



**CARLOS ALBERTO JUNIOR**

**ANÁLISE NUMÉRICA DO USO DE REFORÇOS EM  
FUNDAÇÕES RASAS**

**LAVRAS – MG  
2020**

**CARLOS ALBERTO JUNIOR**

**ANÁLISE NUMÉRICA DO USO DE REFORÇOS EM FUNDAÇÕES RASAS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. Me. Raquel Mariano Linhares

Orientadora

**LAVRAS-MG**

**2020**

**Ficha catalográfica elaborada pelo Sistema de Geração de Ficha Catalográfica da Biblioteca  
Universitária da UFLA, com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).**

Junior, Carlos Alberto.

Análise numérica do uso de reforços em fundações rasas /  
Carlos Alberto Junior. - 2020.  
65 p. : il.

Orientador(a): Raquel Mariano Linhares.

Monografia (graduação) - Universidade Federal de Lavras,  
2020.

Bibliografia.

1. Modelagem Numérica. 2. Reforço de Solo. 3. Capacidade de  
Carga. I. Linhares, Raquel Mariano. II. Título.

**CARLOS ALBERTO JUNIOR**

**ANÁLISE NUMÉRICA DO USO DE REFORÇOS EM FUNDAÇÕES RASAS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 03 de dezembro de 2020.

Raquel Mariano Linhares UFLA

Eduardo Souza Cândido UFLA

Paulo Roberto Borges UFLA



---

Prof. Me. Raquel Mariano Linhares

Orientadora

**LAVRAS-MG**

**2020**

*Aos meus pais e irmã pelo exemplo de amor e carinho.*

*À minha família e amigos que sempre me apoiaram.*

## AGRADECIMENTOS

Já dizia Toquinho que “o futuro é uma astronave que tentamos pilotar, não tem tempo nem piedade, nem tem hora de chegar, sem pedir licença muda nossa vida, e depois convida a rir ou chorar”. De fato, é muito bonito poder chegar até aqui e ver que agora é tempo de sorrir e, por isso, tenho muito a agradecer.

Primeiramente, agradeço a Deus, por realizarmos esse sonho juntos, pois desde criança sonhava em ser um engenheiro civil. Agradeço a sua mão que me sustenta e me ampara, pois sei que sem Ti eu iria fraquejar e vacilar. Agradeço por todos os momentos de alegria e tristeza, os quais me fortaleceram e me fizeram chegar até aqui. Agradeço ao amparo da Virgem Maria e do meu anjo por sempre me guardarem.

Agradeço aos meus pais, Carlinhos e Cidinha, que sempre me apoiaram e não mediram nenhum esforço para que eu chegasse até aqui. Por trabalharem incansavelmente para que eu e minha irmã, Carol, à qual agradeço imensamente, conquistássemos um diploma superior. Saibam que quando pensava em desistir, lembrava que vocês trabalhavam arduamente, no volante do caminhão ou no balcão e, por isso, estou aqui. Espero retribuir, um dia, todo amor que investiram em nós. Saibam que tenho muito orgulho de vocês: pai, mãe e irmã.

Agradeço a minha avó, Ephigênia, que sempre foi exemplo de garra e determinação para todos nós, e aos meus avós Joaquim, José Guedes e Madalena, que do céu, intercederam por mim. Estendo meus agradecimentos aos meus tios e tias, primos e primas, pelo incentivo, apoio e descontrações. Também agradeço às minhas madrinhas, Eliane e Eliete, saibam que vocês foram essenciais e me ajudaram como se fossem minha mãe.

Agradeço aos meus amigos, que me acompanharam nesta etapa tão árdua, vocês sonharam junto comigo, me auxiliaram e isso não tem preço. Um agradecimento especial aos meus amigos Camilo, Dani, Iridiane e Kellen, que souberam me escutar e me aconselharam tão sabiamente, em diversos momentos. Também um agradecimento aos amigos do meu grupo JUCC, que nunca me abandonaram, foram fundamentais para que eu pudesse chegar até aqui, assim como todos os amigos da Igreja, pelas orações e torcida.

Agradeço aos amigos Ariane, Cíntia, Leticia e Pedro, pela companhia sincera, pois vocês tornaram este caminho mais tranquilo e, por isso, jamais serão esquecidos. Agradeço aos meus amigos Marcos Paulo, Jonathas e Joélisson, companheiros de estudo quando éramos ABI, saibam que valeu os desesperos. E agradeço ainda a todos os colegas de classe, por compartilharem conhecimento, pelos sorrisos e apertos dos quais hoje colhemos os frutos.

Meu agradecimento ao núcleo de estudos de Geotecnia GEOTEC, pelo crescimento profissional, e pelo grande aprendizado em cada encontro e eventos.

Aos professores do ciclo básico, assim como todos os professores da Engenharia Civil, uma vez que vocês foram fundamentais para a minha formação. Um agradecimento especial ao professor Dr. Eduardo Cândido, por semear tão bem a geotecnia. Saiba que sua alegria e o brilho nos olhos em ministrar as aulas me fizeram apaixonar por essa área.

À minha orientadora e professora Me. Raquel Linhares, pelas aulas práticas de mecânica dos solos, que também me fizeram aguçar a vontade de trabalhar na área e, ainda, pela paciência, atenção, carinho e compreensão ao decorrer da composição deste trabalho. A elaboração deste TCC representa para mim muito mais que uma disciplina a ser concluída, e você foi pontual e essencial para que isso se tornasse possível, me corrigindo na hora certa e me motivando a enxergar aquilo que não estava na minha zona de visão, me fazendo ver além, muito obrigado.

Agradeço à Quebec Engenharia e à Delta Geologia, por me proporcionarem aplicar o conhecimento adquirido e por todo aprendizado, assim como todo o companheirismo dos colegas de trabalho.

Por fim, agradeço à Universidade Federal de Lavras, pela infraestrutura, ensino de qualidade e pelo carinho que me acolheu, assim como todos os funcionários da Universidade. Me recordo na recepção de calouros, que o Reitor dirigiu uma palavra: retornem para a sociedade o que ela está investindo em vocês. Dessa forma, espero, com este trabalho, poder contribuir para a engenharia e, como profissional, poder retribuir tudo o que vocês investiram.

**A todos, a minha gratidão!**

*Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no oceano, mas ele seria menor se lhe faltasse uma gota (Santa Tereza de Calcutá).*



## RESUMO

Neste trabalho foram realizadas análises numéricas do uso de reforços em fundações rasas, objetivando avaliar o ganho da capacidade de carga. Para a validação do modelo numérico, foram utilizados os dados do trabalho de Linhares (2013), a qual realizou modelagem física por meio de ensaio de carga e estudou o ganho da capacidade de carga em solo arenoso fofo reforçado com geotêxtil, variando a posição de assentamento e comprimento do reforço. Após a validação, foram realizadas análises de parâmetros, como o número de camadas assentadas de reforço e o comprimento dos reforços. A modelagem transcorreu pela disposição de uma camada e, após isso, foram adicionadas, subsequentemente, até seis camadas de reforço. Isso posto, as avaliações ocorreram por meio de parâmetros de comparação referentes ao ganho da capacidade de carga em cada modelo, sendo que foram realizadas as mesmas análises para o modelo com comprimento distintos. Ademais, observou-se, ainda, as tensões horizontais desenvolvidas em cada camada, assim como as tensões de tração desenvolvidas nos reforços. Diante disso, os resultados apontam que os reforços contribuem para a redução de recalques e, conseqüentemente, o aumento da capacidade de carga. Porém, em todas as análises realizadas, o modelo reforçado com seis camadas foi o que apresentou resultados mais vantajosos, no que se refere a carregamentos maiores. Desse modo, constatou-se que para baixas tensões, não se torna economicamente viável o reforço do solo, para as condições estabelecidas neste trabalho. Assim sendo, a variação no comprimento dos reforços entre camadas não oferece benefícios aparentes, podendo considerar que a interferência dos reforços para a redução dos deslocamentos é mais satisfatória quando aumentada o número de camadas assentadas no solo.

**Palavras-chave:** Modelagem Numérica. Reforço de Solo. Capacidade de Carga. Fundações Superficiais.

## ABSTRACT

In this study, numerical analyzes of the use of reinforcements in shallow foundations were carried out, aiming to evaluate the gain of the bearing capacity. For the validation of the numerical model, data from the work of Linhares (2013) were used, one of which performed physical modeling by means of load testing and studied the gain in bearing capacity in soft sandy soil reinforced with geotextile, varying the position of settlement and length of the reinforcement. After validation, parameter analyzes were performed, such as the number of layers of reinforcement laid and the length of the reinforcements. The modeling took place by laying a layer and, after that, up to six layers of reinforcement were subsequently added. That said, as evaluations took place by means of comparison parameters referring to the gain in bearing capacity in each model, which were analyzed according to the analyzes for the model with different lengths. Furthermore, the horizontal stresses developed in each layer were observed, as well as the tensile stresses developed in the reinforcements. In view of this, the results pointed out that the reinforcements contribute to the reduction of settlements and, consequently, the increase in the bearing capacity. However, in all the analyzes carried out, the model reinforced with six layers was the one that presented the most advantageous results, about larger loads. Thus, it was found that for low tensions, soil reinforcement is not economically viable, for the conditions defined in this work. Therefore, the variation in the length of the reinforcements between layers does not offer apparent benefits, and it can be considered that the interference of the reinforcements for the reduction of displacements is more satisfactory when the number of layers seated on the soil is increased.

**Keywords:** Numerical Modeling. Soil Reinforcement. Bearing Capacity. Shallow Foundations.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Fundações: (a) superficial e (b) profunda.....	2
Figura 2.2 – Principais tipos de fundação superficiais.....	3
Figura 2.3 - Ruptura Geral.....	4
Figura 2.4 – Ruptura por puncionamento.....	4
Figura 2.5 - Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia.....	5
Figura 2.6 – Sistema sapata-solo.....	5
Figura 2.7 - Propagação de tensões segundo uma inclinação 1:2.....	7
Figura 2.8- Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada.....	8
Figura 2.9 – Comportamento tensão x deformação: a) elástico-linear; b) elástico não-linear; c) linear não elástico.....	9
Figura 2.10 – Esquema de montagem para o ensaio de placa.....	10
Figura 2.11 – Curva carga-recalque de ensaio de placa em: (a) argila, (b) areia.....	11
Figura 2.12 – Curvas carga-recalque características de cada tipo de ruptura.....	11
Figura 2.13 - Dissipação de tensões a partir do centro da sapata, com e sem reforço.....	13
Figura 2.14 - Rupturas em solos arenosos.....	14
Figura 2.15 - Componentes de reação ao carregamento: (a) reforço horizontal e (b) após deslocamentos.....	15
Figura 3.1 – Aparato utilizado nos ensaios de Linhares (2013).....	18
Figura 3.2 – Curvas carga-recalque do modelo físico.....	21
Figura 3.3 – Modelagem para solo não reforçado.....	22
Figura 3.4 – Curva carga-recalque com variação de $E$ ( $\nu=0,3$ , 15 nós, malha grosseira).....	23
Figura 3.5 - Curva carga-recalque com variação de $\nu$ ( $E=2600$ kN/m <sup>2</sup> , 15 nós, malha grosseira). .....	23
Figura 3.6 - Curva carga-recalque com variação do número de nós por elemento ( $\nu=0,3$ , $E=2600$ kN/m <sup>2</sup> , malha grosseira). .....	24
Figura 3.7 - Curva carga-recalque com variação do refinamento de malha ( $\nu=0,3$ , $E=2600$ kN/m <sup>2</sup> , 15 nós). .....	24
Figura 3.8 - Curva carga-recalque com variação de $\Psi$ ( $\nu=0,3$ , $E=2600$ kN/m <sup>2</sup> , malha grosseira e 15 nós). .....	25
Figura 3.9 - Curva carga-recalque do modelo físico reduzido e numérico validado ( $\Psi= 6^\circ$ , $\nu=0,3$ , $E=2600$ kN/m <sup>2</sup> , malha grosseira e 15 nós). .....	25

Figura 3.10 – Modelagem para solo reforçado.....	26
Figura 3.11 – Tensões dissipadas abaixo do reforço.....	27
Figura 3.12 - Curva carga-recalque com variação do módulo de deformabilidade do solo para o caso reforçado ( $\Psi= 10^\circ$ , $\nu=0,3$ , malha grosseira e 15 nós).....	27
Figura 3.13 - Curva carga-recalque com variação do ângulo de dilatância do solo para o caso reforçado. ( $E=3800 \text{ kN/m}^2$ , $\nu=0,3$ , malha grosseira e 15 nós).....	28
Figura 3.14 – Curva carga-recalque do modelo físico reduzido e numérico validado para o solo com reforço $L=5B$ . .....	28
Figura 3.15 – Curva carga-recalque com comprimento $L$ do reforço de $5B$ e $3B$ . .....	29
Figura 3.16 – Alterando as camadas de reforço: 2 e 3 camadas.....	30
Figura 3.17 – Esquema para seis camadas de reforço. ....	31
Figura 3.18 – Esquema das três camadas de reforço com comprimentos $3B$ , $4B$ e $5B$ . .....	31
Figura 4.1 – Carga-recalque para duas camadas de reforço.....	32
Figura 4.2 – Carga-recalque comparando três camadas de reforço.....	33
Figura 4.3 - Carga-recalque para seis camadas de reforço. ....	34
Figura 4.4 – Esquema de escavação de vala para fundação reforçada com 6 camadas. ....	35
Figura 4.5 – Desenvolvimento de $T / \sigma h$ para número de camadas distintas.....	37
Figura 4.6 – Bulbo de tensões para carregamento de $79,5 \text{ kPa}$ . .....	38
Figura 4.7 – Carga-recalque comparando três camadas de reforço com comprimento distintos: $3B$ , $4B$ e $5B$ , e três camadas com comprimento $3B$ . .....	39
Figura 4.8 - Desenvolvimento de $T / \sigma h$ para comprimentos distintos. ....	40
Figura 4.9 – Bulbo de tensões com comprimentos distintos. ....	41

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Profundidade do bulbo de tensões de acordo com o formato das sapatas.....	7
Tabela 2 – Propriedades e parâmetros do modelo físico.....	19
Tabela 3 – Fator escala (protótipo/modelo).....	20
Tabela 4 – Propriedades e parâmetros do modelo numérico convertido.....	21
Tabela 5 – Avaliação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT para areias e solos arenosos.....	22
Tabela 6 – Resumos dos parâmetros utilizados.....	26
Tabela 7 – Influência do comprimento do reforço de 3B para 5B.....	29
Tabela 8 - Valores de recalques para duas camadas de reforço.....	32
Tabela 9 - Valores de recalques para três camadas de reforço.....	33
Tabela 10 - Valores de recalques para seis camadas de reforço.....	34
Tabela 11 – BCR para diferentes números de camadas de reforços.....	35
Tabela 12 – Recalques para cálculo do PRS, com tensões fixadas em 80,5 kPa e 311,1 kPa.	36
Tabela 13 – PRS.....	36
Tabela 14 - Valores de recalques para comprimentos distintos.....	39

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>2</b>
<b>2.1.</b>	<b>Tipos de fundações.....</b>	<b>2</b>
<b>2.2.</b>	<b>Tipos de ruptura em fundações.....</b>	<b>3</b>
<b>2.3.</b>	<b>Capacidade de carga de sapatas.....</b>	<b>5</b>
<b>2.4.</b>	<b>Recalques em fundações superficiais.....</b>	<b>7</b>
<b>2.5.</b>	<b>Provas de carga em placas e curvas carga-recalque.....</b>	<b>10</b>
<b>2.6.</b>	<b>Reforço em fundações.....</b>	<b>12</b>
<b>2.7.</b>	<b>Programa computacional.....</b>	<b>17</b>
<b>3.</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>18</b>
<b>3.1.</b>	<b>Características físicas e mecânicas do modelo físico.....</b>	<b>18</b>
<b>3.2.</b>	<b>Validação do modelo numérico.....</b>	<b>19</b>
<b>3.2.1.</b>	<b>Validação do solo sem reforço.....</b>	<b>22</b>
<b>3.2.2.</b>	<b>Validação do solo reforçado.....</b>	<b>26</b>
<b>3.3.</b>	<b>Análise Paramétrica.....</b>	<b>30</b>
<b>3.3.1.</b>	<b>Número de camadas de reforço.....</b>	<b>30</b>
<b>3.3.2.</b>	<b>Uso de reforços com comprimentos distintos.....</b>	<b>31</b>
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>32</b>
<b>4.1.</b>	<b>Número de camadas de reforço. ....</b>	<b>32</b>
<b>4.2.</b>	<b>Uso de reforços com comprimentos distintos.....</b>	<b>38</b>
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>42</b>
	<b>SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>43</b>
	<b>REFERÊNCIAS. ....</b>	<b>44</b>
	<b>ANEXO.....</b>	<b>47</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Nos primórdios da humanidade, os idealizadores das pequenas e grandes construções já se preocupavam com a estrutura das suas obras. Elementos estruturais como vigas, pilares e as fundações, foram estudados e aprimorados ao longo das décadas. As vigas e os pilares são dimensionados para resistirem e conduzirem esforços para as fundações, sendo estas, partes da infraestrutura responsáveis por transmitirem tais esforços ao subsolo, atendendo aos critérios de compatibilidades de carga e de deformações.

Em se tratando de solo, nem sempre as camadas estratigráficas possuem capacidade de carga suficiente para resistirem às solicitações das estruturas. Inúmeras são as variáveis que dificultam o desempenho adequado do solo para suporte, levando, muitas vezes, os projetos a serem técnica ou economicamente inviáveis. Para dirimir tal problema, surgiram técnicas para aumentar essa capacidade de carga do solo, como o seu melhoramento e reforço.

Isso posto, destaca-se que o melhoramento do solo pode ser feito pela mistura de materiais ligantes no solo *in situ*, para que ocorra a sua estabilização. Já o reforço do solo é feito com a utilização de fibras, visando aumentar a sua resistência, sendo essas fibras de origem vegetal ou polimérica. Um dos materiais mais utilizados para este fim são os geossintéticos, produtos poliméricos sintéticos desenvolvidos para auxiliarem nos problemas de geotecnia, que podem desempenhar diversas funções, como filtro, proteção contra erosão, aumento da capacidade de carga, dentre outros.

Uma das formas de estudar a viabilidade e comportamento desses reforços é por meio dos modelos físicos em escala reduzida, pois conseguem avaliar o comportamento da interação solo–reforço, assim como observar o ganho da capacidade de carga do solo. Com efeito, tais modelos podem servir para validação de modelos numéricos, que facilitam análises paramétricas.

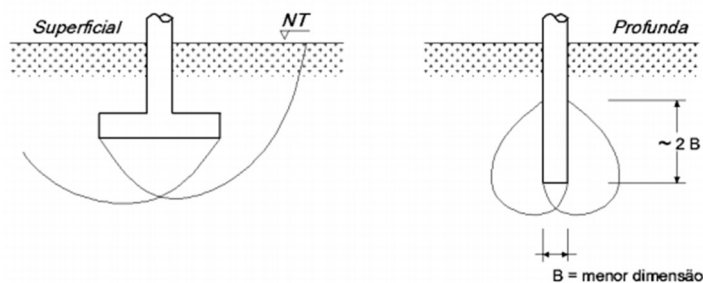
Nessa perspectiva, o objetivo desse trabalho foi realizar análises paramétricas em *software* de elementos finitos, do uso de reforços em solo arenoso fofo, em fundações superficiais. A validação do modelo numérico se deu por meio de um modelo físico em escala reduzida. Assim, foi estudada a influência de parâmetros, como: o comprimento e o número de camadas de reforços assentados na massa de solo de fundação. Esses parâmetros foram avaliados por meio da comparação do ganho da capacidade de carga em relação ao modelo não reforçado e pelas análises das tensões desenvolvidas nos reforços e bulbos de tensões.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. Tipos de fundações

As fundações são elementos estruturais cuja finalidade é transmitir as cargas provenientes de uma edificação para uma camada resistente de solo, de forma que: (i) não provoquem a ruptura do terreno e (ii) haja compatibilidade de deformações com a superestrutura. De acordo com Velloso e Lopes (2004), as fundações são divididas em dois grandes grupos: as superficiais e as profundas (FIGURA 2.1).

Figura 2.1 - Fundações: (a) superficial e (b) profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2004) – p.11.

A NBR 6122 (ABNT, 2019), diferencia os tipos de fundação pelas formas com que as cargas são dissipadas no solo. Quando as cargas são transmitidas ao solo por meio da base (resistência de ponta), ou pela superfície lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas, designa-se fundação profunda. Por outro lado, quando a transmissão de esforços se dá exclusivamente pela base e a altura de embutimento for inferior a duas vezes em relação à menor dimensão da fundação, chama-se fundação superficial. A norma define as fundações rasas em:

- Sapata: elemento de fundação projetado para que as armaduras resistam aos esforços de tração e o concreto aos esforços de compressão. Podem ter formatos geométricos variados como circulares, retangulares e quadradas;

- sapata associada: sapata comum a dois pilares, ou a mais de dois pilares, quando não alinhados e desde que correspondem menos de 70% das cargas da estrutura;

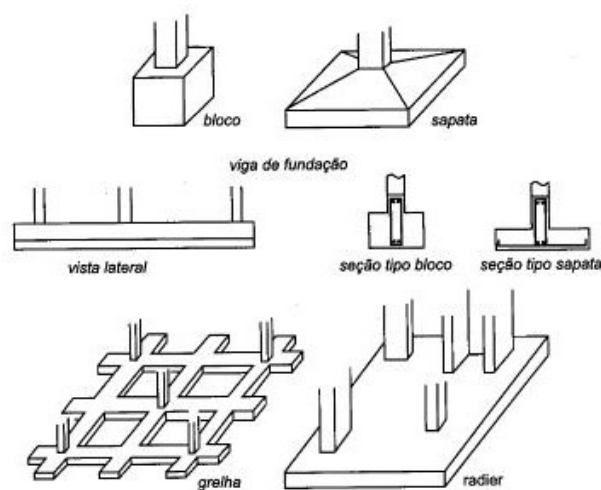


- sapata corrida: elemento de fundação sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou quando possuem o alinhamento de três ou mais pilares, desde que represente menos de 70% das cargas da estrutura;

- blocos de fundação: o que difere das sapatas é que são elementos de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras, não são elementos armados, e os esforços de tração são resistidos pelo material.

Esses elementos são demonstrados pela Figura 2.2.

Figura 2.2 – Principais tipos de fundação superficiais.

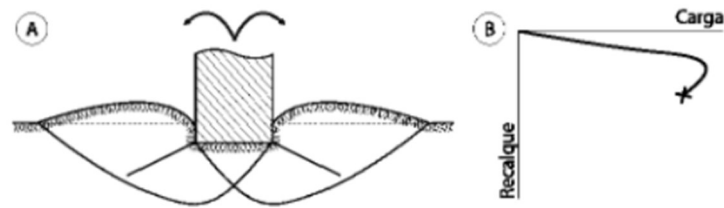


Fonte: Velloso e Lopes (2004) – p.12.

## 2.2. Tipos de ruptura em fundações

Vesic et al. (1973) diferenciou os tipos de ruptura como ruptura geral, por puncionamento e local. Na ruptura geral, também denominada por ruptura do tipo frágil, o elemento de fundação rotaciona, a falha é calamitosa e imediata. Vesic et al. (1975) discorre que essa ruptura se dá em solos menos deformáveis, em sapatas suficientemente rasas. Considera ainda que a superfície de ruptura é contínua, desde a borda esquerda em relação à base da sapata, até a superfície do terreno à direita, e vice-versa (FIGURA 2.3). Ainda, a carga de ruptura é atingida para pequenos valores de recalques, como em solos mais rígidos, exemplificado pelas areias compactas a muito compactas e argilas rijas a duras.

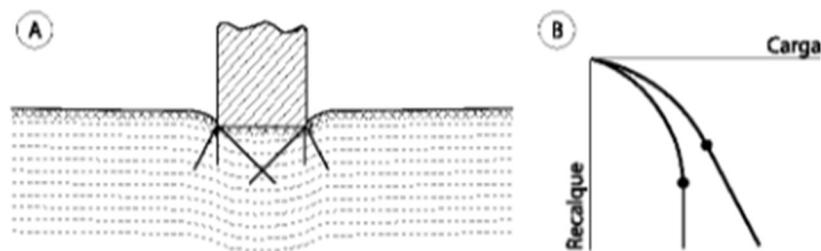
Figura 2.3 - Ruptura Geral.



Fonte: Cintra et al. (2011) – p.23.

Segundo Velloso e Lopes (2004), a ruptura por punção é um objeto de difícil observação, pois à medida que ocorre um crescimento da carga, a fundação é movida verticalmente por meio do esforço de compressão do solo na interface solo-sapata (FIGURA 2.4). Este tipo de ruptura ocorre em solos mais deformáveis ou mais compressíveis, como areias pouco compactas a fofas e argilas moles a muito moles.

Figura 2.4 – Ruptura por punção.



Fonte: Cintra et al. (2011) – p.24.

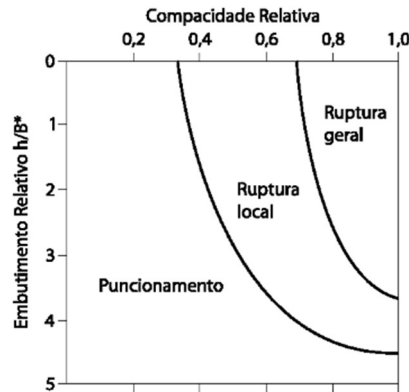
Para solos intermediários, como é o caso de argilas médias e areias medianamente compactas, Vesic (1975) apud Cintra et al. (2011) define a ruptura como sendo local, não possuindo um mecanismo de ruptura própria, pois ela se dá entre os outros dois tipos de ruptura. “Esse modelo consiste em uma cunha e de superfícies de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação, entretanto, a compressão vertical sob a fundação é significativa, e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno” (VELLOSO; LOPES, 2004, p. 57). Assim, a ruptura localizada tem características dos outros dois tipos de ruptura, sendo um tipo de transição.

Vesic (1975) apud Cintra et al. (2011) argumenta que o modo de ruptura não depende apenas da rigidez do solo, mas também do embutimento da sapata. Para areias, o autor classifica os modos de ruptura numa relação da compacidade relativa e do embutimento relativo da sapata

$h/B^*$ , onde  $h$  é a altura de embutimento da sapata, e  $B^*$  a base corrigida da sapata descrita na equação (1). As condições de ocorrência das rupturas em areias são demonstrada na Figura 2.5.

$$B^* = \frac{2 \cdot B \cdot L}{B + L} \quad (1)$$

Figura 2.5 - Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia.



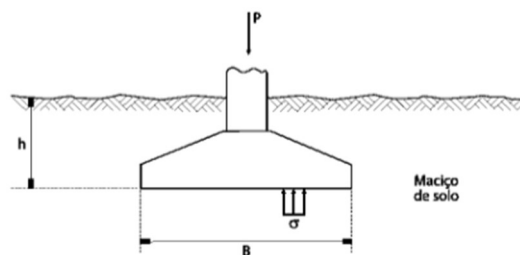
Fonte: Vesic (1975) apud Cintra et al. (2011) – p. 25.

### 2.3. Capacidade de carga de sapatas

A capacidade de carga do solo é a máxima tensão que o solo suporta quando submetido a esforços normais. Segundo Cintra et al. (2011), a força vertical  $P$  de compressão que chega à sapata é dissipada em sua base de largura  $B$  e comprimento  $L$  em forma de tensão normal, dada pela equação (2). A cota de embutimento  $h$  é a distância entre a superfície do terreno e base da sapata (FIGURA 2.6).

$$\sigma = \frac{P}{B \cdot L} \quad (2)$$

Figura 2.6 – Sistema sapata-solo.



Fonte: Cintra et al. (2011) – p.21.

À medida que a força  $P$  aumenta, proporcionalmente aumenta a tensão  $\sigma$ . Na eminência de ruptura, ocorrerá um valor máximo de tensão que recebe o subíndice  $r$ , referindo-se às palavras de ruptura e resistência. Considera-se, então,  $\sigma_r$  a capacidade de carga do solo, que está intimamente relacionada com o seu tipo de ruptura.

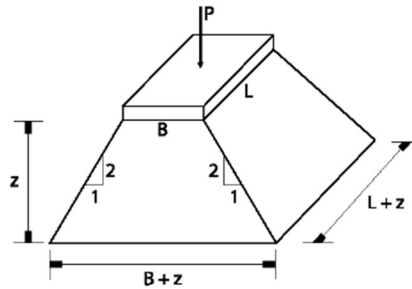
Para a estimativa teórica da capacidade de carga em fundações superficiais, consideram-se na literatura algumas teorias. A Teoria de Terzaghi parte dos seguintes princípios: (i) considera para cálculos uma sapata corrida, em que o comprimento  $L$  é bem maior que a largura  $B$  ( $L \geq 5B$ ). Assim sendo, para simplificar o problema num caso bidimensional, (ii) o embutimento  $h$  deve ser inferior à largura  $B$  da sapata e despreza-se a resistência ao cisalhamento na camada de solo acima da cota do assentamento da sapata, substituindo esta por uma sobrecarga  $q$ , dado pelo peso específico  $\gamma$  multiplicado por  $h$  ( $q = \gamma \cdot h$ ) e (iii) o maciço de solo na base da sapata é pouco deformável, que caracteriza uma ruptura geral.

Nesse liame, o autor apresentou as primeiras formulações em 1943, com algumas correções em 1967, concomitantemente com Peck. Essas formulações correlacionam os parâmetros  $c$  (coesão),  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  (fatores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito),  $q$ ,  $\gamma$ ,  $B$  (base da sapata) e  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$ , que são os fatores de forma, obtidos por meio de ensaios, ábacos e tabelas, apresentados no anexo.

Vesic (1975) contribuiu para os estudos da capacidade de carga e propôs algumas mudanças nas equações de Terzaghi. Tais mudanças ocorreram nos fatores de capacidade de carga, que são calculados e retirados por meio de equação e tabela, ambas dependentes do ângulo de atrito. Esses fatores de capacidade de carga são utilizados nos fatores de forma para o cálculo da capacidade de carga na equação apresentada por Terzaghi.

No caso de solos estratificados, simplifica-se o problema adotando-se uma sapata fictícia formada por um trapézio com arestas de inclinação de 1:2 como demonstrado na Figura 2.7. Nesta sapata fictícia, há uma parcela de tensões  $\Delta\sigma$  que se propaga à profundidade  $z$ , também chamado de bulbo de tensões, que pode ser calculada pela equação (3).

Figura 2.7 - Propagação de tensões segundo uma inclinação 1:2.



Fonte: adaptado de Peloff e Baron (1976) apud Cintra et al. (2011) p.37.

$$\Delta\sigma \cong \frac{\sigma \cdot B \cdot L}{(B + z) \cdot (L + z)} \quad (3)$$

Simons e Menzies (1981) perceberam que, aplicando-se a teoria da elasticidade, o solo se deformava de maneiras distintas devido à geometria das sapatas. Sendo assim, propuseram valores de profundidade do bulbo de tensões, que são apresentados pela Tabela 1. Os valores são aproximados, de forma a tornar prática a resolução de problemas de fundações em sapatas.

Tabela 1 – Profundidade do bulbo de tensões de acordo com o formato das sapatas

Sapata	Relação Largura (B) e Comprimento (L)	Profundidade do bulbo de tensões (z)
Circular ou quadrada	$L = B$	$2B$
Retangular	$L = 2 \text{ a } 4B$	$3B$
Corrida	$L \geq 5B$	$4B$

Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2011)

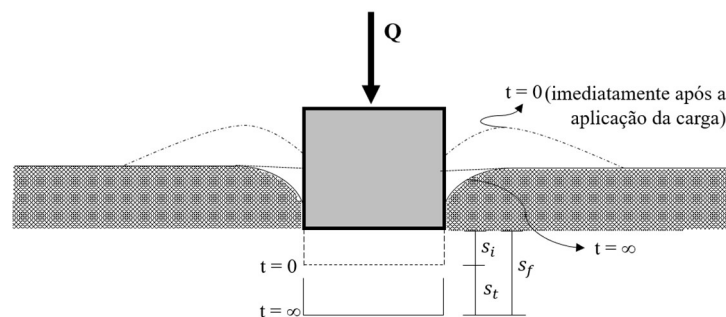
## 2.4. Recalques em fundações superficiais

As fundações sofrem deslocamentos verticais, horizontais e rotacionais devidos às solicitações as quais são impostas. A relação entre a estrutura e o subsolo é uma agravante para que ocorram esses deslocamentos. Antoniazzi (2011) declara que o mecanismo da interação solo-estrutura (ISE) refere-se a um conjunto de fatores que desencadeiam os recalques, como a

influência dos primeiros pavimentos, a forma em planta da edificação, o número de pavimentos, a rigidez relativa estrutura-solo, entre outras coisas.

Quando as fundações são carregadas, geram-se no solo dois tipos de recalques: (i) proveniente de deslocamentos instantâneos,  $s_i$  e (ii) com o decorrer do tempo  $s_t$ , como demonstrado na Figura 2.8 e na equação (4). Velloso e Lopes (2004) discorrem que o segundo tipo é chamado de recalque no tempo, e explicam que esse adensamento ocorre devido à migração de água dos poros, que leva a uma redução do índice de vazios, sendo um fenômeno típico de solos finos e saturados. Em continuação desse adensamento primário, ocorrem também os fenômenos viscosos, dado pela fluência ou *creep*, deformação do solo em função do tempo perante tensões constantes. Podem ser calculados analiticamente pela equação (5).

Figura 2.8- Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada.



Fonte: Adaptado Velloso e Lopes (2004) p.85.

$$s_f = s_i + s_t \quad (4)$$

onde  $s_f$  refere-se ao recalque total da fundação.

$$s_t = s_a + s_v \quad (5)$$

sendo:

$s_a$  = parcela devido ao adensamento;

$s_v$  = parcela devida a fenômenos viscosos.

Cintra et al. (2011) apontam que a estimativa desses recalques totais deve ser obrigatória nos projetos de fundações para o estado limite de serviço, para que as tensões solicitantes sejam

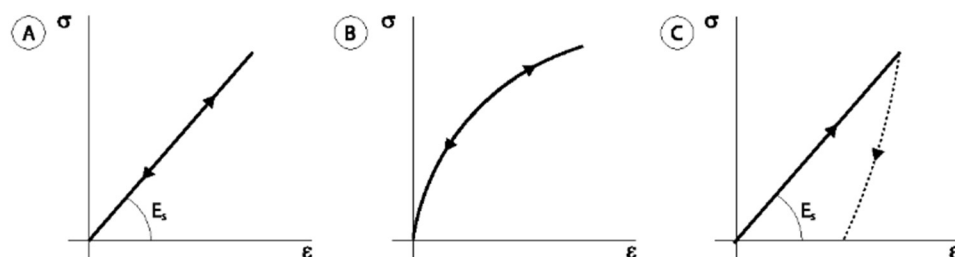
inferiores aos valores admissíveis do solo. Os teóricos apontam ainda que, além do recalque total, existem também os recalques diferenciais (ou relativos), e os recalques distorcionais entre duas fundações. Esses ocorrem devidos às não uniformidades do solo e das geometrias das sapatas. Entretanto, ainda se fossem homogêneos, a variabilidade do solo gera recalques desiguais.

A previsão desses recalques pode ser realizada por meio de métodos racionais, semiempíricos e empíricos (VELLOSO; LOPES, 2004):

- Racionais: extraem-se os parâmetros de deformabilidade de ensaios de laboratório ou *in situ* (ensaio de placa e pressiométrico) que são combinados com modelos teóricos para maior exatidão;
- Semiempíricos: retiram-se os parâmetros de deformabilidade de ensaios *in situ* de penetração, como o ensaio de penetração de cone CPT (*Cone Penetration Test*) e a sondagem a percussão SPT (*Standard Penetration Test*);
- Empírico: utilizam-se tabelas com valores típicos de tensões admissíveis de diferentes tipos de solos para prever recalques aceitos em estruturas convencionais.

É importante destacar que os solos não são materiais elásticos, no entanto, os recalques podem ser calculados utilizando a Teoria da Elasticidade devido a linearidade da curva tensão ( $\sigma$ ) x deformação ( $\epsilon$ ) (FIGURA 2.9). Cintra et al. (2011) explicam que é aceitável considerar um comportamento linear da relação  $\sigma$  x  $\epsilon$ , até níveis de tensão que assemelham aos valores de carregamentos das fundações suficientemente distantes da ruptura do solo. O coeficiente angular da reta é o Módulo de *Young*, também chamado de Módulo de Elasticidade. Nessa conjuntura, Vargas (1989) sugere a substituição da nomenclatura nos solos para Módulo de Deformabilidade ( $E_s$ ).

Figura 2.9 – Comportamento tensão x deformação: a) elástico-linear; b) elástico não-linear; c) linear não elástico.



Fonte: Cintra et al. (2011) p.64.

Cintra et al. (2011) apontam dois tipos diferentes do meio elástico, que são o meio elástico homogêneo (MEH) e o meio elástico não homogêneo. O MEH é designado quando o  $E_s$  for constante com a profundidade, como é o caso das argilas sobreadensadas. Já no meio elástico não homogêneo, o módulo de deformabilidade não é constante com a profundidade, podendo ser exemplificado pelas areias.

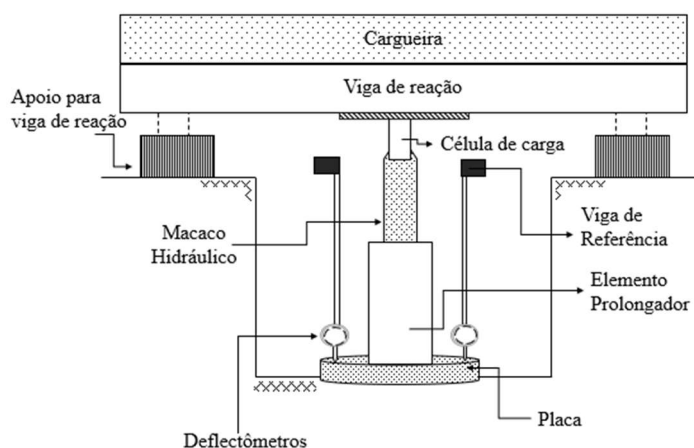
Para as areias, os recalques imediatos são geralmente maiores, devido ao módulo de deformabilidade aumentar com a profundidade. Diante disso, vale mencionar que um dos principais estudiosos para o cálculo de recalques imediatos em areia foi Schmertmann, propondo formulações e teorias para essas estimativas no ano de 1970. Entretanto, no ano de 1978, o autor apresentou algumas irregularidades no seu método, e aprimorou-o, de forma a separar casos de sapata corrida com caso de sapata quadrada.

## 2.5. Provas de carga em placas e curvas carga-recalque

As provas de cargas em placas são procedimentos experimentais utilizados para observar os deslocamentos nos solos. A NBR 6489 (ABNT, 2019) é a norma responsável por reger o ensaio, e compreende os requisitos para sua execução, seu registro e sua apresentação.

Segundo a norma, é utilizada uma placa com rigidez equivalente a fundação prevista, de aço ou concreto, e deve estar apoiada sob uma superfície nivelada, com largura mínima ou diâmetro mínimo de 0,30 m. Quando é necessário abrir um poço para atingir a cota de apoio, o diâmetro mínimo do poço deve corresponder ao diâmetro da placa, acrescido a 0,60 m e a profundidade máxima a 1,20 m. O esquema representativo do ensaio é demonstrado na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Esquema de montagem para o ensaio de placa.

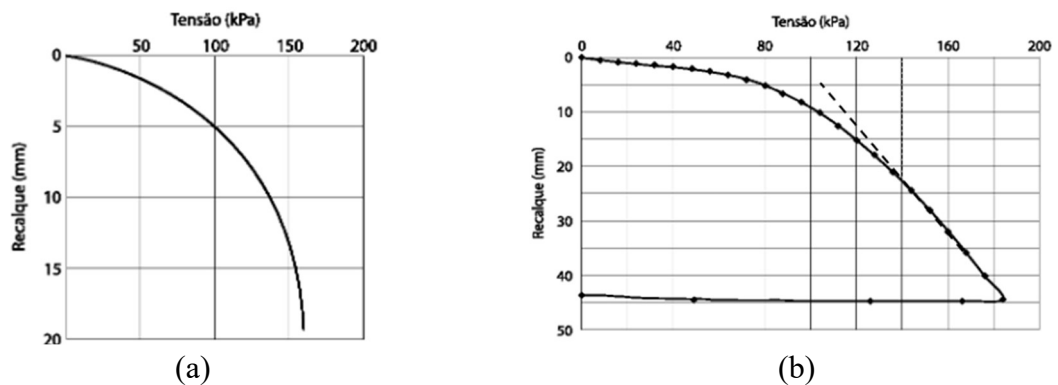


Fonte: Do autor



O resultado deste ensaio é uma curva carga-recalque, em que o eixo horizontal representa a tensão aplicada no solo e, em relação ao eixo vertical, o recalque voltado para baixo, em virtude de serem deslocamentos descendentes, geralmente em mm. Cintra et al. (2011) exemplificam na Figura 2.11 dois tipos de curvas possivelmente observáveis: (a) um ensaio em argila porosa na cidade de São Paulo, SP, onde a ruptura se dá para uma tensão de 160 kPa e (b) um ensaio em areia argilosa porosa de São Carlos, SP, que considera a ruptura no trecho da curva de carregamento que assume uma certa linearidade, dado no exemplo uma tensão aproximada de 140 kPa.

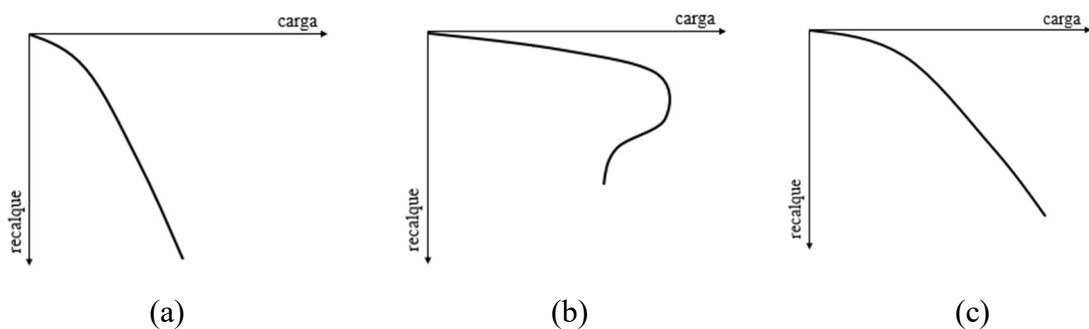
Figura 2.11 – Curva carga-recalque de ensaio de placa em: (a) argila, (b) areia.



Fonte: Cintra et al. (2011), p. 42.

As curvas são típicas de cada tipo de ruptura, como aborda Vesic (1975). A Figura 2.12 ilustra os três tipos, onde: (a) refere-se a curva da ruptura por punção, (b) a curva por ruptura geral e (c) a curva típica de uma ruptura local.

Figura 2.12 – Curvas carga-recalque características de cada tipo de ruptura.



Fonte: Do autor.

Manegotto (2004) estudou a previsão da curva carga-recalque de ensaio de placa circular em solo não saturado, analisando com um dos parâmetros de sua pesquisa a profundidade de assentamento da placa, e visando prever recalques para sapatas e tubulões. Ele

observou um aumento da capacidade de carga e da rigidez do solo em decorrência da profundidade de assentamento da placa. O autor enfatiza ainda, a importância do ensaio de placa para previsão dos recalques e que a curva “carga-recalque” é um bom indicativo para observar a capacidade de carga do solo.

Cudmani (1994) apresenta algumas vantagens em se realizar o ensaio de placa no dimensionamento de fundações, como a observação da forma de ruptura do solo quando carregado pela fundação, assim como o conhecimento prévio das condições geométricas que facilitam aplicações de soluções analíticas. No entanto, Gomes (2016) argumenta que existem algumas limitações para as provas de placa, pois os resultados em placa são majorados para fundações de maiores dimensões, mas para areia, por pertencerem a um meio elástico não homogêneo, os parâmetros de deformabilidade do solo podem levar a previsões errôneas de recalques para baixo.

Há outras formas de se obter a curva carga-recalque, como os modelos físicos reduzidos realizados em laboratórios, como o trabalho de Linhares (2013). Assim como o ensaio de prova de carga em placas, medem-se os valores de recalques que correspondem as tensões impostas ao modelo. Em acordo com este ensaio, há a possibilidade também de se realizarem análises numéricas para se obter a curva carga-recalque e a capacidade de carga da fundação (FERNANDES, 2019). Com essas análises numéricas, pode-se estudar medidas para aumentar a capacidade de carga do solo e, conseqüentemente, amenizar os recalques das fundações, como é o caso do solo reforçado.

## **2.6. Reforço em fundações**

Visando aumentar a capacidade de carga do solo, ao longo da história da civilização, diversas técnicas foram alavancadas. Oliveira et al. (2016) remetem algumas estratégias para reforço que são utilizadas desde a antiguidade, como a inclusão de raízes de árvores, telas de bambu, fibras de coco e outros materiais.

As fibras são um dos materiais mais utilizados pela humanidade para aumentar a capacidade de carga do solo, como aponta Girardello (2010) sobre os babilônios que inseriram materiais fibrosos na construção de alguns zigurates – templos comuns para os babilônios e assírios no antigo vale da Mesopotâmia, construídos na forma de pirâmides terraplanadas. Há ainda algumas seções da Muralha da China que foram construídas com cascalho e argilas misturados com fibras naturais.

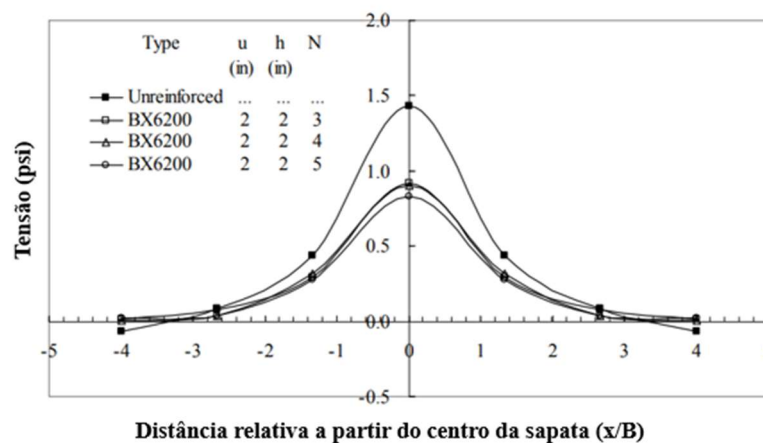
Mesmo sendo um procedimento antigo, a comunidade científica deu maior enfoque nos estudos de reforços a partir de quatro décadas atrás (LUCARELLI, 2018). A utilização de mantas de algodão pelo departamento de Estradas da Carolina do Sul nos Estados Unidos da América, no ano de 1926 é um dos principais registros de reforços que se aproximam dos materiais hoje comercializados (SANTIAGO, 2011). Atualmente, a maioria dos reforços pertence a um grupo de materiais chamados geossintéticos.

Os geossintéticos oferecem várias soluções geotécnicas que são econômicas e de alta tecnologia, principalmente quando utilizados como reforços (BATISTA, 2004). A autora aponta sobre os benefícios dos geotêxteis para melhoria do solo, considerando que, quando o solo não possui boa capacidade de carga, pode ser necessário a retirada deste material, considerando-se uma camada que necessite de um corte maior no terreno, e este será substituído por outro com melhor resistência. Dessa forma, camadas de solo reforçado delgadas ganham resistência equivalente à capacidade de carga de camada espessas de solos não reforçado, sendo assim, economicamente viáveis.

Contudo, a sistemática envolve algumas variáveis, como a resistência do reforço, seu posicionamento, o número de camadas a serem instaladas, o ângulo de atrito, a coesão e o módulo de deformabilidade do solo, assim como o comprimento de ancoragem do reforço no próprio maciço, os recalques admissíveis e outros.

Chen et al. (2008) explicam que a profundidade ótima para dispor a primeira camada de reforço é  $0,33B$ , onde  $B$  é a largura da sapata. Eles demonstram, por meio gráfico, a distribuição de tensões que ocorre a partir do centro da sapata quando o solo é reforçado em relação ao solo sem reforço (FIGURA 2.13).

Figura 2.13 - Dissipação de tensões a partir do centro da sapata, com e sem reforço.



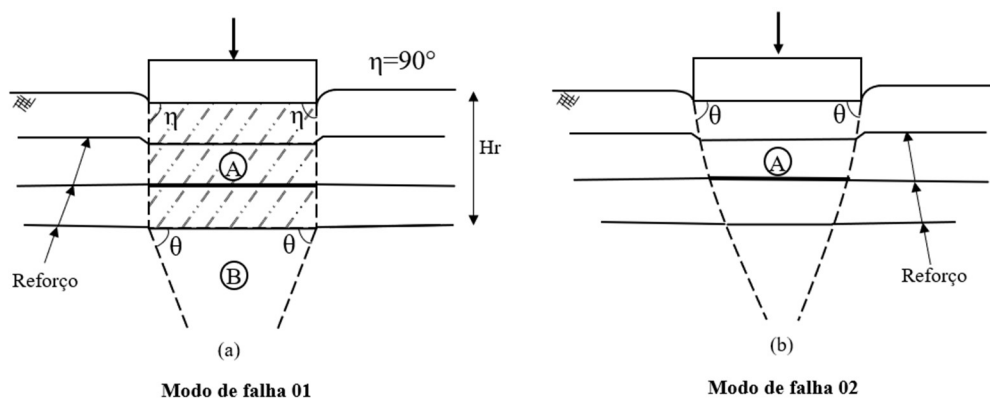
Fonte: adaptado de Chen (2008).

Diante do exposto, salienta-se que  $u$  refere-se ao tamanho da primeira camada,  $h$  ao comprimento das demais camadas e  $N$  ao número de reforços assentados no solo. Assim, ambos os reforços são do modelo BX6200, que se referem a geotêxtil de polipropileno e apresentam a mesma rigidez de 25 kN/m.

Um ponto importante a observar é a interação solo-reforço. Aguiar (2008) descreve que ocorre uma solidarização nas interfaces do solo com o geotêxtil, uma vez que a resistência nessa interface é mobilizada pelo atrito, que evita o deslizamento relativo entre o restante da massa de solo e o geossintético. Desse modo, as dimensões do reforço ficam condicionadas a essa interação, uma vez que a dissipação de tensões nos reforços só será eficaz se esse elemento possuir dimensões suficientes para tal, que deve ser prevista em projeto, e isso tem relação direta com a área de influência da interação solo-grelha.

É importante destacar que, quando o solo é reforçado, modifica-se a forma de ruptura nos elementos de fundação, pois há uma interação desse solo com o reforço. Huang e Tatsuoka (1990), por meio de modelos físicos, constataram que há duas formas de ruptura do solo arenoso reforçado: (i) abaixo da zona reforçada e (ii) na zona reforçada. De acordo com os autores, a primeira se dá igualmente aos casos de sapata rígida profunda em solo não reforçado (FIGURA 2.14a); a segunda começa logo abaixo da fundação, com largura parecida à da sapata na primeira camada de reforço (FIGURA 2.14b). Essa ruptura normalmente se dá caso a face do reforço não apresente resistência à tração superior a solicitação, ou caso houver falha na interface reforço e areia, ou se o reforço não cobrir área suficiente abaixo da fundação.

Figura 2.14 - Rupturas em solos arenosos.



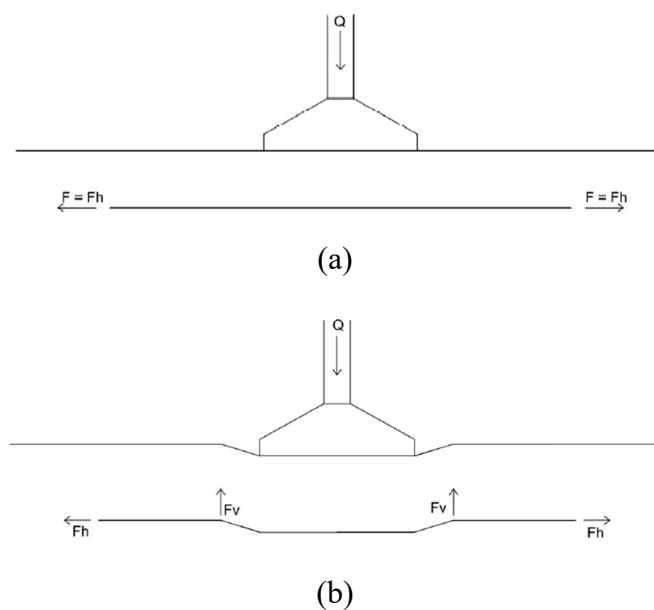
Fonte: Adaptado de Huang e Tatsuoka (1990).

Quando são posicionados de forma não planar, os reforços assumem deformações verticais, que geram componentes de forças verticais. Desse modo, esses componentes

contrabalançam o carregamento da fundação. Esse fenômeno é chamado de Efeito Rede (FIGURA 2.15b).

Fernandes (2019) pesquisou a interação solo-grelha em fundações rasas nos solos argilosos e avaliou as tensões geradas no conjunto, simulando tal interação por análises numéricas. O autor verificou o ganho da capacidade de carga utilizando nove tipos de geossintéticos, oito geogrelhas e um geotêxtil e constatou que os deslocamentos verticais em modelos numéricos reforçados com três e cinco camadas de reforço são valores muito próximos entre si, quando analisados a uma profundidade entre uma a duas vezes a largura B da sapata.

Figura 2.15 - Componentes de reação ao carregamento: (a) reforço horizontal e (b) após deslocamentos.



Fonte: Linhares (2013).

Filgueira (2016) concluiu que quando o solo é reforçado, a sapata pode ser redimensionada com redução considerável na sua largura da base, já que os recalques serão menores. O autor também concluiu que o uso de reforços pode reduzir em média o custo para a execução das sapatas se comparados com o solo sem reforço.

Para quantificar o benefício que o reforço propicia à fundação, os parâmetros PRS (*Percentage Reduction in Footing Settlement* - Porcentagem de Redução do Recalque da Sapata) e o BCR (*Bearing Capacity Ratio* - Razão de Capacidade de Carga) podem ser

utilizados. O BCR, foi intitulado por Binquet e Lee (1975a), parâmetro que compara a capacidade de carga do solo antes e após a inserção do reforço, definido pela equação (6).

$$BCR = \frac{q_r}{q} \quad (6)$$

Onde:

$q_r$  = capacidade de carga do solo com reforço;

$q$  = capacidade de carga do solo sem reforço.

Já o PRS é um parâmetro dado em porcentagem que utiliza os recalques do solo reforçado ( $s_r$ ) com os recalques do solo não reforçado ( $s_{nr}$ ). São utilizados os valores de carregamento pré-fixados do modelo sem reforço, e assim são retirados os deslocamentos correspondentes a essa tensão, podem ser extraídos pela curva carga-recalque, ou por interpolações lineares entre os modelos como aborda Neto (2013). A relação é dada pela equação (7).

$$PRS = \left( \frac{s_{nr} - s_r}{s_{nr}} \right) \times 100 \quad (7)$$

Batista (2004) apresenta que os principais estudiosos sobre o ganho da capacidade de carga, além de Binquet e Lee, 1975<sup>a</sup>, foram Brow e Poulos, no ano de 1981, os estudiosos Schlosser et al. em 1983, e Guido et al., no ano de 198. Esses autores concluíram que, para grandes deformações, é necessário um tamanho de reforço ideal para dispor a primeira camada, uma vez que ela deve ser a motriz para as outras camadas, pois vai absorver maior carga que as demais, então deve garantir comprimento suficiente para que não arrebente e deixe passar maior carga para as outras camadas.

Khing et al. (1993) concluíram que há uma estabilização do BCR quando dispostas seis ou mais camadas de reforço, e que a última dessas seis camadas deve estar localizada numa profundidade de 2,25 B, sendo que B é a largura da sapata.

Guido et al. (1987) concluíram que o uso de geogrelhas aumenta em 10% o BCR se comparado com os geotêxteis. Verificaram, ainda, que o BCR nas geogrelhas aumentam de acordo com a relação  $u/B$ , onde (B) é a largura da sapata e (u) é profundidade da primeira camada. Para os autores, em modelos com mais de 3 camadas de reforço, quando a profundidade atingirem a relação de  $u/B=1$ , não há um aumento nos valores de BCR.

## 2.7. Programa computacional

Há no mercado diversos softwares de elementos finitos em criados especificamente para a resolução de problemas geotécnicos. O método de elementos finitos na geotecnia é capaz de prever o comportamento, as variações de forma e volume e nos estados de tensões iniciais que os solos ou rochas sofrem quando submetidos às solicitações como forças externas e fluxo. Nessa perspectiva, inúmeras são as possibilidades de analisar determinada situação, como a inserção de reforço nos solos.

Estes softwares permitem utilizar modelos constitutivos do material diversificados, como *Mohr-Coulomb* (MC), *Jointed Rock model* (JR), *Hardening-Soil Model* (HS), *Soft-Soil-Creep model* (SSC) e *Soft Soil model* (SS).

O programa utilizado neste trabalho é composto por três aplicativos:

- *Input*: pré-processador onde são definidas a geometria do problema, as condições de contorno e as propriedades dos materiais; há geração da malha de elementos finitos;
- *Calculations*: processador do software destinado a realizar os cálculos das variáveis descritas no *input*. Neste aplicativo, há a definição das fases de cálculo;
- *Output*: pós-processador que inspeciona os resultados dos cálculos e gera gráficos de saídas de variáveis e seções selecionadas.

### 3. METODOLOGIA

#### 3.1. Características físicas e mecânicas do modelo físico

Os modelos numéricos deste trabalho foram validados por meio dos modelos físicos em escala reduzida realizados por Linhares (2013), no Laboratório de Geotecnia da FEC/UNICAMP.

No seu estudo, Linhares (2013) submeteu sapatas corridas a carregamentos externos. Foi utilizada areia fofa como solo de fundação, onde foram inseridos reforços em geotêxtil tecido. A autora variou o comprimento do reforço em 3B e 5B (sendo B a largura da sapata corrida), o posicionamento do reforço em planar e não planar e a compactidade da areia disposta acima do reforço. Os modelos foram carregados e observou-se a influência de todos esses parâmetros no comportamento da fundação, por meio das curvas “carga-recalque” e do cálculo do BCR e do PRS. O experimento é ilustrado na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Aparato utilizado nos ensaios de Linhares (2013)



Fonte: Linhares (2013).

Todas as características físicas e mecânicas do modelo físico reduzido de Linhares (2013) são apresentados na Tabela 2.



Tabela 2 – Propriedades e parâmetros do modelo físico.

<b>Dimensões da sapata</b>		
<i>B (m)</i>		
0,1		
<b>Dimensões da caixa</b>		
<i>b (m)</i>	<i>h (m)</i>	
0,964	0,686	
<b>Parâmetros do reforço 5B</b>		
<i>L (m)</i>	<i>Assentamento da primeira camada - u (m)</i>	<i>Resistência do Reforço – J (kN/m)</i>
0,505	0,033	24,00
<b>Parâmetros do solo</b>		
<i>Coesão - c (kPa)</i>	<i>Ângulo de atrito - <math>\phi</math> (°)</i>	<i>Peso Específico - <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</i>
0,00	30	14,54

Fonte: Do autor.

### 3.2. Validação do modelo numérico

O modelo numérico foi desenhado utilizando-se as dimensões do protótipo de Linhares (2013). No entanto, para ajuste da escala entre protótipo e modelo físico, foi necessário realizar transformações. Tais transformações foram embasadas em Dell’Avanzi et al. (2006), que apresentam valores de fator de efeito escala ( $N$ ), como apresentado na Tabela 3.

O fator escala geométrica é dado pela equação (8):

$$N = \frac{L_p}{L_m} \quad (8)$$

sendo,

$L_p$  = comprimento do protótipo;

$L_m$  = comprimento do modelo.

Tabela 3 – Fator escala (protótipo/modelo).

<i>Propriedades e parâmetros</i>	<i>Fator escala (protótipo/modelo)</i>
Aceleração	1
Comprimento	N
Área	N <sup>2</sup>
Volume	N <sup>3</sup>
Força	N <sup>3</sup>
Densidade	1
Massa	N <sup>3</sup>
Peso específico	1
Tensão	N
Ângulo de atrito	1
Porosidade	1
Módulo de Elasticidade	N
Intercepto Coesivo	N

Fonte: Dell'Avanzi et al. (2006).

Admitindo-se o protótipo de uma sapata corrida com comprimento  $L_p$  de 1 metro, o fator de efeito escala geométrico  $N$  é calculado como na equação (9).

$$N = \frac{L_p}{L_m} = \frac{1}{0,1} = 10 \quad (9)$$

A Tabela 4 apresenta os valores convertidos pelo fator escala (N=10).

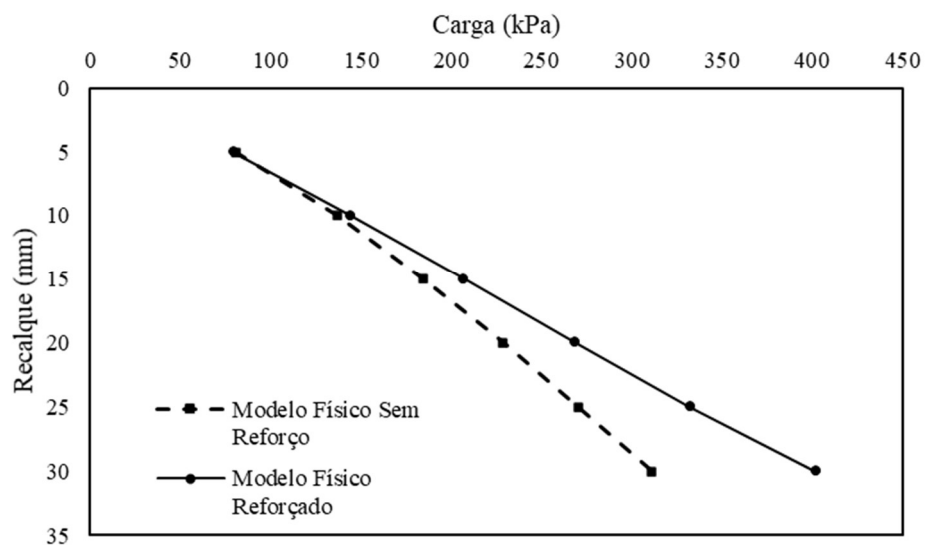
Tabela 4 – Propriedades e parâmetros do modelo numérico convertido.

<b>Dimensões da sapata</b>		
<i>B (m)</i>		
1,00		
<b>Dimensões da caixa</b>		
<i>b (m)</i>	<i>h (m)</i>	
10,00	7,00	
<b>Parâmetros do reforço 5B</b>		
<i>D (m)</i>	<i>Assentamento da primeira camada u (m)</i>	<i>Resistência do Reforço J (kN/m)</i>
5,00	0,33	240,00
<b>Parâmetros do solo</b>		
<i>Ângulo de atrito - <math>\phi</math> (°)</i>		<i>Peso Específico - <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</i>
30		14,54

Fonte: Do autor.

A validação do modelo numérico foi conduzida com as curvas de valores médios dos ensaios para os casos sem reforço e com reforço planar 5B (FIGURA 3.2). Os valores das tensões utilizadas nas etapas de carregamento dos modelos foram determinados de acordo com recalques pré-fixados em: 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30% de B.

Figura 3.2 – Curvas carga-recalque do modelo físico.

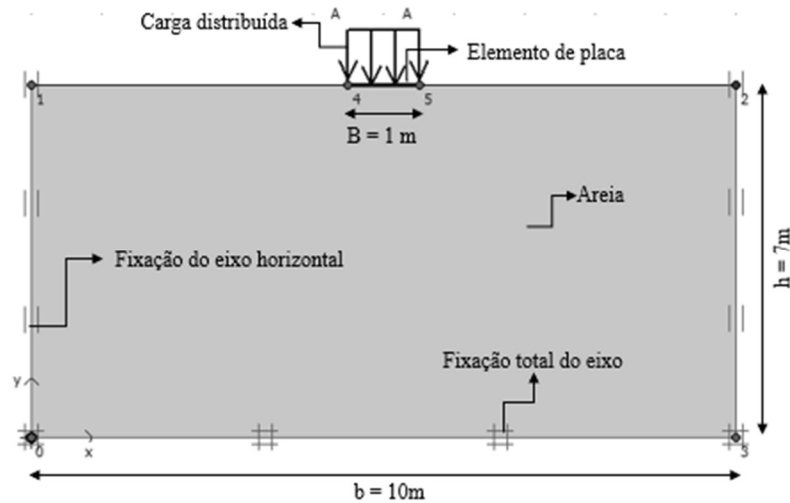


Fonte: Do autor.

### 3.2.1. Validação do solo sem reforço

A geometria do modelo numérico sem reforço pode ser visualizada na Figura 3.3. A fundação superficial rígida foi modelada utilizando-se um elemento de placa (*plate*) com  $EA=100$  kN/m e  $EI=100$  kNm<sup>2</sup>/m. Houve fixação da movimentação nos eixos  $x$  e  $y$  na base do modelo e apenas em  $x$  nas laterais, simulando as condições de restrição da caixa onde o modelo físico foi ensaiado.

Figura 3.3 – Modelagem para solo não reforçado.



Fonte: Do autor.

Para a análise computacional, é necessário atribuir dados de rigidez do solo, como o módulo de deformabilidade ( $E$ ), o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e o ângulo de dilatância ( $\psi$ ). Os valores de  $E$  e  $\nu$  foram obtidos em Marangon (2017), que correlacionou tais parâmetros com a compactidade dos solos arenosos (TABELA 5).

Tabela 5 – Avaliação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT para areias e solos arenosos

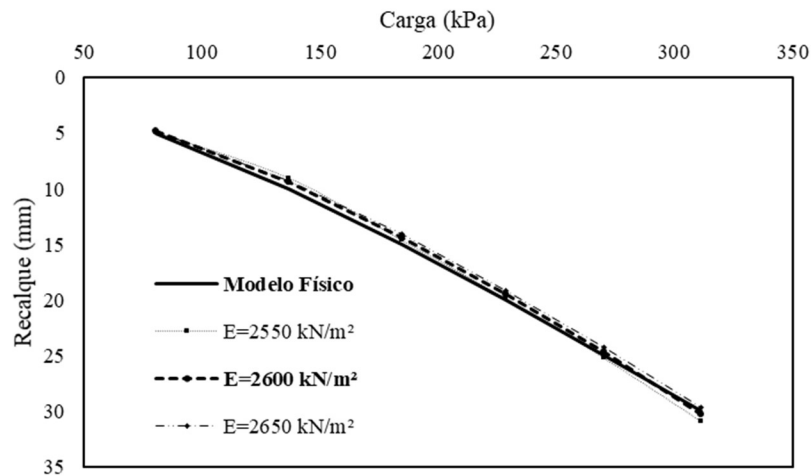
<b>Compacidade</b>	<b><math>c</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b><math>E</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\nu</math></b>
Fofa	0	25 - 30	1000 - 5000	0,3 a 0,4
Pouco compacta	0	30 - 35	5000 - 14000	
Medianamente compacta	0	35 - 40	14000 - 40000	
Compacta	0	40 - 45	40000 - 70000	
Muito compacta	0	> 45	> 70000	

Fonte: adaptado de Marangon (2017)

Foram variados os parâmetros de rigidez do solo mencionados acima e os parâmetros de malha: número de nós e refinamento. Os valores de  $E$  foram limitados entre 1000 e 14000  $\text{kN/m}^2$  e os valores de  $\nu$  entre 0,3 e 0,4. Os elementos triangulares das malhas utilizadas tinham 6 ou 15 nós, com refinamentos globais grosseiro, médio ou fino.

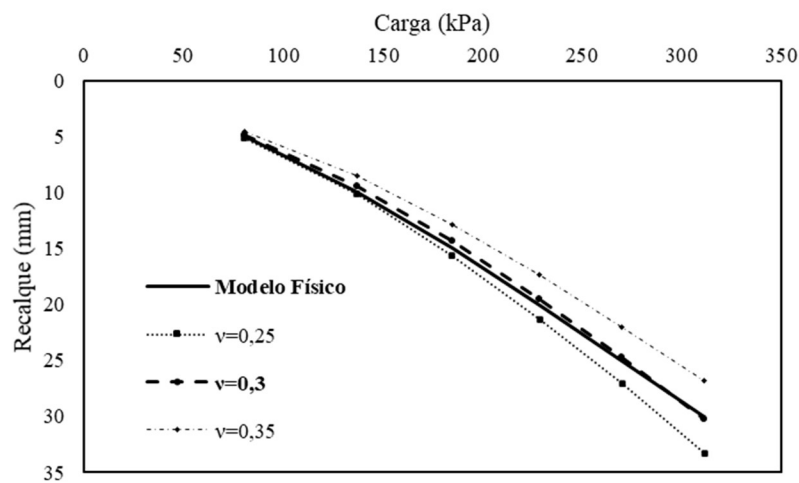
O melhor ajuste da curva carga-recalque foi obtido com  $E=2600 \text{ kN/m}^2$ ,  $\nu=0,3$  e malha grosseira de 15 nós por elemento. A Figura 3.4 apresenta a variação dos valores de  $E$ , e na Figura 3.5 é ilustrado a variação de  $\nu$ . Já na Figura 3.6 é apresentada a variação dos valores de nós por elementos simulados, e na Figura 3.7 a variação dos tipos de malhas.

Figura 3.4 – Curva carga-recalque com variação de  $E$  ( $\nu=0,3$ , 15 nós, malha grosseira).



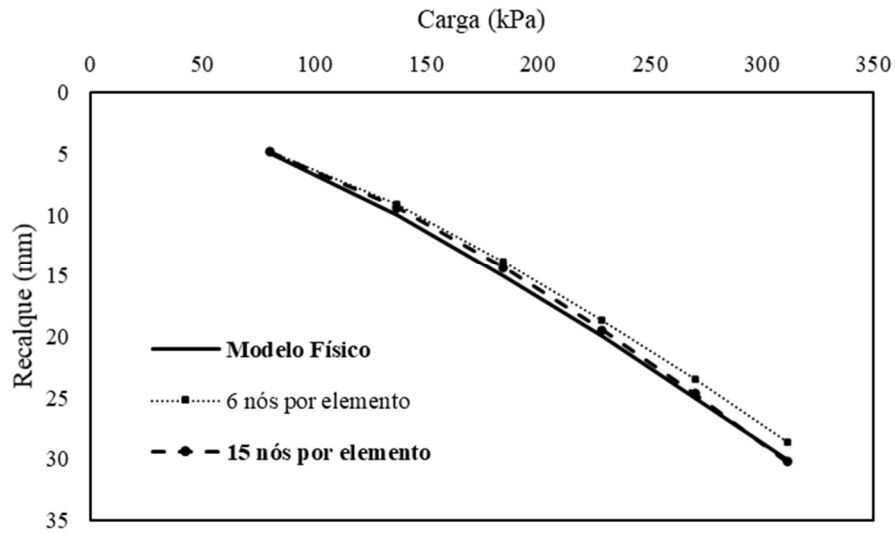
Fonte: Do autor.

Figura 3.5 - Curva carga-recalque com variação de  $\nu$  ( $E=2600 \text{ kN/m}^2$ , 15 nós, malha grosseira).



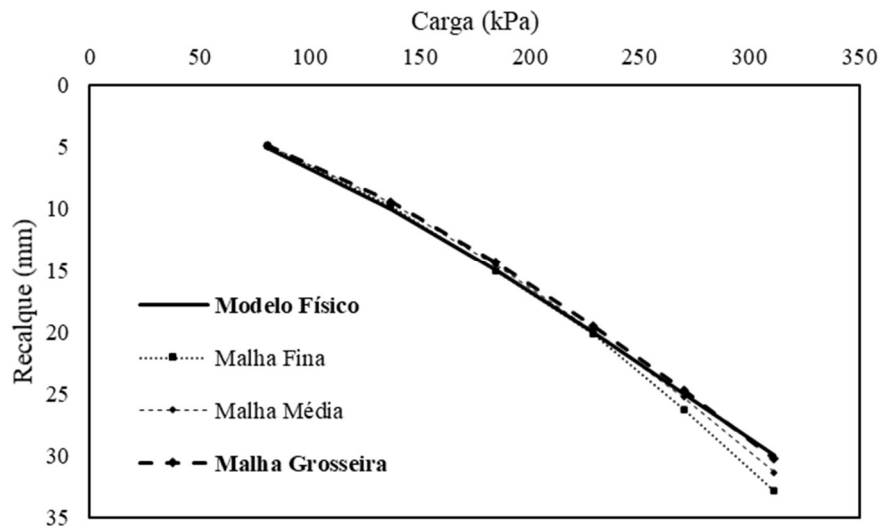
Fonte: Do autor.

Figura 3.6 - Curva carga-recalque com variação do número de nós por elemento ( $\nu=0,3$ ,  $E=2600$  kN/m<sup>2</sup>, malha grosseira).



Fonte: Do autor.

Figura 3.7 - Curva carga-recalque com variação do refinamento de malha ( $\nu=0,3$ ,  $E=2600$  kN/m<sup>2</sup>, 15 nós).

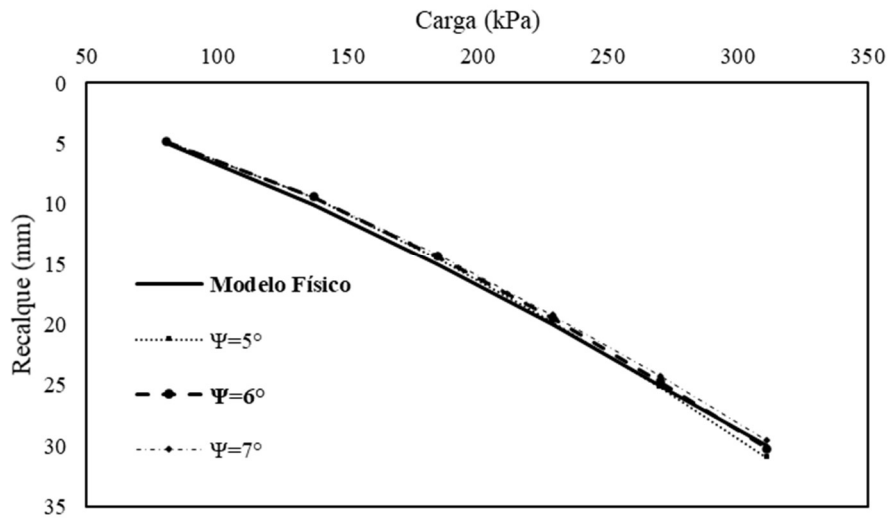


Fonte: Do autor.

É importante ressaltar que, mesmo sabendo que solos puramente arenosos não apresentam coesão, foi necessário adicionar um valor de coesão ao solo no modelo numérico em decorrência da dificuldade do software de trabalhar com valores nulos.

Após a definição dos parâmetros iniciais, foi feito o ajuste fino da validação com a variação do ângulo de dilatância da areia ( $\Psi$ ), entre 1° a 6° (FIGURA 3.8). Foi adotado o valor de  $\Psi=6^\circ$ .

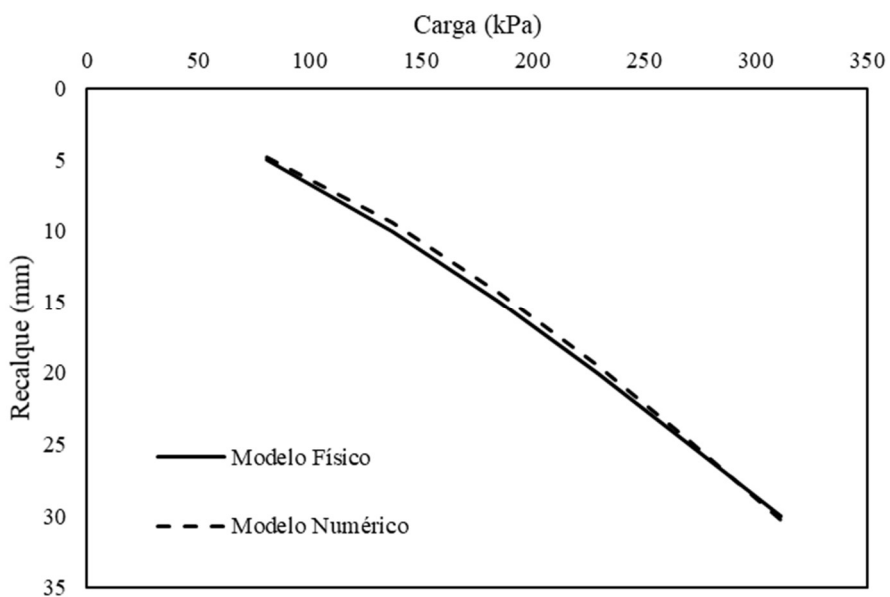
Figura 3.8 - Curva carga-recalque com variação de  $\Psi$  ( $\nu=0,3$ ,  $E=2600$  kN/m<sup>2</sup>, malha grosseira e 15 nós).



Fonte: Do autor.

A maior variação entre os valores medidos no modelo físico reduzido e os obtidos no numérico validado, após conversão de escala, foi para a tensão de 136 kPa, numa variação de 6%. Tal variação é considerada aceitável, uma vez que dentro do próprio modelo físico há uma variabilidade inerente ao processo de montagem do ensaio, de até 56%. Na Figura 3.9 é apresentado o gráfico carga-recalque dos modelos físico reduzido e numérico validado.

Figura 3.9 - Curva carga-recalque do modelo físico reduzido e numérico validado ( $\Psi= 6^\circ$ ,  $\nu=0,3$ ,  $E=2600$  kN/m<sup>2</sup>, malha grosseira e 15 nós).



Fonte: Do autor.

A Tabela 6 resume os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo adotados no modelo numérico. Vale ressaltar que a malha grosseira foi do tipo triangular.

Tabela 6 – Resumos dos parâmetros utilizados.

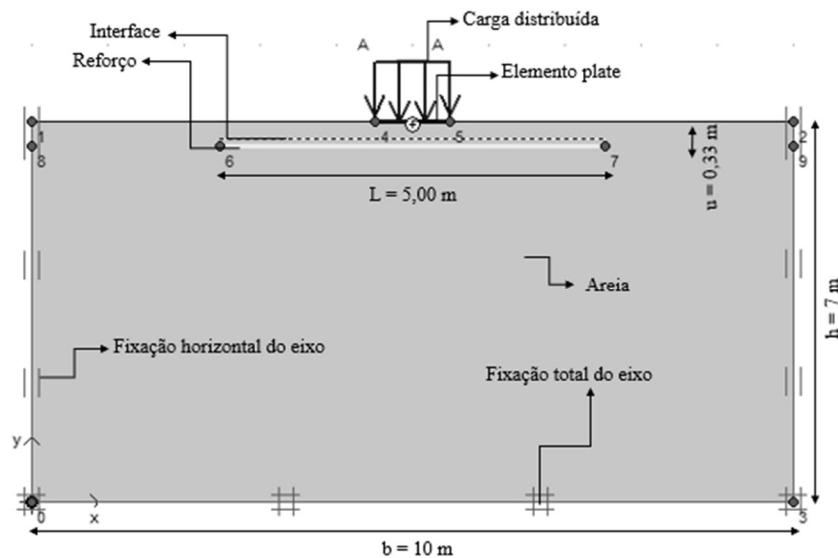
<i>Parâmetro</i>	<i>Valor</i>
$E$ (kPa)	2600
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,54
$\phi$ (°)	30
$c$ (kPa)	10
$\nu$	0,3
$\Psi$ (°)	6

Fonte: Do autor.

### 3.2.2. Validação do solo reforçado

Após a validação do modelo numérico sem reforço, o reforço foi inserido no modelo numérico por meio de um elemento Geogrelha (*Geogrid*) de comprimento  $L = 5,00\text{m}$ , e cota de assentamento  $u = 0,33\text{m}$ , respeitando as escalas do modelo físico reduzido (FIGURA 3.10).

Figura 3.10 – Modelagem para solo reforçado.



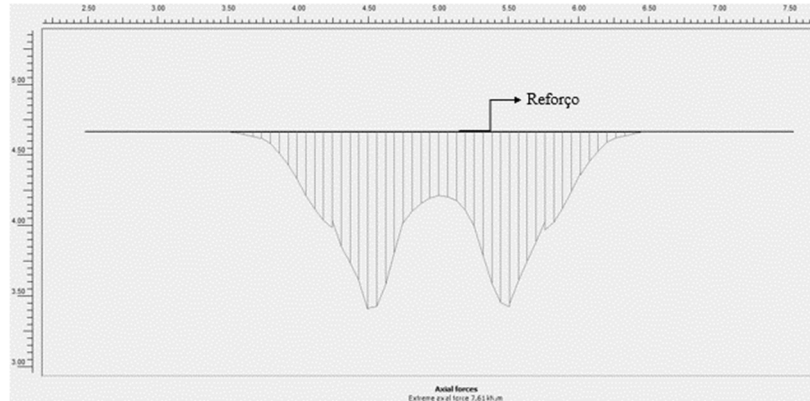
Fonte: Do autor.

Foi adicionada uma interface entre o solo e a parte superior do reforço, para melhor compatibilizar tensões e deformações locais, procedimento sugerido pelo manual do software. Utilizou-se uma relação de interface de 80%, simulando que esta camada do reforço absorve



tensões apenas na parte de cima e dissipa tais cargas na parte inferior, como demonstra a Figura 3.11. Esse valor foi encontrado por meio de interações que apresentaram deslocamentos verticais próximos aos medidos no modelo físico.

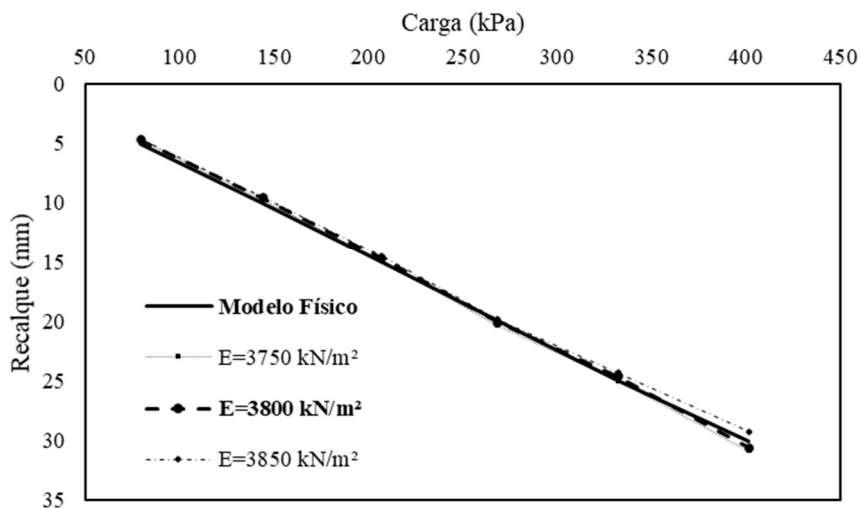
Figura 3.11 – Tensões dissipadas abaixo do reforço.



Fonte: Do autor.

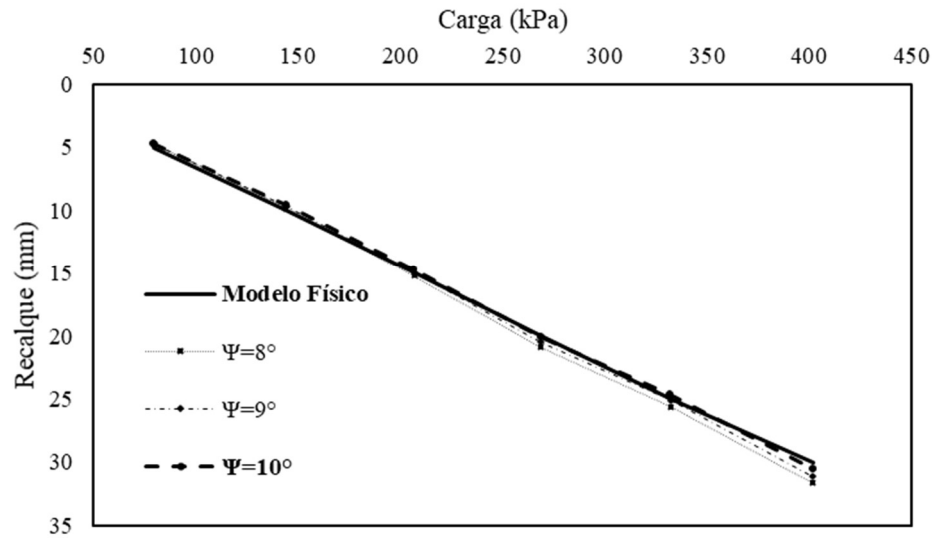
Com essa interação, o módulo de deformabilidade ( $E$ ) e ângulo de dilatância ( $\Psi$ ) do solo tiveram que ser alterados. Para a re-validação do solo reforçado, variaram-se valores de  $E$  entre 2600 e 4000 kN/m e  $\Psi$  entre 5 e 10°, sendo os melhores ajustes com  $E = 3800$  kN/m<sup>2</sup> e  $\Psi = 10^\circ$ , ambos apresentados respectivamente na Figura 3.12 e Figura 3.13. Quando comparados os modelos físico reduzido e numérico validado, pode-se constatar uma variação máxima entre modelos de 7%, referente a carga do primeiro carregamento.

Figura 3.12 - Curva carga-recalque com variação do módulo de deformabilidade do solo para o caso reforçado ( $\Psi = 10^\circ$ ,  $\nu = 0,3$ , malha grosseira e 15 nós).



Fonte: Do autor.

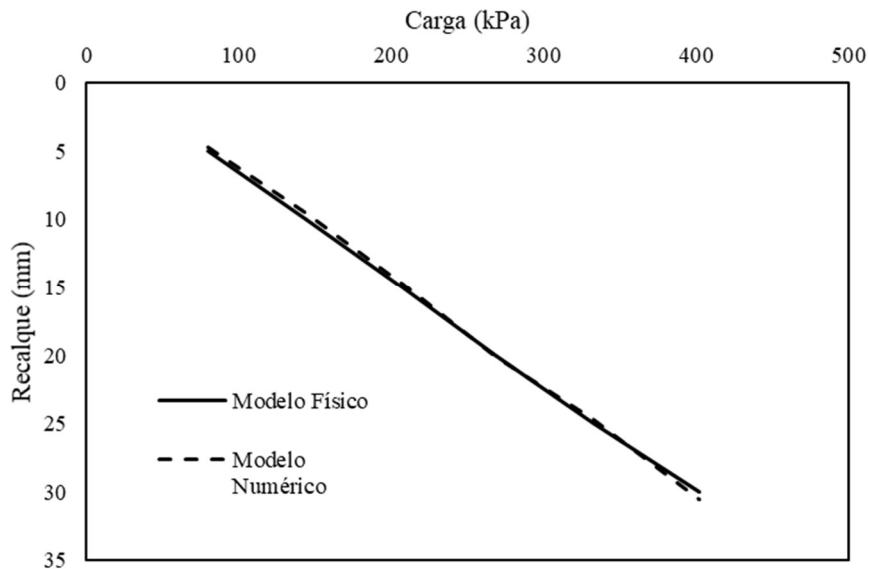
Figura 3.13 - Curva carga-recalque com variação do ângulo de dilatância do solo para o caso reforçado. ( $E=3800 \text{ kN/m}^2$ ,  $\nu=0,3$ , malha grosseira e 15 nós).



Fonte: Do autor.

Dessa forma, o modelo de re-validação do solo reforçado é apresentado na curva carga-recalque da Figura 3.14, juntamente com os resultados do modelo físico reforçado.

Figura 3.14 – Curva carga-recalque do modelo físico reduzido e numérico validado para o solo com reforço  $L=5B$ .

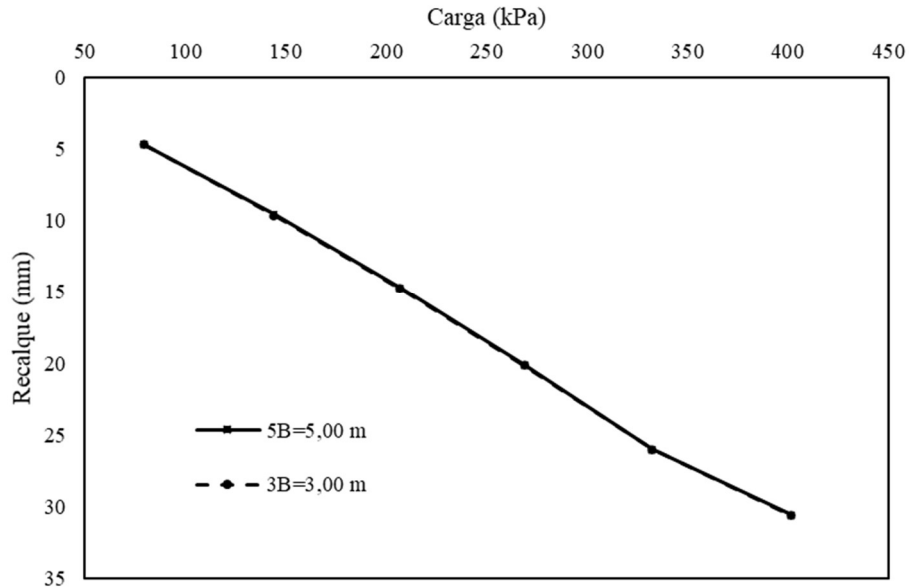


Fonte: Do autor.

Em seu trabalho, Linhares (2013) variou o comprimento do reforço de  $5B$  para  $3B$  e observou que o comprimento do reforço planar não alterava consideravelmente na redução dos recalques. Dessa forma, a validação do modelo numérica foi estendida para o caso  $L=3B$ . Os

resultados são apresentados na Figura 3.15. A Tabela 7 apresenta os valores de recalque das curvas e a variação em porcentagem entre eles.

Figura 3.15 – Curva carga-recalque com comprimento L do reforço de 5B e 3B.



Fonte: Do autor.

Tabela 7 – Influência do comprimento do reforço de 3B para 5B.

Tensão (kPa)	<i>5B=5,00m</i>	<i>3B=3,00m</i>	%
	s (m)	s (m)	
79,5	4,691	4,692	0%
144,2	9,583	9,636	-1%
206,8	14,720	14,758	0%
268,7	20,100	20,146	0%
332,3	25,989	26,028	0%
401,8	30,570	30,607	0%

Fonte: Do autor.

Como a variação do comprimento do reforço de 5B para 3B não causou diferença significativa nos recalques observados, seguiu-se com o comprimento  $L=3B$  para as outras análises, uma vez que reduzindo o comprimento do reforço, menores serão os gastos relativos à obra.

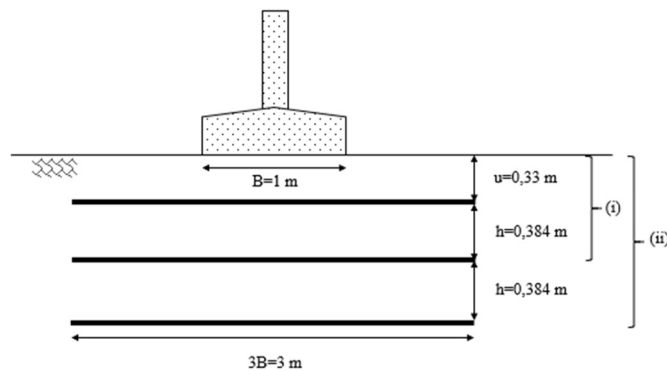
### 3.3. Análise Paramétrica

#### 3.3.1. Número de camadas de reforço

Diversos autores apontam que o número de camadas inseridas no solo pode alterar a capacidade de carga deste, e conseqüentemente, reduzir os recalques das edificações. Dessa forma, foram realizadas análises com duas, três e seis camadas de reforço, sendo a cota de assentamento da primeira camada de reforço ( $u$ ) igual para todos os casos,  $u = 0,33$  m, como sugere Chen et al. (2008).

Para analisar duas e três camadas de reforço, foi utilizado um espaçamento vertical entre camadas de reforços de  $h=0,384$  m. Na Figura 3.16. é ilustrado o esquema para este caso, em que (i) representa duas camadas de reforço e (ii) três camadas de reforço.

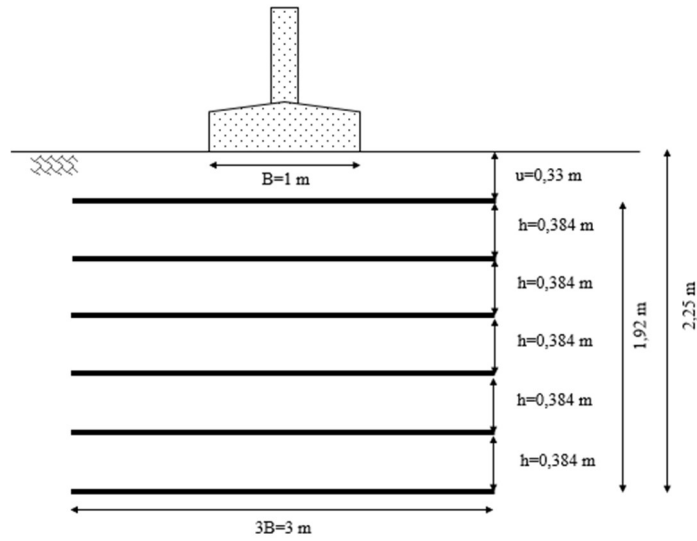
Figura 3.16 – Alterando as camadas de reforço: 2 e 3 camadas.



Fonte: Do autor.

Khing et al. (1993) discutem que o valor de BCR fica constante quando dispostas seis ou mais camadas de reforço. Discorrem ainda que a sexta camada deve estar localizada a uma profundidade de  $2,25B$ , onde  $B$  é a largura da sapata. Desta forma, a distribuição das camadas de reforço segue o ilustrado pela Figura 3.17.

Figura 3.17 – Esquema para seis camadas de reforço.

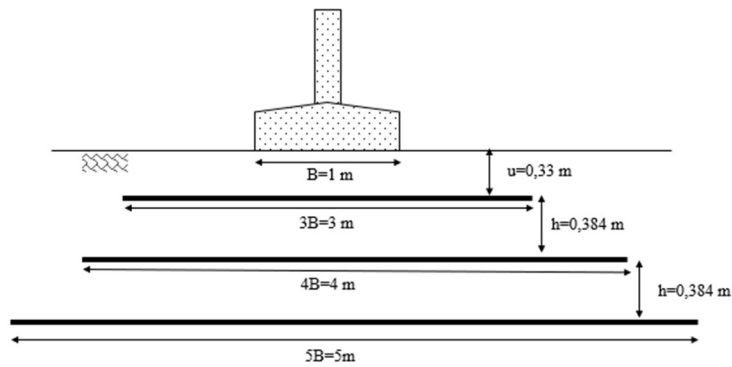


Fonte: Do autor.

### 3.3.2. Uso de reforços com comprimentos distintos

Foi também realizada uma análise com três camadas de reforços de comprimentos distintos: (i)  $3B$ , (ii)  $4B$  e (iii)  $5B$ . As cotas de assentamento de cada camada foram mantidas as mesmas do caso com comprimentos iguais (FIGURA 3.18).

Figura 3.18 – Esquema das três camadas de reforço com comprimentos  $3B$ ,  $4B$  e  $5B$ .



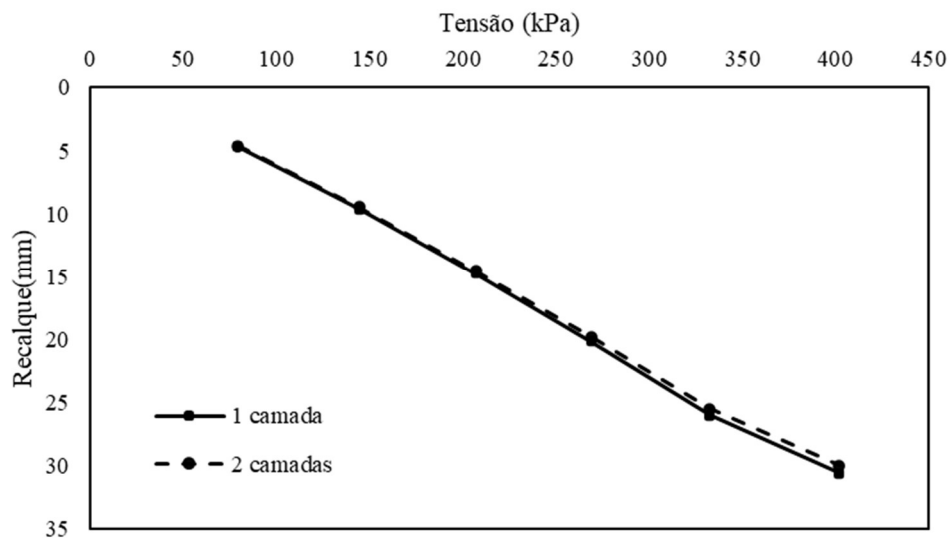
Fonte: Do autor.

## 4. RESULTADOS

### 4.1. Número de camadas de reforço.

A princípio, foram inseridas duas camadas de reforço. A curva carga-recalque é mostrada na Figura 4.1. Na Tabela 8, é possível visualizar a diferença percentual entre a modelagem com uma e duas camadas de reforço, ponto a ponto.

Figura 4.1 – Carga-recalque para duas camadas de reforço.



Fonte: Do autor.

Tabela 8 - Valores de recalques para duas camadas de reforço.

<i>Tensão (kPa)</i>	<i>s (mm)</i>		<i>Diferença entre modelos (%)</i>
	<i>1 camada</i>	<i>2 camadas</i>	
79,5	4,692	4,620	-2%
144,2	9,636	9,486	-2%
206,8	14,758	14,548	-1%
268,7	20,146	19,796	-2%
332,3	26,028	25,499	-2%
401,8	30,607	30,007	-2%

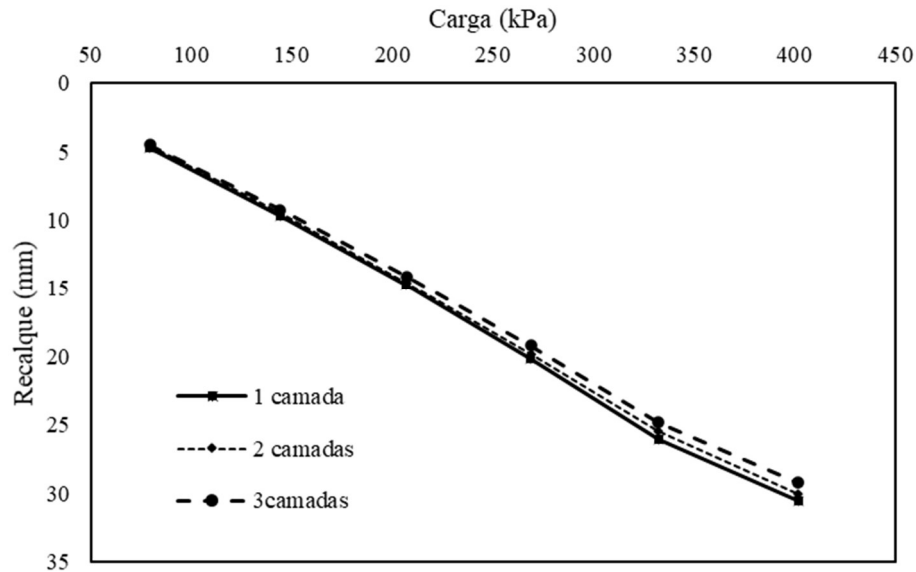
Fonte: Do autor.

Pode-se observar que não houve distinção significativa entre os deslocamentos observados nos modelos com uma ou duas camadas de reforço, o que leva a considerar que

inserir duas camadas de reforço não é vantajoso, tanto pelo lado econômico, quanto pela redução de recalques.

Após, analisou-se o modelo com três camadas de reforço. Os resultados são apresentados na Figura 4.2 e na Tabela 9.

Figura 4.2 – Carga-recalque comparando três camadas de reforço.



Fonte: Do autor.

Tabela 9 - Valores de recalques para três camadas de reforço.

<i>Tensão (kPa)</i>	<i>s (mm)</i>		<i>Diferença entre os modelos (%)</i>
	<i>1 camada</i>	<i>3 camadas</i>	
79,5	4,692	4,507	-4%
144,2	9,636	9,220	-5%
206,8	14,758	14,103	-5%
268,7	20,146	19,230	-5%
332,3	26,028	24,805	-5%
401,8	30,607	29,237	-5%

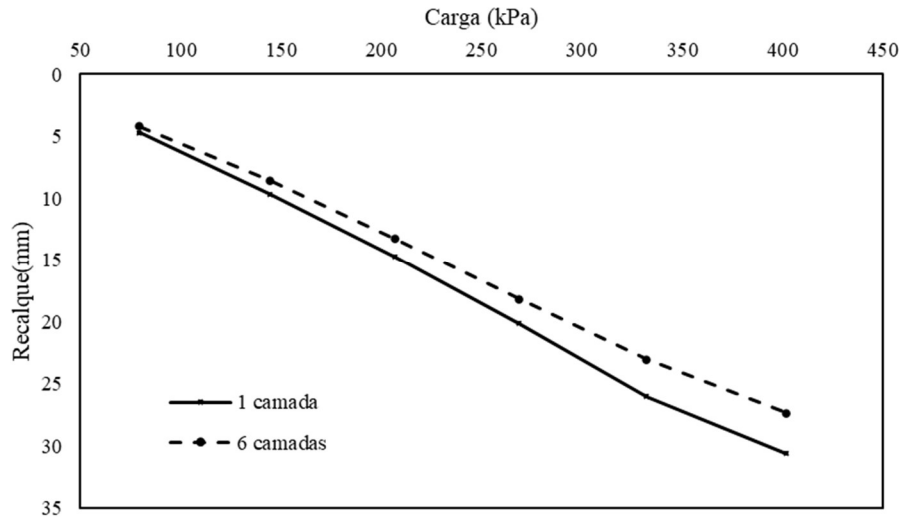
Fonte: Do autor.

Pela curva carga-recalque, nota-se que o modelo reforçado com três camadas apresentou os menores recalques para os maiores carregamentos. Observa-se que apenas no primeiro nível de tensões (79,5 kPa) houve diferença entre os modelos na ordem de 4%; os demais níveis desencadearam uma diferença de 5%, indicando uma tendência que a diferença média entre os

modelos seja de 5%. É interessante considerar que, novamente, a redução de recalques pode não ser economicamente vantajosa.

Em seguida, foram analisadas seis camadas de reforço. Os resultados são apresentados na Figura 4.3 e na Tabela 10.

Figura 4.3 - Carga-recalque para seis camadas de reforço.



Fonte: Do autor.

Tabela 10 - Valores de recalques para seis camadas de reforço.

<i>Tensão (kPa)</i>	<i>s (mm)</i>		<i>Diferença entre os modelos (%)</i>
	<i>1 camada</i>	<i>6 camadas</i>	
79,5	4,692	4,205	-12%
144,2	9,636	8,576	-12%
206,8	14,758	13,258	-11%
268,7	20,146	18,165	-11%
332,3	26,028	23,022	-13%
401,8	30,607	27,334	-12%

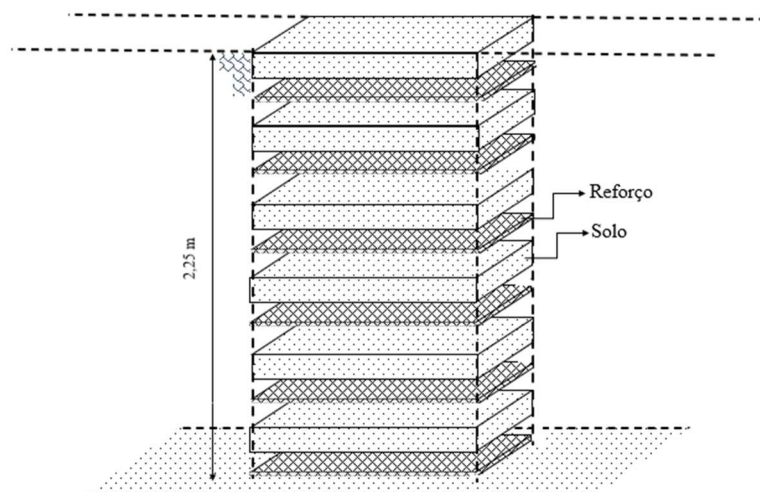
Fonte: Do autor.

A utilização de 6 camadas de reforços implica na diminuição significativa dos recalques observados, que pode chegar a 13%. Contudo, para dispor seis camadas de reforço há gastos relacionados aos processos de escavação e compactação das camadas de solo, assim como o tempo de execução. Para cada metro linear da sapata corrida seria necessário escavar um volume de 6,75 m<sup>3</sup> de solo, assim como utilizar 18 m de geotêxtil (FIGURA 4.4). Além disso, seriam necessários gastos com locação de maquinário para abertura da vala e compactação das



camadas, acrescidas das horas trabalhadas. Tais custos podem tornar a alternativa economicamente desvantajosa, no entanto, é importante destacar que nem sempre o lado econômico é o principal regente para as obras, sendo a segurança o principal requisito para a engenharia.

Figura 4.4 – Esquema de escavação de vala para fundação reforçada com 6 camadas.



Fonte: Do autor.

De forma a melhor compreender o ganho de capacidade de carga e a redução dos recalques da utilização de diferentes números de camadas de reforços em relação ao solo não reforçado, foram calculados os parâmetros BCR e PRS, conforme Equações (6) e (7). O BCR foi calculado por meio de interpolações lineares para encontrar os valores de tensões que correspondiam exatamente os deslocamentos de 5, 10, 15 e 20 mm (TABELA 11).

Tabela 11 – BCR para diferentes números de camadas de reforços.

<i>Tipo de modelagem</i>	<i>Recalque (mm)</i>			
	5	10	15	20
	<i>BCR</i>			
Uma camada de reforço com comprimento 3B	1,01	1,05	1,10	1,15
Duas camadas de reforço com comprimento 3B	1,03	1,05	1,11	1,16
Três camadas de reforço com comprimento 3B	1,05	1,08	1,14	1,19
Seis camadas de reforço com comprimento 3B	1,11	1,15	1,20	1,25

Fonte: Do autor.

Observa-se que, para baixas tensões e para reforços de até três camadas, há um ganho insignificante na capacidade de carga do solo (até 5%). No entanto, ao passo que se aumentam o número de camadas e o nível de tensões, mais expressivo se torna o aumento da capacidade de carga, podendo chegar a 25% para 6 camadas de reforço. No modelo reforçado com 6 camadas, o BCR foi considerável inclusive no nível de tensão mais baixo (11%).

Calculou-se o PRS designando o modelo não reforçado como parâmetro de comparação. Foram observados no modelo reforçado os valores de recalques correspondentes às tensões de 80,5 kPa e 311,1 kPa, referentes ao menor e ao maior carregamento do modelo sem reforço, através de interpolações lineares. O último estágio de carregamento (311,1 kPa) é considerado como a ruptura da sapata corrida. Os recalques encontrados são apresentados na Tabela 12 e os valores de PRS na Tabela 13.

Tabela 12 – Recalques para cálculo do PRS, com tensões fixadas em 80,5 kPa e 311,1 kPa.

<i>Tipo de modelagem</i>	<i>Tensão (kPa)</i>	
	<b>80,5</b>	<b>311,1</b>
	<i>s (mm)</i>	
Sem reforço	4,85	30,25
Uma camada de reforço com comprimento 3B	4,77	24,07
Duas camadas de reforço com comprimento 3B	4,70	23,60
Três camadas de reforço com comprimento 3B	4,58	22,95
Seis camadas de reforço com comprimento 3B	4,27	21,40

Fonte: Do autor.

Tabela 13 – PRS.

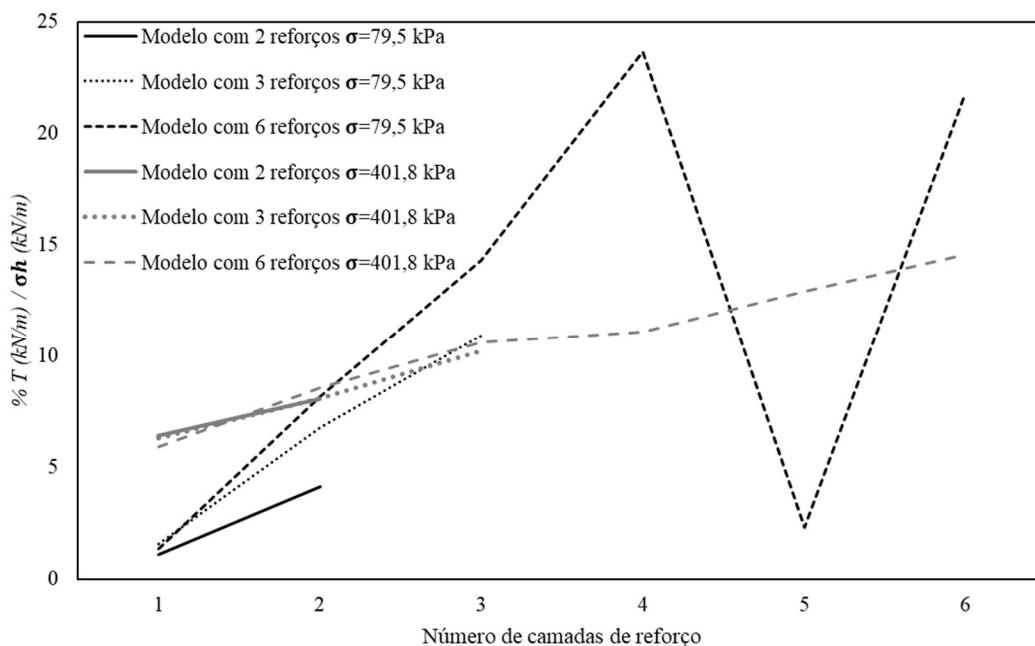
<i>Tipo de modelagem</i>	<i>Tensão (kPa)</i>	
	<b>80,5</b>	<b>311,1</b>
	<i>PRS (%)</i>	
Uma camada de reforço com comprimento 3B	1,69	20,42
Duas camadas de reforço com comprimento 3B	3,20	21,98
Três camadas de reforço com comprimento 3B	5,57	24,12
Seis camadas de reforço com comprimento 3B	11,90	29,24

Fonte: Do autor.

A metodologia do PRS entra em acordo com as conclusões do BCR, em que, para baixas tensões e até 3 camadas de reforço, a redução dos recalques não foi significativa, aumentando com o número de camadas de reforços e com o nível das tensões aplicadas.

Foram retiradas do software as tensões de tração desenvolvidas nos reforços ( $T$ ) e as tensões horizontais desenvolvidas no solo ( $\sigma_h$ ), à mesma profundidade, para os estágios de carregamento de 79,5 kPa e 401,8 kPa. São apresentadas na Figura 4.5 a porcentagem de  $T/\sigma_h$  para os modelos reforçados com duas, três e seis camadas de reforços, para o menor e maior carregamento.

Figura 4.5 – Desenvolvimento de  $T/\sigma_h$  para número de camadas distintas.



Fonte: Do autor.

Na profundidade da primeira camada, houve o desenvolvimento das maiores tensões horizontais no solo, o que era esperado por conta do acréscimo de tensões imposto pela sapata, que diminui com o aumento da profundidade analisada. Contudo, os reforços ali posicionados, foram os que desenvolveram menores  $T$ . Para o estágio de carregamento de 79,5 kPa, a  $T$  desenvolvida no modelo reforçado com dois reforços foi de 1,09 %  $\sigma_h$ . Para o carregamento de 401,8 kPa,  $T$  foi de 6,4%  $\sigma_h$ . Este valor provavelmente se dá, pelo baixo confinamento que este reforço está submetido.

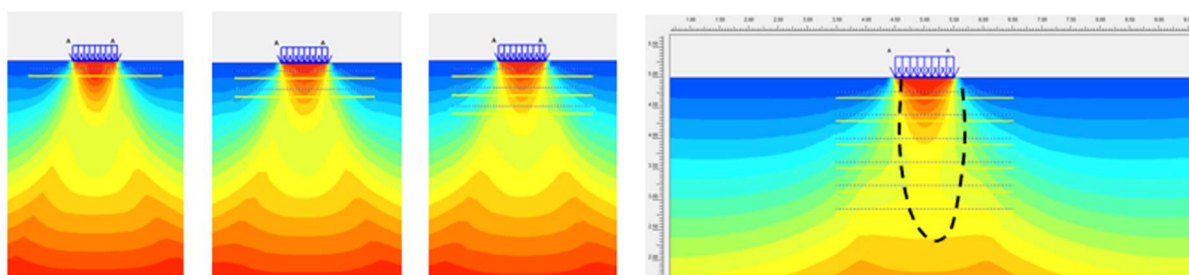
Ainda na segunda camada, o reforço que desenvolveu maiores tensões de tração, foi do modelo de seis camadas (8,56%), referente ao carregamento de 401,8 kPa. Na terceira camada, o modelo que desenvolveu maiores tensões de tração foi o modelo de três camadas, correspondente a 14,30% para a tensão de 79,5 kPa.

Os valores de  $T$  diminuem com o aumento do número de reforços utilizados. No modelo reforçado com seis camadas, quando submetido ao carregamento de 79,5 kPa, as duas últimas camadas de reforço apresentaram decréscimo no desenvolvimento de  $T$ . Isso ocorre pois, ao mesmo tempo que há uma diminuição do efeito do carregamento da sapata, há também um aumento das tensões geostáticas.

Nota-se que a tensão de 401,8 kPa é cinco vezes maior que a tensão de 79,5 kPa, e quando comparadas as  $\Sigma T$  dos dois carregamentos, constata-se que o melhor aproveitamento ocorreu nos modelos reforçados com uma e duas camadas, numa proporção equivalente a dezesseis vezes. Dessa forma, os reforços apresentam melhor eficiência para carregamentos maiores.

Analisou-se ainda o formato dos bulbos de tensões, e os bulbos referente ao carregamento de 79,5 kPa, são apresentados na Figura 4.6.

Figura 4.6 – Bulbo de tensões para carregamento de 79,5 kPa.



Fonte: Do autor.

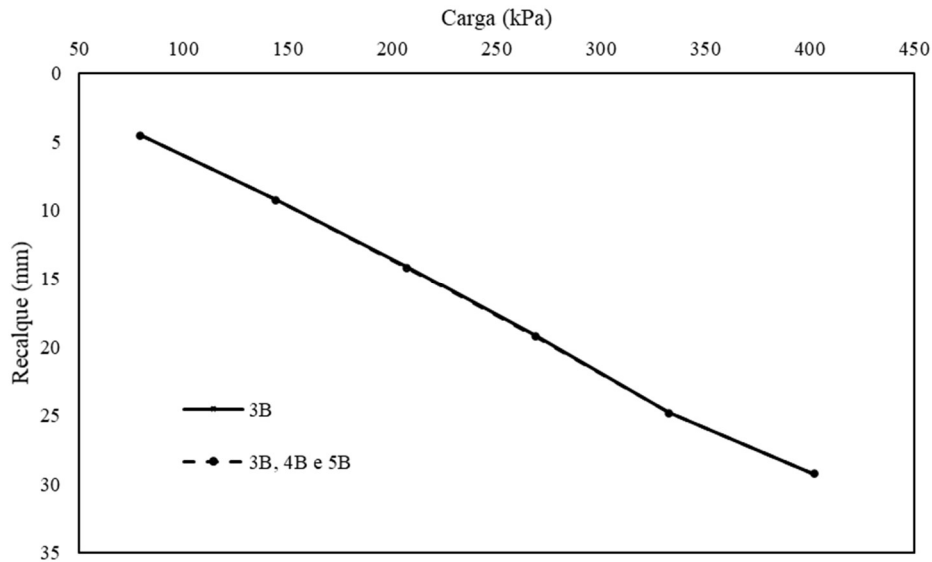
Pode-se perceber que os modelos reforçados com 1, 2 e 3 camadas de reforços apresentaram o bulbo de tensões convencionalmente parabólicos. Contudo, o modelo reforçado com seis camadas apresentou o bulbo alongado na direção vertical, podendo considerar que o solo reforçado com seis camadas de reforços, para as condições modeladas, apresenta uma configuração não convencional do bulbo de tensões no carregamento de 79,5 kPa. Para a tensão de 401,8 kPa, todos os modelos apresentaram o mesmo formato.

## 4.2. Uso de reforços com comprimentos distintos

Foi estudado um modelo com 3 camadas de reforços, onde cada camada apresentava um comprimento de reforços crescente com a profundidade (FIGURA 3.18). As curvas carga-recalque referentes aos modelos com 3 camadas, de comprimentos iguais e distintos são

apresentadas na Figura 4.7. Na Tabela 14, é possível visualizar a diferença percentual entre os modelos com 3 reforços de mesmo comprimento e 3 reforços de comprimentos distintos, ponto a ponto.

Figura 4.7 – Carga-recalque comparando três camadas de reforço com comprimento distintos: 3B, 4B e 5B, e três camadas com comprimento 3B.



Fonte: Do autor.

Tabela 14 - Valores de recalques para comprimentos distintos.

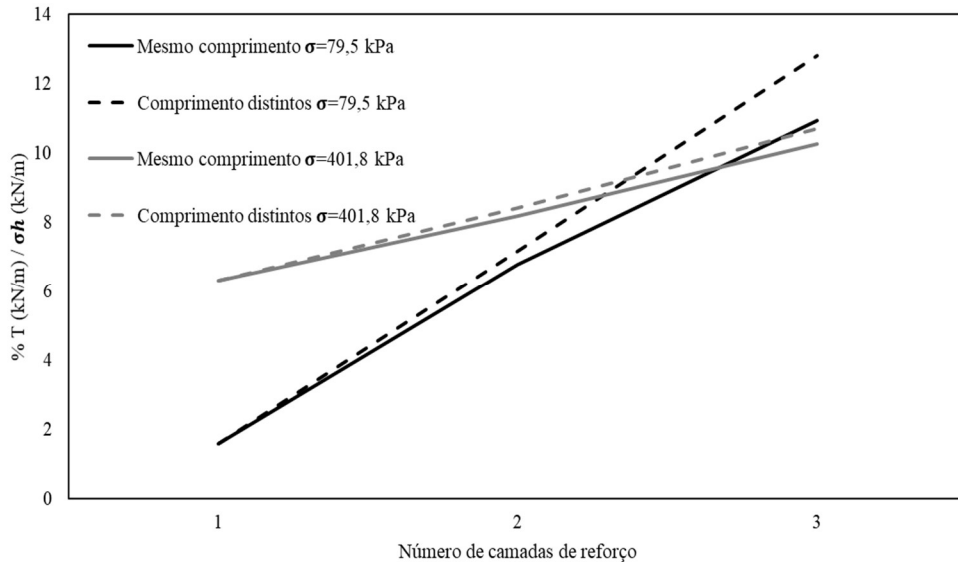
<b>Tensão (kPa)</b>	<b>s (mm)</b>		<b>Diferença entre os modelos (%)</b>
	<b>3B</b>	<b>3B, 4B e 5B</b>	
79,5	4,507	4,525	+0,40%
144,2	9,220	9,222	+0,02%
206,8	14,103	14,170	+0,48%
268,7	19,230	19,250	+0,10%
332,3	24,805	24,810	+0,02%
401,8	29,237	29,238	+0,00%

Fonte: Do autor.

É possível concluir que não houve alteração significativa de comportamento entre os modelos. As diferenças observadas, de menos de 1%, são inerentes ao processo de modelagem numérica e não devem ser levadas em consideração como uma diferença nos comportamentos reais dos modelos.

Foram realizadas análises para observar as tensões de tração desenvolvidas nos reforços ( $T$ ) e as tensões horizontais em cada profundidade ( $\sigma_h$ ), demonstradas graficamente pela Figura 4.8.

Figura 4.8 - Desenvolvimento de  $T/\sigma_h$  para comprimentos distintos.



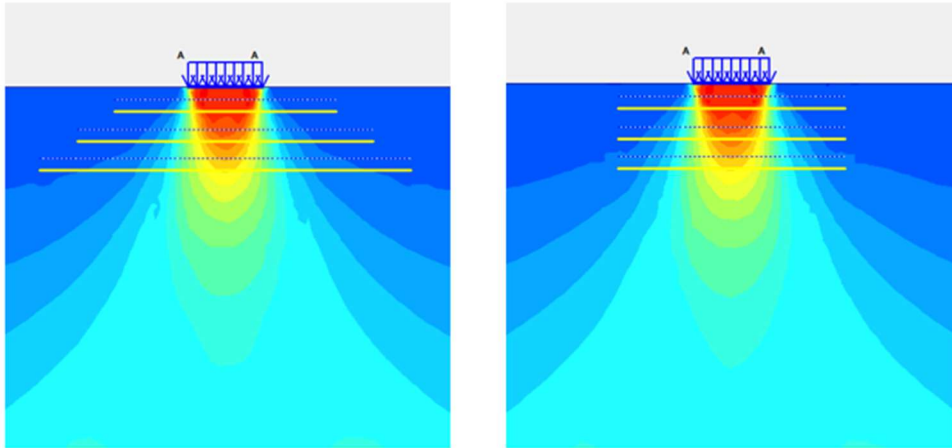
Fonte: Do autor.

Nos dois estágios de carregamento, observa-se que em ambos os modelos, o desenvolvimento da tensão de tração nos reforços para as duas primeiras camadas, podem ser considerados os mesmos. Prova disso é que na segunda camada, para o maior carregamento, o modelo com o mesmo comprimento apresentou um desenvolvimento de 8,09% da razão  $T/\sigma_h$ , e o modelo com comprimentos distintos, 8,43%, valores que podem ser considerados iguais, pois possuem uma diferença insignificante no desenvolvimento de  $T$ .

Os reforços da terceira camada apresentaram a melhor relação  $T/\sigma_h$ , para ambos os estágios de carregamento, sendo de 10,9% e 10,2% para o modelo com reforços de mesmo comprimento, e 12,8% e 10,7% para o modelo com reforços de comprimentos distintos. Pode-se perceber que, ao passo que o carregamento aumenta, os reforços da terceira camada perdem eficiência, uma vez que desenvolvem menores  $T$  em comparação com  $\sigma_h$ .

Foi realizada análise no formato do bulbos de tensões para observar a influência da mudança de comprimento dos reforços. Pode-se constatar que para o maior e menor carregamento, ambos os modelos apresentaram o mesmo formato, como ilustrado na Figura 4.9.

Figura 4.9 – Bulbo de tensões com comprimentos distintos.



Fonte: Do autor.

## 5. CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi avaliar, por meio de modelos numéricos de sapatas corridas assentes em solos arenoso, as curvas carga-recalque, o ganho da capacidade de carga, a diminuição nos recalques e as tensões desenvolvidas nos reforços, de um caso não-reforçado e casos com diferentes conformações de reforços (número de camadas e comprimentos).

A curva carga-recalque demonstrou que a utilização de reforços reduz os recalques das sapatas rasas e aumentam a capacidade de carga do solo. No entanto, quando inserida apenas uma camada de reforço, os valores de BCR e PRS demonstraram que esse ganho não é expressivo. O mesmo ocorreu para duas camadas de reforço. Foi verificado um ganho maior de capacidade de carga a partir da terceira camada de reforço, e os melhores resultados foram obtidos para o modelo reforçado com seis camadas de reforços, em concordância com os estudos de Khing et al. (1993).

Ainda, constatou-se que quanto maior o nível das tensões aplicadas, maiores serão os benefícios de se utilizar reforços no solo de fundação. Dessa forma, para pequenos carregamentos, o uso de reforços pode não ser vantajoso.

Ao analisar o modelo reforçado com comprimentos distintos, conclui-se que a alteração no comprimento de camadas dos reforços não influencia na atenuação dos deslocamentos e não traz benefícios expressivos do ganho da capacidade de carga, não sendo uma alternativa vantajosa do ponto de vista econômico. Neste modelo, o reforço que desenvolveu maiores tensões de tração é referente a terceira camada.



### **SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

Os estudos realizados neste trabalho foram para solo arenoso. Dessa forma, seria interessante estudar a aplicação de reforços em solos argilosos, com a mesma disposição de assentamento dos reforços, para comparar tais modelos.

Os melhores resultados foram obtidos através do modelo reforçado com seis camadas, e não foram analisadas quatro ou cinco camadas assentes de reforço, sendo assim, poderia ser um possível estudo analisar tais situações. Outra análise seria utilizar um modelo reforçado com uma camada de tiras metálicas, que possui rigidez elevada, para comparar os benefícios com o modelo reforçado com seis camadas.

Observou-se que altas tensões provocam nos modelos os melhores resultados, por consequência, seria conveniente estudar outros carregamentos com intensidade maiores que se adequem em projetos de fundações superficiais, para observar o desenvolvimento das tensões de tração nos reforços.

## REFERÊNCIAS

- AGUIAR, V. R. **Resistência de interfaces solo-geossintéticos – Desenvolvimento de equipamentos e ensaios.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: PUC/RJ, 2008.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria: UFSM, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489:** Projeto de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro, 2019.
- BATISTA, N. A. **Fundações rasas reforçadas com geossintéticos.** Trabalho de conclusão de curso. (Graduação) - Centro Tecnológico Aeroespacial – Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos: ITA/CTA, 2004.
- BINQUET, J; LEE, K. L. **Bearing capacity tests on reinforced earth slabs.** Journal of Geotechnical Engineering Division. Los Angeles: University of California, 1975. vol. 101. n. 12. p. 1241-1255.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRS, 1994.
- CHEN, Q.; ABU-FARSAKH, M. Y.; YOON, S. Q. **An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation.** Tese de doutorado - Louisiana State University. EUA: Universidade do Estado da Luisiana, 2008. p. 344.
- DELL'AVANZI, E.; BERNARDES, G. P.; GODOY, H.; JARROUGES, H. **Estudo do Comportamento de Estruturas Grampeadas Utilizando Modelos Reduzidos - Conceitos Teóricos para Garantia da Similitude Modelo - Protótipo.** Curitiba: UFPR, 2006.
- FERNANDES, H. D. **Análise numérica da interação solo-geogrelha aplicada como reforço de maciços em fundações rasas.** Dissertação de Mestrado - Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - Campo dos Goytacazes. Rio de Janeiro: UENF, 2019.
- FILGUEIRA, A. R. G. **Análise técnica e econômica da aplicação de geocélulas para reforço de fundações diretas:** estudo de caso. Trabalho de conclusão de curso (bacharel em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal: UFRN, 2016.

- GIRARDELLO, V. **Ensaio de placa em areia não saturada reforçada com fibras.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRS, 2010.
- GOMES, R. M. **Aplicação do ensaio de dilatômetro sísmico à previsão de recalques de fundações rasas em areias.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: UFRJ, 2016.
- GUIDO, V. A.; KNUEPPEL, J. D.; SWEENEY, M. A. **Plate loading tests on geogrid reinforced earth slabs.** Proceedings Geosynthetics '87 Conference - New Orleans. EUA: Giroud-Han, 1987. p. 216-225.
- HUANG, C-C; TATSUOKA, F. **Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground.** EUA: 1990. vol. 9. p. 51-82.
- KHING, K. H.; DAS, B. M.; PURI, V. K.; COOK, E. E.; YEN, S. C. **The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand.** EUA: 1993. vol.12. p. 351-361.
- LINHARES, R. M. **Uso de reforço em geotêxtil com posicionamento não-planar para fundação superficial em solo arenoso fofo.** Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp. Campinas: UNICAMP, 2013.
- LUCARELLI D, C. **Estudo do comportamento mecânico de solos reforçados com fibras de polietileno tereftalato (PET) de distribuição aleatória.** Dissertação para o título de *Magister Scientiae* - Universidade Federal de Viçosa. Viçosa: UFV, 2018.
- MARANGON, M. **Parâmetros dos solos para cálculo de fundações.** Juiz de Fora: UFJF, 2017. Disponível em:  
<<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03Par%C3%A2metrosdosSolosparaC%C3%Allculo-de-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf>>. Acesso em: 15 fev. 2020.
- MANEGOTTO, M. L. **Previsão da curva tensão-recalque de ensaios de placa em solo não saturado.** Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos: USP, 2004.
- NETO, J. O. A. **Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula.** Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos: USP, 2013.
- OLIVEIRA, F. dos S. **Análise numérica de experimento para avaliação dos efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: UFRJ, 2015.
- OLIVEIRA, T. G.; PEREIRA, E. L.; MENDES, G. C.; DUARTE, A. P.; SOARES, C. C. **Avaliação do uso de fibras de garrafas PET como reforço de solos compactados.** Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica. Anais COBRAMSEG. Belo Horizonte: 2016.
- SANTIAGO, G. A. **Estudo do comportamento mecânico de compósitos solo-fibras vegetais impermeabilizadas com solução de poliestireno expandido (EPS) e cimento**

**asfáltico de petróleo (CAP).** Tese de doutorado - Universidade do Estado de Minas Gerais. Ouro Preto: UEMG, 2011.

SIMONS, N. E.; MENZIES, K. E. **Introdução à engenharia de fundações.** Rio de Janeiro: Interciência, 1981.

VARGAS, M.; LEME DE MORAES, J. T. **Long term settlements of tall buildings on sand.** Rio de Janeiro: ICSMFE, 1989.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. D. R. **Fundações, volume 1:** critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

VESIC, A. S.; JOHNSON, W. H. **Model Studies of Beams Resting on a Salt Subgrad.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. EUA: Ascelibrary, 1973.

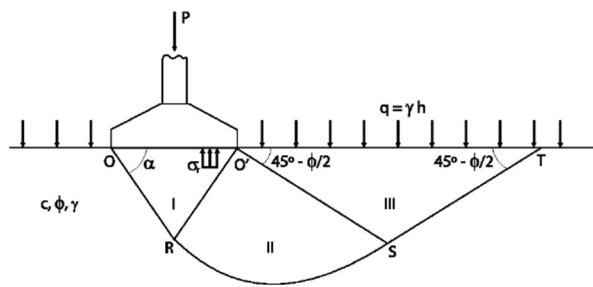
VESIC, A.S. **Bearing capacity of shallow foundations.** Department of Civil Engineering, Duke University. EUA: Duke University, 1975.

## ANEXO

### 1. Métodos Teóricos da capacidade de carga.

As considerações propostas por Terzaghi em 1943, diz respeito a uma superfície potencial de ruptura, como demonstrado na Figura 1 (CINTRA et al. (2011)). Os segmentos  $ORST$  é formado pelos trechos  $OR$  e  $ST$ , com uma espiral logarítmica no trecho intermediário  $RS$ , seguidos por três zonas distintas (I, II e III). Considera-se como parâmetros do solo, os valores de coesão  $c$ , ângulo de atrito  $\phi$  (geralmente representados por valores não drenados) e peso específico  $\gamma$  (valor efetivo). Por simetria, a superfície potencial de ruptura também pode se desenvolver a partir do ponto  $O'$ .

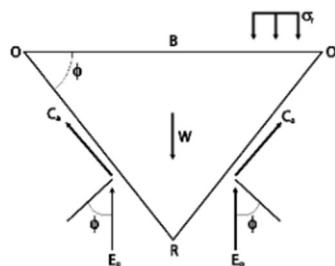
Figura 1 - Superfície potencial de ruptura



Fonte: Cintra et al. (2011)

De acordo com Cintra et al. (2011), Terzaghi observou que quando a sapata de peso  $W$  exerce no solo uma tensão  $\sigma_r$ , o solo corresponde para equilíbrio de forças, com o empuxo passivo  $E_p$  no trecho  $OR$  e  $O'R$ , assim como forças de coesão  $C_\alpha$ , para o caso de  $\alpha = \phi$ . O esquema é ilustrado na Figura 2.

Figura 2 - Cunha de solo sob a base da sapata.



Fonte: Cintra et al. (2011).

A atuação de tais componentes se dá na iminência de ruptura, para uma cunha de comprimento unitário. Utilizando o equilíbrio de forças verticais, pode-se obter a equação (1).

$$\sigma_r \cdot B + W - 2 \cdot E_p - 2 \cdot C_a \cdot \text{sen}\phi = 0 \quad (1)$$

onde  $W$  e  $C_a$  são demonstradas pelas equações (2) e (4):

$$W = \frac{\gamma}{4} \cdot B^2 \cdot \text{tg}\phi \quad (2)$$

$$C_a = c \cdot \left( \frac{B/2}{\cos\phi} \right) \quad (3)$$

Substituindo as equações (2) e (3) em (1), obtêm-se:

$$\sigma_r = 2 \cdot \frac{E_p}{B} + c \cdot \text{tg}\phi - \frac{\gamma}{4} \cdot B \cdot \text{tg}\phi \quad (4)$$

A equação (4) retrata de forma generalizada o cálculo da capacidade de carga, entretanto,  $E_p$  é uma variável desconhecida. Desse modo, Terzaghi e Peck, no ano de 1967, propuseram considerar três casos individuais e subjetivos, variando a sobrecarga, a coesão e o peso específico, para agrupá-los posteriormente:

- Caso 1: solo sem peso e sapata à superfície ( $c \neq 0$ ,  $h = 0$  e  $\gamma \neq 0$ ),
- Caso 2: solo não coesivo e sem peso ( $c = 0$ ,  $h \neq 0$  e  $\gamma = 0$ ).
- Caso 3: solo não coesivo e sapata à superfície ( $c = 0$ ,  $h = 0$  e  $\gamma \neq 0$ ).

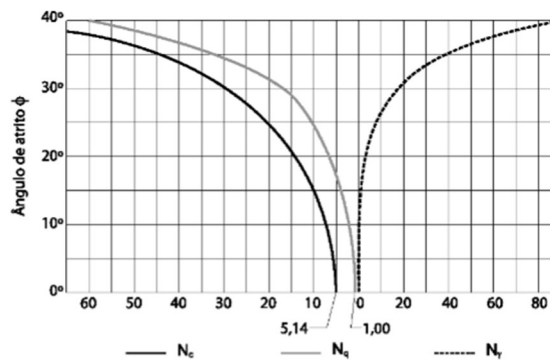
Há formulações específicas para cada caso, sendo apresentadas na Tabela 1, assim como os fatores de capacidade de carga ( $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ ). Estes fatores podem ser determinados também por um ábaco em função do ângulo de atrito do solo, como apresentado na Figura 3.

Tabela 1 - Equações para capacidade de carga, assim como os fatores de capacidade de carga nos três casos.

<i>Caso 1</i>	<i>Caso 2</i>	<i>Caso 3</i>
$\sigma_r = c \cdot N_c$	$\sigma_r = q \cdot N_q$	$\sigma_r = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
$N_c = \cot\phi \cdot [e^{n \cdot tg\phi} \cdot tg^2 \cdot (45^\circ + \phi/2) - 1]$	$N_q = e^{n \cdot tg\phi} \cdot tg^2 \cdot (45^\circ + \phi/2)$	$N_\gamma = \frac{4 \cdot E_p}{\gamma \cdot B^2} \cdot \cos(\alpha - \phi)$

Fonte: Cintra et al. (2011).

Figura 3 – Ábaco para fatores de capacidade de carga.



Fonte: Cintra et al. (2011).

Pela superposição de efeitos dos três casos, foi possível determinar uma fórmula aproximada para o cálculo da capacidade de carga, como demonstra a equação (5)

$$\sigma_r = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (5)$$

Entretanto, devido a diversas formas das sapatas, Terzaghi e Peck acrescentaram alguns fatores de forma ( $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$ ), como descrito na Tabela 2, visando corrigir eventuais problemas devido as geometrias desses elementos.

Tabela 2 - Fatores de forma de Terzaghi-Peck.

Sapata	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
Corrida (Lado B)	1	1	1
Quadrada (B=L)	1,2	1	0,8
Circular (B=diâmetro)	1,2	1	0,6

Fonte: Cintra et al. (2011).

Sendo assim, o cálculo da capacidade de carga foi reajustado, e a equação (6) apresenta tais correções.

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (6)$$

Quando a ruptura se dá por puncionamento, faz-se necessário corrigir a coesão e o ângulo de atrito, como demonstra a equação (7). Os fatores da capacidade de carga recebem um subíndice (') por se tratar de valores corrigidos, pois ambos dependem do ângulo de atrito.

$$\sigma'_r = c^* \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma \quad (7)$$

onde  $c^*$  equivale a 2/3 da coesão, e  $tg\phi^*$  a 2/3 da tangente do ângulo de atrito.

O estudioso Vesic, no ano de 1975 contribuiu para os estudos da capacidade de carga, propondo algumas mudanças nas equações de Terzaghi para o caso da ruptura geral, dada em solos mais rígidos. O fator da capacidade de carga  $N_\gamma$ , pode ser expresso por outra fórmula, apresentada pela equação (8).

$$N_\gamma \cong 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg\phi \quad (8)$$

Através da equação anterior, e pelas equações de  $N_c$  e  $N_q$ , os fatores de capacidade de carga podem ser encontrados por meio do ângulo de atrito do solo, como é apresentado na Tabela 3.

Os fatores de forma para este caso foram também corrigidos, e os valores são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Fatores de forma.

<i>Sapata</i>	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
Corrida (lado B)	1,00	1,00	1,00
Quadrada (B=L)	$1 + \left[ \left( \frac{B}{L} \right) \left( \frac{N_q}{N_c} \right) \right]$	$1 + \left[ \left( \frac{B}{L} \right) tg\phi \right]$	$1 - \left[ 0,4 \left( \frac{B}{L} \right) \right]$
Circular (B = diâmetro)	$1 + \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + tg\phi$	0,60

Fonte: Cintra et al. (2011).



Tabela 3 - Fatores de capacidade de carga.

$\phi$ (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\frac{N_q}{N_c}$	$tg\phi$	$\phi$ (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\frac{N_q}{N_c}$	$tg\phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	3,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,29	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	4,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

Fonte: Cintra et al. (2011).