

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO-
GEOGRELHA APLICADA COMO REFORÇO DE
MACIÇOS EM FUNDAÇÕES RASAS**

HEBERT DETOGNE FERNANDES

LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL
UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO –
UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
MAIO - 2019

ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO- GEORELHA APLICADA COMO REFORÇO DE MACIÇOS EM FUNDAÇÕES RASAS

HEBERT DETOGNE FERNANDES

Projeto de dissertação apresentado ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Aldo Durand Farfán

Coorientador: Paulo Cesar de Almeida Maia

LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL
UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO–
UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
MAIO - 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pelo autor.

F363 Fernandes, Hebert Detogne.

ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO-GEOGRELHA APLICADA COMO REFORÇO DE MACIÇOS EM FUNDAÇÕES RASAS / Hebert Detogne Fernandes. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2019.

102 f. : il.
Inclui bibliografia.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2019.
Orientador: Aldo Durand Farfán.

1. SOLO REFORÇADO. 2. GEOGRELHA. 3. ELEMENTOS FINITOS. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO- GEOGRELHA APLICADA COMO REFORÇO DE MACIÇOS EM FUNDAÇÕES RASAS

HEBERT DETOGNE FERNANDES

Projeto de dissertação apresentado ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovado em, 23 de Maio de 2019.

Comissão Examinadora:

Prof°. Bernadete Ragoni Danziger (PhD.) - UERJ

Prof°. Rodrigo Martins Reis (PhD.) - UENF

Prof°. Fernando Saboya Albuquerque Jr. (D. Sc.) - UENF

Prof°. Paulo Cesar de Almeida Maia (D. Sc.) – UENF (Co-orientador)

Prof°. Aldo Durand Farfán (D. Sc.) – UENF (Orientador)

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xi
RESUMO.....	xv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Objetivo.....	2
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1. Introdução	3
2.2. Estudos em Solo Reforçado.....	4
2.2.1. Estudos Experimentais	4
2.2.2. Estudos Numéricos.....	10
2.2.3. Estudos Analíticos	14
2.3. Geogrelha	16
2.4. Aplicação em reforço	19
2.5. Interação solo-geogrelha	20
2.6. Ferramenta Numérica	22
2.6.1. Método dos elementos finitos	22
2.6.2. Modelos Constitutivos.....	24
2.6.3. Modelo de Mohr – Coulomb.....	28
2.6.4. Estrutura do PLAXIS.....	30
3 – METODOLOGIA.....	32
3.1. Introdução	32
3.2. Propriedades dos Materiais	32
3.2.1. Argila.....	32
3.2.2. Geogrelha	33

3.3. Modelagem Numérica dos Experimentos	34
3.3.1. Elementos Estruturais	34
3.3.2. Modelos Constitutivos	36
3.3.3. Calibração do Modelo	37
3.3.4. Definição da malha	39
3.3.5. Condições de Contorno	40
3.3.6. Modelagem Numérica dos Experimentos em Pequena Escala	41
4. RESULTADOS	45
4.1. Introdução	45
4.2. Validação Numérica	45
4.3. Análise dos Deslocamentos	54
4.4.1. Deslocamentos verticais	54
4.4.2. Deslocamentos Horizontais	60
4.5. Análise das Tensões	64
4.5.1. Tensões Verticais	64
4.5.2. Tensões Horizontais	69
4.5.3. Tensões na Geogrelha	73
5. CONCLUSÕES	76
5.1 Sugestões para pesquisas futuras	78
6. REFERÊNCIAS	79
Anexo A	84
Anexo B	85
Anexo C	86
Anexo D	87

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Parâmetros geométricos do solo reforçado.....	4
Figura 2 – BCR versus u/B (Guido et al., 1986)	5
Figura 3 – BCR versus N (Khing et al., 1993)	6
Figura 4 – BCR versus l/B (Omar et al., 1993a)	7
Figura 5 – BCR versus d/B (Das et al., 1994)	8
Figura 6 – BCR (Adams e Collin, 1997)	9
Figura 7 – Tensões cisalhantes na interface em função da carga aplicada na sapata (Kurian et al., 1997)	11
Figura 8 – Deslocamento versus rigidez da geogrelha (Maharaj, 2003)	12
Figura 9 – Tensões cisalhantes versus profundidade (Deb et al., 2007).....	13
Figura 10 – $N_c = q/c_u$ versus s/D (Demir el at., 2013).....	14
Figura 11 – Limite Rígido (Chen, 2007)	15
Figura 12 – Efeito Membrana (Chen, 2007)	16
Figura 13 – Efeito de confinamento (Chen, 2007).....	16
Figura 14 – Tipos de geogrelha: (a) extrudada unidirecional; (b) extrudada bidirecional; (c) soldada; (d) tecido.....	17
Figura 15 – Mecanismos de interação solo-geogrelha: (a) atrito superficial; (b) puncionamento dos elementos transversais (adaptado de Jewell, 1984)	21
Figura 16 – Processos para se realizar a análise (adaptado de Bathe, 1982). 24	
Figura 17 – (a) elástico linear; (b) elástico não linear; (c) não linear e elastoplástico; (d) elástico perfeitamente plástico (adaptado de Gerskovich, 2017)	26
Figura 18 – Critério de escoamento no plano ($\tau - \sigma$)	29
Figura 19 – Configuração dos elementos: (a) elemento tetraédrico de 10 nós, (b) elemento triangular 6 nós (Manual PLAXIS, 2013)	35
Figura 20 – Modelo numérico sem reforço	40
Figura 21 – Condições de contorno	41
Figura 22 – BCR versus (u/B) (Chen, 2007).....	42
Figura 23 – Pressão x deslocamento x s/B (Chen, 2007)	42
Figura 24 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo sem reforço.....	46
Figura 25 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 1 camada de reforço (GG2)	47

Figura 26 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 3 camadas de reforço (GG2)	47
Figura 27 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 5 camadas de reforço (GG2)	48
Figura 28 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 1 camada de reforço (GG3)	48
Figura 29 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 3 camadas de reforço (GG3)	49
Figura 30 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 5 camadas de reforço (GG3)	49
Figura 31 – Acréscimo de tensão vertical x distância B do centro da sapata, modelos sem reforço e 3 camadas de reforço, na profundidade de 254 mm, carregamento de 468 kPa, geogrelha GG3.....	51
Figura 32 – Acréscimo de tensão vertical x distância B do centro da sapata, modelos com 4 e 5 camadas de reforço, na profundidade de 254 mm, carregamento de 468 kPa, geogrelha GG3.....	51
Figura 33 – Tensão vertical versus razão de profundidade abaixo do centro da sapata, carregamento de 468 kPa	52
Figura 34 – Tensão vertical versus razão de profundidade abaixo do centro da sapata, carregamento de 468 kPa	53
Figura 35 – Localização dos pontos analisados.....	55
Figura 36 – Deslocamento Uz x distância x/B do eixo de simetria, profundidade z = 51 mm (GG2).....	56
Figura 37 – Deslocamento Uz x distância x/B do eixo de simetria, profundidade z = 153 mm (GG2).....	56
Figura 38 – Deslocamento Uz x distância x/B do eixo de simetria, profundidade z = 255 mm (GG2).....	57
Figura 39 – Deslocamento Uz x distância x/B do eixo de simetria, profundidade z = 51 mm (GG3).....	57
Figura 40 – Deslocamento Uz x distância x/B do eixo de simetria, profundidade z = 153 mm (GG3).....	58
Figura 41 – Deslocamento Uz x distância x/B do eixo de simetria, profundidade z = 255 mm (GG3).....	58
Figura 42 – Localização dos pontos analisados.....	60

Figura 43 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $1B$ do eixo de simetria da sapata (GG2).....	60
Figura 44 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $2B$ do eixo de simetria da sapata (GG2).....	61
Figura 45 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $3B$ do eixo de simetria da sapata (GG2).....	61
Figura 46 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $1B$ do eixo de simetria da sapata (GG3).....	62
Figura 47 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $2B$ do eixo de simetria da sapata (GG3).....	62
Figura 48 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $3B$ do eixo de simetria da sapata (GG3).....	63
Figura 49 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG2, no eixo de simetria da sapata	65
Figura 50 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG2, distância $1B$ do eixo de simetria da sapata.....	65
Figura 51 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG2, distância $2B$ do eixo de simetria da sapata.....	66
Figura 52 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG2, distância $3B$ do eixo de simetria da sapata.....	66
Figura 53 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG3, no eixo de simetria da sapata	67
Figura 54 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG3, distância $1B$ do eixo de simetria da sapata.....	67
Figura 55 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG3, distância $2B$ do eixo de simetria da sapata.....	68
Figura 56 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG3, distância $3B$ do eixo de simetria da sapata.....	68
Figura 57 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 51$ mm (GG2).....	70
Figura 58 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 153$ mm (GG2).....	70
Figura 59 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 255$ mm (GG2).....	71

Figura 60 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 51$ mm (GG3).....	71
Figura 61 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 153$ mm (GG3).....	72
Figura 62 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 255$ mm (GG3).....	72
Figura 63 – Localização dos pontos analisados.....	74
Figura 64 – Tensão de tração N1 desenvolvida nas geogrelhas (direção x)....	74
Figura 65 – Tensão de tração N2 desenvolvida nas geogrelhas (direção y)....	74
Figura 66 – Acréscimo de tensão vertical x distância B do centro da sapata na profundidade de 254 mm, carregamento de 468 kPa, geogrelha GG3	87
Figura 67 – Tensão vertical versus razão de profundidade abaixo do centro da sapata, carregamento de 468 kPa	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros geométricos ótimos para sapata corrida (Das et al.1994)	9
Tabela 2 – Sumário de parâmetros ótimos	10
Tabela 3 – Vantagens e desvantagens dos polímeros.....	18
Tabela 4 – Propriedades da argila (Chen, 2007).....	33
Tabela 5 – Ângulo de atrito e coesão versus densidade seca (Chen, 2007) ...	33
Tabela 6 – Propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas (adaptado de Chen, 2007).....	34
Tabela 7 – Parâmetros de resistência da argila	38
Tabela 8 – Parâmetros das geogrelhas (Tensar International, 2007)	38
Tabela 9 – Configuração dos modelos numéricos em pequena escala	43
Tabela 10 – Capacidade de carga numérico e experimental	46
Tabela 11 – Variação dos modelos numéricos em porcentagem.....	50
Tabela 12 – Valores das tensões nas geogrelhas.....	75
Tabela A.1 – Propriedades da argila	84
Tabela A.2 – Coesão e ângulo de atrito da argila	84
Tabela B.1 – Propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas	85
Tabela C.1 – Capacidade de carga dos modelos experimentais	86

LISTA DE SÍMBOLOS

Romanos

B	largura da sapata
$[B]$	matriz deformação-deslocamento
BCR	razão da capacidade de suporte
BCR_s	razão da capacidade de suporte em diferentes níveis de recalque
BCR_u	razão da capacidade de suporte última
c	coesão
c_i	coesão da interface
c_{soil}	coesão do solo
c_u	resistência não drenada
$[C]$	matriz constitutiva tensão-deformação
CD	<i>cross machine direction</i>
CL	argila de baixa plasticidade
cm	centímetro
$[D]^{-1}$	matriz constitutiva tensão-deformação
D	diâmetro da sapata
D_f	embutimento da sapata
d	profundidade máxima da última camada de reforço
E	módulo de elasticidade
EA	rigidez axial
EA_1	rigidez axial (direção do plano)
EA_2	rigidez axial (direção fora do plano)
E_i	módulo de rigidez inicial
E_{oed}	módulo de rigidez edométrico
$E_{oed,i}$	módulo de rigidez edométrico da interface

$\{F_E\}$	vetor força do elemento
$\{F_G\}$	vetor força global
$[K_G]$	matriz de rigidez global
GA	módulo de cisalhamento axial
G	módulo cisalhante ou módulo de elasticidade transversal
G_i	módulo cisalhante da interface
G_{soil}	módulo de cisalhamento do solo
GGB	geogrelha soldada
GGE	geogrelha extrudada
GGW	geogrelha tecida
GW-GM	pedregulho bem graduado com silte
h	espaçamento vertical entre as camadas de reforço
$[K_E]$	matriz de rigidez do elemento
kN	quilo-newton
kN/m	quilo-newton por metro
kN/m ²	quilo-newton por metro quadrado
kN/m ³	quilo-newton por metro cúbico
kPa	quilo-pascal
l	comprimento efetivo do reforço
L	comprimento da sapata
m	metro
mm	milímetro
MD	<i>machine direction</i>
N	número de camadas de reforço
N_c	coeficiente de capacidade de carga ou de punção
PA	poliamada
PE	polietileno
PET	poliéster
PP	polipropileno
PVC	policloreto de vinila
$q_{u(R)}$	capacidade de suporte do solo reforçado
q_u	capacidade de suporte do solo não reforçado

r_e	fator relativo do tamanho do elemento
R_{inter}	coeficiente de interação
RSF	fundações em solo reforçado
s	recalque
s_u	recalque referente a capacidade de suporte última
seg	segundos
u	profundidade da primeira camada de reforço
$\{U_E\}$	vetor de deslocamentos nodais do elemento
$\{U_G\}$	vetor de deslocamentos nodais global
$\{U^n\}$	vetor deslocamento
UDL	distribuição uniforme de carga
$USCS$	<i>Unified Soil Classification System</i>
U_x	deslocamento na direção x
U_y	deslocamento na direção y
U_z	deslocamento na direção z
z	profundidade do modelo
3D	três dimensões

Gregos

ε	deformação
ε^e	deformação elástica
ε^p	deformação plástica
ε^T	deformação total
$\{\varepsilon\}$	vetor de deformações
ϕ	ângulo de atrito
ϕ_i	ângulo de atrito da interface
ϕ_{soil}	ângulo de atrito do solo
γ_d	peso específico seco
γ_{nat}	peso específico não saturado
ν	coeficiente de Poisson
ν_i	coeficiente de Poisson da interface

σ	tensão normal
σ_n	tensão normal
$\{\sigma\}$	vetor de tensões
σ_1	tensão principal maior
σ_2	tensão principal intermediária
σ_3	tensão principal menor
τ	tensão cisalhante
τ_i	tensão cisalhante da interface
ψ	ângulo de dilatância
ψ_i	ângulo de dilatância da interface
ψ_{soil}	ângulo de dilatância do solo

RESUMO

Este trabalho visa analisar a interação solo-geogrelha aplicada como reforço de maciços em fundação rasa. A utilização de geossintéticos como reforço em maciços proporciona melhorias significativas na capacidade de carga e reduz os deslocamentos de fundações rasas.

Diversos autores realizaram pesquisas sobre fundações rasas em solo reforçado, porém existem muitos aspectos que devem ser avaliados para que se tenha uma melhor compreensão da interação solo-reforço. O emprego de uma ferramenta numérica surge como uma alternativa para avaliar o comportamento desta técnica de construção.

Foram elaborados modelos numéricos que simulam ensaios experimentais conduzidos em modelos com escala reduzida. Estes ensaios experimentais e os parâmetros dos materiais usados para alimentar os modelos numéricos foram extraídos da tese de doutorado desenvolvida por Chen (2007).

Inicialmente, foram realizadas retroanálises dos ensaios experimentais de caracterização para calibração dos parâmetros que alimentaram os modelos numéricos. Posteriormente, foram desenvolvidos modelos numéricos que simulavam o carregamento de sapatas em maciços reforçados com geogrelha. Os resultados obtidos nos modelos numéricos são comparados com os resultados experimentais apresentados por Chen (2007). Para as análises numéricas, foi utilizado PLAXIS 3D, que é um software que utiliza o método de elementos finitos (MEF), voltado para análises geotécnicas.

Nesse âmbito, a presente dissertação de mestrado tem como objetivo avaliar a interação solo-geossintético de maciços reforçados com geogrelha. Especificamente, pretende-se avaliar as tensões e os deslocamentos do conjunto solo-reforço, através de representação numérica de ensaios experimentais, utilizando o software PLAXIS 3D.

Palavras Chaves: solo reforçado, geogrelha, elementos finitos

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

O solo reforçado é uma técnica de construção que consiste na combinação do solo com um material que lhe ofereça resistência à tração.

Obras geotécnicas têm utilizado cada vez mais materiais geossintéticos (geogrelhas e geomantas) como reforço. Os geossintéticos são produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), industrializados que desempenham várias funções entre as quais destacam-se: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial.

Essa combinação solo-reforço visa tornar um conjunto mais resistente e com menores deformações. Obras executadas com solo reforçado apresentam vantagens econômicas, técnicas e construtivas quando comparadas a outros métodos tradicionais.

Nesse âmbito, a utilização de geossintéticos em fundações rasas proporciona melhoria na capacidade de carga e redução dos recalques, tornando possível a execução de fundação direta. Tal solução vem ganhando a atenção do meio científico, ainda que, na prática da engenharia de fundações, não existam casos de obras relatados na literatura utilizando essa técnica de construção no Brasil. Isso se justifica, sobretudo, pela falta de compreensão dos mecanismos de interação entre o geossintético, o solo e a estrutura de fundação. Deve-se destacar que é através da compreensão de tais mecanismos que se pode definir as relações entre a rigidez da fundação, do solo reforçado e do maciço de fundação não reforçado.

O emprego de uma ferramenta numérica possibilita uma maior compreensão do comportamento de maciços reforçados, especialmente dos mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geossintético, vindo a ser uma ferramenta importante em trabalhos que envolvam estruturas de solo reforçado.

1.2. Objetivo

Fundações reforçadas com geogrelhas contribuem no bom desempenho destas estruturas. Em função da sua forma, as geogrelhas apresentam diferentes mecanismos de mobilização da resistência quando estas são inseridas em um maciço de solo.

Os resultados encontrados na literatura destacam fatores, tais como: a profundidade da primeira camada de reforço (u), o número de camadas de reforço (N), o espaçamento vertical entre as camadas de reforço (h), a profundidade máxima da última camada de reforço (d), o comprimento efetivo do reforço (l), o tipo de geossintético utilizado como reforço e suas propriedades, a forma da sapata e o tipo de solo. Pesquisas realizadas a respeito de fundações em solo reforçado indicam também que o conjunto solo-reforço apresenta melhorias na capacidade de carga devido a redistribuição das tensões no solo causada pelos elementos de reforço, reduzindo as deformações.

A pesquisa pretende analisar o comportamento de fundações rasas, do tipo sapata isolada, assentada sobre maciço reforçado com geogrelha.

Especificamente, pretende-se analisar numericamente o efeito do reforço na resistência e rigidez do conjunto solo-reforço, observando a distribuição de tensões e deslocamentos do maciço reforçado comparado com o maciço sem reforço.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Introdução

O conceito de solo reforçado vem de tempos remotos, onde se utilizavam em geral materiais vegetais constituídos de fibras resistentes, tais como: palha, bambu, entre outros, como material de reforço para melhorar a qualidade do solo. Essa forma de construção foi empregada em várias obras do Império Romano, na Grande Muralha da China e nos Ziggurats.

De acordo com Mitchell e Villet (1987), a utilização moderna da técnica de reforço do solo foi introduzida por Henri Vidal, na década de 60, que constituía na elaboração de um material compósito formado por solo e tiras planas metálicas dispersas horizontalmente de forma aleatória. O ganho de resistência desse material compósito é devido ao peso próprio do solo atuando sobre as tiras metálicas, gerando assim uma interação por atrito entre o solo e as tiras. Esse material foi denominado Terra Armada (*Terre Armée*).

Nesse mesmo período ocorreram grandes avanços da indústria petroquímica e a disseminação de produtos poliméricos, possibilitando o desenvolvimento de materiais geossintéticos.

Com o avanço da tecnologia em obras geotécnicas e a necessidade de obter melhor desempenho quanto à resistência e durabilidade, ocorreu assim a introdução do geossintético em obras de terra, dada a necessidade de se obter materiais com parâmetros confiáveis, possibilitando assim a substituição de materiais sem controle tecnológico como a palha e tiras metálicas por outros que apresentam propriedades estáveis, atendendo assim as necessidades da engenharia moderna.

Os geossintéticos possuem diversas funções, tais como: filtragem, drenagem, proteção, separação, impermeabilização, controle de erosão e reforço. Dentre os vários tipos de geossintéticos existentes, as geogrelhas são objeto de estudo dessa pesquisa por apresentarem como função primária o reforço.

Nos últimos anos foram desenvolvidos diversos trabalhos de pesquisa com o objetivo de investigar o comportamento de fundações em maciços

reforçados. Estudos experimentais na área investigaram parâmetros que contribuem para o aumento da capacidade de carga. Os resultados mostram um certo número de parâmetros que estão diretamente relacionados com o bom desempenho de fundações em solo reforçado. Dentre os parâmetros analisados destacam-se: o espaçamento da primeira camada de reforço (u), o número de camadas de reforço (N), a profundidade total das camadas de reforço (d), o espaçamento vertical entre as camadas de reforço (h), o comprimento do elemento de reforço (l), entre outros. A Figura 1 ilustra os parâmetros geométricos do solo reforçado para fundações rasas.

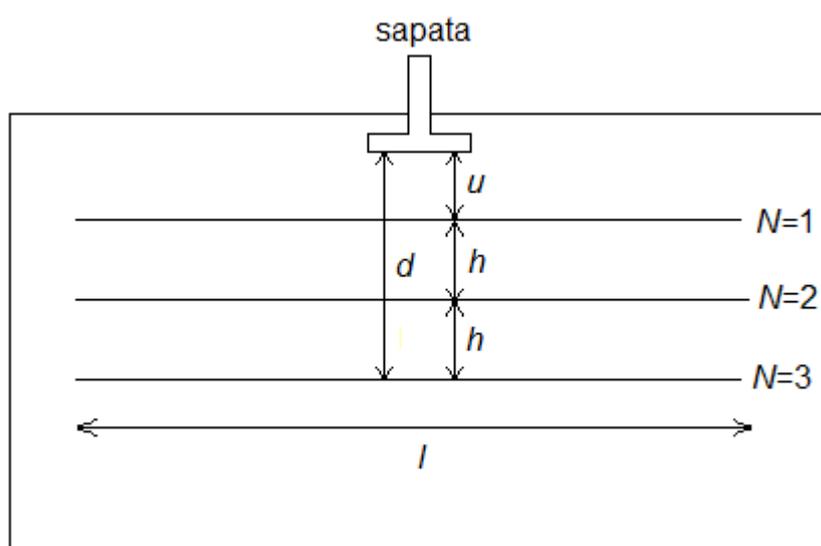


Figura 1 – Parâmetros geométricos do solo reforçado

2.2. Estudos em Solo Reforçado

A resolução de problemas de engenharia pode ser elaborada segundo três abordagens gerais: métodos analíticos, métodos experimentais e métodos numéricos. A seguir são apresentados alguns trabalhos de pesquisa sobre fundações em solo reforçado desenvolvidos nas três abordagens.

2.2.1. Estudos Experimentais

Diversos autores realizaram pesquisas com fundações em solo reforçado (RSF). Os trabalhos desenvolvidos nesta área apresentam resultados que

indicam uma significativa melhora na capacidade de carga e redução das deformações no conjunto solo-reforço. Estes estudos foram expressados através da razão de capacidade de suporte (BCR), que é definida pela razão entre a capacidade de suporte do solo reforçado ($q_{u(R)}$) e a capacidade de suporte do solo não reforçado (q_u).

$$BCR = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \quad (1)$$

Guido et al. (1986) realizaram estudos experimentais utilizando geogrelha e geotêxtil como elemento de reforço em areia. Os resultados obtidos mostram que os valores de BCR para areia reforçada com geogrelha são aproximadamente 10% superiores se comparados com os modelos reforçados com geotêxtil. Para diferentes configurações de areia reforçada com geogrelha, os resultados do BCR variaram de 1.25 a 2.8.

Foram analisadas também a influência da profundidade da primeira camada (u). Os resultados evidenciam um aumento do BCR quando se eleva os valores da razão u/B , onde B é a largura da sapata, não apresentando aumento significativo para razão u/B maior que 1 (Figura 2). A redução do espaçamento vertical das camadas de reforço resultou em aumento do BCR . Em modelos com mais de 3 camadas de reforço, o que corresponde a uma profundidade total de $1B$, não apresentaram aumento significativo do BCR .

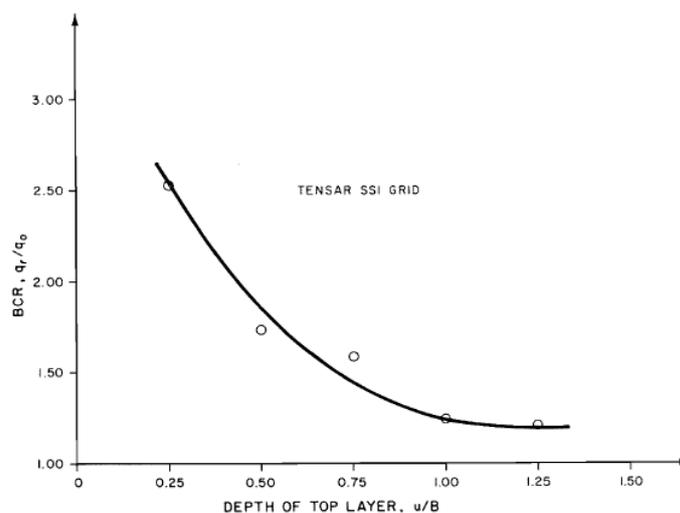


Figura 2 – BCR versus u/B (Guido et al., 1986)

Ramaswamy e Purushothaman (1992) avaliaram o comportamento de sapatas circulares em argilas reforçadas com geogrelha, compactadas em diferentes teores de umidade. Os resultados indicam que os BCR s em argilas compactadas no teor de umidade ótima são maiores do que os modelos compactados nos ramos seco ou úmido. Os autores avaliaram também o efeito do comprimento do reforço (l). A razão ótima do comprimento do reforço l/D foi igual a 4, onde D é o diâmetro da sapata. Com o aumento de camadas de reforço de 1 para 3 o BCR aumentou de 1.15 para 1.7.

Khing et al. (1993) realizaram experimentos com sapata corrida em areia reforçada com geogrelha, onde o autor comparou a razão de capacidade de carga última (BCR_u) com a razão de capacidade de carga em diferentes níveis de recalque (BCR_s). Os resultados indicam que a camada de reforço localizada a uma razão de profundidade total (d/B), onde d é a profundidade total das camadas de reforço e B é a largura da sapata, maior que 2.25 não apresenta melhoria na capacidade de carga em sapatas corridas. A razão do comprimento da geogrelha (l/B) deve ser maior que 6. A (Figura 3) ilustra os valores BCR_s determinado em três níveis de recalque $s/s_u = 0.25, 0.5$ e 0.75 , onde s_u é o recalque referente a capacidade de carga última do modelo sem reforço e s é referente a valores admissíveis de recalque obtidos em modelos reforçados. Em modelos com 6 camadas de reforço o BCR_s foi superior a 2.5 e o BCR_u superior a 4.

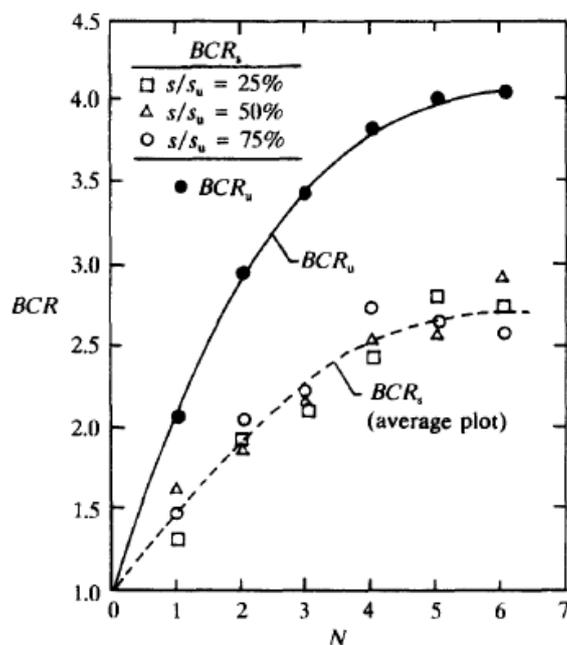


Figura 3 – BCR versus N (Khing et al., 1993)

Omar et al. (1993a) investigaram a profundidade total efetiva das camadas de reforço em função da razão entre a largura (B) e o comprimento (L) de sapatas em maciços de areia reforçados com geogrelha. Eles utilizaram 4 sapatas com as seguintes dimensões: 7.62 cm x 7.62 cm, 7.62 cm x 15.24 cm, 7.62 cm x 22.86 cm e 7.62 cm x 30.48 cm o que corresponde a razões (B/L) iguais a 1, 0.5, 0.33 e 0.

Os resultados mostram que a profundidade total das camadas de reforço (d) para se obter um BCR máximo diminui com a razão (B/L). Para sapatas quadradas a profundidade total das camadas de reforço foi de $1.2B$ e para sapatas corridas a profundidade total das camadas de reforço foi de $2B$. Os autores investigaram também a influência da razão (B/L) em função dos parâmetros (u) e (h). De acordo com a Figura 4 os modelos com configuração ótima $u/B = 0.33$ e $h/B = 0.33$, que são respectivamente a razão da profundidade da primeira camada de reforço e a razão do espaçamento entre as camadas de reforço, o BCR diminui com o aumento da razão B/L . Também é possível observar valores ótimos da razão de comprimento da camada de reforço l_{cr}/B .

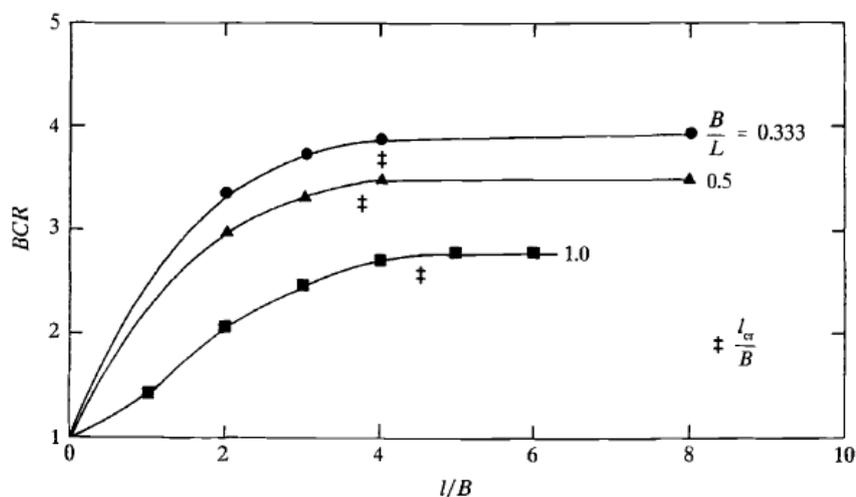


Figura 4 – BCR versus l/B (Omar et al., 1993a)

Das et al. (1994) conduziram um estudo comparativo de sapatas corridas em argila e areia, reforçadas com geogrelha. Foi observado que com a inclusão do reforço, os maciços apresentaram um aumento do BCR de 4 e 1.45 para areia e argila respectivamente. Entretanto, para se obter a capacidade de carga última, os modelos reforçados com areia apresentam uma deformação maior se

comparado com os modelos sem reforço. Para modelos constituídos de argila, essa diferença na deformação é insignificante. Com o aumento de camadas de reforço de 1 para 6, o BCR em maciços constituído de areia variou de 2.1 para 4 e em maciços constituídos de argila variou de 1.1 para 1.45 (Figura 5).

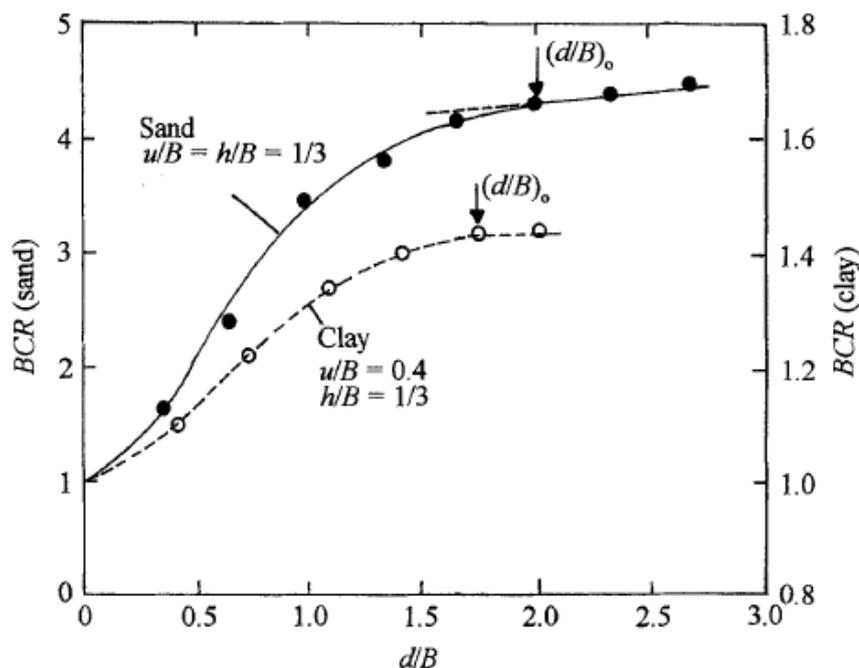


Figura 5 – BCR versus d/B (Das et al., 1994)

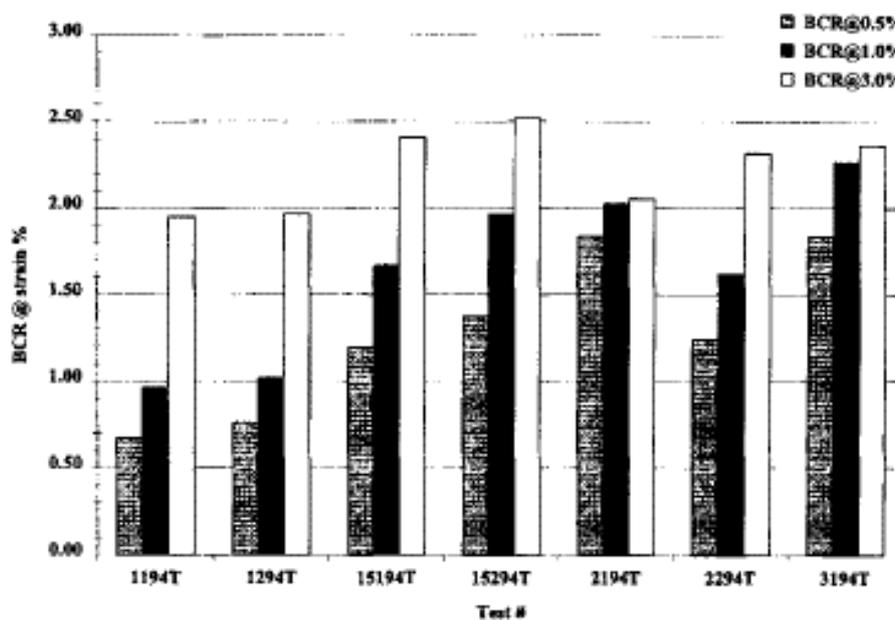
De acordo com os autores, os ensaios realizados em argila saturada reforçada apresentam valores de BCR relativamente menores. A razão da profundidade total do maciço reforçado (d/B) para a mobilização da capacidade de carga máxima foi de $2B$ em areia e $1.75B$ em argila. O espaçamento ótimo da primeira camada de reforço (u) deve ser entre 0.3 e $0.4B$, para obter o melhor desempenho da camada de reforço. A razão do comprimento máximo l/B ótima é de $8B$ para areia e $5B$ para argila.

A Tabela 1 ilustra os valores apresentados por Das et al. (1994), para se obter uma configuração ótima das camadas de reforço tanto para argila quanto para areia.

Tabela 1 – Parâmetros geométricos ótimos para sapata corrida (Das et al.1994)

	Areia	Argila
u/B	0.3	0.4
d/B	2	1.75
l/B	8	5

Adams e Collin (1997) avaliaram o comportamento de fundações rasas em areia reforçada através de testes de campo em escala real. Utilizaram dois tipos de geossintéticos: geogrelha e geocélula. Avaliaram parâmetros como o número de camadas de reforço (N), o espaçamento entre camadas de reforço (h), a profundidade da primeira camada (u), o tipo de reforço e a densidade do solo. A Figura 6 apresenta o BCR para razões de deslocamento s/B iguais a 0.5, 1 e 3%, onde é possível observar um aumento do BCR superior a 2.6 em modelos reforçados com 3 camadas. Observaram que o BCR aumentou quando a razão da profundidade da primeira camada de reforço foi menor que $0.5B$. Indicaram também que o desempenho das fundações reforçadas está diretamente relacionado com a densidade da areia.

Figura 6 – BCR (Adams e Collin, 1997)

A Tabela 2 ilustra alguns parâmetros ótimos para fundação rasa em solo reforçado com geogrelha, tais como a razão da profundidade da primeira camada (u/B), a razão da profundidade efetiva (d/B) e a razão do comprimento efetivo (l/B) para diferentes tipos de sapata e solo, definidos por alguns pesquisadores citados anteriormente.

Tabela 2 – Sumário de parâmetros ótimos

	Guido et al. (1986)	Ramaswamy et al. (1992)	Khing et al. (1993)	Omar et al. (1993b)		Das et al. (1994)	
Tipo de sapata	Quadrada	Circular	Corrida	Corrida	Quadrada	Corrida	
Tipo de solo	Areia	Argila	Areia	Areia		Areia	Argila
u/B ótimo	-	0.5	-	-		0.3	0.4
d/B crítico	1	-	2.25	2	1.4	2	1.75
l/B crítico	2	4	6	8	4.5	8	5
BCR	1.25 a 2.8	1.15 a 1.7	2 a 4	3 a 4.4	1.4 a 2.8	4	1.45

2.2.2. Estudos Numéricos

Diversos autores realizaram estudos numéricos sobre o comportamento de fundações em solos reforçados, sendo o método de elementos finitos a ferramenta numérica mais empregada nestas pesquisas. O emprego da análise numérica na interação solo-geossintético possibilita uma maior compreensão destes mecanismos de interação, vindo a ser uma ferramenta importante em trabalhos que envolvam estruturas de solo reforçado.

Kurian et al. (1997) realizaram estudos numéricos para fundações rasas em areia reforçada. O método de elementos finitos foi utilizado em modelos tridimensionais com o objetivo de avaliar as deformações do conjunto solo

reforço com foco na interação entre o solo e o elemento de reforço. O solo foi discretizado em elementos tetraédricos de 8 nós e o reforço em elementos de treliça. Para a interface foram adotados elementos de contato desenvolvidos por Goodman et al. (1968). Para o comportamento tensão-deformação dos materiais foi utilizado o modelo Duncan-Chang para o solo e para o reforço foi utilizado o modelo elástico linear.

Os resultados indicam uma redução das deformações do solo reforçado em cargas elevadas, quando comparado com o modelo sem reforço. Os autores concluíram que a mobilização do atrito na interface está diretamente relacionado com a carga aplicada na sapata e a profundidade da primeira camada de reforço (u). Quanto maior a profundidade do reforço, menos atrito é mobilizado na interface e quanto maior a carga aplicada na sapata, mais atrito é mobilizado. A tensão cisalhante desenvolvida no reforço foi máxima no centro e diminui gradualmente em direção às extremidades (Figura 7).

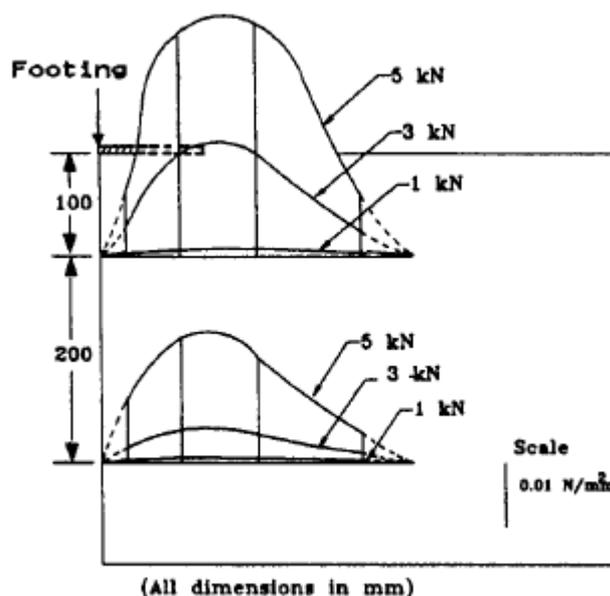


Figura 7 – Tensões cisalhantes na interface em função da carga aplicada na sapata (Kurian et al., 1997)

Maharaj (2003) investigou a influência de diferentes configurações de solo reforçado, tais como: a profundidade da primeira camada de reforço (u), o espaçamento entre reforço (h), o número de camadas de reforço (N) e o comprimento do reforço (l). O autor realizou análises bidimensionais em elementos finitos de sapatas corridas sob argila reforçada. A sapata e o solo

foram discretizado em elementos isoparamétricos com 4 nós e o reforço foi discretizado em elementos unidimensionais com 4 nós. O modelo de Drucker-Prager descreveu o comportamento do solo.

Os resultados indicam redução nos deslocamentos com o aumento do comprimento do elemento de reforço tanto para uma camada ou múltiplas camadas de reforço. O aumento da rigidez do elemento de reforço diminui as deformações do maciço reforçado. A Figura 8 apresenta o recalque *versus* a rigidez dos reforços. Os recalques apresentados se referem à profundidade 0.2m em modelos com uma camada de reforço para distribuição uniforme de cargas (*UDL*) iguais a 10, 50 e 100 kPa, onde é observado que o aumento da rigidez reduz os deslocamentos até um determinado valor. Também verificaram que o acréscimo do número de camadas de reforço diminuem os deslocamentos e espaçamentos menores entre camadas de reforço aumentam a capacidade de carga do maciço.

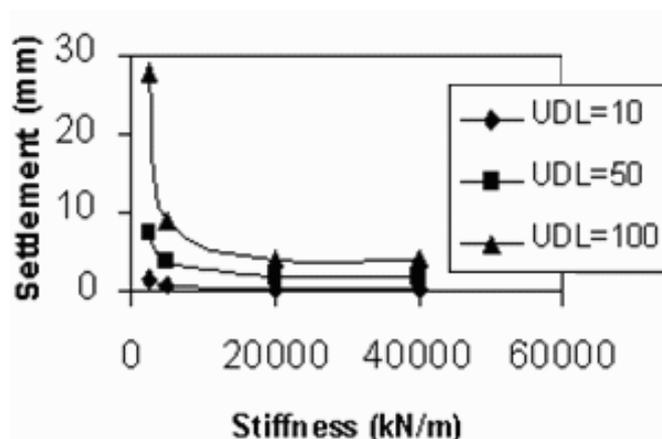


Figura 8 – Deslocamento *versus* rigidez da geogrelha (Maharaj, 2003)

Deb et al. (2007) realizaram um estudo numérico para investigar o comportamento de uma camada de solo granular reforçado com múltiplas camadas de geossintéticos sobre solo mole. Para modelagem numérica foi utilizado o FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*), que é um programa que utiliza o método de diferenças finitas. Posteriormente confrontaram os resultados com análises numéricas em elementos finitos.

Os resultados obtidos apresentam concordância muito próxima quando comparados com análises utilizando o método de elementos finitos. As

distribuições das tensões verticais, horizontais e cisalhantes estão relacionadas com o número de camadas de reforço. A Figura 9 ilustra as tensões cisalhantes desenvolvidas ao longo do modelo a uma distância x/B igual a 0.125. A partir da razão z/B igual a 0.5 é possível observar que a medida que o número de camadas de reforço aumenta, as tensões cisalhantes diminuem. Devido ao efeito de confinamento, quanto maior o número de camadas de reforço, maiores serão os valores das tensões horizontais. O autor investigou também a influência da rigidez à tração do geossintético nas camadas de reforço. Independente do número de camadas de reforço, o uso de geossintético com rigidez à tração entre 4000 e 5000 kN/m reduz os deslocamentos e aumenta as tensões mobilizadas nas camadas de geossintético. O uso de geossintético com rigidez à tração superior a 5000 kN/m não afetará os deslocamentos e as tensões mobilizadas nos reforços.

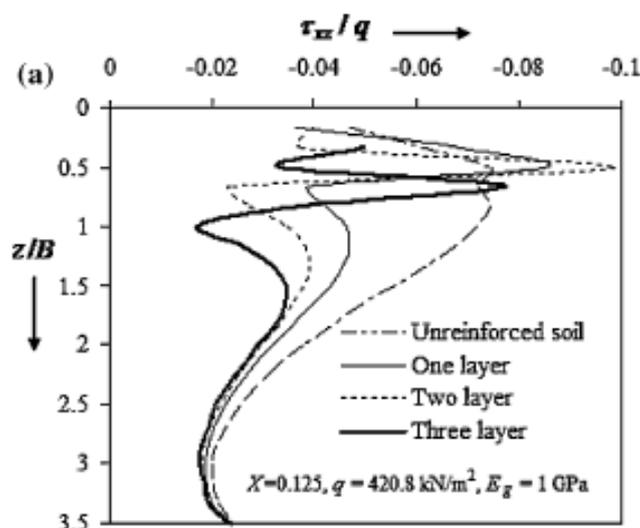


Figura 9 – Tensões cisalhantes versus profundidade (Deb et al., 2007)

Demir et al. (2013) conduziram um estudo experimental/numérico para investigar a capacidade de carga de sapatas circulares em solo reforçado. Inicialmente realizaram ensaios em campo para determinar a capacidade de carga utilizando uma sapata circular com 30 cm de diâmetro apoiada em solo granular (GW-GM) reforçado com geogrelha sob uma camada de argila natural com o intuito de investigar os efeitos da profundidade da primeira camada (u) e o espaçamento vertical da segunda camada de reforço (h). Posteriormente

realizaram análises numéricas tridimensionais em modelos representando os ensaios de campo, através do método de elementos finitos utilizando o PLAXIS 3D.

Os resultados indicam que o uso de solo granular reforçado com geogrelha sobre argila natural apresenta melhoria na capacidade de carga e reduzem significativamente os deslocamentos da sapata. O aumento na capacidade de carga está relacionado com a espessura da camada do solo granular, com as propriedades da geogrelha e com a configuração das camadas de reforço. Análises numéricas utilizando modelo constitutivo Mohr-Coulomb apresentaram resultados satisfatórios se comparados com os ensaios de campo em escala reduzida (Figura 10).

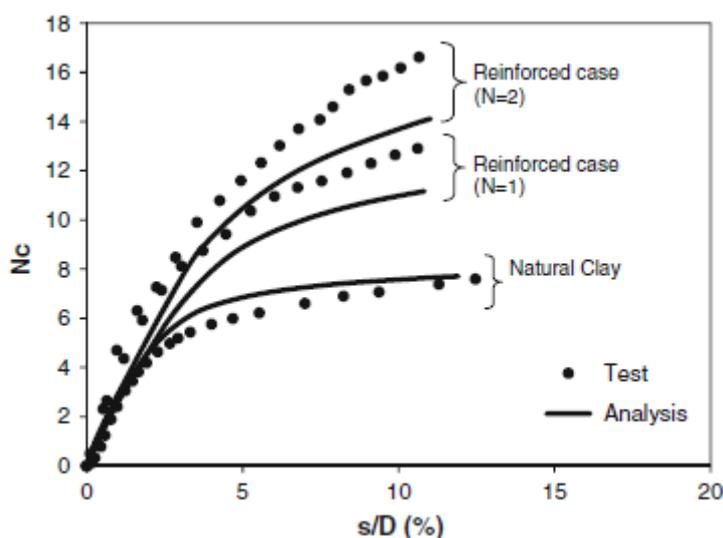


Figura 10 – $N_c = q/c_u$ versus s/D (Demir et al., 2013)

2.2.3. Estudos Analíticos

Como observado anteriormente, foram realizados diversos estudos numéricos e experimentais em pequena escala e em grande escala, para diferentes tipos de solo e elementos de reforço. De acordo com o levantamento realizado na literatura, observa-se a gama de variáveis e parâmetros que estão associados ao comportamento de fundações rasas em solo reforçado. Dentre os quais se destacam a profundidade da primeira camada de reforço (u), o espaçamento vertical entre as camadas de reforço (h), a profundidade máxima

da última camada de reforço (d), o comprimento efetivo do reforço (l), o número de camadas de reforço (N), o tipo de geossintético utilizado como reforço e suas propriedades, a forma da sapata e o tipo de solo.

A literatura apresenta um número relativamente menor de análises teóricas da capacidade de carga de fundações em solo reforçado, quando comparados com estudos experimentais. A abordagem analítica considera o comportamento de fundações em solo reforçado através de três mecanismos de interação, que são: o limite rígido, o efeito membrana e o efeito de confinamento.

O limite rígido está relacionado com a profundidade da primeira camada de reforço (u). Quando a profundidade da primeira camada de reforço é maior que um determinado valor específico, o reforço atua como um limite rígido, ocasionando ruptura do solo acima da camada de reforço (Figura 11). Binquet e Lee (1975) foram os primeiros a apresentar análises sobre este comportamento. Outros autores citados anteriormente como Khing et al. (1993) e Omar et al. (1993b), confirmam a existência do limite rígido.

O efeito membrana (Figura 12) é definido pelo movimento que a estrutura solo reforço desenvolve quando a sapata é carregada. O reforço apresenta uma deformação curva e, por ser um elemento rígido, desenvolve uma força ascendente. Tal mecanismo necessita de certa quantidade de deslocamento e esse deslocamento induz tensões de tração no reforço. Para evitar possíveis falhas como o arrancamento e ruptura local do geossintético, o reforço deve apresentar comprimento e rigidez suficientes.

Com o deslocamento da estrutura solo-reforço, surge o efeito confinamento (Figura 13), desenvolvendo atrito na interface entre o solo e o elemento de reforço, além do puncionamento em geogrelhas, acionando assim o elemento de reforço, produzindo tensões de tração no mesmo, o que conseqüentemente reduz as deformações do maciço e redistribui as tensões.

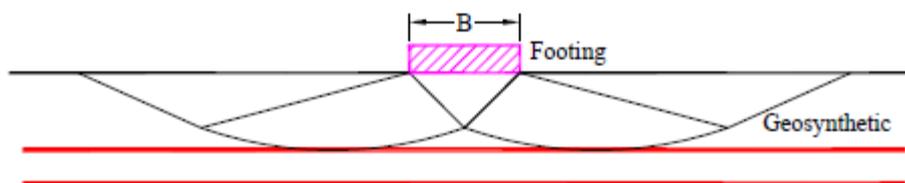


Figura 11 – Limite Rígido (Chen, 2007)

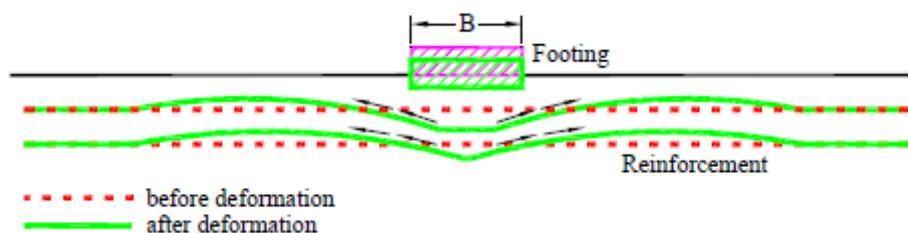


Figura 12 – Efeito Membrana (Chen, 2007)

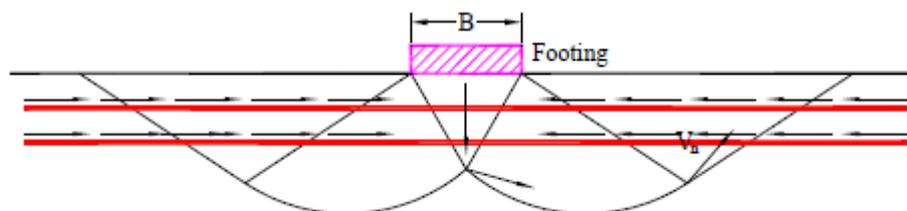


Figura 13 – Efeito de confinamento (Chen, 2007)

2.3. Geogrelha

Segundo Vertematti (2004), geogrelha é o geossintético que apresenta em sua estrutura a forma de grelha e possui como função predominante o reforço. Uma característica importante das geogrelhas é a capacidade de interação do meio em que estão confinadas através das aberturas que apresentam na sua forma. São constituídas por elementos resistentes à tração.

Quando apresentam elevada resistência à tração apenas em uma direção, são consideradas unidirecionais, já as bidirecionais apresentam elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). De acordo com o processo de fabricação, as geogrelhas podem ser tecidas, extrudadas e soldadas. A Figura 14 apresenta os principais tipos de geogrelhas.

- Geogrelhas tecidas (GGW): são estruturas planas constituídas por elementos retangulares ligados por entrelaçamento, a matéria prima utilizada são fibras sintéticas de alta tenacidade protegidas com uma camada polimérica (geralmente em PVC).
- Geogrelhas Extrudadas (GGE): são estruturas planas obtidas através do processo de extrusão e posteriormente tensionadas, são constituídas geralmente de polietileno ou polipropileno de alta densidade,

apresentando alta resistência à tração em uma direção principal (unidirecional), ou nas duas direções principais (bidirecional).

- Geogrelhas Soldadas (GGB): são estruturas planas, onde duas ou mais séries de elementos em tiras ou extrudados são ligados por meio de eletro soldagem. São constituídas de poliéster revestidas com polietileno.

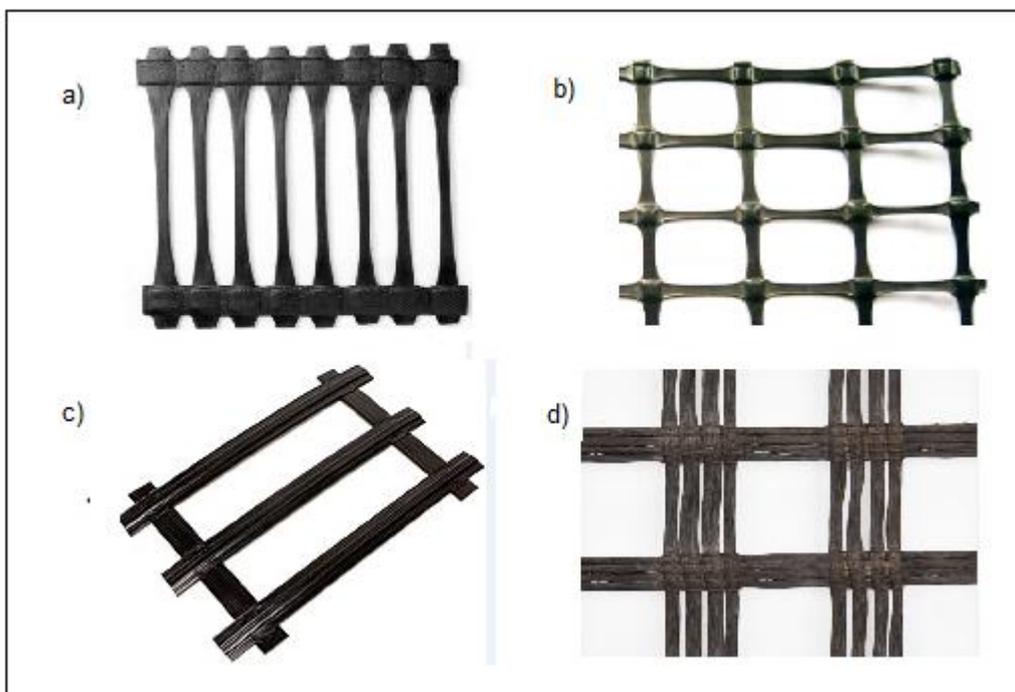


Figura 14 – Tipos de geogrelha: (a) extrudada unidirecional; (b) extrudada bidirecional; (c) soldada; (d) tecido.

Quando a geogrelha é inserida em um maciço de solo, espera-se que o seu comportamento seja próximo dos resultados obtidos em experimentos laboratoriais, apresentando de forma satisfatória elevada resistência à tração, elevado grau de interação com o solo, elevado módulo de elasticidade, baixa suscetibilidade à fluência e durabilidade equivalente ao tempo de vida útil da obra.

A escolha da geogrelha competente é de acordo com os critérios do projeto, uma vez que as mesmas apresentam diferentes formas e composições, influenciando diretamente no desempenho dos fatores relatados anteriormente.

Quanto à forma, a configuração geométrica da malha está relacionada com o comportamento mecânico da geogrelha, isto é, o tamanho dos orifícios, a orientação dos elementos e a espessura estão diretamente relacionados com o

desempenho, sendo assim, cada geogrelha possui um comportamento específico.

Quanto à composição, as geogrelhas são constituídas essencialmente por polímeros sintéticos derivados de petróleo, os polímeros mais utilizados atualmente na fabricação das geogrelhas são: poliamida (PA), poliéster (PET), polietileno (PE) e o polipropileno (PP). Os polímeros empregados na fabricação apresentam vantagens e desvantagens, interferindo diretamente no desempenho das geogrelhas. Logo, as condições do meio devem ser identificadas para que se proceda à escolha adequada do polímero mais conveniente para cada tipo de aplicação. A Tabela 3 apresenta as vantagens e desvantagens dos polímeros mais empregados na fabricação de geogrelhas.

Tabela 3 – Vantagens e desvantagens dos polímeros

Polímero	Vantagens	Desvantagens
Poliamida	Elevado módulo de elasticidade; Alta resistência à abrasão	Perda das características mecânicas por permanência prolongada em água; Custo alto.
Poliéster	Elevado módulo de elasticidade; Baixa deformação sob carga constante (fluência); Custo baixo	Perda das características mecânicas sob a ação de soluções básicas
Polietileno e Polipropileno	Inatividade química em soluções ácidas e básicas; Custo baixo	Baixo módulo de elasticidade; Elevada deformação sob carga constante (fluência)

2.4. Aplicação em reforço

O solo é um material que apresenta características, tais como: descontinuidades, grandes variações granulométricas, baixa resistência à tração e ao cisalhamento, grande variação de permeabilidade, elevada deformabilidade, alto grau de erodibilidade, etc. Nas últimas décadas foram desenvolvidos trabalhos que realizavam associações e combinações com solos e agregados, aprimorando as técnicas existentes, resultando assim em soluções econômicas, rápidas e confiáveis.

Quando se aplica um carregamento no solo, ocorre o desenvolvimento de tensões tanto de compressão como de tração, ou seja, carregando verticalmente uma amostra de solo, percebe-se que há o desenvolvimento de tensões de compressão no plano horizontal e tensões de tração no plano vertical.

Por definição, a função reforço desempenhada pela geogrelha baseia-se na capacidade de resistência à tração do material sintético, que quando inserido como material de reforço em uma amostra de solo faz com que o conjunto solo-reforço apresente comportamento distinto se comparado com uma amostra sem reforço. Isto ocorre devido à redistribuição das tensões entre o material de reforço e o solo.

Quando se utiliza a geogrelha como material de reforço, pretende-se usar as propriedades do material para melhorar o comportamento do maciço. As solicitações variam de acordo com as características do projeto, sendo assim, existem alguns fatores que devem ser levados em consideração tais como: vida útil do projeto, mecanismos de interação, níveis de deformação, etc., exigindo estudos específicos. Logo, a escolha do geossintético que será utilizado em determinado projeto começa através do estudo de suas propriedades relevantes. Para o desempenho da função reforço, consideram-se relevantes as seguintes propriedades:

- Resistência à tração;
- Elongação sob tração;
- Taxa de deformação;
- Comportamento em fluência;
- Resistência a esforços de instalação;

- Resistência à degradação ambiental;
- Interação mecânica com o solo envolvente;

2.5. Interação solo-geogrelha

Como visto anteriormente, o solo apresenta resistência à compressão, combinado com o geossintético que apresenta resistência à tração, formam conjuntamente um material compósito forte e semirrígido, pois a inclusão do geossintético proporciona uma redistribuição das tensões e deformações.

A configuração geométrica do elemento de reforço está relacionada com a interação com o solo. Para o geotêxtil, que é um material que apresenta geometria plana e contínua, quando inserido entre camadas de solo mobiliza cisalhamento na interface solo-geotêxtil, ou seja, devido a essa característica de ser um material que apresenta uma geometria contínua faz com que a interação no conjunto solo-geotêxtil seja somente o cisalhamento na interface.

Com base na geometria do geossintético que influencia diretamente nos mecanismos de interação com o solo envolvente, foi desenvolvida a geogrelha, que apresenta como característica principal a função reforço.

No caso da geogrelha, ocorrem mais de um tipo de mobilização pois, diferente do geotêxtil, as geogrelhas apresentam aberturas igualmente distribuídas em sua geometria. Sendo assim, quando a mesma é inserida como elemento de reforço entre camadas de solo, ocorre mobilização de esforços na interface solo-geogrelha e por apresentar aberturas igualmente distribuídas, ocorre a interação do meio em que estão confinadas, possibilitando assim um conjunto solo-reforço que apresenta regiões contínuas do material em que se encontram confinadas.

Conseqüentemente, o conjunto solo-geogrelha desenvolve cisalhamento na interface solo-geogrelha e cisalhamento na porção contínua de solo que se encontra nas aberturas da mesma, considerando a interação entre o solo e a geogrelha.

O efeito do confinamento também desenvolve outra interação do solo com o elemento de reforço. Para o elemento geogrelha, que quando inserido como reforço, ocorre ainda o puncionamento dos elementos transversais. A Figura 15

apresenta os mecanismos que constituem a interação desenvolvida na interface solo-geogrelha.

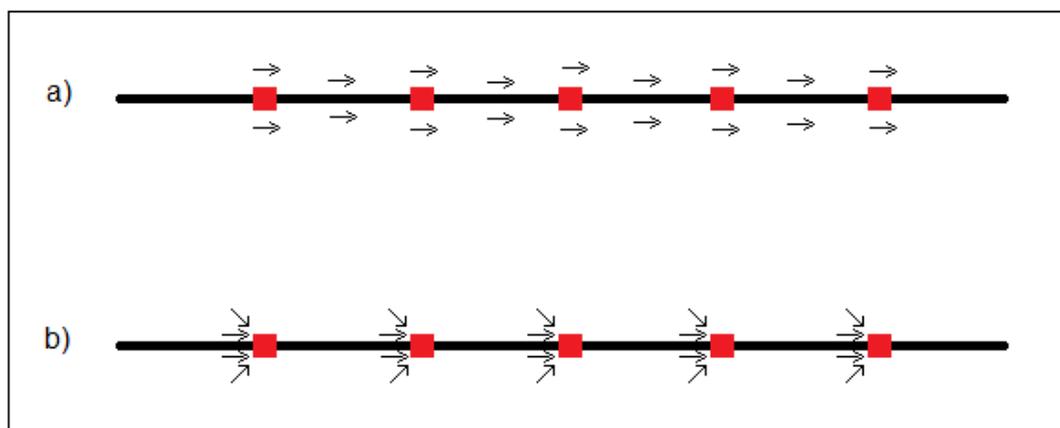


Figura 15 – Mecanismos de interação solo-geogrelha: (a) atrito superficial; (b) puncionamento dos elementos transversais (adaptado de Jewell, 1984)

Os mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha dependem dos deslocamentos. Em estágios iniciais onde os deslocamentos são menores, ocorre o atrito entre as partículas do solo e na interface solo-geogrelha. O puncionamento dos elementos transversais da geogrelha ocorrem quando o conjunto solo-reforço desenvolve grandes deslocamentos, fazendo com que os mecanismos de interação solo-geogrelha não aconteçam de forma simultânea, sendo assim, um dos mecanismos pode sobressair sobre o outro (Jewell, 1984).

Existem alguns fatores que influenciam na sobreposição dos mecanismos de interação tais como a geometria da geogrelha, as características das tiras que compõem a geogrelha, a granulometria do solo, entre outros fatores. A separação em parcelas de contribuição de cada mecanismo de interação é difícil determinar, mas a quantificação de cada mecanismo pode ser determinada em ensaios laboratoriais. Segundo (Jewell et al., 1984), para os casos onde é empregado a geogrelha como elemento de reforço, nas quais ocorrem o desenvolvimento de mais de um mecanismo de interação, tem-se abordado o problema considerando a sobreposição dos mecanismos.

2.6. Ferramenta Numérica

2.6.1. Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos vem sendo amplamente utilizado em análises de sólidos, estruturas, transferência de calor, fluidos, estabilidade de taludes, aterro sobre solos moles, entre outros campos da engenharia. Isso se deve ao avanço da engenharia de computação nos últimos anos. A essência de um problema de engenharia utilizando o método de elementos finitos consiste na determinação de um conjunto de equações algébricas e posterior resolução desse conjunto. Com o uso do computador, esse processo de resolução das equações tornou-se eficiente.

Para realizar a análise de um modelo, faz-se necessário a total compreensão das interações que constituem o fenômeno, sendo realizada a escolha de um modelo matemático que constitui um problema físico, e a consequente resolução desse modelo. Sendo o método de elementos finitos aplicado na resolução de modelos físicos que possuem grande complexidade.

O problema físico baseia-se normalmente em uma estrutura ou componente da estrutura submetido à ação de determinadas cargas. A partir da determinação do problema físico até se obter o modelo matemático são aplicadas algumas suposições e/ou aproximações do problema, que juntas geram equações diferenciais que governam o modelo matemático.

Sendo assim, o método de elementos finitos é um método numérico que permite a obtenção de uma solução aproximada, possuindo como vantagem a capacidade de representar com facilidade a geometria de regiões complexas, satisfazendo com simplicidade as condições de contorno e as condições iniciais do problema.

Atualmente, os softwares têm uma interface gráfica interativa, fazendo com que o manuseio seja simples, tornando-se uma ferramenta indispensável e sendo amplamente utilizada na engenharia. Bathe (1982) descreve os fundamentos da teoria de elementos finitos. Potts e Zdravkovic (1999) apresentam o método de elementos finitos para a análise de muitos problemas relacionados à Geotecnia.

Consequentemente a solução de elementos finitos nunca fornece informações que não estão contidas no modelo matemático e mesmo no modelo físico mais refinado, não se pode prever a resposta de forma exata tendo em vista que existem muitas interações presentes. A Figura 16 descreve os processos para se realizar uma análise em elementos finitos.

As suposições inseridas no problema físico que influenciam os resultados são realizadas no pré-processamento, elas consistem em:

- Discretização do meio contínuo, que consiste na subdivisão do meio em elementos interconectados (elementos finitos);
- Formulação das propriedades do elemento, cada elemento tem uma função que descreve de forma aproximada o seu deslocamento;
- Montagem dos elementos, os elementos são ligados por meio das interfaces, através das linhas, superfícies e nós;
- Imposição das condições de contorno do problema, determinando a relação deslocamento \times deformação e tensão \times deformação dos elementos;

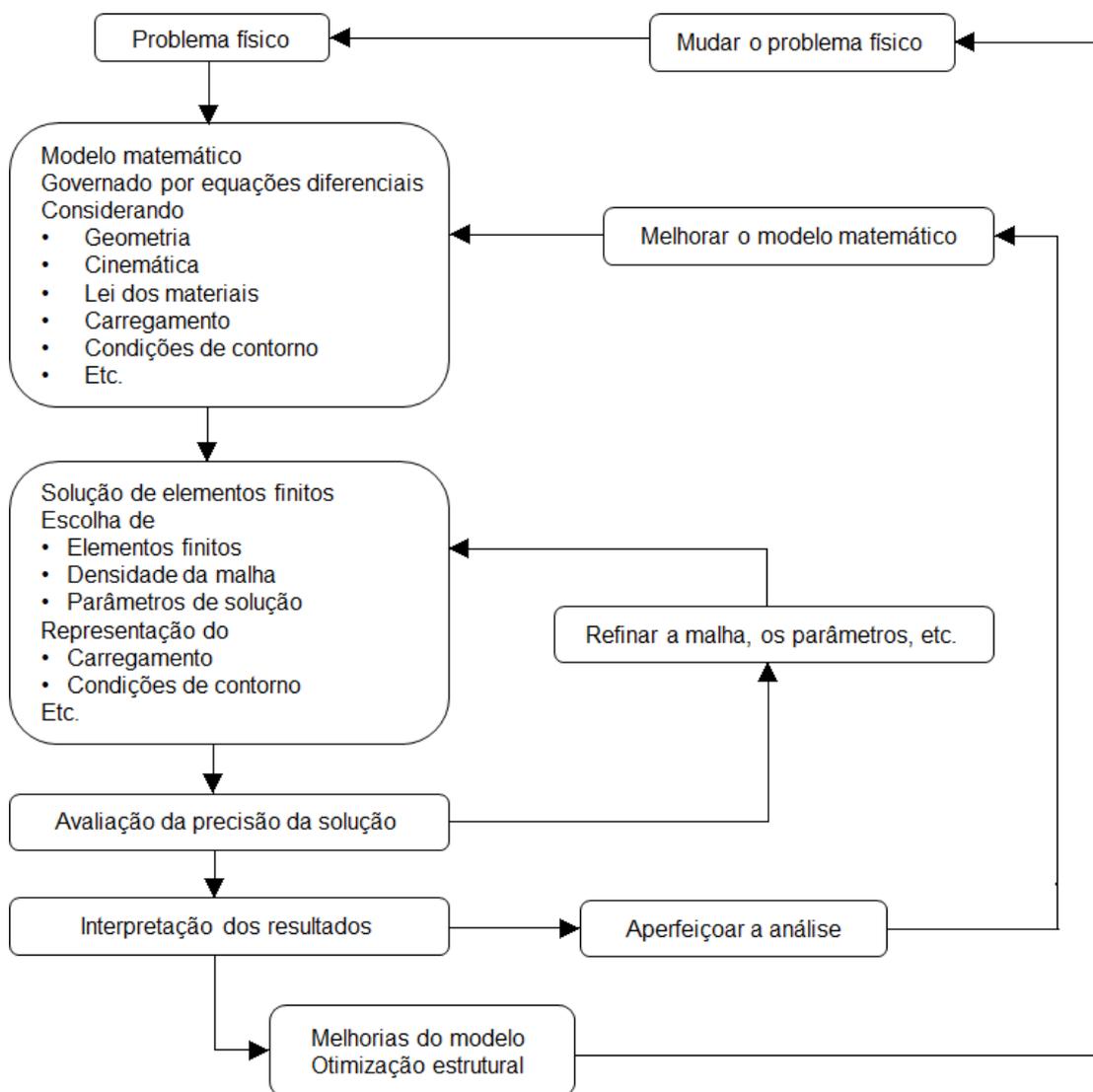


Figura 16 – Processos para se realizar a análise (adaptado de Bathe, 1982).

2.6.2. Modelos Constitutivos

Um dos grandes desafios da engenharia está na complexidade dos estudos das deformações dos solos. Apesar da pluralidade desse comportamento, estudos experimentais de ensaios triaxiais apontam um aspecto comum, que dependendo do histórico de tensões da amostra de solo, deformações elásticas (reversíveis) e plásticas (irreversíveis) podem ser observadas, evidenciando o uso de modelos elastoplásticos em equações constitutivas.

Os modelos constitutivos retratam as propriedades dos materiais associadas à resistência e rigidez. Estes modelos reproduzem, interpretam e preveem o comportamento dos materiais. As tensões e deformações relacionam-se através de leis, denominadas leis constitutivas. A forma como se correlacionam essas grandezas está diretamente ligada ao comportamento do material. De um modo geral a classificação dos materiais está relacionada a essas propriedades e são associadas aos modelos constitutivos.

Os modelos constitutivos podem descrever mais de um comportamento para um mesmo material. Dentre os comportamentos atribuídos ao material destacam-se os mencionados em elasticidade, plasticidade, viscoplasticidade, viscoelasticidade, entre outros.

Os materiais com comportamento elástico sofrem deformações reversíveis, ou seja, sofrem deformações elásticas quando sujeito a forças externas e retornam a forma original quando removido os esforços.

As leis constitutivas que descrevem em geral comportamentos não-lineares de alguns materiais, ou seja, quando removido os esforços, o material não retorna a forma original são as leis constitutivas ditas plásticas, viscoplásticas, viscoelásticas, entre outras. O efeito do tempo e dos estados de deformações anteriores é observado nessas leis.

O modelo constitutivo elastoplástico surgiu para representar de forma mais consistente os processos de escoamento e os estados de descarregamento / recarregamento, suprimindo assim a deficiência dos modelos já existentes como os modelos elástico, hiperelástico e hipoeelástico. Inicialmente estes modelos foram criados para representar o comportamento de metais, sendo posteriormente aplicado em materiais que apresentam atrito interno, como o caso do solo.

A Figura 17 ilustra a relação tensão *versus* deformação de algumas leis constitutivas.

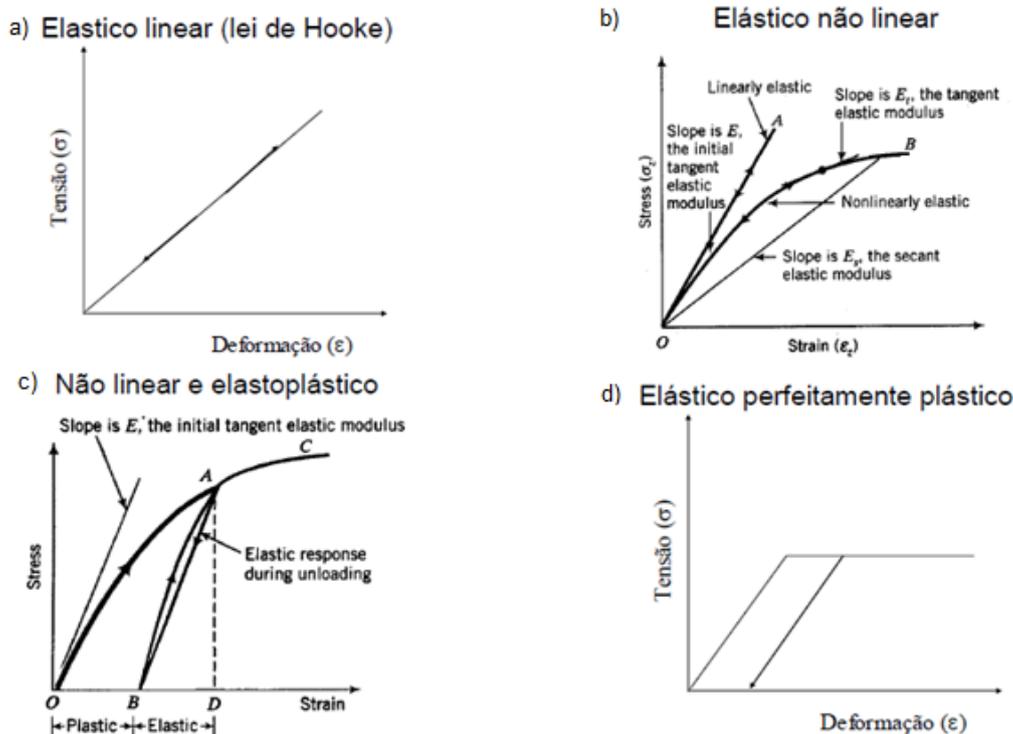


Figura 17 – (a) elástico linear; (b) elástico não linear; (c) não linear e elastoplástico; (d) elástico perfeitamente plástico (adaptado de Gerskovich, 2017)

Na Figura 17a, o diagrama tensão-deformação ilustra o comportamento elástico linear de um material. Este comportamento é caracterizado pela relação onde as deformações e as tensões são linearmente proporcionais e atendem a lei de Hooke. Em geral, os materiais elástico lineares apresentam este comportamento quando submetido a pequenas deformações. Em grandes deformações o material não apresentará condição de linearidade.

Na Figura 17b, o gráfico também ilustra um comportamento elástico, porém as tensões não são linearmente proporcionais às deformações. Este comportamento elástico não linear apresenta uma relação tensão-deformação elástica mais geral, não restrita à hipótese de linearidade. Nesse comportamento é admitido que a deformação elástica é independente do tempo, ou seja, quando uma carga é aplicada, a deformação elástica permanece constante durante o período em que a carga é mantida constante. Também é assumido que após a remoção da carga, a deformação é totalmente recuperada, ou seja, a deformação imediatamente retorna para o valor zero.

No caso ilustrado na Figura 17c, o material apresenta um comportamento não linear e elastoplástico. Quando o material é carregado acima de uma

determinada tensão, o mesmo começa a se deformar plasticamente. Após o descarregamento, o material não retorna ao seu estado original, apresentando deformações permanentes ou residuais. O ponto no qual as deformações começam a se tornar significativas é chamado de limite de escoamento. Sendo assim, o material que apresenta deformações elásticas e plásticas após o processo de carregamento / descarregamento é denominado elastoplástico.

Na Figura 17d, este comportamento é muitas vezes utilizado como uma aproximação teórica para simular os materiais que apresentam comportamento elastoplástico. Até certo limite de solicitação, denominado limite de escoamento, admite-se que o material apresenta comportamento elástico linear e acima deste limite o comportamento é elastoplástico. O diagrama tensão-deformação desses materiais é formado por duas retas, supõe-se que o material obedeça a lei de Hooke até o ponto de escoamento, depois do qual escoar com tensão constante. O material que escoar sem acréscimo de tensão é denominado elástico perfeitamente plástico.

Estes modelos de comportamento descritos são aproximações idealizadas para representar o comportamento real dos materiais. Nos casos onde a solicitação é abaixo do limite de escoamento, o comportamento na maioria das vezes, é aproximadamente elástico e semelhante a linear. Os materiais na realidade não apresentam o mesmo comportamento para todos os níveis de tensão.

Os modelos constitutivos têm a função de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão *versus* deformação de um determinado material. As matrizes constitutivas são adotadas nas análises numéricas em função do comportamento do material. Estas matrizes relacionam incrementos de tensão com incrementos de deformação.

Para representar o comportamento mecânico do maciço de solo é utilizado o modelo elastoplástico, no qual é fundamentado na teoria da plasticidade. Dentre os modelos constitutivos elastoplásticos existentes destacam-se o modelo elástico perfeitamente plástico com função de escoamento Mohr-Coulomb.

2.6.3. Modelo de Mohr – Coulomb

O material que quando submetido a esforços apresenta deformações recuperáveis seguidas de deformações permanentes é denominado elastoplástico. Este comportamento é subdividido em elástico-perfeitamente-plástico e elastoplástico não linear. Tanto para o comportamento elástico-perfeitamente-plástico quanto para o comportamento elastoplástico não linear, as deformações permanentes ocorrem quando o material ultrapassa o regime elástico e entra no regime plástico.

As deformações elásticas só existem até o ponto onde a máxima tensão não é excedida. Caso o ponto de máxima tensão já experimentado pelo material é ultrapassado, o mesmo apresentará deformações elásticas e plásticas, caracterizando assim o comportamento elastoplástico. O ponto onde começam a ocorrer deformações plásticas e elásticas chama-se ponto (superfície) de plastificação.

Para o comportamento elástico-perfeitamente-plástico, as deformações permanentes ocorrem sem o acréscimo de tensões. No caso do comportamento elastoplástico as deformações permanentes ocorrem com o aumento de tensão.

Nos modelos elastoplásticos as deformações são decompostas em duas partes que são a parte elástica, ε^e , e uma outra parte denominada plástica, ε^p , como descrito na equação (2).

$$\varepsilon^T = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2)$$

Mohr-Coulomb é, dentre as funções de escoamento (ou plastificação) existentes, a mais utilizada na Geotecnia pois considera o atrito e a coesão do material, que são características que influenciam diretamente no comportamento do solo. A resistência ao cisalhamento (τ) na iminência da ruptura, no plano de ruptura, é determinada pela equação (3).

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3)$$

Onde, C é a coesão;

σ é a tensão normal no plano de ruptura;

ϕ é o ângulo de atrito;

τ é a resistência ao cisalhamento.

A Figura 18 ilustra o gráfico do círculo de Mohr e a envoltória de ruptura no plano ($\tau - \sigma$) para um determinado estado de tensões (σ_1) e (σ_3). O círculo de Mohr tangencia a envoltória de ruptura. A equação (3) define a envoltória de ruptura.

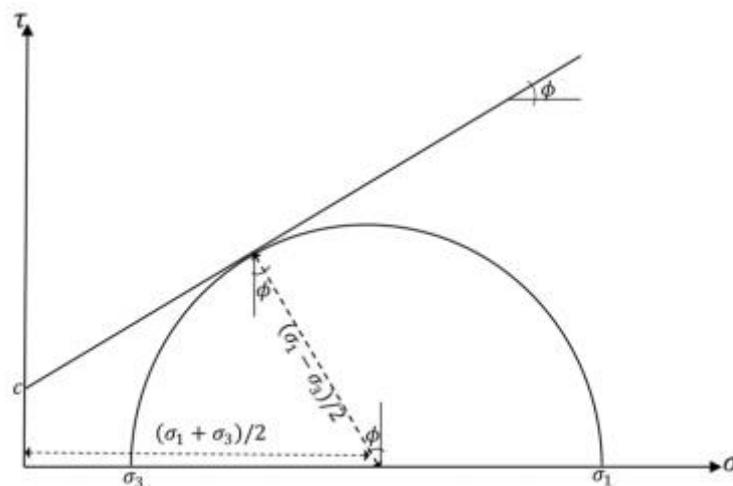


Figura 18 – Critério de escoamento no plano ($\tau - \sigma$)

A equação (4) descreve a função de escoamento de Mohr-Coulomb em termos das tensões principais (σ_1) e (σ_3), que são a tensão principal maior e a tensão principal menor, respectivamente. Nota-se que o critério de Mohr-Coulomb não leva em consideração a tensão intermediária (σ_2).

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \text{sen}\phi + c \cdot \text{cos}\phi \quad (4)$$

As deformações são reversíveis para todos os estados de tensões que se encontram dentro da superfície de plastificação. Sendo assim, o modelo de Mohr-Coulomb elástico-perfeitamente-plástico apresenta uma superfície de plastificação fixa, não havendo endurecimento devido ao fluxo plástico.

Alguns parâmetros básicos tais como o coeficiente de Poisson (ν), a coesão (c), o ângulo de atrito interno (ϕ), o módulo de elasticidade (E) e o ângulo de dilatação (ψ) definem o modelo de Mohr-Coulomb. Estes parâmetros podem ser obtidos em ensaios de laboratório básicos.

2.6.4. Estrutura do PLAXIS

O software que será utilizado nas análises numéricas é o PLAXIS. Esta ferramenta computacional apresenta diversas aplicações e recursos variados que representam com maior fidelidade o comportamento de estruturas geotécnicas. É possível usar extensas malhas de elementos finitos, deformações elastoplásticas, modelos avançados de solo, análise de estabilidade, consolidação, análise de segurança e fluxo de águas subterrâneas.

A estrutura do programa é dividida em quatro grupos: entrada de dados (*Input*), cálculo (*Calculations*), saída de dados (*Output*) e edição de curvas (*Curves*).

A entrada de dados é caracterizada pela construção do modelo físico analisado. O processo de construção deste modelo consiste em elaborar a geometria da estrutura, definir o tipo de elemento que será utilizado na análise, definir as propriedades dos materiais e aplicar as condições de contorno. Posteriormente é definida a malha de elementos finitos e as condições iniciais do problema.

A etapa de cálculo consiste na definição do tipo de análise a ser feita no modelo. Estas análises são definidas de acordo com a percepção do problema real. Para análises elastoplásticas o programa disponibiliza análise de deformações plásticas (*Plastic Calculation*), análises de adensamento (*Consolidation Analysis*) e análise *Phi-c reduction*.

Em casos de presença de poro-pressão, o programa disponibiliza análise de adensamento. Já a análise *Phi-c reduction* consiste em uma redução dos parâmetros de resistência do solo até que ocorra a ruptura.

No processo de saída de dados o usuário obtém os resultados dos cálculos realizados. A interface gráfica do programa auxilia na apresentação destes resultados. O programa ilustra a deformada do modelo físico, os resultados das tensões, deformações, deslocamentos, pontos de plastificação, etc.

A última etapa é de pós-processamento que consiste em plotar os resultados obtidos das análises do modelo físico. O programa permite gerar curvas tensão *versus* deformação, força *versus* deslocamento, entre outros resultados obtidos através das análises.

3 – METODOLOGIA

3.1. Introdução

A metodologia consiste no desenvolvimento de um trabalho numérico com o objetivo de avaliar a distribuição das tensões e deslocamentos em maciços de argila reforçados com geogrelha. Inicialmente foram realizadas retroanálises dos resultados dos ensaios dos materiais utilizados nos modelos experimentais apresentados por Chen (2007), para calibração dos parâmetros que alimentam o modelo, tais como: densidade aparente seca (γ_d), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), coeficiente de Poisson (ν) e módulo de elasticidade (E).

Após a calibração dos parâmetros e posterior validação do modelo, foram desenvolvidas modelagens numéricas de alguns experimentos em pequena escala, seguindo o que foi desenvolvido e apresentado por Chen (2007), onde o autor realizou ensaios experimentais visando simular o carregamento de sapatas em maciços com e sem reforço em modelos em pequena e grande escala, onde foi possível avaliar a capacidade de carga de maciços constituídos de argila siltosa ou areia, reforçados com diferentes tipos de geossintéticos, variando o número de camadas de reforço.

A seguir são apresentadas as propriedades dos materiais que compõem os modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho. Posteriormente são ilustradas as características dos modelos numéricos e os parâmetros calibrados adotados neste trabalho.

3.2. Propriedades dos Materiais

3.2.1. Argila

De acordo com ensaios de limites de Atterberg a argila utilizada no trabalho experimental foi classificada como CL, como determina a *Unified Soil Classification System* (USCS), apresentando plasticidade baixa a média. A densidade seca máxima e teor de umidade ótima foram determinados através do ensaio de compactação Proctor Normal. As propriedades físicas encontram

ilustradas na Tabela 4. Os parâmetros de resistência foram determinados através de ensaios de cisalhamento direto em amostras na umidade ótima variando a densidade (Tabela 5). As propriedades físicas e os parâmetros de resistência apresentados por Chen (2007) estão no Anexo A.

Tabela 4 – Propriedades da argila (Chen, 2007)

Propriedades	Valores
Limite de Liquidez	31
Índice de Plasticidade	15
Teor de Silte	72%
Teor de argila	19%
Densidade seca máxima	17,63 kN/m ³
Teor de umidade ótima	18,75%

Tabela 5 – Ângulo de atrito e coesão versus densidade seca (Chen, 2007)

Densidade seca (kN/m ³)	Teor de Umidade (%)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
15,25	18,75	5,06	25,96
16,7	18,75	13,19	25,11
17,63	18,75	24,58	24,13

3.2.2. Geogrelha

O trabalho experimental contém 9 tipos de geossintéticos (8 geogrelhas e 1 geotêxtil) e suas propriedades físicas e mecânicas se encontram no Anexo B. Para o desenvolvimento deste trabalho numérico foram adotadas 2 tipos de geogrelhas, que são GG2 (*Tensar BX 6100*) e GG3 (*Tensar BX 6200*). As geogrelhas GG2 e GG3 são bidirecionais e anisotrópicas, constituída de polipropileno. As propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas estão resumidas na Tabela 6.

Tabela 6 – Propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas (adaptado de Chen, 2007)

Geogrelha	Material	Tensão de tração ¹ (kN/m)		Módulo de elasticidade ² (kN/m)		Abertura (mm)
		MD ³	CD ⁴	MD ³	CD ⁴	
GG2	Polipropileno	3,6	5,1	182	255	33x33
GG3	Polipropileno	5,5	7,4	274	372	33x33

¹Tensão de tração em 2% de deformação, ²Módulo de elasticidade em 2% de deformação,

³Machine direction, ⁴Cross machine direction

3.3. Modelagem Numérica dos Experimentos

Os modelos numéricos desenvolvidos neste estudo foram voltados para a configuração ótima apresentada por Chen (2007). As modelagens foram realizadas no software PLAXIS 3D, que é um software voltado para Geotecnia e utiliza o método de elementos finitos na análise numérica.

Inicialmente, foram desenvolvidos modelos não reforçados com o objetivo de definir aspectos que compõem a modelagem numérica, tais como: condições de contorno, geometria do modelo, elementos e suas propriedades, modelo constitutivo e refino da malha. Após a definição de tais aspectos, foram realizadas análises em modelos com reforço.

3.3.1. Elementos Estruturais

Neste trabalho foram utilizados elementos de solo, elementos de placa, elementos de geogrelha e elementos de interface. O solo é discretizado automaticamente em elementos tetraédricos de 10 nós, as placas e geogrelhas são discretizadas em elementos triangulares de 6 nós. A Figura 19 ilustra o elemento tetraédrico utilizado para discretizar o solo.

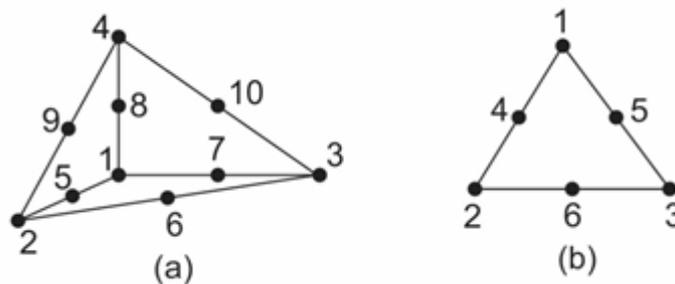


Figura 19 – Configuração dos elementos: (a) elemento tetraédrico de 10 nós, (b) elemento triangular 6 nós (Manual PLAXIS, 2013)

Sendo o PLAXIS 3D um software voltado para Geotecnia, o mesmo apresenta características interessantes, um exemplo é a discretização em elementos de geogrelha, que são apresentadas como elementos triangulares de superfície com 3 graus de liberdade de translação por nó (u_x , u_y e u_z). As matrizes de rigidez do elemento são baseadas nas propriedades definidas nos conjuntos de dados do material e integradas numericamente a partir dos três pontos de integração gaussianos (pontos de tensão).

O elemento de placa foi utilizado para simular a sapata. As propriedades adotadas foram superestimadas de forma que a sapata seja apenas uma estrutura rígida.

De acordo com o manual do software, elementos de interface são utilizados para modelagem da superfície de contato entre o solo e a estrutura, aplicados a elementos de placa e geogrelha, ou entre as superfícies de dois volumes de solo, permitindo simular o cisalhamento que ocorre no contato entre o solo e a estrutura, ou entre camadas de solo diferentes. Os elementos de interface possuem 12 nós, divididos em pares, compatíveis com os nós presentes nas superfícies dos elementos de solo, geogrelha e placas, que possuem 6 nós em suas superfícies.

Ainda de acordo com o software, as propriedades dos elementos de interface estão relacionadas com os parâmetros do solo circundante. Em geral, os parâmetros da interface são coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e ângulo de dilatação (ψ). Para o modelo constitutivo adotado nas análises, o principal parâmetro de interface é o coeficiente de interação R_{inter} , denominado como fator de redução de força. Este parâmetro se relaciona com os parâmetros do solo, resultando nos parâmetros da interface.

O modelo elastoplástico com função de escoamento Mohr-Coulomb descreve o comportamento da interface, logo o comportamento da interface permanece elástico quando a relação (5) é obedecida:

$$|\tau| < \sigma_n \tan\phi_i + c_i \quad (5)$$

onde, τ é a tensão cisalhante da interface; σ_n é a tensão normal; ϕ_i é o ângulo de atrito da interface; c_i é a coesão da interface.

Como mencionado anteriormente, os parâmetros da interface estão relacionados com os parâmetros do solo circundante, logo os parâmetros da interface são calculados de acordo com as equações (6 e 7).

$$c_i = R_{inter} c_{soil} \quad (6)$$

$$\tan\phi_i = R_{inter} \tan\phi_{soil} \quad (7)$$

O ângulo de dilatância da interface (ψ_i) é zero para valores de $R_{inter} < 1$, para valores de $R_{inter} > 1$, o ângulo de dilatância da interface é igual ao ângulo de dilatância do solo, $\psi_i = \psi_{soil}$. A interação solo-reforço desenvolvida na interface varia de acordo com as características do tipo de geossintético e do solo. De acordo com as equações apresentadas, o coeficiente de interação diminui os parâmetros de resistência da interface. Após a calibração dos modelos, foi realizada uma análise dos coeficientes de interação, e o melhor comportamento foi observado para um R_{inter} igual a 1.

3.3.2. Modelos Constitutivos

Atualmente existem diversos modelos constitutivos de solo que foram desenvolvidos com o objetivo de descrever o comportamento tensão *versus* deformação dos materiais geotécnicos, o que propicia a realização de cálculos de problemas geotécnicos com maior precisão. Sendo assim, os modelos constitutivos podem ser considerados como uma representação qualitativa e os

parâmetros nele inserido podem ser considerados como uma representação quantitativa. Porém a simulação de problemas geotécnicos em elementos finitos continua sendo uma aproximação da realidade, apresentando erros numéricos e de modelagem inevitáveis.

Os erros numéricos e de modelagem estão relacionados com a precisão da modelagem do problema, as limitações dos modelos constitutivos, da escolha dos parâmetros dos materiais, condições de contorno, entre outros aspectos.

Para descrever o comportamento tensão *versus* deformação do solo nas análises numéricas foi utilizado o modelo Mohr-Coulomb, que no PLAXIS é um modelo elástico perfeitamente plástico com função de escoamento Mohr-Coulomb. Este modelo, para um comportamento drenado, utiliza 2 parâmetros de rigidez que são o módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν), 3 parâmetros de resistência que são a coesão (c), o ângulo de atrito (ϕ) e ângulo de dilatação (Ψ).

Para descrever o comportamento da geogrelha foi utilizado o modelo elástico linear. No caso de geogrelha isotrópica o parâmetro básico é a rigidez axial EA_1 (na direção do plano), e para geogrelhas com comportamento anisotrópico foram utilizados a rigidez axial EA_2 (na direção fora do plano) e o módulo de cisalhamento GA que é definido como a razão entre a tensão de cisalhamento e sua deformação específica. Neste trabalho foi adotada uma aproximação usual apresentada no manual do PLAXIS, definida pela equação (8).

$$GA = \frac{EA_1}{2} \quad (8)$$

3.3.3. Calibração do Modelo

Inicialmente foram realizadas retroanálises em deslocamento prescrito para calibração dos parâmetros que alimentam o software PLAXIS, tais como: densidade aparente seca, coesão, ângulo de atrito, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade.

Os parâmetros de resistência apresentados pelo autor foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto variando a densidade dos materiais. Para a calibração foram realizadas análises variando os parâmetros apresentados e comparando com os resultados da capacidade de carga dos modelos experimentais. Os modelos numéricos utilizados na fase de calibração dos parâmetros representam o maciço sem reforço.

Se tratando de análises experimentais, a construção dos modelos apresenta pequena variação dos parâmetros. Chen (2007) afirma que os modelos experimentais utilizando argila foram compactados na umidade ótima, 18.75%, e que os valores de peso específico seco variavam entre 16.4 e 17.09 kN/m³. Os parâmetros adotados durante a fase de calibração apresentaram bons resultados quando comparado com os modelos experimentais.

A Tabela 7 apresenta os valores dos parâmetros calibrados da argila empregados na análise numérica simulada com o modelo de Mohr-Coulomb.

Tabela 7 – Parâmetros de resistência da argila

E (kPa)	ν	γ_{nat} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
15000	0.3	19.83	21	25

Após calibração do modelo sem reforço, procedeu-se a modelagem dos problemas com o reforço da geogrelha. Abaixo estão descritos os módulos de rigidez axial das geogrelhas e o módulo de cisalhamento (Tabela 8).

Tabela 8 – Parâmetros das geogrelhas (*Tensar International, 2007*)

Geogrelha	EA_1 (kN/m)	EA_2 (kN/m)	GA (kN/m)
GG2	255	182	91
GG3	372	274	137

3.3.4. Definição da malha

Após o processo de modelagem geométrica é realizado o refinamento da malha. O método de elementos finitos consiste na subdivisão do domínio contínuo de um problema em pequenas partes, denominadas elementos finitos. A malha é o conjunto de elementos e nós, que são gerados durante a subdivisão do domínio contínuo.

Sendo um procedimento numérico, é fundamental avaliar a precisão da solução. A precisão da fase de cálculo está relacionada com a qualidade da malha, que deve ser suficientemente fina para se garantir um resultado satisfatório, malhas excessivamente refinadas devem ser evitadas pois elevam o tempo de cálculo e não afetam a precisão da solução.

O PLAXIS 3D permite que malhas sejam geradas automaticamente levando em consideração objetos estruturais, cargas, condições de contorno e estratigrafia do solo.

Neste trabalho, foi avaliada uma série de modelos com o objetivo de se obter uma malha refinada, possibilitando resultados precisos. Como a malha foi gerada automaticamente, o ajuste foi realizado através do parâmetro (r_e), que é o fator relativo do tamanho do elemento. A Figura 20 exemplifica a malha do modelo numérico sem reforço definida neste estudo. Através de uma retroanálise, onde foi observada a precisão da solução numérica, definiu-se que o modelo sem reforço apresenta comportamento estável quando um refinamento médio da malha é aplicado, gerando 28150 elementos e 43320 nós.

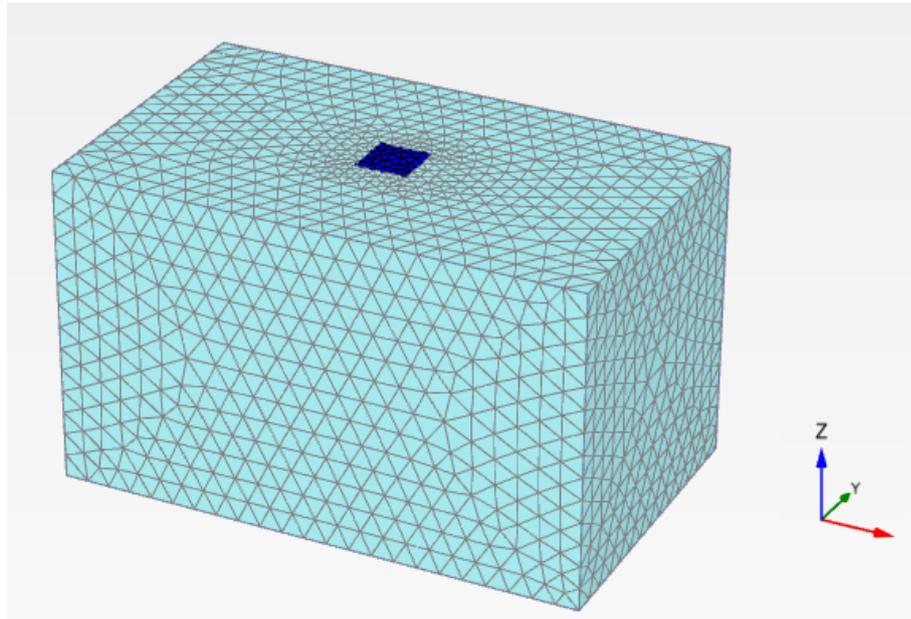


Figura 20 – Modelo numérico sem reforço

3.3.5. Condições de Contorno

As condições de contorno são definidas como: *free*, *normally fixed*, *horizontally fixed*, *vertically fixed*, *fully fixed*. As faces laterais dos modelos foram definidas como *normally fixed*, ou seja, movimento restrito nas direções x e y . A face inferior foi definida como *fully fixed*, ou seja, movimento restrito em todas as direções (x , y e z). A face superior foi mantida como livre. Na Figura 21 podem ser visualizadas as condições de contorno do volume de solo definida em todos os modelos.

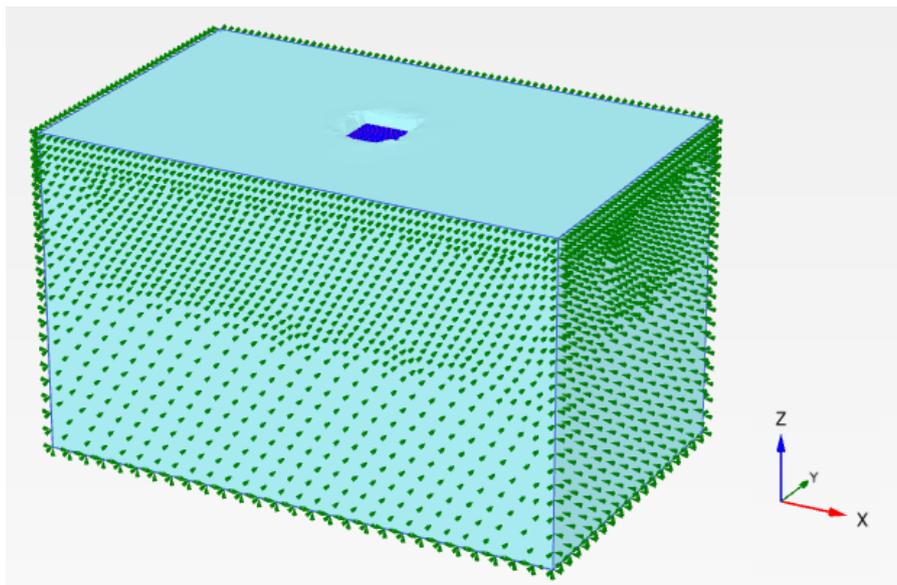


Figura 21 – Condições de contorno

As simulações dos modelos foram realizadas através de deslocamentos prescritos, que são condições impostas ao modelo para controlar os deslocamentos em determinados locais. Foi aplicado um deslocamento vertical na sapata, na direção $z = 30 \text{ mm}$ e nas direções $x = y = 0$, simulando assim o processo de carregamento da mesma. O deslocamento de 30 mm da sapata representa uma razão de deslocamento $s/B = 20\%$ e os resultados apresentados por Chen vão até $s/B=16\%$. Esse deslocamento prescrito foi atribuído a uma superfície do tamanho da sapata.

3.3.6. Modelagem Numérica dos Experimentos em Pequena Escala

O programa de testes apresentado por Chen (2007) é extenso, pois o mesmo realizou muitos ensaios experimentais em escala reduzida e real, a fim de obter uma configuração ótima tanto para maciços com argila quanto para maciços constituídos de areia, utilizando diferentes tipos de geossintéticos como elemento de reforço, variando parâmetros como a profundidade da primeira camada de reforço (u), o número de camadas de reforço (N), o espaçamento vertical entre as camadas de reforço (h), tipos de geossintéticos, embutimento da sapata (D_f), formato da sapata e tipo de solo.

Os modelos numéricos desenvolvidos neste estudo são voltados para a configuração ótima apresentada pelo autor. A Figura 22 apresenta valores de

BCR versus a profundidade da primeira camada de reforço (u/B), para razões s/B iguais a 3%, 10% e 16%, onde s é o deslocamento vertical da sapata e B é a largura da sapata. O *BCR* máximo é evidenciado em $u/B = 0.33$, sendo u o espaçamento da primeira camada de reforço e B a largura da sapata. Sendo assim, baseado nos resultados experimentais o autor determina a localização ideal da camada superior a uma profundidade $u = 51$ mm. Para o espaçamento entre camadas de reforço, foi adotado o valor ótimo $h = 51$ mm. A Figura 23 mostra o efeito da variação do espaçamento vertical entre camadas de reforço (h). Baseado nos resultados experimentais, o autor Chen (2007) afirma que o espaçamento ótimo entre camadas de reforço é de 51 mm.

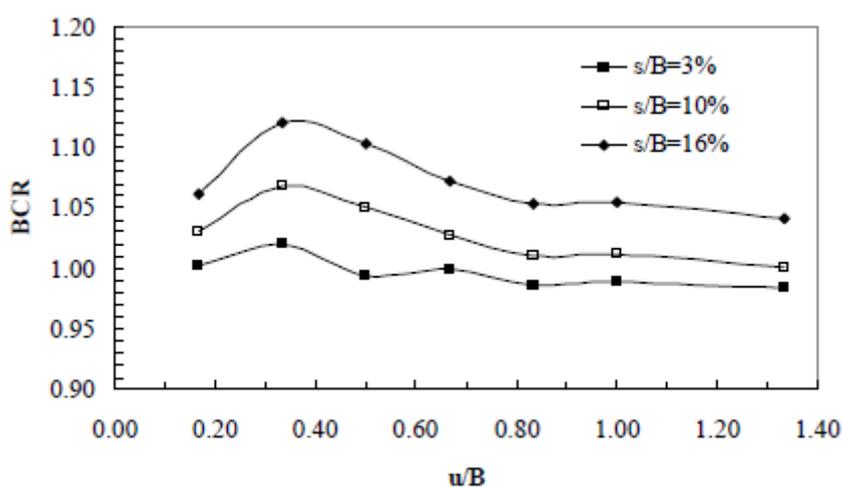


Figura 22 – *BCR* versus (u/B) (Chen, 2007)

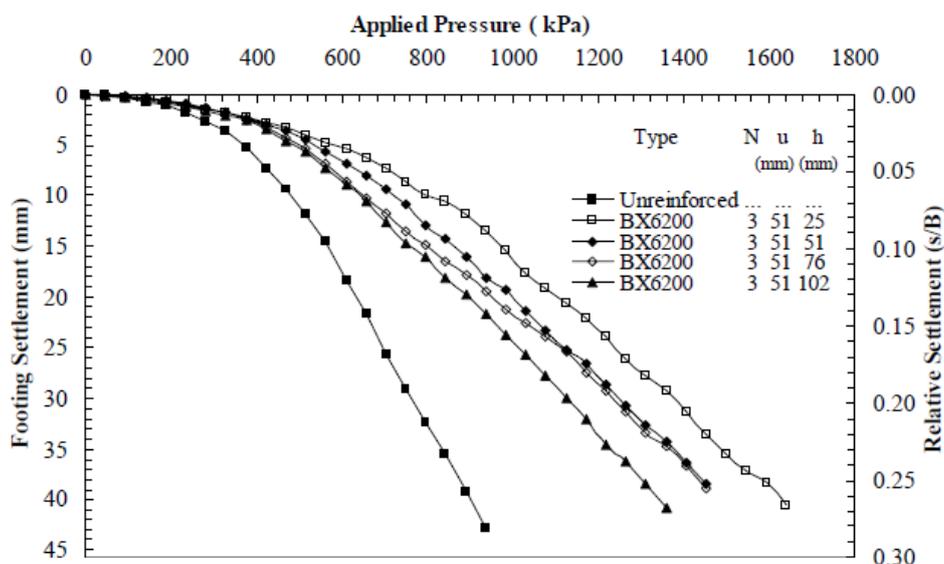


Figura 23 – Pressão x deslocamento x s/B (Chen, 2007)

Os modelos experimentais selecionados para análises numéricas nesse trabalho seguem as mesmas dimensões e configurações adotadas por Chen (2007). Os ensaios experimentais em pequena escala foram realizados dentro de uma caixa de aço com dimensões de 1.5 m de comprimento x 0.91 m de largura x 0.91 m de altura. Foi utilizada uma sapata quadrada constituída de aço com 152 mm de comprimento x 152 mm de largura x 25.4 mm de espessura.

A carga foi aplicada com um macaco hidráulico fixo em uma viga de reação. A Tabela 9 mostra as configurações selecionadas dos modelos experimentais adotadas neste trabalho. As configurações descrevem informações das disposições dos elementos de reforço tais como o número de camadas de reforço (N), o espaçamento da primeira camada de reforço (u), o espaçamento entre as camadas de reforço (h), a profundidade total dos reforços (d), os tipos de geogrelha adotados nos modelos numéricos e a quantidade de nós e elementos de cada modelo numérico.

Tabela 9 – Configuração dos modelos numéricos em pequena escala, maciço em argila

Modelo	N	Reforço	u (mm)	h (mm)	d (mm)	Número de elementos	Número de nós	Duração do cálculo (seg.)
1	Sem reforço	-	-	-	-	29711	43320	369
2	1	GG2	51	-	51	29569	43578	270
3	3	GG2	51	51	153	30987	46508	250
4	5	GG2	51	51	255	31753	48500	291
5	1	GG3	51	-	51	29569	43578	306
6	3	GG3	51	51	153	30987	46508	247
7	5	GG3	51	51	255	31753	48500	403
8	3	GG3	51	25	101	64826	95303	740
9	3	GG3	51	76	203	28431	42938	220
10	3	GG3	51	103	257	30818	46355	270
11	4	GG3	51	51	204	31217	47323	310

Os modelos 1 a 7 apresentam configuração ótima, ou seja, $u = h = 51$ mm, foram escolhidos para validação dos modelos numéricos e posterior análises das tensões e dos deslocamentos. Já os modelos 8 a 11 são apresentados com o objetivo de validar os modelos numéricos, comparando resultados das tensões verticais (σ_{zz}) com os modelos experimentais.

As características da malha adotada em cada modelo estão relacionadas com a precisão da solução adotada no modelo sem reforço, onde foi possível observar o bom comportamento. Com a inserção dos elementos de reforço, a malha tende a desenvolver mais elementos e nós.

4. RESULTADOS

4.1. Introdução

O objetivo deste trabalho foi investigar os mecanismos de interação que são desenvolvidos quando se insere geogrelha como elemento de reforço de maciços em fundações rasas, mais especificamente, foram analisadas as tensões e os deslocamentos desenvolvidos em maciços constituídos de argila. Para investigar os mecanismos de interação, foram desenvolvidos 11 modelos numéricos que representam modelos experimentais desenvolvidos por Chen (2007). Os modelos apresentam variações em suas configurações como o número de camadas de reforço (N), o módulo de elasticidade dos elementos de reforço (E) e a profundidade total das camadas de reforço (d).

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nas modelagens numéricas utilizando as configurações ótimas apresentadas na Tabela 9. Inicialmente é realizada uma análise comparativa entre os modelos numéricos e os modelos experimentais. Posteriormente são apresentadas análises com foco nos deslocamentos e nas tensões desenvolvidas nos maciços com elemento de reforço e sem elemento de reforço. As análises apresentadas a seguir permitem a verificação de aspectos importantes relativos ao comportamento de maciços reforçados com geogrelha.

4.2. Validação Numérica

Neste trabalho foram desenvolvidas simulações de problemas geotécnicos em elementos finitos. As simulações numéricas são uma aproximação da realidade e, sendo uma aproximação, essas simulações estão sujeitas a erros numéricos e de modelagem inevitáveis. Os erros numéricos e de modelagem estão relacionados com a precisão da modelagem do problema, com as limitações dos modelos constitutivos, com a escolha dos parâmetros de entrada dos materiais, com as condições de contorno, entre outros aspectos.

A Tabela 10 mostra os resultados de capacidade de carga (q) para razões s/B iguais a 3%, 10% e 16%, onde s é o deslocamento vertical e B é a largura

da sapata. Os resultados numéricos são comparados com os resultados experimentais desenvolvidos por Chen (2007) e encontram-se no Anexo C. Os resultados apresentados na Tabela 10 são ilustrados graficamente nas figuras 24 a 30.

Tabela 10 – Capacidade de carga numérico e experimental

Configuração do reforço	s/B = 3%		s/B = 10%		s/B = 16%	
	q (kPa) experimental	q (kPa) MEF	q (kPa) experimental	q (kPa) MEF	q (kPa) experimental	q (kPa) MEF
Sem reforço	358	359	570	628	687	728
N=1 GG2	426	387	612	694	744	842
N=3 GG2	518	422	861	809	1092	1020
N=5 GG2	533	451	920	831	1204	1058
N=1 GG3	433	391	691	703	877	867
N=3 GG3	518	431	868	831	1104	1041
N=5 GG3	538	470	931	872	1246	1098

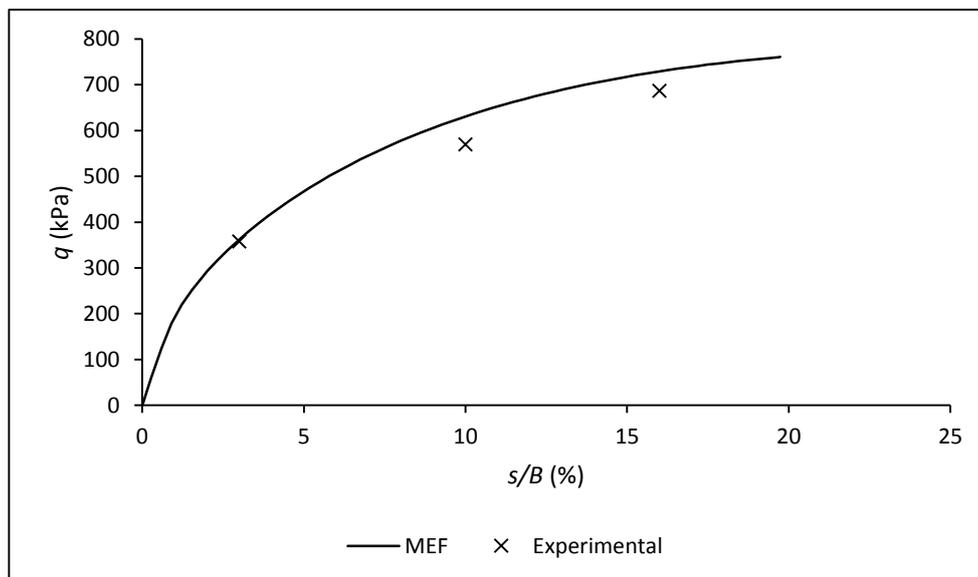


Figura 24 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo sem reforço

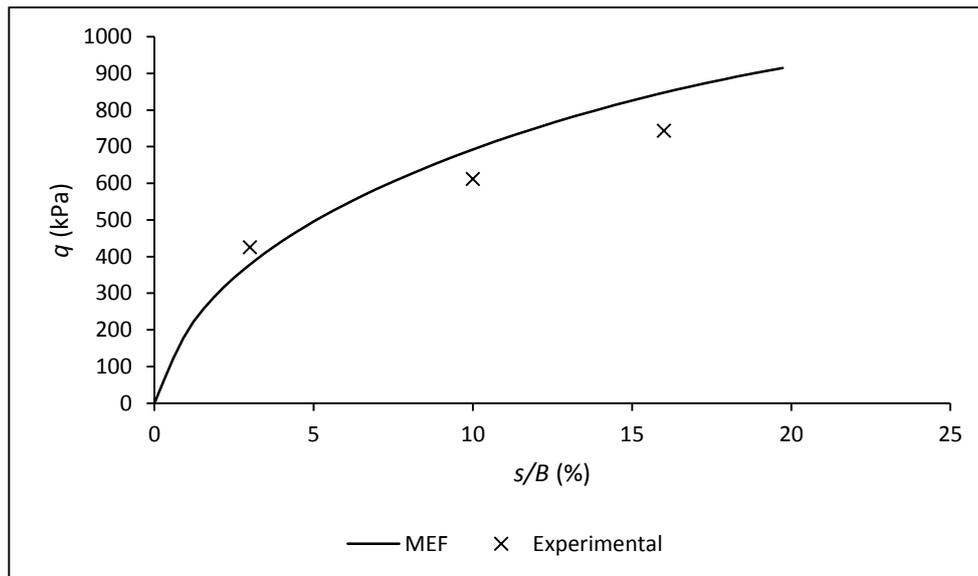


Figura 25 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 1 camada de reforço (GG2)

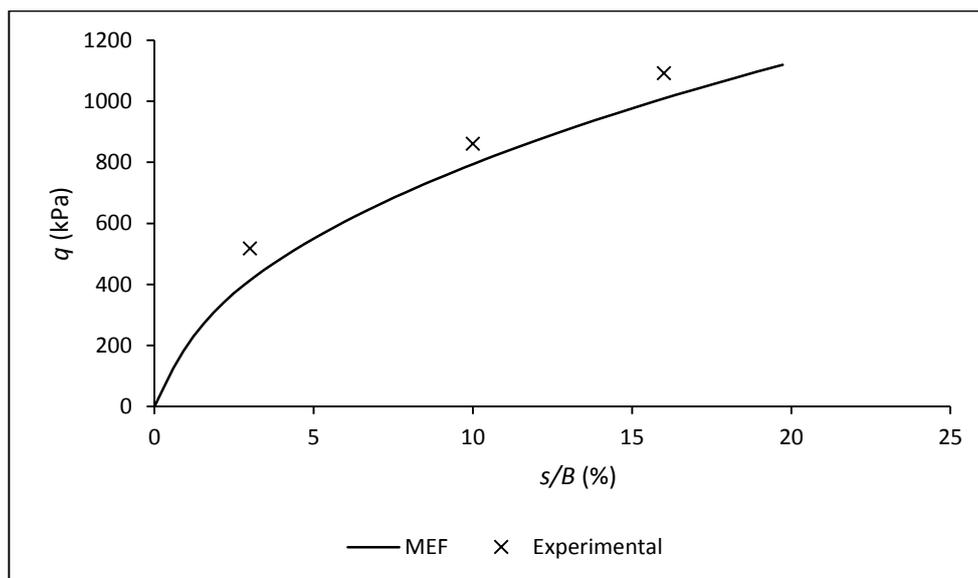


Figura 26 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 3 camadas de reforço (GG2)

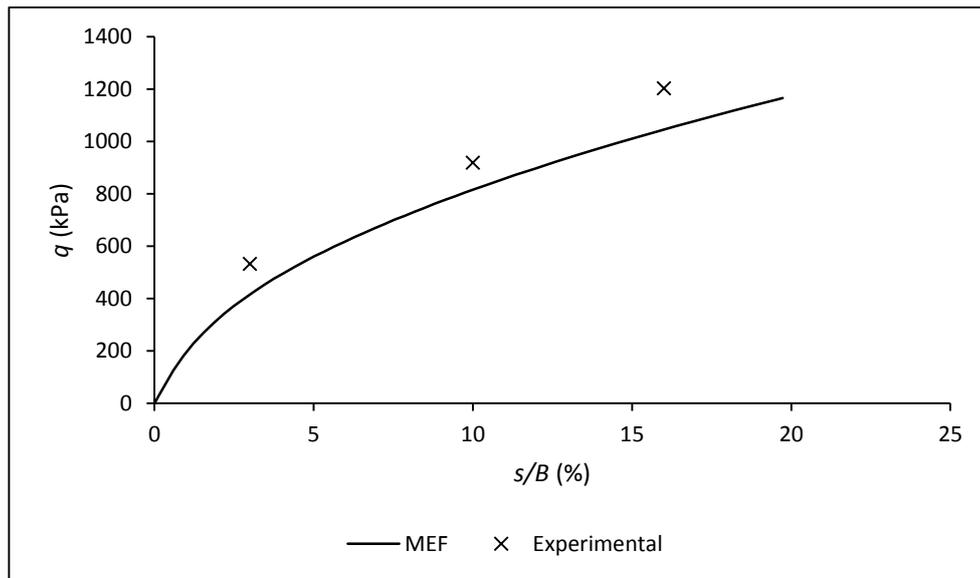


Figura 27 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 5 camadas de reforço (GG2)

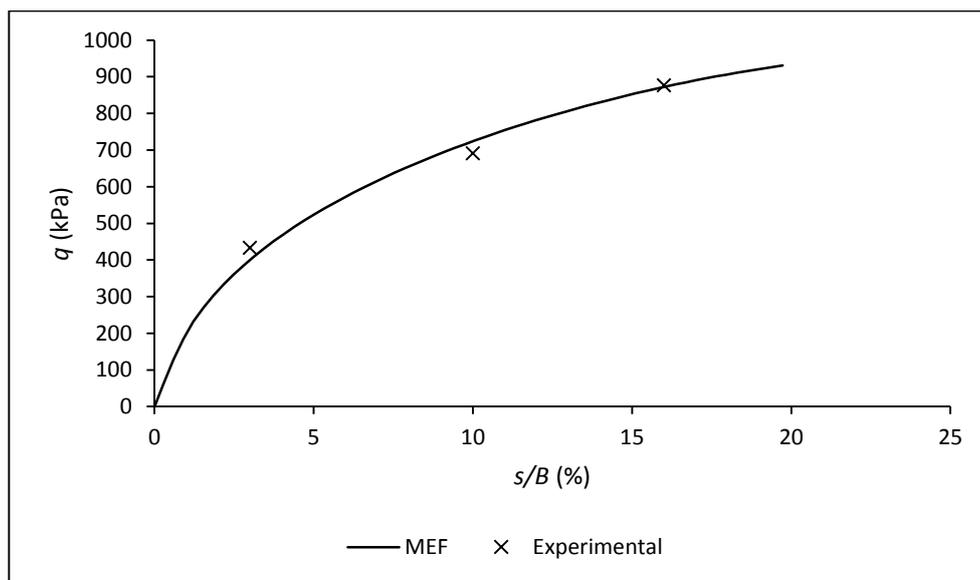


Figura 28 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 1 camada de reforço (GG3)

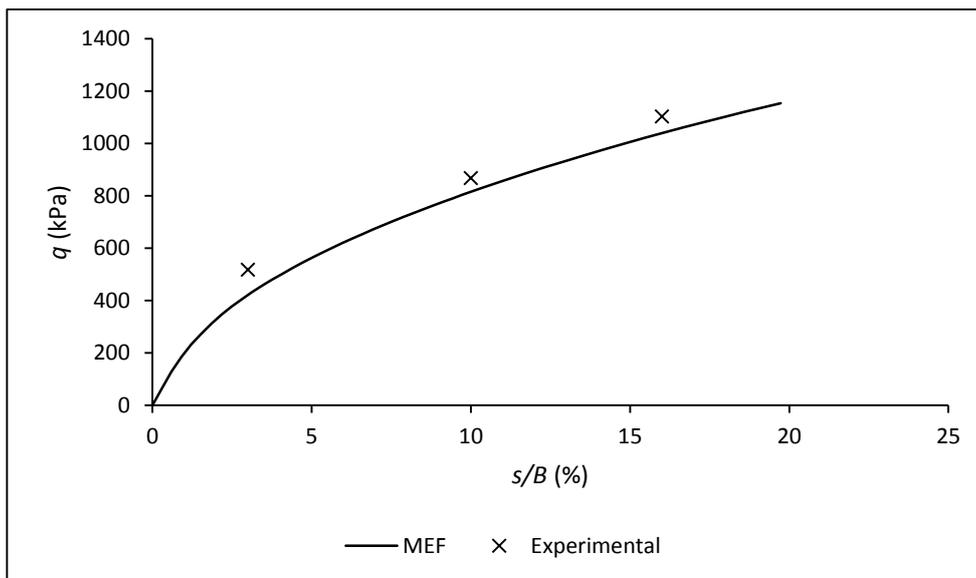


Figura 29 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 3 camadas de reforço (GG3)

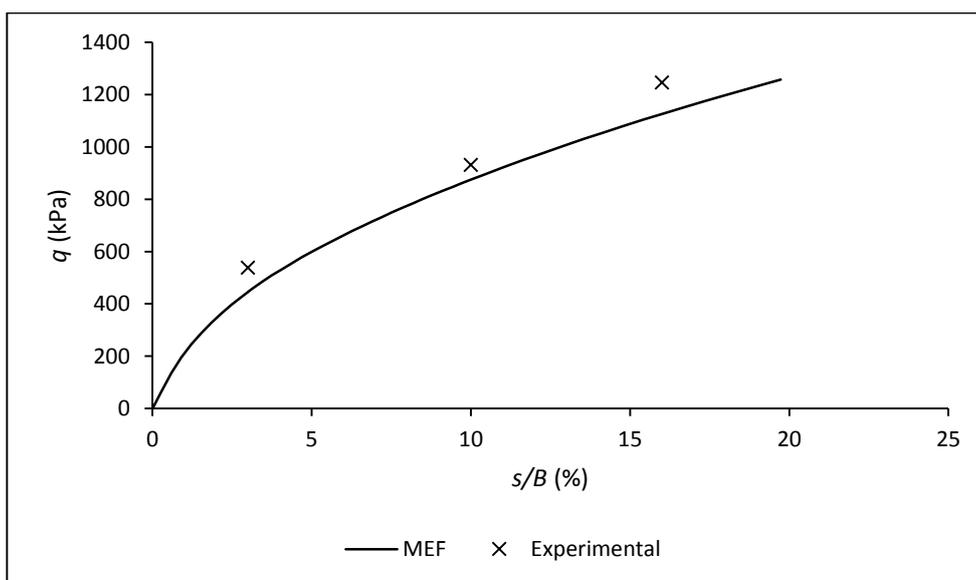


Figura 30 – Capacidade de carga x deslocamento, modelo com 5 camadas de reforço (GG3)

Os gráficos, figuras 24 a 30, ilustram a capacidade de carga (q) versus a razão de deslocamento vertical s/B obtidas nos modelos numéricos sem reforço, com uma camada, 3 camadas e 5 camadas de reforço para 2 tipos de geogrelha, conforme descrito na Tabela 9. Inicialmente é apresentada uma análise comparativa com os modelos experimentais apresentados por Chen (2007) para razões s/B iguais a 3%, 10% e 16%. Os resultados dos modelos numéricos apresentam concordância com os resultados experimentais. A Tabela 11

apresenta a variação dos valores da capacidade de carga dos modelos numéricos comparados com os ensaios experimentais.

Em estágios iniciais de carregamento, mais precisamente na razão $s/B=3\%$, os valores da capacidade de carga dos modelos numéricos são ligeiramente inferiores, independente do número de camadas de reforço, quando comparados com os valores de capacidade de carga (q) desenvolvidos nos modelos experimentais. A maior diferença é de aproximadamente 18% no modelo com 3 camadas de reforço GG2, onde o modelo experimental apresenta capacidade de carga $q = 518$ kPa e o modelo numérico apresenta capacidade de carga $q = 422$ kPa.

Tabela 11 – Variação dos modelos numéricos em porcentagem

Configuração do reforço	Variação (%)		
	$s/B = 3\%$	$s/B = 10\%$	$s/B = 16\%$
Sem reforço	0,28	10,18	5,97
$N=1$ GG2	9,15	13,4	13,17
$N=3$ GG2	18,53	6,04	6,59
$N=5$ GG2	15,38	9,67	12,13
$N=1$ GG3	9,70	1,74	1,14
$N=3$ GG3	16,80	4,26	5,71
$N=5$ GG3	12,64	6,34	11,88

Para as razões de deslocamento $s/B = 10\%$, a maior diferença é de aproximadamente 13% no modelo com uma camada de reforço GG2. A maior diferença para razão de deslocamento $s/B = 16\%$ foi de 13% para o modelo com uma camadas de reforço GG2. Os resultados também mostram que um modelo constitutivo simples como o modelo de Mohr-Coulomb adotado nas análises apresenta bom comportamento, podendo ser utilizado em análises numéricas a curto prazo de fundações em maciço reforçado.

As Figuras 31 e 32 mostram os resultados do acréscimo de tensão vertical (σ_{zz}) versus a distância B do centro da sapata, a uma profundidade de 254 mm, que equivale a $1,67B$. Onde são avaliados os modelos sem reforço e com 3, 4 e 5 camadas de reforço GG3, para um carregamento de 468 kPa aplicado na

sapata. Os modelos seguem a configuração ótima apresentando distância da primeira camada $u = 51$ mm e espaçamento entre reforços $h = 51$ mm.

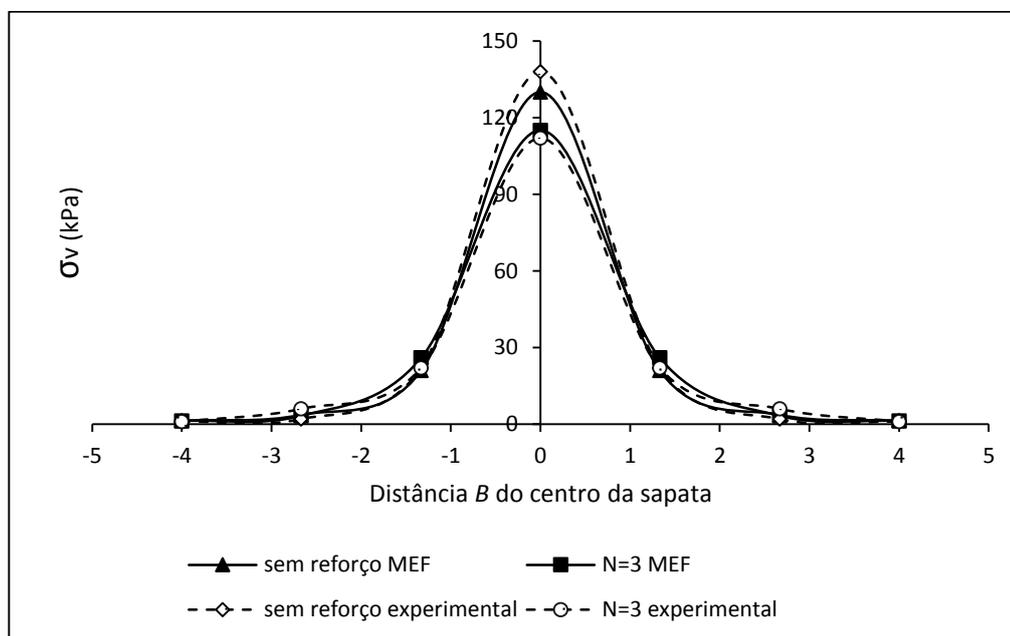


Figura 31 – Acréscimo de tensão vertical x distância B do centro da sapata, modelos sem reforço e 3 camadas de reforço, na profundidade de 254 mm, carregamento de 468 kPa, geogrelha GG3

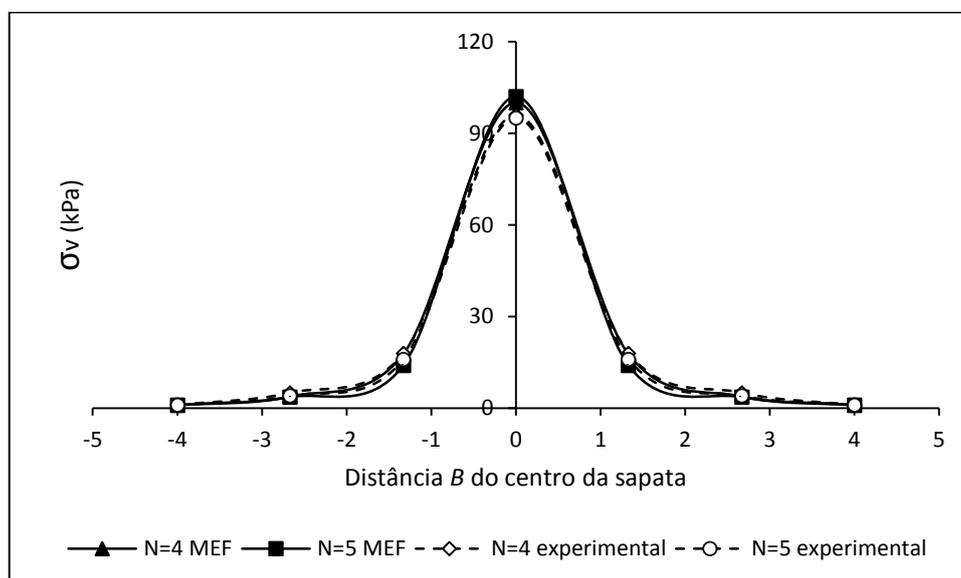


Figura 32 – Acréscimo de tensão vertical x distância B do centro da sapata, modelos com 4 e 5 camadas de reforço, na profundidade de 254 mm, carregamento de 468 kPa, geogrelha GG3

O acréscimo de tensão dos modelos numéricos desenvolvidos nos maciços estão em concordância com os valores experimentais. A maior

diferença é observada na curva sem reforço (Figura 31), onde o modelo experimental apresenta valor superior quando comparado com modelo numérico, representando uma variação de 6 %.

As figuras 33 e 34 mostram os resultados do acréscimo de tensão vertical (σ_{zz}) versus a razão de profundidade z/B abaixo do centro da sapata. Neste comparativo são utilizados 4 modelos numéricos, sendo 1 sem reforço e 3 modelos com 3 camadas de reforço GG3. Os modelos reforçados apresentam distância da primeira camada $u = 51$ mm, porém o que diferencia um modelo do outro são os espaçamentos entre reforços empregado. Os espaçamentos entre os reforços (h) apresentam 3 configurações diferentes, 25 mm, 76 mm e 103 mm, para um carregamento de 468 kPa aplicado na sapata. Os resultados apresentados por Chen (2007) que ilustram as figuras 31, 32, 33 e 34 estão no Anexo D.

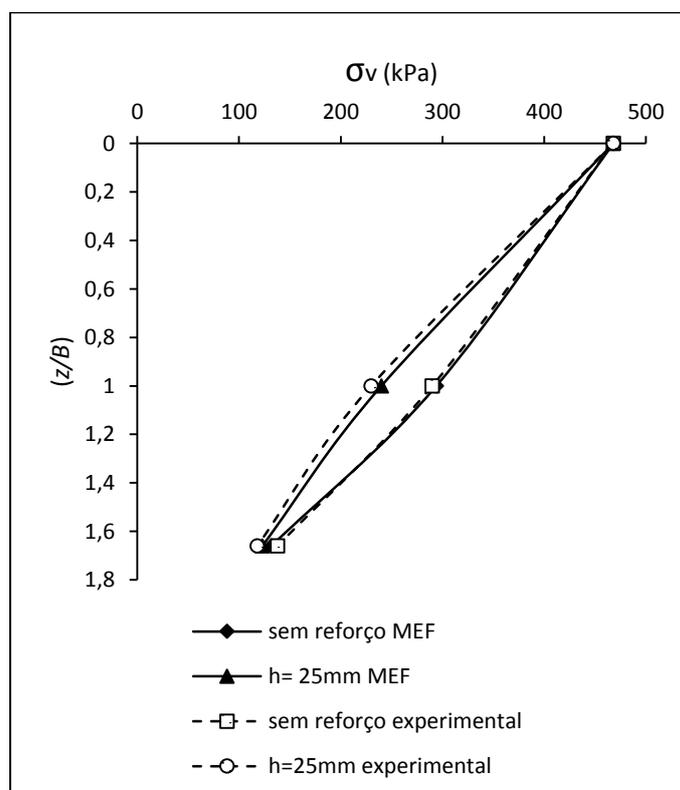


Figura 33 – Tensão vertical *versus* razão de profundidade abaixo do centro da sapata, carregamento de 468 kPa

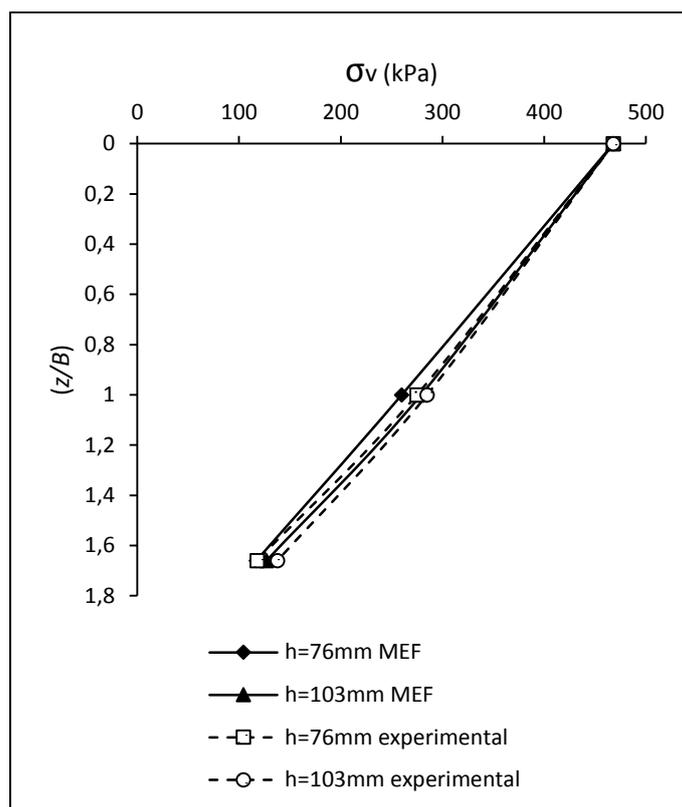


Figura 34 – Tensão vertical *versus* razão de profundidade abaixo do centro da sapata, carregamento de 468 kPa

Para a razão de profundidade $z/B=1$, ou seja, para uma profundidade de 152 mm, o modelo numérico reforçado com espaçamento $h = 25$ mm apresenta valor de acréscimo de tensão vertical ligeiramente superior, quando comparado com o modelo experimental. O modelo numérico com espaçamento $h = 76$ mm apresenta acréscimo de tensão vertical ligeiramente inferior, quando comparado com o modelo experimental.

Nesta análise comparativa, pode-se afirmar que os modelos numéricos apresentam comportamento semelhante quando comparado com o comportamento dos modelos experimentais.

A validação dos modelos numéricos bem como os parâmetros empregados nos mesmos deu-se através de diferentes estudos comparativos. Inicialmente avaliou-se a capacidade de carga em 3 estágios diferentes de deslocamento, sendo representados através da razão de deslocamento s/B iguais a 3%, 10% e 16%.

Posteriormente foram avaliados os acréscimos de tensão vertical na profundidade $z = 254$ mm em modelos sem reforço e com 3, 4 e 5 camadas de reforço na configuração ótima. E por último, foram avaliados os acréscimos de tensão ao longo da profundidade z do maciço.

Esta análise comparativa numérica/experimental tem como objetivo validar os modelos numéricos. Com os resultados obtidos é possível afirmar que as simulações numéricas estão de acordo com os modelos experimentais. Logo, os parâmetros de entrada dos materiais, as condições de contorno, os modelos constitutivos, bem como a malha adotados nos modelos possibilitaram simulações confiáveis.

4.3. Análise dos Deslocamentos

Nesta seção são avaliados os deslocamentos desenvolvidos nos modelos numéricos após a atuação do deslocamento prescrito de 30 mm nas sapatas e consequente carregamento da estrutura solo-reforço. O deslocamento prescrito equivale a razão de deslocamento s/B igual a 20%. Inicialmente são apresentados os resultados dos deslocamentos verticais com foco na zona onde se encontram os reforços. Compreender como ocorrem os deslocamentos da geogrelha é fundamental para entender os mecanismos de interação que são desenvolvidos quando um maciço reforçado é carregado.

4.4.1. Deslocamentos verticais

Os gráficos ilustram os deslocamentos verticais (U_z) *versus* a distância x/B do centro da sapata obtidos nos modelos numéricos com configuração ótima ilustrados na Tabela 9, permitindo assim demonstrar os deslocamentos (U_z) iniciando do eixo de simetria da sapata até a extremidade do modelo em diferentes níveis de profundidade. As distribuições dos deslocamentos ao longo de uma mesma profundidade são definidos pela relação x/B , onde x é a distância horizontal do centro de simetria do modelo até a extremidade do tanque e B é a largura da sapata.

Sendo assim, os gráficos apresentam para uma mesma profundidade os deslocamentos verticais dos modelos numéricos sem reforço, com uma camada de reforço ($N=1$), com 3 camadas de reforço ($N=3$) e com 5 camadas de reforço ($N=5$).

Como se trata dos deslocamentos verticais na zona de reforço, as profundidades adotadas correspondem às profundidades onde se encontram os elementos de reforço. Sendo assim, dependendo do modelo numérico, alguns destes deslocamentos representam os deslocamentos desenvolvidos na geogrelha. Os gráficos são apresentados nas profundidades $z = 51, 153$ e 255 mm, que equivalem respectivamente a $0.33B, 1B$ e $1,66B$ de profundidade, ou seja, 3 pontos de observação. A Figura 35 ilustra a localização dos pontos analisados.

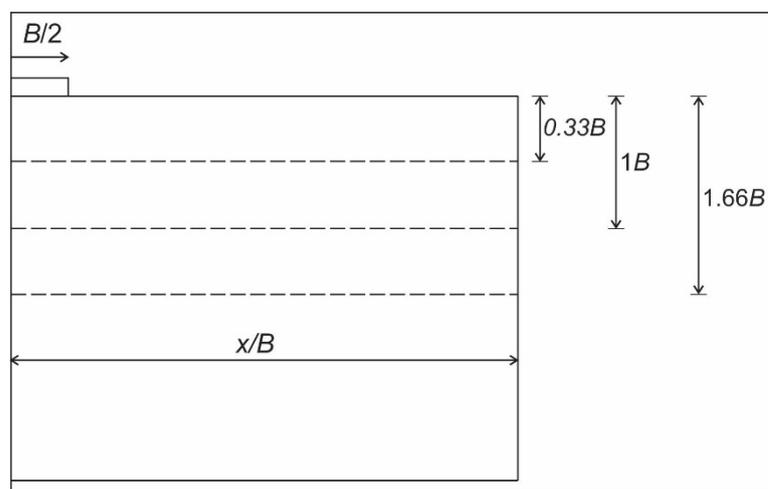


Figura 35 – Localização dos pontos analisados

Os resultados dos deslocamentos são apresentados entre as figuras 36 e 38 para a geogrelha GG2. Para a geogrelha GG3 os resultados se encontram nas figuras 39 a 41.

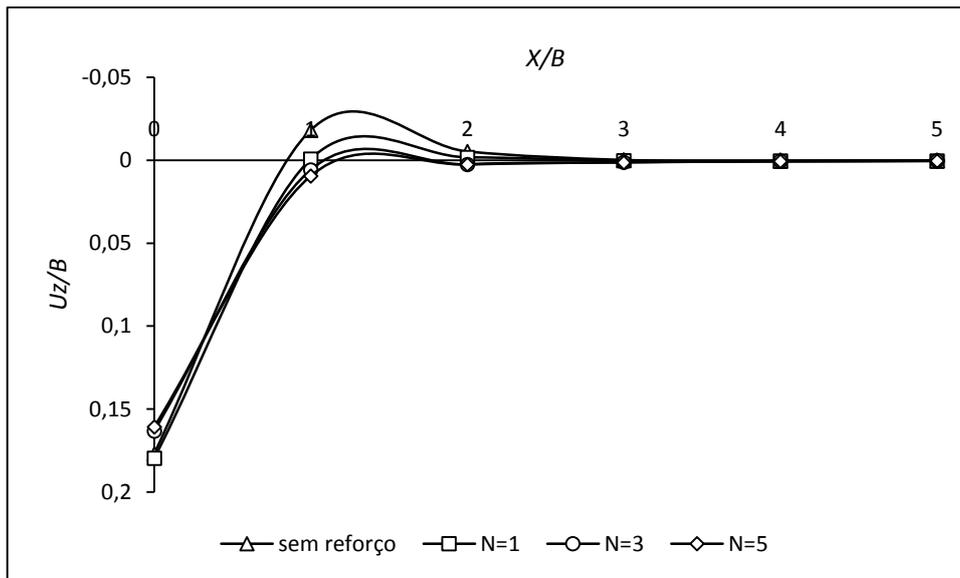


Figura 36 – Deslocamento Uz x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 51$ mm (GG2)

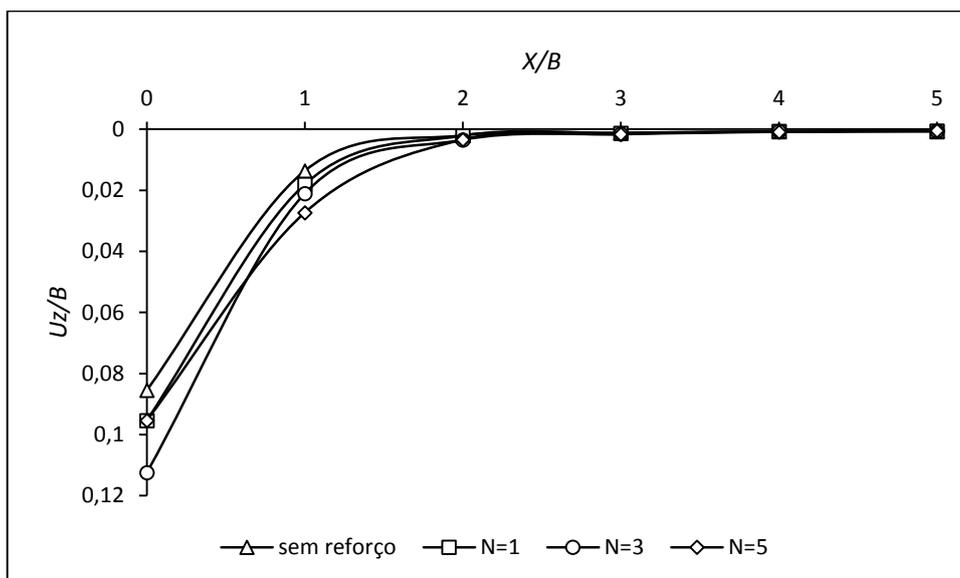


Figura 37 – Deslocamento Uz x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 153$ mm (GG2)

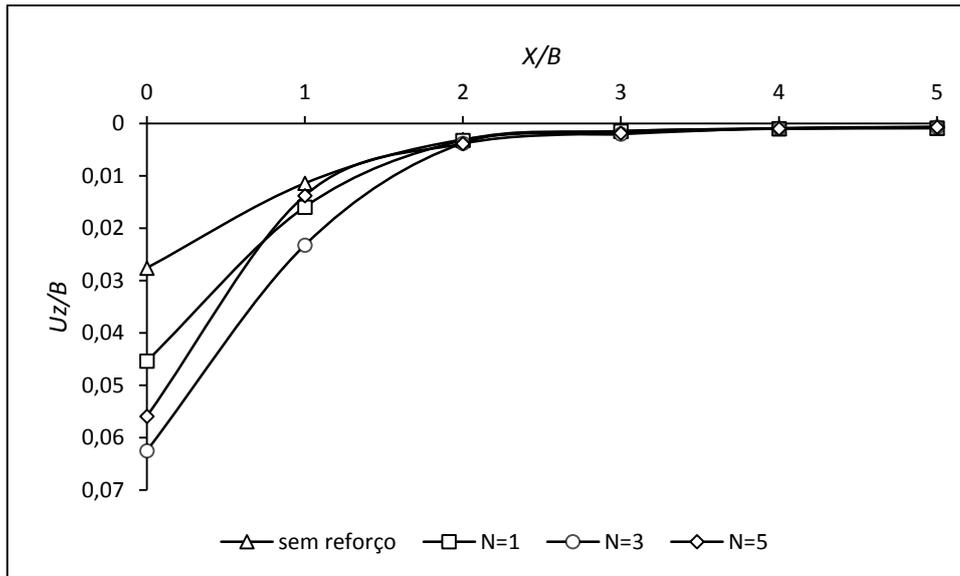


Figura 38 – Deslocamento U_z x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 255$ mm (GG2)

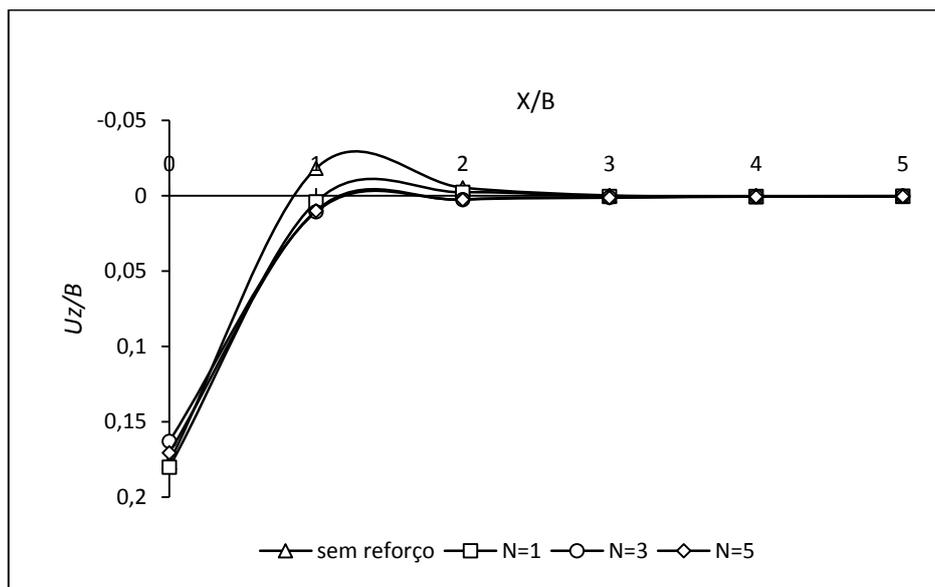


Figura 39 – Deslocamento U_z x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 51$ mm (GG3)

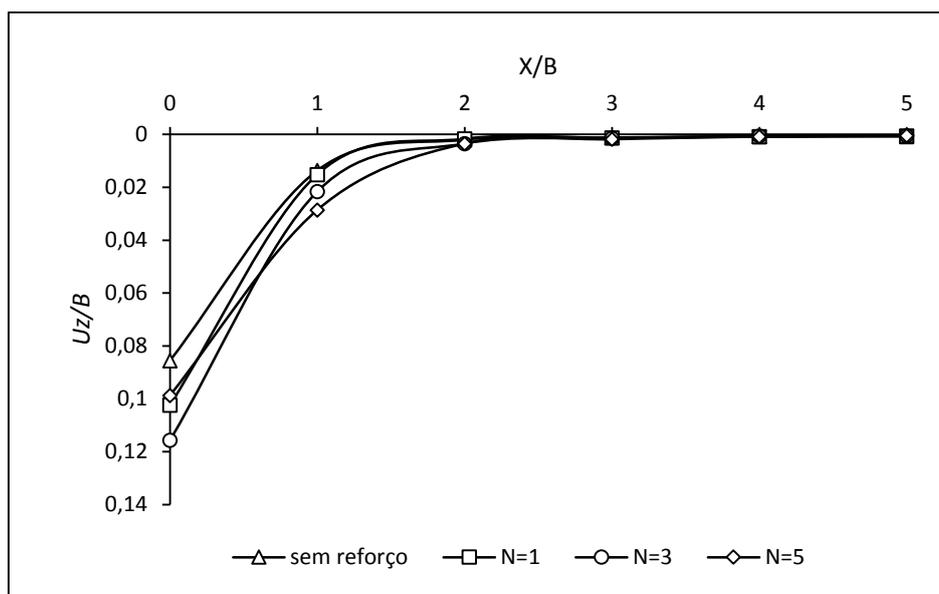


Figura 40 – Deslocamento U_z x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 153$ mm (GG3)

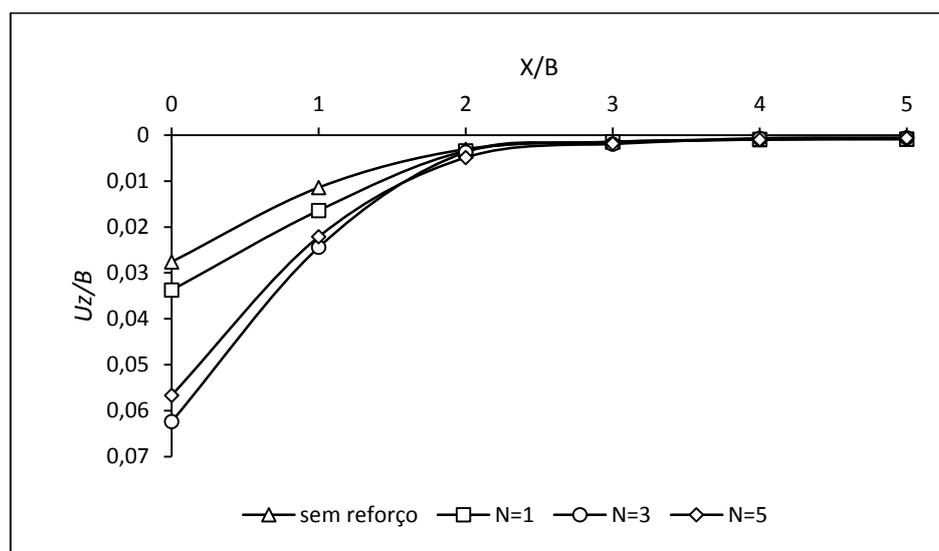


Figura 41 – Deslocamento U_z x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 255$ mm (GG3)

De acordo com os gráficos ilustrados, onde é apresentada uma análise comparativa entre os modelos com e sem reforço dos deslocamentos na direção z em diferentes profundidades, é possível averiguar os deslocamentos entre os diferentes modelos, evidenciando a redistribuição dos deslocamentos.

Fica evidente que os deslocamentos verticais (U_z) dos modelos reforçados são maiores quando comparados com o modelo sem reforço nas profundidades $z = 153$ e 255 mm. Como as análises são em deslocamento

prescrito, logo, para se atingir o mesmo deslocamento prescrito, os modelos com maior número de reforço vão desenvolver tensões maiores por serem mais rígidos, gerando assim maiores deslocamentos, conforme explicitado na Tabela 10.

Em profundidades iniciais tais como $z = 51$ mm não apresenta grande diferença de deslocamento entre os modelos numéricos com e sem reforço. Uma justificativa para tal acontecimento seria o efeito do deslocamento prescrito, uma vez que as análises foram realizadas com deslocamentos prescritos de 30 mm, estando essa profundidade próxima de 30 mm e dentro da zona de profundidade $1B$, os deslocamentos apresentam pequena variação entre os diferentes modelos.

Para a profundidade $z = 153$ mm, que equivale a distância $1B$ de profundidade, é possível observar a influência do aumento do número de elementos de reforço. Se tratando de análise por deslocamento prescrito, o modelo com 5 camadas de reforço é mais rígido, logo ocorre menos deslocamentos nas profundidades 153 e 255 mm, quando comparado com o modelo com 3 camadas de reforço.

A profundidade $z = 255$ mm ilustra melhor essa diferença de deslocamento vertical em função do número de camadas de reforço, onde é possível observar que modelos com 3 e 5 camadas de reforço apresentam valores de deslocamentos superiores, quando comparados com os modelos sem reforço e com 1 camada de reforço.

Os deslocamentos na geogrelha em profundidades menores que $1B$ ocorrem até uma distância horizontal $x/B = 2$ do eixo de simetria da sapata. Em profundidades maiores que $1B$, são observados deslocamentos a distâncias horizontais maiores que $x/B = 3$ do eixo de simetria da sapata. O que evidencia a redistribuição dos deslocamentos. É possível observar também que modelos com 3 e 5 camadas de reforço apresentam deslocamentos maiores em profundidades entre 1 e $2B$.

4.4.2. Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos apresentados a seguir são os deslocamentos horizontais na direção x , denominado (U_x). As análises dos deslocamentos na direção x comparam os modelos numéricos sem reforço, com 1 camada de reforço ($N=1$), com 3 camadas de reforço ($N=3$) e com 5 camadas de reforço ($N=5$). Os gráficos representam os deslocamentos horizontais (U_x) versus a razão de profundidade z/B do modelo. Sendo assim, são apresentados os deslocamentos (U_x) em pontos distando $1B$, $2B$ e $3B$ do eixo de simetria da sapata, sendo B a largura da sapata que é de 152 mm. A Figura 42 ilustra a localização dos pontos analisados.

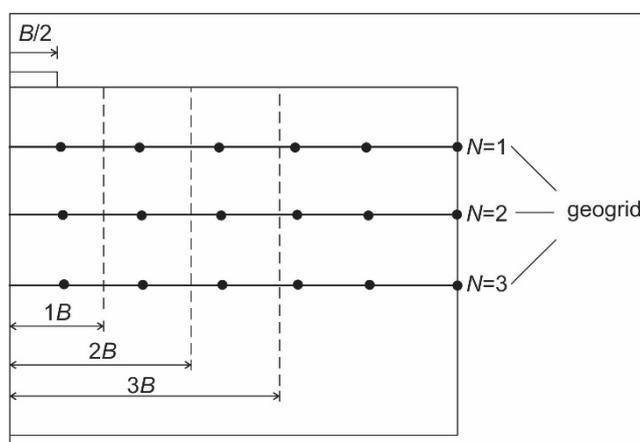


Figura 42 – Localização dos pontos analisados

Para a geogrelha GG2 os resultados são apresentados nas figuras 43 a 45. Para a geogrelha GG3 os resultados são apresentados nas figuras 46 a 48.

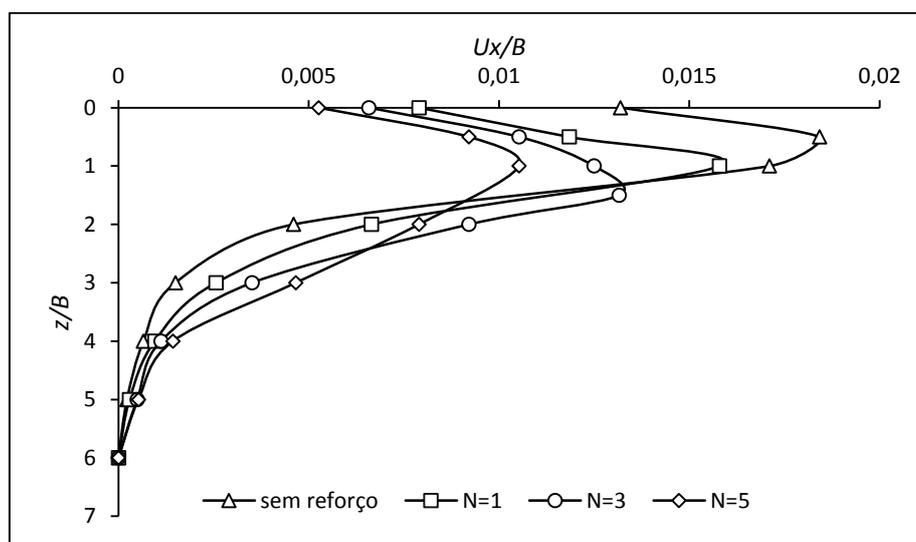


Figura 43 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $1B$ do eixo de simetria da sapata (GG2)

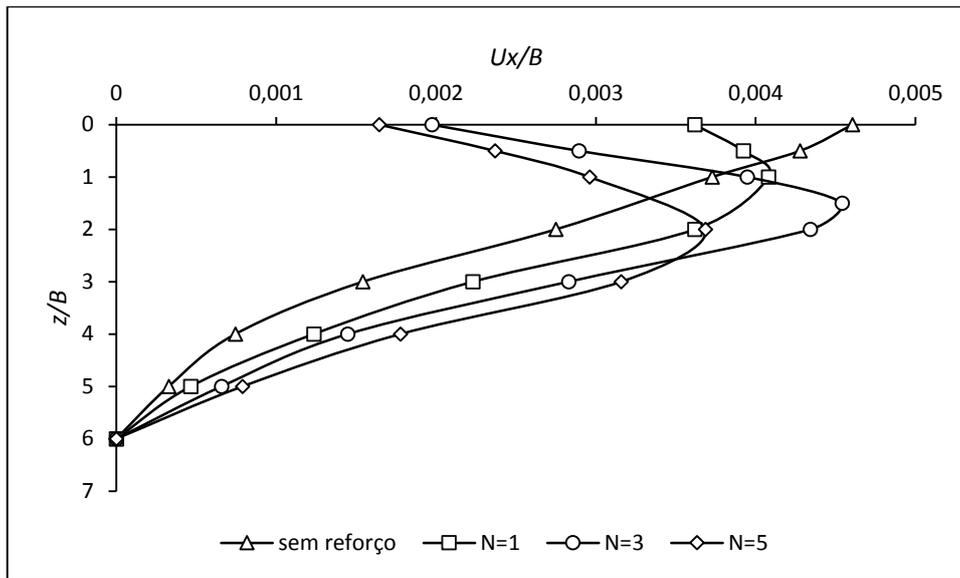


Figura 44 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $2B$ do eixo de simetria da sapata (GG2)

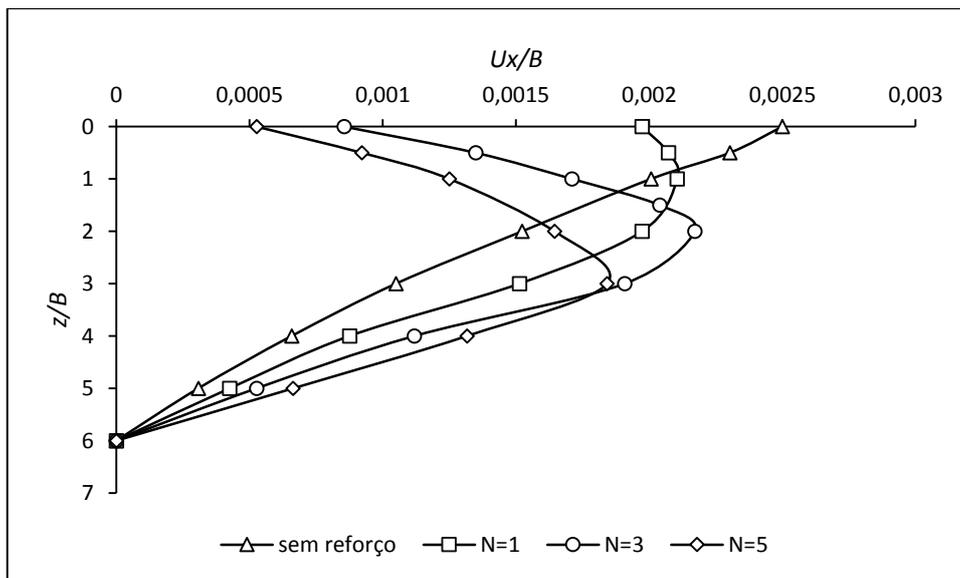


Figura 45 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $3B$ do eixo de simetria da sapata (GG2)

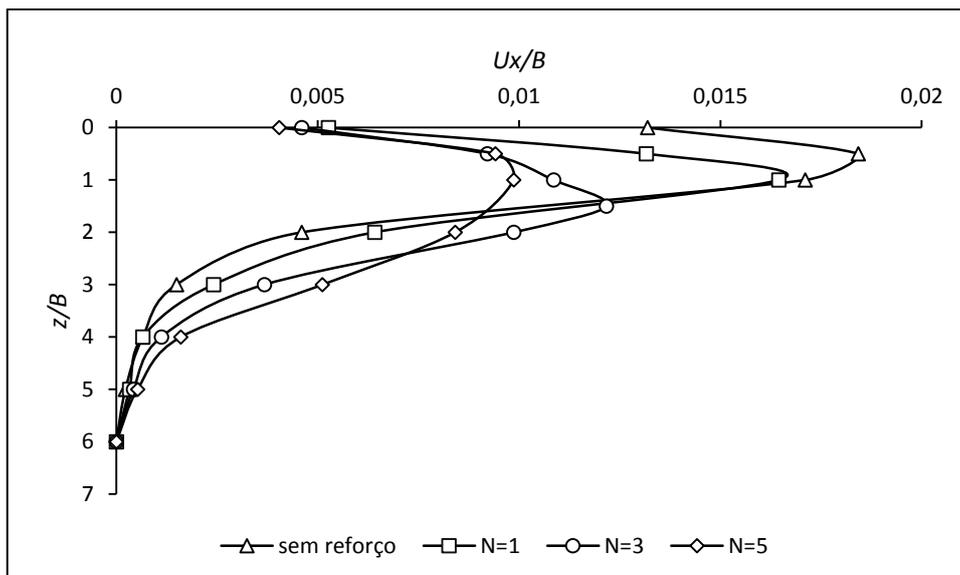


Figura 46 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $1B$ do eixo de simetria da sapata (GG3)

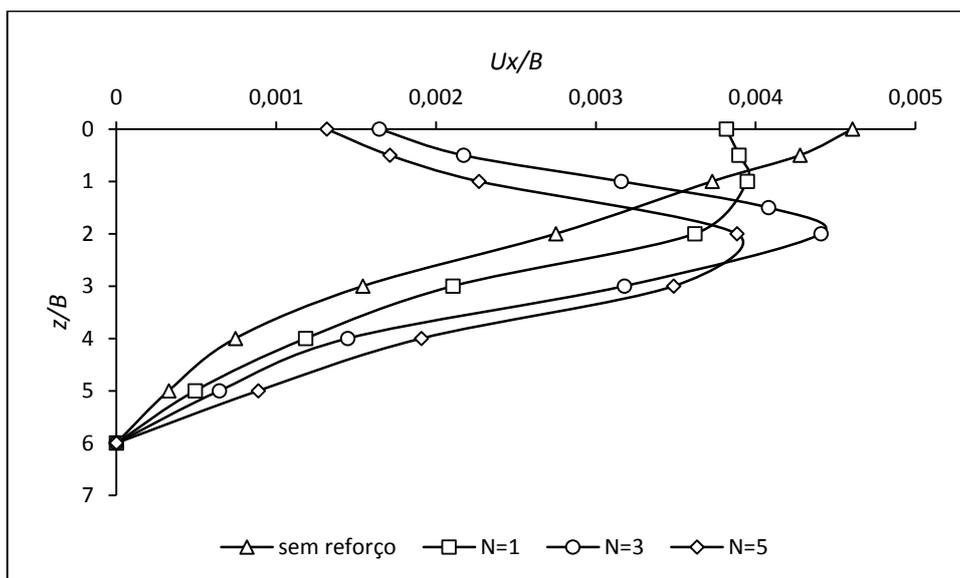


Figura 47 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $2B$ do eixo de simetria da sapata (GG3)

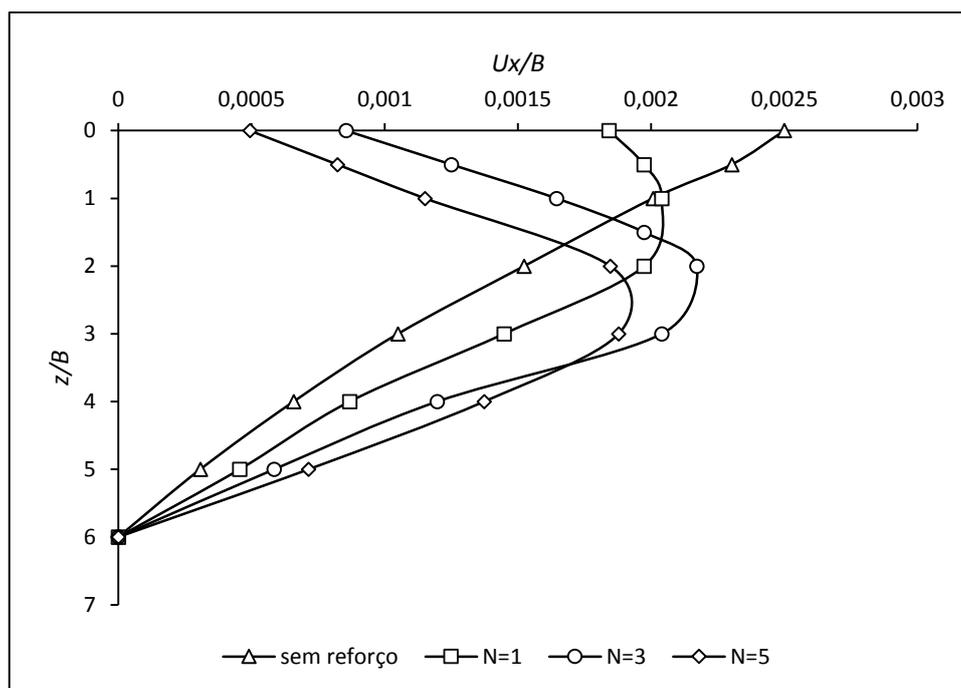


Figura 48 – Deslocamento U_x versus razão de profundidade z/B , distância $3B$ do eixo de simetria da sapata (GG3)

Analisando inicialmente os deslocamentos que distam $1B$ do centro da sapata, Figura 43 e Figura 46, é possível notar que os deslocamentos horizontais na região onde se encontram os reforços, ou seja, profundidade compreendida entre 51 mm e 255 mm, os modelos com reforço apresentam deslocamentos menores quando comparados com o modelo sem reforço. Em profundidades superiores a 255 mm, ou seja, regiões onde não há reforços, os deslocamentos horizontais dos modelos reforçados são maiores quando comparado com o modelo sem reforço.

Sendo assim, quando se insere elementos de reforço no maciço, os deslocamentos horizontais são redistribuídos ao longo da profundidade, apresentando valores inferiores na zona reforçada, até a razão de profundidade $z/B = 2$. Entre as razões de profundidade $z/B = 2$ e 4, os deslocamentos dos modelos com reforço apresentam valores superiores quando comparados com modelo sem reforço. Os valores de deslocamento horizontais estabilizam a uma razão de profundidade $z/B = 5$.

Os gráficos que distam $2B$ do centro da sapata, Figura 44 e Figura 47, apresentam pico de deslocamento horizontal nas razões de profundidade z/B entre 1 e 3 para os modelos com camadas de reforço. A partir da razão de profundidade $z/B = 2$ fica evidente a influência do número de camadas de reforço

nos deslocamentos horizontais, uma vez que, quanto maior o número de camadas de reforço, maior o deslocamento observado.

Os deslocamentos horizontais nos pontos localizados a $3B$ do eixo de simetria da sapata, Figura 45 e Figura 48, apresentam comportamento semelhante aos deslocamentos que distam $2B$ do centro da sapata, porém com magnitude inferior, indicando estabilização dos deslocamentos.

4.5. Análise das Tensões

Nesta seção são avaliadas as tensões horizontais e as tensões verticais, desenvolvidas nos modelos numéricos após a atuação do deslocamento prescrito de 30 mm nas sapatas. Inicialmente são apresentadas as tensões verticais desenvolvidas ao longo do maciço. Posteriormente são apresentadas as tensões horizontais com foco na zona reforçada.

4.5.1. Tensões Verticais

Os gráficos apresentados nesse item ilustram as tensões verticais (σ_{zz}) *versus* a razão de profundidade z/B obtidos nos modelos numéricos com configuração ótima ilustrados na Tabela 9, permitindo assim demonstrar as tensões verticais totais, ou seja, tensões desenvolvidas com o deslocamento prescrito acrescidas de tensões geostáticas ao longo da profundidade do modelo. As distribuições das tensões verticais ao longo da profundidade são definidas pela relação z/B , onde z é a profundidade do modelo e compreende da cota $z = 0$ a $z = 0.91$ m, e B é a largura da sapata.

As análises das tensões verticais comparam os modelos numéricos sem reforço, com 1 camada de reforço ($N=1$), com 3 camadas de reforço ($N=3$) e com 5 camadas de reforço ($N=5$). Sendo assim, são apresentadas as tensões (σ_{zz}) no eixo de simetria da sapata e em pontos distando $1B$, $2B$ e $3B$ do eixo de simetria da sapata, sendo B a largura da sapata que é de 152 mm. As figuras 49 a 52 ilustram as tensões verticais dos modelos reforçados com geogrelha GG2. Os modelos numéricos reforçados com geogrelha GG3 estão ilustrados nas figuras 53 a 56.

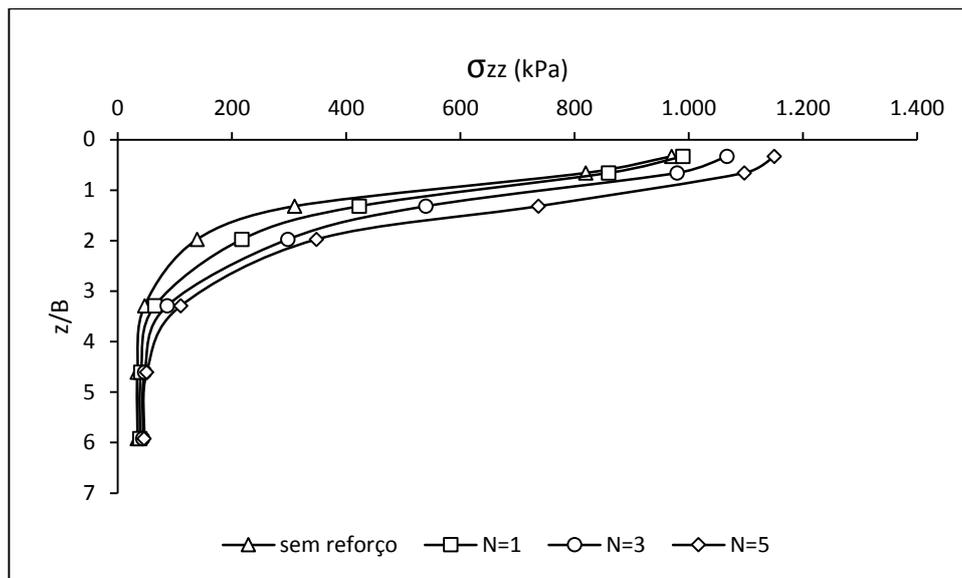


Figura 49 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG2, no eixo de simetria da sapata

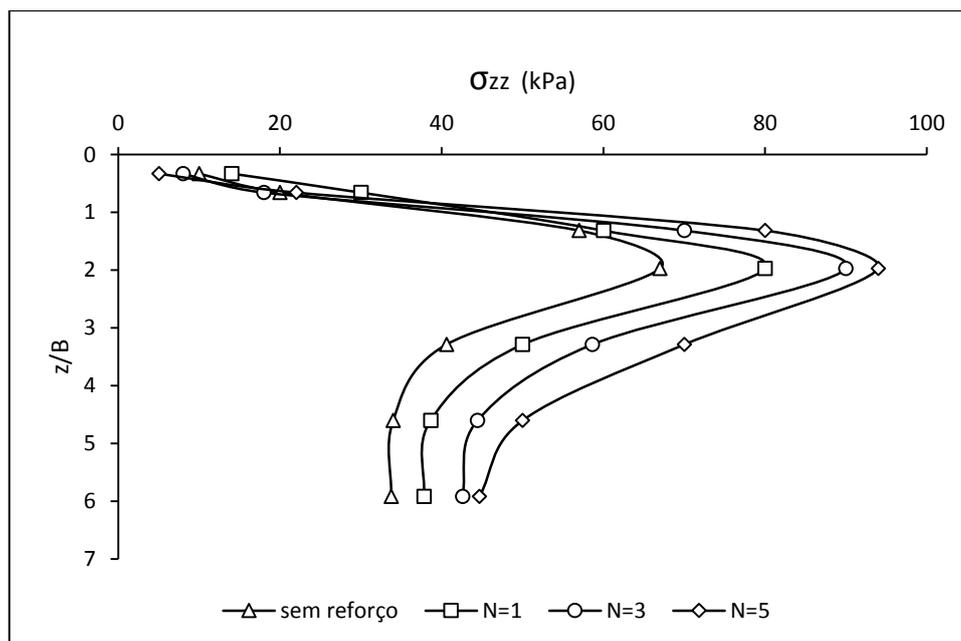


Figura 50 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG2, distância $1B$ do eixo de simetria da sapata

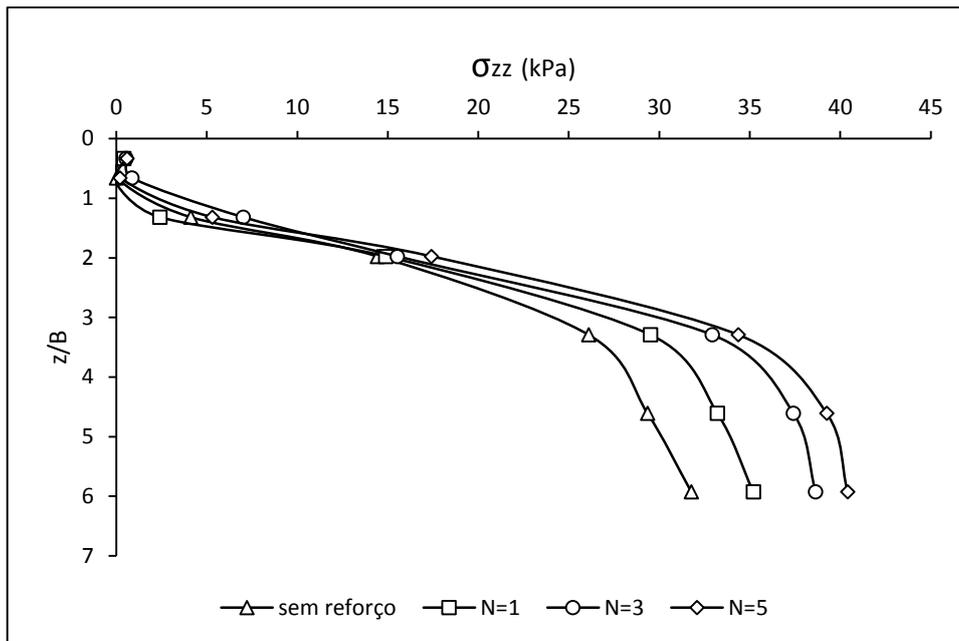


Figura 51 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG2, distância $2B$ do eixo de simetria da sapata

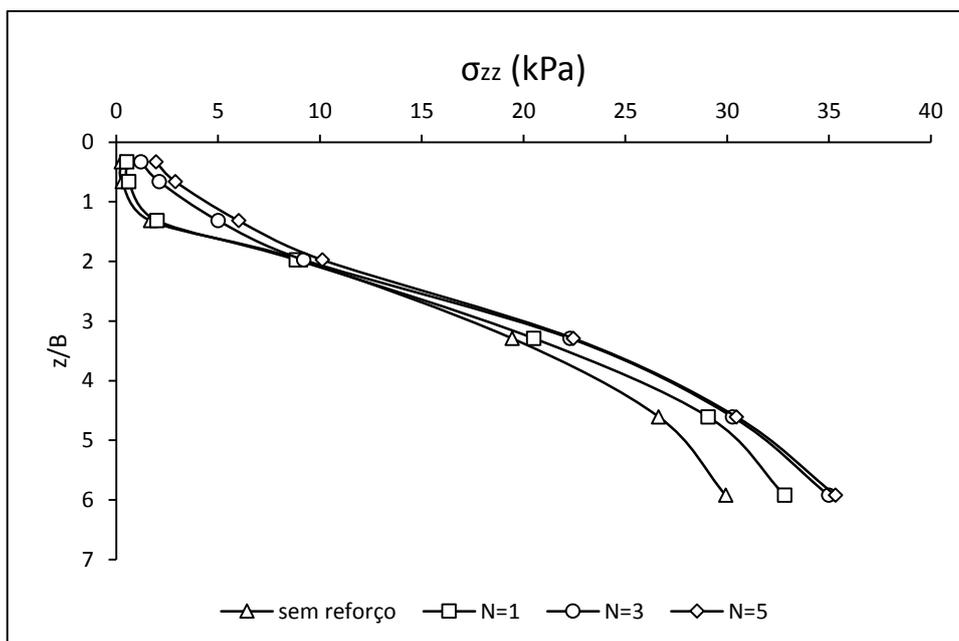


Figura 52 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG2, distância $3B$ do eixo de simetria da sapata

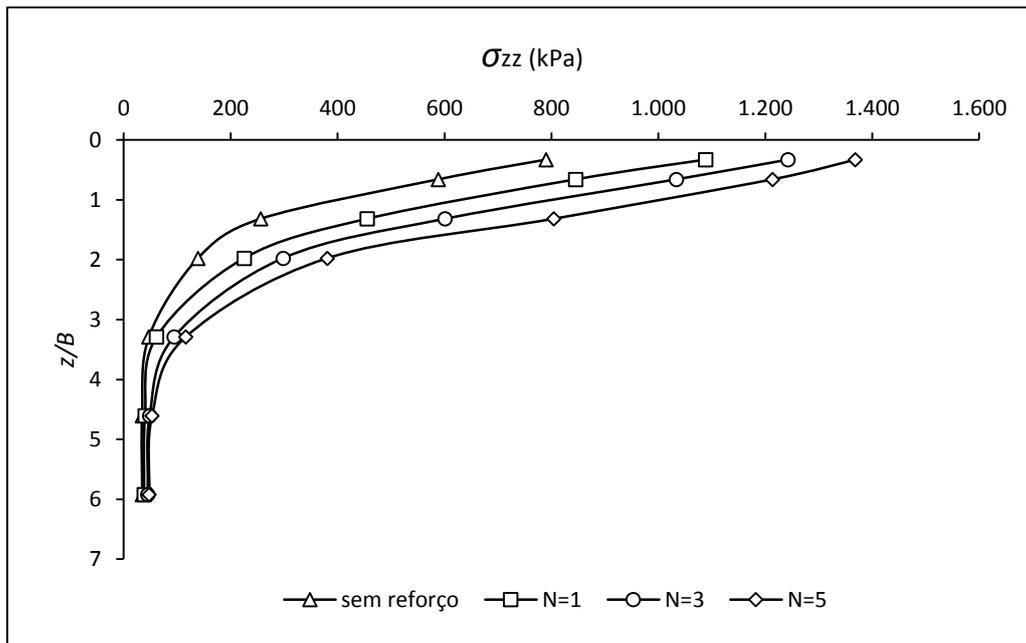


Figura 53 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG3, no eixo de simetria da sapata

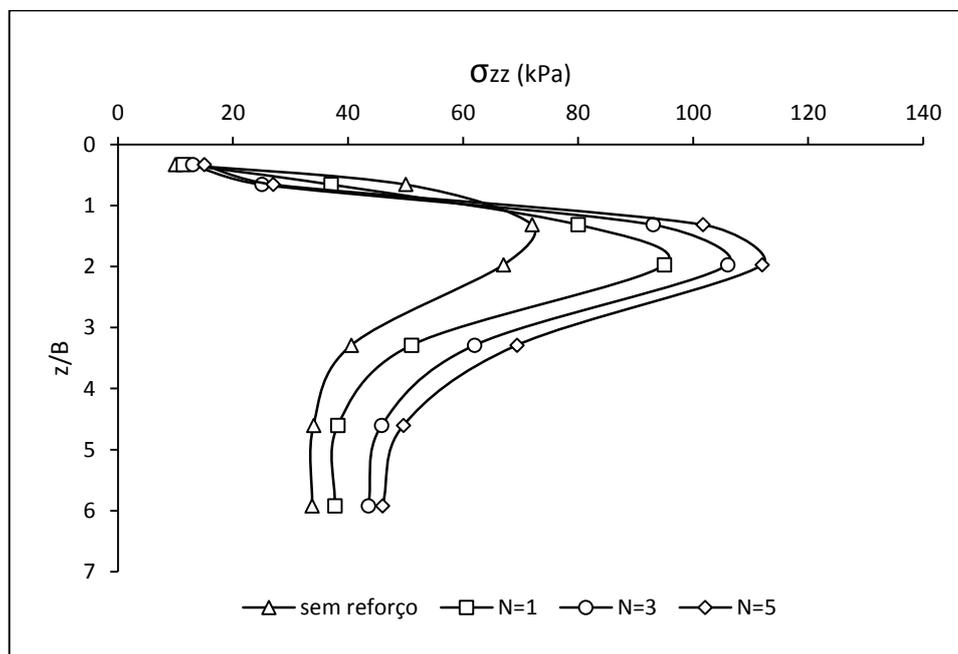


Figura 54 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG3, distância $1B$ do eixo de simetria da sapata

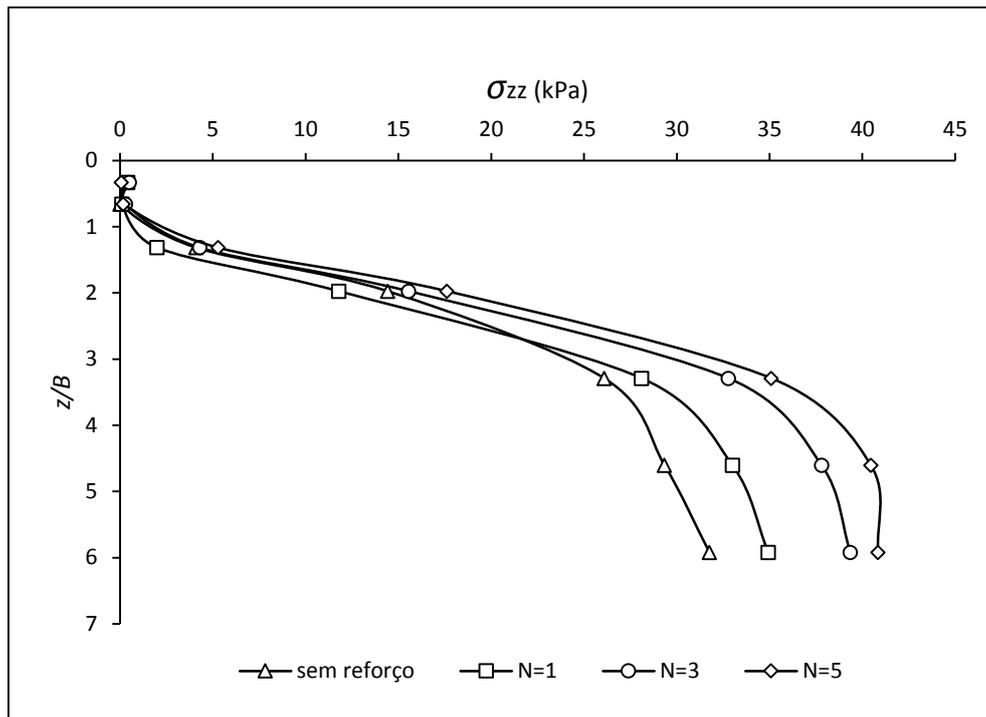


Figura 55 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG3, distância $2B$ do eixo de simetria da sapata

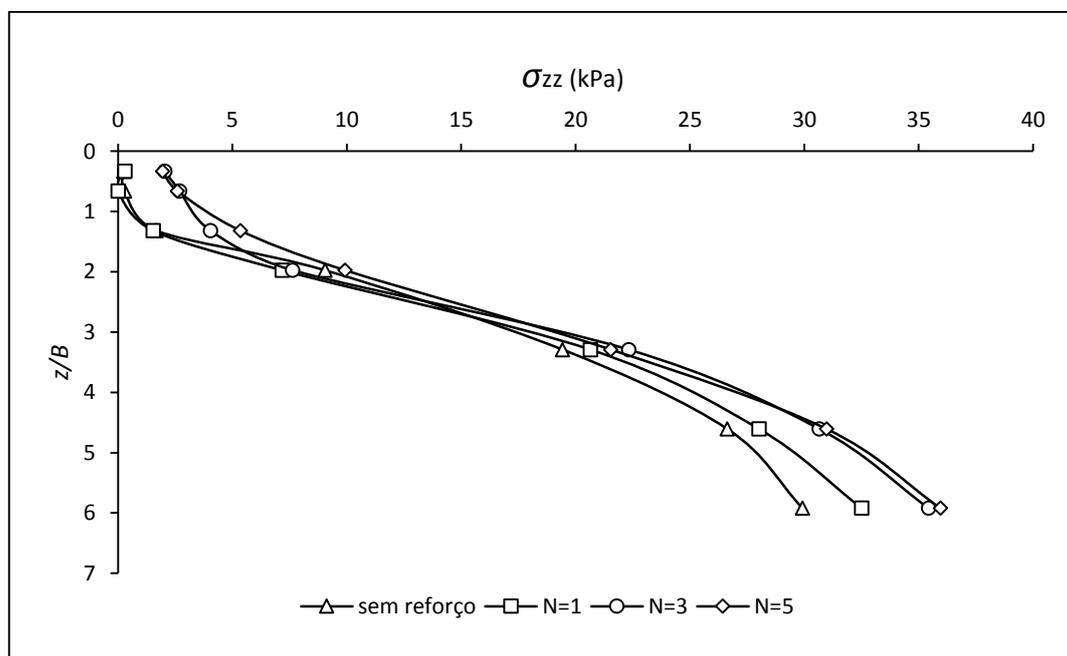


Figura 56 – Tensões verticais (σ_{zz}) versus razão de profundidade z/B , geogrelha GG3, distância $3B$ do eixo de simetria da sapata

De acordo com os gráficos ilustrados, onde é apresentada uma análise comparativa das tensões verticais desenvolvidas ao longo dos modelos numéricos com e sem reforço, é possível averiguar que as tensões entre os diferentes modelos ilustram a influência do aumento da rigidez do maciço.

Analisando inicialmente as tensões verticais desenvolvidas no eixo de simetria da sapata, Figura 49 e Figura 53, podemos ver que o pico de tensão em todos os modelos numéricos ocorre na profundidade 51 mm, ou seja, na razão de profundidade $z/B = 0,33$, com valores variando entre 922 e 1150 kPa, para a geogrelha GG2 e 1088 a 1370 kPa, para a geogrelha GG3.

As tensões desenvolvidas no maciço a uma distância $1B$ do eixo de simetria da sapata, Figura 50 e Figura 54, apresentam redução significativa dos valores nas profundidades iniciais até a razão $z/B = 1$. Apresentando pico de tensão na razão de profundidade $z/B = 2$. Os picos de tensão variam entre 80 e 94 kPa, para a geogrelha GG2 e 95 e 112 kPa, para a geogrelha GG3.

Já as tensões verticais desenvolvidas nas distâncias $2B$ e $3B$ apresentam pico de tensões em profundidades elevadas, indicando semelhança com as tensões geostáticas.

Fica evidente que as tensões verticais (σ_{zz}) dos modelos reforçados são maiores quando comparados com o modelo sem reforço, uma vez que as análises são em deslocamento prescrito, logo, para se atingir o mesmo deslocamento prescrito, os modelos com maior número de reforço, o que conseqüentemente configura um maciço mais rígido, vão desenvolver tensões maiores.

4.5.2. Tensões Horizontais

Neste tópico são apresentados os gráficos das tensões horizontais (σ_{xx}) *versus* a distância do centro da sapata x/B obtidos nos modelos numéricos com configuração ótima ilustrados na Tabela 9, permitindo assim demonstrar as tensões horizontais em diferentes pontos de profundidade do maciço. Os pontos analisados são na profundidade 51, 153 e 255 mm de profundidade, o que corresponde a $0.33B$, $1B$ e $1.66B$. As distribuições das tensões horizontais ao longo de uma mesma profundidade são definidas pela relação x/B , onde x é a distância horizontal do eixo da sapata e B é a largura da sapata.

Em uma mesma profundidade são comparados os modelos numéricos sem reforço, com 1 camada de reforço ($N=1$), com 3 camadas de reforço ($N=3$) e com 5 camadas de reforço ($N=5$). As figuras 57, 58 e 59 ilustram as tensões horizontais dos modelos reforçados com geotelha GG2. Os modelos numéricos reforçados com geotelha GG3 estão ilustrados nas figuras 60, 61 e 62.

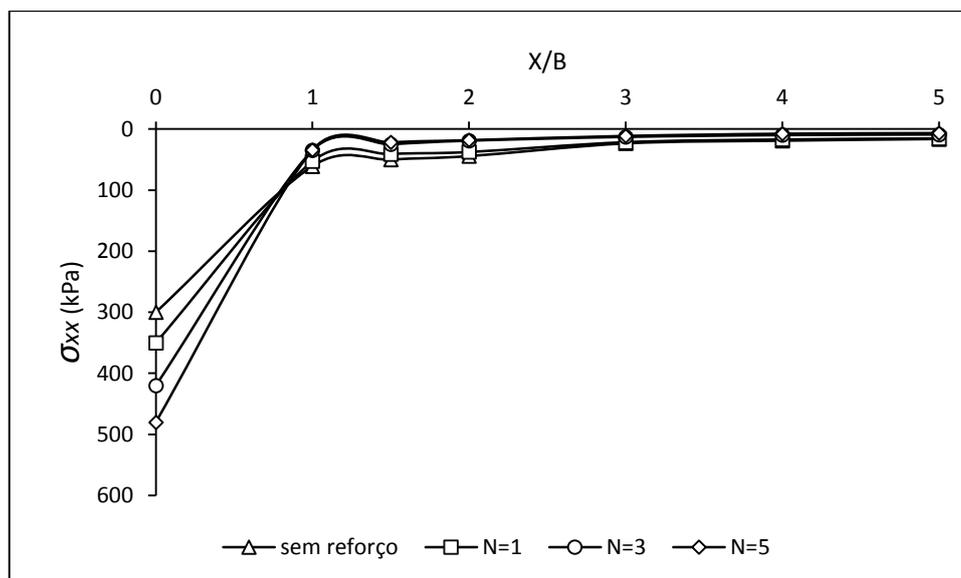


Figura 57 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 51$ mm (GG2)

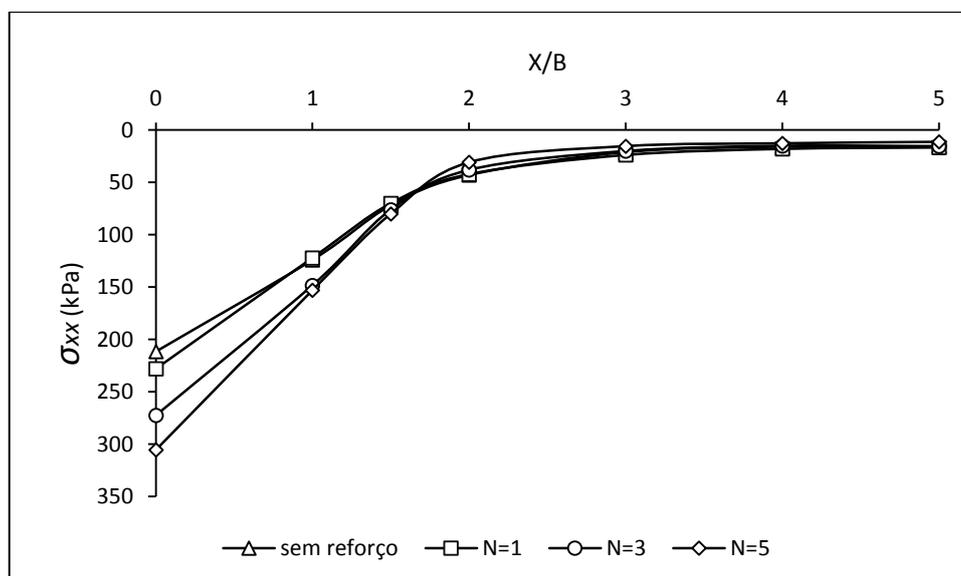


Figura 58 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 153$ mm (GG2)

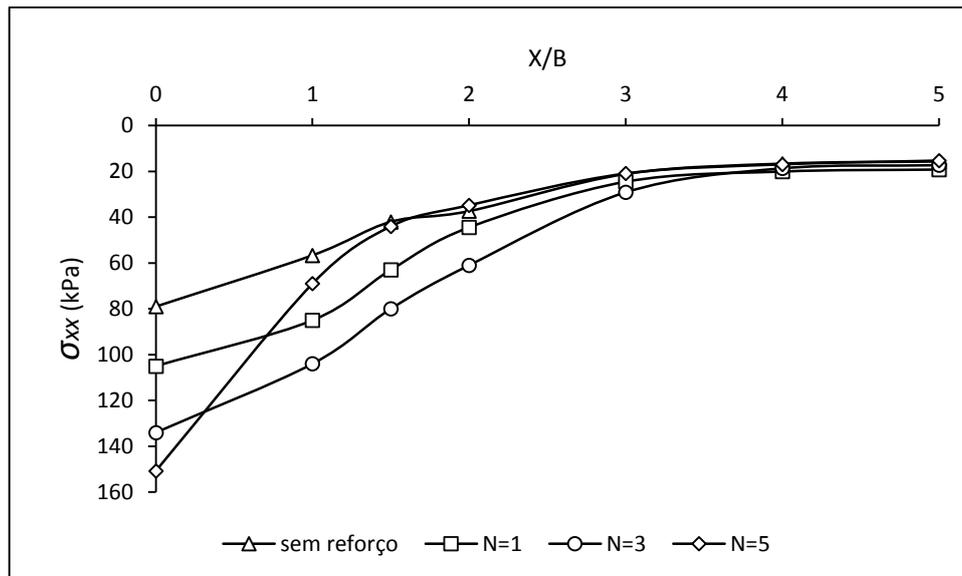


Figura 59 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 255$ mm (GG2)

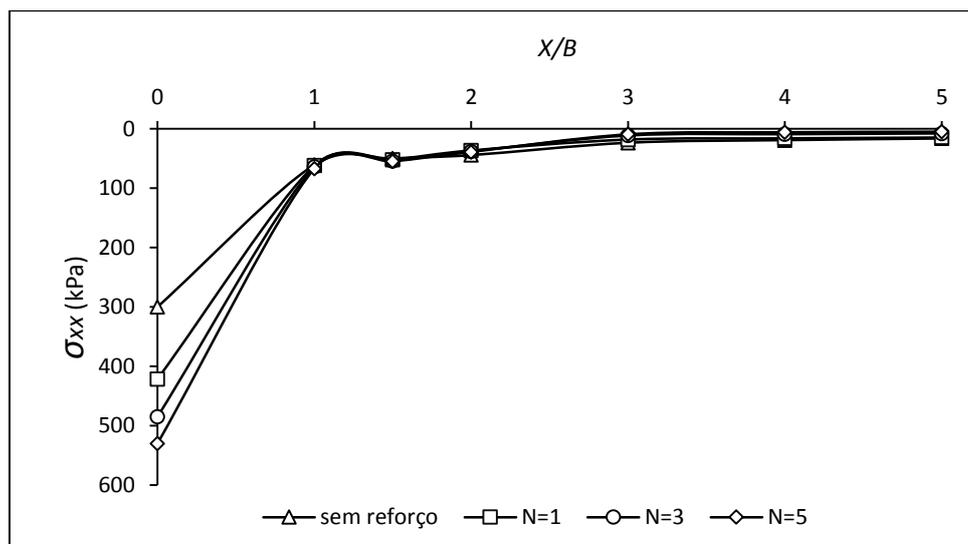


Figura 60 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 51$ mm (GG3)

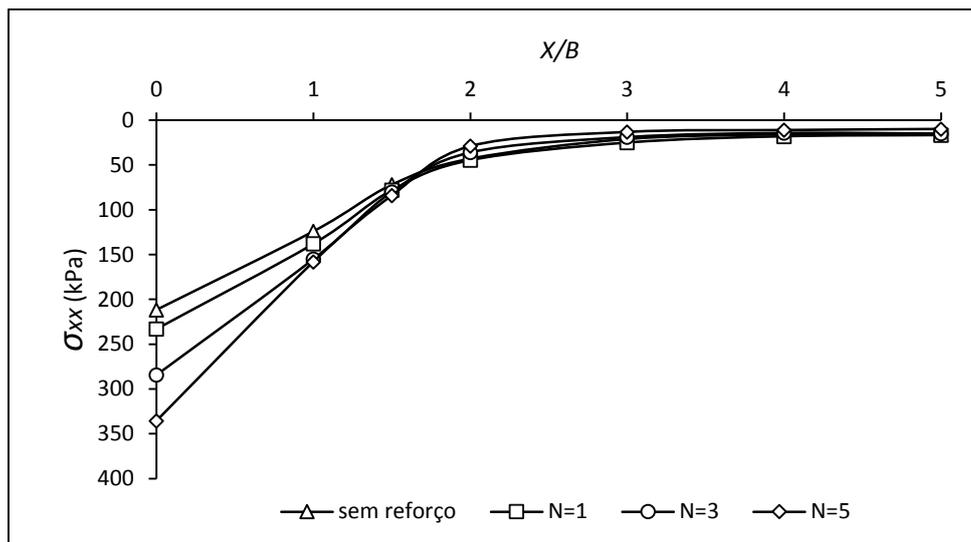


Figura 61 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 153$ mm (GG3)

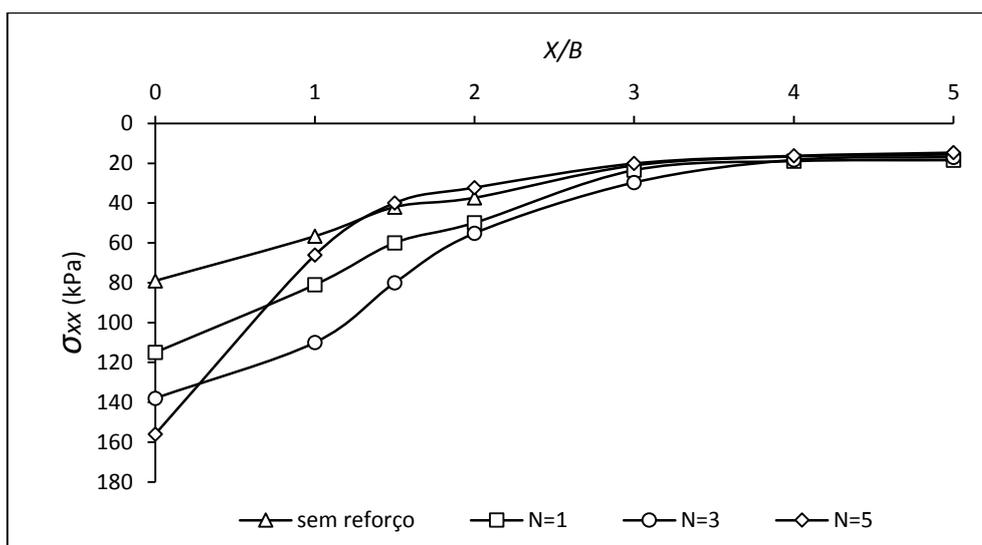


Figura 62 – Tensões horizontais (σ_{xx}) x distância x/B do eixo de simetria, profundidade $z = 255$ mm (GG3)

Analisando as figuras 57 e 60, que correspondem as tensões horizontais dos modelos com reforço GG2 e GG3 na profundidade $z = 51$ mm, equivalente a distância $0.33B$ de profundidade, é possível notar que as tensões horizontais no eixo de simetria apresentam valores de tensão em ordem crescente de acordo com o número de reforço, variando de 350 a 480 kPa para geogrelha GG2 e 420 a 530 kPa para a geogrelha GG3. Para as distâncias x/B variando de 1 a 5, os

modelos reforçados apresentam valores de tensões horizontais semelhante ao modelo sem reforço.

Para a profundidade $z = 153$ mm, que equivale a distância $1B$ de profundidade, referente às figuras 58 e 61, para as geogrelhas GG2 e GG3 respectivamente, é possível observar uma queda dos valores de tensão horizontal quando comparados com as tensões desenvolvidas na profundidade $z = 51$ mm. Os valores de tensões horizontais variam de 228 a 305 kPa para a geogrelha GG2 e 233 a 335 kPa para a geogrelha GG3.

Já na profundidade $z = 255$ mm, referente a $1,66B$ de profundidade, os valores de tensão desenvolvidos são menores que os valores desenvolvidos nos modelos na profundidade $z = 153$ mm. Analisando as tensões no eixo de simetria dos modelos com reforço GG2 os valores variam de 105 a 150 kPa e para os modelos reforçados com a geogrelha GG3 os valores variam de 115 a 156 kPa.

4.5.3. Tensões na Geogrelha

Neste tópico são apresentados os gráficos das tensões de tração *versus* a distância do centro da sapata x/B desenvolvidas na geogrelha. As tensões de tração apresentadas nas figuras 64 e 65 são das geogrelhas que pertencem o modelo reforçado com 5 camadas de reforço GG3. Este modelo foi selecionado por desenvolver maiores tensões, conseqüentemente acionando mais os elementos de reforço. As tensões foram obtidas no ponto crítico que é o eixo de simetria da sapata nas duas direções x e y . Em uma mesma figura foram comparadas as tensões da primeira camada ($c 1$), da segunda camada ($c 2$), da terceira camada ($c 3$), da quarta camada ($c 4$) e da quinta camada ($c 5$) de reforço.

As tensões de tração na direção x foram obtidas traçando uma reta em y passando pelo eixo de simetria da sapata em cada elemento de reforço. Dessa forma foram extraídos os valores de tração perpendiculares ao plano observado (tração $N1$). As tensões de tração na direção y foram obtidas traçando uma reta em x passando pelo eixo de simetria da sapata nos 5 elementos de reforço, ilustrando assim os valores de tensão de tração perpendiculares ao plano observado (tração $N2$). A Figura 63 ilustra a localização dos pontos analisados.

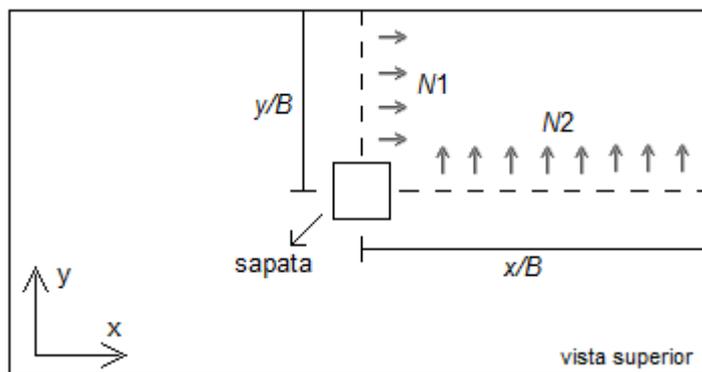


Figura 63 – Localização dos pontos analisados

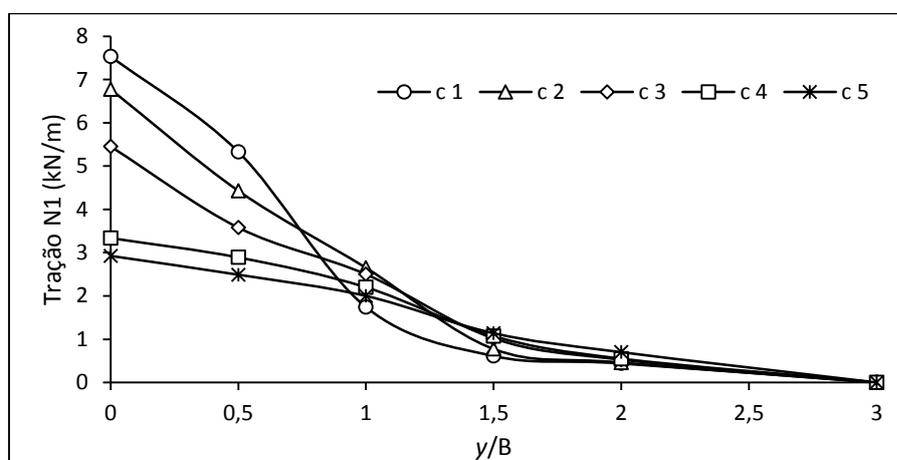


Figura 64 – Tensão de tração $N1$ desenvolvida nas geogrelhas (direção x)

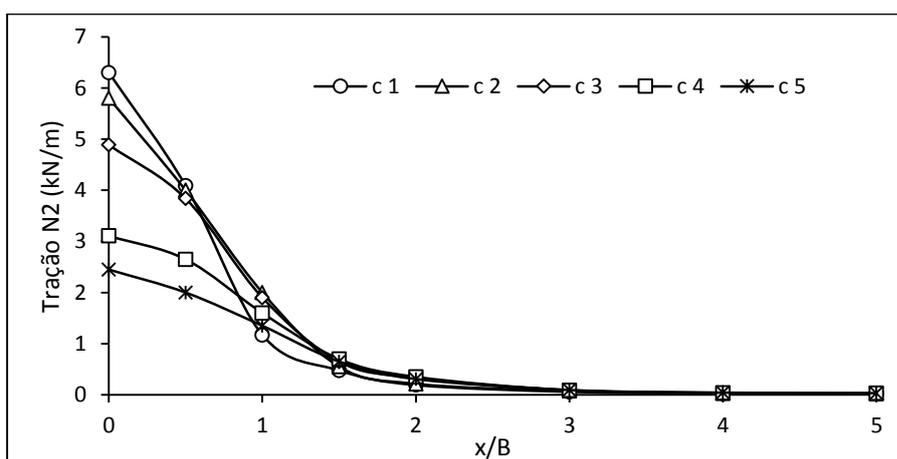


Figura 65 – Tensão de tração $N2$ desenvolvida nas geogrelhas (direção y)

Analisando as tensões desenvolvidas nas duas direções, observa-se que as tensões diminuem com o aumento de profundidade dos reforços, sendo a primeira camada de reforço desenvolvendo tensão 2,5 vezes maior que a quinta camada de reforço no eixo de simetria, não apresentando tensões a uma

distância $3B$ do centro da sapata, logo, a partir de uma distância $3B$ do eixo de simetria ocorre a ancoragem da geogrelha.

A direção x apresenta valores de tensão superiores quando comparado com as tensões desenvolvidas na direção y , o que evidencia as características da geogrelha que é bidirecional (trabalha nas duas direções) e anisotrópica (rigidez diferente nas duas direções), apresentando módulo de elasticidade igual a 372 kN/m direção x e 274 kN/m na direção y . Sendo análise realizada por deslocamentos prescritos, a direção x desenvolve valores maiores por ser mais rígida. A Tabela 12 ilustra os valores das tensões desenvolvidas nas geogrelhas e apresenta um comparativo da magnitude das tensões de tração através da razão $N1$ dividido por $N2$, onde é possível observar que as tensões de tração $N1$ desenvolvidas são uma a duas vezes maiores que as tensões de tração $N2$.

Tabela 12 – Valores das tensões nas geogrelhas

N1 (kN/m)					
x/B	c 1	c 2	c 3	c 4	c 5
0	7,54	6,78	5,45	3,34	2,92
0,5	5,33	4,43	3,58	2,89	2,49
1	1,74	2,65	2,50	2,20	2,00
1,5	0,61	0,77	1,02	1,07	1,14
2	0,44	0,46	0,53	0,55	0,70
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
N2 (kN/m)					
x/B	c 1	c 2	c 3	c 4	c 5
0	6,30	5,80	4,89	3,11	2,45
0,5	4,09	4,00	3,84	2,65	2,00
1	1,17	2,00	1,90	1,60	1,35
1,5	0,48	0,55	0,65	0,70	0,65
2	0,19	0,21	0,33	0,35	0,31
3	0,06	0,07	0,09	0,09	0,09
4	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04
5	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
N1/N2					
X/B	c 1	c 2	c 3	c 4	c 5
0	1,20	1,17	1,12	1,07	1,19
0,5	1,30	1,11	0,93	1,09	1,25
1	1,49	1,33	1,32	1,38	1,48
1,5	1,29	1,41	1,57	1,53	1,75
2	2,31	2,14	1,60	1,57	2,27

5. CONCLUSÕES

Este estudo analisou as tensões e deslocamentos desenvolvidos em maciços constituídos de argila reforçados com geogrelha através de análise numérica. Os resultados obtidos na avaliação das tensões e dos deslocamentos do conjunto solo-reforço através de representação numérica, utilizando o software PLAXIS, possibilitam melhor entendimento dos mecanismos de interação que ocorrem no maciço reforçado. Os resultados das modelagens numéricas são considerados compatíveis com os resultados experimentais apresentados por Chen 2007. Logo, os parâmetros dos materiais, as condições de contorno, os modelos constitutivos, bem como a malha adotados nos modelos possibilitaram simulações confiáveis. Apesar das limitações do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, empregado para descrever o comportamento tensão vs. deformação do solo, os resultados obtidos foram consistentes, sendo indicado em análises de curto prazo.

Os parâmetros adotados nas modelagens numéricas foram determinados por meio de retroanálise dos modelos experimentais estudado por Chen 2007. O solo constituinte de tais modelos apresentavam ligeira variação da densidade seca, normalmente aceitável em modelagem física. Essa variação de densidade seca influencia diretamente nos parâmetros de resistência do material constituinte, influenciando, conseqüentemente, na capacidade de carga. Portanto, a diferença da capacidade de carga obtida entre o modelo numérico e o experimental pode ser atribuída à variabilidade dos parâmetros do material constituinte do modelo experimental.

Quanto aos deslocamentos verticais verificou-se os seguintes aspectos:

- Deslocamentos dos reforços localizados em profundidades menores que uma vez a largura da sapata, B , ocorrem até uma distância horizontal, do eixo de simetria da sapata, igual a duas vezes o valor de B ;
- Em profundidades maiores que uma vez a largura da sapata, B , foram observados deslocamentos a distâncias horizontais maiores que três vezes a largura da sapata, B , do eixo de simetria da sapata, evidenciando a redistribuição dos deslocamentos;

- Os modelos com três e cinco camadas de reforço apresentam deslocamentos maiores em profundidades entre uma e duas vezes a largura da sapata, B ;

Quanto aos deslocamentos horizontais foi possível observar que:

- Os deslocamentos que distam uma vez a largura da sapata, B , do eixo de simetria da sapata, são menores na zona reforçada quando comparado com os modelos sem reforço;
- Em modelos reforçados, os pontos que distam duas vezes a largura da sapata, B , do eixo de simetria da sapata, apresentam pico de deslocamento horizontal em profundidades maiores que uma vez e menores que três vezes a largura da sapata, B ;
- Os deslocamentos horizontais nos pontos localizados a três vezes a largura da sapata, B , do eixo de simetria da sapata, apresentam valores pouco significativos, indicando estabilização dos deslocamentos;

Quanto às tensões verticais constatou-se que:

- Observou-se que as tensões desenvolvidas no eixo de simetria da sapata, em modelos com e sem reforço, apresentaram pico na profundidade 0.33 vezes a largura da sapata, B ;
- As tensões desenvolvidas no maciço a uma distância equivalente a uma vez a largura da sapata, B , do eixo de simetria da sapata, apresentam redução significativa dos valores nas profundidades iniciais até uma vez a largura da sapata, observou-se pico de tensão na profundidade duas vezes maior que a largura da sapata, B ;
- As tensões verticais nos pontos localizados a duas e três vezes a largura da sapata, B , apresentam semelhança com o comportamento da tensão geostáticas;

Quanto às tensões horizontais aferiu-se que:

- Em profundidades iniciais, equivalente a 0.33 vezes a largura da sapata, B , observou-se valores de tensões horizontais semelhantes entre os modelos com reforço e sem reforço a partir de distâncias horizontais do eixo de simetria iguais a uma vez a largura da sapata, B ;
- As tensões horizontais apresentaram pico em profundidades inferiores a uma vez a largura da sapata, B ;

Quanto às tensões de tração nas geogrelhas observou-se:

- As tensões de tração diminuem com o aumento de profundidade dos reforços, para o modelo com cinco camadas de reforço, a primeira camada apresentou tensão entre duas a três vezes maior que a quinta camada;
- Ambas as direções analisadas não desenvolveram tensões a uma distância horizontal superior três vezes a largura da sapata, B , do centro da sapata, ilustrando assim a zona de ancoragem do reforço;
- A tensão na direção de maior rigidez da geogrelha é uma a duas vezes maior que a tensão na direção de menor rigidez, sendo a razão da maior rigidez dividida pela menor rigidez igual a 1.35;

As modelagens numéricas auxiliaram na compreensão da aplicação do reforço na resistência e rigidez do solo, mostrando o efeito das camadas de reforço quando inserida em maciços constituído por solo coesivo. O estudo possibilitou melhor entendimento dos parâmetros dos maciços reforçados que permitam análises numéricas confiáveis de casos de obras reais.

5.1 Sugestões para pesquisas futuras

Para continuidade dos estudos envolvendo simulação de fundações rasas em solo reforçado, sugere-se:

- 1- Análise experimental/numérica para investigar a influência do tempo no desempenho da geogrelha utilizando um modelo visco elástico.
- 2- Estudo experimental/numérico detalhado sobre a influência dos parâmetros na interface de contato entre o solo e a geogrelha através de ensaios de arrancamento.
- 3- Análise experimental/numérica em escala real de fundações rasas em solo reforçado.

6. REFERÊNCIAS

- Abu-Farsakh, M., Chen, Q., Sharma, R., Zhang, X. (2008). Large-scale model footing tests on geogrid reinforced foundation and marginal embankment soils. *Geotechnical Testing Journal*, 31 (5), pp. 413-423.
- Abu-Farsakh, M., Chen, Q., Sharma, R. (2013). An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. *Soils and Foundations*, 53 (2), pp. 335-348.
- Adams, M.T., and Collin, J.G. (1997). Large model spread footing load tests on Geosynthetic reinforced soil foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (1), pp. 66-72.
- Balasubramaniam, A.S., Brenner, R.P. (1981). *Consolidation and Settlement of Soft Clay*, *Soft Clay Engineering*. Elsevier, Amsterdam.
- Bathe, K. J. (1982). *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. New J.Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs.
- Bergado, D. T., Youwai, S., Hai, C.N., Voottipruex, P. (2001). Interaction of nonwoven needle-punched geotextiles under axisymmetric loading conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 19 (1), pp. 299-328.
- Bergado, D.T., Youwai, S., Teerawattanasuk, C., Visudmedanukul, P. (2003). The interaction mechanism and behavior of hexagonal wire mesh reinforced embankment with silty sand backfill on soft clay. *Computers and Geotechnics*, 30 (6), pp. 517-534.
- Binquet, J., Lee, K.L. (1975). Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101 (12), pp. 1257-1276.

- Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A. (1998). Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 7.1. Balkema Printers, Rotterdam, Netherlands.
- Chen, Q. (2007). An Experimental Study on Characteristics and Behavior of Reinforced Soil Foundation. Ph.D. Dissertation, Louisiana State University, Baton Rouge, USA
- Das, B.M., Shin, E.C., and Omar, M.T. (1994). The bearing capacity of surface strip foundations on geogrid reinforced sand and clay – a comparative study.” *Geotechnical and Geological Engineering*, 12 (1), pp. 1-14.
- Deb, K., Sivakugan, N., Chandra, S. (2007). Numerical Analysis of Multi Layer Geosynthetic-Reinforced Granular Bed over Soft Fill. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25, pp. 639-646.
- Demir, A., Yildiz, A., Laman, M., Ornek, M. (2014). Experimental and numerical analyses of circular footing on geogrid-reinforced granular fill underlain by soft clay. *Acta Geotechnica*, 9 (4), pp. 711-723.
- Gerskovich, D. M. (17 de novembro de 2017). Modelos Constitutivos Hiperbólico. Fonte:<http://www.eng.uerj.br>:
<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/modelohiperbolico.pdf>
- Gill, K.S., Choudhary, A.K., Jha, J.N., Shukla, S.K. (2013). Experimental and numerical studies of loaded strip footing resting on reinforced fly ash slope. *Geosynthetics International*, 20 (1), pp. 13-25.
- Guido, V.A., Chang, D.K., and Sweeny, M.A. (1986). Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs.” *Canadian Geotechnical Journal*, 20, pp. 435-440.
- Huang, C.C., Tatsuoka, F. (1990). Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground. *Geotextiles and Geomembranes*, 9 (1), pp. 51-82.

- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., Dubois, D. (1984). Interaction Between Soil and Geogrids. In: Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering. Proceedings. London: Science and Engineering Research Council and Netlon Limited, pp. 18-30.
- Jewell, R.A. (1985). Material Properties for the Design of Geotextile Reinforced Slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 2, pp. 83-109.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E., and Yen, S.C. (1993). The bearing capacity of a strip foundation on geogrid reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 12, pp. 351-361.
- Kurian, N.P., Beena, K.S., and Kumar, R.K. (1997). Settlement of reinforced sand in foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (9), pp. 818-827.
- Laman, M., Yildiz, A., Demir, A., Ornek, M. (2008). Shallow foundations on geogrid reinforced soft clay. Proceedings – EuroGeo 4, the Fourth European Geosynthetics Conference, Edinburgh, Scotland, September 2008, pp. 7–10.
- Luo, N. and Bathurst, R.J. (2018). Deterministic and random FEM analysis of full-scale unreinforced and reinforced embankments. *Geosynthetics International* (online) (<http://dx.doi.org/10.1680/jgein.17.00040>).
- Maharaj D. K., (2003). Nonlinear finite element analysis of strip footing on reinforced clay. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 8, Bundle C.
- Misir, G., Laman, M. (2018). Estimating the bearing capacity of single reinforced granular fill overlying clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 46 (6), pp. 817-829.

- Mitchell, J.K., Villet, W.C.B. (1987). Reinforcement of earth slopes and embankments. National Cooperative Highway Research Program Report. n.290
- Omar, M.T., Das, B.M., Yen, S.C., Puri, V.K., and Cook, E.E. (1993a). Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand. *Geotechnical Testing Journal*, 16 (2), pp. 246-252.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., and Yen, S.C. (1993b). Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (3), pp. 435-440.
- Potts, D. M., Zdravkovic, I. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. Thomas Telford, London, England.
- Raghavendra, H. B. (2008). Analysis of soil-reinforcement interaction in reinforced soil beds. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 161 (1), pp. 9-15.
- Ramaswamy, S.D., and Purushothaman, P. (1992). Model footings of geogrid reinforced clay. *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference on Geotechnique Today*, 1, pp. 183-186.
- Saha Roy, S. & Deb, K. (2017). Effects of aspect ratio of footings on bearing capacity for geogrid-reinforced sand over soft soil. *Geosynthetics International*, 24 (4), pp. 362-382.
- Taiebat, H.A., Carter, J.P. (2000). Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading. *Geotechnique* 50 (4), pp. 409–418.
- Tanchaisawat, T., Bergado, D.T., Voottipruex, P., Shehzad, K. (2010). Interaction between geogrid reinforcement and tire chip–sand lightweight backfill. *Geotextiles and Geomembranes*, 28 (1), pp. 119–127.

Vertematti, J.C. (2004). Manual Brasileiro de Geossintético. Edgard Blucher, 1a edição, São Paulo, Brasil.

Yin, J.H. (2000). Comparative modeling study on reinforced beam on elastic foundation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126 (3), pp. 265–271.

Yu, Y., Damians, I. P., Bathurst, R. J. (2015). Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil-structure interactions. *Computers and Geotechnics*, 65, pp. 164-174.

Yu, Y., Bathurst, R. J. (2017). Influence of Selection of Soil and Interface Properties on Numerical Results of Two Soil–Geosynthetic Interaction Problems. *International Journal of Geomechanics*, 17 (6), 04016136.

ANEXO A
Propriedades físicas e os parâmetros de resistência da argila
apresentados por Chen (2007)

Properties of silty clay/embankment soil

Property	Value
Liquid limit	31
Plastic index	15
Silt content	72%
clay content	19%
Maximum dry density [#]	1670 kg/m ³
Optimum moisture content [#]	18.75%

[#] Standard Proctor test

Tabela 13 – Propriedades da argila

Cohesion and friction angle versus dry density of silty clay

Dry Density (kg/m ³)	Moisture Content (%)	Cohesion (kPa)	Friction Angle (ϕ)
1525	18.75	5.06	25.96
1670	18.75	13.19	25.11°
1763	18.75	24.58	24.13°

Tabela 14 – Coesão e ângulo de atrito da argila

ANEXO B

Propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas apresentadas por Chen
(2007)

Properties of reinforcement

Type	Reinforcement	Polymer Type	T ^a , kN/m		J ^b , kN/m		Aperture Size, mm
			MD ^c	CD ^d	MD ^c	CD ^d	
GG1	Mirafi BasXgrid11 geogrid ¹	Polyester	7.3	7.3	365	365	25×25
GG2	Tensar BX6100 geogrid ²	Polypropylene	3.6	5.1	182	255	33×33
GG3	Tensar BX6200 geogrid ²	Polypropylene	5.5	7.4	274	372	33×33
GG4	Tensar BX1100 geogrid ²	Polypropylene	4.1	6.6	205	330	25×33
GG5	Tensar BX1200 geogrid ²	Polypropylene	6.0	9.0	300	450	25×33
GG6	Tensar BX1500 geogrid ²	Polypropylene	8.5	10.0	425	500	25×30.5
GG7	Tenax MS330 Geogrid ³	Polypropylene	6.1	9.0	305	450	42×50
GG8	Mirafi Miragrid 8XT geogrid ⁴	Polyester	16	16	80	80	22×25
GT1	Mirafi HP570 geotextile ⁵	Polypropylene	14	19.3	700	965	≈ 0
SWM	Steel Wire Mesh	Stainless Steel	236	447	11780	22360	25×51
SBW	Steel Bar Mesh	Steel	970	970	48480	48480	76×76

^aTensile Strength (at 2% strain), ^b Tensile Modulus (at 2% strain),

^cMachine Direction, ^dCross machine direction

¹http://www.mirafi.com/products/product_basx_index2.html

²http://www.tensarcorp.com/uploadedFiles/SPECTRA_MPDS_BX_8.05.pdf

³http://tenaxus.com/literature/app_geosynthetics/specs/MS330.pdf

⁴http://www.mirafi.com/products/product_xt_index2.html

⁵http://www.mirafi.com/products/product_hp_index2.html

Tabela 15 – Propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas

ANEXO C
Capacidade de carga dos modelos experimentais em argila apresentadas
por Chen (2007)

Summary of laboratory model tests for silty clay embankment soil

Test No.	Reinforcement configuration	u mm	h mm	s/B = 3%		s/B = 10%		s/B = 16%	
				q _c kPa	BCR	q _c kPa	BCR	q _c kPa	BCR
CNR*	Unreinforced	358	...	570	...	687	...
CGG11-1	N=1, BasXgrid11	25	...	359	1.00	587	1.03	729	1.06
CGG11-2		51	...	365	1.02	609	1.07	770	1.12
CGG11-3		76	...	356	0.99	599	1.05	758	1.10
CGG11-4		102	...	358	1.00	586	1.03	737	1.07
CGG11-5		127	...	353	0.99	576	1.01	724	1.05
CGG11-6		152	...	354	0.99	577	1.01	725	1.06
CGG11-7		203	...	352	0.98	571	1.00	715	1.04
CGG12	N=2, BasXgrid11	51	51	450	1.26	736	1.29	930	1.35
CGG13	N=3, BasXgrid11	51	51	505	1.41	813	1.43	1051	1.53
CGG14	N=4, BasXgrid11	51	51	533	1.49	914	1.60	1205	1.75
CGG15*	N=5, BasXgrid11	51	51	534	1.49	958	1.68	1258	1.83
CGG21	N=1, BX6100	51	...	426	1.19	612	1.07	744	1.08
CGG22	N=2, BX6100	51	51	428	1.20	729	1.28	957	1.39
CGG23	N=3, BX6100	51	51	518	1.45	861	1.51	1092	1.59
CGG24#	N=4, BX6100	51	51	521	1.46	883	1.55	1137	1.66
CGG25*	N=5, BX6100	51	51	533	1.49	920	1.61	1204	1.75
CGG31	N=1, BX6200	51	...	433	1.21	691	1.21	877	1.28
CGG32	N=2, BX6200	51	51	435	1.22	746	1.31	990	1.44
CGG33-1*	N=3, BX6200	51	25	552	1.54	978	1.72	1227	1.79
CGG33-2*	N=3, BX6200	51	51	518	1.45	868	1.52	1104	1.61
CGG33-3*	N=3, BX6200	51	76	482	1.35	808	1.42	1092	1.59
CGG33-4*	N=3, BX6200	51	102	470	1.31	768	1.35	1001	1.46
CGG34*	N=4, BX6200	51	51	520	1.45	927	1.63	1233	1.79
CGG35*	N=5, BX6200	51	51	538	1.50	931	1.63	1246	1.81
CGT11	N=1, HP570	51	...	401	1.12	627	1.10	775	1.13
CGT12	N=2, HP570	51	51	411	1.15	793	1.39	1046	1.52
CGT13	N=3, HP570	51	51	440	1.23	823	1.44	1127	1.64
CGT14	N=4, HP570	51	51	481	1.34	832	1.46	1173	1.71
CGT15*	N=5, HP570	51	51	487	1.36	848	1.49	1200	1.75
CFNR	Unreinforced	331	...	547	...	664	...

(continued)

CFGG15*	N=5, BasXgrid11	51	51	492	1.49	878	1.61	1112	1.67
CFGG21	N=1, BX6100	51	...	406	1.23	592	1.08	722	1.09
CFGG22	N=2, BX6100	51	51	476	1.44	793	1.45	985	1.48
CFGG23*	N=3, BX6100	51	51	493	1.49	803	1.47	1021	1.54
CFGG24#	N=4, BX6100	51	51	486	1.47	858	1.57	1085	1.63
CFGG25*	N=5, BX6100	51	51	488	1.47	873	1.60	1088	1.64
CFGT15*	N=5, HP570	51	51	385	1.16	762	1.39	1076	1.62

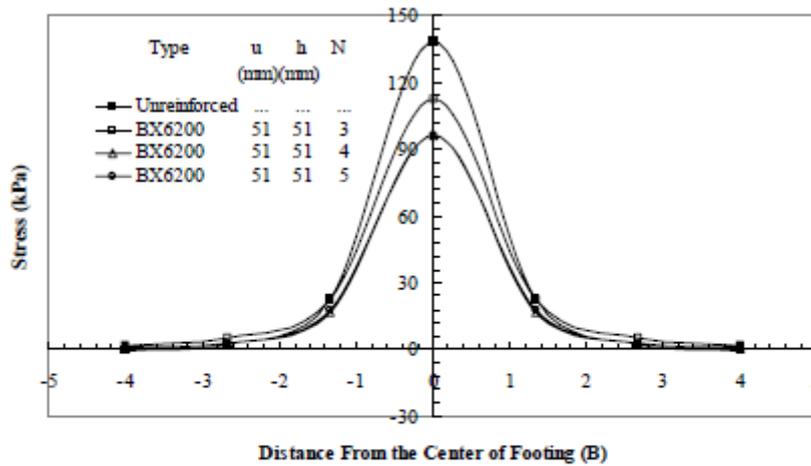
* Instrumented with pressure cell

Instrumented with strain gauge

Tabela 16 – Capacidade de carga dos modelos experimentais

ANEXO D

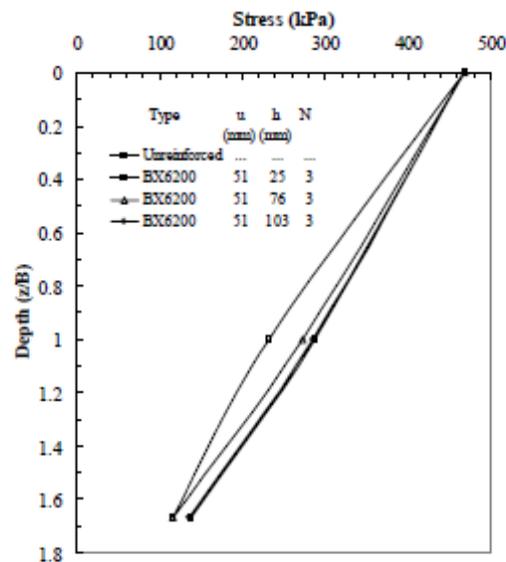
Tensões verticais utilizadas na validação dos modelos numéricos apresentadas por Chen (2007)



(b). Applied footing pressure $q=468$ kPa

Vertical stress distribution along the center line of footing at a depth of 254 mm for multi-layer of BX6200 geogrid reinforced section ($B \times L$: 152 mm \times 152 mm)

Figura 66 – Acréscimo de tensão vertical x distância B do centro da sapata na profundidade de 254 mm, carregamento de 468 kPa, geogrelha GG3



(a). Applied footing pressure $q=468$ kPa

Profiles of vertical stress with the depth below the center of footing ($B \times L$: 152 mm \times 152 mm)

Figura 67 – Tensão vertical versus razão de profundidade abaixo do centro da sapata, carregamento de 468 kPa