

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Efeito de Grupo em Estacas Carregadas Transversalmente
Associadas a Solos Melhorados**

Ricardo Bergan Born

Porto Alegre
2015

RICARDO BERGAN BORN

**EFEITO DE GRUPO EM ESTACAS CARREGADAS
TRANSVERSALMENTE ASSOCIADAS A SOLOS
MELHORADOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2015

RICARDO BERGAN BORN

**EFEITO DE GRUPO EM ESTACAS CARREGADAS
TRANSVERSALMENTE ASSOCIADAS A SOLOS
MELHORADOS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 11 de junho de 2015

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Orientador

Prof. Armando Miguel Awruch
Dr. Pela Universidade Federal do Rio de Janeiro
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Andrea Diambra
Ph.D. pela University of Bristol

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luis Fernando P. Sales
M.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Ao querido amigo e mestre, Prof. Luis Fernando Sales.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir da dissertação de mestrado, desejo expressar agradecimentos a pessoas e instituições que contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS por aceitar-me como aluno.

Ao Professor Nilo C. Consoli pela dedicação já demonstrada antes mesmo de me efetivar como orientando, pelos conhecimentos repassados, pelo sempre dispor de orientar, pelas oportunidades oferecidas, pelo extremo motivar para se trabalhar, e acima de tudo pela amizade. Maior exemplo de Engenheiro, Professor e Pesquisador. Muito obrigado.

Ao Professor Luis Fernando P. Sales, por me guiar a seguir a carreira na Geotecnia, por tua colaboração, motivação, e viabilização pela escolha em realizar o mestrado. Maior exemplo de Engenheiro e Professor. Muito obrigado pela presença, e extrema amizade. Sinto que terei dificuldade em retribuir tudo que já fizestes por mim.

Ao amigo Vitor Pereira Faro, coorientador deste trabalho, o qual mostrou extremo desprendimento com o próprio tempo, se dedicando a me ajudar na realização do trabalho. Foi essencial na realização deste trabalho. Muito obrigado.

A todos os Professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS da área de Geotecnia, com suas contribuições e conhecimentos transmitidos.

Aos colegas de mestrado Alejandro Quinonez, Lucas Zampieri, Nestor Masamune Kanazawa, e William Fedrigo, pela amizade e companheirismo.

A Jaque, que se mostrou minha parceira, sempre ajudando com sua amizade e presença.

Ao Professor Lucas Festugato o qual sempre contribui com sua experiência em diversos momentos ao andar deste trabalho.

A Born Sales Engenharia por dar o aporte financeiro.

Aos Professores Andriei J. Beber, e Luiz A. Duarte, com sua amizade, palavras de incentivo, e cartas de recomendação.

Ao amigo Renan E. Cordeiro por sua sempre disponibilidade em me ajudar.

Aos meus pais Marcos e Edna, pela presença, mesmo de longe.

Aos meus avós, todos com sua parcela de colaboração em minha formação.

Quo vadis, geotecnia?
Victor F. B. de Mello

RESUMO

BORN, R. B. **Efeito de Grupo em Estacas Carregadas Transversalmente Associadas a Solos Melhorados**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O conjunto estaca-solo submetido a carregamentos horizontais é caracterizado por um comportamento não-linear. A propagação das tensões no solo próximo à estaca decai rapidamente em função do espaçamento, porém para estacas próximas, caracterizando um grupo de estacas, pode haver uma sobreposição de tensões, gerando zonas com tensões elevadas, que formam áreas de plastificação maiores. A interação da sobreposição destas zonas plastificadas, resultam em maiores deformações para o grupo de estacas, ante comparadas com o equivalente de soma da capacidade individual de cada estaca (Chaudhry, 1994). Deste comportamento, deriva-se o chamado efeito de grupo, que age como um redutor da eficiência total das estacas. Através de modelos numéricos tridimensionais, avaliou-se o efeito de espaçamento entre estacas em solo natural, onde fatores de eficiência do grupo foram propostos. O comportamento de estacas carregadas lateralmente é conhecido por ter seu comportamento diretamente relacionado com as características da parte superior do solo. Recomendações feitas há mais de 30 anos já lidavam com este comportamento {e.g. Simons e Menzies (1975); Broms (1972)}, e tratavam com soluções que melhoravam a capacidade de carga lateral, com a substituição da parte superior do solo por um material mais rígido. Embora estas soluções melhorassem a capacidade de carga lateral, a técnica reflete uma prática de substituição de material. Neste trabalho, uma técnica de melhoramento de solo, lidando com areia cimentada é apresentada, estudando numericamente o comportamento de grupos de estacas submetidos a carregamentos laterais. As conclusões apontam fatores de eficiência próximos a unidade em espaçamentos superiores a 6 diâmetros, porém com a tendência a inexistir somente em espaçamentos superiores a 10 diâmetros. A inserção da camada de solo cimento no topo do grupo de estaca, mostrou uma expressiva melhora de seu comportamento, eliminando por total a perda de eficiência devido ao efeito de grupo.

Palavras-chave: *método dos elementos finitos; melhoramento de solo; estacas carregadas transversalmente, efeito de grupo.*

ABSTRACT

BORN, R. B. **Efeito de Grupo em Estacas Carregadas Transversalmente Associadas a Solos Melhorados**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The soil-pile set when subjected to lateral loads is characterized by a non-linear behavior. The stress distribution on the soil near the pile decays rapidly in magnitude with radial distance, but for closely spaced piles within a group, these yielded zones of the soil around individual piles overlap, forming larger yielded zones in the soil surrounding the pile group. The interaction arising due to overlapping of these yielded zones results in a larger deflection for the group of piles before the lateral resistance equivalent to that for a single pile (Chaudhry, 1994). Based on this behavior, the group effect is derived, which acts as a reducer of the piles efficiency. Through tridimensional numerical models, the effects of the pile spacing in natural soil were evaluated, and group efficiency factors had been proposed. The behavior of laterally loaded piles is well known to be straightly related to characteristics of the upper part of the soil. Recommendations of over 30 years in past already dealt with this behavior {e.g. Simons and Menzies (1975); Broms (1972)}, and treated with solutions that improved the lateral resistance, by substituting the upper part of the soil with a more rigid material. Besides those solutions improved the lateral resistance, the technique reflects a practice of material replacement. Here, a ground improvement technique, dealing with cemented sand is presented, studying numerically the behavior of piles subjected to lateral forces. Conclusions shows group efficiency factors close to unity on spacing larger than 6 diameters, but tending to disappear only on spacing larger than 10 diameters. The insertion of a soil cement layer on the top of the pile group has shown an expressive improvement on its behavior, eliminating the loss of efficiency due to the group effect.

Keywords: *finite element method; soil improvement; laterally loaded piles, group effect.*

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS HORIZONTAIS	4
2.1.1. Métodos Analíticos	4
2.1.2. Métodos Numéricos (comportamento não-linear elástico).....	9
2.1.3. Métodos Numéricos (comportamento elasto-plástico).....	12
2.1.4. Comportamento em Solos Residuais	16
2.1.5. Métodos de Melhoramento da Resistência Lateral.....	17
2.1.6. Resumo.....	18
2.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	20
3. PROGRAMA DE PESQUISA	22
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	22
3.2. PROGRAMA DE PESQUISA NUMÉRICA	22
3.2.1. Software Abaqus®	22
3.2.2. Variáveis geométricas	22
3.2.3. Modelo Base.....	24
3.2.4. Sequência das Simulações	28
4. PESQUISA NUMÉRICA	29
4.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO	29
4.1.1. Caracterização do campo experimental	30

4.1.2.	Definição dos parâmetros iniciais do modelo.....	35
4.1.3.	Resultados do modelo inicial.....	36
4.2.	VALIDAÇÃO DO MODELO	39
4.2.1.	Caracterização do campo experimental.....	40
4.2.2.	Definição dos parâmetros do modelo	42
4.2.3.	Resultados do modelo	44
4.3.	GRUPO DE ESTACAS EM SOLO NATURAL.....	46
4.4.	GRUPO DE ESTACAS EM SOLO MELHORADO	50
4.4.1.	Resumo das Simulações.....	50
4.4.2.	Resultados das Simulações	56
4.4.3.	Análise dos Resultados	58
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
5.1.	Conclusões.....	74
5.2.	Recomendação para trabalhos futuros.....	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	77

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Interação solo-estaca.	4
Figura 2.2 – Comportamento rígido perfeitamente plástico.....	5
Figura 2.3 – Fatores de capacidade de carga lateral.....	6
Figura 2.4 – Relação da resistência p em função do ângulo de atrito.	7
Figura 2.5 – Mecanismos de ruptura para estacas de topo livre.....	8
Figura 2.6 – Mecanismos de ruptura para estacas de topo restringido.....	8
Figura 2.7 – Modelo de uma estaca submetido a esforços horizontais com a analogia p-y: (a) estaca sob carregamento horizontal. (b) modelo de mola solo. (c) curvas p-y. (adaptado de Reese, Isenhowe e Wang (2006)).....	10
Figura 2.8 – <i>Trailing Piles</i> e <i>Leading Piles</i> (adaptado de Briaud (2013))	11
Figura 2.9 – Fator f_m para efeito de grupo (adaptado de Brown, Morrison e Reese (1988))... ..	12
Figura 2.10 – Comparação, ensaio e modelo numérico (adaptado de Conte <i>et al.</i> 2013).	14
Figura 2.11 – Zonas de tração e compressão da seção transversal da estaca.	15
Figura 2.12 – Propagação das zonas plastificadas.....	15
Figura 2.13 – Métodos utilizados para aumentar a capacidade lateral de estacas (adaptado de Broms (1972)).	18
Figura 3.1 – Definição das variáveis geométricas (vista em planta e seção)	23
Figura 3.2 – Definição das variáveis geométricas (vista isométrica).....	24
Figura 3.3 – Definição das dimensões mínimas da malha do modelo numérico.	25
Figura 3.4 – Condições de contorno quanto a restrição de deslocamento.....	26
Figura 3.5 – Pontos de aplicação de deslocamento e leitura de força de reação.	27
Figura 4.1 – Desenho esquemático do procedimento de ensaio.....	29
Figura 4.2 – Resultados da investigação do solo, SPT, CPT, e SDMT, provenientes de Faro (2014)	30
Figura 4.3 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade (Dalla Rosa e Thomé, 2004).	31
Figura 4.4 – Resultados ensaios triaxiais Donato (2005)	32

Figura 4.5 – Correlação entre índice de plasticidade (IP) e ângulo de atrito (ϕ') (Bjerrum e Simons, 1960).....	33
Figura 4.6 – Perfil do solo considerado, coesão efetiva, ângulo de atrito, e módulo de elasticidade.	35
Figura 4.7 – Disposição da estaca no solo, e propriedades dos materiais utilizadas (modelo de calibração).	36
Figura 4.8 – Modelo numérico (calibração), malha tridimensional.	37
Figura 4.9 – Resultados do modelo numérico (“Nat_20_D0.4_L8”).....	37
Figura 4.10 – Resultados do modelo numérico (“Cim_20_4D_0,1L”).....	38
Figura 4.11 – Resultados da investigação do solo, SPT, SCPT, e DMT, provenientes de Huang <i>et al.</i> (2001)	40
Figura 4.12 – Perfil do solo baseado nos ensaios de campo, em conjunto com densidade relativa, ângulo de atrito, e módulo de elasticidade interpretados.....	42
Figura 4.13 – Disposição da estaca no solo, e propriedades dos materiais utilizadas (modelo de validação).....	43
Figura 4.14 – Modelo numérico (validação), malha tridimensional.	44
Figura 4.15 – Resultados do modelo numérico (modelo de validação).	45
Figura 4.16 – carga medida vs. carga calculada (modelo de validação).	46
Figura 4.17 – Modelo de 2 estacas (análise de efeito de grupo).	47
Figura 4.18 – Bloco de 2 estacas, estacas <i>trailing</i> e <i>leading</i>	47
Figura 4.19 – Resultados do modelo numérico (grupo de estacas, variando espaçamento entre estacas).....	48
Figura 4.20 – Fator de eficiência para grupos de estacas.	49
Figura 4.21 – Detalhe, variação da dimensão “B _{sc} ” do bloco de solo cimento.	51
Figura 4.22 – Detalhe, variação da dimensão “L _{sc} ” do bloco de solo cimento.	51
Figura 4.23 – Detalhe, variação da dimensão “e _{sc} ” do bloco de solo cimento.....	51
Figura 4.24 - Modelo de 2 estacas (análise com camada de solo cimento).....	52
Figura 4.25 – Definição nomenclatura utilizada para as estacas nas simulações.....	56
Figura 4.26 – Resultados simulações 001, 002, e 003.....	57
Figura 4.27 – Deformações em Simulação 001 (vista em planta).....	58

Figura 4.28 - Deformações em Simulação 001 (corte A-A).....	58
Figura 4.29 – Análise das simulações; Variação de “B” (1/3)	60
Figura 4.30 – Análise das simulações; Variação de “B” (2/3)	61
Figura 4.31 – Análise das simulações; Variação de “B” (3/3)	62
Figura 4.32 – Análise das simulações; Variação de “L” (1/3)	63
Figura 4.33 – Análise das simulações; Variação de “L” (2/3)	64
Figura 4.34 – Análise das simulações; Variação de “L” (3/3)	65
Figura 4.35 – Análise das simulações; Variação de “e” (1/3).....	66
Figura 4.36 – Análise das simulações; Variação de “e” (2/3).....	67
Figura 4.37 – Análise das simulações; Variação de “e” (3/3).....	68
Figura 4.38 – Tabela resumo com resultados do percentual de melhora em cada estaca, e no grupo (Simulações 001 a 027).	70
Figura 4.39 – Tabela resumo com resultados do percentual de melhora em cada estacas, e no grupo (Simulações 028 a 054).	71
Figura 4.40 – Tabela resumo com resultados do percentual de melhora em cada estacas, e no grupo (Simulações 055 a 081).	72
Figura 5.1 – Resultados simulações 001, 002, e 003.....	84
Figura 5.2 – Resultados simulações 004, 005, e 006.....	85
Figura 5.3 – Resultados simulações 007, 008, e 009.....	86
Figura 5.4 – Resultados simulações 010, 011, e 012.....	87
Figura 5.5 – Resultados simulações 013, 014, e 015.....	88
Figura 5.6 – Resultados simulações 016, 017, e 018.....	89
Figura 5.7 – Resultados simulações 019, 020, e 021.....	90
Figura 5.8 – Resultados simulações 022, 023, e 024.....	91
Figura 5.9 – Resultados simulações 025, 026, e 027.....	92
Figura 5.10 – Resultados simulações 028, 029, e 030.....	93
Figura 5.11 – Resultados simulações 031, 032, e 033.....	94
Figura 5.12 – Resultados simulações 034, 035, e 036.....	95
Figura 5.13 – Resultados simulações 037, 038, e 039.....	96

Figura 5.14 – Resultados simulações 040, 041, e 042.....	97
Figura 5.15 – Resultados simulações 043, 044, e 045.....	98
Figura 5.16 – Resultados simulações 046, 047, e 048.....	99
Figura 5.17 – Resultados simulações 049, 050, e 051.....	100
Figura 5.18 – Resultados simulações 052, 053, e 054.....	101
Figura 5.19 – Resultados simulações 055, 056, e 057.....	102
Figura 5.20 – Resultados simulações 058, 059, e 060.....	103
Figura 5.21 – Resultados simulações 061, 062, e 063.....	104
Figura 5.22 – Resultados simulações 064, 065, e 066.....	105
Figura 5.23 – Resultados simulações 067, 068, e 069.....	106
Figura 5.24 – Resultados simulações 070, 071, e 072.....	107
Figura 5.25 – Resultados simulações 073, 074, e 075.....	108
Figura 5.26 – Resultados simulações 076, 077, e 078.....	109
Figura 5.27 – Resultados simulações 079, 080, e 081.....	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Parâmetros Análise Classe C (modelo de calibração)	39
---	----

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 - Dados simulações (000 – 027)	53
Quadro 4.2 – Dados simulações (028 - 054)	54
Quadro 4.3 – Dados simulações (055 - 081)	55

1. INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

São vários os exemplos de fundações submetidas a forças horizontais e momentos, que tenham tamanha grandeza para influenciar no contexto do problema. Entre eles, estruturas portuárias, como píeres que estão sujeitas a forças de arranchamento e colisões de navios, ou mesmo estruturas *offshore* e *nearshore*, sujeitas aos esforços da água; fundações de maquinários sujeitos a vibrações; estruturas de contenção, estacas justapostas, tangentes ou secantes sujeitas ao empuxo do solo; linhas de transmissão e aerogeradores, onde sua relação de peso frente ao esforço dinâmico submetido (vento), pelo movimento dos cabos e rodar das hélices respectivamente; fundações de pontes, sujeitas a esforços de correntes d'água, esforços devidos a aterros de encontro (efeito Tschebotarioff), e/ou forças devido a aceleração e frenagem de veículos; até edificações de grande porte, as quais seja pela esbeltez, altura ou posição geográfica, possam estar submetidas a esforços decorrentes do vento e/ou terremotos (Tschebotarioff, 1951; Chellis, 1961; Peck, Hanson e Thornburn, 1974; Bowles, 1977; Poulos e Davis, 1980; CIRIA, 1984; Coduto, 2001; Reese e Impe, 2001; Reese, Isenhower e Wang, 2006; Salgado, 2008; Tomlinson e Woodward, 2008; Briaud, 2013; Coduto, Kitch e Yeung, 2014).

Existem significantes diferenças entre o comportamento de estacas submetidas a esforços verticais em comparação quando submetidas a esforços horizontais. Sob ação de um esforço vertical, a seção estrutural da estaca fica submetida a ação de compressão confinada, na qual o nível de tensão geralmente é muito menor que a resistência do material em si. Assim, a ruptura, se ocorrer, acontece na interface da estaca e o solo. Já sob ação de esforços horizontais, a seção estaca é submetida a esforços de momentos fletores, e sua derivada, esforços cisalhantes, os quais tornam o dimensionamento da seção estrutural como um importante fator (Viggiani, Mandolini e Russo, 2012).

A implementação de um modelo de elementos finitos que simule o carregamento lateral em estacas, necessita que o problema seja resolvido em 3 dimensões, sem poder utilizar o recurso de axissimetria. Poucos ainda são os trabalhos publicados que refiram-se essencialmente à modelos de elementos finitos. Embora utilizado para extrair dados para criação de curvas p-y, Brown e Shie (1990a; b; 1991) aparecem como pioneiros no estudo numérico em estacas isoladas e em grupo respectivamente, seguidos por Yang e Jeremic (2002; 2003) os quais com abordagem similar, expandem os resultados para solos com multicamadas e comparam o resultado com ensaios em centrífuga. Conte *et al.* (2013), aproveitando os resultados de campo de Huang *et al.* (2001) apresentam a utilização de um modelo constitutivo que simula a plastificação dos elementos estruturais do conjunto, tanto no “*cracking*” da face tracionada do concreto, bem como no escoamento da malha de aço. Os resultados deste, mostram uma boa aproximação aos resultados dos ensaios de campo, sendo este um trabalho essencialmente numérico.

O conjunto estaca-solo submetido a carregamentos horizontais, caracteriza um comportamento não-linear. A propagação das tensões no solo próximo à estaca decai rapidamente em função do espaçamento, porém para estacas próximas, caracterizando um grupo de estacas, pode haver uma sobreposição de tensões, gerando zonas com tensões elevadas, que formam áreas de plastificação maiores. A interação da sobreposição destas zonas plastificadas, resultam em maiores deformações para o grupo de estacas, ante comparadas com o equivalente de soma da capacidade individual de cada estaca (Chaudhry, 1994).

Embora enfatize um procedimento que seria melhor definido como substituição de solo, segundo Simons e Menzies (1975) o comportamento de uma estaca carregada lateralmente é controlado principalmente pelas propriedades do solo na sua camada superior, em torno de 3 a 5m, assim em alguns casos é conveniente remover o solo destas camadas, e substituir por pedregulho compactado. Ainda Broms (1972), cita algumas soluções construtivas para se obter uma melhora no desempenho frente ao carregamento horizontal, porém, nenhuma relacionada a técnicas de melhoramento de solo.

Faro (2014) apresenta um trabalho pioneiro, englobando um estudo de campo com estacas ensaiadas ao carregamento lateral, onde com duas diferentes relações de geometria de estaca, com relação de comprimento por diâmetro 5 e 10, buscou-se variar desde o solo em estado natural, até adições de melhoramento de solo (solo cimento), implementados radialmente à

estaca. Somado a este, modelos numéricos em 3 dimensões reproduziram os resultados de campo.

Nesse contexto, através dos resultados de Faro (2014), busca-se expandir o estudo através de modelos numéricos em 3 dimensões, com simulações de grupos de estacas prevendo melhoramento de solo na sua parte superior.

1.2. OBJETIVOS

O estudo do comportamento de estacas submetidas a esforços transversais, e a influência entre estacas próximas, tendo a comparação entre o solo em estado natural com o reforçado na sua camada superior, é o objetivo geral da pesquisa.

Dentro do objetivo geral, estão inseridos os objetivos específicos:

- Definir um modelo numérico base adequado às características de análises geotécnicas, através do software de elementos finitos Abaqus®.
- Gerar modelos que reproduzam com acurácia resultados medidos em ensaios de escala real, buscando a validação do modelo utilizado.
- Realizar simulações numéricas tridimensionais das estacas ensaiadas por Faro (2014).
- Através do modelo calibrado em função dos resultados de Faro (2014):
 - Expandir a análise para grupos de 2 estacas, variando o espaçamento entre as mesmas;
 - Análise de grupos de 2 estacas com aplicação de camada de melhoramento do solo superficial, variando suas dimensões.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, é apresentado uma revisão da literatura relevante, abordando sucintamente os pontos chave relacionados ao trabalho.

2.1. ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS HORIZONTAIS

2.1.1. Métodos Analíticos

2.1.1.1. Métodos de capacidade de carga

Considerando uma estaca em um solo homogêneo, a tensão inicial na interface solo-estaca tem uma distribuição axissimétrica, então sua resultante é igual a 0 (Figura 2.1a). Aplicando um deslocamento δ na estaca, a distribuição da tensão se modifica, com geração de tensões cisalhantes somadas às normais, e têm sua resultante p como uma relação entre força e unidade de comprimento da estaca (Figura 2.1b).

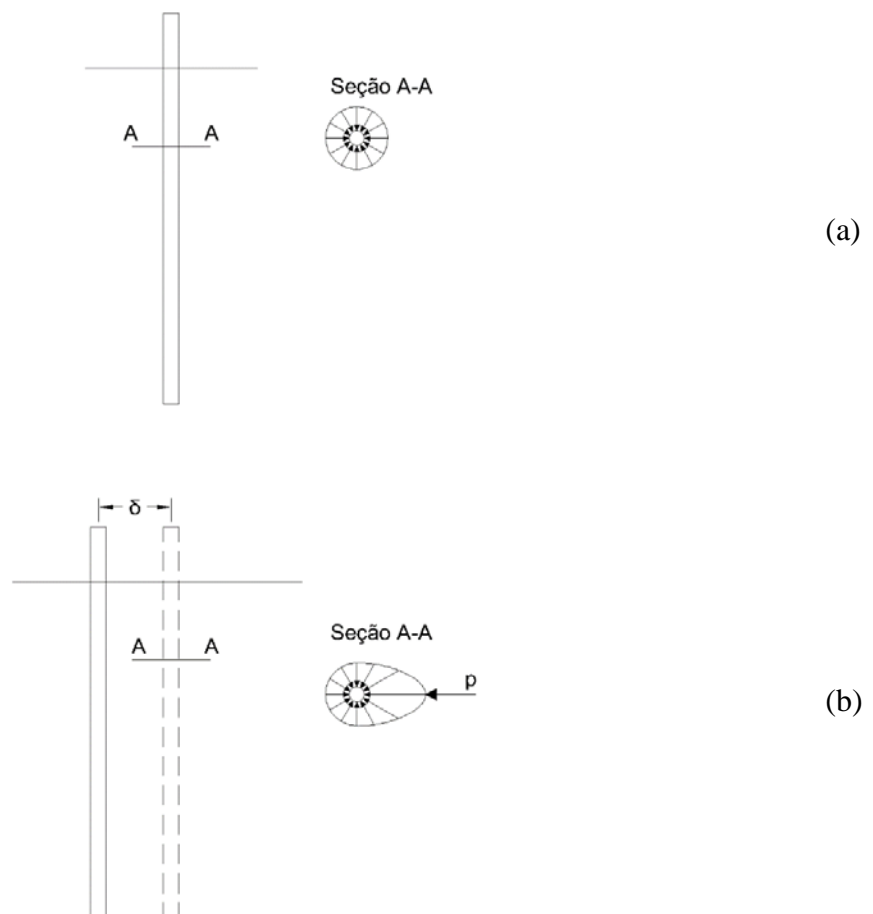


Figura 2.1 – Interação solo-estaca.

A abordagem da resistência lateral limite (p) assume que a relação tensão deformação é rígida perfeitamente plástica, ou seja, a resistência última é totalmente mobilizada para qualquer valor de deslocamento conforme Figura 2.2.

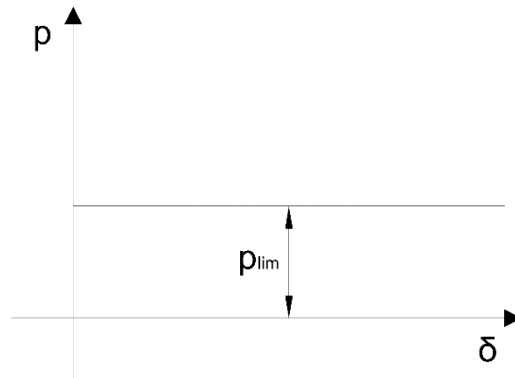


Figura 2.2 – Comportamento rígido perfeitamente plástico.

Uma distribuição simplificada da resistência lateral limite (p), em um material homogêneo, isotrópico e perfeitamente plástico, caracterizado por resistência não drenada S_u , foi sugerida por Broms (1964b). Parte da simplista premissa em que a resistência última do solo é zero da superfície até $1,5d$, e abaixo deste, mantém o valor constante de $9S_u d$, sem levar em conta o formato da seção da estaca, nem a interface solo estaca (Figura 2.3a).

Segundo Randolph e Houlsby (1984) a premissa de Broms é largamente empírica, e nenhuma justificativa teórica foi apresentada. Mostram que a resistência lateral limite (p), é muito dependente da interface solo estaca. Assim, introduzem o fator α , que caracteriza a rugosidade relativa da estaca, e através da teoria clássica da plasticidade, derivações de soluções exatas para a resistência lateral limite (p) são apresentadas. Os valores variam de $9,14S_u d$ para uma estaca com superfície lisa, até $11,94S_u d$ para uma estaca de superfície rugosa (Figura 2.3b).

Apresentando conclusões em que definem que atingiram o limite do que pode ser alcançado através de métodos analíticos, Martin e Randolph (2006) sugerem modificações de cerca de 0,65% nos resultados de Randolph e Houlsby (1984), alterando os valores da camada inferior dos valores do fator α , de $9,14S_u d$ para $9,20S_u d$.

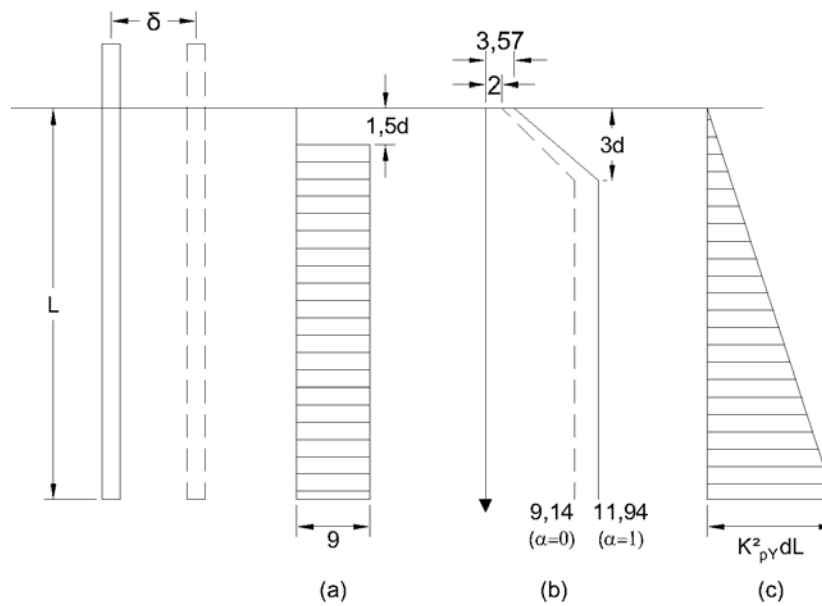


Figura 2.3 – Fatores de capacidade de carga lateral.

Similarmente, para solos granulares, com análises em termos de tensões efetivas, Broms (1964a) apresentou uma distribuição triangular crescente com a profundidade, definida em função do ângulo de atrito efetivo (ϕ') e peso específico do solo (γ) de acordo com a equação (2.1):

$$p = 3k_p \gamma d L \quad (2.1)$$

Onde:

$$k_p = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} \quad (2.2)$$

A resistência lateral limite (p) definida por Broms para análise em termos de tensões totais, é relativamente conservadora, enquanto em análises em termos de tensões efetivas, subestima o resultado em uma quantidade significativa (Barton, 1984; Kulhawy e Chen, 1993; Fleming, 2009).

Com uma abordagem que também leva em conta o coeficiente de empuxo passivo de Rankine, e distribuição triangular crescente com a profundidade (Figura 2.3c), Barton (1984), através de ensaios em centrífuga apresentou a seguinte relação:

$$p = k_p^2 \gamma d L \quad (2.3)$$

Para a maioria das areias naturais, K_p terá valores superiores a 3, assim a equação (2.3) apresenta resultados mais próximos aos medidos em ensaios de campo, se comparados aos da equação (2.2) (Fleming, 2009). Para solos relativamente fofos ($\phi' \leq 32^\circ$) ambas as relações apresentam resultados parecidos, porém para solos mais densos, como o utilizado por Barton (1982) no ensaio em centrífuga, com $\phi' = 43^\circ$, sua proposição apresenta valores de p cerca de 75% superiores, conforme Figura 2.4:

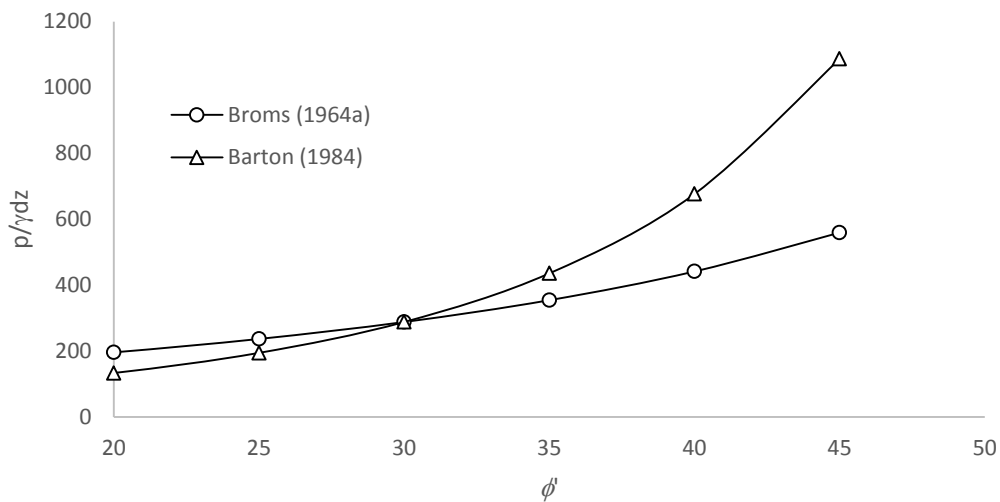


Figura 2.4 – Relação da resistência p em função do ângulo de atrito.

Além dos fatores de capacidade de carga lateral apresentados, recomenda-se os trabalhos de Reese (1958), Reese (1974; apud Kulhawy e Chen, 1993), e (Hansen e Christensen, 1961).

Sob ação de esforços horizontais, a seção estaca é submetida a esforços de momentos fletores, e esforços cisalhantes, os quais tornam o dimensionamento da seção estrutural como um importante fator (Viggiani, Mandolini e Russo, 2012).

Como constatado, a rigidez do elemento estrutural influencia no comportamento tensão deformação, e na forma de ruptura, assim torna-se necessário definir se o elemento é rígido, intermediário, ou flexível. Como definição geral, no caso de estacas consideradas com topo livre, se o momento máximo que estaca estiver submetida (devido ao carregamento imposto) for inferior ao momento de plastificação do elemento estrutural, esta tem comportamento rígido (Figura 2.5a), caso contrário, terá comportamento flexível, com o surgimento de uma rótula de plastificação no ponto de maior momento (Figura 2.5b). Usualmente, não é comum o caso de topo livre, geralmente a estaca está conectada a um bloco, o qual impede totalmente ou parcialmente a rotação, enquanto permite deslocamento horizontal.

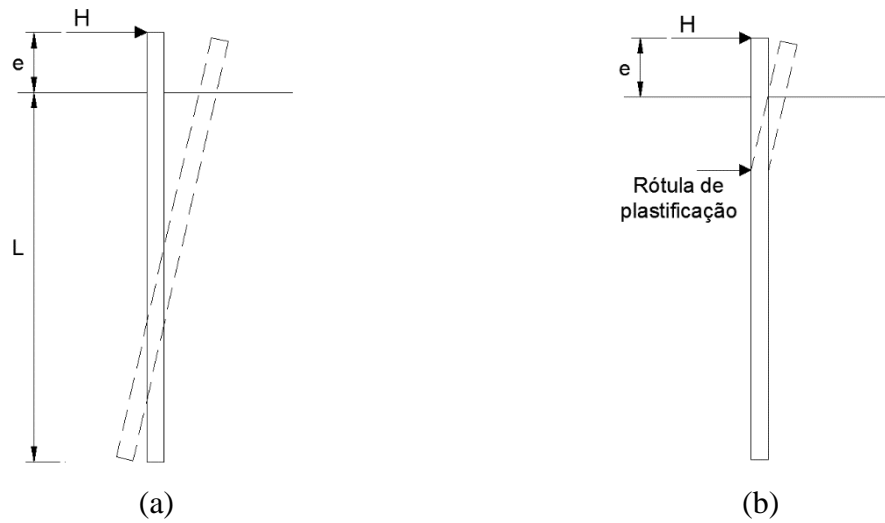


Figura 2.5 – Mecanismos de ruptura para estacas de topo livre.

No caso de estacas consideradas com topo restringido, a mesma verificação quanto ao momento imposto, comparado com o momento de plastificação do elemento estrutural é realizada, porém devido ao engastamento do topo, altera-se o diagrama de momentos, levando o momento máximo para a conexão entre estaca e bloco. Neste ponto surge a figura da estaca intermediária (Figura 2.6b), a qual apresenta um giro, e um rompimento pela formação de uma rótula de plastificação na conexão com o bloco. A estaca rígida não apresenta giro, somente se desloca horizontalmente (Figura 2.6a). Já a estaca flexível acaba por apresentar formação de duas rótulas de plastificação, ao longo do fuste e também na conexão com o bloco (Figura 2.6c).

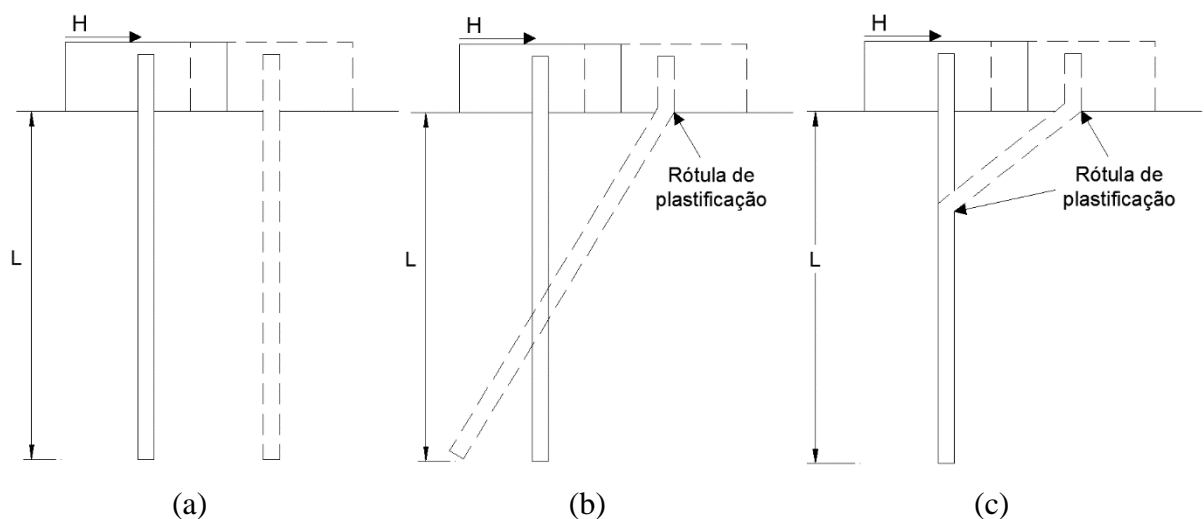


Figura 2.6 – Mecanismos de ruptura para estacas de topo restringido.

Os métodos de capacidade de carga apresentam seu resultado único como o valor máximo que o conjunto estaca-solo possa estar submetido, e apesar destes - serem usualmente adotados na

prática (Viggiani, Mandolini e Russo, 2012), nem sempre são muito atrativos – não somente por não haver valores de deformação (Hansen e Christensen, 1961), mas também por não poderem ser expandidos para grupos de estacas.

2.1.1.2. Métodos baseados no coeficiente de reação do solo

Uma estaca também pode ser analisada como uma viga carregada transversalmente, com algum carregamento axial e com condições de contorno no topo diferentes. O solo circundante é tratado com uma série de molas elásticas, as quais são conectadas à estaca em uma certa quantidade de pontos, assim dividindo a estaca em uma série de elementos de viga interconectados. A representação do solo foi proposta por Winkler (1867), e a analogia deriva da análise analítica de uma viga em fundação elástica realizada por Hetényi (1946), o qual desenvolveu equações para uma carga em qualquer ponto ao longo da viga. A rigidez da mola é assumida como o coeficiente de reação horizontal do solo (k_h). É calculado assumindo a ser igual à de uma sapata corrida assentada na superfície de um meio semi-infinito elástico ideal. Como as molas são conectadas somente a frente da estaca, o comportamento do solo na parte de trás da estaca não é considerado. Tais características definem o modelo como não adequado para representar o solo como meio contínuo, e acaba tendo seu uso dificultado pelo próprio método. Também não são representativos para análise de grupo.

2.1.2. Métodos Numéricos (comportamento não-linear elástico)

Com base no resultado experimental disponível do comportamento de estacas carregadas horizontalmente, é notável que o comportamento tensão-deformação é não-linear. O método de reação horizontal do solo é melhorado com a introdução das curvas p-y (Figura 2.7c), que representam o comportamento reação-deslocamento não-linear do conjunto solo-estaca. Estas curvas são derivadas de resultados de campo, ou de previsões por análise de elementos finitos (como os trabalhos de Brown e Shie (1990a; b; 1991) e Yang e Jeremic (2002; 2003)). O método é usualmente conhecido como curvas p-y, foi desenvolvido por Reese e colaboradores ((1974; 1975; apud Reese e Impe, 2001), os quais obtiveram uma solução da Equação (2.4) através do método das diferenças finitas, para uma viga em uma fundação elástica.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + P_x \frac{d^2 y}{dz^2} - p + W = 0 \quad (2.4)$$

Onde:

E_p = Módulo de elasticidade da estaca.

I_p = Momento de inércia da seção da estaca.

z = Profundidade.

P_x = Carga axial na profundidade z .

p = Reação do solo (FL^{-1})

W = Carga distribuída (FL^{-1})

A formulação da equação na forma de diferenças finitas, detalhes para implementação em código computacional, e o Programa LPILE[®] são descritos em Reese, Isenhower e Wang (2006).

O processo requer que seja inserida uma série de curvas p-y em pontos ao longo da estaca (Figura 2.7b). A solução da equação para uma particular estaca submetida a esforços horizontais é resolvida por um processo iterativo, por conta que o comportamento do solo é uma função não-linear do deslocamento da estaca. Para cada iteração, os valores da reação lateral do solo são atualizados da curva p-y correspondente, considerando o deslocamento obtido na iteração prévia, até atingir-se a convergência.

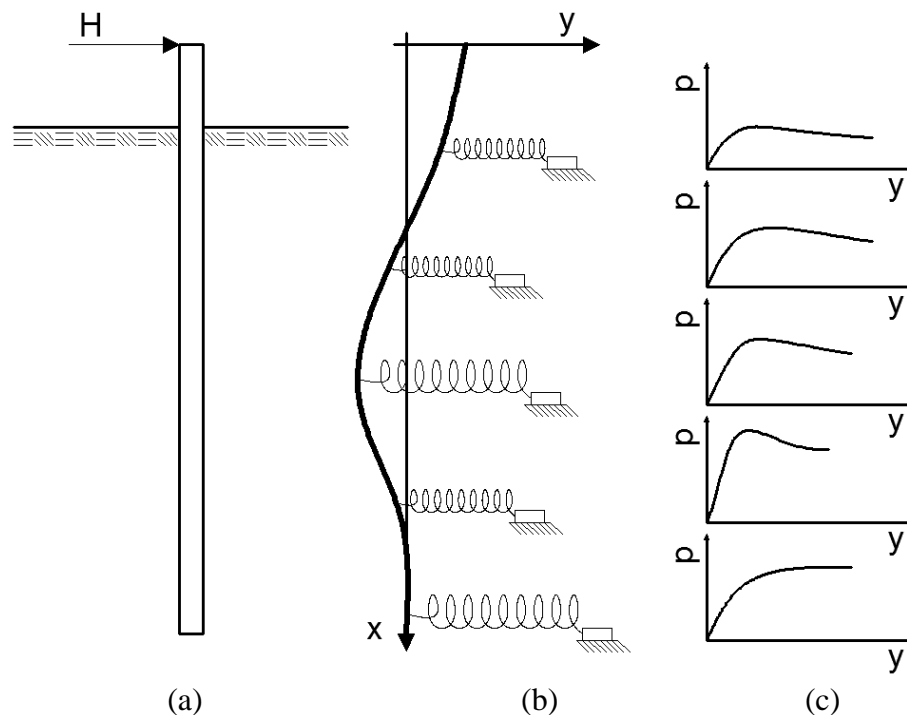


Figura 2.7 – Modelo de uma estaca submetido a esforços horizontais com a analogia p-y: (a) estaca sob carregamento horizontal. (b) modelo de mola solo. (c) curvas p-y. (adaptado de Reese, Isenhower e Wang (2006))

Apesar de apresentar resultados condizentes com o resultado de campo como em Brown (1987) e Huang *et al.* (2001), tem-se a dificuldade na escolha da curva p-y apropriada para combinação de tamanho de estaca e tipo de solo.

A utilização do método original restringe a extensão da análise para grupo de estacas, já que a interação entre as estacas não é levada em conta na construção das curvas p-y.

Brown, Morrison e Reese (1988) através de ensaios em escala real, de um bloco de 3x3 estacas, introduziram o termo *shadowing*, para indicar o fenômeno no qual a resistência do solo de uma estaca *trailing* (última) é reduzida pela presença da estaca *leading* (primeira) a frente. A Figura 2.8 exemplifica as denominações dadas às estacas conforme sua posição no bloco. Ainda neste, introduziram o fator f_m , o qual é um redutor do valor de (p), em relação ao valor de uma estaca única, para levar em conta a interação entre as estacas do grupo (Figura 2.9). Este valor pode variar de 0 a 1.

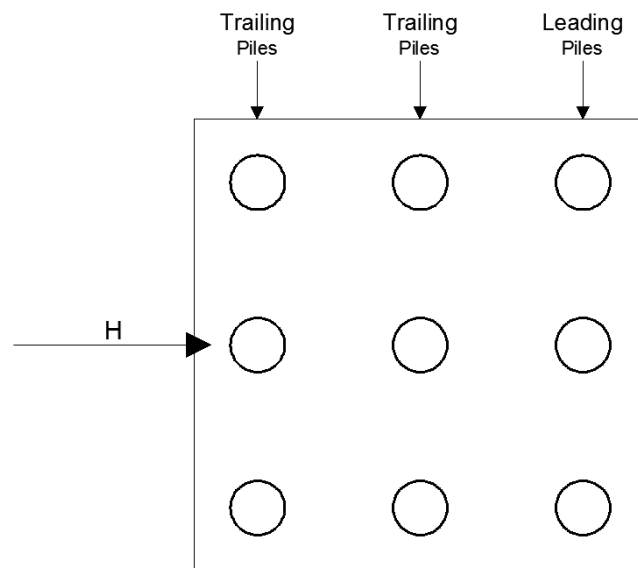


Figura 2.8 – *Trailing Piles* e *Leading Piles* (adaptado de Briaud (2013))

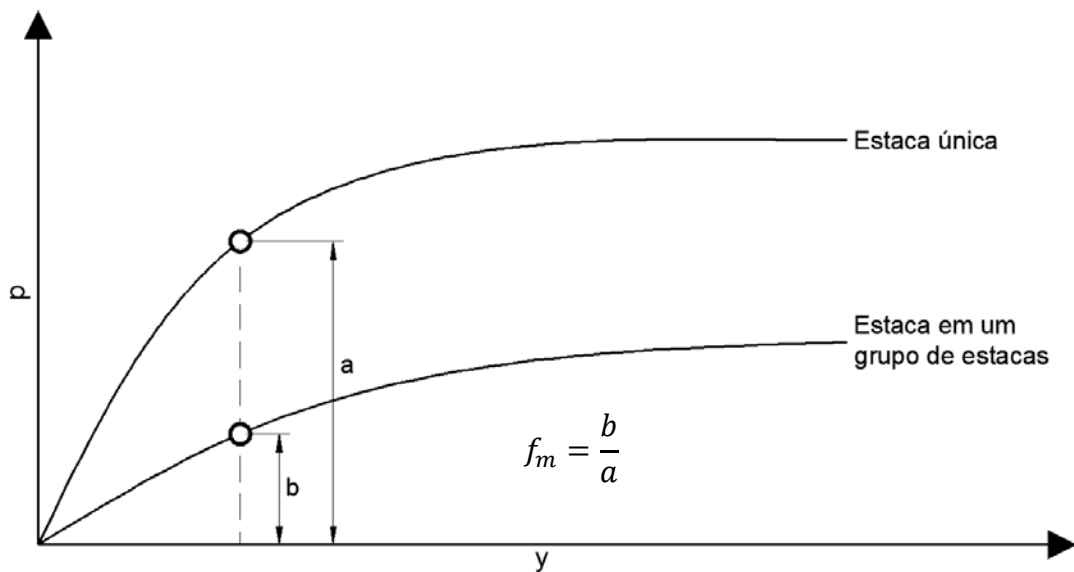


Figura 2.9 – Fator f_m para efeito de grupo (adaptado de Brown, Morrison e Reese (1988)). Algumas conclusões coletadas são apresentadas (Brown, Morrison e Reese, 1988; McVay *et al.*, 1994; Rollins, Peterson e Weaver, 1998; Mokwa, 1999; Rollins, Lane e Gerber, 2005; Rollins, Olsen, Jensen, *et al.*, 2006; Rollins, Olsen, Egbert, *et al.*, 2006; Viggiani, Mandolini e Russo, 2012):

- Os fatores redutores f_m pode ser definidos para linhas perpendiculares a direção da carga. Para estacas em areia, a diferença entre estacas de uma mesma linha pode ser significativa, o que não foi observada em argilas.
- Após a terceira linha, o mesmo fator redutor se aplica, exceto a linha *trailing*.
- Os fatores redutores são independentes do tipo de estaca e nível de carregamento, acabam por depender essencialmente do espaçamento.
- Com um espaçamento entre 6 a 8 diâmetros na direção do carregamento, e 4 diâmetros na direção perpendicular, a interação entre estacas é praticamente nula, podendo considerar o fator redutor como igual a 1.

A utilização dos fatores de redução permite a expansão para uso em grupos de estacas, porém tem-se a dificuldade de obtenção do correto valor.

2.1.3. Métodos Numéricos (comportamento elasto-plástico)

A implementação de um modelo de elementos finitos, que simule o carregamento lateral em estacas, necessita que o problema seja resolvido em 3 dimensões, sem poder utilizar o recurso

de axissimetria. Poucos ainda são os trabalhos publicados que refiram-se essencialmente à modelos de elementos finitos, pelo fato do método exigir certa disponibilidade de hardware. O ponto chave para a análise numérica é o processamento de dados, e com a evolução para sistema de 64bits, tais análises podem ser realizadas em um computador menor, sem a necessidade de supercomputadores.

Brown e Shie (1990a; b; 1991) aparecem como pioneiros no estudo numérico tridimensional em estacas isoladas e em grupo respectivamente, através do software comercial de elementos finitos ABAQUS[®]. Utilizaram modelos elasto-plásticos para o solo, critério de plasticidade de von Mises para argilas não-drenadas, e modelo de Drucker-Prager para areias. O modelo foi utilizado para avaliar o efeito do espaçamento entre estacas, e a partir destes derivar para curvas p-y. Os resultados do efeito de espaçamento entre estacas, no caso da argila não-drenada, mostraram que pouca influência há se o espaçamento for maior ou igual a 3 vezes o diâmetro da estaca entre eixos, enquanto para areias, esta influência é um pouco maior, por volta de 5 vezes o diâmetro. As curvas p-y derivadas da modelagem foram processadas, e apresentaram boa semelhança com resultados de curvas experimentais.

Yang e Jeremic (2002; 2003) com recursos computacionais melhores, apresentam estudos mais refinados através de modelagens tridimensionais, utilizando o software de elementos finitos OpenSees. Corroborando com os procedimentos dos anteriores, utilizaram modelos elasto-plásticos para o solo, critério de plasticidade de von Mises para resistência não-drenada, e modelo de Drucker-Prager para areias. Inicialmente, analisaram o comportamento de uma estaca, inserida em solo homogêneo (arenoso e argiloso), e então variaram a estratificação para investigar seus efeitos. Na sequência, expandiram o estudo para efeito de grupo, com blocos de 9 e 12 estacas, inseridas em solo arenoso. Em ambos os trabalhos, derivaram seus resultados para a criação de curvas p-y, comparando-as com outras obtidas através de métodos usuais, e resultados de ensaios em centrífuga. Concluem que as modelagens numéricas apresentam boa acurácia, tanto na captura dos efeitos do solo com multicamadas, como no efeito de grupo.

Conte *et al.* (2013) desenvolveram um estudo numérico baseado nos resultados do trabalho de Huang *et al.* (2001), onde ensaios de carregamento lateral foram realizados em estacas de concreto armado com 1,5m de diâmetro e 35m de comprimento, utilizadas como fundação da ferrovia do trem de alta velocidade em Taiwan. A pesquisa numérica utilizou o modelo linear elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb para o solo, e foi implementado um modelo

que simula a mecânica das fraturas para o concreto, simulando então uma possível quebra quando submetido a esforços de tração. Os pontos de aplicação de carga, e leitura de deslocamento foram os mesmos do ensaio de campo. Na Figura 2.10 apresenta-se a comparação entre o resultado medido no ensaio de carregamento horizontal, e o resultado da modelagem numérica.

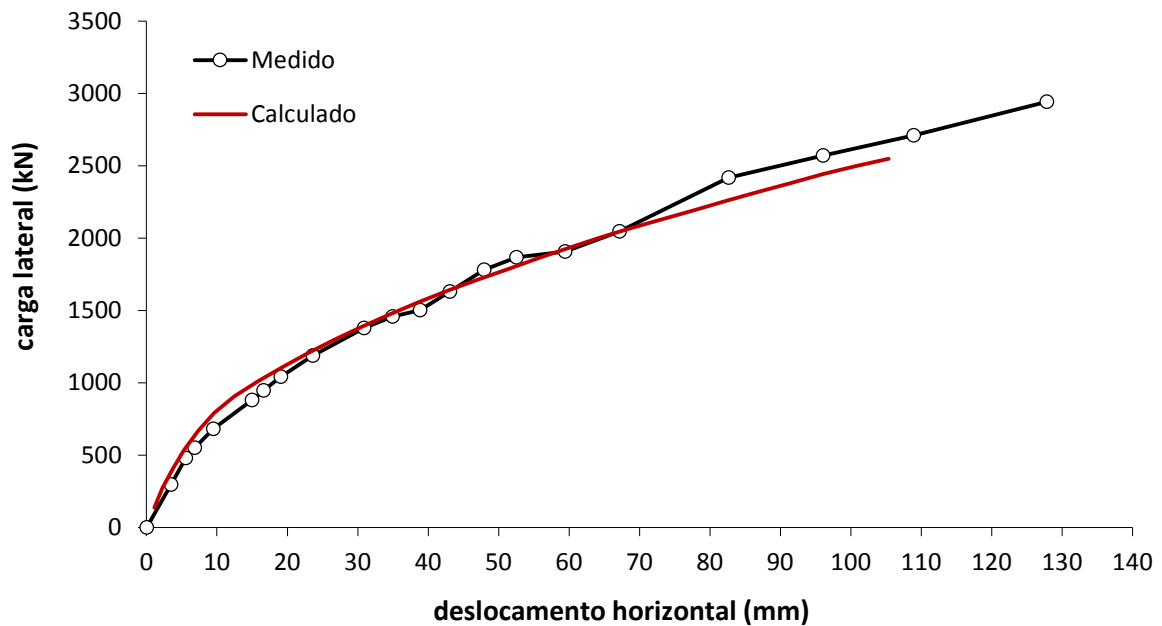


Figura 2.10 – Comparação, ensaio e modelo numérico (adaptado de Conte *et al.* 2013).

Os autores explicam que as premissas dos métodos previamente apresentados neste, podem levar à previsões não realistas do comportamento estrutural, quando se tratando de um elemento de concreto submetido a um nível de carregamento alto, este podendo apresentar efeito de “*cracking*” e escoamento da armadura.

Entende-se que a verificação do momento máximo que o elemento estrutural possa estar submetido, não baseia-se somente em análises quanto à rigidez (EI), mas no caso específico de material composto como concreto armado, deva-se analisar a área de influência do aço, frente ao regime de esforços que a seção do elemento está submetida. Na Figura 2.11 apresenta-se a seção de uma estaca submetida a esforço horizontal, no ponto longitudinal referente ao maior valor de momento imposto, elucidando-se as zonas que apresentam valores de tração e compressão.

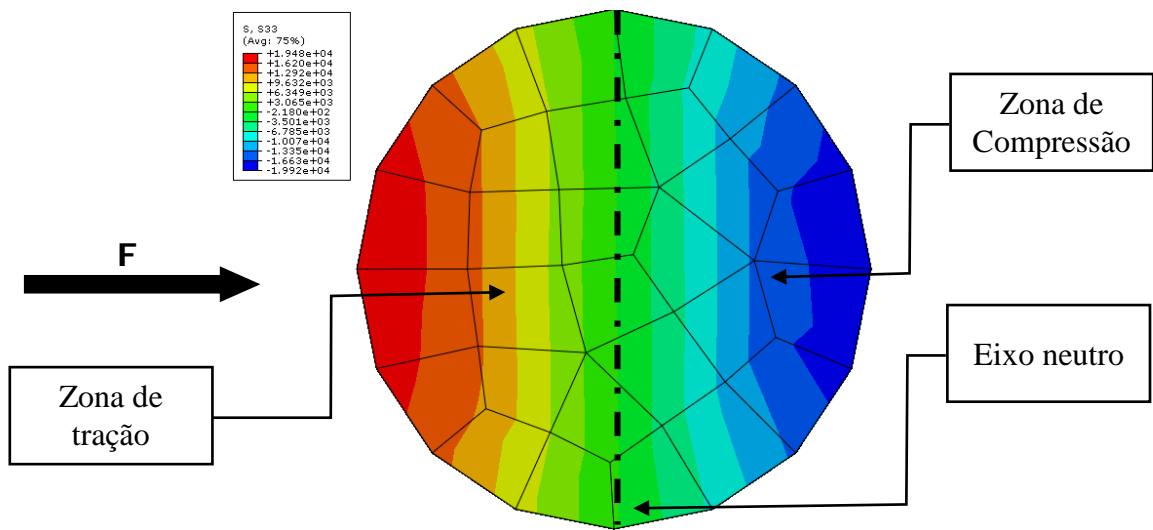


Figura 2.11 – Zonas de tração e compressão da seção transversal da estaca.

O conjunto estaca-solo submetido a carregamentos horizontais, caracteriza um comportamento não-linear. A propagação das tensões no solo próximo à estaca decai rapidamente em função do espaçamento, porém para estacas próximas, caracterizando um grupo de estacas, pode haver uma sobreposição de tensões, gerando zonas com tensões elevadas, que formam áreas de plastificação maiores. A interação da sobreposição destas zonas plastificadas (Figura 2.12), resultam em maiores deformações para o grupo de estacas, ante comparadas com o equivalente da soma da capacidade individual de cada estaca (Chaudhry, 1994). A Figura 2.12 representa o resultado de um modelo numérico tridimensional, e busca enfatizar a capacidade do método dos elementos finitos em reproduzir o efeito de grupo em estacas.

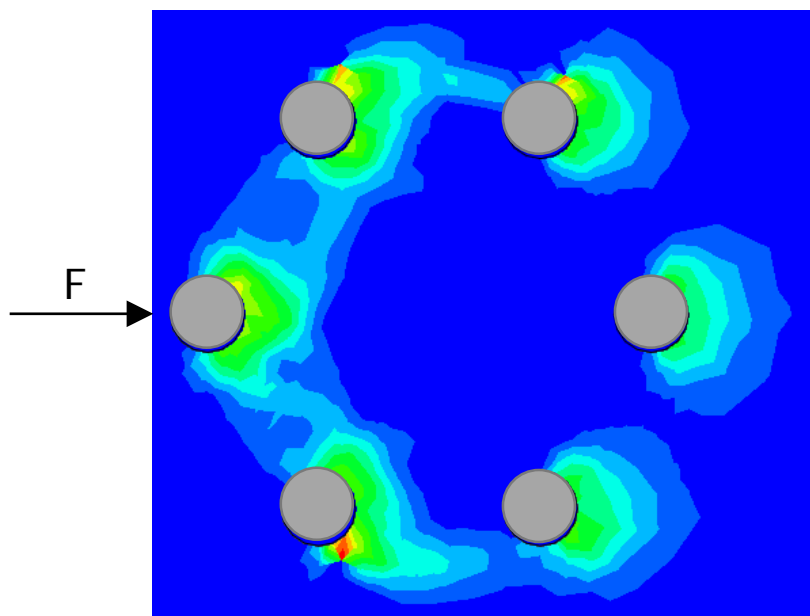


Figura 2.12 – Propagação das zonas plastificadas.

2.1.4. Comportamento em Solos Residuais

Solos residuais são de particular interesse de países localizados em regiões tropicais e subtropicais, onde grandes áreas são compostas de solos intemperizados, os quais possuem uma certa formação de estrutura devido a cimentação natural. No sul do Brasil, solos residuais de basalto são comuns. Estes solos são produto do intemperismo, o qual geralmente diminui a densidade, e aumentam a porosidade e condutividade hidráulica. Esta estrutura porosa cimentada leva a características geotécnicas diferentes de solos de origem sedimentar de mesma densidade de distribuição granulométrica.

A formação do solo dada pelo intemperismo da rocha mãe produz características de comportamento mecânico que não necessariamente são definidas por métodos usuais da geotecnia, entre algumas razões, de acordo com Schnaid e Huat (2012):

- O estado do solo é variável dada a complexa formação geológica;
- Modelos constitutivos clássicos não oferecem uma boa aproximação de sua natureza;
- São solos de difícil amostragem, sendo então em sua maior parte caracterizados por ensaios *in situ*;
- Apresentam valores de parâmetros fora da variação esperada para solos mais comumente encontrados como depósitos sedimentares de areia e argila;
- O efeito de sucção, e seu efeito na permeabilidade e resistência deve ser levada em conta.

Poucos estudos referentes à estacas carregadas lateralmente em solo residuais foram realizados. Entre alguns, Almeida *et al.* (2010) mostraram que estacas escavadas carregadas lateralmente, em um perfil de solo laterítico de origem basáltica, através da utilização de curvas p-y derivadas do ensaio dilatométrico (DMT), obtiveram um bom resultado em comparação com o ensaio de carregamento realizado.

Choi *et al.* (2013) investigaram o comportamento carga-deformação de estacas carregadas lateralmente em solo residual de granito. Conclusões apontaram que os métodos de Broms (1964a; b) subestimam a capacidade de carga de uma estaca em solo residual, uma vez que estes consideram separadamente o solo residual como solo não coesivo (intercepto coesivo igual a zero), ou como solo argiloso (ângulo de atrito igual a zero).

Através da interpretação de resultados de ensaios de carregamento lateral em estacas em solo residual, Consoli et al. (2015) propõem expressar os resultados dos ensaios de forma adimensional, em gráficos de tensão lateral normalizada aplicada *versus* relação deslocamento horizontal por diâmetro da estaca. Com a leitura de inclinômetros definiu-se até qual profundidade em que cada estaca apresenta deslocamentos horizontais. Com estes valores definiu-se a área de influência, que está intimamente ligada a capacidade de carga lateral.

A falta de conhecimento de alguns aspectos fundamentais de comportamento geraram dificuldades de compreensão do desempenho de estacas carregadas lateralmente nestes materiais naturalmente cimentados. Assim, o uso de modelos inadequados podem levar a equívocos no dimensionamento, podendo gerar altos custos de construção, bem como patologia nas fundações.

2.1.5. Métodos de Melhoramento da Resistência Lateral

O comportamento de estacas carregadas lateralmente é conhecido por ser diretamente relacionado com as características da parte superior do solo (Chellis, 1962; Broms, 1972; Simons e Menzies, 1975; Verruijt e Kooijman, 1989; Basu, Salgado e Prezzi, 2009; Faro *et al.*, 2015). Recomendações feitas há mais de 30 anos já lidavam com este comportamento e tratavam com soluções que melhoravam a capacidade de carga lateral, como sugerido por Simons e Menzies (1975), com a substituição da parte superior do solo por pedregulho compactado, ou algumas soluções construtivas propostas por Broms (1972), conforme Figura 2.13, aterro compactado de areia ou pedregulho (a); inserção de “asas” metálicas (b); aumento da seção da estaca no topo, colarinho de concreto (c); escavação seguida de concretagem na parte superior da estaca (d); inserção de vigas que agem travando o movimento de rotação da estaca (e); conglomerado de estacas curtas (f).

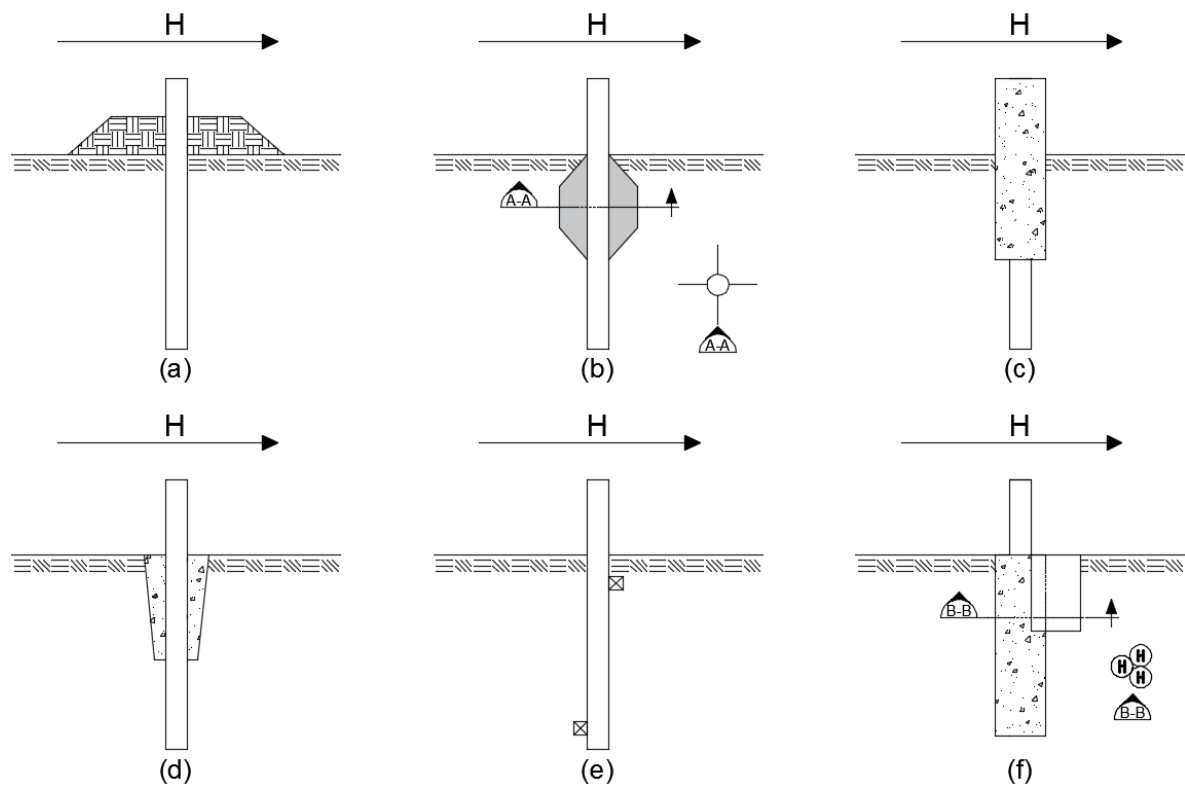


Figura 2.13 – Métodos utilizados para aumentar a capacidade lateral de estacas (adaptado de Broms (1972)).

Embora estas soluções melhorassem a capacidade de carga lateral, todas as técnicas refletem soluções construtivas, ou práticas de substituição de materiais.

Rollins *et al.* (2010) realizaram ensaios em escala real de grupos de estacas em argila, antes e depois da aplicação de *soil mixing* e colunas de *jet grouting* em ambos os lados do grupo de estacas. De acordo com os autores, ambas as soluções mostraram aumento significativo da resistência lateral do grupo.

Embora tais conclusões balizem quanto ao comportamento esperado das estacas, não existe propriamente um método de avaliação do comportamento carga-deslocamento de uma estaca com camada de solo cimento submetida a esforços horizontais (Consoli, Faro e Schnaid, 2015).

2.1.6. Resumo

Métodos de capacidade de carga são os mais utilizados em fundações (Viggiani, Mandolini e Russo, 2012), porém não apresentam valores de deslocamento, nem podem ser expandidos para grupos de estacas, e em geral apresentam resultados conservadores, porém são de fácil

utilização. Como são divididos em termos de solos coesivos, ou de solos não coesivos, acabam por subestimar a capacidade de carga de solos residuais.

Métodos que prevejam o comportamento não-linear, como as curvas p-y, tem sua solução facilitada através de códigos como o LPILE® (Reese e outros), porém dependem de curvas empíricas baseadas em limitados resultados de campo (ou numéricos). São utilizados geralmente em obras especiais, onde ensaios próprios criam as curvas específicas para a obra em questão.

A consideração do efeito de grupo se dá essencialmente com a inserção de fatores minoradores da resistência. Tais fatores são baseados em resultados de ensaios em escala real, e numéricos. Os fatores redutores são independentes do tipo de estaca e nível de carregamento, acabam por depender essencialmente do espaçamento. Com um espaçamento entre 6 a 8 diâmetros na direção do carregamento, e 4 diâmetros na direção perpendicular, a interação entre estacas é praticamente nula, podendo-se considerar o fator redutor como igual a 1.

O comportamento de estacas carregadas lateralmente é diretamente relacionado com as características da parte superior do solo. Diversas soluções construtivas executadas no topo das estacas podem melhorar seu comportamento, bem como a execução de camadas de solo cimento. Porém, não existe propriamente um método de avaliação do comportamento carga-deslocamento de uma estaca com camada de solo cimento submetida a esforços horizontais.

O método dos elementos finitos tem um grande potencial, pela liberdade dada na criação de um modelo, permitir tratar de diferentes geometrias de disposição das estacas, avaliar situações diversas onde existem incertezas sobre a distribuição de tensões, reproduzir com acurácia o comportamento elasto-plástico, estender as análises para efeitos de grupo, entre outros. Porém, mesmo a utilização de um modelo refinado, com diversas condições de contorno, tem a qualidade de seu resultado diretamente relacionada a confiabilidade dos dados de entrada. Entende-se então que a boa prática de engenharia deve estar aliada com uma adequada campanha de investigação geotécnica, parametrizando o material, assim qualificando os dados de entrada do modelo.

2.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos consiste em subdividir o domínio do problema em um número finito de subdomínios (elementos) e escolher, para cada subdomínio, apropriados esquemas de interpolação entre os valores das variáveis de campo dentro do elemento, e o valor das mesmas variáveis em pontos específicos (pontos nodais). Com o sistema de interpolações estabelecido, é possível transformar o sistema de equações diferenciais em um sistema de equações algébricas em que são desconhecidos os valores das variáveis nos pontos nodais (Vendruscolo, 1996).

Do ponto de vista matemático, o Método dos Elementos Finitos pode ser descrito como uma técnica que permite aproximar as equações diferenciais não lineares que controlam o comportamento de um meio contínuo, num sistema de equações algébricas que relacionam o número finito de variáveis (Zienkiewicz e Taylor, 2005)

Em uma sequência lógica simplificada o métodos dos elementos finitos envolve os seguintes passos:

- Discretização dos elementos:

Este é o processo da modelagem da geometria do problema sob análise, com a montagem de pequenas regiões denominadas elementos finitos. Estes elementos possuem nós definidos nas bordas dos elemento, ou em pontos intermediários.

- Aproximação da variável inicial:

Uma variável inicial deve se selecionada (i.e. deslocamento, força, etc.) e regras de como isso deve variar sobre o elemento finito. Esta variação é expressa em termos de valores nodais. Em geotecnia é usual adotar deslocamentos como variável primária.

- Equações do elemento

Utilização de um princípio de redução das equações adequado (i.e. princípio dos trabalhos virtuais, método de rigidez direta, métodos variacionais, métodos residuais, etc.):

$$[\mathbf{K}_E]\{\Delta d_E\} = \{\Delta \mathbf{R}_E\} \quad (2.5)$$

Onde $[K_E]$ é a matriz de rigidez do elemento, $\{\Delta d_E\}$ é o vetor de incremento de deslocamento nodal do elemento, e $\{\Delta R_E\}$ é o vetor de incremento de força nodal do elemento.

- Equações globais:

Combina-se as equações dos elementos para formar a equação global

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (2.6)$$

Onde $[K_G]$ é a matriz de rigidez global, $\{\Delta d_G\}$ é o vetor de incremento de deslocamento nodal global, e $\{\Delta R_G\}$ é o vetor de incremento de força nodal global.

- Condições de contorno:

Atribuir condições de contorno e modificar as equações globais. Carregamentos (i.e. forças pontuais, pressões ou peso próprio) afetam $\{\Delta R_G\}$, enquanto o deslocamento afeta $\{\Delta d_G\}$.

- Resolução do sistema de equações:

As equações globais (2.6) estão sob forma de um grande número de equações simultâneas. Estas são resolvidas para obter-se o deslocamento $\{\Delta d_G\}$ em todos os nós. Para estes valores secundários de deslocamentos, forças e deformações são calculados.

3. PROGRAMA DE PESQUISA

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Diante do constatado, em que o comportamento de estacas carregadas lateralmente está diretamente ligado com as características de resistência do material adjacente à estaca em sua parte superior (de 3 a 5m de acordo com Simons e Menzies (1975)), bem como da influência da proximidade entre estacas (efeito de grupo), busca-se através de análises numéricas avaliar o efeito da variação do espaçamento entre estacas, e posterior inserção de uma camada de solo cimento com geometria variável.

O programa de pesquisa é essencialmente numérico, e neste capítulo, definir-se-ão informações pertinentes, e a sequência dada às simulações numéricas.

3.2. PROGRAMA DE PESQUISA NUMÉRICA

3.2.1. Software Abaqus®

A escolha da utilização do Software Abaqus® deu-se pela versatilidade e confiabilidade dada por sua utilização por engenheiros de todo o mundo, na resolução de vários tipos de problema de engenharia civil e mecânica. Uma das maiores vantagens de sua utilização é a capacidade de resolução de quase todos os problemas da engenharia geotécnica. O programa pode ser utilizado com modelos em duas ou três dimensões, que podem incluir elementos de solo e estruturais, análises em termos de tensões totais e efetivas, análises de adensamento, análises de fluxo, análises estáticas e dinâmicas, entre outros.

3.2.2. Variáveis geométricas

Neste item são definidos as variáveis geométricas utilizadas nos modelos numéricos.

- D_e = diâmetro da estaca;
- L_e = comprimento da estaca;
- Espaçamento entre estacas – definido em função de $x.D_e$ (entre eixos das estacas)

- L_{SC} = comprimento da camada de solo cimento (em função $x.D_e$)
- B_{SC} = largura da camada de solo cimento (em função $x.D_e$)
- e_{SC} = espessura da camada de solo cimento (em função $x.D_e$)

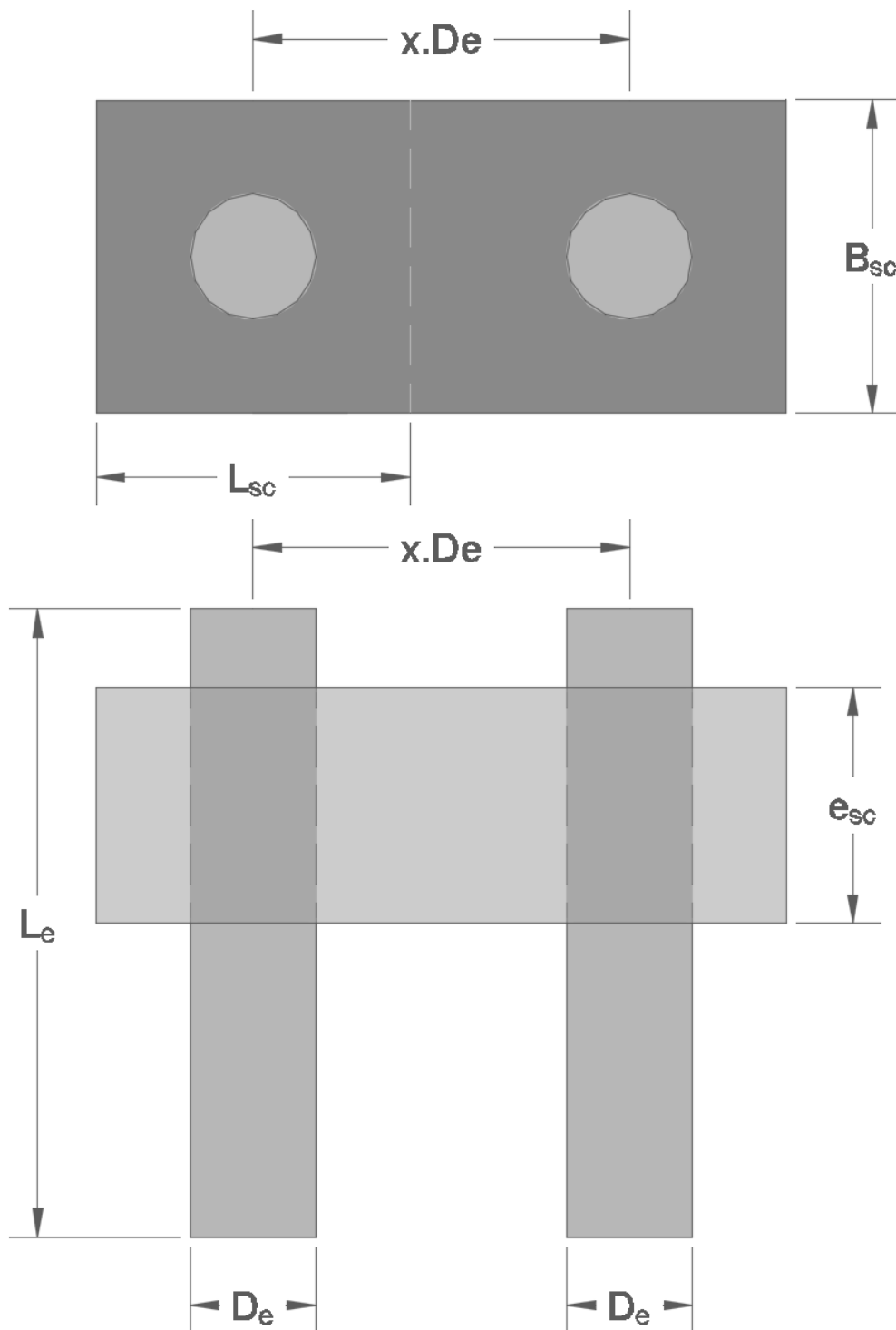


Figura 3.1 – Definição das variáveis geométricas (vista em planta e seção)

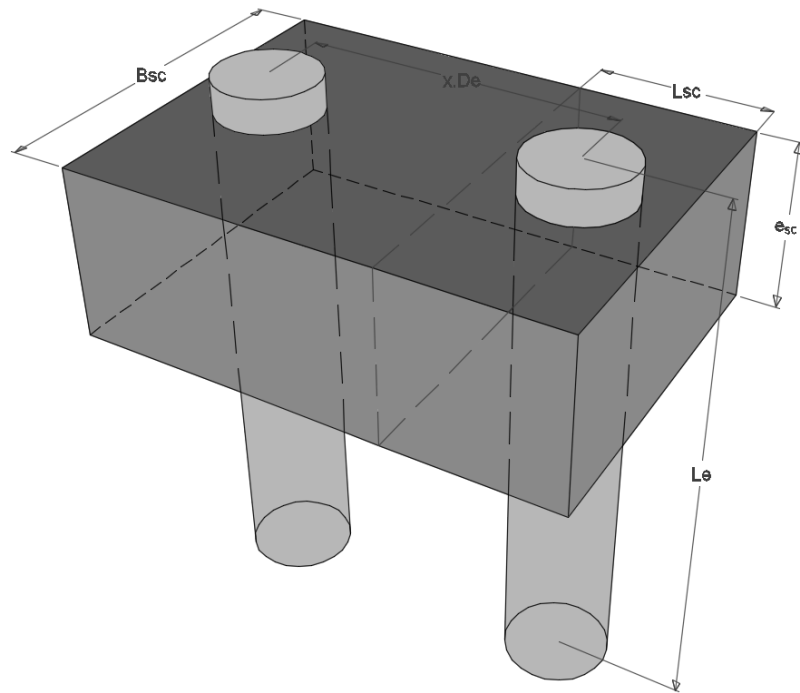


Figura 3.2 – Definição das variáveis geométricas (vista isométrica)

3.2.3. Modelo Base

Dentre um modelo numérico, algumas condições devem ser satisfeitas para garantir um resultado condizente com a realidade. Assim, elucida-se a importância da criação de um modelo base testado. Os seguintes itens apontam situações que se busco satisfazer:

- Estacas carregadas lateralmente são por natureza um problema tridimensional, assim devem ser tratados como tal, sem a utilização de axissimetria;
- Optou-se por utilizar um modelo tridimensional completo, sem utilização de eixo de simetria, buscando eliminar qualquer incerteza frente a leitura de resultados nos eixos rebatidos;
- Verificação do estado de tensões do solo, verificando se a ordem de grandeza dos resultados satisfaz o esperado *in situ*;
- Adoção de coeficiente de empuxo K. Adotou-se a sugestão de Jáky (1944; apud Terzaghi, Peck e Mesri, 1996):

$$K = 1 - \sin \phi' \quad (3.1)$$

- O excesso de poropressão após a instalação da estaca é assumida como nulo;
- Assume-se que a estaca está em contato perfeito com o solo ao início. A interação entre a estaca e o solo é simulado utilizando elementos de interface do tipo penalidade, com coeficiente de atrito de 0,3. Este tipo de interface é capaz de reproduzir a interação friccional do tipo Coulomb, entre a superfície da estaca e o solo em contato (Helwany, 2007)
- A extensão da malha deve ser suficientemente grande, para evitar discrepâncias com as condições de contorno. Assim adotou-se um espaçamento mínimo de 30 vezes diâmetro da estaca radialmente, e 15m mais o comprimento da estaca em profundidade, conforme Figura 3.3 (baseado nas análises paramétricas realizadas por Faro (2014));

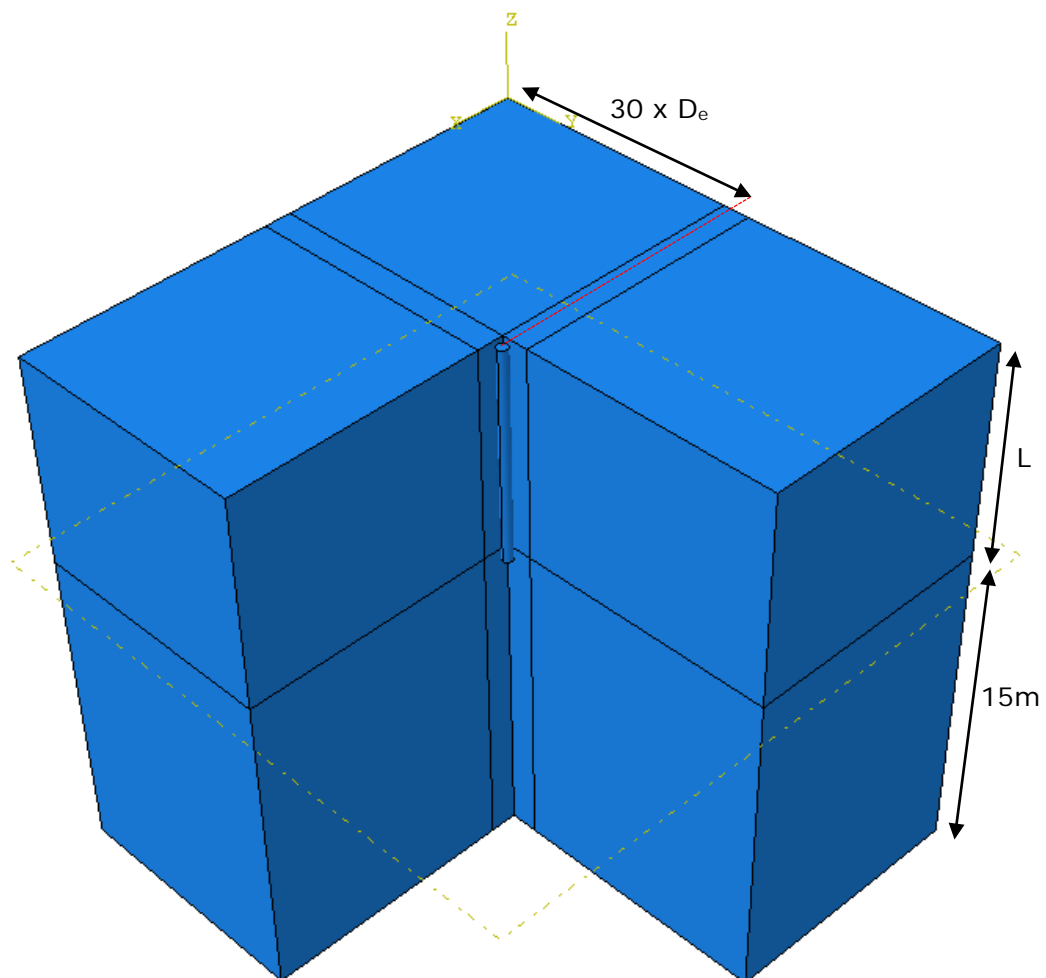


Figura 3.3 – Definição das dimensões mínimas da malha do modelo numérico.

- Após o passo de aplicação do estado de tensões, deve-se verificar o valor de deslocamentos verticais, os quais devem tender a 0. Sugere-se uma tolerância por volta de $1 \times 10^{-5} \text{m}$;
- Adoção de malha de elementos hexaédricos, com elementos de oito nós, com deslocamento tri-linear, poropressão tri-linear, integração reduzida, e controle de “*hourglass*” (controle de distorção), para o solo;
- Adoção de malha de elementos hexaédricos, com elementos de oito nós, com integração reduzida, e controle de “*hourglass*” (controle de distorção), para a estaca;
- A base do modelo é restringida nos três eixos, enquanto as laterais do modelos são restringidas apenas em x e y. As condições de contorno quanto às restrições de deslocamento são apresentadas na Figura 3.4

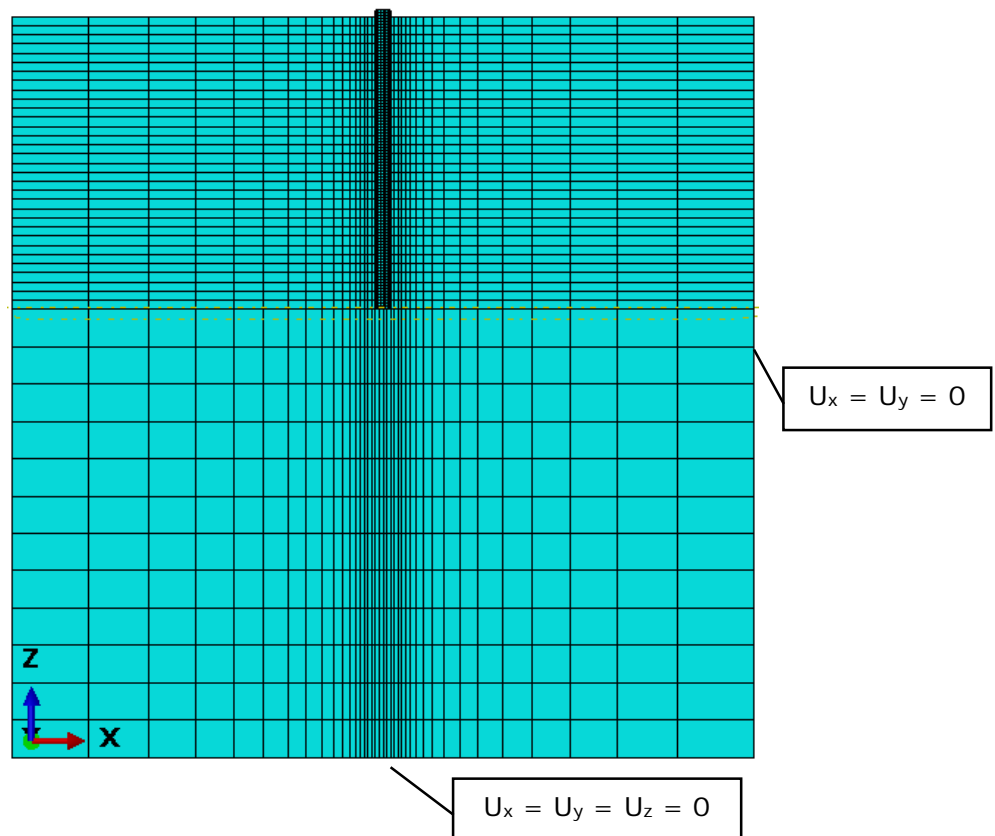


Figura 3.4 – Condições de contorno quanto a restrição de deslocamento.

- Optou-se pela aplicação de deslocamento (devido a mostrar-se facilitador quanto a convergência do modelo), com posterior resposta a leitura da força de reação. Na Figura

3.5 ilustra-se os pontos em questão, onde o ponto 1 refere-se a aplicação de deslocamento, e o ponto 2 como leitura de força de reação.

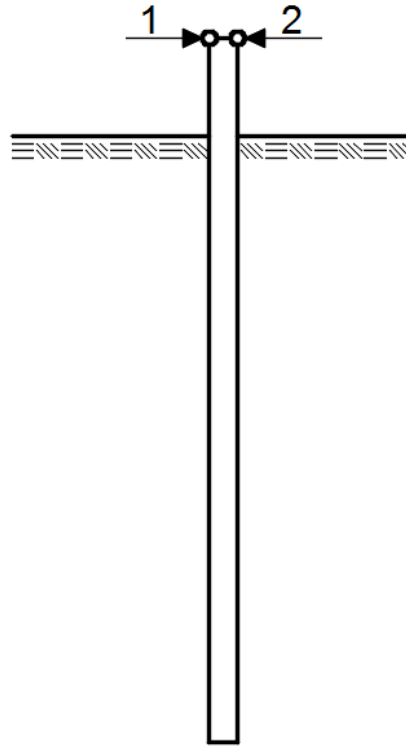


Figura 3.5 – Pontos de aplicação de deslocamento e leitura de força de reação.

- O modelo constitutivo adotado para o solo natural e cimentado, foi de Mohr-Coulomb (elástico perfeitamente plástico), no qual os parâmetros de entrada são relativamente fáceis de obtenção, e os resultados mostrariam bom acordo com os resultados de campo;
- Sendo suas variáveis de entrada o módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de dilatação (ψ), coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ);
- Foram determinados três passos para a sequência do algoritmo:
 - Inicial: é feita a inserção numérica do estado inicial de tensões, suas condições de contorno, e propriedades de contato entre as diferentes partes;
 - Geostática: o comando geostatic é ativado, o qual verifica se as tensões geostáticas aplicadas no passo anterior provocaram deformações significativas.

- Carregamento: neste passo o deslocamento é aplicado gradualmente no topo da estaca, e a leitura de forças de reação e deslocamentos são verificados.

3.2.4. Sequência das Simulações

3.2.4.1. Calibração

Para a calibração do modelo em função dos resultados da pesquisa de campo de Faro (2014), reproduziu-se a geometria da estaca com diâmetro 0,40m e comprimento de 8m, e realizou-se uma análise classe C (retroanálise), com redução dos parâmetros de resistência, buscando aproximação com os resultados de campo.

3.2.4.2. Validação do Modelo

Dentre os objetivos deste trabalho, está trabalhar com resultados da pesquisa de campo de Faro (2014). Porém, para não trabalhar-se com apenas uma base de dados, buscou-se publicações na literatura de resultados de ensaios de carregamento lateral em estacas. Para tal, utilizou-se os resultados do trabalho de Huang *et al.* (2001), na qual realizou-se uma análise classe A, baseada nos resultados da campanha de investigação de solo realizada.

3.2.4.3. Efeito de grupo em solo natural

Diante do modelo calibrado com os dados de Faro (2014), expandiu-se a análise para grupos de 2 estacas, variando seu espaçamento entre eixos de 2 a 10 x diâmetro da estaca.

3.2.4.4. Aplicação de camada de solo-cimento e sua variação geométrica

Partindo dos resultados do item anterior, utilizou-se o modelo com espaçamento de $3x D_e$, escolhido por considerar-se ser o espaçamento mais utilizado na prática de engenharia. Aplicou-se então a camada de solo cimento, na qual se variou suas dimensões L_{SC} , B_{SC} , e e_{SC} , em função do diâmetro da estaca, com valores de 2, 3 e $4x D_e$. Variou-se também a coesão do material, simulando diferentes teores de cimento, foram utilizados os valores de 300, 150, e 50kPa. De um total de 4 variáveis, com 3 níveis de variação, totalizando $3^4 = 81$ simulações.

4. PESQUISA NUMÉRICA

4.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO

Buscando reproduzir numericamente os resultados dos ensaios de carregamento lateral realizados em campo por Faro (2014), utilizou-se os dados da estaca denominada “Nat_20_D0.4_L8”, uma estaca do tipo escavada, com 0,40m de diâmetro, e 8m de comprimento, e da estaca “Cim_20_4D_0,1L”, com as mesmas características de fuste, porém com uma camada de solo cimento radial à estaca, de 1,6m de diâmetro, e 0,80m de profundidade. As dimensões, e os pontos de aplicação de carregamento e leitura de carga são os mesmos que os utilizados em campo, conforme Figura 4.1.

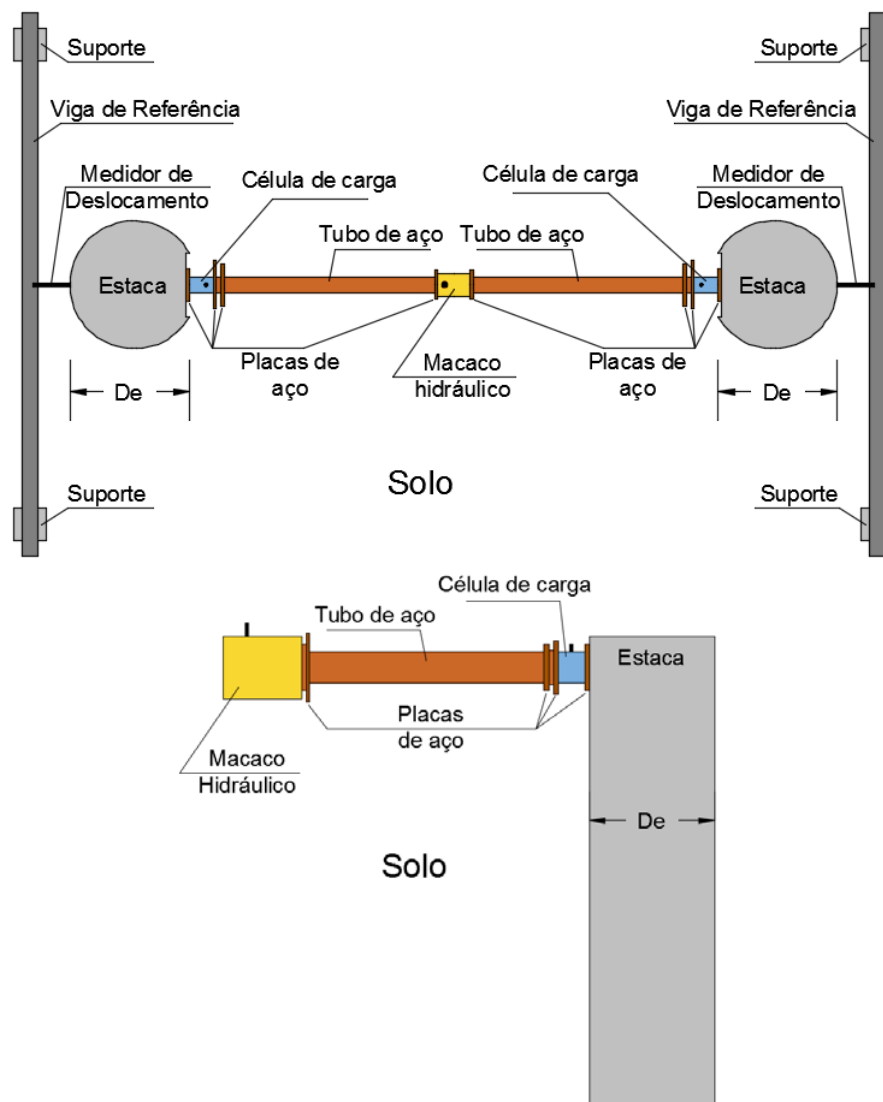


Figura 4.1 – Desenho esquemático do procedimento de ensaio.

4.1.1. Caracterização do campo experimental

O campo experimental, pertencente ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF), fica localizado no Campus de Passo Fundo, junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, na Cidade de Passo Fundo, região norte do estado do Rio Grande do Sul.

O solo característico é do tipo residual homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Segundo Streck *et al.* (2002), este tipo de solo caracteriza-se por ser bem drenado e profundo, possuindo um perfil homogêneo devido à transição gradual entre os horizontes.

Para a prospecção geotécnica, ensaios SPT (*standard penetration test*), seguidos por SDMT (*seismic dilatometer test*), e CPT (*cone penetration test*) foram realizados. Os resultados da investigação geotécnica são exibidas na Figura 4.2.

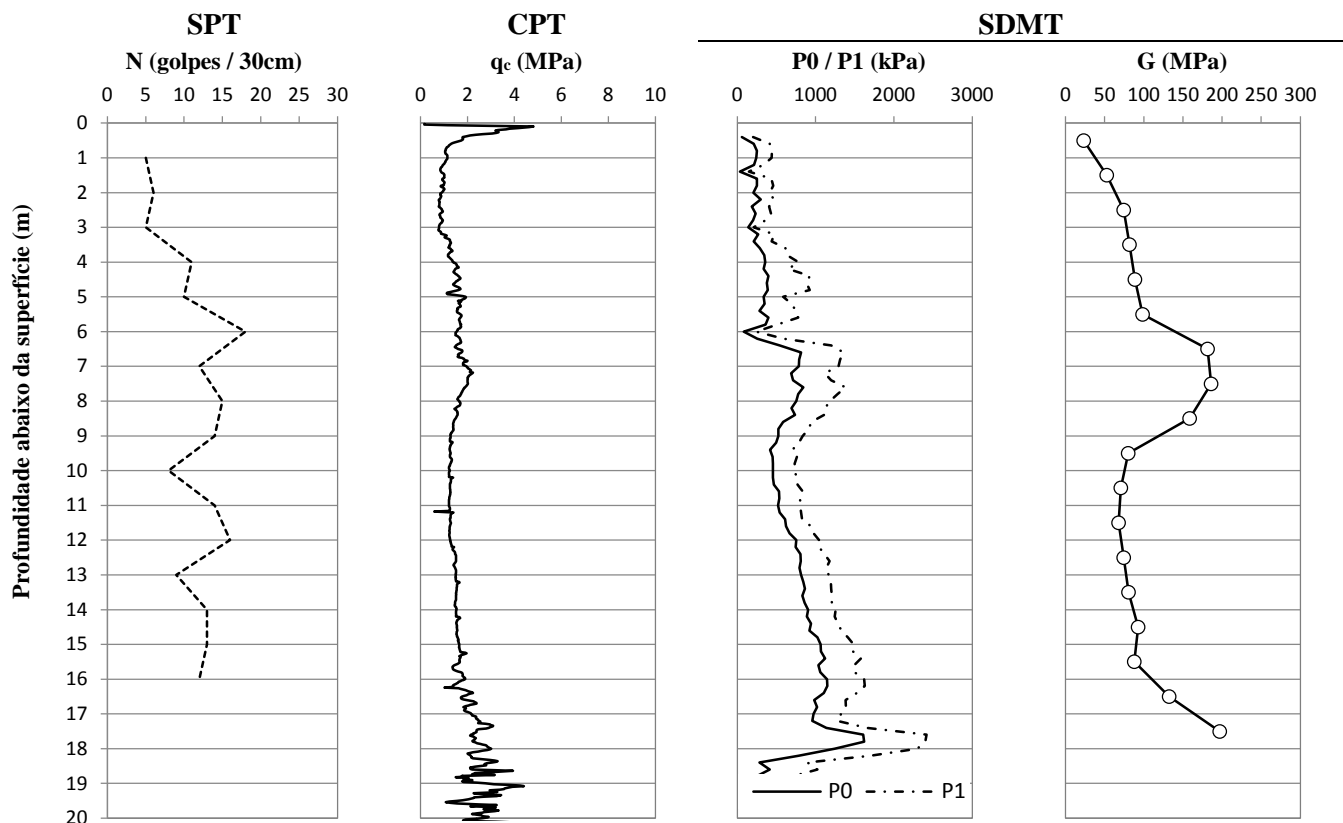


Figura 4.2 – Resultados da investigação do solo, SPT, CPT, e SDMT, provenientes de Faro (2014)

Os resultados da campanha de investigação *in situ*, em seus índices e medidas de resistência, mostram um perfil relativamente homogêneo ao longo da sua profundidade, apresentando maiores alterações somente a partir de 17m de profundidade.

A partir de amostras coletadas com trado manual até uma profundidade de 5m (Dalla Rosa e Thomé, 2004; Dalla Rosa, Thomé e Ruver, 2004), realizaram a caracterização do solo, através de análise da umidade natural do solo, peso específico real dos grãos, distribuição granulométrica e limites de Atterberg. Tais resultados, Figura 4.3, corroboram com a investigação *in situ*, mostrando a homogeneidade do solo.

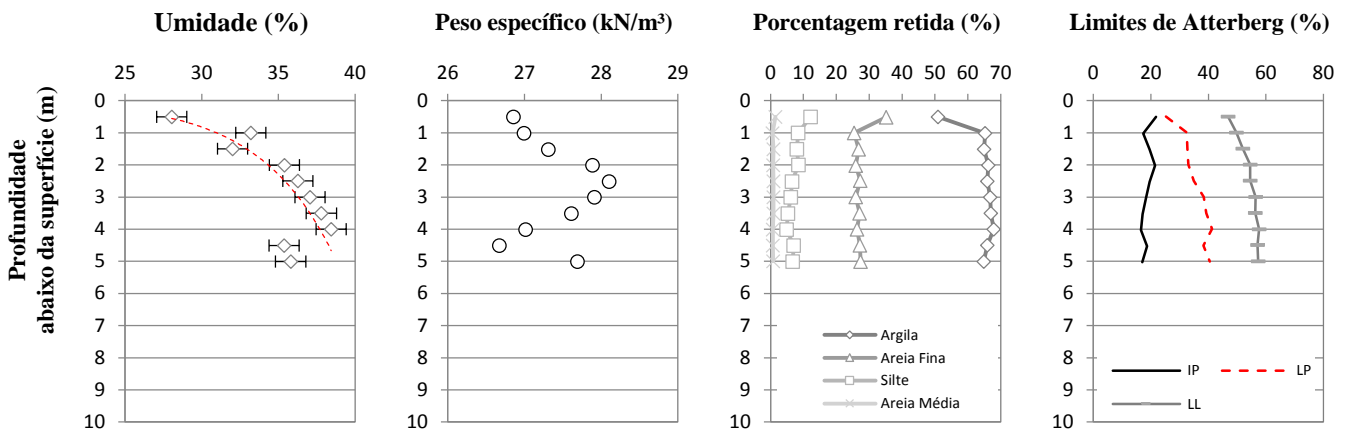


Figura 4.3 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade (Dalla Rosa e Thomé, 2004).

Com a retirada de amostras indeformadas da profundidade de 1m, Donato (2005; apud Ruver, 2011) caracterizou o solo através de ensaios triaxiais, do tipo consolidados drenados (CD). A Figura 4.4 apresenta os resultados dos ensaios, os quais foram realizados com três tensões confinantes, 20, 60, e 100 kPa. Verifica-se a origem de um intercepto coesivo, e comportamento compressivo, corroborando com a observação de Leroueil e Vaughan (1990), em que afirmam que em solos residuais, a formação da estrutura está associada à formação de novos minerais e/ou à precipitação de sais minerais, os quais permitem a criação de uma cimentação entre as partículas. Esta formação, origina um intercepto coesivo, mesmo quando o solo possui um elevado grau de porosidade e um comportamento predominantemente compressivo.

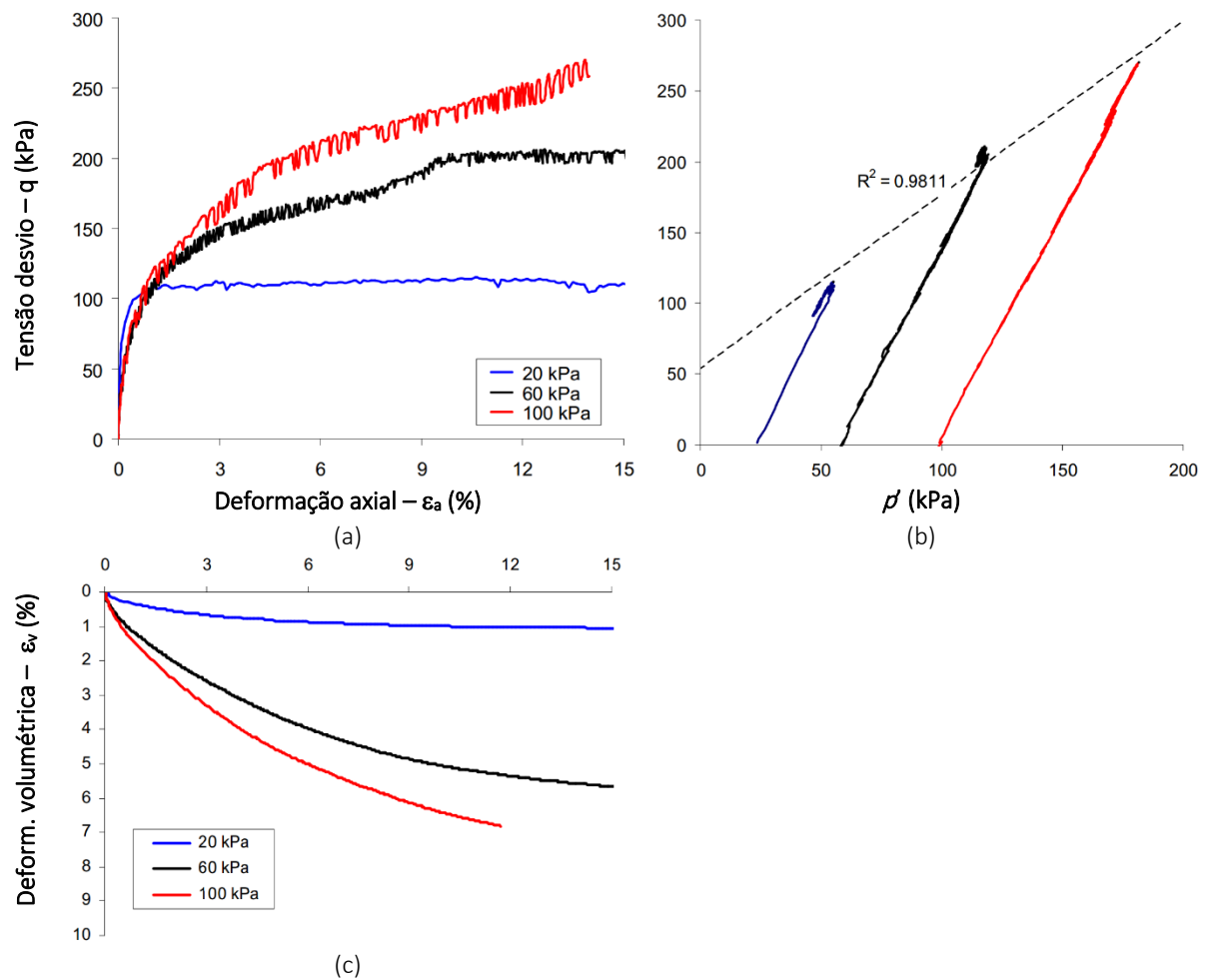


Figura 4.4 – Resultados ensaios triaxiais Donato (2005)

Pela envoltória de ruptura (Figura 4.4 b), os parâmetros de resistência obtidos são:

- Coesão efetiva (c') = 23,8 kPa
- Ângulo de atrito (ϕ') = 31,84°

Em uma pesquisa realizada no Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI), Bjerrum e Simons (1960) reuniram um grande número de resultados de ensaios triaxiais em argilas normalmente adensadas, gerando então uma relação entre índice de plasticidade (IP) e ângulo de atrito (ϕ'), conforme Figura 4.5. Embora o banco de dados dos autores seja baseado em solos de formação diferente, em comparação com o solo residual de Passo Fundo, plotou-se para termos de comparação, o valor de ângulo de atrito (ϕ') obtido no ensaios triaxial de Donato (2005; apud Ruver, 2011), relacionado com índice de plasticidade (IP) de Dalla Rosa e Thomé (2004), obtendo-se então um ponto muito próximo da linha de tendência.

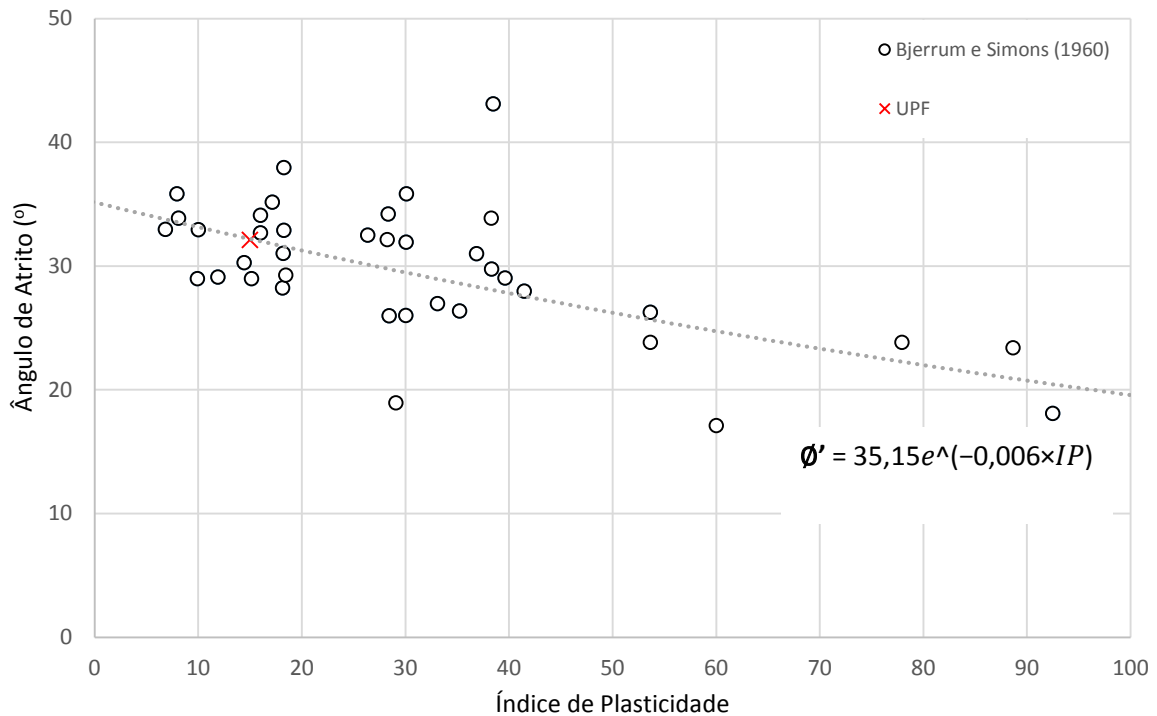


Figura 4.5 – Correlação entre índice de plasticidade (IP) e ângulo de atrito (ϕ') (Bjerrum e Simons, 1960)

Utilizando a expressão retirada da linha de tendência dos dados de Bjerrum e Simons (1960),

$$\phi' = 35,15e^{-0,006 \times IP} \quad (4.1)$$

calculou-se o ângulo de atrito (ϕ') em função do índice de plasticidade (IP) para as diferentes profundidades estudadas por Dalla Rosa e Thomé (2004), conforme Figura 4.6.

Ainda Dalla Rosa e Thomé (2004), realizaram ensaios oedométricos na condição natural e inundada, onde definiram uma tensão de pré-adensamento virtual (σ_{vm}) de 150 kN/m². Vargas (1953) mostra que a diminuição do índice de vazios com a aplicação de tensão normal em solos residuais, segue a mesma lei que governa o fenômeno de adensamento em solos sedimentares. Ainda o mesmo autor relata que a tensão de pré adensamento de Casagrande é similar, isso é, até um certo nível de carregamento a diminuição do índice de vazios por adensamento é pequeno; após a carga aplicada ultrapassar este limite, a relação entre índice de vazios e tensão aplicada segue a lei do adensamento. Definindo assim a tensão de pré-adensamento virtual. Esta então, atribuída à formação da cimentação natural destes solos, e entende-se que quando for excedida, significará que as ligações cimentantes foram rompidas.

Dalla Rosa, Thomé e Ruver (2004) diante da extração de amostras indeformadas, realizaram ensaios de resistência a compressão simples (RCS), nas quais obtiveram um valor médio de 54 kPa.

Para estimar o módulo de elasticidade, dois métodos não diretos foram utilizados. A correlação proposta por Baldi *et al.* (1986) na qual se utilizam os dados do ensaio DMT, e a correlação com a velocidade de onda cisalhante proveniente do ensaios SDMT.

A correlação proposta por Baldi et al. (1986) utiliza o Módulo Dilatométrico ED que pode ser obtido por:

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (4.2)$$

na qual P_0 é a pressão “lift-off” onde a membrana começa a expandir, e P_1 é a pressão requerida para mover o centro da membrana em 1,1 mm contra o solo. Para se obter o E, o módulo dilatométrico deve ser multiplicado por um fator de conversão, como:

$$E = F \times E_D \quad (4.3)$$

Na proposição de Baldi et al (1986), o valor de F é 10 para um solo coesivo.

Com o valor de G_0 , dos resultados do SDMT, fazendo uso da teoria da elasticidade, e fixando o coeficiente de Poisson ν como 0,3, o módulo de elasticidade é dado por:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (4.4)$$

Resultados das correlações dos parâmetros de resistência e rigidez são expostos na Figura 4.6

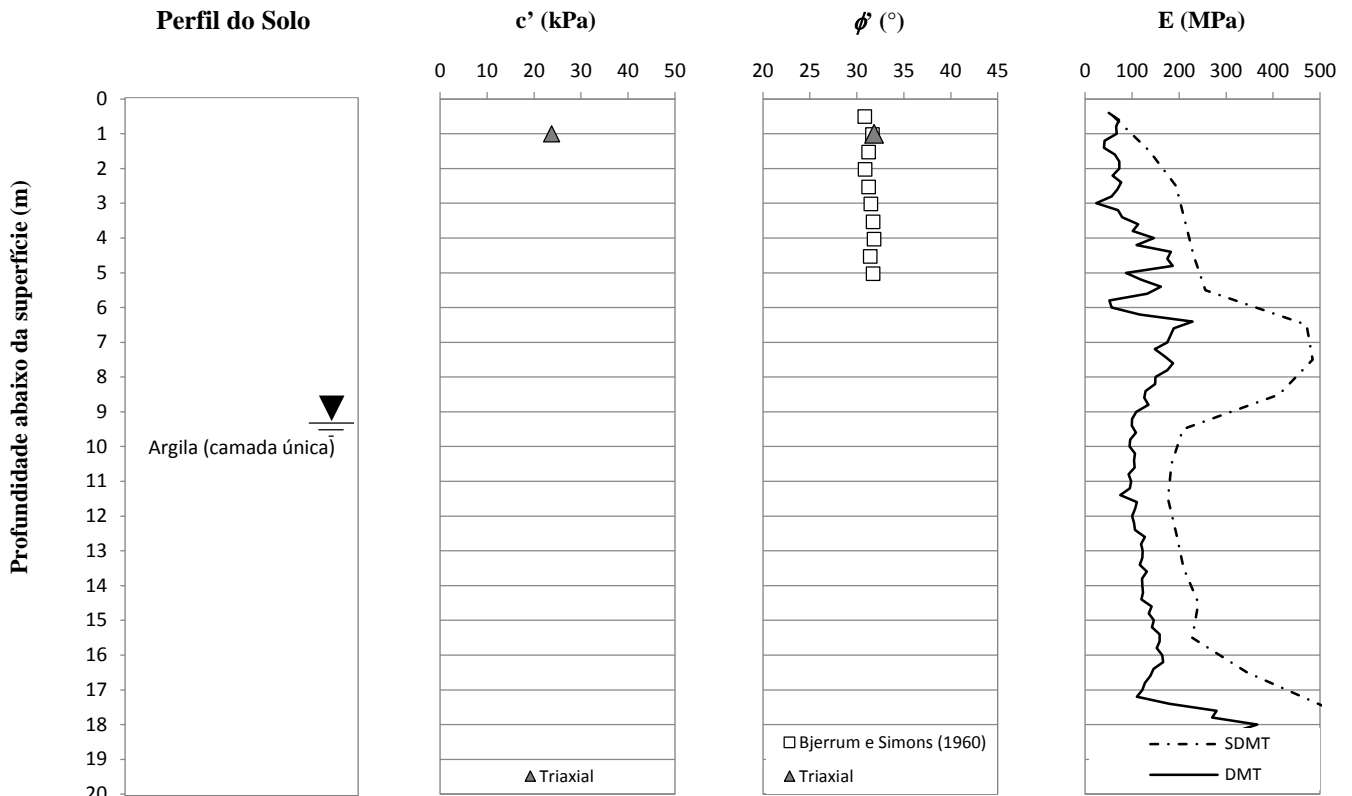


Figura 4.6 – Perfil do solo considerado, coesão efetiva, ângulo de atrito, e módulo de elasticidade.

Os parâmetros de resistência da camada de solo cimento foram determinados conforme a sugestão de Consoli (2014), onde para a caracterização de solos cimentados artificialmente, o ângulo de atrito (ϕ') pode ser atribuído ao valor fixo de $34,9^\circ$, e o intercepto coesivo (c') como uma relação de 26% da resistência a compressão simples (RCS). Faro (2014) extraiu corpos de prova da camada de solo cimento da estaca “Cim_20_4D_0,1L”, e ensaiou a resistência a compressão simples (RCS), chegando em um valor médio de 730kPa. Para o módulo de elasticidade, utilizou-se o mesmo valor utilizado por Faro (2014), o qual através de análise paramétrica definiu o valor de $E= 3.609,5$ MPa.

4.1.2. Definição dos parâmetros iniciais do modelo

Após a interpretação da investigação geotécnica de campo, conforme o item anterior, definiu-se um perfil modelo com os parâmetros para cada camada de solo, e para a estaca, conforme Figura 4.7.

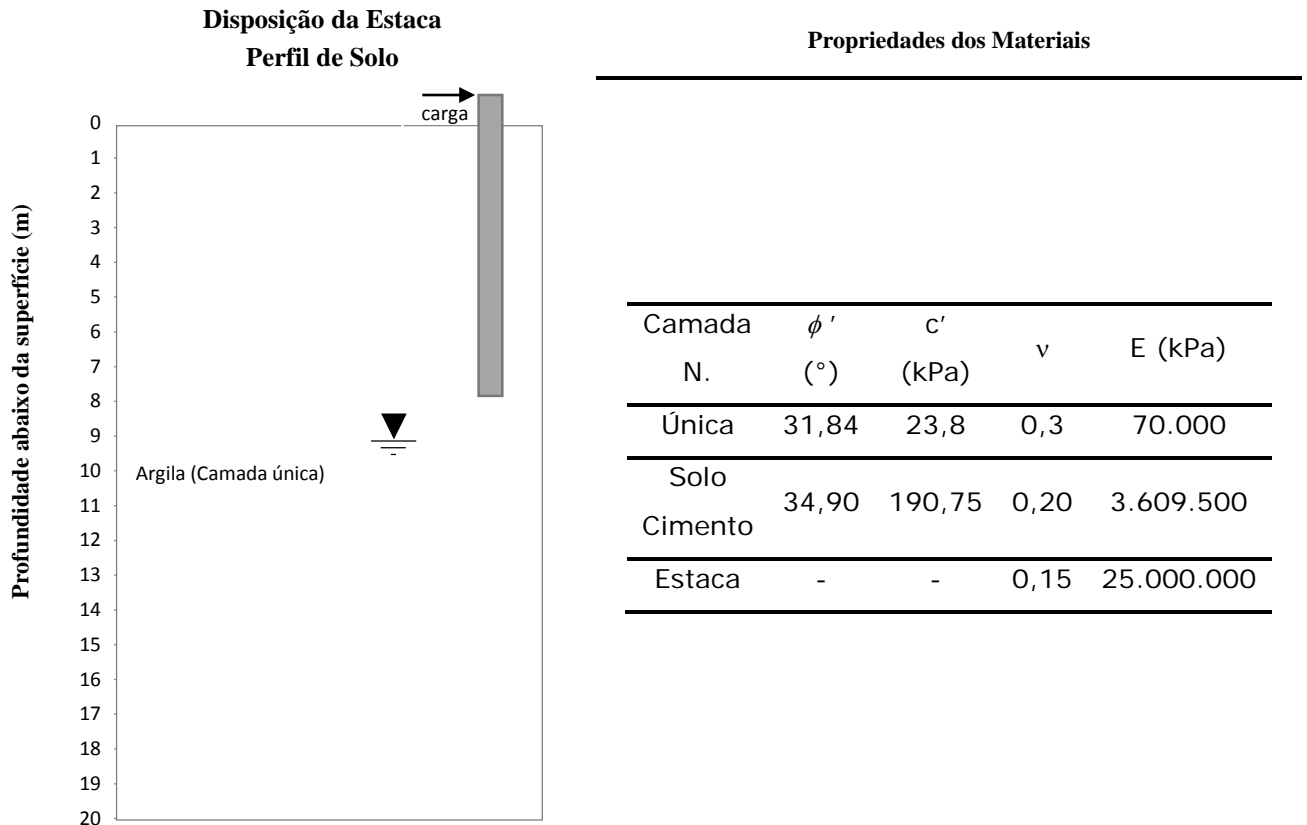


Figura 4.7 – Disposição da estaca no solo, e propriedades dos materiais utilizadas (modelo de calibração).

O perfil do solo teve atribuída uma única camada, dada a considerada homogeneidade ao longo da profundidade. A escolha pelo valor de ângulo de atrito ϕ' , e coesão c' basearam-se inicialmente nos valores retirados do ensaio triaxial. Para os valores de módulo de elasticidade optou-se pela escolha da relação em função dos valores dos ensaios DMT, por se tratar do limite inferior entre as formas calculadas.

O módulo de elasticidade do concreto foi calculado a partir da sugestão da NBR 6118 (2003), a partir da expressão:

$$E = 5600\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (4.5)$$

Sendo considerado um concreto com resistência a compressão simples de 20Mpa.

4.1.3. Resultados do modelo inicial

As estacas em estudo, denominadas como “Nat_20_D0.4_L8”, e “Cim_20_4D_0,1L” foram modeladas conforme Figura 4.8, onde apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada em

vista isométrica e frontal. Com os parâmetros da Figura 4.7, e fazendo uso do modelo base apresentado no capítulo 3, procedeu-se a análise.

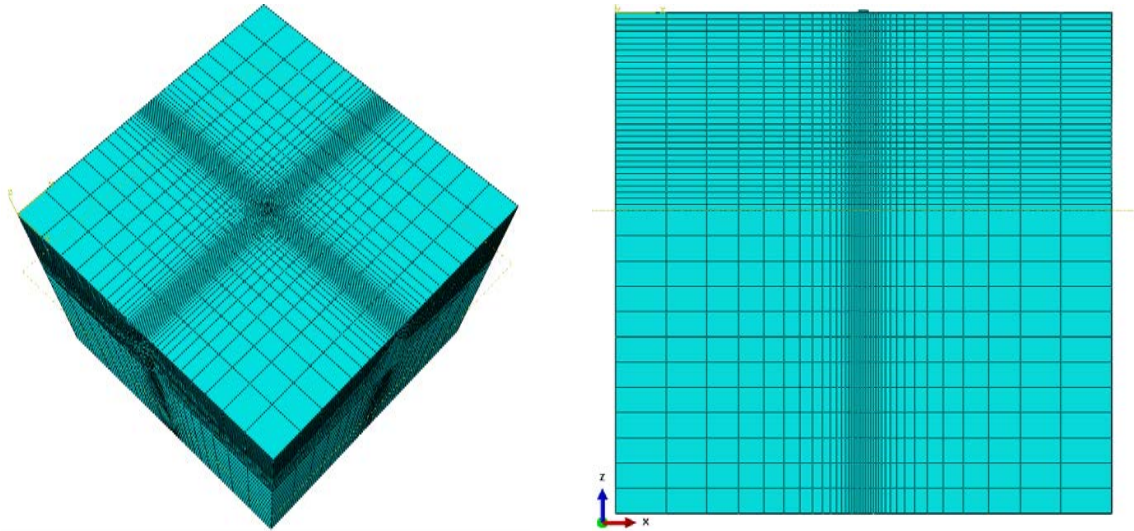


Figura 4.8 – Modelo numérico (calibração), malha tridimensional.

A aproximação da variável inicial se deu pela aplicação do deslocamento no topo da estaca, que possui uma excentricidade de 0,1m para fora do solo. A comparação direta entre o resultado medido no ensaio em escala real, e o resultados do modelo numérico são apresentados na Figura 4.9 e Figura 4.10.

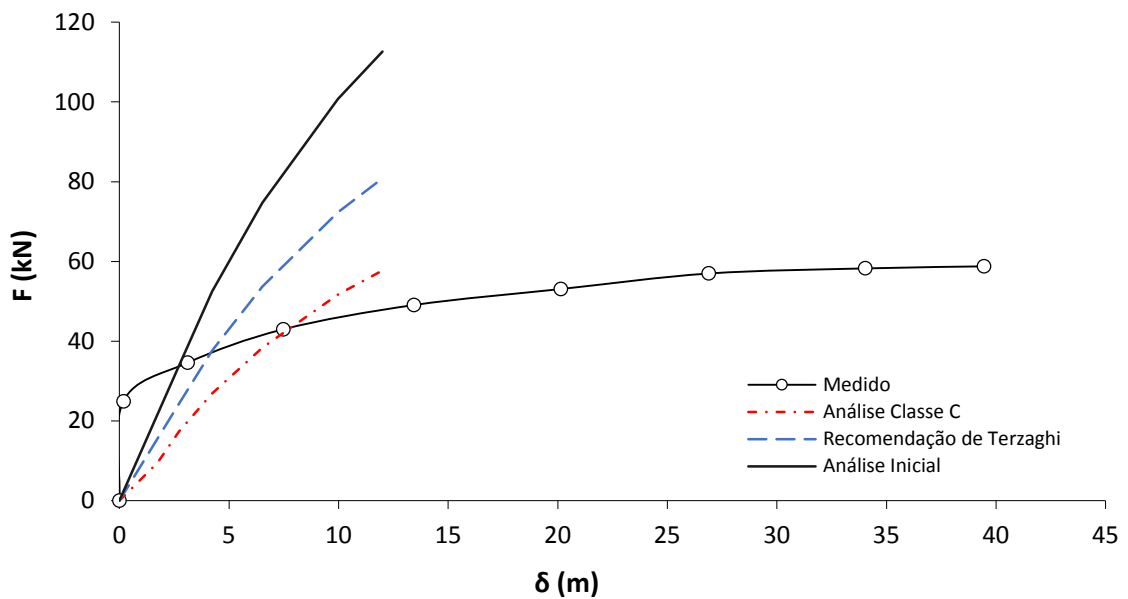


Figura 4.9 – Resultados do modelo numérico (“Nat_20_D0.4_L8”).

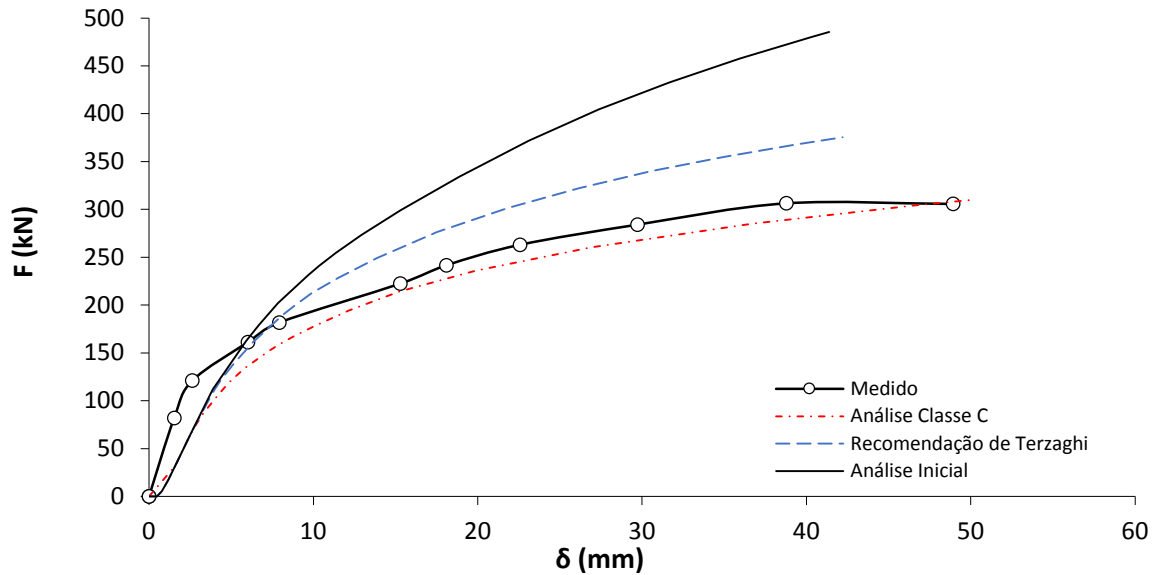


Figura 4.10 – Resultados do modelo numérico (“Cim_20_4D_0,1L”).

Os resultados do modelo numérico inicial em ambas as estacas mostraram uma diferença acentuada em relação ao resultado medido no ensaio de campo, mostrando a necessidade de ajustes frente aos parâmetros utilizados no modelo numérico.

Embora enfatizando uma redução de parâmetros para cálculo de fundações superficiais, quando em possível ruptura por punção, Terzaghi (1943) recomendou que os parâmetros de resistência Coesão efetiva (c'), e Ângulo de atrito (ϕ') fossem reduzidos de acordo com:

$$c'_{red.} = \frac{2}{3} \times c' \quad (4.6)$$

$$\tan \phi'_{red.} = \frac{2}{3} \times \tan \phi' \quad (4.7)$$

Tais reduções foram implementadas ao modelo, e seus resultados conforme Figura 4.9 e Figura 4.10 (recomendação de Terzaghi), apresentam ainda uma significativa diferença com os resultados medidos em campo, assim modificações nos parâmetros de resistência foram realizadas novamente.

Segundo Bishop (1966) a relação de tensão efetiva e resistência ao cisalhamento é côncava em relação ao eixo das tensões efetivas para argilas pré-adensadas, argilas cimentadas, e solos granulares densos, e dada a significativa influência que o intercepto coesivo tem na equação de

resistência ao cisalhamento de Coulomb, optou-se então por utilizar-se o ângulo de atrito encontrado no ensaio triaxial ($\phi'=31,84^\circ$), porém reduzir o valor do intercepto coesivo.

Mesri e Abdel-Ghaffar (1993) afirmam que em geral a magnitude do intercepto coesivo depende da tensão de pré-adensamento (σ_{vm}), e da relação entre tensão de pré-adensamento e tensão efetiva (σ_{vm}/σ'), correlacionadas ainda com a composição do solo, cimentação, e fatores de intemperismo. Os mesmos autores propuseram uma relação entre tensão de pré-adensamento e intercepto coesivo:

$$c' = 0,024 \times \sigma_{vm} \quad (4.8)$$

Utilizando a tensão de pré-adensamento virtual (σ_{vm}) de 150 kN/m²(2004), chega-se a um intercepto coesivo de 3,6 kPa. Utilizando tal intercepto coesivo, e o ângulo de atrito de 31,84°, tem-se os resultados (análise Classe C) na Figura 4.9 e Figura 4.10.

Estes resultados, embora não reproduzam o comportamento inicial rígido da estaca “Nat_20_D0.4_L8” medido em campo, chegam em valores próximos para uma faixa de 2-3% do valor diâmetro da estaca em deslocamento (8mm-12mm).

Já para a estaca “Cim_20_4D_0,1L”, os valores iniciais obtiveram um maior desvio quanto aos medidos em campo, porém houve um bom acordo a partir de cerca de 2% do valor diâmetro da estaca em deslocamento (8mm), em diante.

Dada a limitação de possíveis variações nos parâmetros de resistência do solo com a utilização do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, atribui-se como satisfatório o resultado da modelagem, sendo os parâmetros finais dados pela Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Parâmetros Análise Classe C (modelo de calibração)

Camada N.	ϕ' (°)	c' (kPa)	ν	E (kPa)
Única	31,84	3,60	0,30	70.000
Solo Cimento	34,90	190,75	0,20	3.609.500
Estaca	-	-	0,15	25.000.000

4.2. VALIDAÇÃO DO MODELO

Para validar o modelo utilizado, buscou-se na bibliografia casos de ensaios de carregamento lateral em estacas. Para tal, utilizou-se os dados provenientes do estudo de Huang *et al.* (2001).

4.2.1. Caracterização do campo experimental

Buscando uma otimização no projeto das fundações de uma ferrovia de trens de alta velocidade em Taiwan, ensaios de carregamento lateral em escala real, e em conjunto uma campanha de investigação de solo foram realizados. Os resultados de ensaios de carregamento lateral na estaca denominada B7, uma estaca escavada com 1,5m de diâmetro, e 34,9m de comprimento, foram utilizados, concomitantemente com os resultados da investigação de solo *in situ* realizada.

O local dos ensaios em Taiwan fazia parte de uma plantação de cana de açúcar, onde os resultados de ensaios SPT (*standard penetration test*) mostraram espessuras de solo maiores que 100m. Ensaios SPT, seguidos por DMT (*dilatometer test*), e SCPT (*seismic cone penetration test*) foram realizados. Os resultados da investigação geotécnica considerados para a estaca B7 são exibidas na Figura 4.11.

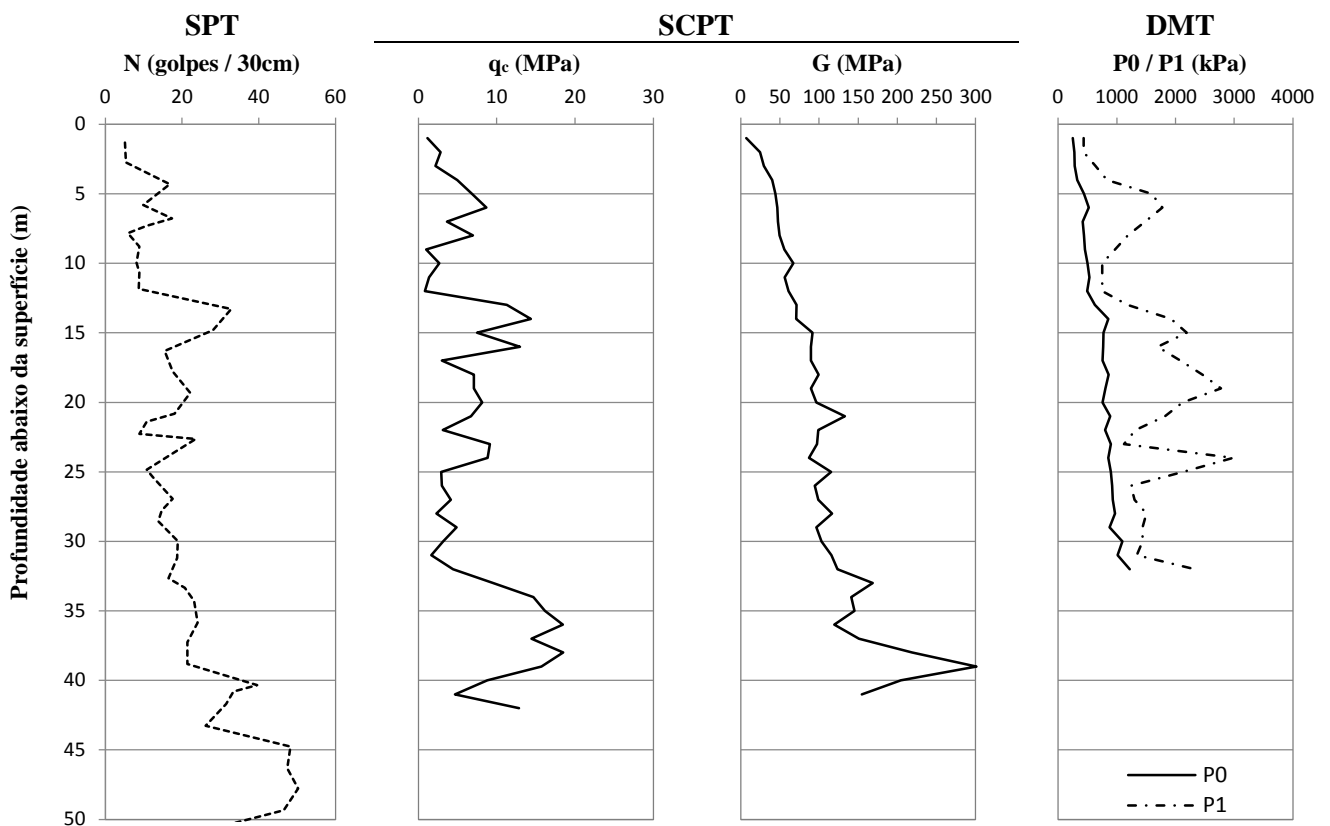


Figura 4.11 – Resultados da investigação do solo, SPT, SCPT, e DMT, provenientes de Huang *et al.* (2001)

O perfil do solo foi dividido em 4 camadas, como pode ser visto na Figura 4.12, baseado na mudança da classificação do solo e resistência. A densidade relativa (D_r) baseada pelo CPT foi calculada utilizando-se a equação

$$D_r = \left[\frac{q_c}{\frac{p_a}{305}} \right]^{0.5} \quad (4.9)$$

desenvolvida por Kulhawy e Mayne (1990), onde p_a = pressão atmosférica.

O ângulo de atrito interno foi estimado utilizando três correlações, De Mello (1971), Bolton (1986), e API (1987) todos baseados na densidade relativa. Para o método de De Mello, o ângulo de atrito ϕ' é dado pela equação:

$$(1.49 - D_r) \times \tan \phi' = 0.712 \quad (4.10)$$

Para o método de Bolton, o ângulo de atrito ϕ' é dado pela equação:

$$\phi' = 33 + \{3[D_r(10 - \ln p') - 1]\} \quad (4.11)$$

Finalmente, para o método API, o ângulo de atrito ϕ' é dado pela equação:

$$\phi' = 16D_r^2 + 0,17D_r + 28.4 \quad (4.12)$$

Para estimar o módulo de elasticidade, três métodos não diretos foram utilizados. A correlação proposta por Baldi et al. (1986) na qual se utilizam os dados do ensaio DMT, a correlação proposta por Schnaid et al. (2004) na qual se utilizam os dados dos ensaios CPT, e a correlação com a velocidade de onda cisalhante proveniente dos ensaios SDMT.

A correlação proposta por Baldi et al. (1986) utiliza o Módulo Dilatométrico E_D que pode ser obtido por

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (4.13)$$

na qual P_0 é a pressão “lift-off” onde a membrana começa a expandir, e P_1 é a pressão requerida para mover o centro da membrana em 1,1 mm contra o solo. Para se obter o E_{25} , o módulo dilatométrico deve ser multiplicado por um fator de conversão, como:

$$E_{25} = F \times E_D \quad (4.14)$$

Na proposição de Baldi et al (1986), o valor de F é 3.5 para um solo arenoso. Na pesquisa de Schnaid et al. (2004), apesar de concernir sobre areias cimentadas e não cimentadas, e fazer

uma relação direta com o módulo cisalhante G_0 , foi utilizada em termos de comparação com os demais métodos, dada por:

$$G_0 = 110^3 \sqrt{q_c \sigma'_{v0} p_a} \quad (4.15)$$

Essa expressão refere-se ao limite inferior do intervalo de dados, compreendendo areias não cimentadas. Com o valor de G_0 , proveniente de Schnaid et al. (2004), e dos resultados do SDMT, fazendo uso da teoria da elasticidade, e fixando o coeficiente de Poisson ν como 0,3, o módulo de elasticidade é dado por:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (4.16)$$

Resultados das correlações dos parâmetros de resistência e rigidez são expostos na Figura 4.12.

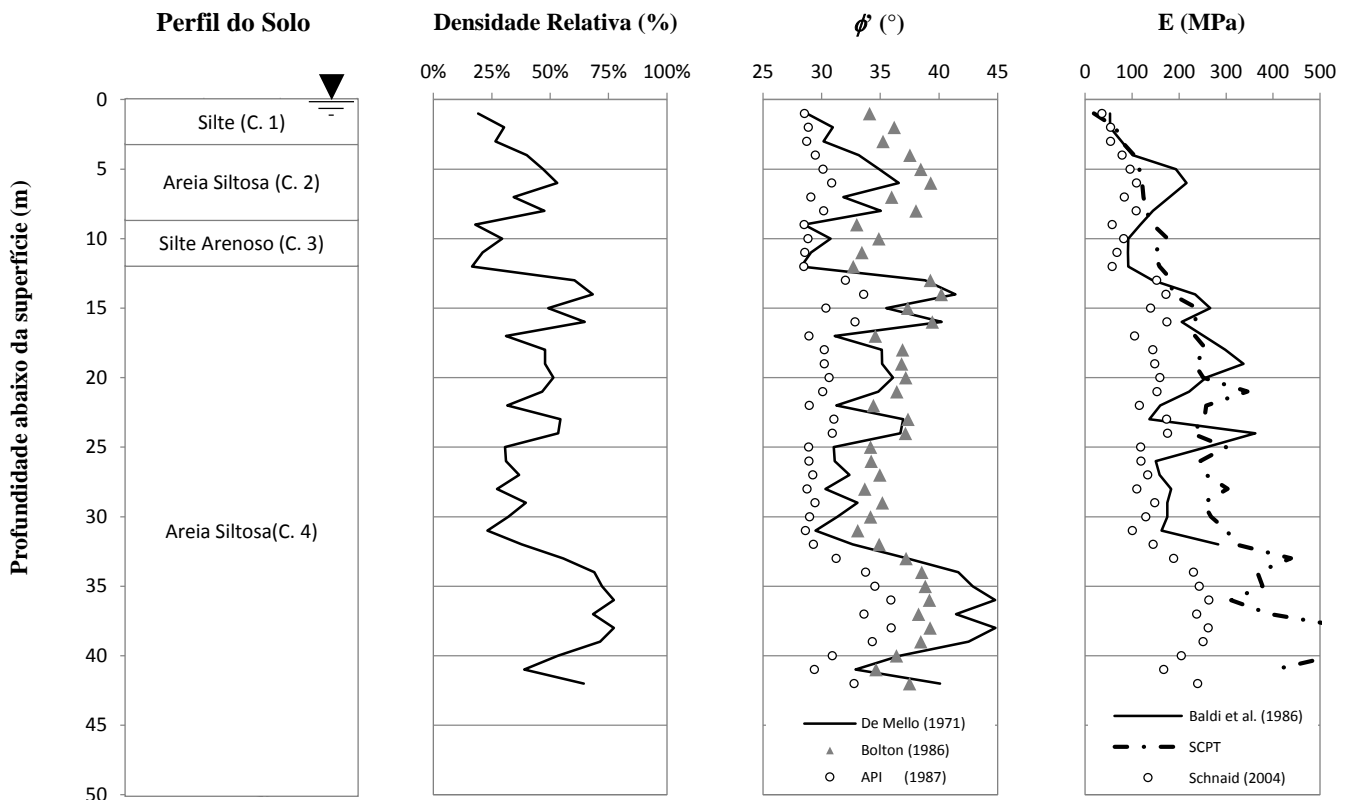


Figura 4.12 – Perfil do solo baseado nos ensaios de campo, em conjunto com densidade relativa, ângulo de atrito, e módulo de elasticidade interpretados.

4.2.2. Definição dos parâmetros do modelo

Após a interpretação da investigação geotécnica de campo, conforme o item anterior, definiu-se um perfil modelo com os parâmetros para cada camada de solo, conforme Figura 4.13.

O perfil do solo foi dividido em 4 camadas, teve sua definição baseado na mudança da classificação do solo e resistência. A escolha pelos valores de ângulo de atrito ϕ' basearam-se no limite inferior dos métodos calculados, mais aproximados dos resultados de API (1987). Para os valores de módulo de elasticidade optou-se pela escolha pela relação em função dos valores do ensaios SDMT, com medida da velocidade da onda cisalhante, entende-se que tal ensaio oferece a melhor confiabilidade dentre os métodos analisados, para este tipo de parâmetro.

O módulo de elasticidade do concreto foi calculado a partir da sugestão da NBR 6118 (2003), a partir da expressão:

$$E = 5600\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (4.17)$$

Sendo considerado um concreto com resistência a compressão simples de 25MPa, os parâmetros considerados para a estaca são apresentados na Figura 4.13.

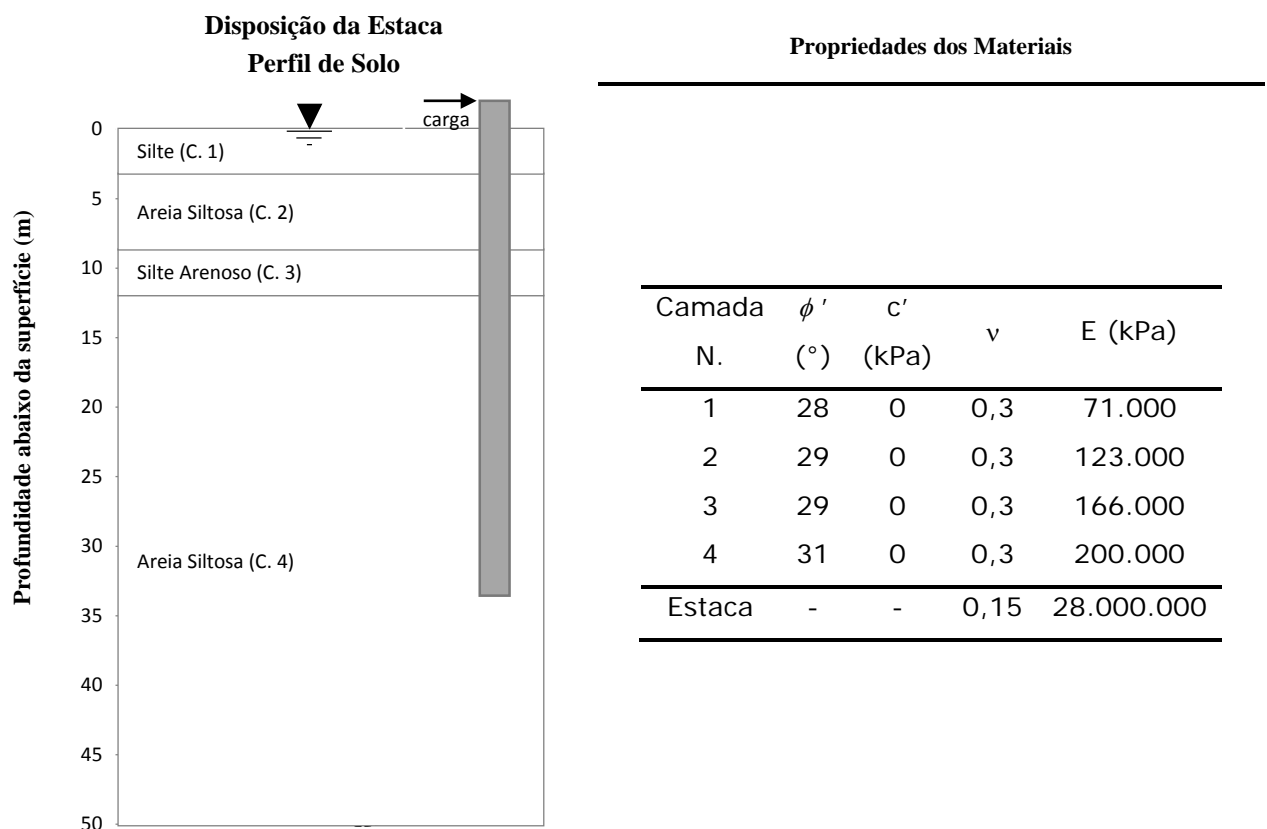


Figura 4.13 – Disposição da estaca no solo, e propriedades dos materiais utilizadas (modelo de validação).

4.2.3. Resultados do modelo

A estaca em estudo, denominada como B7 por Huang et al. (2001) foi modelada conforme Figura 4.14, onde apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada em vista isométrica e frontal. Com os parâmetros da Figura 4.13, e fazendo uso do modelo base apresentado no capítulo 3, procedeu-se a análise.

A aproximação da variável inicial se deu pela aplicação do deslocamento no topo da estaca, que possui uma excentricidade de 1m para fora do solo. A comparação direta entre o resultado medido no ensaio em escala real, e o resultados do modelo numérico são apresentados na Figura 4.15.

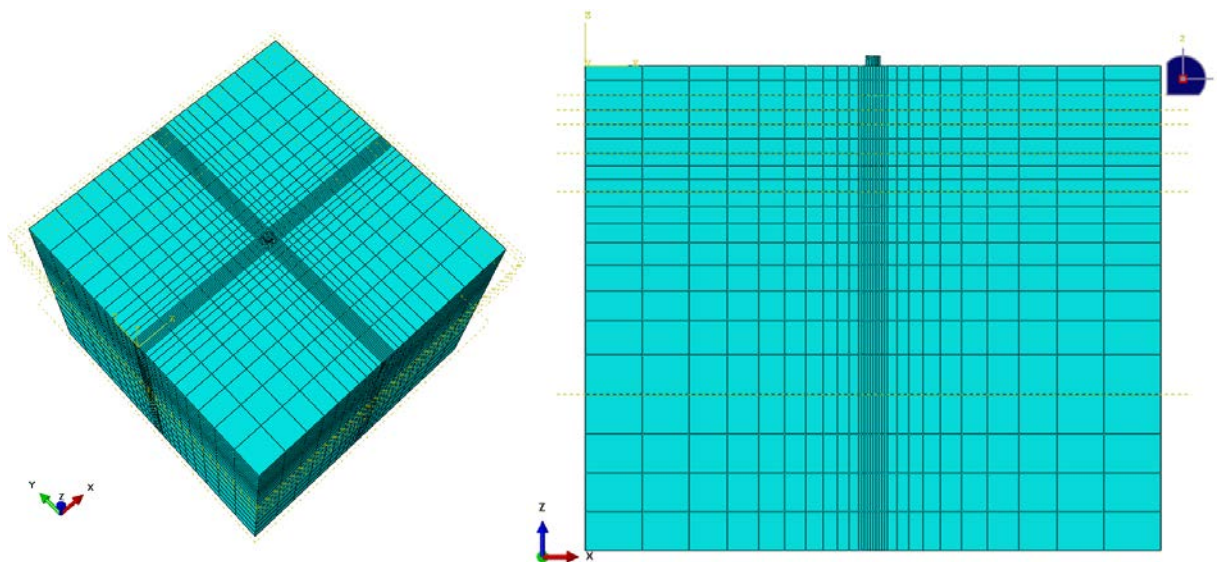


Figura 4.14 – Modelo numérico (validação), malha tridimensional.

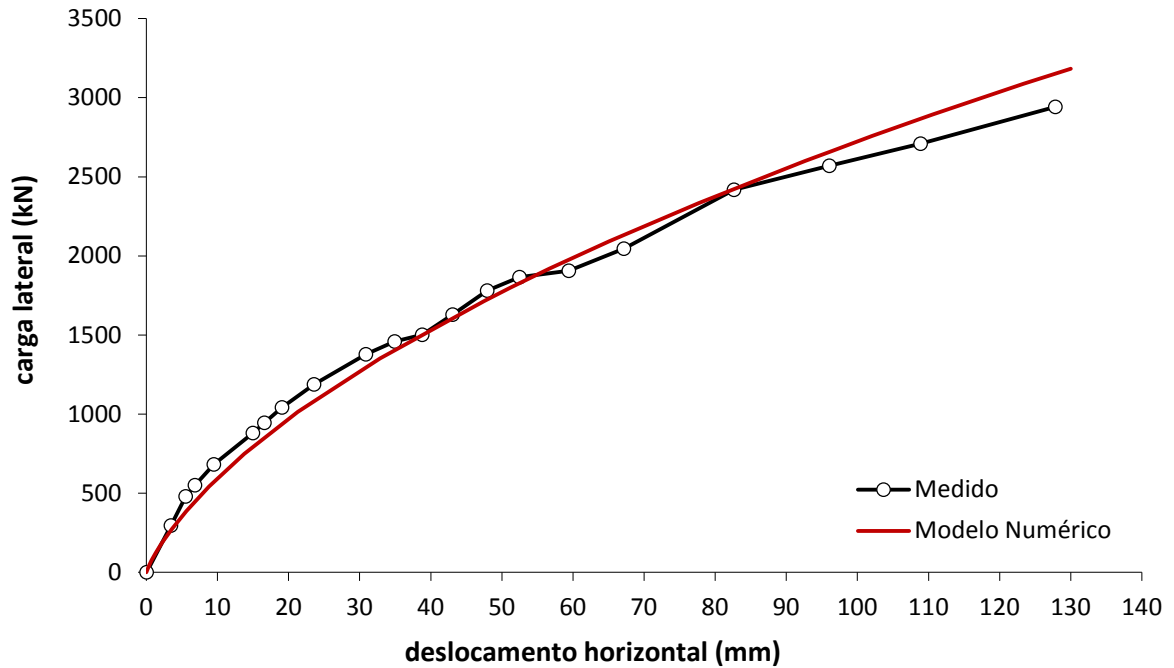


Figura 4.15 – Resultados do modelo numérico (modelo de validação).

Os resultados do modelo numérico mostraram uma boa correlação com os valores medidos, subestimando os valores reais no início, enquanto sobre-estimando no final do carregamento. O desvio dos valores medidos, Figura 4.16, na maioria dos pontos mostrou valores abaixo de 5%, e poucos pontos próximos de 10%, assim, considerou-se o modelo com comportamento satisfatório.

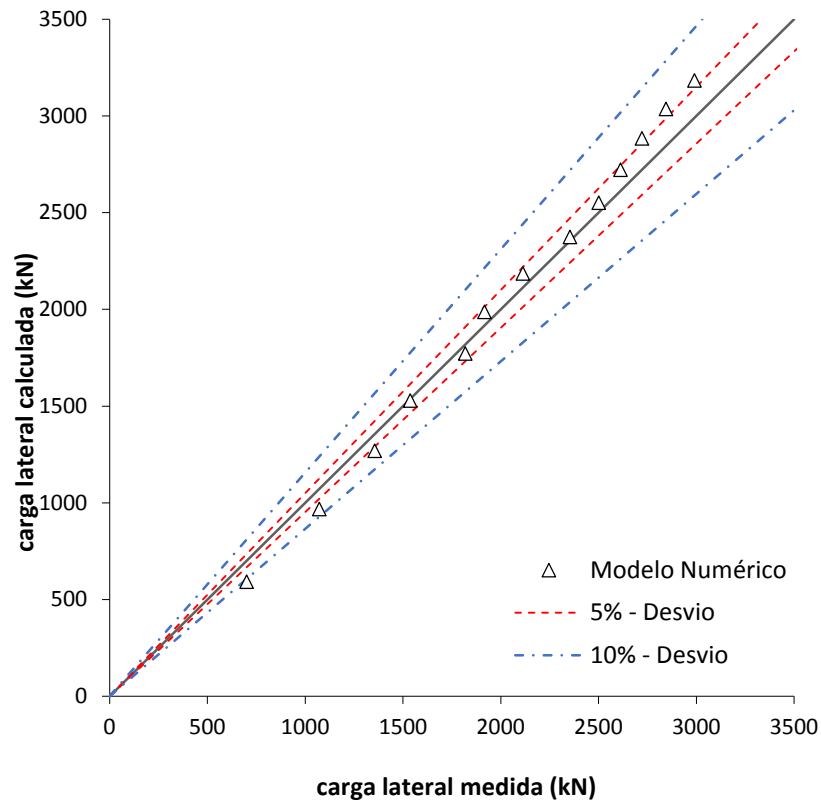


Figura 4.16 – carga medida vs. carga calculada (modelo de validação).

4.3. GRUPO DE ESTACAS EM SOLO NATURAL

O comportamento de um grupo de estacas, com o aqui estudado efeito de grupo, pode ser tratado em termos de eficiência, como sugerido por Reese e Impe (2001), onde a interação entre estacas próximas tendem a reduzir sua eficiência.

Buscando avaliar a perda de eficiência, ou efeito de grupo, em um grupo de 2 estacas, utilizou-se os parâmetros definidos pela análise Classe C (item 4.1), com a mesma geometria da estaca “Nat_20_D0,4_L8”. Foram realizadas 9 simulações, variando o espaçamento entre eixos das estacas (xDe), seguindo o intervalo de $2De$, $3De$, $4De$, $5De$, $6De$, $7De$, $8De$, $9De$, e $10De$.

O modelo base utilizado é apresentado na Figura 4.17, onde destaca-se a ampliação maior nas dimensões do modelo na direção paralela a aplicação da carga (eixo x).

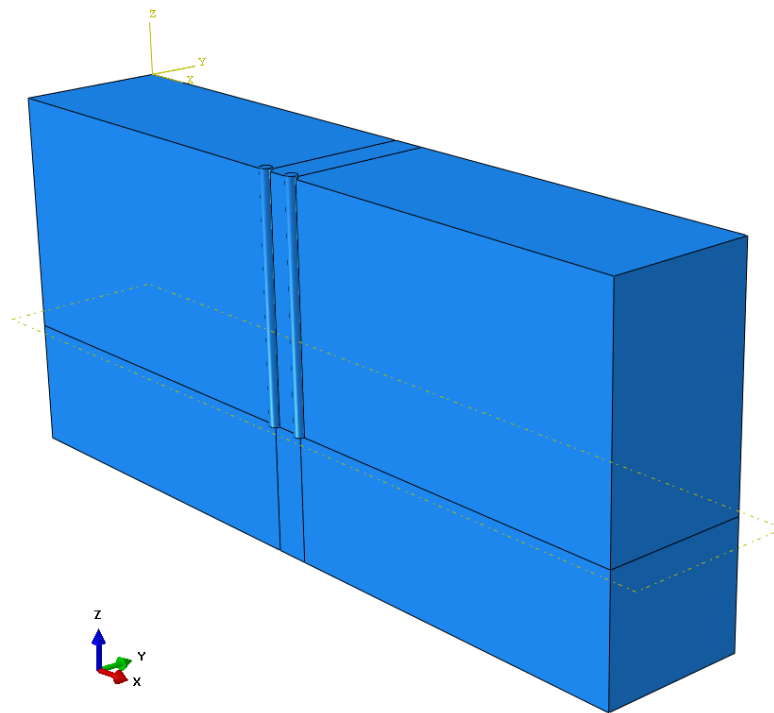


Figura 4.17 – Modelo de 2 estacas (análise de efeito de grupo).

Brown e Shie (1990a) através de uma análise numérica semelhante, utilizando o código Abaqus[®], e avaliando em um solo definido com argiloso, e outro definido como arenoso, concluíram que a partir do espaçamento $3x$ o diâmetro da estaca, o efeito de grupo era muito pequeno. No presente estudo, utilizando-se de recursos computacionais mais eficientes, aumentou-se o refino da malha, isto é, utilizou-se elementos menores, e em maior quantidade.

Conforme descrito no capítulo 2, as estacas que sofrem o pronunciado efeito de grupo, são as denominadas *trailing*, visto que estas possuem elementos à sua frente, as quais devido à sobreposição de tensões, desenvolvem uma eficiência menor. Os resultados da Figura 4.19 são referentes as estacas *trailing* (Figura 4.18).

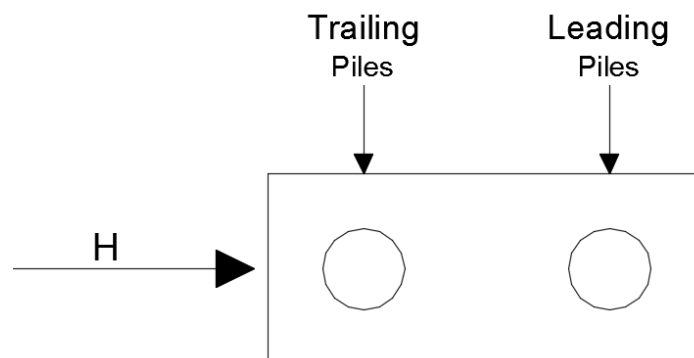


Figura 4.18 – Bloco de 2 estacas, estacas *trailing* e *leading*.

Os resultados dos modelos, apresentados na Figura 4.19, apontam algumas conclusões:

- A quase inexistência do efeito de grupo, ou eficiência tendendo a unidade, é encontrada em espaçamentos entre acima de 6 vezes o diâmetro da estaca, sendo mais, ou menos pronunciado em função da faixa de deslocamento horizontal.
- Apesar de sensível, e do pequeno valor de diferença, a quase inexistência do efeito de grupo ocorre aproximadamente em espaçamentos de 10 vezes o diâmetro da estaca
- Foi verificado também a perda de eficiência para as estacas *leading*. Estas, em espaçamentos entre 2 a 5 vezes o diâmetro da estaca, mostraram a existência de efeito de grupo. Acima destes espaçamentos, o efeito de grupo praticamente inexistiu.

Tais conclusões corroboram com a bibliografia estudada, conforme conclusões do capítulo 2.

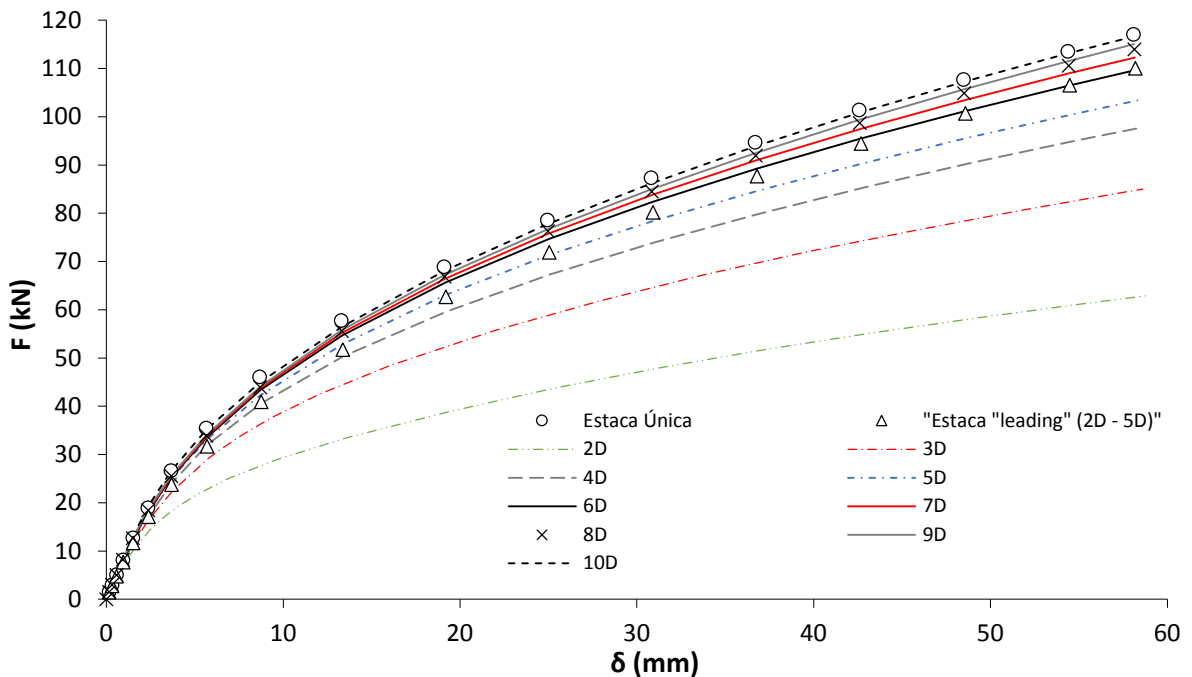


Figura 4.19 – Resultados do modelo numérico (grupo de estacas, variando espaçamento entre estacas).

Em um estudo realizado para investigar a eficiência de grupos de estacas submetidos a esforços laterais, Cox (1983) avaliou grupos de estacas metálicas tubulares em um solo argiloso muito mole ($S_u \approx 2\text{kPa}$), e através de 20 diferentes combinações de arranjos de grupo de estacas, propôs fatores de eficiência, conforme Figura 4.20.

Em analogia com o procedimento realizado por Cox (1983), plotou-se os resultados dos modelos numéricos realizados, conforme Figura 4.20. Onde o somatório da resistência lateral das estacas (grupo), é dividido pela quantidade de estacas do grupo e pela resistência lateral de uma estaca única (sem efeito de grupo). Este resultado, referente ao eixo das ordenadas, deve ser um valor menor ou igual à unidade, tendendo assim a minorar a resistência do grupo de estacas. Os resultados do presente estudo mostram valores próximos aos propostos por Cox (1983).

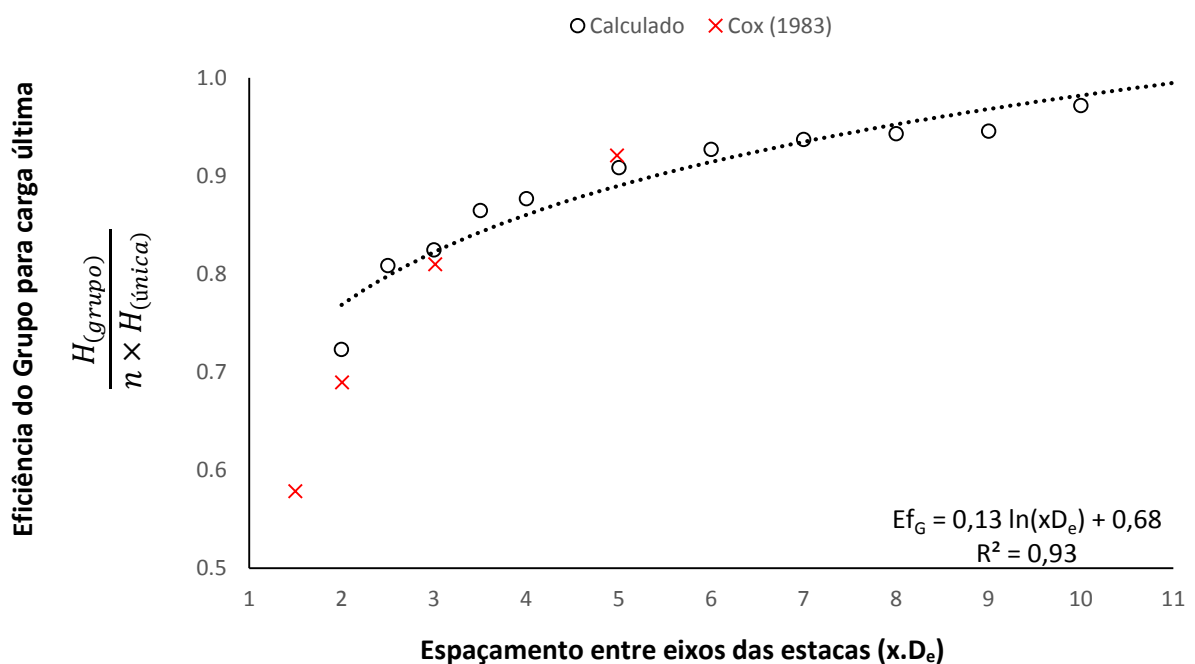


Figura 4.20 – Fator de eficiência para grupos de estacas.

Através de uma linha de tendência logarítmica, sugere-se a expressão (4.18), válida para o intervalo de 2 a 10 vezes o diâmetro da estaca em espaçamento entre eixos, e grupos de estaca em linha, pois tal expressão não prevê a perda de eficiência devido a estacas na direção perpendicular ao carregamento.

$$Eficiência_{Grupo} = 0,13 \ln(xD_e) + 0,68 \quad (4.18)$$

Ao extrapolar-se os valores encontrados por Cox (1983), o efeito de grupo se tornaria nulo em espaçamentos próximos de 6 vezes D_e , diferentemente do encontrado no presente trabalho. Apesar da eficiência do conjunto tender à unidade nesta faixa de espaçamento ainda verifica-se a presença de uma discreta redução.

Espaçamentos usuais na maioria das obras estão na faixa de 3 vezes o diâmetro da estaca, assim as conclusões apontadas sobre o efeito de grupo nesta faixa de espaçamento se mostram relevantes, apontado a importância de se verificar a eficiência do sistema.

4.4. GRUPO DE ESTACAS EM SOLO MELHORADO

4.4.1. Resumo das Simulações

Buscando avaliar o comportamento, possível melhora, bem como principais variáveis, em um grupo de 2 estacas com uma camada de solo cimento ao topo (melhoramento de solo), procedeu-se a uma sequência de simulações com as seguintes variáveis (definidas na Figura 3.1 e Figura 3.2):

- L_{SC} = comprimento da camada de solo cimento (em função $x.D_e$)
- B_{SC} = largura da camada de solo cimento (em função $x.D_e$)
- e_{SC} = espessura da camada de solo cimento (em função $x.D_e$)
- C'_{SC} = Coesão do solo cimento (kPa)

Cada uma das 4 variáveis foi alterada em 3 níveis de variação, totalizando $3^4 = 81$ simulações. Tal escolha se deu pela busca de qual variável geométrica teria maior importância, bem como faixa de relevância, além de variar a resistência do material solo cimento, simulando então diferentes níveis de teores de cimento.

As variáveis geométricas foram variadas em 2, 3 e 4 vezes o diâmetro da estaca, e a coesão do solo cimento foi variada em 300, 150, e 50 kPa.

A variação da dimensão “ B_{SC} ” é ilustrada na Figura 4.21, a variação de geometria é sempre homogênea em ambos os lados.

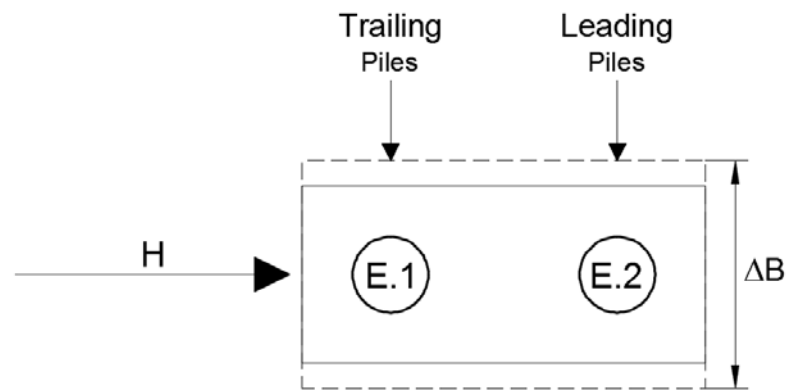


Figura 4.21 – Detalhe, variação da dimensão “ B_{sc} ” do bloco de solo cimento.

A variação da dimensão “ L_{sc} ” é ilustrada na Figura 4.22, novamente a variação de geometria é sempre homogênea em ambos os lados.

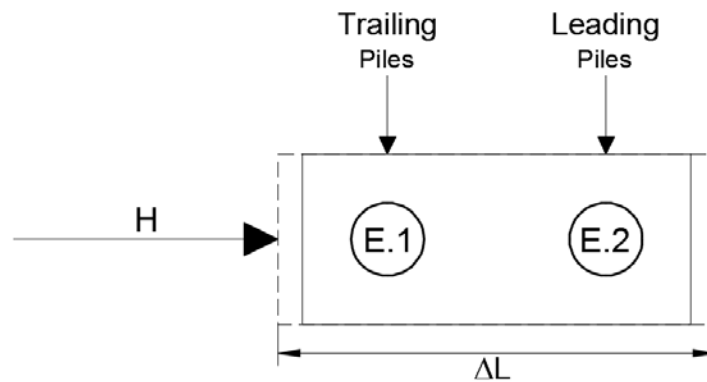


Figura 4.22 – Detalhe, variação da dimensão “ L_{sc} ” do bloco de solo cimento.

A variação da dimensão “ e_{sc} ” é ilustrada na Figura 4.23. Neste caso a variação geométrica se dá somente em profundidade, abaixo do nível do solo.

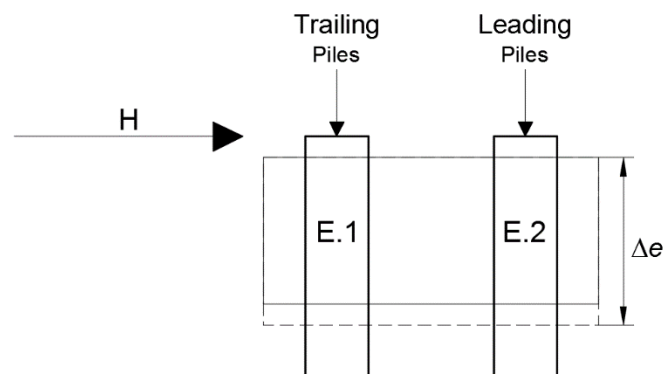


Figura 4.23 – Detalhe, variação da dimensão “ e_{sc} ” do bloco de solo cimento.

Utilizando os parâmetros definidos pela análise Classe C (item 4.1), com a mesma geometria da estaca “Nat_20_D0,4_L8”, um grupo de 2 estacas com espaçamento de 3 vezes o diâmetro da estaca entre eixos foi utilizado, conforme Figura 4.24.

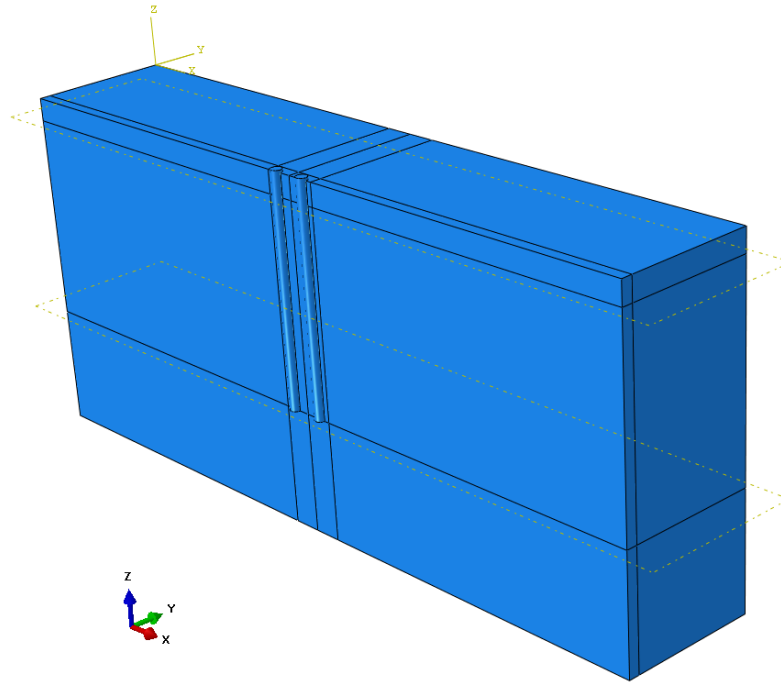


Figura 4.24 - Modelo de 2 estacas (análise com camada de solo cimento).

Os dados completos referentes a cada simulação, como cada nível de variação geométrica, com suas dimensões em função do diâmetro da estaca, e também em metros, bem como valor da coesão do solo cimento são apresentados em sequência em Quadro 4.1, Quadro 4.2, e Quadro 4.3.

A simulação “0” apresentada no Quadro 4.1 refere-se ao modelo sem camada de solo cimento, utilizada como referência frente a melhora atingida com a adição do melhoramento de solo.

Quadro 4.1 - Dados simulações (000 – 027)

N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
0	0,4	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	300	1,60	1,28
2	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	300	2,40	1,92
3	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	300	3,20	2,56
4	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	300	1,92	1,54
5	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	300	2,24	1,79
6	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	300	2,88	2,30
7	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	300	3,84	3,07
8	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	300	3,36	2,69
9	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	300	4,48	3,58
10	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	300	1,60	1,92
11	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	300	2,40	2,88
12	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	300	3,20	3,84
13	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	300	1,92	2,30
14	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	300	2,24	2,69
15	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	300	2,88	3,46
16	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	300	3,84	4,61
17	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	300	3,36	4,03
18	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	300	4,48	5,38
19	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	300	1,60	2,56
20	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	300	2,40	3,84
21	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	300	3,20	5,12
22	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	300	1,92	3,07
23	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	300	2,24	3,58
24	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	300	2,88	4,61
25	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	300	3,84	6,14
26	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	300	3,36	5,38
27	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	300	4,48	7,17

Quadro 4.2 – Dados simulações (028 - 054)

N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
28	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	150	1,60	1,28
29	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	150	2,40	1,92
30	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	150	3,20	2,56
31	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	150	1,92	1,54
32	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	150	2,24	1,79
33	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	150	2,88	2,30
34	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	150	3,84	3,07
35	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	150	3,36	2,69
36	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	150	4,48	3,58
37	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	150	1,60	1,92
38	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	150	2,40	2,88
39	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	150	3,20	3,84
40	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	150	1,92	2,30
41	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	150	2,24	2,69
42	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	150	2,88	3,46
43	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	150	3,84	4,61
44	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	150	3,36	4,03
45	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	150	4,48	5,38
46	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	150	1,60	2,56
47	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	150	2,40	3,84
48	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	150	3,20	5,12
49	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	150	1,92	3,07
50	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	150	2,24	3,58
51	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	150	2,88	4,61
52	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	150	3,84	6,14
53	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	150	3,36	5,38
54	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	150	4,48	7,17

Quadro 4.3 – Dados simulações (055 - 081)

N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
55	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	50	1,60	1,28
56	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	50	2,40	1,92
57	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	50	3,20	2,56
58	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	50	1,92	1,54
59	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	50	2,24	1,79
60	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	50	2,88	2,30
61	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	50	3,84	3,07
62	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	50	3,36	2,69
63	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	50	4,48	3,58
64	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	50	1,60	1,92
65	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	50	2,40	2,88
66	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	50	3,20	3,84
67	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	50	1,92	2,30
68	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	50	2,24	2,69
69	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	50	2,88	3,46
70	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	50	3,84	4,61
71	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	50	3,36	4,03
72	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	50	4,48	5,38
73	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	50	1,60	2,56
74	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	50	2,40	3,84
75	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	50	3,20	5,12
76	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	50	1,92	3,07
77	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	50	2,24	3,58
78	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	50	2,88	4,61
79	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	50	3,84	6,14
80	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	50	3,36	5,38
81	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	50	4,48	7,17

4.4.2. Resultados das Simulações

Os resultados das simulações são apresentados sequencialmente no apêndice desta dissertação, em gráficos de força horizontal F , por deslocamento horizontal no topo da estaca δ (conforme exemplo na Figura 4.26). Em todos os gráficos plotou-se concomitantemente os resultados da simulação 0, onde não havia a camada de solo cimento, possibilitando a direta visualização da melhora de desempenho obtida.

Para cada resultado, plotou-se as curvas força x deslocamento para ambas as estacas do grupo. Criada então a definição onde as estacas “trailing” são identificadas como Estaca 1 (E. 1), logo as estacas “leading” são identificadas como Estaca 2 (E. 2), conforme Figura 4.25.

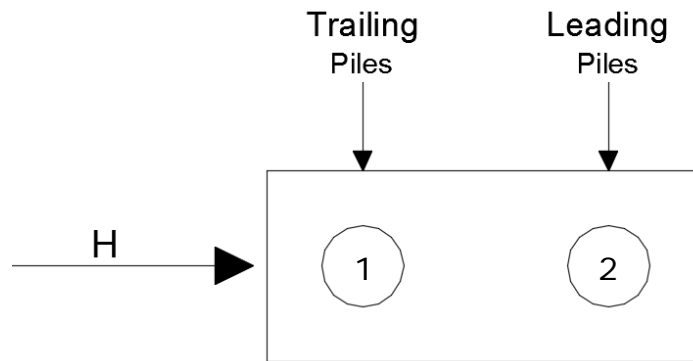
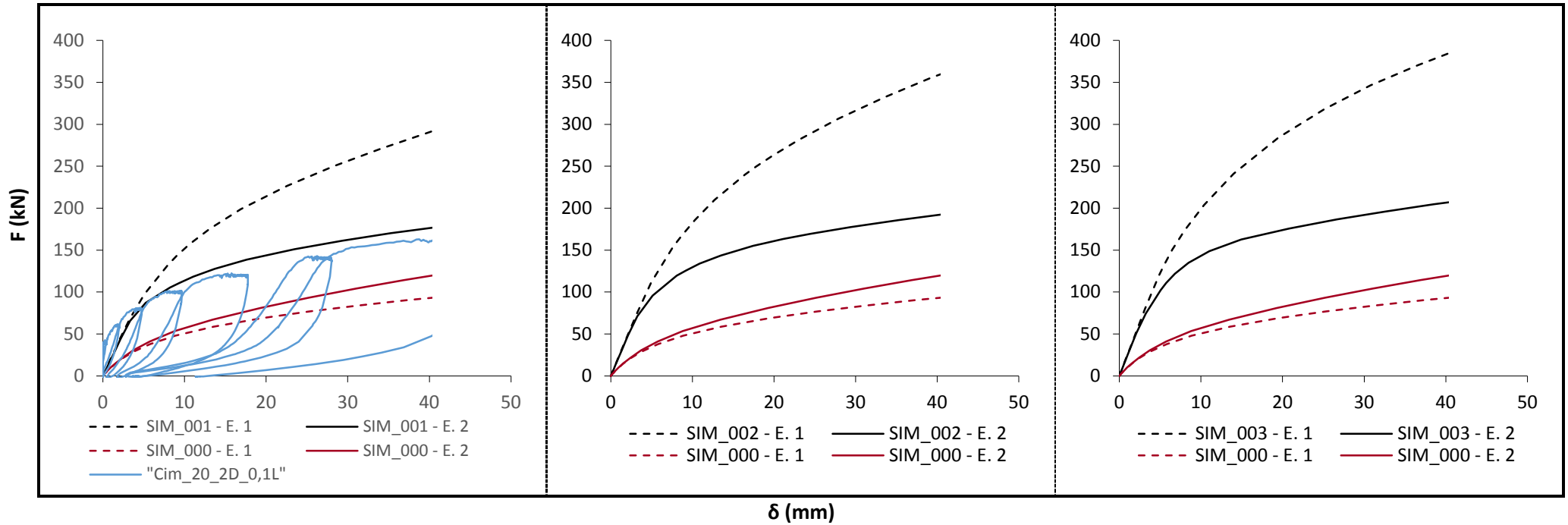


Figura 4.25 – Definição nomenclatura utilizada para as estacas nas simulações.

Os gráficos de força horizontal F , por deslocamento horizontal no topo da estaca δ , foram limitados ao valor de 40mm de deslocamento, o que representa 10% do diâmetro da estaca, considerado como um valor máximo de deslocamento tolerável.

Para as Simulações 001, 006, 009, 024, e 027 plotou-se concomitantemente os resultados dos ensaios realizados por Faro (2014). Tais ensaios possuem as mesmas características geométricas da estaca e da camada de solo cimento. Verifica-se um comum acordo entre o medido em campo, e o calculado através do modelo numérico, sempre em comparação com a estaca *leading* (E. 2).



N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
1	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	300	1,60	1,28
2	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	300	2,40	1,92
3	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	300	3,20	2,56

Figura 4.26 – Resultados simulações 001, 002, e 003.

4.4.3. Análise dos Resultados

O comportamento de cada estaca tende a ser diferente dentre um mesmo grupo de estacas, e conforme conclusões apresentadas no capítulo 2, as estacas denominadas *trailing* tendem a apresentar uma menor performance em comparação com as estacas *leading*. Porém, com a aplicação da camada de solo cimento, nos moldes do que foi aplicado neste trabalho, o comportamento das estacas se inverte, sendo as estacas *trailing* as de melhor desempenho. Isto deve-se ao fato destas estacas possuírem um volume maior de material resistente (solo cimento) à frente (em relação ao carregamento). A Figura 4.27 e a Figura 4.28 mostram em termos de deformações o comportamento do grupo de estacas reforçado com solo cimento (Simulação 001), onde nota-se que a estaca 2 possui deformações maiores à sua frente (em relação ao carregamento) em comparação com a estaca 1.

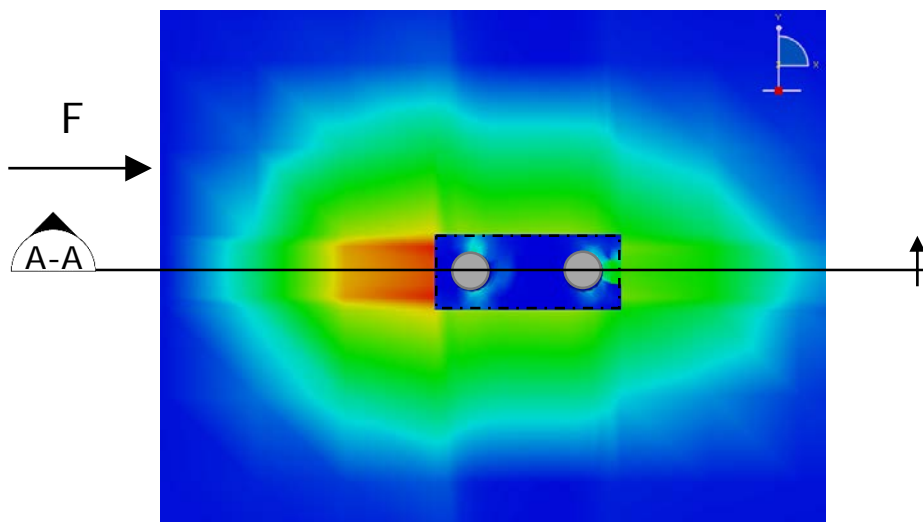


Figura 4.27 – Deformações em Simulação 001 (vista em planta).

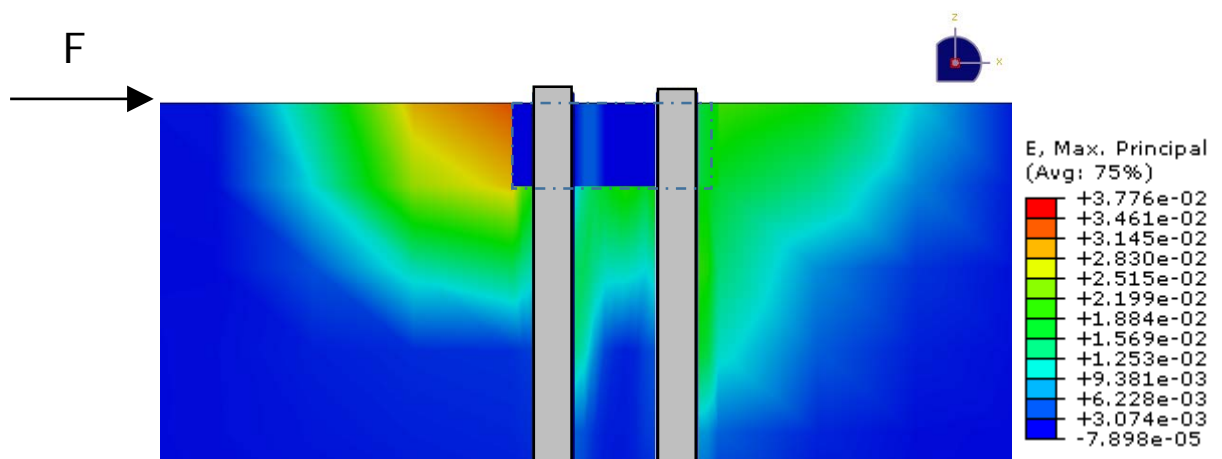


Figura 4.28 - Deformações em Simulação 001 (corte A-A).

Os resultados das simulações são unânimes quanto a apresentar uma melhora no desempenho das estacas. Mesmo o grupo que teve o menor percentual de melhora (Simulação 55), obteve 77% a mais de resistência para o mesmo nível de deslocamento (3% do diâmetro da estaca = 12mm).

Em geral o dimensionamento de uma estaca carregada lateralmente inicia pela análise do comportamento de uma estaca única, posteriormente avaliado o efeito de grupo, se pertinente. Voltando aos resultados apresentados na Figura 4.9, onde simulou-se o comportamento da estaca (“Nat_20_D0.4_L8”), retirando o resultado de Força horizontal aplicada para um deslocamento de 12mm (3% do diâmetro da estaca), tem-se o valor de 66,84 kN. Considerando então um grupo de 2 estacas, a soma da resistência das estacas do grupo seria de 133,68 kN, ainda sem considerar redução devido efeito de grupo. Introduzindo a expressão sugerida na Equação (4.18), avaliando então o efeito de grupo para um grupo de 2 estacas com 3 diâmetros de espaçamento entre eixos, tem-se:

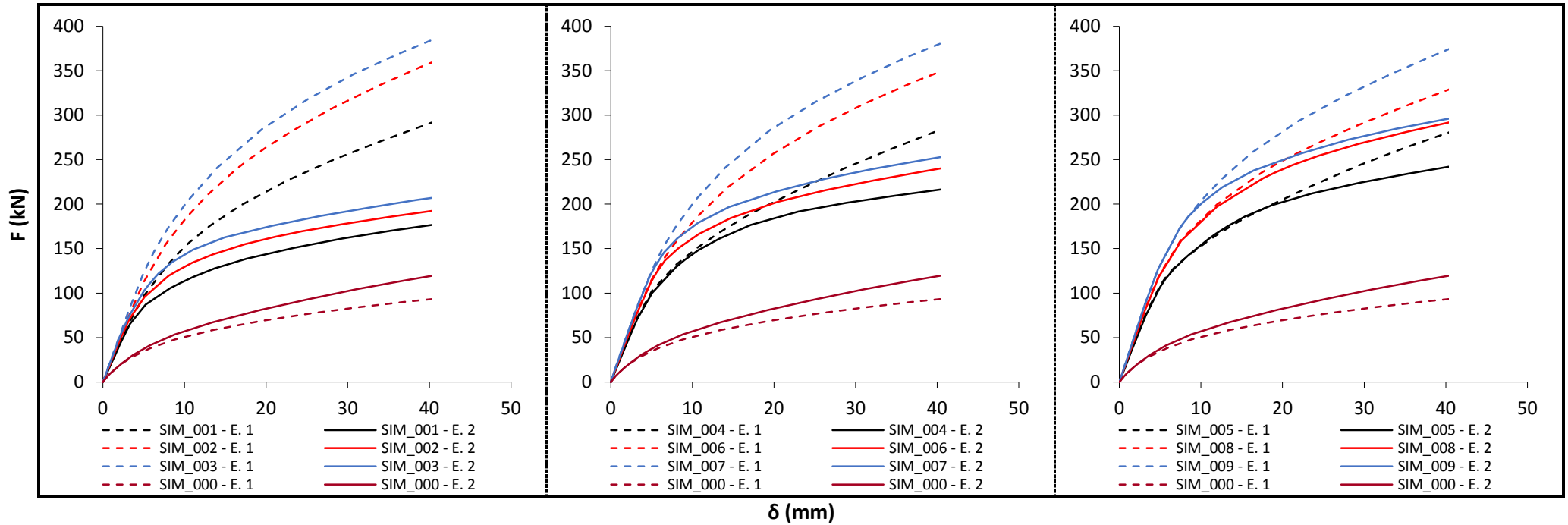
$$Efic_{.Grupo} = 0,13 \ln(xD_e) + 0,68 = 0,13 \ln(3) + 0,68 = \mathbf{0,82} \quad (4.19)$$

Aplicando a metodologia proposta por Cox (1983), tem-se:

$$Efic_{.Grupo} = \frac{H_{(grupo)}}{n \times H_{(única)}} \therefore 0,82 = \frac{H_{(grupo)}}{2 \times 66,84} \rightarrow H_{(grupo)} = \mathbf{109,62 \text{ kN}} \quad (4.20)$$

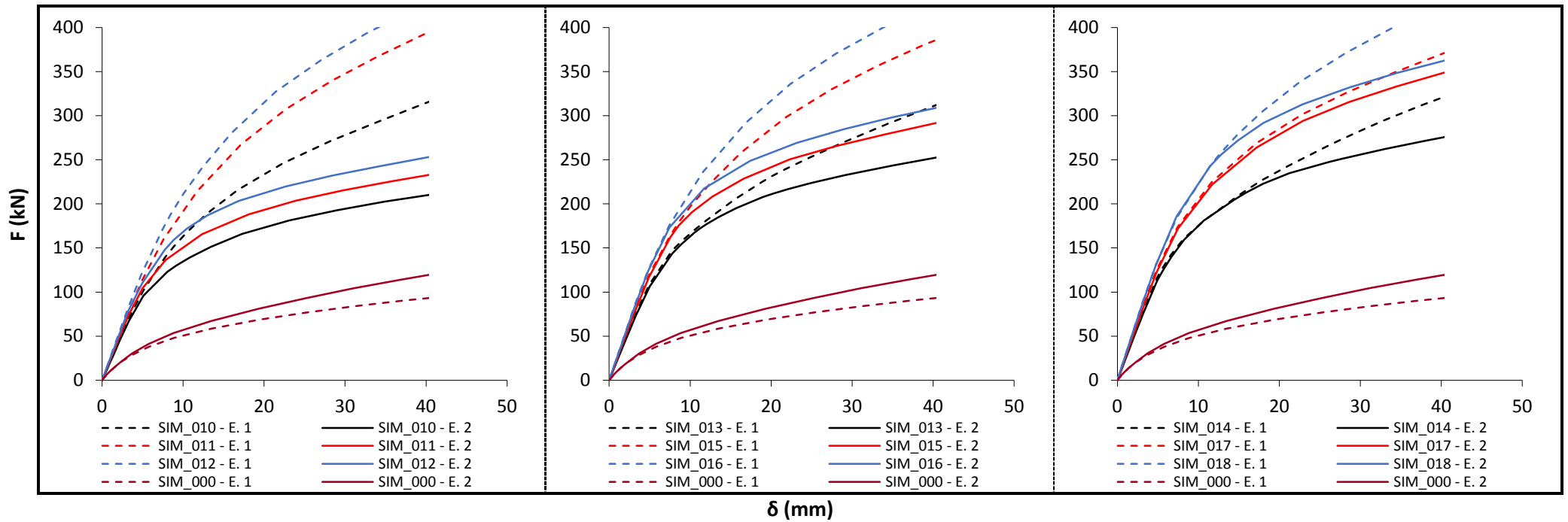
Embora o valor obtido após a consideração do efeito de grupo seja 18% menor que o valor de 133,68 kN encontrado com a soma de duas estacas, se fosse considerada a adição de uma camada de solo cimento, mesmo para o grupo simulado de menor performance (Simulação 55), ter-se-ia o resultado da resistência lateral do grupo em 208,76 kN. Tal aplicação de camada de solo cimento se mostra com resultados de não somente eliminar a redução devido ao efeito de grupo, mas por mostrar um aumento significativo de performance.

A sequência de simulações possui três variáveis geométricas, “B”, “L”, e “e”. Buscando analisar a influência de cada uma, bem como até que ponto seu aumento é relevante, procedeu-se a analisar conjuntos de simulações, onde fixou-se duas das variáveis, enquanto a variável de interesse era alterada. Neste caso foram analisados somente as simulações com valores de coesão do solo cimento igual a 300 kPa. Três grupos de sequência de gráficos foram criados, analisando primeiramente a variável “B” (Figura 4.29 a Figura 4.31), seguido pela variável “L” (Figura 4.32 a Figura 4.34), por fim a variável “e” (Figura 4.35 a Figura 4.37).



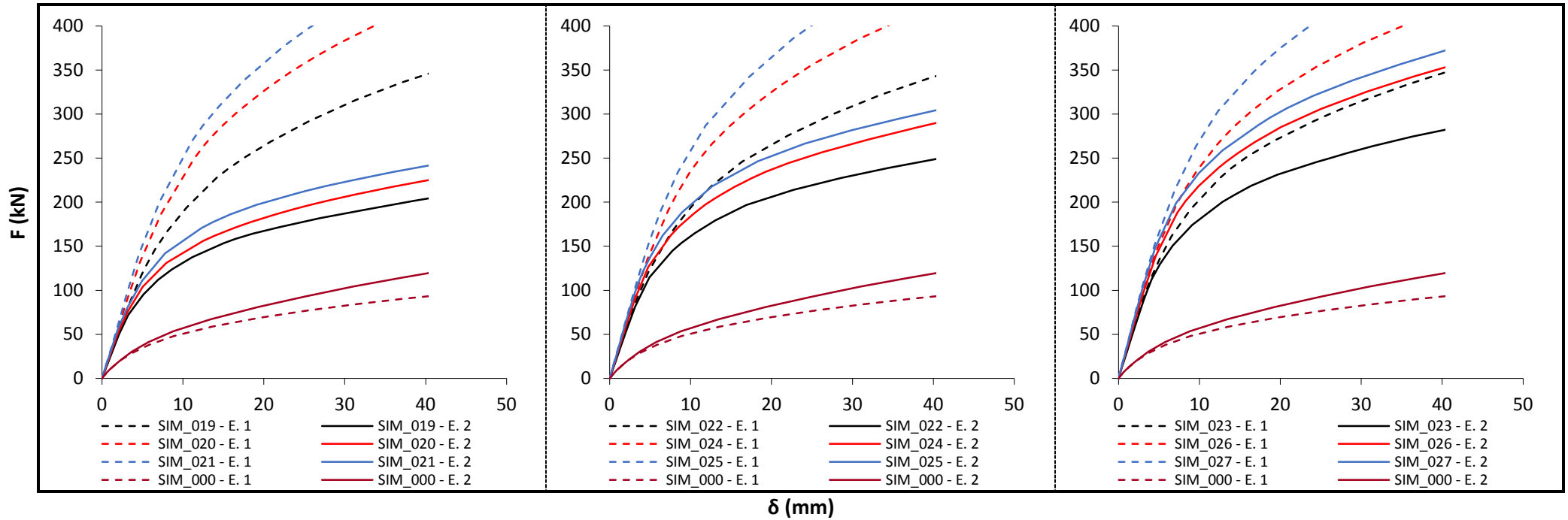
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
1	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	300	1,60	1,28
2	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	300	2,40	1,92
3	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	300	3,20	2,56
4	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	300	1,92	1,54
5	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	300	2,24	1,79
6	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	300	2,88	2,30
7	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	300	3,84	3,07
8	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	300	3,36	2,69
9	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	300	4,48	3,58

Figura 4.29 – Análise das simulações; Variação de “B” (1/3)



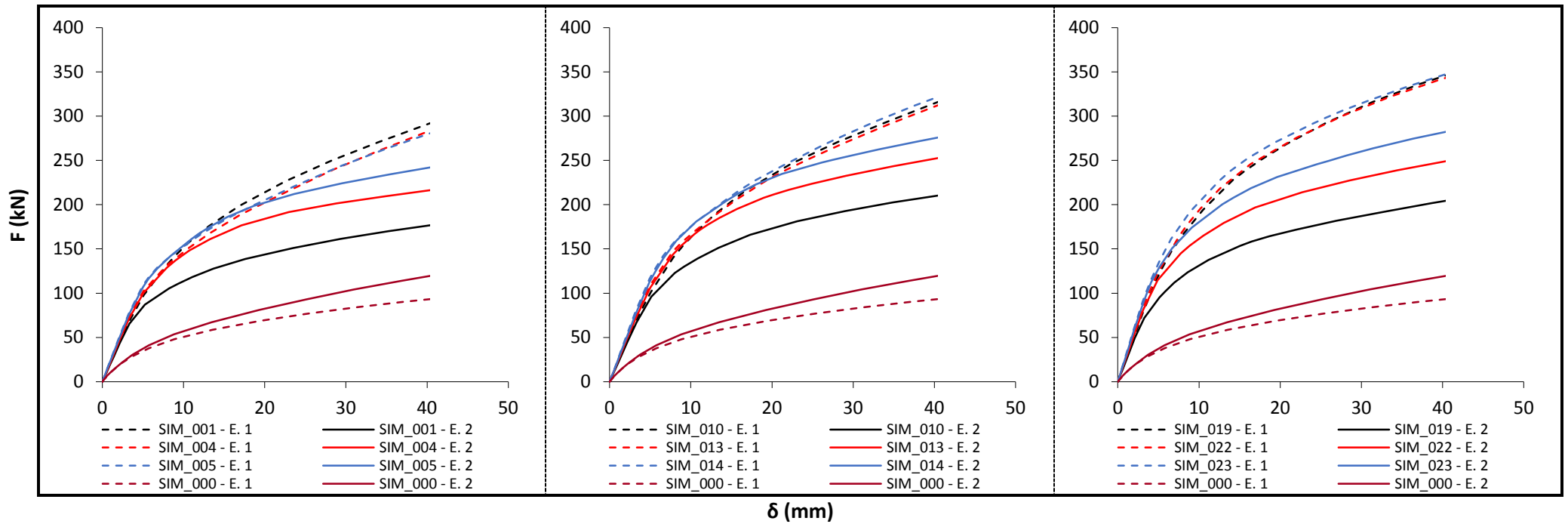
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
10	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	300	1,60	1,92
11	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	300	2,40	2,88
12	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	300	3,20	3,84
13	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	300	1,92	2,30
14	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	300	2,24	2,69
15	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	300	2,88	3,46
16	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	300	3,84	4,61
17	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	300	3,36	4,03
18	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	300	4,48	5,38

Figura 4.30 – Análise das simulações; Variação de “B” (2/3)



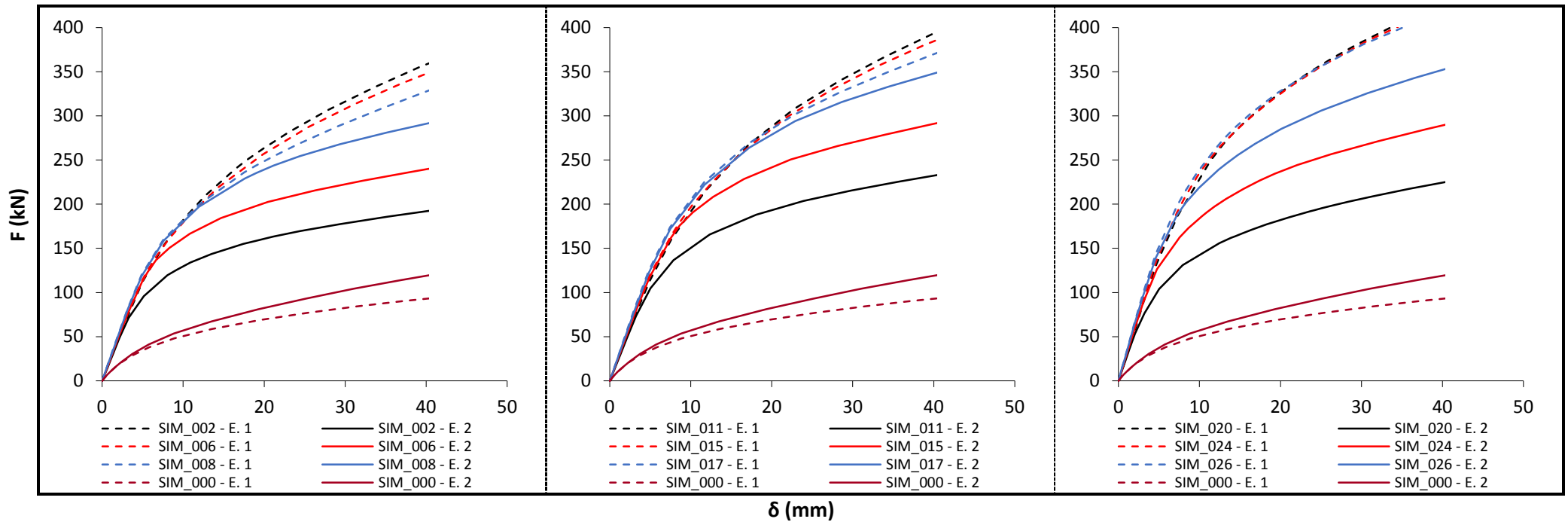
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
19	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	300	1,60	2,56
20	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	300	2,40	3,84
21	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	300	3,20	5,12
22	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	300	1,92	3,07
23	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	300	2,24	3,58
24	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	300	2,88	4,61
25	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	300	3,84	6,14
26	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	300	3,36	5,38
27	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	300	4,48	7,17

Figura 4.31 – Análise das simulações; Variação de “B” (3/3)



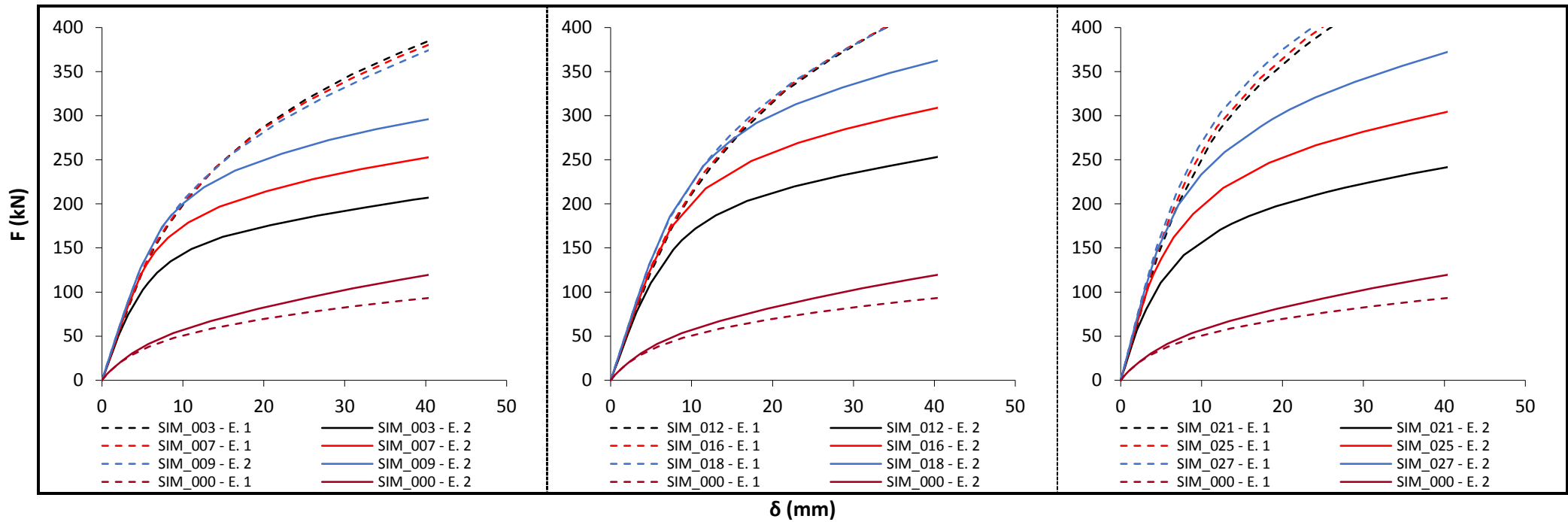
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
1	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	300	1,6	1,28
4	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	300	1,92	1,536
5	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	300	2,24	1,792
10	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	300	1,6	1,92
13	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	300	1,92	2,304
14	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	300	2,24	2,688
19	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	300	1,6	2,56
22	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	300	1,92	3,072
23	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	300	2,24	3,584

Figura 4.32 – Análise das simulações; Variação de “L” (1/3)



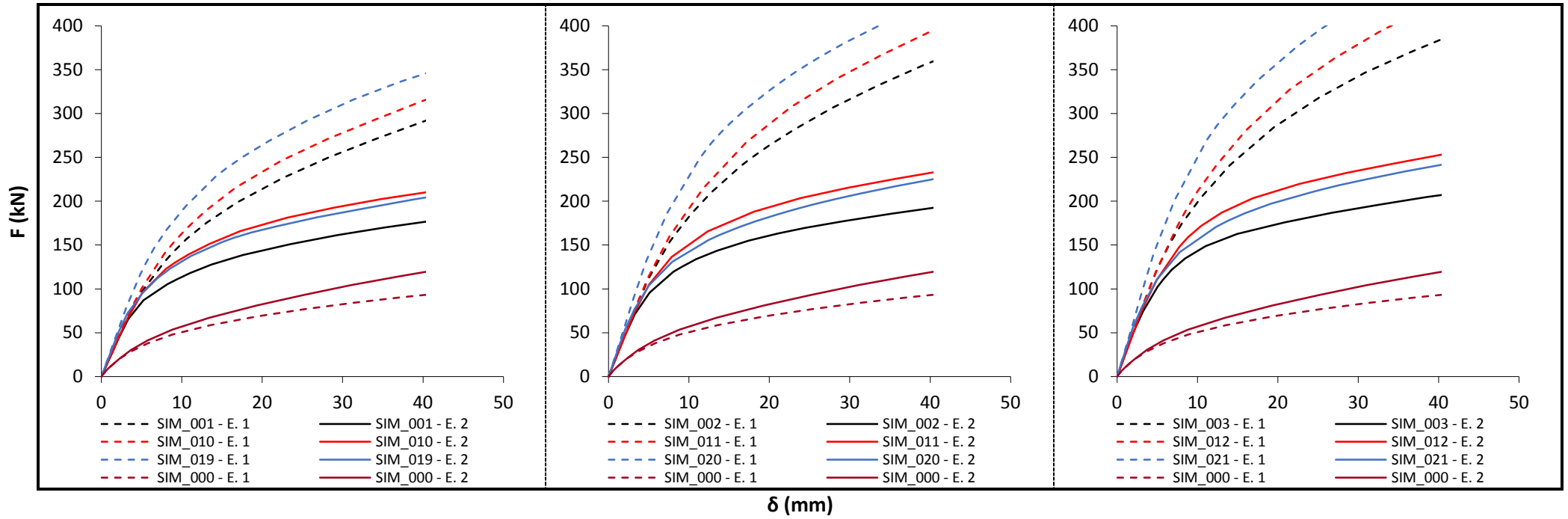
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
2	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	300	2,4	1,92
6	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	300	2,88	2,304
8	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	300	3,36	2,688
11	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	300	2,4	2,88
15	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	300	2,88	3,456
17	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	300	3,36	4,032
20	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	300	2,4	3,84
24	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	300	2,88	4,608
26	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	300	3,36	5,376

Figura 4.33 – Análise das simulações; Variação de “L” (2/3)



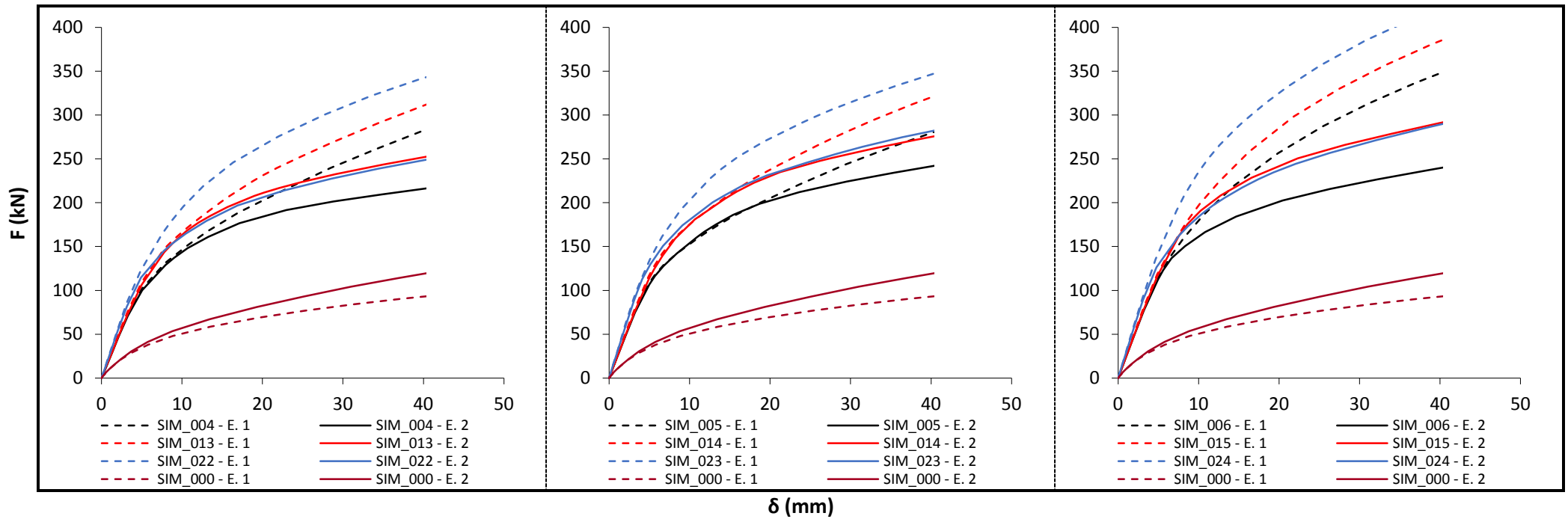
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
3	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	300	3,2	2,56
7	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	300	3,84	3,072
9	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	300	4,48	3,584
12	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	300	3,2	3,84
16	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	300	3,84	4,608
18	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	300	4,48	5,376
21	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	300	3,2	5,12
25	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	300	3,84	6,144
27	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	300	4,48	7,168

Figura 4.34 – Análise das simulações; Variação de “L” (3/3)



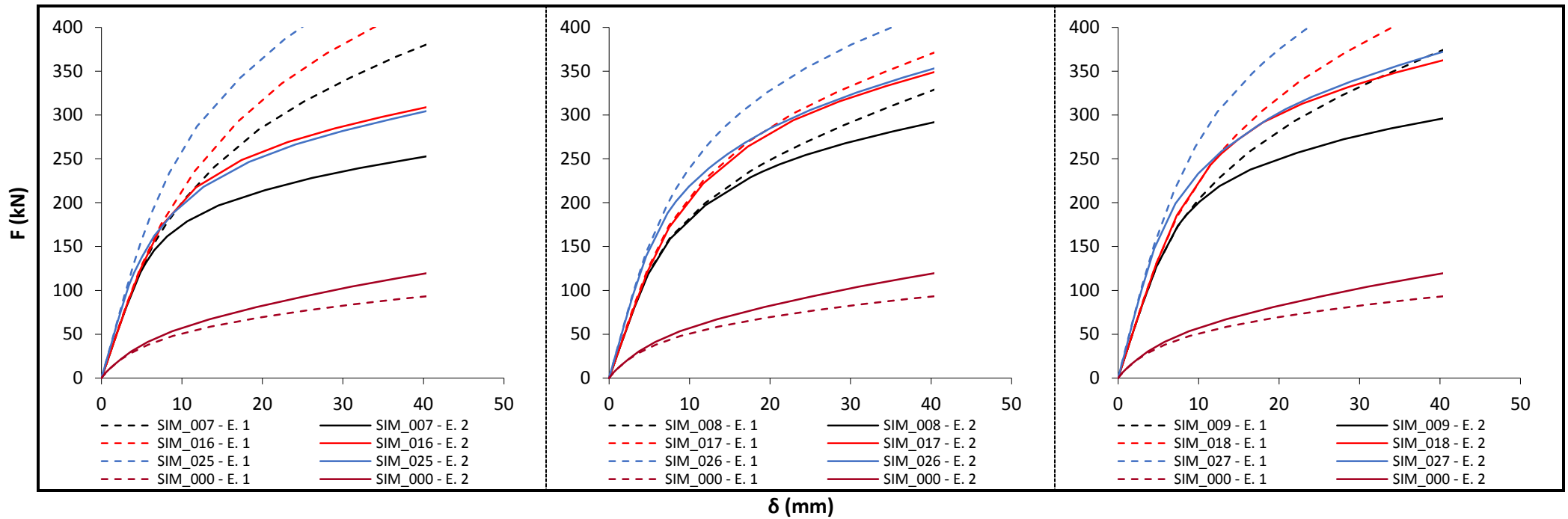
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
1	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	300	1,6	1,28
10	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	300	1,6	1,92
19	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	300	1,6	2,56
2	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	300	2,4	1,92
11	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	300	2,4	2,88
20	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	300	2,4	3,84
3	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	300	3,2	2,56
12	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	300	3,2	3,84
21	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	300	3,2	5,12

Figura 4.35 – Análise das simulações; Variação de “e” (1/3)



N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
4	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	300	1,92	1,536
13	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	300	1,92	2,304
22	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	300	1,92	3,072
5	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	300	2,24	1,792
14	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	300	2,24	2,688
23	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	300	2,24	3,584
6	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	300	2,88	2,304
15	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	300	2,88	3,456
24	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	300	2,88	4,608

Figura 4.36 – Análise das simulações; Variação de “e” (2/3)



N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
7	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	300	3,84	3,072
16	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	300	3,84	4,608
25	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	300	3,84	6,144
8	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	300	3,36	2,688
17	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	300	3,36	4,032
26	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	300	3,36	5,376
9	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	300	4,48	3,584
18	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	300	4,48	5,376
27	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	300	4,48	7,168

Figura 4.37 – Análise das simulações; Variação de “e” (3/3)

No primeiro grupo analisado, da Figura 4.29 a Figura 4.31, analisou-se o acréscimo da dimensão “B”. Nota-se que na maioria dos casos a melhora no desempenho foi mais expressiva na mudança de 2 para 3 vezes “B”, em ambas as estacas *trailing* (E. 1) e *leading* (E. 2). Porém, o aumento de “B” para 4 vezes o diâmetro, gerou ainda um crescimento de desempenho, levando a crer que esta dimensão ainda pode influenciar em ganho de performance.

No segundo grupo analisado, da Figura 4.32 a Figura 4.34, analisou-se o acréscimo da dimensão “L”. Chama-se a atenção para o comportamento praticamente igual das estacas *trailing* (E. 1). Isto deve-se ao fato de que o centro do bloco de solo cimento está sempre preenchido, assim não há acréscimo de dimensões à frente da estacas *trailing* (E. 1), somente atrás, o que representa que não há ganho de desempenho. Já para as estacas *leading* (E. 2), há um efetivo aumento nas dimensões da camada de solo cimento a frente da estaca, e o crescimento apresentado nas curvas se mostra linear crescente.

No terceiro grupo analisado, da Figura 4.35 a Figura 4.37, analisou-se o acréscimo da dimensão “e”. Corroborando com as conclusões apresentadas por Faro (2014), o aumento das dimensões de 3 para 4 vezes o diâmetro da estaca não apresenta relativa melhora, sendo então 3 vezes o diâmetro considerado como aumento máximo significativo. Este comportamento se mostrou somente para as estacas *leading* (E. 2), podendo ser justificado pelo menor volume de material resistente (solo cimento) a sua frente.

O percentual de melhora de desempenho (para um deslocamento de 3% do diâmetro da estaca, 12mm), sempre em comparação com as estacas em solo natural, encontrado para cada estacas das 81 simulações é apresentado da Figura 4.38 a Figura 4.40. Ao analisar-se individualmente as estacas, melhoras variando de 46% (Simulação 057) a 442% (Simulação 026) são verificadas, enquanto ao analisar-se a melhora do conjunto tem-se valores variando de 77% (Simulação 055) até 366% (Simulação 027).

Para as estacas *trailing* (E. 1) a variável geométrica “B” se mostrou a de maior influência, enquanto para as estacas *leading* (E. 2) a variável geométrica “L” se mostrou influenciar mais. Tal comportamento leva a conclusões em que o comportamento de estacas carregadas lateralmente é regido principalmente pela rigidez do material no topo da estaca, influenciável até cerca de 3 vezes o diâmetro da estaca em profundidade, e principalmente pelo volume de material depositado a frente da estaca (em relação ao carregamento).

N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	c' (solo cimento kPa)	Melhora (estaca 1)	Melhora (estaca 2)	Melhora (conjunto)
1	0,4	3	2	2	2	300	204%	94%	145%
2	0,4	3	3	2	2	300	267%	120%	189%
3	0,4	3	4	2	2	300	300%	142%	216%
4	0,4	3	2	3	2	300	190%	146%	167%
5	0,4	3	2	4	2	300	200%	167%	183%
6	0,4	3	3	3	2	300	260%	174%	214%
7	0,4	3	4	3	2	300	300%	194%	244%
8	0,4	3	3	4	2	300	263%	214%	237%
9	0,4	3	4	4	2	300	304%	241%	271%
10	0,4	3	2	2	3	300	228%	130%	176%
11	0,4	3	3	2	3	300	293%	160%	223%
12	0,4	3	4	2	3	300	329%	188%	254%
13	0,4	3	2	3	3	300	229%	182%	204%
14	0,4	3	2	4	3	300	244%	202%	221%
15	0,4	3	3	3	3	300	296%	223%	257%
16	0,4	3	4	3	3	300	336%	248%	289%
17	0,4	3	3	4	3	300	313%	257%	283%
18	0,4	3	4	4	3	300	352%	295%	322%
19	0,4	3	2	2	4	300	277%	125%	196%
20	0,4	3	3	2	4	300	366%	144%	248%
21	0,4	3	4	2	4	300	410%	169%	281%
22	0,4	3	2	3	4	300	286%	176%	227%
23	0,4	3	2	4	4	300	303%	209%	253%
24	0,4	3	3	3	4	300	370%	215%	288%
25	0,4	3	4	3	4	300	423%	239%	325%
26	0,4	3	3	4	4	300	378%	275%	323%
27	0,4	3	4	4	4	300	442%	300%	366%

Figura 4.38 – Tabela resumo com resultados do percentual de melhora em cada estaca, e no grupo (Simulações 001 a 027).

N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	c' (solo cimento kPa)	Melhora (estaca 1)	Melhora (estaca 2)	Melhora (conjunto)
28	0,4	3	2	2	2	150	201%	67%	129%
29	0,4	3	3	2	2	150	277%	83%	174%
30	0,4	3	4	2	2	150	327%	78%	194%
31	0,4	3	2	3	2	150	191%	107%	146%
32	0,4	3	2	4	2	150	188%	136%	160%
33	0,4	3	3	3	2	150	269%	129%	195%
34	0,4	3	4	3	2	150	319%	133%	220%
35	0,4	3	3	4	2	150	259%	168%	210%
36	0,4	3	4	4	2	150	315%	179%	243%
37	0,4	3	2	2	3	150	226%	95%	156%
38	0,4	3	3	2	3	150	305%	120%	206%
39	0,4	3	4	2	3	150	346%	125%	229%
40	0,4	3	2	3	3	150	222%	139%	178%
41	0,4	3	2	4	3	150	224%	168%	194%
42	0,4	3	3	3	3	150	301%	169%	231%
43	0,4	3	4	3	3	150	351%	185%	262%
44	0,4	3	3	4	3	150	297%	218%	255%
45	0,4	3	4	4	3	150	356%	232%	290%
46	0,4	3	2	2	4	150	258%	98%	173%
47	0,4	3	3	2	4	150	349%	112%	223%
48	0,4	3	4	2	4	150	395%	123%	250%
49	0,4	3	2	3	4	150	250%	143%	193%
50	0,4	3	2	4	4	150	250%	173%	209%
51	0,4	3	3	3	4	150	345%	174%	254%
52	0,4	3	4	3	4	150	407%	182%	287%
53	0,4	3	3	4	4	150	332%	235%	280%
54	0,4	3	4	4	4	150	412%	246%	323%

Figura 4.39 – Tabela resumo com resultados do percentual de melhora em cada estacas, e no grupo (Simulações 028 a 054).

N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	c' (solo cimento kPa)	Melhora (estaca 1)	Melhora (estaca 2)	Melhora (conjunto)
55	0,4	3	2	2	2	50	110%	48%	77%
56	0,4	3	3	2	2	50	143%	47%	92%
57	0,4	3	4	2	2	50	158%	46%	98%
58	0,4	3	2	3	2	50	105%	74%	89%
59	0,4	3	2	4	2	50	105%	91%	97%
60	0,4	3	3	3	2	50	140%	76%	106%
61	0,4	3	4	3	2	50	157%	76%	114%
62	0,4	3	3	4	2	50	139%	99%	118%
63	0,4	3	4	4	2	50	158%	101%	128%
64	0,4	3	2	2	3	50	141%	63%	100%
65	0,4	3	3	2	3	50	184%	65%	121%
66	0,4	3	4	2	3	50	205%	65%	131%
67	0,4	3	2	3	3	50	139%	94%	115%
68	0,4	3	2	4	3	50	140%	114%	126%
69	0,4	3	3	3	3	50	182%	101%	139%
70	0,4	3	4	3	3	50	203%	104%	150%
71	0,4	3	3	4	3	50	182%	130%	154%
72	0,4	3	4	4	3	50	206%	135%	168%
73	0,4	3	2	2	4	50	156%	64%	107%
74	0,4	3	3	2	4	50	206%	68%	132%
75	0,4	3	4	2	4	50	232%	67%	144%
76	0,4	3	2	3	4	50	151%	97%	122%
77	0,4	3	2	4	4	50	152%	122%	136%
78	0,4	3	3	3	4	50	202%	106%	151%
79	0,4	3	4	3	4	50	230%	109%	166%
80	0,4	3	3	4	4	50	201%	137%	167%
81	0,4	3	4	4	4	50	231%	143%	184%

Figura 4.40 – Tabela resumo com resultados do percentual de melhora em cada estacas, e no grupo (Simulações 055 a 081).

Avaliando o ganho de desempenho, ou seja, a efetiva melhora obtida para o grupo de estacas dentre as simulações realizadas, propõe-se através de uma regressão linear estatística, a expressão dada na Equação (4.21). Na referente equação, entra-se com as três variáveis geométricas (sempre em função de $x.D_e$) e com o valor da coesão do solo cimento (em kPa).

$$M. (\%) = -1,19 + (0,27 \times B) + (0,17 \times L) + (0,30 \times e) + (0,0036 \times c') \quad (4.21)$$

Onde:

$M. (\%) =$ *melhoramento*

$B =$ *dimensão B do bloco de solo cimento (B em função de $x.D_e$)*

$L =$ *dimensão L do bloco de solo cimento (L em função de $x.D_e$)*

$e =$ *dimensão e do bloco de solo cimento (e em função de $x.D_e$)*

$c' =$ *coesão efetiva do solo cimento (kPa)*

Procedendo a um exemplo de utilização da equação, com os dados da Simulação 001, tem-se:

$$M. (\%) = -1,19 + (0,27 \times 2) + (0,17 \times 2) + (0,30 \times 2) + (0,0036 \times 300) = 137\% \quad (4.22)$$

O resultado calculado através da equação proposta resulta no valor de 137%, ligeiramente inferior ao valor de 145% obtido na Simulação numérica. Tal desvio é compreendido no erro inerente ao processo de regressão linear estatística.

A compreensão dos principais fatores relativos à resposta do comportamento tensão deformação de uma estaca carregada lateralmente com camada de solo cimento no topo, permite otimizar o volume, posicionamento, e necessária resistência da camada de solo cimento.

Embora dentre um limitado cenário da variações, as simulações e seus respectivos resultados representam um importante passo para o entendimento da aplicação deste técnica.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. Conclusões

- O modelo chamado de “Análise Classe C” da estaca “Nat_20_D0.4_L8” reproduziu com satisfatória acurácia o resultado obtido em escala real;
- Os resultados dos modelos com variação do espaçamento entre estacas, os quais verificaram o efeito de grupo, mostraram a tendência de redução deste efeito em espaçamentos maiores que 6 vezes o diâmetro da estaca, porém total inexistência em espaçamentos maiores que 10 vezes o diâmetro;
- Os valores propostos para fatores redutores devido a efeito de grupo se aproximaram dos relatados por Cox (1983), e devido à realização de modelos em diferentes espaçamentos, pode-se expandir a análise para espaçamentos de até 10 vezes o diâmetro;
- A expressão proposta na Equação (4.18) é válida para o intervalo de 2 a 10 vezes o diâmetro da estaca em espaçamento entre eixos, e grupos de estaca em linha, pois tal expressão não prevê a perda de eficiência devido a estacas na direção perpendicular ao carregamento;
- A inserção da camada de solo-cimento mostrou expressiva melhora em todas as composições estudadas;
- A faixa de melhora encontrada no desempenho individual das estacas variou de 46% (Simulação 057) a 442% (Simulação 026), enquanto ao analisar-se a melhora do conjunto tem-se valores variando de 77% (Simulação 055) até 366% (Simulação 027);
- Para as estacas trailing (E. 1) a variável geométrica “B” se mostrou a de maior influência, enquanto para as estacas leading (E. 2) a variável geométrica “L” se mostrou influenciar mais.
- O comportamento de estacas carregadas lateralmente é regido principalmente pela rigidez do material no topo da estaca, influenciável até cerca de 3 vezes o diâmetro da

estaca em profundidade, e principalmente pelo volume de material depositado a frente da estaca (em relação ao carregamento).

- Mesmo com a inserção de uma camada de solo cimento com coesão de apenas 50 kPa, a melhora obtida foi suficiente para eliminar a perda de desempenho devido a efeito de grupo, e ainda aumentar a performance do grupo significativamente;
- Além da efetiva melhora de desempenho das estacas com melhoramento de solo, elucida-se o aumento da rigidez de seu comportamento, significando a tolerância a maiores cargas dentro de um mesmo nível de deslocamento;
- A expressão proposta na Equação (4.21) permite verificar um valor de melhora de desempenho de um grupo de 2 estacas, entrando com 3 variáveis geométricas, e valor de coesão do solo cimento, tendo esta resultados satisfatórios dentre o limite estudado;
- A compreensão dos principais fatores relativos a resposta do comportamento tensão deformação de uma estaca carregada lateralmente com camada de solo cimento no topo, permite otimizar o volume, posicionamento, e necessária resistência da camada de solo cimento;
- Embora dentre um limitado cenário da variações, as simulações e seus respectivos resultados representam um importante passo para o entendimento da aplicação desta técnica.

5.2. Recomendação para trabalhos futuros

Algumas sugestões para o prosseguimento do estudo numérico de estacas e grupo de estacas submetidas a esforços horizontais.

- Utilização de outro modelo constitutivo, (e.g. *cap model*, Drucker-Prager modificado), o qual pode ser alimentado com dados de ensaios de carregamento isotrópico, buscando uma melhor compreensão do comportamento do solo residual de Passo Fundo.
- Ampliação da análise do efeito de grupo:
 - Diferentes composições de blocos de estacas;

- Com e sem camada de solo cimento;
 - Diferentes tipos de solo.
- Modelagem das estacas ensaiadas por Faro (2014), utilizando um modelo constitutivo que compreenda o comportamento estrutural da estaca de concreto, em conjunto com o elemento de aço inserido na mesma;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. A.; Miguel, M. G.; Teixeira, S. H. C. Horizontal bearing capacity of piles in a lateritic soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 137, n. 1, p. 59-69, 2010.

API. Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms. American Petroleum Institute, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 : Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro: ABNT 2003.

Baldi, G. et al. Flat dilatometer tests in calibration chambers. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Geotechnical Special Publication (GSP) No. 6, 1986, Blacksburg, Virginia. ASCE. p.p. 431-446.

Barton, Y. O. **Laterally loaded model piles in sand : Centrifuge tests and finite element analyses.** 1982. (PhD Thesis). Civil Engineering, University of Cambridge, Cambridge.

_____. Response of pile groups to lateral loading in the centrifuge. In: W.H., C., Symposium on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, 1984, Balkema, Rotterdam.

Basu, D.; Salgado, R.; Prezzi, M. A continuum-based model for analysis of laterally loaded piles in layered soils. **Geotechnique**, v. 59, n. 2, p. 127-140, 2009.

Bishop, A. W. **The Strength of Soils as Engineering Materials.** Geotechnique. 16: 91-130 p. 1966.

Bjerrum, L.; Simons, N. E. Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960. p.711-726.

Bolton, M. D. **The strength and dilatancy of sands.** Geotechnique. 36: 65-78 p. 1986.

Bowles, J. E. **Foundation analysis and design.** 2nd ed. New York ; London: McGraw-Hill, 1977. ISBN 0070067503.

Briaud, J. L. **Introduction to geotechnical engineering : unsaturated and saturated soils.** Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2013. ISBN 9780470948569.

Broms, B. B. Lateral resistance of piles in cohesionless soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE**, v. 90, n. 3, p. 123-156, 1964a.

_____. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE**, v. 90, n. 2, p. 27-63, 1964b.

_____. **Stability of Flexible Structures** (Piles and Pile Groups). Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1972, Madrid. p.239-269.

Brown, D. A.; Morrison, C.; Reese, L. C. Lateral load behaviour of pile group in sand. **Journal of Geotechnical Engineering - ASCE**, v. 114, n. 11, p. 1261-1276, 1988.

Brown, D. A.; Reese, L. C.; O'Neill, M. W. Cyclic lateral loading of a large-scale pile group. **Journal of geotechnical engineering**, v. 113, n. 11, p. 1326-1343, 1987.

Brown, D. A.; Shie, C. F. Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading. **Computers and Geotechnics**, v. 10, n. 3, p. 211-230, 1990a.

_____. Three dimensional finite element model of laterally loaded piles. **Computers and Geotechnics**, v. 10, n. 1, p. 59-79, 1990b.

_____. Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile. **Computers and Geotechnics**, v. 12, n. 2, p. 149-162, 1991.

Chaudhry, A. R. **Static pile-soil-pile interaction in offshore pile groups**. 1994. (Doutorado). Engenharia Civil, University of Oxford, Oxford.

Chellis, R. D. **Pile foundations**. 2d. New York,: McGraw-Hill, 1961. 704 p. ISBN 0070107513.

_____. Pile Foundation. In: Leonards, G. A. (Ed.). **Foundation Engineering**. New York: McGraw Hill, 1962.

Choi, H. Y. et al. Evaluation of lateral load capacity of bored piles in weathered granite soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 9, p. 1477-1489, 2013.

CIRIA. **Design of laterally-loaded piles**. Report No. 103. Construction Industry Research and Information Association. London. 1984. (0860172163)

Coduto, D. P. **Foundation design : principles and practices**. 2nd. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall, 2001. xxii, 883 p., 4 p. of plates ISBN 0135897068.

Coduto, D. P.; Kitch, W. A.; Yeung, M.-c. R. **Foundation design : principles and practices**. Third edition. Upper Saddle River: Prentice Hall, 2014.

Consoli, N. C. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. **Engineering Geology**, v. 169, p. 61-68, 2014.

Consoli, N. C.; Faro, V. P.; Schnaid, F. Cement Treated Soils Enhancing Performance of Laterally Loaded Piles. **Géotechnique**, v. (submetido), 2015.

Consoli, N. C. et al. Interpretation of Laterally Loaded Pile Tests on Residual Soil Site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. (submetido), 2015.

Conte, E.; Troncone, A.; Vena, M. Nonlinear three-dimensional analysis of reinforced concrete piles subjected to horizontal loading. **Computers and Geotechnics**, v. 49, p. 123-133, 2013.

Cox, W.; Dixon, D.; Murphy, B. **Lateral-Load Tests on 25.4-mm (1-in.) Diameter Piles in Very Soft Clay in Side-by-Side and In-Line Groups**: ASTM International: 122-122-18 p. 1983.

Dalla Rosa, F.; Thomé, A. **Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa**. XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural. Argentina: 1-12 p. 2004.

Dalla Rosa, F.; Thomé, A.; Ruver, C. A. **Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS**. 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos. São Carlos - SP: 1-6 p. 2004.

De Mello, V. F. B. **The Standard Penetration Test State-of-the-Art Report**. 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering San Juan (Puerto Rico). I 1971.

Donato, M. **Ensaio triaxiais do solo do campo experimental do CETEC/FAER/UPF** 2005.

Faro, V. et al. Field Tests on Laterally Loaded Rigid Piles in Cement Treated Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 141, n. 6, p. 06015003, 2015.

Faro, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes**. 2014. (Doutorado). Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Fleming, W. G. K. **Piling engineering**. 3rd. London ; New York: Taylor & Francis, 2009. vii, 398 p. ISBN 9780415266468.

Hansen, J. B.; Christensen, N. H. **The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces**. Copenhagen: Geoteknisk Institut, 1961.

Helwany, S. **Applied soil mechanics: with ABAQUS applications**. Hoboken, N.J.: John Wiley & Sons, 2007. xiv, 385 p. ISBN 9780471791072.

Hetényi, M. **Beams on elastic foundation: theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering**. Ann Arbor: The University of Michigan Press, 1946. ix, 255 p.

Huang, A. B. et al. Effects of construction on laterally loaded pile groups. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 5, p. 385-397, 2001.

Jáky, J. **A nyugalmi nyomas tenyezoje (The coefficient of earth pressure at rest)**. Associação Húngara de Engenheiros e Arquitetos. Hungria, p.355-358 [em húngaro]. 1944

Kulhawy, F. H.; Chen, Y. J. **A thirty year perspective of Broms' lateral loading models, as applied to drilled shafts**. B. B. Broms' Symposium on Geotechnical Engineering. Singapore: 225-240 p. 1993.

Kulhawy, F. H.; Mayne, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. 1990

Leroueil, S.; Vaughan, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

Martin, C. M.; Randolph, M. F. Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil. **Geotechnique**, v. 56, n. 2, p. 141-145, 2006.

McVay, M. et al. Centrifuge modeling of laterally loaded pile groups in sands. **Geotechnical Testing Journal**, v. 17, n. 2, p. 129-137, 1994.

Mesri, G.; Abdel-Ghaffar, M. E. M. Cohesion intercept in effective stress-stability analysis. **Journal of geotechnical engineering**, v. 119, n. 8, p. 1229-1247, 1993.

Mokwa, R. L. **Investigation of the Resistance of Pile Caps to Lateral Loading**. 1999. (PhD). Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Peck, R. B.; Hanson, W. E.; Thornburn, T. H. **Foundation engineering**. 2d. New York,: Wiley, 1974. xxiii, 514 p. ISBN 0471675857.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York ; Chichester: Wiley, 1980. ISBN 0471020842.

Randolph, M. F.; Houlsby, G. T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. **Geotechnique**, v. 34, n. 4, p. 613-623, 1984.

Reese, L. C. Discussion of "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles". **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - ASCE**, v. 123, p. 1071-1074, 1958.

_____. Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. 6th Offshore Technology Conference, 1974, Houston. p.473-483.

_____. Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay. 7th Offshore Technology Conference, 1975, Houston. p.671-690.

Reese, L. C.; Impe, W. F. v. **Single piles and pile groups under lateral loading**. Rotterdam: Balkema, 2001. ISBN 9058093409.

Reese, L. C.; Isenhower, W. M.; Wang, S.-T. **Analysis and design of shallow and deep foundations**. Hoboken, N.J.: Chichester: Wiley, 2006. ISBN 9780471431596.

Rollins, K. M. et al. Jet grouting and soil mixing for increased lateral pile group resistance. Geotechnical Special Publication, 2010, 199. p.1563-1572.

Rollins, K. M.; Lane, J. D.; Gerber, T. M. Measured and computed lateral response of a pile group in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 1, p. 103-114, 2005.

Rollins, K. M. et al. Pile spacing effects on lateral pile group behavior: Analysis. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 10, p. 1272-1283, 2006.

_____. Pile spacing effects on lateral pile group behavior: Load tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 10, p. 1262-1271, 2006.

Rollins, K. M.; Peterson, K. T.; Weaver, T. J. Lateral load behavior of full-scale pile group in clay. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 6, p. 468-478, 1998.

Ruver, C. A. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento**. 2011. (Doutorado). Escola de Engenharia - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Salgado, R. **The engineering of foundations**. Boston: McGraw Hill, 2008. xiv, 882 p. ISBN 0072500581.

Schnaid, F.; Huat, B. B. K. Sampling and testing of tropical residual soils. In: Huat, B. B. K.; Toll, D. G., *et al* (Ed.). **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**: CRC Press, 2012. p.65-115. ISBN 978-0-415-45731-6.

Schnaid, F.; Lehane, B. B.; Fahey, M. In situ test characterisation of unusual geomaterials International Conference on Site Characterization, 2004, Porto. Milpress. p.49-74.

Simons, N. E.; Menzies, B. K. **A short course in foundation engineering**. Guildford: IPC Science and Technology Press, 1975. 4 , iv, 159 p. ISBN 0902852426.

Streck, E. V. et al. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2002.

Terzaghi, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: J. Wiley and Sons, 1943. xvii, 510 p.

Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3rd ed. New York ; Chichester: Wiley, 1996. ISBN 0471086584.

Tomlinson, M. J.; Woodward, J. **Pile design and construction practice**. 5th. London: Taylor & Francis, 2008. xi, 551 p. ISBN 9780415385824.

Tschebotarioff, G. P. **Soil mechanics, foundations, and earth structures**. 1st. New York,,: McGraw-Hill, 1951. 655 p.

Vargas, M. Some Properties of Residual Clay Soils Occurring in Southern Brazil. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1953, Switzerland. p.67.

Vendruscolo, M. A. **Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais**. 1996. (Mestrado). Escola de Engenharia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Verruijt, A.; Kooijman, A. P. Laterally loaded piles in a layered elastic medium. **Geotechnique**, v. 39, n. 1, p. 39-46, 1989.

Viggiani, C.; Mandolini, A.; Russo, G. **Piles and pile foundations**. Abingdon, Oxon. ; New York: Spon Press, 2012. xviii, 278 p. ISBN 9780415490665.

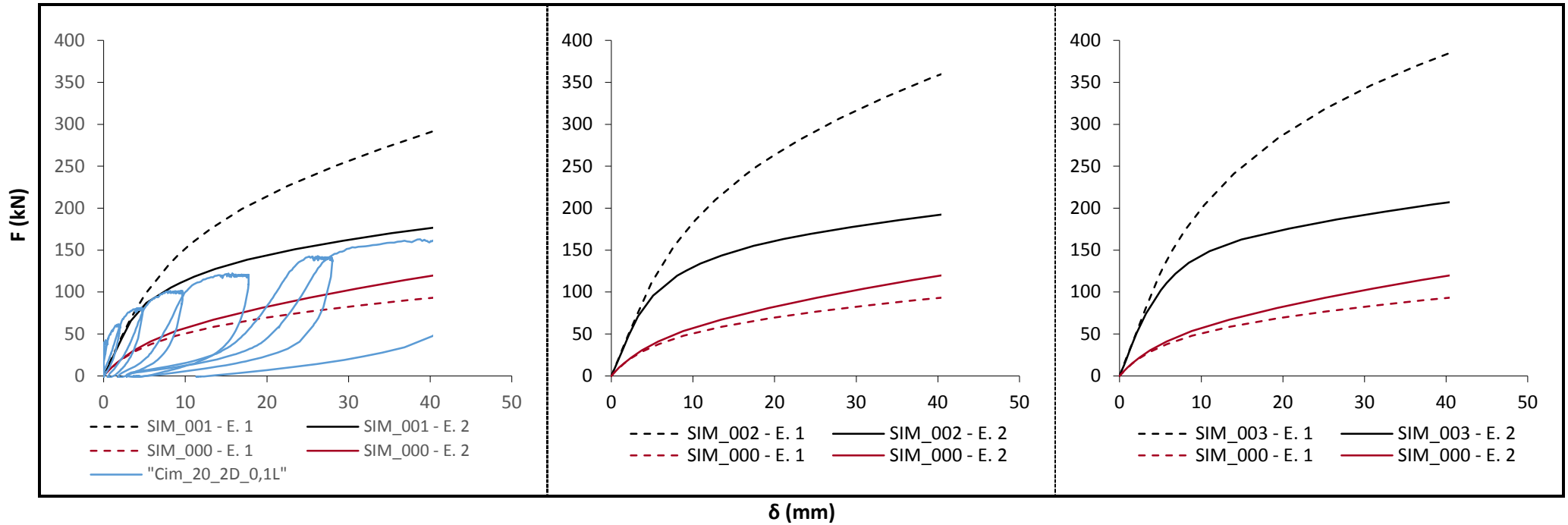
Winkler, E. **Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit**. Praga: 1867. Disponível em: <<http://books.google.com/books?vid=BL:A0018337593> Google_Books >.

Yang, Z.; Jeremić, B. Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic-plastic soils. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 26, n. 14, p. 1385-1406, 2002.

_____. Numerical study of group effects for pile groups in sands. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 27, n. 15, p. 1255-1276, 2003.

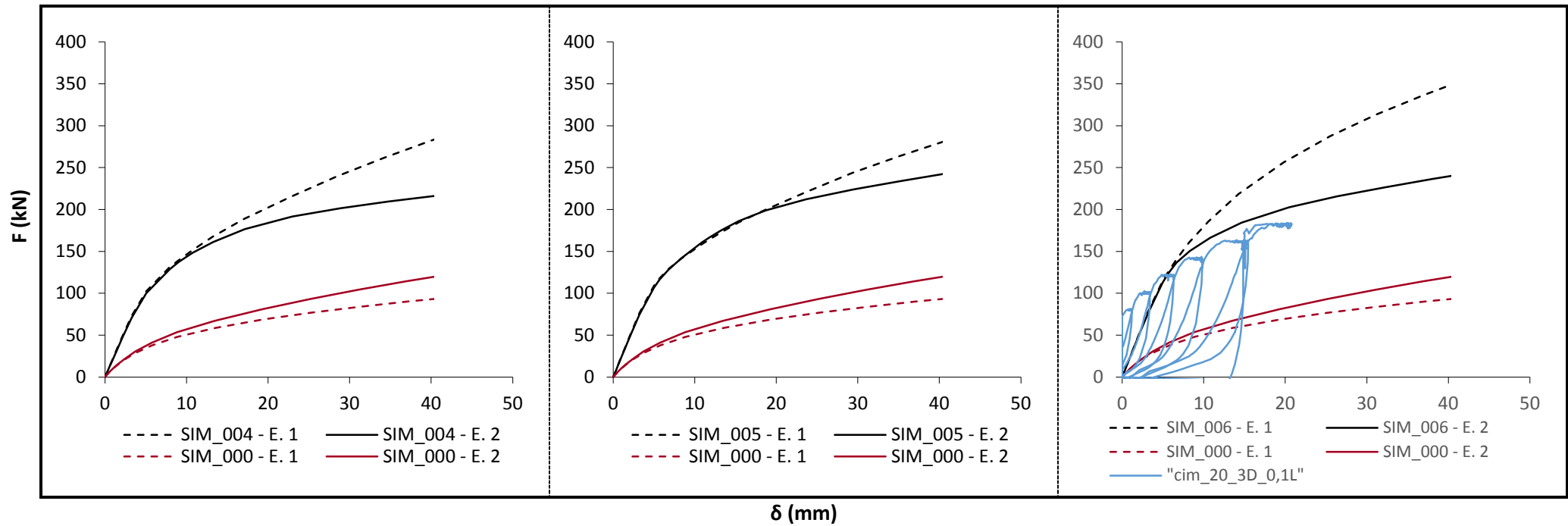
Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L. **The finite element method for solid and structural mechanics**. 6th. Amsterdam ; Boston: Elsevier Butterworth-Heinemann, 2005. xv, 631 p. ISBN 0750663219.

APÊNDICE



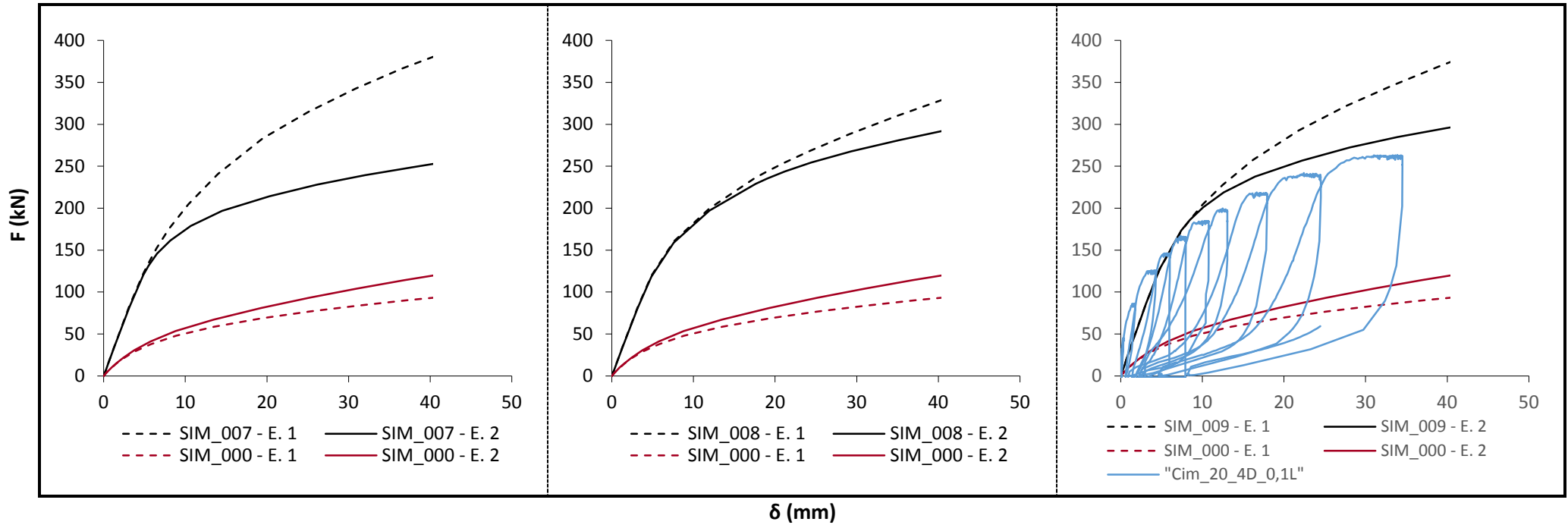
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
1	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	300	1,60	1,28
2	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	300	2,40	1,92
3	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	300	3,20	2,56

Figura 5.1 – Resultados simulações 001, 002, e 003.



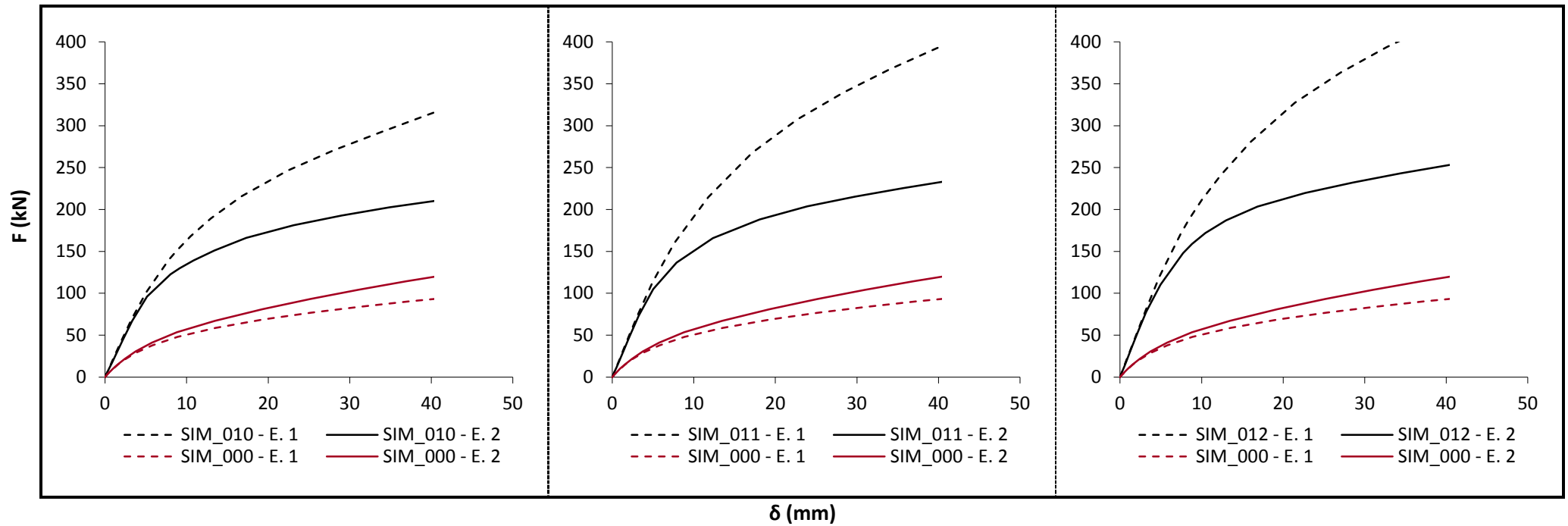
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
4	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	300	1,92	1,54
5	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	300	2,24	1,79
6	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	300	2,88	2,30

Figura 5.2 – Resultados simulações 004, 005, e 006.



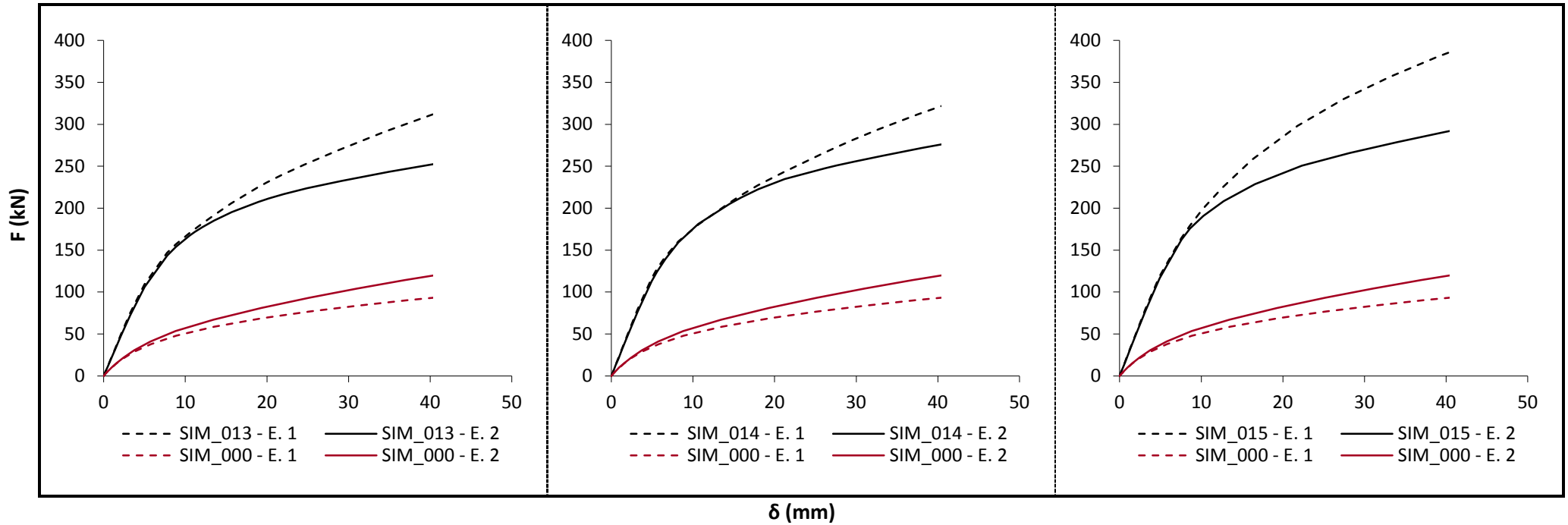
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
7	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	300	3,84	3,07
8	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	300	3,36	2,69
9	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	300	4,48	3,58

Figura 5.3 – Resultados simulações 007, 008, e 009.



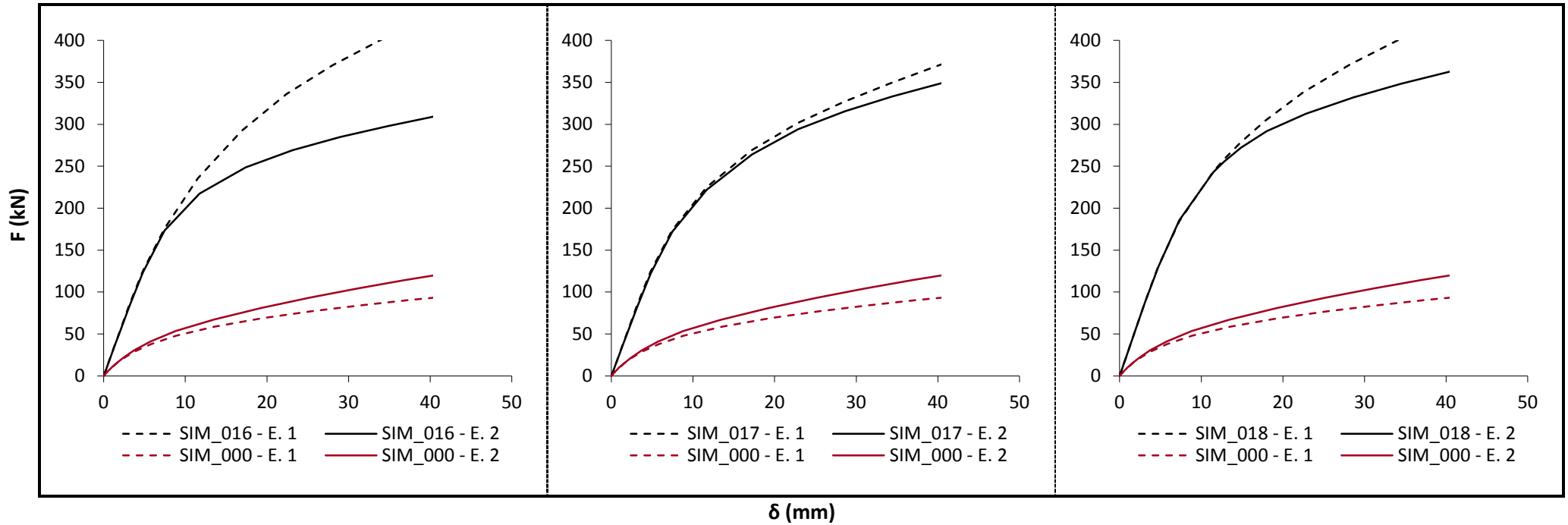
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
10	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	300	1,60	1,92
11	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	300	2,40	2,88
12	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	300	3,20	3,84

Figura 5.4 – Resultados simulações 010, 011, e 012.



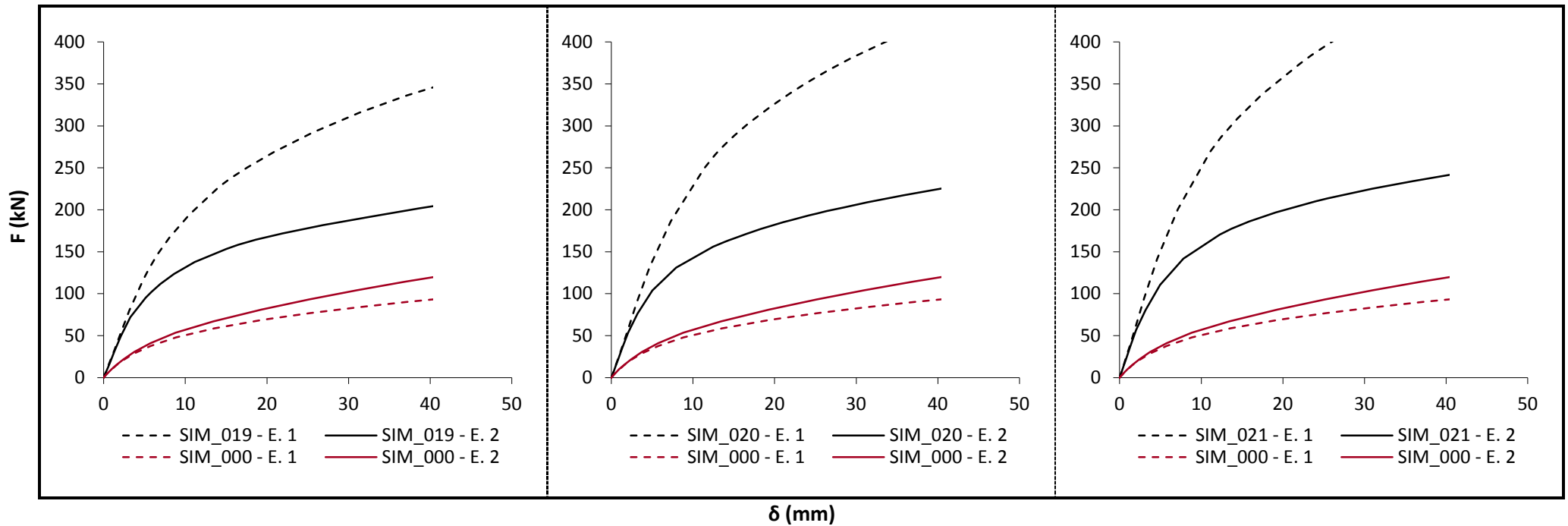
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
13	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	300	1,92	2,30
14	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	300	2,24	2,69
15	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	300	2,88	3,46

Figura 5.5 – Resultados simulações 013, 014, e 015.



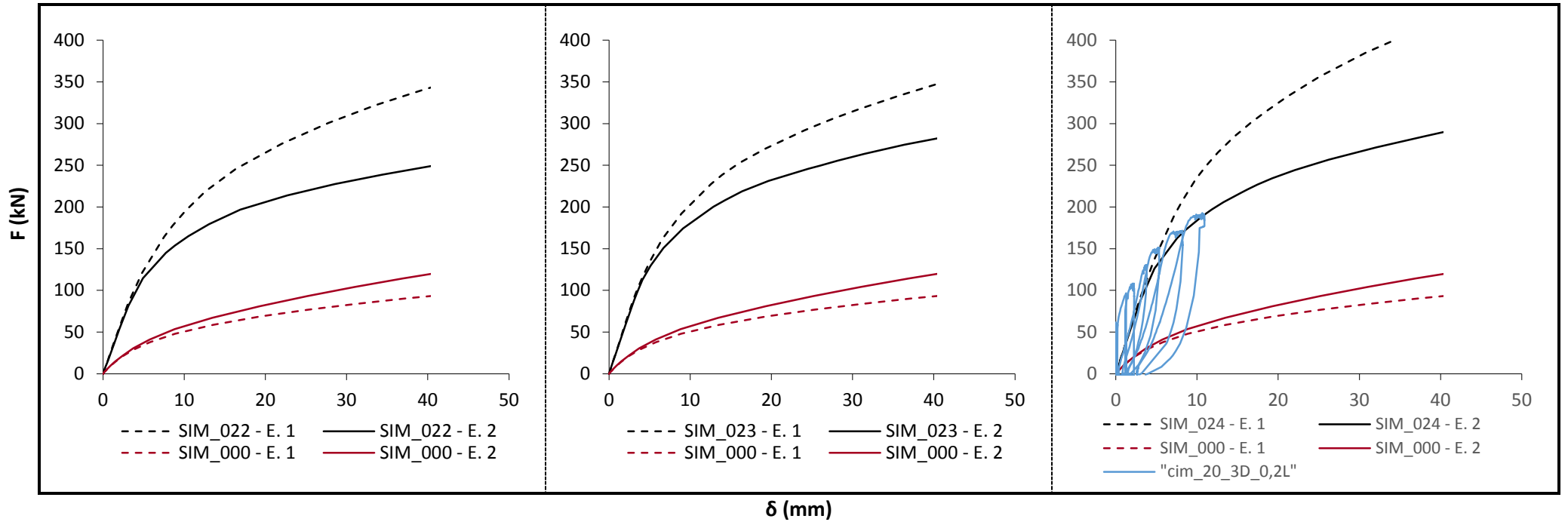
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
16	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	300	3,84	4,61
17	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	300	3,36	4,03
18	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	300	4,48	5,38

Figura 5.6 – Resultados simulações 016, 017, e 018.



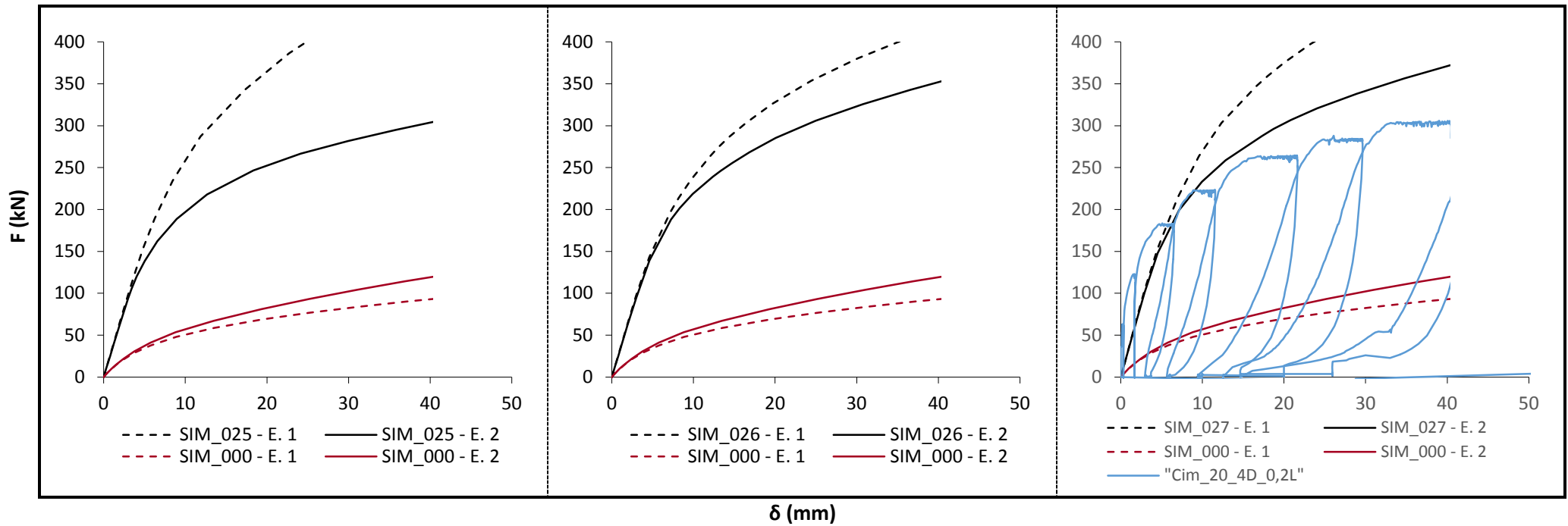
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
19	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	300	1,60	2,56
20	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	300	2,40	3,84
21	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	300	3,20	5,12

Figura 5.7 – Resultados simulações 019, 020, e 021.



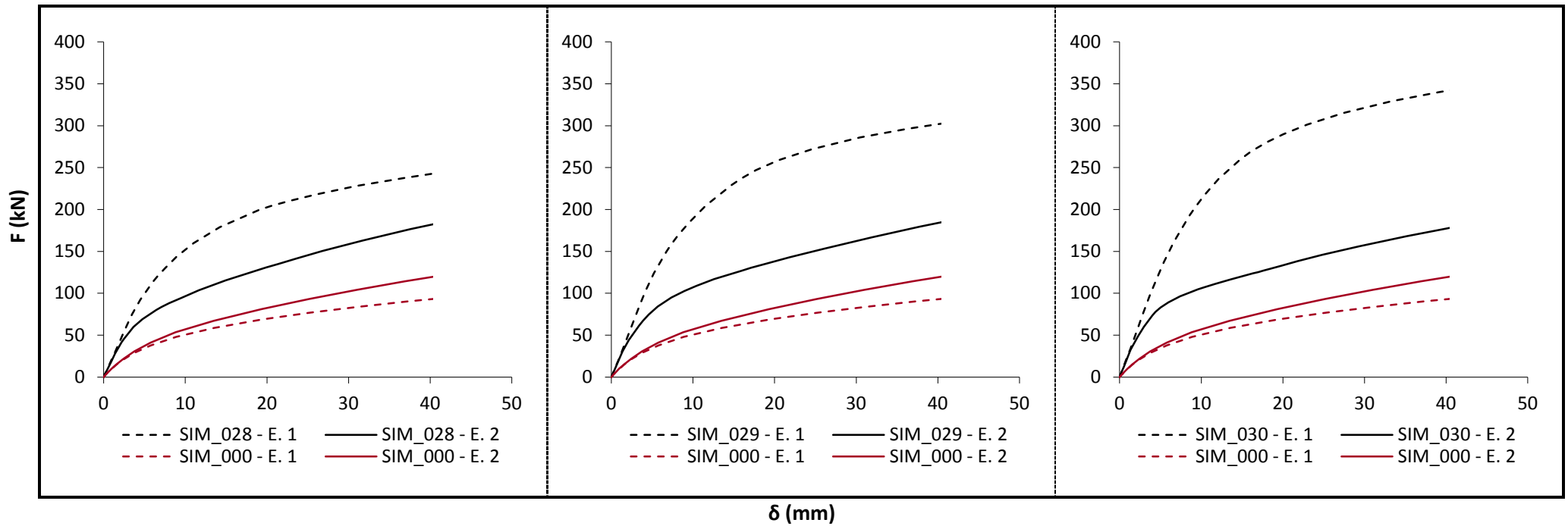
Nº Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
22	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	300	1,92	3,07
23	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	300	2,24	3,58
24	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	300	2,88	4,61

Figura 5.8 – Resultados simulações 022, 023, e 024.



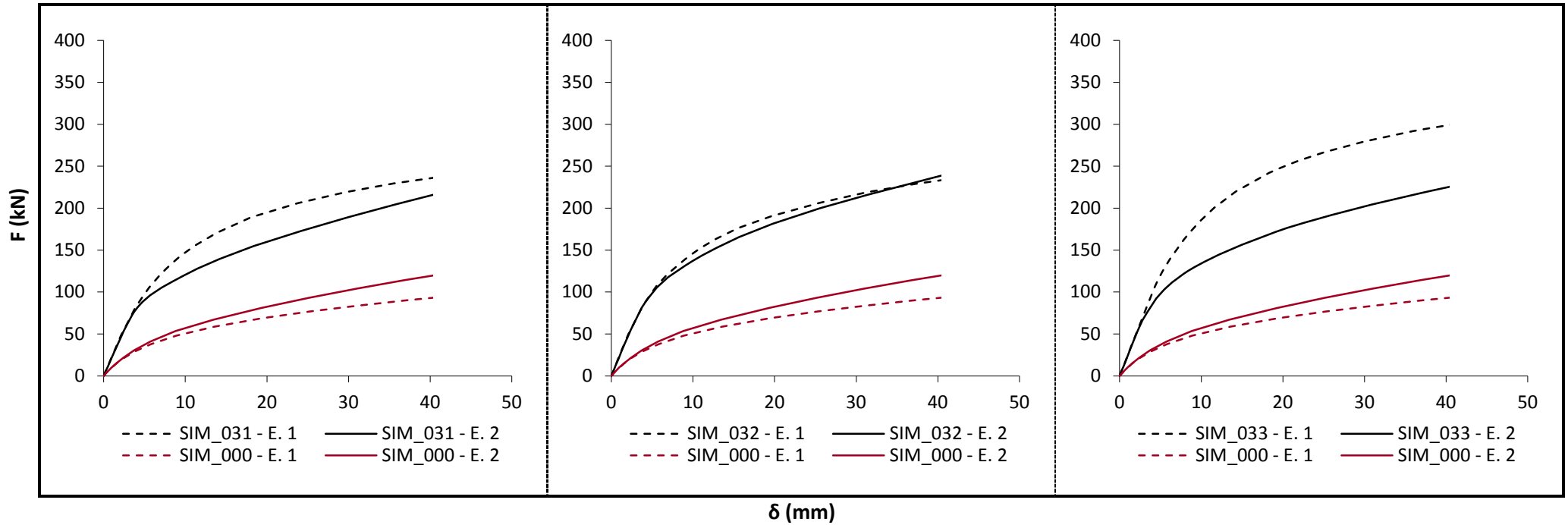
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
25	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	300	3,84	6,14
26	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	300	3,36	5,38
27	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	300	4,48	7,17

Figura 5.9 – Resultados simulações 025, 026, e 027.



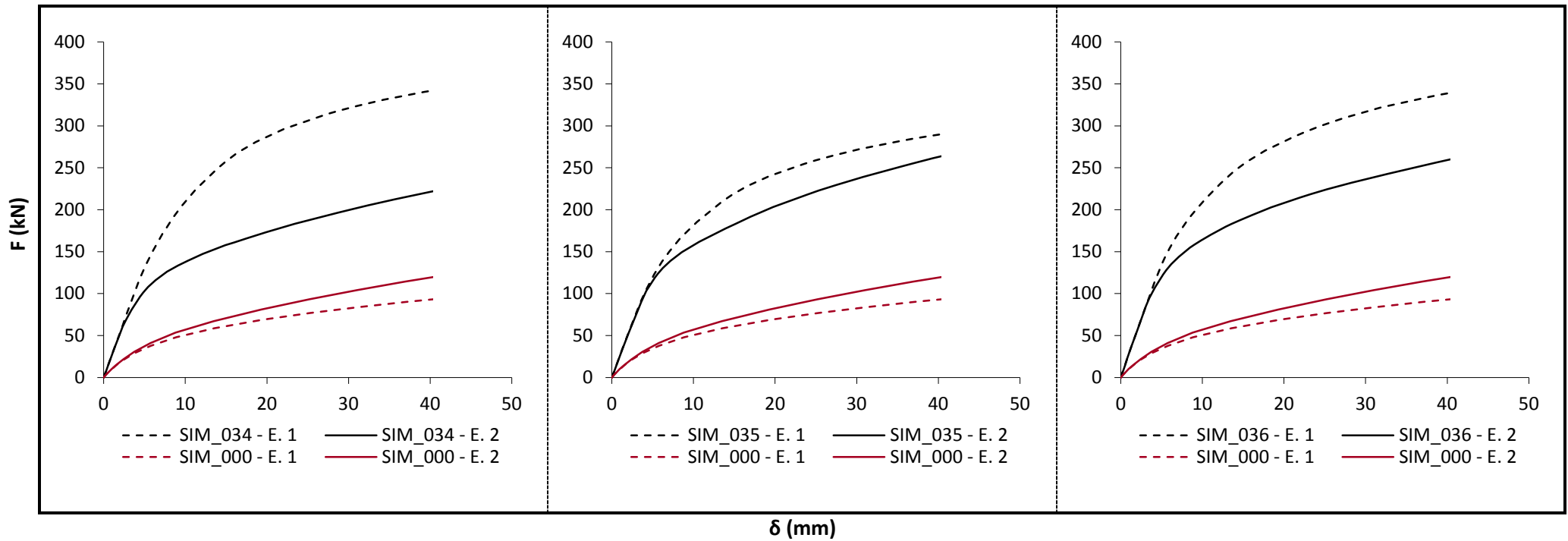
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
28	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	150	1,60	1,28
29	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	150	2,40	1,92
30	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	150	3,20	2,56

Figura 5.10 – Resultados simulações 028, 029, e 030.



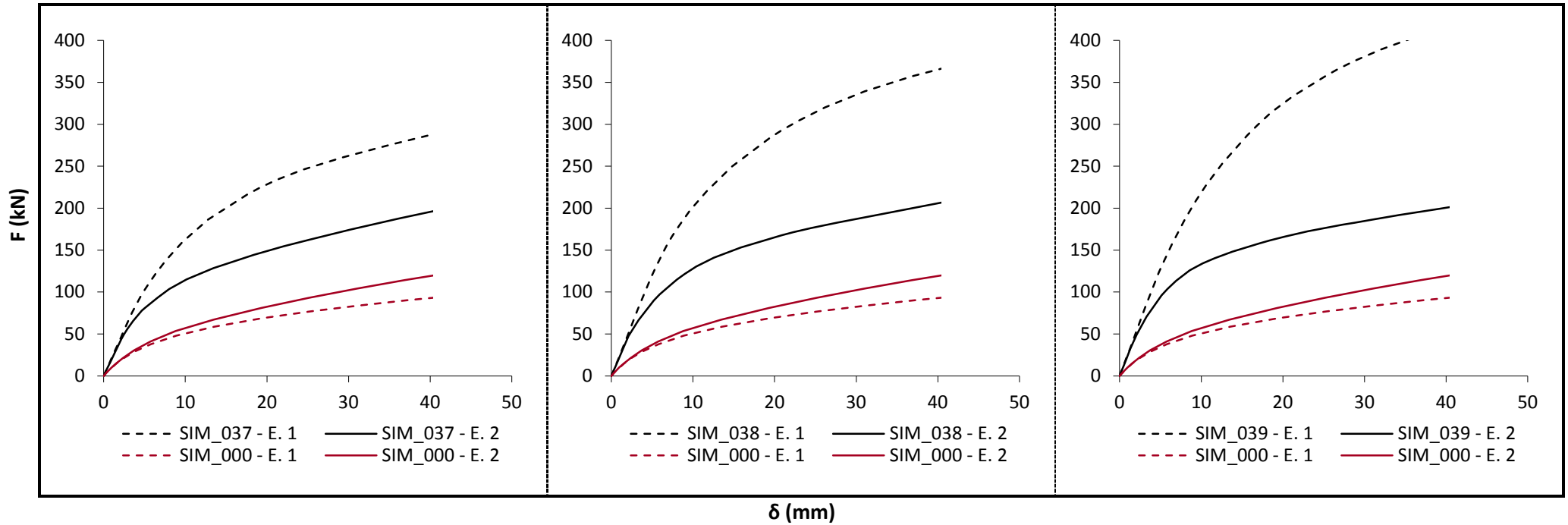
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
31	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	150	1,92	1,54
32	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	150	2,24	1,79
33	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	150	2,88	2,30

Figura 5.11 – Resultados simulações 031, 032, e 033.



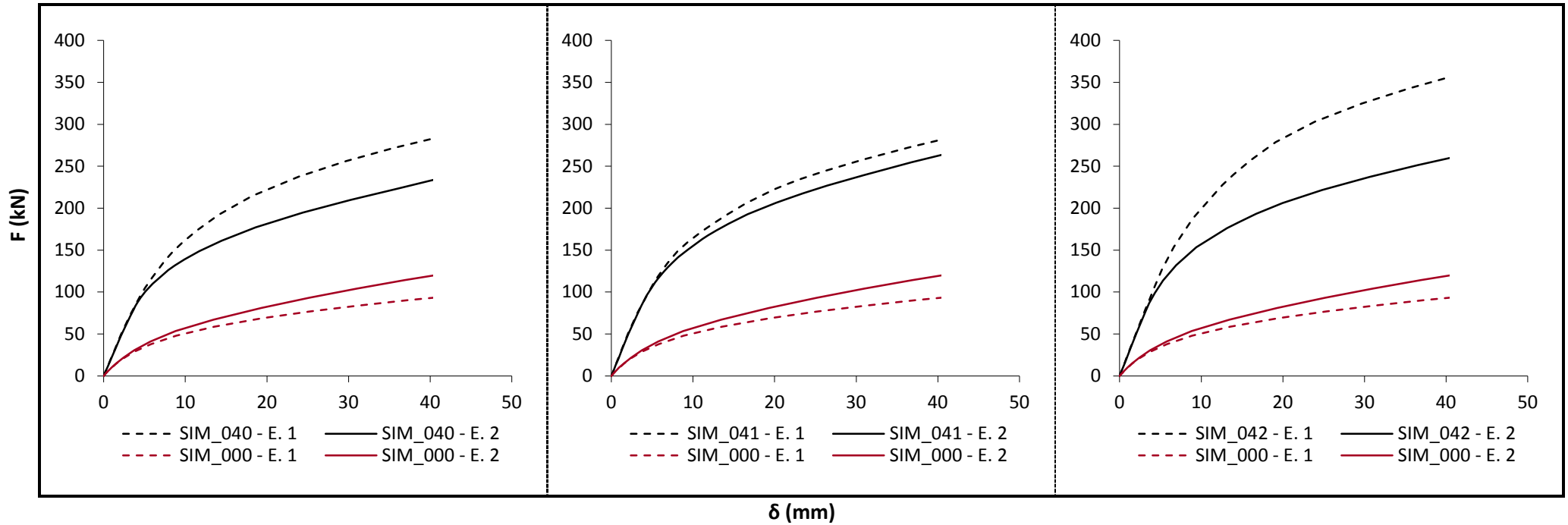
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
34	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	150	3,84	3,07
35	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	150	3,36	2,69
36	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	150	4,48	3,58

Figura 5.12 – Resultados simulações 034, 035, e 036.



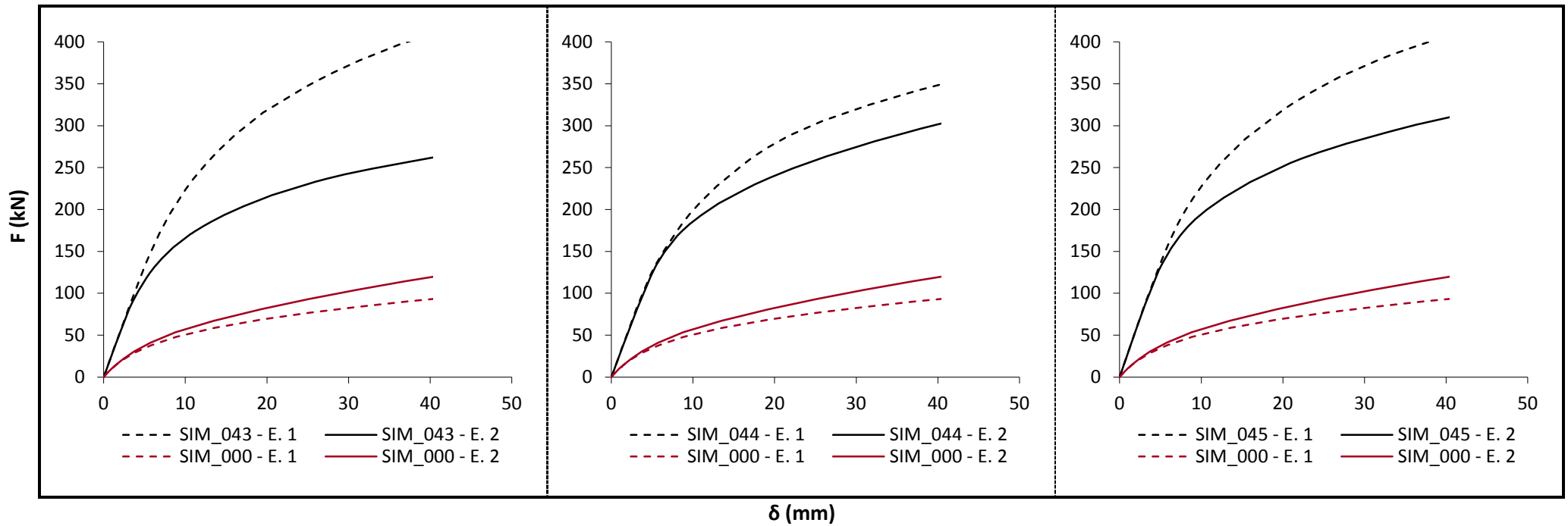
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
37	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	150	1,60	1,92
38	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	150	2,40	2,88
39	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	150	3,20	3,84

Figura 5.13 – Resultados simulações 037, 038, e 039.



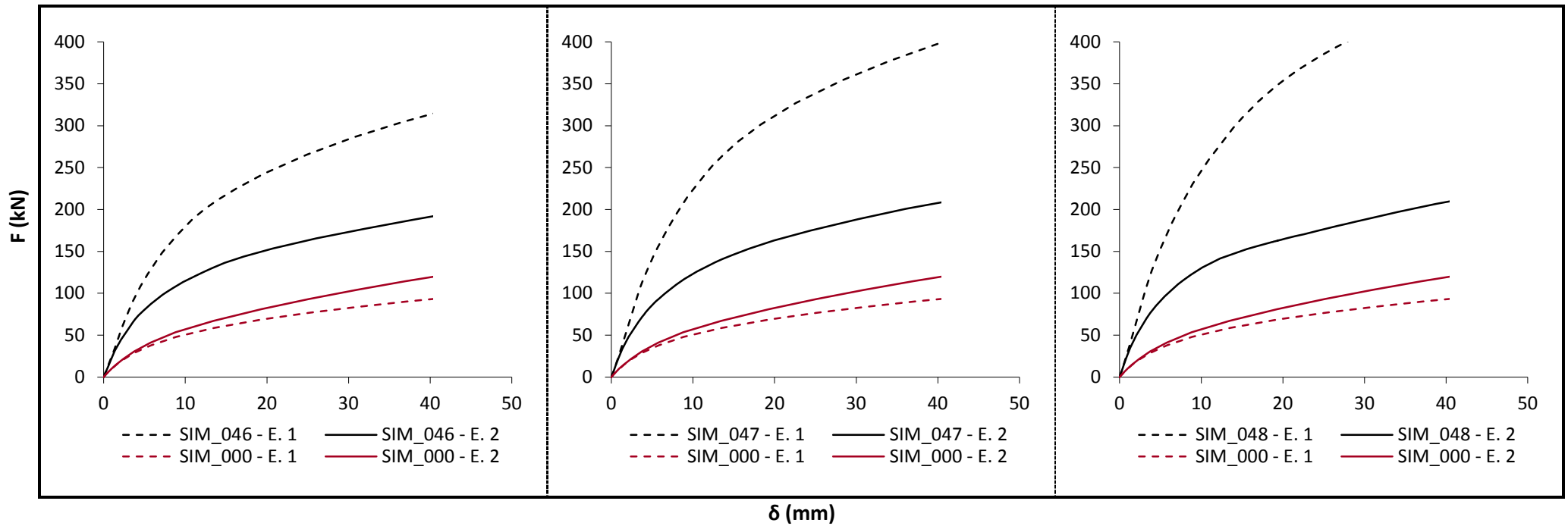
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
40	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	150	1,92	2,30
41	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	150	2,24	2,69
42	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	150	2,88	3,46

Figura 5.14 – Resultados simulações 040, 041, e 042.



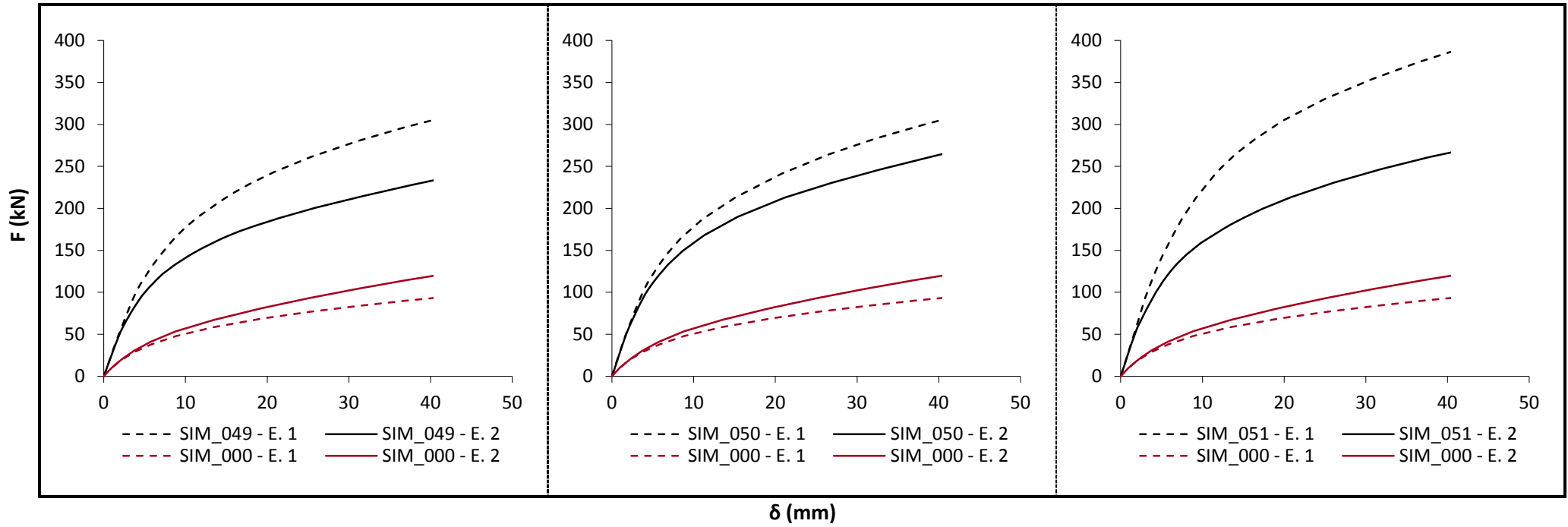
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
43	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	150	3,84	4,61
44	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	150	3,36	4,03
45	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	150	4,48	5,38

Figura 5.15 – Resultados simulações 043, 044, e 045.



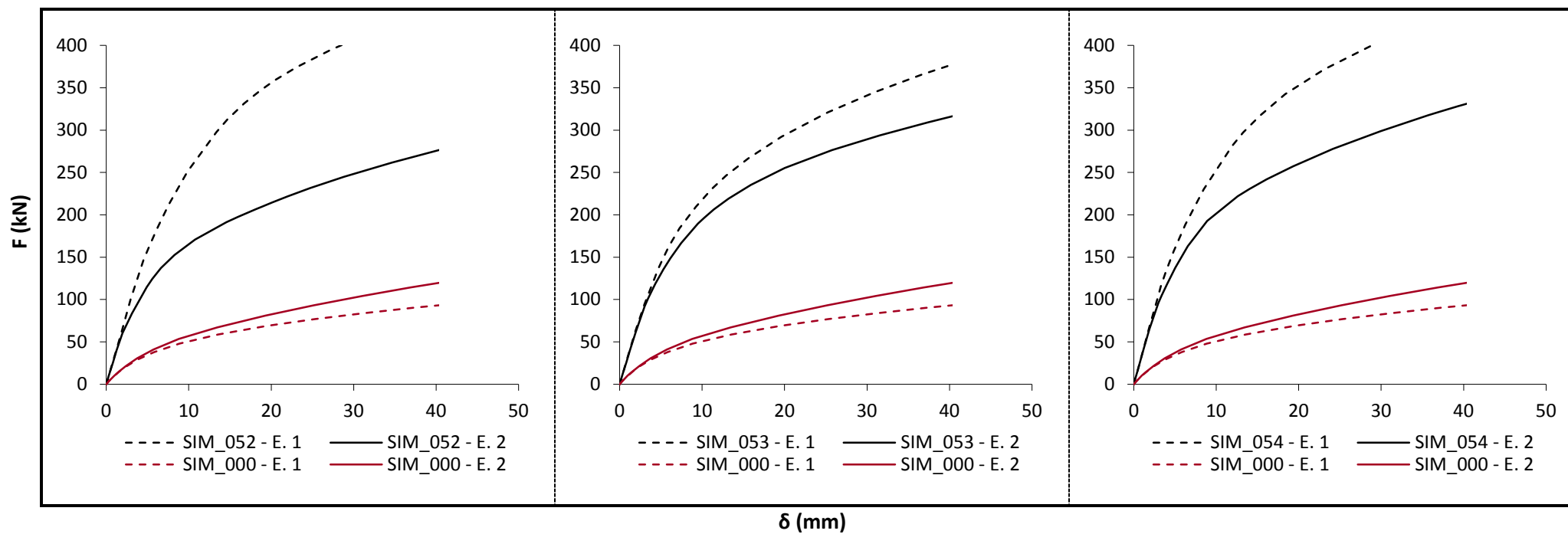
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
46	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	150	1,60	2,56
47	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	150	2,40	3,84
48	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	150	3,20	5,12

Figura 5.16 – Resultados simulações 046, 047, e 048.



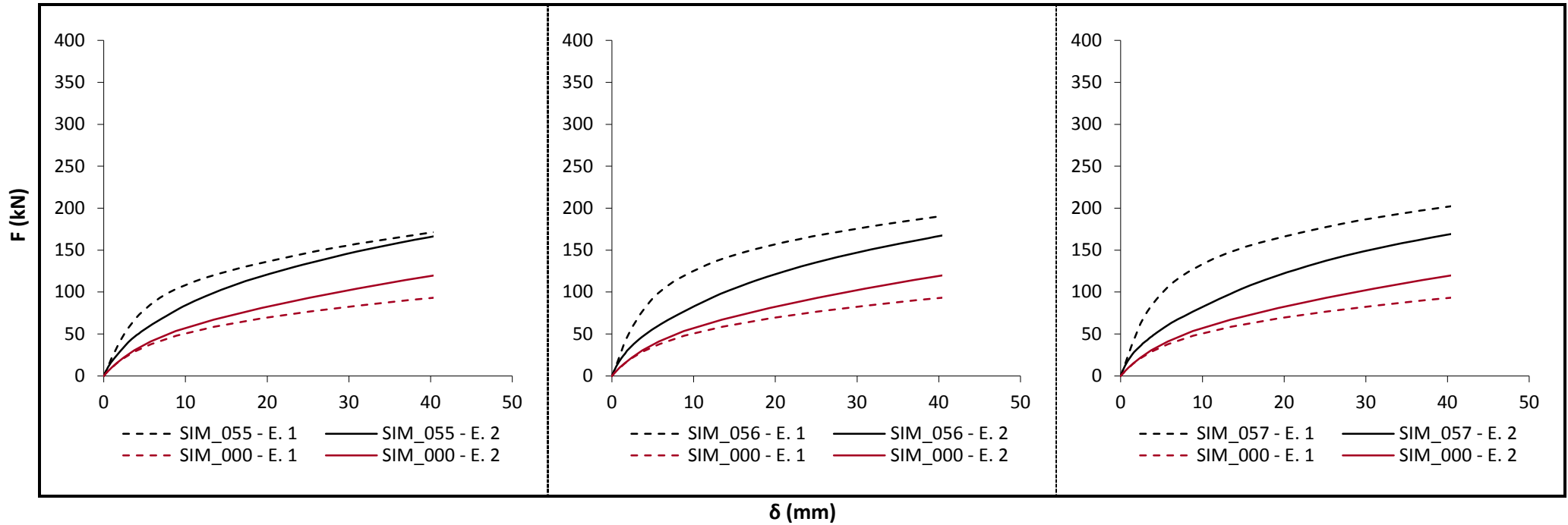
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
49	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	150	1,92	3,07
50	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	150	2,24	3,58
51	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	150	2,88	4,61

Figura 5.17 – Resultados simulações 049, 050, e 051.



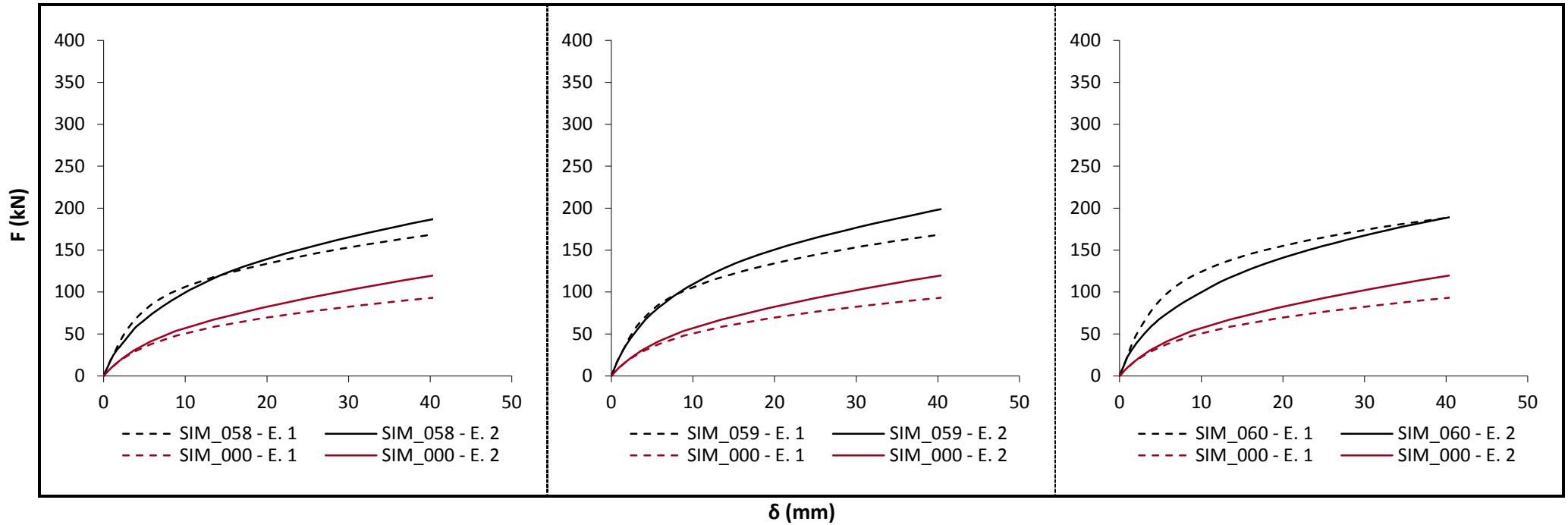
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
52	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	150	3,84	6,14
53	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	150	3,36	5,38
54	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	150	4,48	7,17

Figura 5.18 – Resultados simulações 052, 053, e 054.



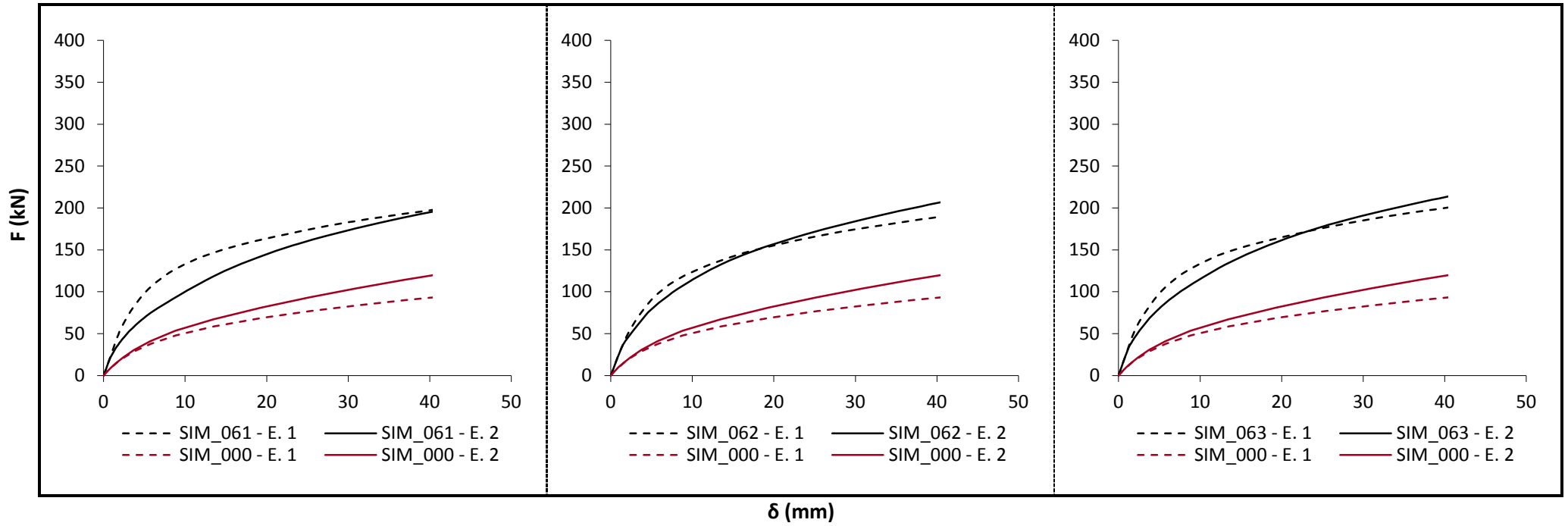
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
55	0,4	3	2	2	2	0,8	2	0,8	50	1,60	1,28
56	0,4	3	3	2	2	1,2	2	0,8	50	2,40	1,92
57	0,4	3	4	2	2	1,6	2	0,8	50	3,20	2,56

Figura 5.19 – Resultados simulações 055, 056, e 057.



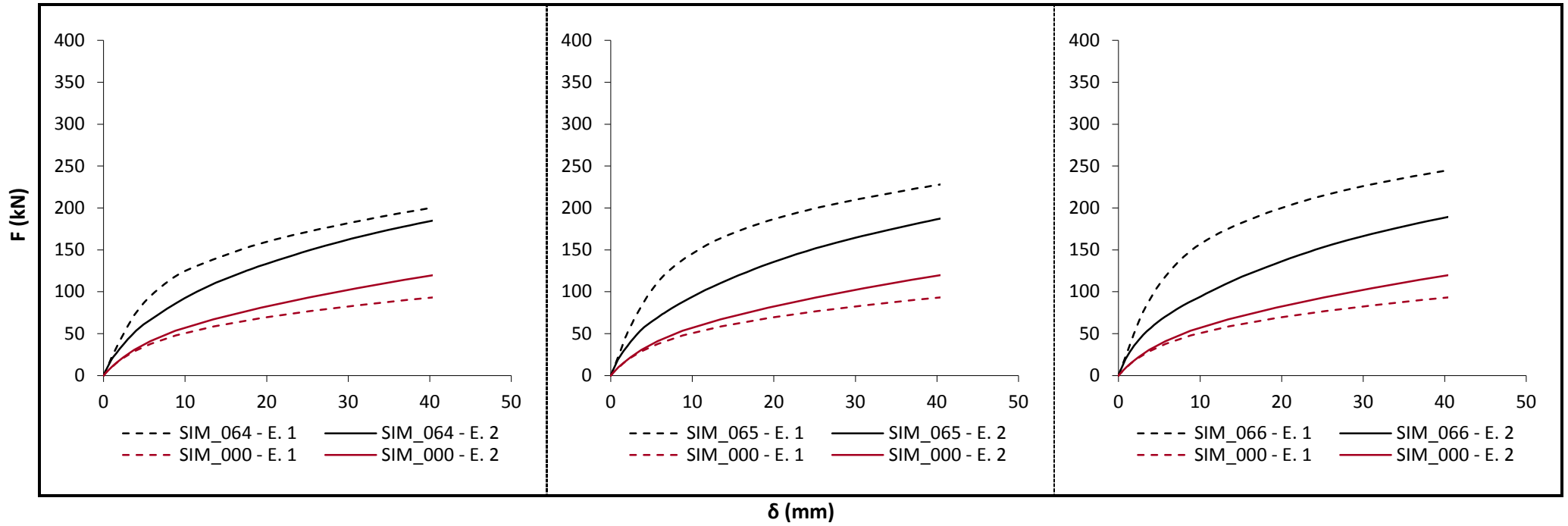
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
58	0,4	3	2	3	2	0,8	2,4	0,8	50	1,92	1,54
59	0,4	3	2	4	2	0,8	2,8	0,8	50	2,24	1,79
60	0,4	3	3	3	2	1,2	2,4	0,8	50	2,88	2,30

Figura 5.20 – Resultados simulações 058, 059, e 060.



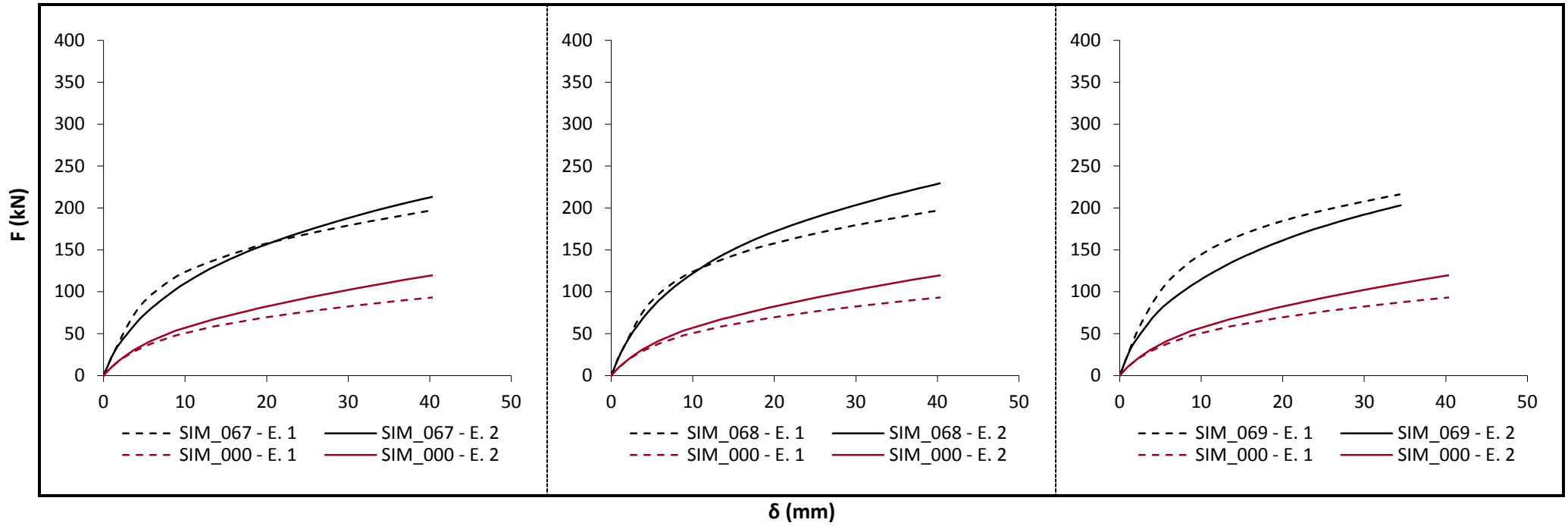
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
61	0,4	3	4	3	2	1,6	2,4	0,8	50	3,84	3,07
62	0,4	3	3	4	2	1,2	2,8	0,8	50	3,36	2,69
63	0,4	3	4	4	2	1,6	2,8	0,8	50	4,48	3,58

Figura 5.21 – Resultados simulações 061, 062, e 063.



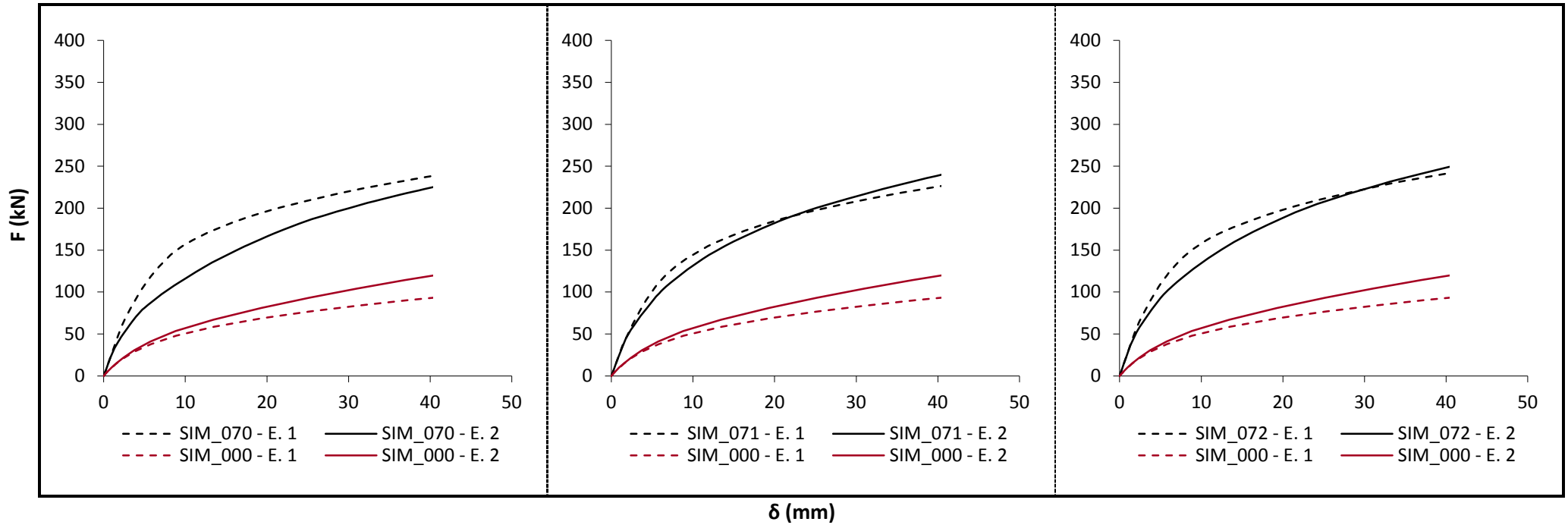
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
64	0,4	3	2	2	3	0,8	2	1,2	50	1,60	1,92
65	0,4	3	3	2	3	1,2	2	1,2	50	2,40	2,88
66	0,4	3	4	2	3	1,6	2	1,2	50	3,20	3,84

Figura 5.22 – Resultados simulações 064, 065, e 066.



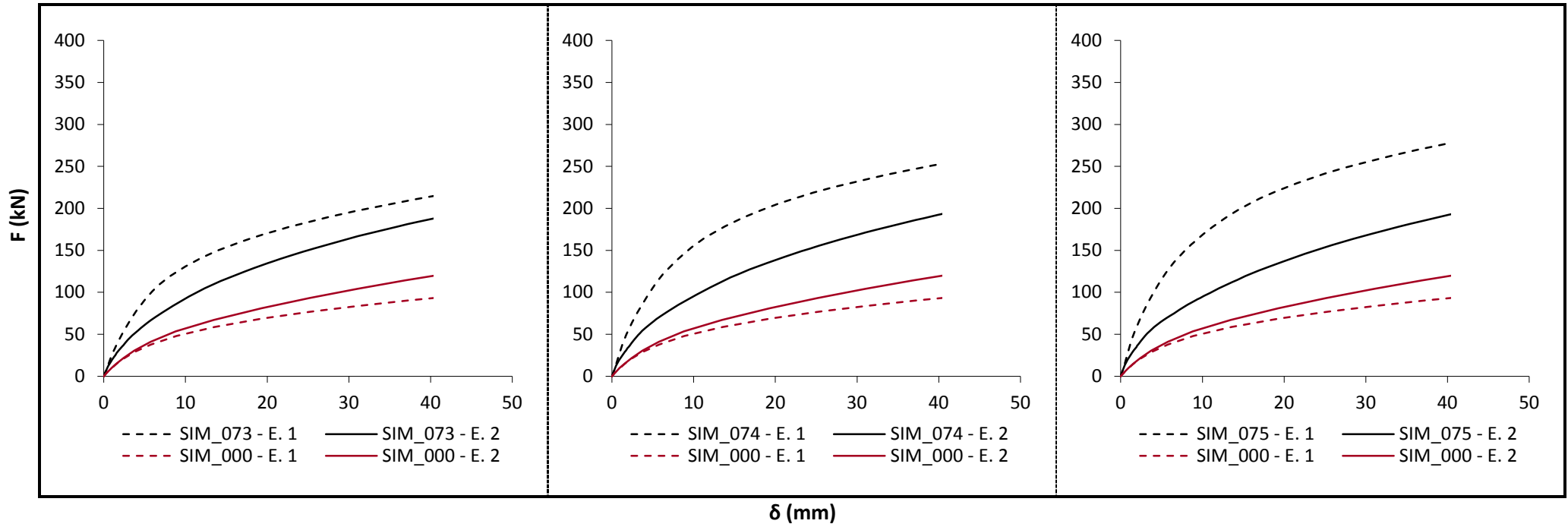
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
67	0,4	3	2	3	3	0,8	2,4	1,2	50	1,92	2,30
68	0,4	3	2	4	3	0,8	2,8	1,2	50	2,24	2,69
69	0,4	3	3	3	3	1,2	2,4	1,2	50	2,88	3,46

Figura 5.23 – Resultados simulações 067, 068, e 069.



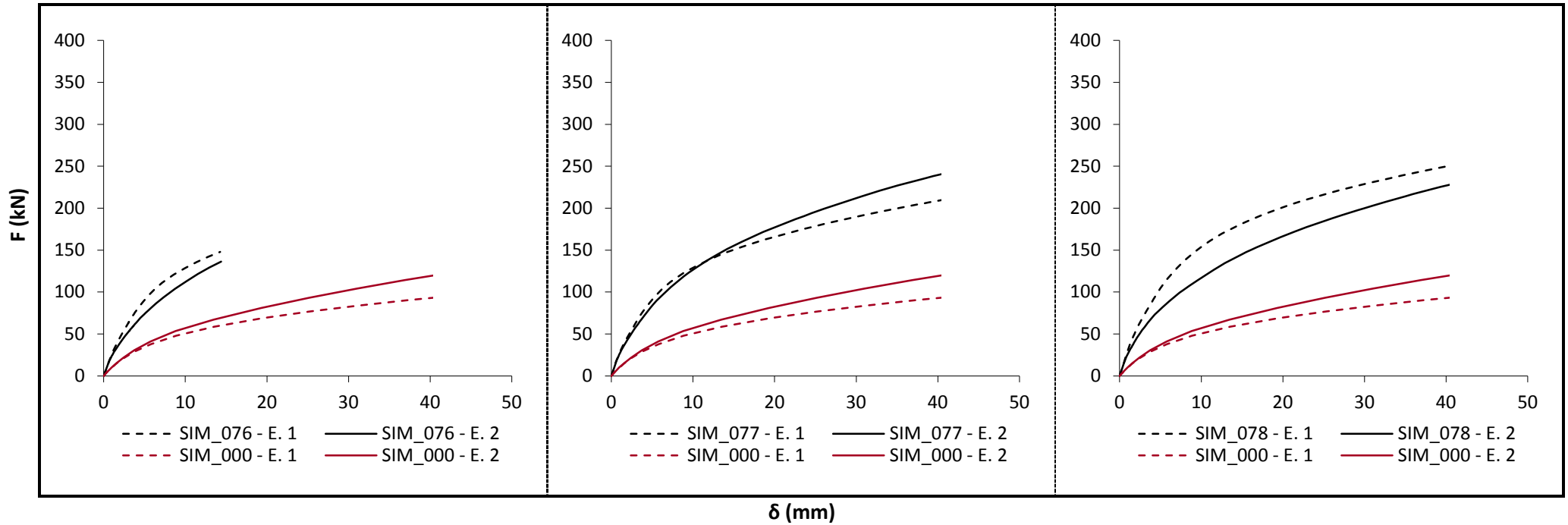
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
70	0,4	3	4	3	3	1,6	2,4	1,2	50	3,84	4,61
71	0,4	3	3	4	3	1,2	2,8	1,2	50	3,36	4,03
72	0,4	3	4	4	3	1,6	2,8	1,2	50	4,48	5,38

Figura 5.24 – Resultados simulações 070, 071, e 072.



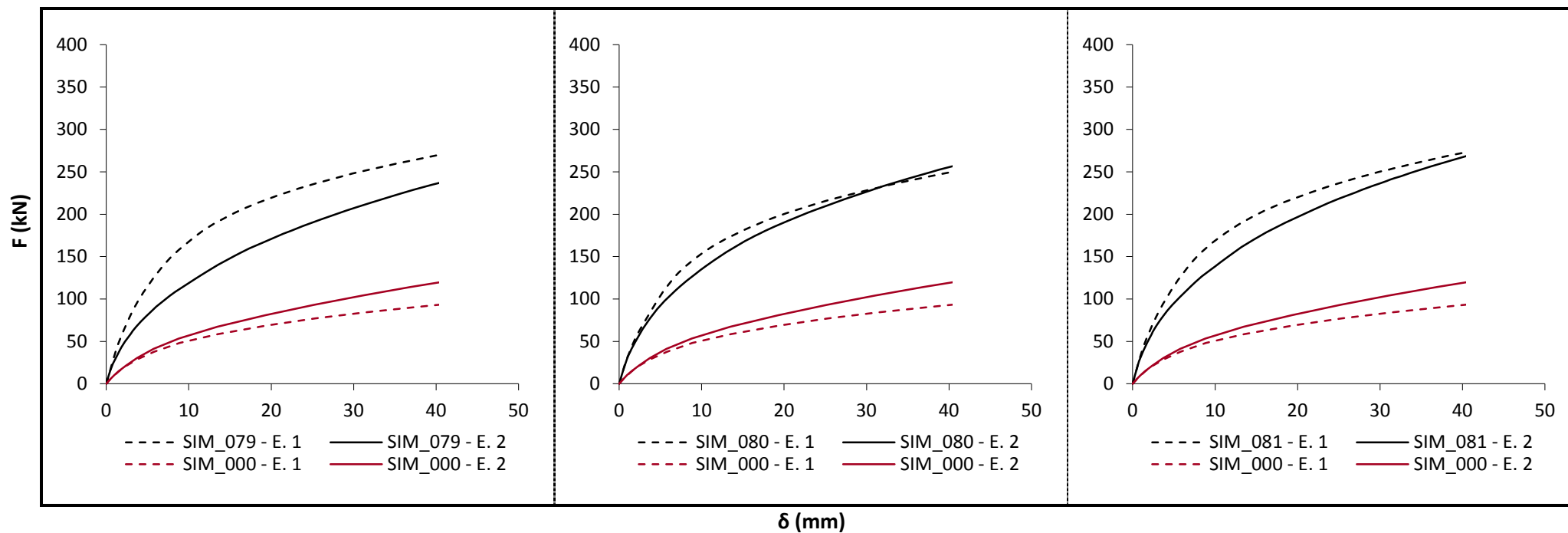
N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
73	0,4	3	2	2	4	0,8	2	1,6	50	1,60	2,56
74	0,4	3	3	2	4	1,2	2	1,6	50	2,40	3,84
75	0,4	3	4	2	4	1,6	2	1,6	50	3,20	5,12

Figura 5.25 – Resultados simulações 073, 074, e 075.



N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
76	0,4	3	2	3	4	0,8	2,4	1,6	50	1,92	3,07
77	0,4	3	2	4	4	0,8	2,8	1,6	50	2,24	3,58
78	0,4	3	3	3	4	1,2	2,4	1,6	50	2,88	4,61

Figura 5.26 – Resultados simulações 076, 077, e 078.



N° Simulação	Diâmetro Estaca (m)	Espaçamento entre eixos (xD)	B (xD)	L (xD)	e (xD)	B (m)	L (m)	e (m)	c' (solo cimento) kPa	Área Solo Cimento (m ²)	Volume Solo Cimento (m ³)
79	0,4	3	4	3	4	1,6	2,4	1,6	50	3,84	6,14
80	0,4	3	3	4	4	1,2	2,8	1,6	50	3,36	5,38
81	0,4	3	4	4	4	1,6	2,8	1,6	50	4,48	7,17

Figura 5.27 – Resultados simulações 079, 080, e 081.