

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

**Simulação Numérica de Grupo de Estacas Carregadas  
Lateralmente através do Método dos Elementos Finitos**

**Javier Ángel Pérez Espinoza**

Porto Alegre

2022

CIP – Catalogação na Publicação

JAVIER ÁNGEL PÉREZ ESPINOZA

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE GRUPOS DE ESTACAS  
CARREGADAS LATERALMENTE ATRAVÉS DO MÉTODO  
DOS ELEMENTOS FINITOS**

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

2022

**JAVIER ÁNGEL PÉREZ ESPINOZA**

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE GRUPOS DE ESTACAS  
CARREGADAS LATERALMENTE ATRAVÉS DO MÉTODO  
DOS ELEMENTOS FINITOS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Estruturas, 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, 27 de junho de 2022

Prof. Lucas Festugato  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

Prof. Jorge Luís Palomino Tamayo  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS  
Orientador

Prof. Samir Maghous  
Ph.D. pela École Nationale Des Ponts et  
Chaussées  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Alexandre Luis Braun**  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

**Prof. Cesar Alberto Ruver**  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

**Prof. Mauro de Vasconcellos Real**  
Dr. pela PPGEC/FURG

Dedico este trabalho à meus pais e  
minha família.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por conceder-me a capacidade, saúde e as forças para concretizar este sonho.

A meus pais Ana e José; pelo apoio e suporte. À minha esposa Silvia, por ser a força que sempre me impulsou a seguir em frente.

Ao Prof. Jorge Palomino Tamayo pela sua orientação e conselho, que contribuíram à minha formação acadêmica além da imprescindível colaboração durante a realização deste trabalho. Ao Prof. Samir Maghous, que me direcionou para esta importante área de pesquisa.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (*CNPq*), pela bolsa de estudos que possibilitou o desenvolvimento dessa pesquisa.

## RESUMO

ESPINOZA, J. Á. P. **Simulação Numérica de Grupos de Estacas Carregadas Lateralmente através do Método dos Elementos Finitos. 2022.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A análise e dimensionamento de estruturas de engenharia de grande porte requerem usualmente a utilização de fundações profundas para transferir a carga da estrutura para o solo de fundação. Devido à variação espacial das propriedades do solo e à complexidade associada com a interação entre a estrutura de fundação e o solo circundante, é necessário contar com uma ferramenta numérica que permita simular semelhantes processos, principalmente frente à presença de carregamentos estáticos monótonos crescentes. Neste trabalho, propõe-se um modelo numérico tridimensional baseado no Método dos Elementos Finitos para a modelagem numérica de grupos de estacas submetidas a carregamentos laterais, a fim de simular o tipo de análise conhecido na literatura inglesa como *pushover*. Para a geração dos elementos finitos hexaédricos de vinte nós, usados para representar o domínio espacial do solo e das estacas, foram empregadas rotinas existentes disponibilizadas em outros trabalhos. Enquanto elementos de contato de espessura zero são especialmente implementados nesta pesquisa para simular os processos de escorregamento e abertura na interface solo-estaca. A não linearidade dos materiais envolvidos é incluída na análise considerando um comportamento linear geométrico. Após da verificação do correto funcionamento da ferramenta desenvolvida, a mesma é utilizada para realizar estudos paramétricos em grupos de estacas com arranjo em planta de 3x3 até 3x7. O efeito da posição vertical do bloco do coroamento, a remoção manual de camadas superfícies devido a processos de erosão e o efeito da estratigrafia do solo são estudados a fim de quantificar sua influência na resposta global da estrutura. Foi encontrado que conforme a posição do bloco de coroamento se aproxima à superfície do terreno, a resistência do grupo se incrementa. O rebaixamento da superfície superior do solo produto da erosão leva ao aumento da instabilidade do grupo, gerando maiores deslocamentos laterais no sistema. Adicionalmente, foi evidenciada a formação de cunhas de plastificação de solo em depósitos homogêneos no entorno das estacas.

Palavras-chave: Interação Solo-Estaca; Grupos de estacas; Erosão; Elementos Finitos.

## ABSTRACT

ESPINOZA, J. Á. P **Numerical Simulation of Pile Groups under Lateral Loads by means of the Finite Element Method. 2022.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The analysis and design of large engineering structures usually require the use of deep foundations to transfer the loads from the superstructure to the soil foundation. Due to the spatial variation of soil properties and the complexity associated with the interaction between the structure and the soil, it is necessary to count on with a numerical tool to model such processes, primarily for monotonic increasing static loads. In this work, a three-dimensional numerical model is proposed based on the Finite Element Method for the numerical modeling of pile groups under lateral loads in order to simulate a pushover analysis. To generate the 20-node hexahedral finite elements, which are used to model the soil domain and piles, existing computer routines from other works are employed, while contact elements of zero thickness are specially implemented in this research to simulate sliding and opening at the soil-pile interface. The material nonlinearity of all involved materials is included in the analysis with a linear geometric behavior. After verification of the correct functionality of the developed tool, this was used to perform parametric studies in pile groups from 3x3 to 3x7. The effect of the vertical position of the cap, removing of the superficial soil layers due to erosion and soil stratigraphy are studied to quantify their influence in the global response of the structure. It was found that as the level of the cap approaches to the ground surface, the lateral strength of the group increases. The lowering of the ground surface as consequence of the erosion yields to an instability of the group as greater horizontal displacements are detected. Additionally, the formation of plastic wedges around the piles is identified mainly in homogenous soil deposits.

Key-words: Pile-Soil Interaction; Pile groups; Erosion; Finite Elements.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Situações de aplicação de grupo de estacas como fundação.....	19
Figura 1.2: Malha tridimensional de elementos finitos da fundação de uma ponte em software comercial. Fonte: Midasoft. ....	22
Figura 2.1. Superfícies de plastificação no espaço de tensões principais.....	30
Figura 2.2. Aproximação da superfície de plastificação de Drucker-Prager para Mohr-Coulomb no caso tridimensional. Fonte: Chen e Liu (1990). ....	31
Figura 2.3: Sistema coordenado local no ponto de amostragem da interface. Fonte: Tamayo (2015) .....	32
Figura 3.1: Representação cinemática do sólido. Fonte: Maghous (2020) .....	37
Figura 3.2: Elementos finitos hexaédricos de vinte nós. Fonte: Smith <i>et al.</i> (2014).....	44
Figura 3.3: Elemento de espessura nula para a interface de oito nós. Fonte: Tamayo (2015) .....	45
Figura 3.4: Curva carga versus deslocamento lateral. Fonte: Trochanis <i>et al</i> (1988) .....	49
Figura 3.5: Curva carga versus deslocamento lateral obtidos neste trabalho.....	50
Figura 3.6: Deformada para carga lateral de 210kN (Carga e descarga). ....	50
Figura 4.1: Comportamento de grupos de estacas. Fonte: Pérez (2020) .....	52
Figura 4.2: Integração do GID ao programa de elementos finitos .....	54
Figura 4.3: Malha de elementos finitos gerada com GID. Fonte: Elaboração própria.....	54
Figura 4.4: Malha de elementos finitos gerada com GID para estudo paramétrico de grupo de estacas. Fonte: Elaboração própria. ....	55
Figura 4.5: Resultados de pós-processamento.....	55
Figura 4.6: Malhas adotadas para grupos de estacas .....	57
Figura 4.7: Fluxograma do programa .....	59
Figura 4.8: Pontos de integração e braço do momento de um elemento finito da estaca. Fonte: Nofal (1998). ....	60

Figura 4.9: Arquitetura da comunicação entre os núcleos do processador. ....	62
Figura 4.10: Fluxograma da Metodologia. ....	65
Figura 5.1: Variação da altura do bloco e introdução de camada de solo .....	67
Figura 5.2: Rebaixamento do nível do terreno .....	67
Figura 5.3: Configuração do equipamento utilizado no ensaio experimental: Fonte McVay <i>et al.</i> (1998) .....	68
Figura 5.4: Grupo de estacas 3x4. Fonte: Yang e Jeremic (2003).....	69
Figura 5.5 :Curva força-deslocamento no estudo de sensibilidade. ....	71
Figura 5.6: Malhas de elementos finitos empregadas para os grupos de estaca.....	72
Figura 5.7: Curva carga-deslocamento .....	74
Figura 5.8: Comparativo da resposta global de estacas.....	75
Figura 5.9: Deslocamento horizontal (m) no último passo de carga (grupos 3x4 e 3x7) (Fator de magnificação:5).....	75
Figura 5.10: Deslocamento vertical (m) no último passo de carga (grupos 3x4 e 3x7) (Fator de magnificação:5). ....	75
Figura 5.11: Deformada em planta da superfície do terreno (grupo 3x3): a) Presente estudo; b) Yang e Jérémic (2003). ....	77
Figura 5.12: Deformada em planta da superfície do terreno (grupo 3x4) a) Presente análise; b) Yang e Jérémic (2003). ....	77
Figura 5.13: Grupo de 3x3: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno. ....	78
Figura 5.14: Grupo de 3x4: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno. ....	78
Figura 5.15: Grupo de 3x5: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno. ....	79
Figura 5.16: Grupo de 3x6: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno. ....	79

Figura 5.17: Grupo de 3x7: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno. ....	80
Figura 5.18: Resposta do Grupo 3x3 para $k_n = 400GS$ .....	82
Figura 5.19: Resposta do Grupo 3x4 para $k_n = 400GS$ .....	83
Figura 5.20: Resposta do Grupo 3x5 para $k_n = 400GS$ .....	84
Figura 5.21: Resposta do Grupo 3x6 para $k_n = 400GS$ .....	85
Figura 5.22: Resposta do Grupo 3x7 para $k_n = 400GS$ .....	86
Figura 5.23: Curva $p-y$ do grupo de estaca 3x4.....	87
Figura 5.24: Campo do deslocamento em X para diferentes alturas do bloco de coroamento (grupo 3x7) (Fator de magnificação:5).....	88
Figura 5.25: Curva força-deslocamento .....	89
Figura 5.26: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x3) .....	90
Figura 5.27: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x4) .....	91
Figura 5.28: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x5) .....	92
Figura 5.29: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x6) .....	93
Figura 5.30: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x7) .....	94
Figura 5.31: Campo do deslocamento na direção X para o grupos de estacas 3x4 e 3x7 (Fator de magnificação:5).....	96
Figura 5.32: Curva força-deslocamento .....	97
Figura 5.33: Resposta da linha de estacas de frente (grupo 3x3) .....	98
Figura 5.34: Resposta da linha de estacas de frente (grupo 3x4) .....	99
Figura 5.35: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x5) .....	100
Figura 5.36: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x6) .....	101
Figura 5.37: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x7) .....	102
Figura 5.38: Campo do deslocamento X para os grupos de 3x4 e 3x7. (Fator de magnificação:5). ....	103
Figura 5.39: Curvas força-deslocamento.....	104

Figura 5.40: Grupo de 3x4: Pontos de integração plastificados .....	104
Figura 5.41: Grupo de 3x7: Pontos de integração plastificados .....	105
Figura 5.42: Resposta do Grupo 3x3 .....	106
Figura 5.43: Resposta do Grupo 3x4 .....	107
Figura 5.44: Resposta do Grupo 3x5 .....	108
Figura 5.45: Resposta do Grupo 3x6 .....	109
Figura 5.46: Resposta do Grupo 3x7 .....	110

## **LISTA DE FIGURAS: APÊNDICE A**

Figura A.1: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x3).....	121
Figura A.2: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x3).....	122
Figura A.3: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x4).....	123
Figura A.4: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x4).....	124
Figura A.5: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x5).....	125
Figura A.6: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x5).....	126
Figura A.7: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x6).....	127
Figura A.8: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x6).....	128
Figura A.9: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x7).....	129
Figura A.10: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x7) .....	130

## **LISTA DE FIGURAS: APÊNDICE B**

Figura B.1: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x3).....	131
Figura B.2: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x3).....	132
Figura B.3: Resposta da linha de estacas trás (grupo 3x4).....	133
Figura B.4: Resposta da linha de estacas na intermediárias (grupo 3x4).....	134
Figura B.5: Resposta da linha de estacas trás (grupo 3x5).....	135
Figura B.6: Resposta da linha de estacas na intermediárias (grupo 3x5).....	136
Figura B.7: Resposta da linha de estacas trás (grupo 3x6).....	137
Figura B.8: Resposta da linha de estacas na intermediárias (grupo 3x6).....	138
Figura B.9: Resposta da linha de estacas trás (grupo 3x7).....	139
Figura B.10: Resposta da linha de estacas na intermediárias (grupo 3x7).....	140

## **LISTA DE FIGURAS: APÊNDICE C**

Figura C.1: Esquema de nomeado para identificação e localização do elemento interface .....	141
---	-----

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 4.1 Valores da rigidez de interface $k_n = k_s$ (MPa/m) .....	58
--	----

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	18
1.1 INTRODUÇÃO À PROBLEMÁTICA DO TEMA E SUAS CARACTERÍSTICAS MULTIDISCIPLINARES .....	18
1.2 OBJETIVOS .....	20
1.3 JUSTIFICATIVA .....	21
1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	22
1.5 BREVE DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO .....	26
<b>2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS</b> .....	28
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	28
2.2 MODELO CONSTITUTIVO PARA A ESTACA .....	28
2.3 MODELO CONSTITUTIVO PARA O SOLO .....	29
2.4 MODELO CONSTITUTIVO PARA A INTERFACE SOLO-ESTACA .....	32
2.4.1 Considerações básicas .....	32
<b>3 MODELO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS</b> .....	36
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	36
3.2 PRINCÍPIO DOS TRABALHOS VIRTUAIS .....	36
3.2.1 Princípio dos Deslocamentos Virtuais .....	37
3.2.2 Forma fraca da equação de equilíbrio .....	37
3.3 DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL .....	39
3.3.1 Processo de discretização .....	39
3.3.2 Expressões matriciais empregadas no MEF .....	40
3.4 ALGORITMO INCREMENTAL ITERATIVO .....	42
3.5 ELEMENTOS FINITOS SÓLIDOS PARA A ESTACA E O SOLO .....	44
3.5.1 Hexaedro quadrático .....	44
3.6 ELEMENTO FINITO DE INTERFACE .....	45

3.7	EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO .....	48
3.7.1	Sistema solo-estaca em carregamento estático cíclico .....	48
<b>4</b>	<b>ASPECTOS COMPUTACIONAIS SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA DE GRUPO DE ESTACAS .....</b>	<b>51</b>
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	51
4.2	EFEITO DO GRUPO DE ESTACAS .....	51
4.3	GERAÇÃO DE MALHAS DE ELEMENTOS FINITOS .....	53
4.3.1	Pré-processamento.....	54
4.3.2	Pós-processamento .....	55
4.4	CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	56
4.5	INTERFACE SOLO-ESTACA.....	58
4.6	ALGORITMO DE SOLUÇÃO NÃO LINEAR .....	58
4.7	OBTENÇÃO DE MOMENTO FLETOR NA ESTACA.....	60
4.8	GERAÇÃO DE CURVAS $p-y$ .....	61
4.9	TEMPO DE PROCESSAMENTO.....	62
4.10	METODOLOGÍA .....	63
<b>5</b>	<b>APLICAÇÕES NUMÉRICAS NA MODELAGEM DE GRUPOS DE ESTACAS.....</b>	<b>66</b>
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	66
5.2	GRUPOS DE ESTACAS EM CARREGAMENTO LATERAL (MCVAY ET AL. 1998).....	67
5.2.1	Aspectos Gerais .....	67
5.2.2	Características geométricas e propriedades dos materiais.....	69
5.2.3	Modelo de elementos finitos.....	71
5.2.4	Resultados das análises.....	73
5.2.5	Geração das curvas $p-y$ .....	87

5.3 DESCONSTRUÇÃO DO PROJETO .....	88
5.3.1 Efeito do comprimento da altura livre do bloco de coroamento .....	88
5.3.2 Efeito do rebaixamento da superfície do terreno ( <i>scour</i> ) .....	95
5.3.3 Efeito da estratigrafia do depósito de solo.....	103
<b>6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>111</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>115</b>
<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>121</b>
<b>APÊNDICE B .....</b>	<b>131</b>
<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>141</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 INTRODUÇÃO À PROBLEMÁTICA DO TEMA E SUAS CARACTERÍSTICAS MULTIDISCIPLINARES

O presente trabalho trata da simulação numérica de grupos de estacas carregadas lateralmente. O tema é multidisciplinar, abrangendo e integrando diversos tópicos de Geotecnia e Estruturas, onde a simulação do comportamento não linear do sistema solo-estaca torna-se relevante na definição das cargas de colapso e trajetórias de tensões geradas pelos carregamentos externos. No caso de fundações, as mesmas transmitem as cargas provenientes da estrutura para o solo de fundação mediante sapatas ou grupos de estacas unidas por blocos de coroamento, sendo que essas últimas são amplamente utilizadas em estruturas de grande porte como pontes, estruturas portuárias, torres de linhas de transmissão, aerogeradores e plataformas de exploração de petróleo e gás natural, entre outras (ver Figura 1.1).

As fundações profundas são usualmente utilizadas para atingir profundidades importantes no depósito de solo visando encontrar camadas resistentes que permitam suportar o carregamento transferido, onde a parcela de atrito gerada pela interação entre o fuste da estaca e solo circundante representa o principal mecanismo de resistência nesta condição. Adicionalmente, a abrupta mudança de rigidez que acontece na região da interface, onde a estaca é mais rígida do que o solo, deve ser levada em consideração durante a modelagem numérica a fim de estabelecer corretamente os campos de tensões gerados nesta região. Por outro lado, a natureza das cargas laterais geradas nestas fundações pode ser devido às ações do vento, sismo, vibrações por equipamentos especiais e movimentação de estruturas vizinhas, entre outras. Por exemplo, um metrô subterrâneo atravessando uma zona próxima às fundações de uma ponte constitui uma situação clara de interação entre estruturas vizinhas. A variabilidade associada à diversidade de carregamentos impõe então a necessidade de desenvolvimento de metodologias aplicadas especificamente a projetos de fundações que serão sujeitas a carregamentos laterais.

Nesse sentido, é de interesse neste trabalho desenvolver uma ferramenta numérica capaz de simular o comportamento de grupos de estacas submetidas a carregamentos laterais estáticos e/ou dinâmicos usando o Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF é uma técnica que supera as limitações de outras abordagens numéricas e analíticas na resolução de problemas

que envolvem um alto grau de complexidade, porém requer de bom senso na definição do tamanho da malha de elementos finitos e condições de contorno. Considerar corretamente esses aspectos permitirá a elaboração de um modelo computacional robusto e eficiente para a resolução de sistemas que apresentem um alto grau de não linearidade, levando conseqüentemente à convergência da solução do problema. Sendo assim, a presente abordagem está associada ao estudo de tópicos de Geotecnia e Estruturas, que consideram a interação solo-estrutura (ISE) entre as estacas e o solo circundante, modelos constitutivos adequados para representar o comportamento dos materiais (estaca e solo), modelamento tridimensional (3D) e detecção de zonas com alto grau de potencial de falha.



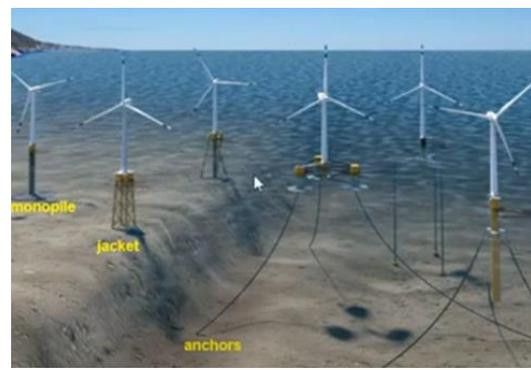
a) Ponte Showa, Niigata 1964  
(BHATTACHARYA, 2003)



b) Grupo de estacas de ponte em leito de rio (ZAKY ET AL, 2020)



c) Linha de transmissão (PUELLES, 2021)



d) Aerogeradores.

Figura 1.1: Situações de aplicação de grupo de estacas como fundação

Além disso, a consideração do comportamento da interface entre o fuste da estaca e o solo circundante merece destaque especial, sendo que essa interação vai depender do tipo de carregamento aplicado e das propriedades do solo em estudo, dado que processos de escorregamento, fechamento, abertura e/ou reabertura da interface solo-estaca podem ocorrer durante a aplicação de carregamento lateral cíclico. Sendo assim, é necessária nesta situação o emprego de elementos finitos para a simulação de semelhante contato.

Embora seja desejável contar com modelos constitutivos avançados para simular trajetórias de tensões complexas, tais como aquelas associadas a processos de carga e descarga, usualmente os mesmos requerem a definição de um número significativo de parâmetros, os quais podem requerer calibração através de diferentes tipos de ensaio de laboratório. A obtenção dos parâmetros adequados para calibração destes modelos constitutivos complexos não sempre é uma tarefa fácil, neste trabalho se dará preferência à utilização de modelos clássicos tais como aqueles de Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Tresca ou von Mises, pois os mesmos requerem a definição de parâmetros usualmente encontrados na literatura ou de ensaios de laboratório padrão.

## 1.2 OBJETIVOS

Através do desenvolvimento de uma ferramenta computacional baseada no MEF na linguagem de programação FORTRAN para a simulação numérica tridimensional do comportamento de grupos de estacas submetidas a carregamentos laterais monótonos crescentes em regime estático, simulando o tipo de análise conhecida na literatura inglesa como *pushover*, pretende-se estudar o comportamento deformacional de grupo de estacas.

Para este propósito algumas rotinas computacionais do programa desenvolvido em Tamayo (2015) serão utilizadas, a fim de desenvolver uma ferramenta numérica capaz de considerar a interação solo-estaca através da implementação numérica de elementos de contato de espessura zero. O algoritmo desenvolvido utiliza um procedimento incremental iterativo baseado no método de Newton-Raphson para obter o equilíbrio do sistema, onde diferentes passos de carga são aplicados. As não linearidades dos materiais são incluídas nas análises considerando um comportamento linear geométrico. A ferramenta desenvolvida após sua verificação permitirá realizar estudos paramétricos, a fim de estabelecer o efeito que tem alguns parâmetros geométricos na resposta global e local de grupos de estacas com arranjos de 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7. Dita ferramenta será também inserida dentro de uma metodologia de cálculo que se integra com outros *softwares* tais como GID e MATLAB. Dentre dos estudos de interesse, podem-se destacar os seguintes:

- Efeito que tem a inclusão da não linearidade da interface solo-estaca na resposta dos sistemas estudados.
- Estudo da influência da posição vertical do bloco de coroamento na resposta dos sistemas estudados.

- Estudo do efeito do rebaixamento da superfície do terreno na resposta global dos sistemas estudados, simulando através de um procedimento manual, o efeito da erosão do solo.
- Estudo da estratigrafia do solo na resposta global dos sistemas mencionados.

### 1.3 JUSTIFICATIVA

Na prática de engenharia, as metodologias para o dimensionamento de estacas e/ou grupos de estacas considerando os efeitos da ISE são diversas. Existem vários modelos simplificados baseados principalmente na utilização de molas de translação posicionadas ao longo do eixo longitudinal da estaca para representar o efeito do solo através das chamadas curvas  $p-y$ ,  $q-z$  e  $t-z$ . A lei constitutiva que define cada curva não linear adotada para a mola depende das propriedades do tipo de solo em consideração e sua profundidade, conjuntamente com outros parâmetros do modelo que podem requerer procedimentos exaustivos de calibração.

A resposta assim obtida pode não representar fielmente a resposta real do sistema devido às hipóteses adotadas no modelo simplificado. Adicionalmente, devido ao grande número de variabilidades que experimentam os sistemas estruturais, as simplificações geram uma incerteza na concepção do dimensionamento, obrigando aos engenheiros a optar por fatores de segurança que podem levar em algumas situações ao sobredimensionamento destes sistemas estruturais. Por outro lado, embora a utilização de procedimentos analíticos seja desejável, as soluções analíticas existentes normalmente ficam restritas a situações particulares do problema.

Nesse sentido e dada a natureza tridimensional do problema, a utilização de procedimentos numéricos para o tratamento do problema em questão através de um modelo numérico tridimensional baseado no MEF parece estar plenamente justificada. Além disso, devido ao avanço das capacidades computacionais e ao estudo cada vez mais exaustivo do comportamento dos materiais, o modelamento matemático tem-se tornado uma ferramenta potente para a análise de diversas situações, onde aquelas mais críticas podem ser inicialmente identificadas e logo exploradas com maior detalhe no laboratório. Por exemplo na Figura 1.2, mostram-se alguns modelos numéricos usualmente empregados para a simulação da interação entre as fundações com a superestrutura através do MEF.

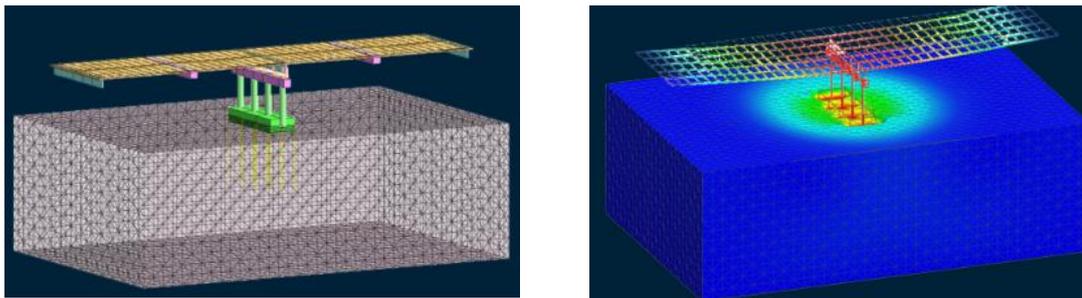


Figura 1.2: Malha tridimensional de elementos finitos da fundação de uma ponte em software comercial. Fonte: Midasoft.

Em relação ao tema abordado, este apresenta uma alta relevância na área de Engenharia Civil dado que estruturas de grande porte geralmente requerem a utilização de fundações profundas compostas por blocos de coroamento e estacas. Adicionalmente, inúmeras pesquisas sobre o tema são encontradas na literatura, onde a consideração da ISE no problema é essencial. Nesse contexto, em Xiong *et al.* (2018) se salienta que a ISE tem uma grande influência no comportamento das estruturas no regime dinâmico. Já Zhang e Kimura (2002) mencionam que o comportamento de grupos de estacas não apenas está influenciado pelas forças inerciais geradas durante uma excitação dinâmica, senão também pelas deformações causadas no solo circundante, como foi observado em estruturas deste tipo durante o terremoto de Hyogoken-Nambu no Japão, onde aconteceu a falha das estacas de pontes em ausência da superestrutura.

No entanto, antes de abordar o comportamento deformacional de grupos de estacas frente a solicitações dinâmicas mais complexas, é necessário primeiramente entender em detalhe a resposta de sistemas típicos de grupos de estacas frente a cargas laterais estáticas crescentes, através da análise conhecida na literatura inglesa como *pushover*. De fato, como já foi comentando anteriormente, o presente trabalho se foca neste tipo de análise.

#### 1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Modelos numéricos baseados em molas não lineares e elementos de barra são comumente empregados pelos projetistas e pesquisadores para representar o comportamento do solo e da estaca, respectivamente, devido a sua simplicidade. Nestes modelos, as curvas de transferência de carga chamadas de curvas  $p$ - $y$  são cruciais para modelar a interação entre o solo e a estaca. No entanto, para que o procedimento seja consistente na análise de sistemas de grupos de estacas, é necessário modificar as curvas  $p$ - $y$  obtidas para estacas isoladas mediante um fator chamado de redutor de grupo, a fim de levar em conta o efeito de

sobreposição de bulbos de pressões que acontece devido à presença de estacas vizinhas, fenômeno conhecido na literatura inglesa como *shadowing effect*. Embora as normas de projeto proponham diretrizes para considerar essa situação, em alguns casos, os fatores de redução podem ser excessivamente altos, levando a dimensionamentos não econômicos (Vakili *et al.*, 2021).

Nesse sentido, para proporcionar dimensionamentos mais adequados e econômicos é necessário utilizar uma aproximação mais rigorosa através do MEF. A quantidade de trabalhos associados ao tema é considerável, porém o número de trabalhos associados a uma modelagem tridimensional levando em consideração os vários efeitos não lineares devido ao comportamento dos materiais é mais reduzido. Por exemplo, um conjunto de análises tridimensionais usando o MEF foi apresentado por Brown e Shie (1990 a, b) e Brown e Shie (1991) para estudar a resposta deformacional de grupos de estacas frente a carga lateral. Para modelar a carga não drenada em argilas saturadas, o modelo elasto-plástico de von Mises foi utilizado, enquanto o modelo de Drucker-Prager com lei de fluxo não associativa foi aplicado para solos arenosos. Finalmente, algumas diretrizes de dimensionamento foram estabelecidas para estimar os fatores de redução de grupo para as curvas  $p$ - $y$ .

Em Zhang *et al.* (1999) a predição numérica de estacas isoladas e de grupos de estacas com arranjo de 3x3 a 3x7 foi realizada usando um modelo numérico simplificado através de molas não lineares com curvas  $p$ - $y$ . O modelo foi validado com os resultados experimentais apresentados em McVay *et al.* (1998). Posteriormente, em McVay *et al.* (2000) foram realizados ensaios de grupos de estacas de 3x3 e 3x4 embutidos em solos arenosos de compactação média e fofa. O foco do trabalho foi estudar o efeito que tem a variação da altura do bloco de coroamento em relação à superfície do terreno na resposta global dos sistemas. O modelo simplificado utilizado para validação baseado também em curvas  $p$ - $y$  proporcionou resultados próximos dos experimentais na maioria dos casos. Foi concluído que a diminuição da altura do bloco favorece a resistência do sistema.

Yang e Jeremic (2003) estudaram a resposta de grupos de estacas de 3x3 e 3x4 em solos arenosos de compactação média e fofa usando um modelo tridimensional de elementos finitos em carregamento lateral. Várias análises do tipo *pushover* foram realizadas a fim de investigar o efeito que tem a interação solo-estaca no momento fletor da estaca e a distribuição da reação do solo com a profundidade. Posteriormente, os mesmos autores em Yang e Jeremic (2005) estenderam seu estudo para incluir o efeito da estratigrafia do solo.

Em Karthigeyan *et al.* (2007) um modelo de elementos finitos foi proposto para investigar o efeito da carga vertical sobre a resposta lateral de estacas em carregamento estático crescente considerando solos argilosos e arenosos. Em Yao *et al.* (2010) foi utilizado um modelo tridimensional baseado no MEF para estudar a resposta mecânica de estacas longas com índices de esbeltez maiores que 50 submetidas simultaneamente a carga lateral e axial em solos estratificados. O solo é representado pelo modelo de Mohr-Coulomb conjuntamente com uma regra de fluxo não associada. Em Jin *et al.* (2010) foi realizada também uma análise tridimensional em elementos finitos de um grupo de estacas ensaiado a escala real e submetido a um carregamento lateral cíclico. O comportamento não linear do material tanto da estaca quanto do solo foi incluído na análise usando uma aproximação em tensões efetivas para o solo saturado.

Em Gu *et al.* (2014) foi realizado um ensaio experimental de um grupo de estacas com um arranjo de 2x1 submetido a uma carga lateral excêntrica. Um modelo tridimensional em elementos finitos foi então estabelecido a fim de reproduzir os resultados experimentais. O comportamento da estaca foi considerado linear elástico, enquanto o comportamento não linear do solo é representado usando o modelo de Mohr-Coulomb. O escorregamento e abertura na interface solo-estaca também foram incluídos na modelagem numérica. Em Abbas *et al.* (2015), a resposta lateral de grupos de estacas frente a carga simultânea axial e lateral foi estudada. O propósito do estudo foi estabelecer recomendações para a determinação de fatores de redução de grupo comumente utilizados no estabelecimento das curvas  $p-y$ , porém incluindo o efeito da carga axial na resposta de solos coesivos e não coesivos.

Em Abu-Farsakh *et al.* (2017) foram investigadas três configurações de grupos de estacas, considerando um grupo com estacas verticais, um grupo com estacas inclinadas e finalmente um grupo híbrido composto por estacas verticais e inclinadas usando um modelo tridimensional de elementos finitos. O comportamento não linear das estacas, solo e interface foi incluído na análise numérica, onde foi encontrado que o grupo com todas as estacas inclinadas apresentou a maior resistência frente à carga lateral em relação aos outros grupos. Kontoni e Farghaly (2018) realizaram uma análise estrutural de uma plataforma fluvial existente apoiada sobre estacas e submetida a cargas ambientais de vento e correntes de água. A plataforma e as estacas foram representadas por elementos de casca e barra, respectivamente, enquanto molas não lineares foram usadas para representar o solo circundante. Dois tipos de conexão fixa e rotulada foram considerados na interface da plataforma-estaca, concluindo-se que o tipo de conexão afeta significativamente a distribuição

do momento fletor, diagrama de corte e deslocamento lateral ao longo do comprimento das estacas.

Em Turello *et al.* (2019) foi estabelecido um modelo numérico tridimensional de elementos finitos usando elementos de barra para representar as estacas e elementos sólidos para o solo circundante. Nesta modelagem a estaca e o solo seguem cinemáticas diferentes estando acoplados entre si apenas através de sua interface, evitando, portanto, a construção de malhas tridimensionais mais complexas. Vários grupos de estacas submetidos a carregamento lateral foram estudados considerando a não linearidade do solo. Os resultados obtidos foram comparados com um modelo totalmente tridimensional usando ABAQUS.

Em Zaky *et al.* (2020) um modelo integrado tridimensional para a análise de grupos de estacas em carga lateral baseado na utilização de elementos de casca, barra e mola não linear para representar o bloco de coroamento, estaca e solo, respectivamente, foi proposto. O efeito da erosão no entorno das estacas de uma ponte foi modelado manualmente mediante a desativação das camadas de solo superficial e reduzindo o nível da superfície do terreno. Várias análises dinâmicas não lineares foram realizadas a fim de investigar a resposta numérica da Ponte Bogacay na Turquia nestas condições. Por outro lado, Isbuga (2020) propõe um método analítico para calcular a resposta de grupos de estacas em carga lateral incluindo o efeito do grupo em solos estratificados. As equações diferenciais governantes do deslocamento lateral de uma estaca são modificadas para incluir a interação entre a estaca e o solo usando o Método das Diferenças Finitas.

Franza e Sheil (2021) apresentaram um estudo numérico sobre grupos de estacas com arranjo de 3x3 embutidas em depósitos de solos argilosos e submetidas a carregamentos verticais e excêntricos inclinados. Os autores propõem uma técnica de modelagem simplificada baseada no uso de vigas elásticas inseridas em um meio contínuo. O modelo é capaz de incluir a plasticidade do solo e sua eficiência foi comparada com modelos tridimensionais de elementos finitos. Em Vakili *et al.* (2021) foi investigado o cálculo dos fatores de redução de grupo para vários modelos de grupos de estacas submetidos a carregamentos laterais. Para esse propósito, ensaios em escala reduzida foram realizados e o correspondente modelo numérico calibrado de acordo à curva experimental carga versus deslocamento. O solo foi modelado com um modelo elasto-plástico perfeito usando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Posteriormente, os correspondentes estudos paramétricos foram realizados usando como critérios os espaçamentos entre estacas, diferentes arranjos em planta e várias combinações de carga lateral. Em Elgridly *et al.* (2022) foi estudada a resposta de grupos de

estacas inseridas em depósitos arenosos em carregamento lateral considerando o efeito do espaçamento entre as estacas, tamanho de grupo, ângulo de atrito interno e condição de fixação na cabeça das estacas usando o *software* comercial MIDAS. A ideia foi conferir o cálculo de fatores de redução de grupo com dados experimentais e diretrizes de algumas normas de projeto.

## 1.5 BREVE DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho é organizado da seguinte maneira:

No Capítulo 2 são apresentados os modelos constitutivos usados para o concreto armado, solo e interface. O modelo constitutivo usado para o concreto armado visando simular o comportamento de estacas deste material pode incluir o efeito da taxa de deformação no caso de carregamento dinâmico. Por outro lado, o solo é modelado através de modelos constitutivos clássicos segundo os critérios de plastificação de von Mises, Tresca, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. Já o elemento de interface solo-estaca segue o critério de Mohr-Coulomb considerando o possível escorregamento e/ou abertura que pode acontecer durante o carregamento aplicado.

No Capítulo 3 é apresentada a aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais à obtenção da forma fraca das equações de equilíbrio que governa o comportamento dinâmico dos sólidos no contexto das pequenas perturbações. Posteriormente é mostrada a discretização espacial e temporal dessas equações usando o Método dos Elementos Finitos. Na sequência se descrevem os diferentes tipos de elementos finitos hexaédricos usados para a modelagem do solo e da estaca. Finalmente, a formulação do elemento de interface de espessura zero usada para a modelagem da interface solo-estaca é apresentada. Alguns testes preliminares são também apresentados aqui a fim de mostrar o correto funcionamento dos elementos implementados.

No Capítulo 4 se descrevem alguns aspectos computacionais de interesse para a simulação numérica do problema de grupo de estacas submetidas a carga lateral.

No Capítulo 5 são apresentados os estudos paramétricos realizados em grupos de estacas com arranjo de 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7 a fim de estudar o efeito da variação da altura do bloco de coroamento, rebaixamento da superfície do terreno e estratigrafia do solo na resposta global.

No entanto, primeiramente é realizado uma validação dos resultados numéricos com os dados experimentais estabelecidos em McVay *et al.* (1998) para este mesmo conjunto de grupos.

No Capítulo 6, conclusões e recomendações para futuras pesquisas são apresentadas.

Ao longo do documento a convenção da mecânica dos sólidos é utilizada

## 2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente estudo trata-se sobre a implementação de uma ferramenta computacional para a simulação numérica de grupos de estacas submetidas a carregamento lateral. Nesse contexto, são adotados modelos constitutivos para os materiais envolvidos que permitam descrever de maneira realística as possíveis trajetórias de tensões em regime estático e/ou dinâmico. Em geral, o sistema solo-estaca pode estar composto por estacas de concreto armado (ou de algum outro material), bloco de coroamento e solo circundante, sendo que este último pode ser estratificado representando diversas camadas de argila e areia.

Para a representação do comportamento da estaca e do bloco de coroamento nos estudos do Capítulo 5 será empregada uma lei elástica linear. No entanto, o programa computacional poderia ser estendido em futuros trabalhos para incluir um modelo constitutivo não linear de estacas de concreto armado. Por exemplo, pode-se empregar o modelo desenvolvido em Tamayo (2015). Para a representação do comportamento do solo é utilizado o modelo clássico de Drucker-Prager usando a Teoria de Plasticidade não associada para o caso de solos arenosos e do critério de Tresca no caso de solos argilosos. Já para a representação da interação que acontece na interface solo-estaca, serão utilizados elementos de interface de espessura nula que seguem a lei de Mohr-Coulomb para a detecção do escorregamento entre ambas as superfícies dos materiais (estaca e solo). A seguir segue uma breve descrição dos modelos constitutivos mencionados destacando suas principais características e limitações.

### 2.2 MODELO CONSTITUTIVO PARA A ESTACA

Para problemas envolvendo cargas estáticas aplicadas de maneira crescente, o modelo baseado na Teoria de Elasticidade proporciona uma aproximação simples para a descrição do comportamento não linear do material. Sendo assim, os modelos de elasticidade podem ser agrupados em dois tipos: a) aqueles que utilizam uma formulação secante e b) aqueles que utilizam uma lei tensão-deformação tangencial de forma incremental. No presente trabalho, o modelo constitutivo mais simples utilizado para a modelagem do material da estaca corresponde a um material elástico, isotrópico e homogêneo representado pela seguinte relação:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.1)$$

onde  $\sigma = [\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{xz}]^T$  é o vetor que contém as componentes do tensor de tensões em notação de Voigt,  $\varepsilon = [\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_z \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{xz}]^T$  é o vetor que contém as componentes do tensor de deformação na mesma notação, sendo  $\mathbf{D}$  o arranjo matricial que contém os termos da matriz constitutiva elástica do material, que vem definida da seguinte maneira:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

onde  $\lambda$  e  $\mu$  são as constantes de Lamé definidas em função do coeficiente de Poisson  $\nu$  e Módulo de elasticidade  $E$  do material através das seguintes expressões:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad , \quad \mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.3)$$

### 2.3 MODELO CONSTITUTIVO PARA O SOLO

O comportamento do solo é considerado através dos modelos clássicos de plasticidade: von Mises, Tresca, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. No caso de problemas tridimensionais através do MEF, existe certa preferência pelos critérios de Drucker-Prager e von Mises em lugar dos critérios de Tresca ou Mohr-Coulomb (CHEN E LIU, 1990), principalmente por um tema de conforto numérico em relação à convergência da solução. Dado que os critérios de plastificação de Mohr Coulomb e Tresca apresentam singularidades ou arestas, que poderiam dificultar a convergência da solução numérica, algoritmos especiais devem ser introduzidos para contornar essas situações.

Como os exemplos numéricos a serem tratados no capítulo final correspondem principalmente ao caso de solos arenosos, o critério de plastificação de Drucker Prager, definido na Equação (2.4), será utilizado.

$$F(\underline{\sigma}) = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - K \quad (2.4)$$

onde,

$I_1$ : Primeiro invariante do tensor de tensões.

$J_2$ : Segundo invariante de tensões desviadoras.

$\alpha, K$ : Parâmetros do material.

A superfície de plastificação de Drucker-Prager é uma superfície cônica que em comparação com o critério de Mohr-Coulomb ou Tresca, é uma superfície contínua sem arestas ou descontinuidades, como se pode apreciar na Figura 2.1.

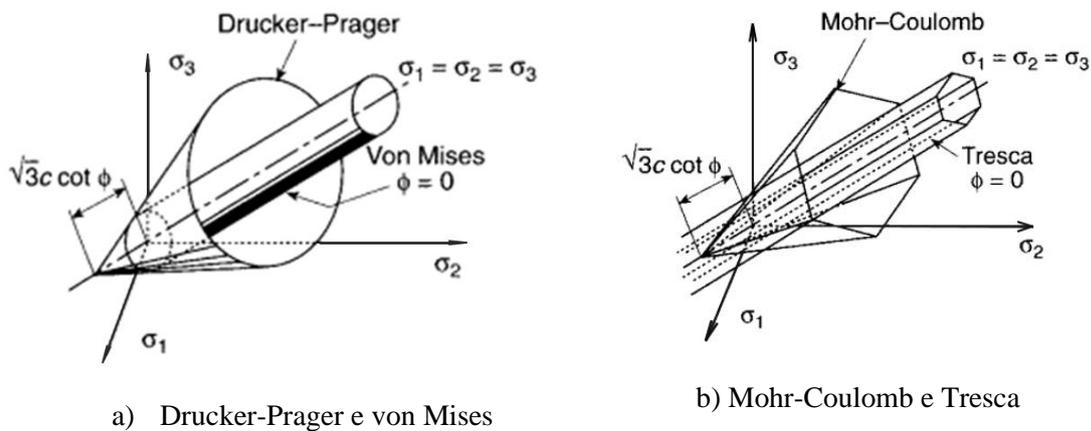


Figura 2.1. Superfícies de plastificação no espaço de tensões principais.

Os parâmetros  $\alpha$  e  $K$  podem ser obtidos do critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o caso tridimensional utilizando as aproximações para os casos de compressão e tração, como apresentado na Figura 2.2. A primeira situação de compressão se cumpre quando a superfície de plastificação de Drucker-Prager está circunscrita à superfície de plastificação de Mohr-Coulomb, sendo que os valores dos parâmetros ficam definidos da seguinte maneira:

$$\alpha = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{\sqrt{3}(3 - \operatorname{sen} \phi)} \quad (2.5)$$

e,

$$K = \frac{6c \operatorname{cos} \phi}{\sqrt{3}(3 - \operatorname{sen} \phi)} \quad (2.6)$$

Já o caso de tração se atinge quando a superfície de Drucker-Prager passa através dos vértices da superfície de plastificação de Mohr-Coulomb (cone médio na Figura 2.2), sendo que os valores de  $\alpha$  e  $K$  adotam os seguintes valores:

$$\alpha = \frac{2\text{sen}\phi}{\sqrt{3}(3 + \text{sen}\phi)} \quad (2.7)$$

e,

$$K = \frac{6c\text{cos}\phi}{\sqrt{3}(3 + \text{sen}\phi)} \quad (2.8)$$

onde  $c$  e  $\phi$  são a coesão e ângulo de atrito do solo, respectivamente. O caso particular em que  $\alpha$  é igual a zero, i.e.  $\phi = 0$ , permite recuperar o critério de von Mises.

Para modelar casos de carga não drenada de uma argila saturada, um modelo simples como aquele de von Mises pode ser utilizado. Este modelo define uma resistência uniaxial de plastificação de  $2S_u$ , onde  $S_u$  é a resistência ao corte não drenado (tensão compressiva limite) com módulo de Poisson de 0,45 (material quase incompressível). No entanto, neste trabalho preferência é dada à utilização do modelo de Tresca no caso de argilas dado que o modelo de von Mises tem uma conotação teórica associada principalmente a metais e não propriamente a solos. Para modelar carga drenada de um solo arenoso, como já foi comentado o modelo de Drucker-Prager com uma lei de fluxo plástico não associada é utilizada. A função do potencial plástico apresenta a mesma forma que a função de plastificação, sendo que na primeira se utiliza o ângulo de dilatância em substituição do ângulo de atrito.

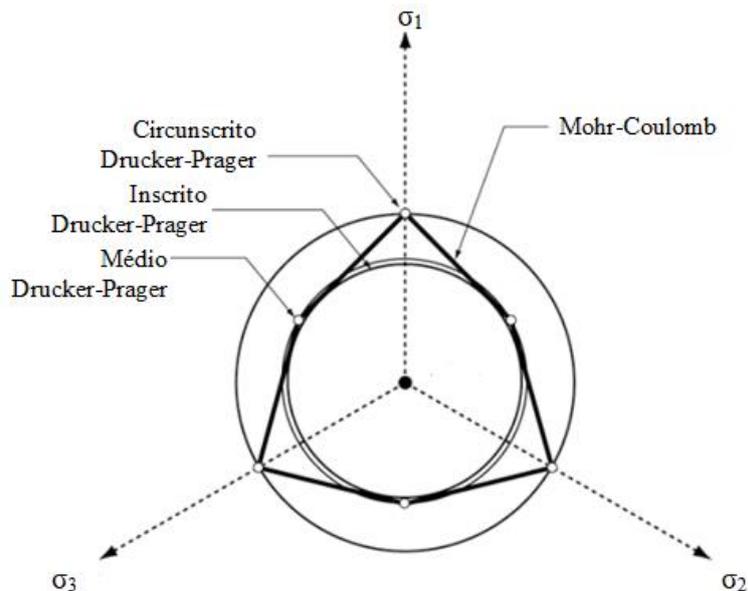


Figura 2.2. Aproximação da superfície de plastificação de Drucker-Prager para Mohr-Coulomb no caso tridimensional. Fonte: Chen e Liu (1990).

## 2.4 MODELO CONSTITUTIVO PARA A INTERFACE SOLO-ESTACA

### 2.4.1 Considerações básicas

A formulação a ser apresentada tem como base o algoritmo desenvolvido em Lee e Lin (1991). O elemento de interface se compõe de duas faces com forma de quadrilátero, como se apresenta na Figura 2.3, as quais antes da aplicação da carga coincidem inicialmente no espaço (mesmas coordenadas). Uma face é ligada ao elemento da estaca e a outra ao elemento de solo adjacente, sendo que cada face pode apresentar uma cinemática diferente durante o processo de carregamento.

Desta maneira, o elemento de interface modifica sua condição atual (aberto, fechado ou em escorregamento) conforme o carregamento externo é aplicado, salienta-se que este modelo é aplicado no contexto de pequenos deslocamentos, porém este modelo é inadequado para situações com grandes deslocamentos. As tensões atuantes em um ponto de integração qualquer são definidas pela tensão normal  $\sigma_n$  e por duas tensões tangenciais  $\tau_1$  e  $\tau_2$  obtidas a partir dos deslocamentos relativos segundo o sistema coordenado local instalado no ponto em estudo. Este sistema é definido pelos vetores unitários  $\mathbf{e}_1$  ao longo da direção tangente 1,  $\mathbf{e}_2$  ao longo da direção tangente 2 e  $\mathbf{e}_3$  segundo a direção normal ao plano da interface, como é apresentado na Figura 2.3. Os cálculos destes vetores são logo definidos na Equação (3.43).

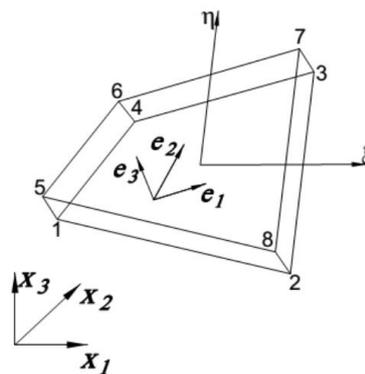


Figura 2.3: Sistema coordenado local no ponto de amostragem da interface. Fonte: Tamayo (2015)

O escorregamento se define quando a tensão tangencial atuante excede a tensão tangencial limite  $\tau_{LIM} = \mu|\sigma_n| + c$ , onde  $\mu$  é o coeficiente de atrito entre ambas as superfícies determinado como  $\mu = 2/3 \operatorname{tg}(\phi)$  ou 0,7 através das recomendações obtidas do *American Petroleum Institute*, API (2007),  $\sigma_n$  é a tensão normal perpendicular ao plano da interface e  $c$

representa a coesão. Sendo assim, a fim de simular o comportamento colado-escorregamento, a função de plastificação  $f$  é definida da seguinte maneira:

$$f = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} - \tau_{LIM} \quad (2.9)$$

com,

$$\begin{Bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \end{Bmatrix} = k_s \begin{Bmatrix} u_1 - u_1^p \\ u_2 - u_2^p \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

onde  $k_s$  é a rigidez elástica (penalidade),  $u_1$  e  $u_2$  são os deslocamentos relativos totais tangenciais segundo as direções 1 e 2 do sistema local apresentado na Figura 2.3, já as componentes do ponto ( $u_1^p$ ,  $u_2^p$ ) representam os valores das deformações plásticas nessas direções (centro de escorregamento). O ponto em consideração é colado sempre que  $f < 0$  e entra em escorregamento quando  $f \geq 0$ . Além disso, os deslocamentos tangenciais podem ser decompostos em duas parcelas, uma parcela recuperável (colado, denotado pelo sobrescrito 'e') e uma parcela irre recuperável (denotado pelo sobrescrito 'p') como segue:

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1^e \\ u_2^e \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_1^p \\ u_2^p \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

Sendo assim, o estado de tensões se define da seguinte maneira:

1. Quando o ponto em consideração está aberto (sem contato)

$$k_n u_n > \sigma_{LIM} \quad \text{e} \quad \sigma_n = \tau_1 = \tau_2 = 0 \quad (2.12)$$

onde  $k_n$  é a rigidez normal (penalidade) segundo a direção do vetor normal  $\mathbf{e}_3$  e  $u_n$  é o deslocamento relativo acumulativo nessa mesma direção. Entretanto  $\sigma_{LIM}$  é geralmente zero, porém pode representar algum tipo de tensão limite a ser superada. A matriz de rigidez local do elemento é definida da seguinte maneira:

$$\mathbf{k}_L = \begin{bmatrix} k_b & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

com  $k_b$  sendo uma rigidez pequena definida arbitrariamente para evitar problemas de convergência. É importante esclarecer que uma organização especial é feita dentro do algoritmo a fim de que a primeira linha desta matriz esteja associada à rigidez na direção perpendicular ao plano da interface.

2. Quando o ponto em consideração está fechado sem escorregamento (atrato-estático)

$$\tau_s = \sqrt{(\tau_1^{pred})^2 + (\tau_2^{pred})^2} \leq \tau_{LIM} \quad (2.14)$$

onde  $\tau_1^{pred} = k_s(u_1 - u_1^p)$  e  $\tau_2^{pred} = k_s(u_2 - u_2^p)$  são as tensões tangenciais atuantes no plano do elemento e calculadas através da rigidez tangencial. Nesta situação, a tensão tangencial não pode superar o valor da tensão limite  $\tau_{LIM}$ . A matriz de rigidez local neste caso é definida como:

$$\mathbf{k}_L = \begin{bmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & k_s \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

3. Quando o ponto em consideração está fechado com escorregamento.

$$\tau_s = \sqrt{(\tau_1^{pred})^2 + (\tau_2^{pred})^2} > \tau_{LIM} \quad (2.16)$$

com as tensões corrigidas de acordo com o algoritmo elasto-plástico definido da seguinte maneira:

$$\sigma_n = k_n u_n, \tau_1 = s_1 \frac{\tau_1^{pred}}{\sqrt{(\tau_1^{pred})^2 + (\tau_2^{pred})^2}} \tau_{LIM} \text{ e } \tau_2 = s_2 \frac{\tau_2^{pred}}{\sqrt{(\tau_1^{pred})^2 + (\tau_2^{pred})^2}} \tau_{LIM} \quad (2.17)$$

onde  $s_i$  com  $i=1,2$  é igual  $\pm 1$  de acordo com a sinal atual para  $\tau_i^{pred}$ .

A matriz de rigidez é definida pela seguinte expressão (LEE E LIN, 1991):

$$\mathbf{k}_L = \begin{bmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_a & 0 \\ 0 & 0 & k_a \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

com  $k_a$  sendo zero.

Alternativamente, Wilson (2002) e Sarkar (2009) usaram uma versão deste algoritmo desacoplando a interação entre as componentes das tensões tangenciais. Portanto, as tensões são corrigidas independentemente em cada direção com as seguintes expressões:

$$\tau_1 = s_1 \tau_{LIM} \text{ e } \tau_2 = s_2 \tau_{LIM} \quad (2.19)$$

Neste trabalho, preferiu-se usar-se esta última formulação dada sua simplicidade e bom funcionamento. Na sequência se comentam alguns itens que precisam ser esclarecidos:

- A suposição de uma matriz constitutiva diagonal na Eq. (2.18) implica que não existe acoplamento entre a componente normal e de cisalhamento. Portanto, o comportamento é não dilatante (CUELLAR, 2011).
- As deformações da interface apresentam dimensões de comprimento  $e$ , portanto o módulo de rigidez normal e de cisalhamento da interface tem unidades de pressão/comprimento.
- O elemento pode apresentar problemas de instabilidade em casos em que as rigidezes dos elementos adjacentes sejam muito diferentes. As rigidezes de contato devem ser definidas adequadamente em função das propriedades do solo adjacente (material menos rígido).

### 3 MODELO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente trabalho foi desenvolvida uma formulação baseada no Método dos Elementos Finitos usando elementos hexaédricos isoparamétricos para a modelagem da estaca e do solo. Entretanto, para a interface que une a estaca e o solo foram usados elementos quadriláteros de espessura nula. A implementação dos elementos finitos escolhidos para a estaca, solo e interface no programa computacional permitem modelar o problema de grupos de estacas. Várias das rotinas computacionais utilizadas neste desenvolvimento foram baseadas nos algoritmos apresentados em Owen e Hinton (1980) e Smith *et al.* (2014). A seguir segue o marco teórico relacionado à aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) para a solução das equações de equilíbrio encontrada na Mecânica dos Sólidos.

#### 3.2 PRINCÍPIO DOS TRABALHOS VIRTUAIS

No contexto das hipóteses de pequenas perturbações, definiu-se as equações da dinâmica para o corpo mostrado na Figura 3.1 na configuração inicial  $\Omega_0$ , isto devido a que para pequenos deslocamentos, não são consideradas mudanças geométricas sobre os esforços internos.

$$\underline{\xi} = \underline{x} - \underline{X} \quad (3.1)$$

$$\begin{cases} \text{div}_x \underline{\underline{\sigma}} + \rho_0 (\underline{f} - \underline{\gamma}) = 0 & (\Omega_0) \\ \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} = \underline{T}^d & (S_{T_0} \subset \partial\Omega_0) \end{cases} \quad (3.2)$$

onde,

$\rho_0$ : massa específica do corpo na configuração  $\Omega_0$

$\underline{\gamma}$ : aceleração da partícula

$\underline{f}$ : aceleração da gravidade

$\underline{T}^d$ : forças superficiais prescritas à superfície  $S_{T_0}$

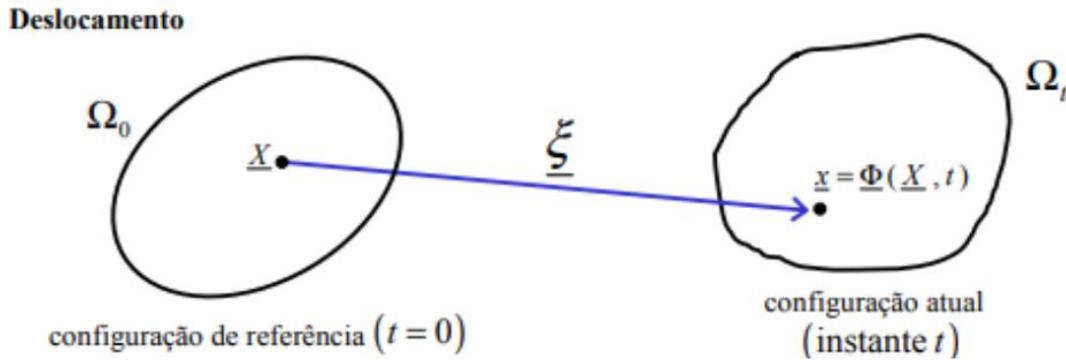


Figura 3.1: Representação cinemática do sólido. Fonte: Maghous (2020)

### 3.2.1 Princípio dos Deslocamentos Virtuais

O Princípio dos Deslocamentos Virtuais baseia-se na conservação da energia onde a condição necessária para que um sistema esteja em equilíbrio é que os trabalhos virtuais externo  $\delta W^1$  e interno  $\delta U^1$  (Energia de deformação da estrutura) sejam iguais, para qualquer campo de deslocamentos e deformações cinematicamente compatíveis sob a ação de um sistema de forças aplicadas.

$$\delta U^1 = \delta W^1 \quad (3.3)$$

onde o funcional da energia potencial total  $\Pi(\xi)$  é definido para sistemas conservativos da seguinte maneira:

$$\Pi(\xi) = U(\xi) + W_p(\xi) \quad (3.4)$$

Da estacionaridade do funcional, tem-se:

$$\frac{\partial \Pi(\xi)}{\partial \xi} = \left( \frac{\partial U(\xi)}{\partial \xi} + \frac{\partial W_p(\xi)}{\partial \xi} \right) \delta \xi \quad (3.5)$$

### 3.2.2 Forma fraca da equação de equilíbrio

A formulação fraca das equações de equilíbrio para aplicar o Método de Elementos Finitos na hipótese de pequenas perturbações pode ser gerada a partir do Princípio do Trabalho Virtual. Então, para um movimento virtual qualquer, se define um campo de deslocamento virtual  $\xi'$  como segue:

$$\underline{x} \in \Omega_0 \rightarrow \underline{\xi}'(\underline{x}) \quad (3.6)$$

$$\int_{\Omega_0} \left[ \text{div}_x \underline{\underline{\sigma}} + \rho_0(\underline{f} - \underline{\gamma}) \right] \cdot \underline{\xi}' d\Omega_0 = 0 \quad (3.7)$$

Logo, tem-se:

$$\int_{\Omega_0} \text{div}_x \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\xi}' d\Omega_0 = \int_{\Omega_0} \rho_0(\underline{\gamma} - \underline{f}) \underline{\xi}' d\Omega_0 \quad (3.8)$$

Aplicando o Teorema de Green na Equação (3.8), se obtém:

$$- \int_{\Omega_0} \rho_0(\underline{\gamma} - \underline{f}) \underline{\xi}' d\Omega_0 + \int_{\partial\Omega_0} \underline{\xi}' \cdot \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} dS = \int_{\Omega_0} \underline{\underline{\sigma}} : \text{grad} \underline{\xi}' d\Omega_0 \quad (3.9)$$

$$\int_{\Omega_0} \rho_0 \underline{f} \cdot \underline{\xi}' d\Omega_0 + \int_{\partial\Omega_0} \underline{\xi}' \cdot \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} dS = \int_{\Omega_0} \rho_0 \underline{\gamma} \cdot \underline{\xi}' d\Omega_0 + \int_{\Omega_0} \underline{\underline{\sigma}} : \text{grad} \underline{\xi}' d\Omega_0 \quad (3.10)$$

O gradiente do deslocamento virtual pode-se expressar como a soma de uma parcela simétrica e outra antissimétrica, pelo qual o termo de dupla contração tensorial na Equação (3.9) fica da seguinte maneira:

$$\underline{\underline{\sigma}} : \text{grad} \underline{\xi}' = \underline{\underline{\sigma}} : \frac{\text{grad} \underline{x}' + {}^T \text{grad} \underline{x}'}{2} + \underline{\underline{\sigma}} : \frac{\text{grad} \underline{x}' - {}^T \text{grad} \underline{x}'}{2} \quad (3.11)$$

onde,

$$\underline{\underline{\varepsilon}}' = \frac{\text{grad} \underline{x}' + {}^T \text{grad} \underline{x}'}{2} \quad \underline{\underline{\omega}}' = \frac{\text{grad} \underline{x}' - {}^T \text{grad} \underline{x}'}{2} \quad (3.12)$$

A dupla contração tensorial do segundo termo na Equação (3.11) é anulada, isto devido a que o tensor de tensões  $\underline{\underline{\sigma}}$  é simétrico e a outra parcela é um tensor antissimétrico  $\underline{\underline{\omega}}'$  (refere-se ao tensor das rotações virtuais).

Logo, a Equação (3.9) fica da seguinte maneira:

$$\int_{\Omega_0} \rho_0 \underline{\gamma} \cdot \underline{\xi}' d\Omega_0 + \int_{\Omega_0} \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\varepsilon}}' d\Omega_0 = \int_{\Omega_0} \rho_0 \underline{f} \cdot \underline{\xi}' d\Omega_0 + \int_{\partial\Omega_0} \underline{\xi}' \cdot \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} dS \quad (3.13)$$

A expressão acima é a formulação na forma fraca das equações de equilíbrio utilizada comumente no Método dos Elementos Finitos em sistemas dinâmicos na hipótese de pequenas perturbações.

### 3.3 DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL

#### 3.3.1 Processo de discretização

O MEF resume o meio contínuo em um sistema discreto composto por vários elementos finitos, os quais apresentam nós nas faces laterais dos elementos. Empregam-se funções de interpolação na aproximação do campo dos deslocamentos e das coordenadas nodais dos elementos geométricos.

Sendo assim, as componentes  $X_i$  das coordenadas de um ponto do meio contínuo dentro de um elemento finito são definidas através das funções de interpolação  $N_j$  e a partir das coordenadas nodais  $\tilde{X}_i^j$  do dito elemento.

$$X_i = \sum_{j=1}^m N_j \tilde{X}_i^j \quad (3.14)$$

Já para os deslocamentos, tem-se:

$$\xi_i = \sum_{j=1}^m N_j u_i^j \quad (3.15)$$

onde  $u_i^j$  representa o deslocamento na direção  $i$  do nó  $j$ . Em elementos isoparamétricos, as funções de interpolação na aproximação das coordenadas e do campo de deslocamentos são as mesmas.

Para o caso de problemas tridimensionais, a aproximação das coordenadas nodais e deslocamentos é feita da seguinte forma:

$$\underline{X} = \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum N_i X_i \\ \sum N_i Y_i \\ \sum N_i Z_i \end{Bmatrix} = \mathbf{N} \underline{\tilde{X}}^e \quad (3.16)$$

$$\underline{\xi} = \begin{Bmatrix} \xi_x \\ \xi_y \\ \xi_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum N_i u_x^i \\ \sum N_i u_y^i \\ \sum N_i u_z^i \end{Bmatrix} = \mathbf{N} \underline{\xi}^e \quad (3.17)$$

onde  $\underline{\xi}^e$  representa o vetor de deslocamento nodal do elemento atual. Para os elementos de estaca e solo serão empregados os elementos isoparamétricos hexaédricos de vinte nós. Embora não seja possível utilizar elementos de oito nós, os mesmos não serão empregados nos exemplos estudados.

$$\underline{\xi}^e = [u_x^1 \quad u_y^1 \quad u_z^1 \quad u_x^2 \quad u_y^2 \quad u_z^2 \quad u_x^3 \quad u_y^3 \quad u_z^3 \quad \dots \quad u_x^{n-1} \quad u_y^{n-1} \quad u_z^{n-1} \quad u_x^n \quad u_y^n \quad u_z^n]^T \quad (3.18)$$

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & \dots & N_{n-1} & 0 & 0 & N_n & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & \dots & 0 & N_{n-1} & 0 & 0 & N_n & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & \dots & 0 & 0 & N_{n-1} & 0 & 0 & N_n \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

onde  $n$  representa a quantidade dos nós do elemento finito,  $n=20$ . Logo, a partir das equações de compatibilidade e utilizando a notação de Voigt para expressar o tensor de deformação, a seguinte relação deformação-deslocamento pode ser estabelecida:

$$\underline{\varepsilon} = \mathbf{B} \underline{\xi}^e \quad (3.20)$$

$$\underline{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \sum_{m=1}^n \begin{bmatrix} \frac{\partial N_m}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial N_m}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_m}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial N_m}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_m}{\partial x} & \frac{\partial N_m}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_m}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_m}{\partial y} & \frac{\partial N_m}{\partial x} \end{bmatrix}^T \begin{Bmatrix} u_x^m \\ u_y^m \\ u_z^m \end{Bmatrix} \quad (3.21)$$

onde,

$N_m$ : representa a função de interpolação do nó  $m$ .

$\mathbf{B}$ : Matriz de deslocamento-deformação.

### 3.3.2 Expressões matriciais empregadas no MEF

Nos problemas elásticos lineares e segundo a lei de Hooke generalizada conforme apresentado no capítulo anterior, permite estabelecer a relação entre a tensão e deformação através da matriz constitutiva  $\mathbf{D}$  como segue:

$$\underline{\sigma} = \mathbf{D}\underline{\varepsilon} \quad (3.22)$$

Ou devido à não linearidade do material no contexto de pequenas deformações e deslocamentos, a equação constitutiva é definida de forma incremental como:

$$\Delta\underline{\sigma} = [\Delta\sigma_x \quad \Delta\sigma_y \quad \Delta\sigma_z \quad \Delta\tau_{xy} \quad \Delta\tau_{yz} \quad \Delta\tau_{xz}] = \mathbf{D}_{ep}\Delta\underline{\varepsilon} \quad (3.23)$$

onde  $\mathbf{D}_{ep}$  é a matriz elasto-plástica do material. Da Equação 3.13 obtemos as seguintes expressões matriciais, incorporando a discretização pelo Método dos Elementos Finitos.

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \underline{\sigma} d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \rho \underline{f} d\Omega + \int_{S_{T_0}} \mathbf{N}^T \underline{T}^d dS \quad (3.24)$$

onde  $\rho = \rho_0$  é massa específica do material.

As forças internas são calculadas a partir do vetor de tensão  $\underline{\sigma}$  e empregando a Equação (3.20), na Equação 3.25.

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \underline{\sigma} dV = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \underline{\varepsilon} dV = \left( \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \right) \underline{\xi}^e \quad (3.25)$$

Logo, a matriz de rigidez de qualquer elemento finito é definida com segue:

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \quad (3.26)$$

ou em sua versão não linear  $\mathbf{D} \equiv \mathbf{D}_{ep}$ . As forças externas  $\underline{f}^{ext}$  tem origem nas forças de corpo e de superfície.

Forças de corpo:

$$\int_{\Omega} \mathbf{N}^T \rho \underline{f} d\Omega \quad (3.27)$$

Forças de superfície:

$$\int_{S_{T_0}} \mathbf{N}^T \underline{T}^d dS \quad (3.28)$$

Logo, a equação de equilíbrio estático é definida na Equação (3.29):

$$\mathbf{K}\mathbf{u} = \underline{\mathbf{f}^{ext}} \quad (3.29)$$

onde o vetor nodal  $\mathbf{u}$  é o vetor de deslocamento  $\underline{\xi}^e$ .

### 3.4 ALGORITMO INCREMENTAL ITERATIVO

A versão incremental linearizada de equilíbrio da equação (3.29) é apresentada na equação a seguir, onde  $\mathbf{f}_{j+1}$  representa a carga externa aplicada no passo de carga  $j+1$ .

$$\mathbf{K}\Delta\hat{\mathbf{u}} = \mathbf{f}_{j+1} - \mathbf{f}_j \quad (3.30)$$

onde  $\hat{\mathbf{u}}$  é a aproximação de  $\mathbf{u}$ .

Utiliza-se um algoritmo incremental iterativo empregando o Método de Newton Raphson. Os métodos implícitos usualmente requerem um esforço computacional consideravelmente maior para cada incremento de carga comparado aos métodos explícitos, permitindo utilizar passos de carga maiores. Na sequência segue o fluxograma utilizado, onde o subscrito  $j$  é introduzido nas matrizes para se referir ao passo de carga atual. No início dos cálculos refere-se à condição inicial onde se aplica apenas a força de gravidade, sem aplicação do carregamento externo.

Início dos cálculos:  $\hat{\mathbf{u}}^{[0]}$  para  $j=0$ .

Em cada passo de carga  $j$ .

Calcular:  $(\mathbf{K}_T)_j$  para  $\hat{\mathbf{u}}_j$ .

$$(\mathbf{K}_T)_j = \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D}_e \mathbf{B} dV \quad (\text{se for método de rigidez constante})$$

$$(\mathbf{K}_T)_j = \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D}_{ep} \mathbf{B} dV \quad (\text{se for método de rigidez variável})$$

Calcular a predição de incrementos de deslocamentos:

$$\{\Delta\hat{\mathbf{u}}^{[0]}\} = (\mathbf{K}_T)_j^{-1} \left\{ \mathbf{f}_{j+1} - \int_V \mathbf{B}^T \sigma_j dV \right\} \quad (3.31)$$

O deslocamento:

$$\hat{u}_{j+1}^{[0]} = \Delta \hat{u}^{[0]} + \hat{u}_j \quad (3.32)$$

Passo iterativo inicializa com  $i=1$

Atualização das tensões com o modelo constitutivo ao nível de elemento a partir da matriz elásto plástica  $\mathbf{D}_{ep}$  avaliada com a tensão  $\sigma_j$ .

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \Delta \hat{u}^{[i-1]} \quad (3.33)$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{j+1}^{[i-1]} = \boldsymbol{\sigma}_j + \mathbf{D}_{ep}(\boldsymbol{\sigma}_j) \Delta \boldsymbol{\varepsilon} \quad (3.34)$$

Calcular as forças residuais:

$$\mathbf{r}^{[i-1]} = \mathbf{f}_{j+1} - \int_V \mathbf{B}^T (\boldsymbol{\sigma}_{j+1})^{[i-1]} dV \quad (3.35)$$

Calcular os incrementos dos deslocamentos:

$$\Delta \tilde{u}^{[i]} = (\mathbf{K}_T)_j^{-1} \mathbf{r}^{[i-1]} \quad (3.36)$$

Atualização do incremento de deslocamentos:

$$\Delta \hat{u}^{[i]} = \Delta \hat{u}^{[i-1]} + \Delta \tilde{u}^{[i]} \quad (3.37)$$

Atualização do incremento de deslocamentos:

$$\hat{u}_{j+1}^{[i]} = \Delta \hat{u}^{[i]} + \hat{u}_j \quad (3.38)$$

A norma da energia na iteração  $i$  se define na seguinte maneira:

$$\xi^i = \{\Delta \hat{u}^{[i]}\}^T \mathbf{r}^{[i-1]} \quad (3.39)$$

Caso  $\xi^i > tol$ , onde  $tol$  é uma tolerância determinada pelo usuário, o processo continua ao seguinte passo iterativo ( $i = i + 1$ ). Se não for o caso, o processo continua ao seguinte passo de carga fazendo  $j = j + 1$ .

### 3.5 ELEMENTOS FINITOS SÓLIDOS PARA A ESTACA E O SOLO

O elemento finito adotado para a modelagem do solo e da estaca é o hexaedro quadrático (vinte nós), como apresentado na Figura 3.2. A utilização do elemento de vinte nós é privilegiada neste trabalho principalmente por seu melhor desempenho frente a carregamentos de flexão. Cada nó de cada elemento possui três graus de liberdade associados aos três possíveis deslocamentos segundo as direções dos eixos do sistema Cartesiano adotado.

#### 3.5.1 Hexaedro quadrático

Este elemento possui vinte nós e utiliza funções de interpolação quadráticas, pelas quais apresenta um campo de deslocamento com variação quadrática com campos de tensão e deformação com variação linear. Na sequência mostram-se as funções de interpolação quadráticas na Equação (3.40). O processo de integração utilizado é a integração numérica com o polinômio de Gauss-Legendre.

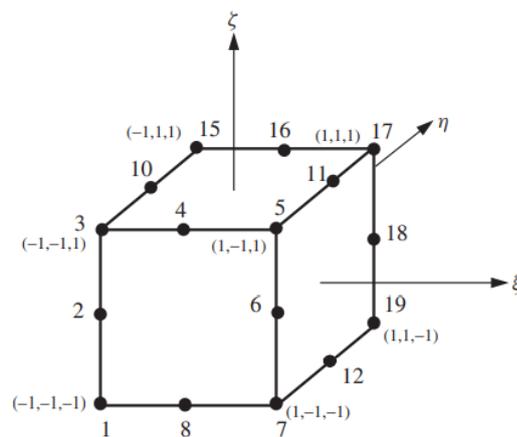


Figura 3.2: Elementos finitos hexaédricos de vinte nós. Fonte: Smith *et al.* (2014).

$$N_1 = \frac{1}{8}(1 - \xi)(1 - \eta)(1 - \zeta)(-\xi - \eta - \zeta - 2) \quad N_2 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta)(1 - \zeta^2) \quad (3.40)$$

$$N_3 = \frac{1}{8}(1 - \xi)(1 - \eta)(1 + \zeta)(-\xi - \eta + \zeta - 2) \quad N_4 = \frac{1}{4}(1 - \xi^2)(1 - \eta)(1 + \zeta)$$

$$N_5 = \frac{1}{8}(1 + \xi)(1 - \eta)(1 + \zeta)(\xi - \eta + \zeta - 2) \quad N_6 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta)(1 - \zeta^2)$$

$$N_7 = \frac{1}{8}(1 + \xi)(1 - \eta)(1 - \zeta)(\xi - \eta - \zeta - 2) \quad N_8 = \frac{1}{4}(1 - \xi^2)(1 - \eta)(1 - \zeta)$$

$$\begin{aligned}
N_9 &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta^2)(1 - \zeta) & N_{10} &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta^2)(1 + \zeta) \\
N_{11} &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta^2)(1 + \zeta) & N_{12} &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta^2)(1 - \zeta) \\
N_{13} &= \frac{1}{8}(1 - \xi)(1 + \eta)(1 - \zeta)(-\xi + \eta - \zeta - 2) & N_{14} &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta)(1 - \zeta^2) \\
N_{15} &= \frac{1}{8}(1 - \xi)(1 + \eta)(1 + \zeta)(-\xi + \eta + \zeta - 2) & N_{16} &= \frac{1}{4}(1 - \xi^2)(1 + \eta)(1 + \zeta) \\
N_{17} &= \frac{1}{8}(1 + \xi)(1 + \eta)(1 + \zeta)(\xi + \eta + \zeta - 2) & N_{18} &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta)(1 - \zeta^2) \\
N_{19} &= \frac{1}{8}(1 + \xi)(1 + \eta)(1 - \zeta)(\xi + \eta - \zeta - 2) & N_{20} &= \frac{1}{4}(1 - \xi^2)(1 + \eta)(1 - \zeta)
\end{aligned}$$

### 3.6 ELEMENTO FINITO DE INTERFACE

Para simular processos de abertura e escorregamento na interface solo-estaca serão utilizados elementos finitos quadriláteros de espessura nula como aquele apresentado na Figura 3.3. Aqui, inicialmente as duas faces que conformam o elemento ocupam o mesmo espaço. A seguir será apresentado o desenvolvimento da formulação deste elemento para o caso de um elemento de oito nós com quatro nós para cada face. A extensão para a situação de um elemento de dezesseis nós com oito nós por face pode ser facilmente recuperada.

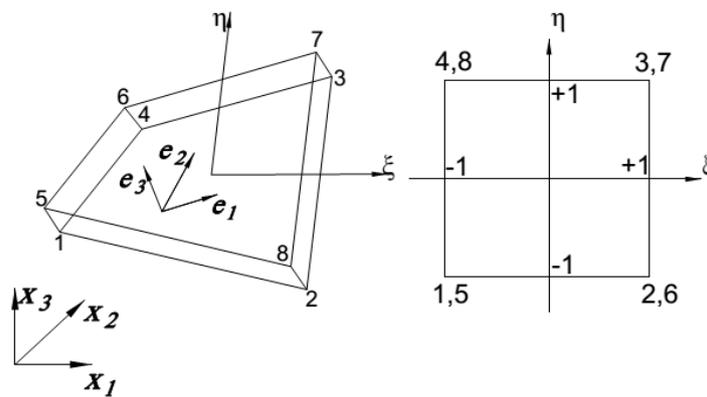


Figura 3.3: Elemento de espessura nula para a interface de oito nós. Fonte: Tamayo (2015)

A geometria das duas superfícies coincidentes se descreve isoparametricamente em termos das coordenadas nodais

$$\underline{X} = \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum N_i X_i \\ \sum N_i Y_i \\ \sum N_i Z_i \end{Bmatrix} \quad (3.41)$$

onde os somatórios na equação anterior se estendem até  $n$  igual a quatro, sendo  $n$  igual a metade do número de nós do elemento de interface (no caso de um elemento de interface de 16 nós,  $n$  seria igual a 8). As funções de interpolação no caso de um elemento de quatro nós, seria definido por:

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta) \quad i = 1,2,3,4 \quad (3.42)$$

com  $\xi_i$  e  $\eta_i$  sendo as coordenadas naturais do nó  $i$  do elemento de interface. Um triedro é então construído em cada ponto de integração como é mostrado na Figura 3.5. Um eixo é perpendicular à superfície do elemento ( $\mathbf{e}_3$ ) e os outros dois são tangentes a essa superfície ( $\mathbf{e}_\xi$  e  $\mathbf{e}_\eta$ ). O sistema coordenado natural é definido da seguinte maneira:

$$\mathbf{e}_\xi = \frac{X_{,\xi}}{|X_{,\xi}|}; \quad \mathbf{e}_\eta = \frac{X_{,\eta}}{|X_{,\eta}|} \quad \text{e} \quad \mathbf{e}_3 = \frac{\mathbf{e}_\xi \times \mathbf{e}_\eta}{|\mathbf{e}_\xi \times \mathbf{e}_\eta|} \quad (3.43)$$

onde a vírgula denota diferenciação e os vetores  $\mathbf{e}_\xi$  e  $\mathbf{e}_\eta$  podem ser ortogonalizados para definir o sistema local do elemento a partir dos vetores unitários  $\mathbf{e}_1$  e  $\mathbf{e}_2$  da seguinte maneira:

$$\mathbf{e}_1 = \frac{\sqrt{2}}{2}(\mathbf{e}_\alpha - \mathbf{e}_\beta) \quad \text{e} \quad \mathbf{e}_2 = \frac{\sqrt{2}}{2}(\mathbf{e}_\alpha + \mathbf{e}_\beta) \quad (3.44)$$

$$\boldsymbol{\theta} = [\mathbf{e}_1 \quad \mathbf{e}_2 \quad \mathbf{e}_3]^T \quad (3.45)$$

Com,

$$\mathbf{e}_\alpha = \frac{\mathbf{e}_\xi + \mathbf{e}_\eta}{|\mathbf{e}_\xi + \mathbf{e}_\eta|} \quad \text{e} \quad \mathbf{e}_\beta = \frac{\mathbf{e}_3 \times \mathbf{e}_\alpha}{|\mathbf{e}_3 \times \mathbf{e}_\alpha|} \quad (3.46)$$

Os deslocamentos da superfície inferior (definidos pelos nós 1 até 4) e da superfície superior (definidos pelos nós 5 até 8) são determinados nos pontos de integração, da seguinte maneira:

$$\mathbf{u}_{inf} = N_1 \mathbf{u}_1 + N_2 \mathbf{u}_2 + N_3 \mathbf{u}_3 + N_4 \mathbf{u}_4 \quad (3.47)$$

e,

$$\mathbf{u}_{sup} = N_1\mathbf{u}_5 + N_2\mathbf{u}_6 + N_3\mathbf{u}_7 + N_4\mathbf{u}_8 \quad (3.48)$$

onde  $\mathbf{u}_i = [u_x^i \quad u_y^i \quad u_z^i]$ , com  $i = 1, 2, 3 \dots 8$ , é o vetor de deslocamentos globais do nó  $i$  e  $N_i$  é a função de interpolação para o nó  $i$ . Os deslocamentos das superfícies superior e inferior podem ser expressos no sistema local como:

$$\mathbf{u}_{inf}^L = \boldsymbol{\theta}^T \cdot \mathbf{u}_{inf} \quad (3.49)$$

e,

$$\mathbf{u}_{sup}^L = \boldsymbol{\theta}^T \cdot \mathbf{u}_{sup} \quad (3.50)$$

Os deslocamentos relativos entre as duas superfícies são definidos a seguir:

$$\mathbf{u}^r = \mathbf{u}_{sup}^L - \mathbf{u}_{inf}^L = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_n \end{Bmatrix} \quad (3.51)$$

Devido ao fato que o deslocamento relativo varia sobre a superfície do elemento, o mesmo pode apresentar abertura e/ou fechamento parcial. As equações anteriores podem ser escritas em forma matricial da seguinte maneira:

$$\mathbf{u}^r = \mathbf{B}_I \cdot \hat{\mathbf{u}} \quad (3.52)$$

com,

$$\hat{\mathbf{u}} = [\mathbf{u}_1 \quad \mathbf{u}_2 \quad \mathbf{u}_3 \quad \mathbf{u}_4 \quad \mathbf{u}_5 \quad \mathbf{u}_6 \quad \mathbf{u}_7 \quad \mathbf{u}_8] \quad (3.53)$$

e,

$$\mathbf{B}_I = [N_1\boldsymbol{\theta} \quad N_2\boldsymbol{\theta} \quad N_3\boldsymbol{\theta} \quad N_4\boldsymbol{\theta} \quad N_5\boldsymbol{\theta} \quad N_6\boldsymbol{\theta} \quad N_7\boldsymbol{\theta} \quad N_8\boldsymbol{\theta}] \quad (3.54)$$

O equilíbrio entre o vetor de tensões  $\mathbf{q} = [\tau_1 \quad \tau_2 \quad \sigma_n]^T$  e as forças internas no elemento se define da seguinte maneira:

$$\mathbf{F} = \int_V \mathbf{B}_I^T \mathbf{q} dV \quad (3.55)$$

Por outro lado, a matriz de rigidez do elemento de interface pode ser expressa como:

$$\mathbf{K}_I = \int_V \mathbf{B}_I^T \mathbf{k}_L \mathbf{B}_I dV \quad (3.56)$$

onde  $\mathbf{k}_L$  é a matriz de rigidez local do elemento, a qual conjuntamente com  $\mathbf{q}$  foram definidas no capítulo anterior, de acordo com o estado atual do ponto de integração (aberto ou fechado).

É importante esclarecer que dada a natureza do elemento finito de contato, o qual associa as faces comuns da estaca com o solo circundante entre nós correspondentes, o mesmo não é capaz de trabalhar com malhas não conformes.

### 3.7 EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO

Exemplos preliminares são apresentados nesta seção a fim de conferir o correto funcionamento dos elementos finitos e modelos constitutivos implementados.

#### 3.7.1 Sistema solo-estaca em carregamento estático cíclico

Para a verificação da ferramenta computacional nos tópicos da plasticidade em solos, assim como na interface solo-estaca, foi escolhido o exemplo proposto por Trochanis *et al.* (1988) associado ao estudo tridimensional em elementos finitos de uma estaca isolada de seção quadrada de 0,5 m de lado submetida a um carregamento lateral cíclico. Trochanis *et al.* (1988) empregaram o programa *ABAQUS* na modelagem do sistema solo estaca com uma malha tridimensional circular composta por elementos finitos tipo hexaedro de 27 nós. As propriedades para a estaca são: módulo de elasticidade de 20GPa; coeficiente de Poisson de 0,30; peso específico de 23kN/m<sup>3</sup>. Por outro lado, o solo apresenta um módulo de elasticidade de 20MPa, coeficiente de Poisson de 0,45 e densidade de 11,8kN/m<sup>3</sup>. Para o elemento da interface foi usado um coeficiente de atrito de  $\mu = 0,7$ . A carga cíclica corresponde ao trecho de carregamento-descarregamento-carregamento com uma força lateral máxima de 216 kN aplicada no topo da estaca.

A malha empregada no presente estudo se compõe de 600 elementos hexaédricos de 20 nós para representar o solo e a estaca e 40 elementos de contato de 16 nós de espessura zero para o elemento da interface. No caso da rigidez da interface, salienta-se que o estudo empregou como referência um valor igual a 48 vezes o módulo de corte do solo ( $G_s$ ),  $k_n = k_s = 48G_s$ , baseado no trabalho de Tamayo (2015).

Foram considerados três cenários para o sistema solo-estaca com o mesmo carregamento cíclico, onde os resultados obtidos por Trochanis *et al.* (1988) em termos de força aplicada versus deslocamento lateral no topo da estaca são mostrados na Figura 3.4. O primeiro cenário considera a situação de condição aderente entre o solo e a estaca com comportamento elástico linear para o solo. Já o segundo cenário inclui o comportamento não linear da interface, porém ainda com solo linear. Finalmente, o último cenário considera a situação mais geral, com interface e solos não lineares. No entanto, em todos os cenários foi considerado comportamento linear elástico para a estaca.

Na Figura 3.5 mostram-se as curvas carga lateral-deslocamento obtidas na presente análise. Por comparação com a figura anterior se pode apreciar a boa concordância que existe entre todos os resultados. Claramente se observa o efeito da não linearidade da interface gerando resultados mais flexíveis comparado com o caso aderente. Isto se deve a que conforme a carga se aplica em uma direção, o solo na parte de trás, que inicialmente estava em contato com a estaca, se separa dela, fazendo com que o sistema fique mais flexível. Já a inclusão da não linearidade do solo aumenta um pouco a flexibilidade do sistema, permitindo mostrar mais claramente os laços de histerese no processo de carga e descarga.

Na Figura 3.6 se apresenta a deformada da estaca quando se atinge a máxima carga lateral para o cenário dois, onde se pode apreciar como se formam as aberturas correspondentes conforme se altera a direção da carga.

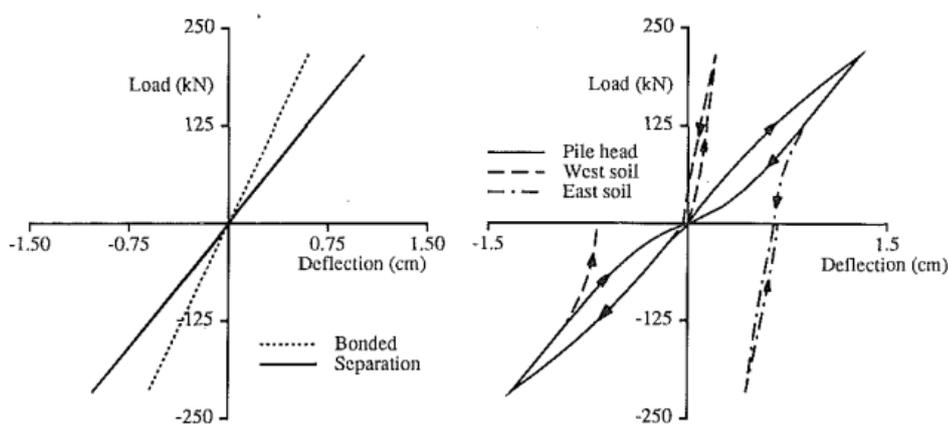


Figura 3.4: Curva carga versus deslocamento lateral. Fonte: Trochanis *et al* (1988)

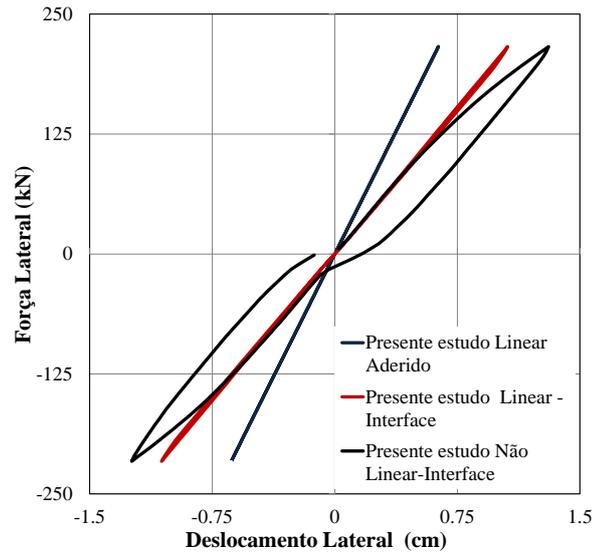


Figura 3.5: Curva carga versus deslocamento lateral obtidos neste trabalho.

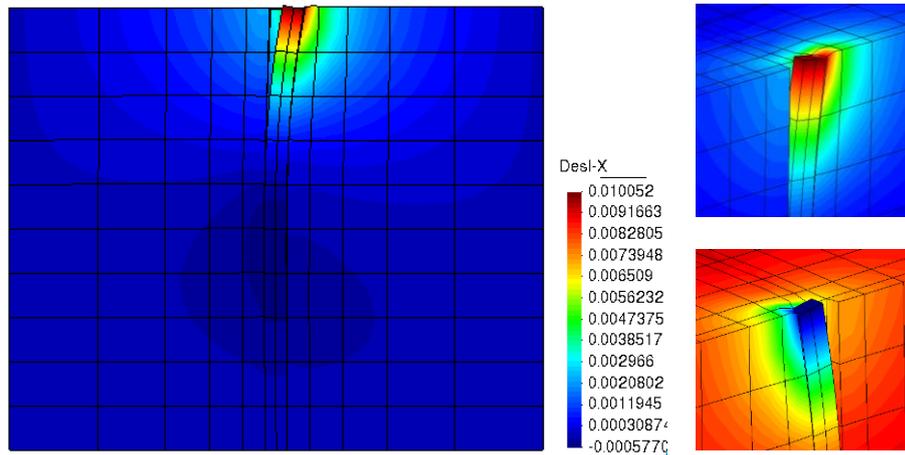


Figura 3.6: Deformada para carga lateral de 210kN (Carga e descarga).

## 4 ASPECTOS COMPUTACIONAIS SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA DE GRUPO DE ESTACAS

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Aplicou-se como metodologia de solução do problema de grupo de estacas, considerando a interação da estrutura com o solo circundante, o Método Direto (WILSON, 2002; SARKAR, 2009). Neste método não é necessário aplicar algum procedimento de subestruturação, dado que todos os elementos que compõem o problema pertencem a um mesmo modelo e sua resolução é simultânea. Principalmente o solo é discretizado em um domínio finito limitado por superfícies de contorno artificiais com graus de liberdade finitos que tentam representar a natureza semi-infinita do solo. Já as estacas estão inseridas neste meio e unidas através de um bloco de coroamento rígido. Entretanto, a interação entre as estacas e solo circundante se dá através de elementos de contato. Entre os estudos de grupo de estacas com o Método Direto, em carregamento estático ou dinâmico, podem-se citar os trabalhos de Chu e Truman (2004), Lu *et al.* (2005), Nghiem e Nien-Yien (2008), Badry e Satyam (2016), Hokmabadi *et al.* (2014), Mánica (2013), Sawant e Ladhane (2012), Far *et al.* (2015) e Nguyen *et al.* (2017).

### 4.2 EFEITO DO GRUPO DE ESTACAS

Na análise do grupo de estacas, é importante destacar a interação que existe entre elas, devido a que o deslocamento de uma influencia o deslocamento das estacas vizinhas, conforme apresentado na Figura 4.1. Este efeito é conhecido na literatura como interação estaca-solo-estaca ou efeito de grupo. Este efeito de grupo influencia a capacidade de carga horizontal do grupo, gerando uma capacidade menor do que o somatório da capacidade de carga de todas as estacas agindo isoladamente. Sendo assim, se considera que a eficiência ao carregamento horizontal de um grupo de estacas é menor que a unidade.

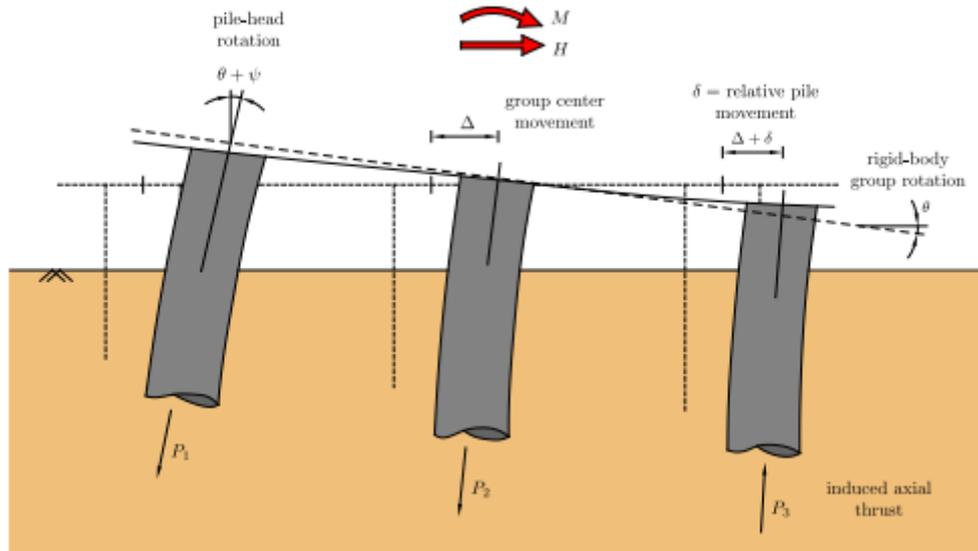


Figura 4.1: Comportamento de grupos de estacas. Fonte: Pérez (2020)

Esta hipótese é reforçada pelos diversos estudos experimentais disponíveis na literatura, onde ensaios de modelos à escala natural e testes em centrífuga demonstram que quando o espaçamento entre estacas não for inferior a seis ou oito vezes o diâmetro da estaca, na direção do carregamento, e quatro vezes na direção transversal, o grupo apresenta uma eficiência próxima à unidade, independente das propriedades mecânicas do solo circundante. Espaçamentos menores sugerem uma redução na eficiência, como já foi comentado anteriormente.

Além de isso, no projeto de grupo de estacas é assumida de maneira conservadora uma eficiência de grupo igual 0,5 para espaçamentos de estacas entre 2,5 a 3 vezes o diâmetro da estaca, onde uma das configurações mais usualmente empregada na prática corresponde a um ordenamento retangular em planta entre estacas. Para este arranjo e quando se tiver o carregamento lateral aplicado paralelamente ao lado de menor número de estacas, o grupo apresentará uma maior capacidade de carga devido à minimização do efeito observado por Brown *et al.* (1988) e conhecido na literatura como *shadowing effect* (efeito de sombra). Este efeito é o resultado da superposição das tensões no solo entre estacas próximas entre si, que levam à plastificação do solo circundante quando o nível de carregamento horizontal limite é atingido, formando cunhas de solo plastificado e diminuindo a capacidade de carga lateral do grupo. Estes fenômenos serão reproduzidos numericamente através dos exemplos estudados no Capítulo 5.

### 4.3 GERAÇÃO DE MALHAS DE ELEMENTOS FINITOS

A metodologia empregada para a geração das malhas de elementos finitos guarda relação com o fluxograma apresentado na Figura 4.2. O processo inicia com a fase de pré-processamento associado à geração de malhas de elementos finitos, onde as conectividades e coordenadas dos nós são definidas através do *software* de pré- e pós-processamento GID, desenvolvido na Universidade de Catalunha na Espanha. No âmbito comercial estão disponíveis outros geradores de malhas complexos, porém com certa limitação para a geração das conectividades dos elementos de contato de espessura nula, onde é necessário duplicar a numeração dos nós em faces comuns aos elementos de estaca e de solo.

Embora o GID possa gerar malhas altamente sofisticadas, a geração de elementos de contato do tipo superfície-superfície de 16 nós é bastante complexa. Nesse sentido, foi necessário implementar uma rotina computacional chamada de *mesh.for* para gerar este tipo de elemento. A dita rotina faz a leitura das coordenadas e conectividades geradas previamente no GID na situação usual sem elementos de contato (malha totalmente aderente), para logo realizar a geração automática destes elementos na interface solo-estaca. A lógica por trás da *mesh.for* estabelece que as zonas de contato definidas nas faces comuns entre a estaca e solo circundante sejam duplicadas, gerando, portanto, duplicidade dos nós espacialmente, porém com diferente numeração. Veja no Anexo C as nomenclaturas da numeração local das faces e a definição dos elementos finitos de estaca relativa à interface no plano horizontal XY, nomeados segundo as possíveis posições do elemento na estaca, sejam estas posições central, de borda e canto, diferenciados pela numeração local de face respectiva. Este procedimento permitiu rapidamente automatizar a geração das malhas dos grupos de estacas a serem apresentados no Capítulo 5.

A rotina criada também tem a capacidade de gerar várias camadas horizontais de solo com diferentes tipos de propriedades. Deve-se cuidar para que os elementos de contato não apenas se gerem entre o fuste da estaca e solo circundante, mas também na base da estaca. A rotina é geral e pode gerar elementos de interface para estacas circulares, considerando o sentido adequado das conectividades empregadas no programa principal. Contudo, foi empregado um ordenamento dos dados para a eficiência dos cálculos dos estudos paramétricos a serem realizados posteriormente.

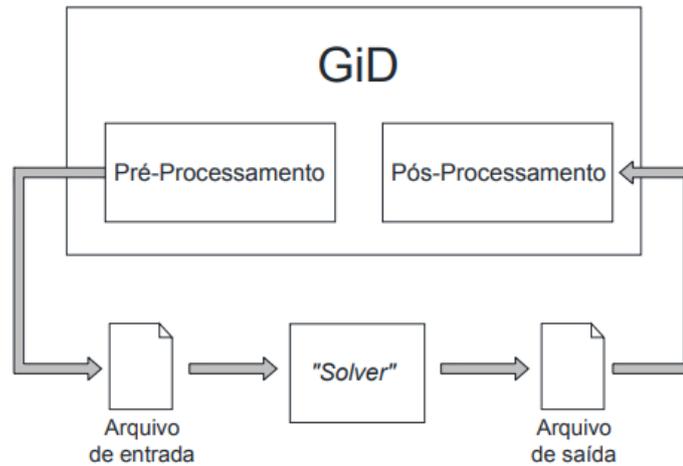


Figura 4.2: Integração do GiD ao programa de elementos finitos

#### 4.3.1 Pré-processamento

A seguir tem-se um exemplo da malha gerada na Figura 4.3 com GiD e com a rotina *mesh.for* para uma fundação formada por um grupo de estacas circulares com bloco de coroamento e elementos de interface. Segue na Figura 4.4 o processo de geração de uma malha correspondente a um grupo de estacas de menor tamanho, o processo se inicia com a construção da geometria dos volumes dos elementos finitos sem a consideração de elementos interface. Posteriormente a rotina *mesh.for* é empregada para gerar ditos elementos de contato em torno das estacas (ver placas em cor cinza).

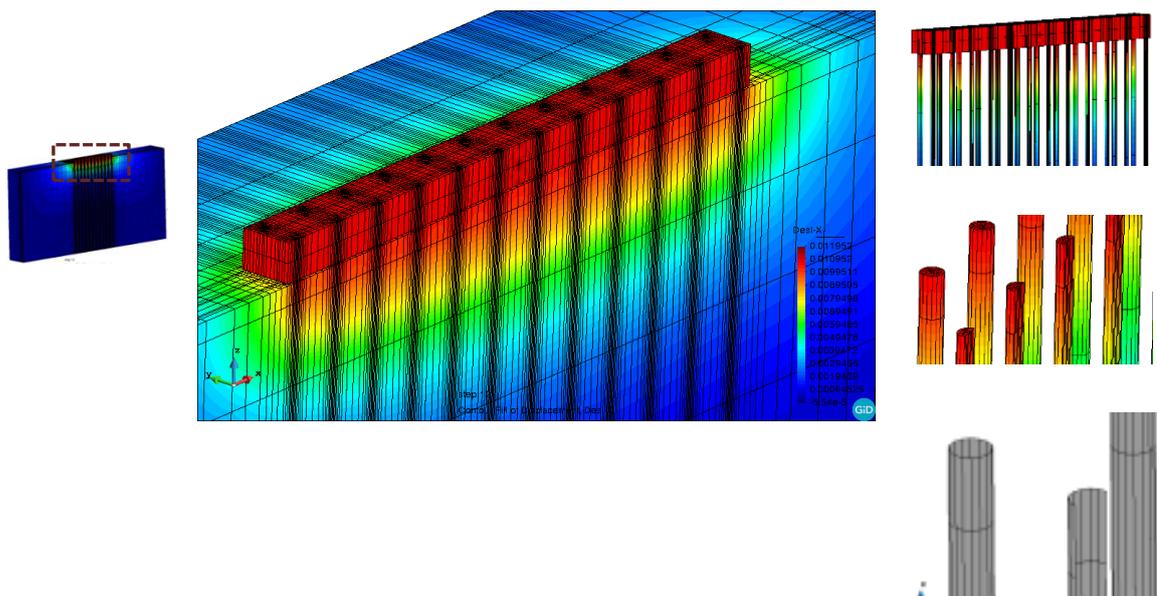


Figura 4.3: Malha de elementos finitos gerada com GiD. Fonte: Elaboração própria.

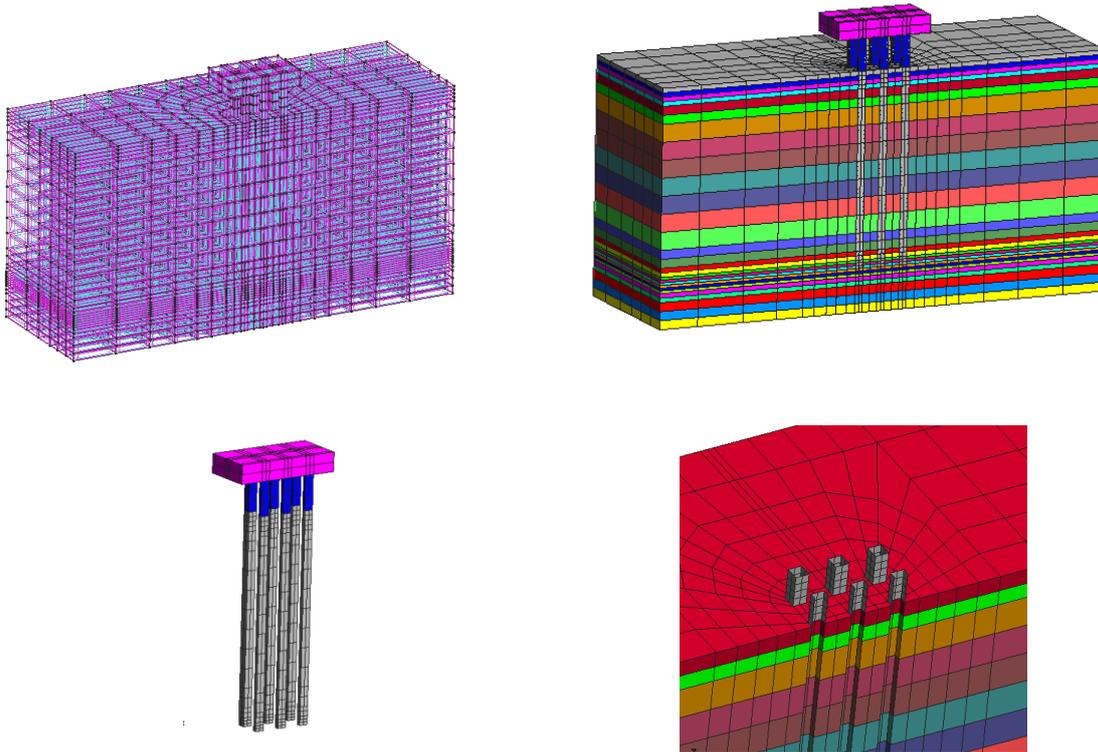
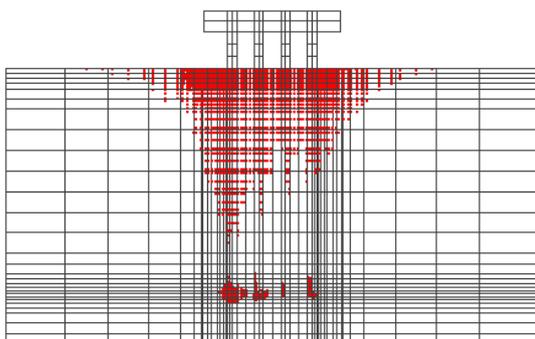


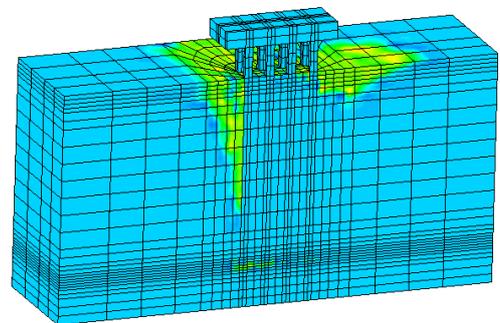
Figura 4.4: Malha de elementos finitos gerada com GID para estudo paramétrico de grupo de estacas. Fonte: Elaboração própria.

#### 4.3.2 Pós-processamento

A visualização dos resultados também foi realizada através do GID, onde se pode apreciar deformadas, campos de tensões, deformações, entre outros. No entanto, para a visualização de fissuras e pontos plastificados foi desenvolvida uma rotina computacional especial em MATLAB. Na Figura 4.5 se apresentam alguns exemplos deste pós-processamento.



a) Pontos plastificados com visualização em MATLAB



b) Zonas de plastificação com GID

Figura 4.5: Resultados de pós-processamento

#### 4.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Entre as condições do contorno a serem consideradas, pode-se destacar as condições de fixação no extremo inferior da estaca, a qual depende do problema em estudo. Quando a estaca se encontra apoiada em um estrato rígido, se pode considerar que a base da mesma está fixa, impedindo-se, portanto, o movimento em todas as direções. Já quando o estrato de solo é flexível, a estaca deve ser modelada como flutuante a fim de representar corretamente o comportamento na sua ponta. De fato, elementos de interface na base da estaca serão também utilizados nesta situação. No entanto, para carregamentos laterais a escolha do tipo de fixação na base da estaca pode ser menos relevante que no caso de carregamento puramente vertical.

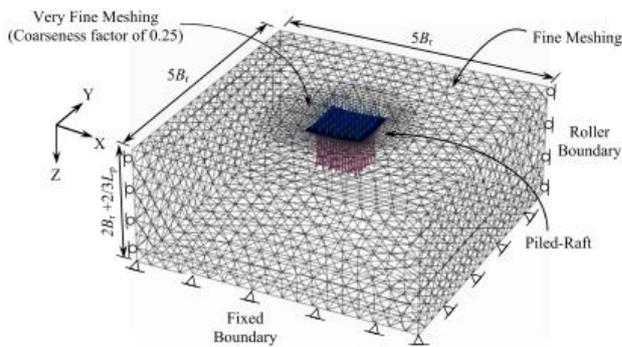
Outro tipo de condição importante a ser definido no problema corresponde à condição de fixação da parte superior das estacas. Quando as mesmas estão conectadas a um bloco de coroamento rígido, devem-se aplicar as correspondentes fixações nos nós superiores das estacas a fim de que as mesmas se movimentem seguindo os movimentos de corpo rígido nesta zona (translação e rotação), talvez mediante a utilização de enlaces rígidos (*constraints*) entre eles. Outra opção é a modelagem explícita do bloco de coroamento na malha mediante o uso de elementos hexaédricos com propriedades elásticas correspondentes àquelas de um material rígido.

A consideração de uma conexão rígida entre o bloco e as estacas traz como consequência que o máximo momento fletor na estaca ocorra geralmente neste encontro. Já a consideração de uma condição rotulada na parte superior das estacas faz com que o momento fletor seja zero neste local, gerando valores mais críticos nas seções enterradas da estaca.

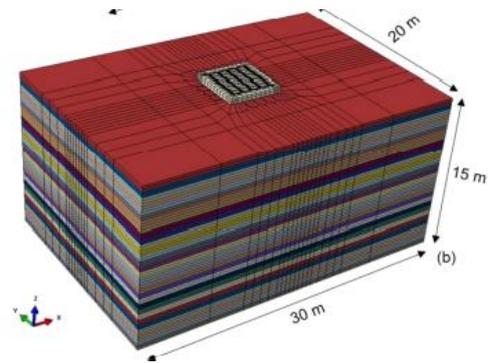
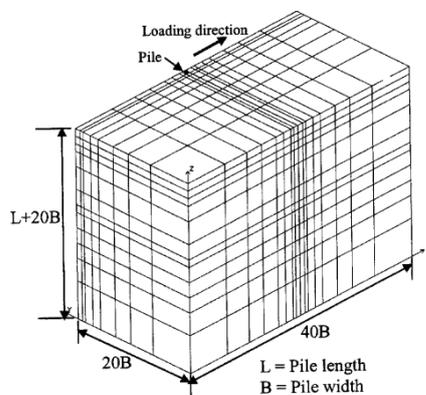
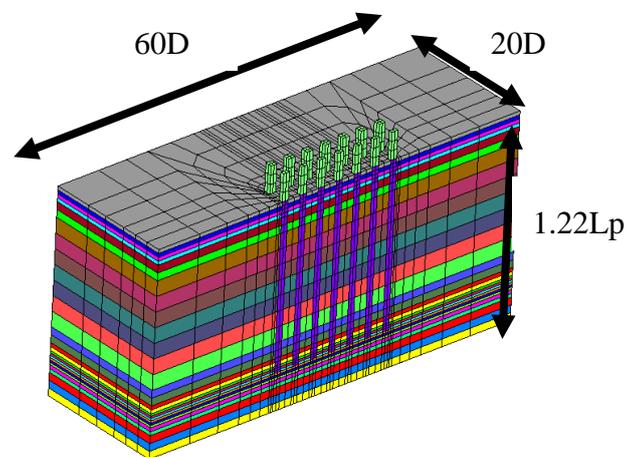
Os deslocamentos das superfícies laterais e da base do modelo de elementos finitos são fixados em todas as direções, com exceção da face de simetria, onde apenas o deslocamento fora do plano é restrito (YANG e JEREMIC, 2003). No entanto, se as bordas estão suficientemente afastadas da zona de interesse, espera-se que a escolha do tipo de fixação não afete significativamente os resultados. Já a situação é mais cuidadosa no caso de carregamentos dinâmicos, onde problemas de reflexão de ondas podem acontecer dentro do domínio de solo, sendo que condições de contorno especiais baseadas em elementos tipo kelvin, periódicas e/ou infinitas devem ser utilizadas.

No presente estudo, para o estabelecimento das dimensões adequadas da malha de elementos foram levadas em consideração às recomendações encontradas na literatura conforme Mali e Singh (2018), Güllü e Karabekmez (2017), Muhammad *et al.* (2021) e Karthigeyan *et al.*

(2007), apresentados na Figura 4.6 e aplicadas a problemas de grupos de estacas em carregamento lateral. Contudo foi adotada uma única malha para o estudo dos grupos de estacas de 3x3 até 3x7, sendo a malha de referência aquela do grupo de 3x7 (Ver Figura 4.6 (d)) por apresentar um maior comprimento no sentido da carga aplicada em relação aos outros grupos. A malha utilizada foi parametrizada em função do lado da estaca quadrada ( $D$ ) com dimensões em planta de  $60D$ ,  $20D$  e com altura de  $1,25L_p$ , sendo  $L_p$  o comprimento da estaca.



(a) Mali e Singh (2018),

(b) Muhammad *et al.* (2021)(c) Karthigeyan *et al.* (2007)

(d) Malha do presente estudo Grupo 3x7

Figura 4.6: Malhas adotadas para grupos de estacas

## 4.5 INTERFACE SOLO-ESTACA

A consideração de processos de abertura e fechamento na interface solo-estaca é crucial na resposta global do sistema e devem ser incluídos no modelo numérico de elementos finitos. Para esse propósito elementos finitos quadriláteros de espessura zero serão utilizados neste trabalho. Esses elementos conectam a face da estaca com a correspondente face do solo de tal maneira que processos de escorregamento, abertura, fechamento e reabertura possam ser simulados. No entanto, os parâmetros chave a serem considerados correspondem à definição da rigidez tangencial e rigidez normal da interface. A rigidez normal deve ser adequada a fim de evitar interpenetração significativa entre ambos os materiais, da estaca e do solo. Para esse propósito é definida uma tolerância admissível de penetração. Na literatura existem vários estudos sobre o tema que sugerem expressar essas rigidezes em termos do módulo de corte do solo  $G_s$ . Nesse sentido tem-se realizado um levantamento da informação correspondente a qual é descrita na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Valores da rigidez de interface  $k_n = k_s$  (MPa/m)

Autor	Argila	Areia
Karthigeyan <i>et al.</i> (2007)	$70 G_s$	$52 G_s$
SAP 2000	$100 G_s$	$100 G_s$
Hazzar <i>et al.</i> (2016)	$41 G_s$	$4.1 G_s$

No caso de areias, o coeficiente de atrito foi calculado como  $\mu = 2/3 \operatorname{tg}(\phi)$  ou 0,7 através das recomendações obtidas do *American Petroleum Institute*, API (2007).

## 4.6 ALGORITMO DE SOLUÇÃO NÃO LINEAR

O algoritmo apresentando na Seção 3.4 é empregado para a análise não linear estática incremental iterativa segundo o fluxograma apresentado na Figura 4.7. Aqui, as cargas externas são aplicadas de maneira gradual em pequenos incrementos em vários passos de carga, sendo que em cada passo várias iterações são realizadas a fim de cumprir com o equilíbrio do sistema. As iterações continuaram em cada passo de carga até que a norma de forças desequilibradas seja menor que 0,5%. As análises numéricas foram realizadas com o

método de Newton-Raphson, atualizando a matriz de rigidez apenas na primeira iteração de cada passo de carga.

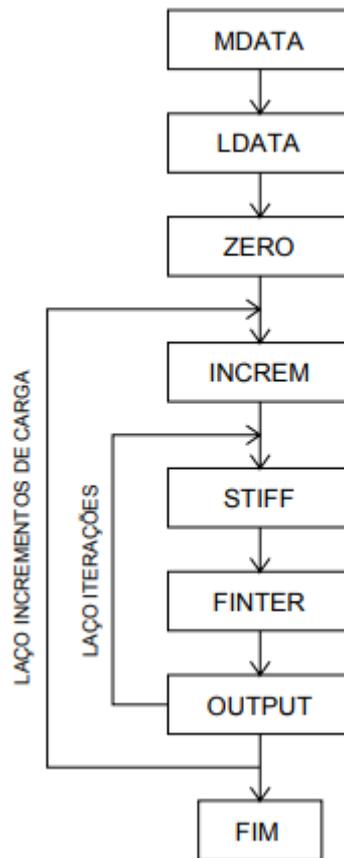


Figura 4.7: Fluxograma do programa

As análises numéricas foram realizadas em duas etapas como segue:

- Na primeira fase, as tensões iniciais foram calculadas no solo mediante a realização de uma análise fictícia usando um coeficiente de Poisson  $\nu$  modificado expressado em termos do coeficiente de pressão ao repouso  $K_o$  como  $\nu = K_o / (1 + K_o)$ , onde o valor de  $K_o$  pode ser estimado a partir de  $K_o = 1 - \text{sen}\phi$ . Nesta etapa de análise, ambos os elementos de estaca e o solo apresentam as mesmas propriedades do solo (Módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e peso unitário) a fim de evitar tensões de cisalhamento na interface destes elementos, simulando desta maneira um processo de instalação similar ao caso de estacas sem deslocamento. Ao final desta análise, os deslocamentos e deformações são anulados para definir um nível de referência zero para a seguinte etapa.

- Durante a segunda etapa de análise, as propriedades reais do solo e da estaca foram consideradas para os elementos correspondentes. Então, a carga lateral externa foi aplicada gradualmente até o nível desejado no bloco de coroamento.

#### 4.7 OBTENÇÃO DE MOMENTO FLETOR NA ESTACA

A obtenção do momento fletor ao longo do eixo longitudinal da estaca não é direta devido à utilização de elementos hexaédricos para sua representação. No entanto, sua obtenção é desejável, pois a mesma permite conferir os níveis de carga aos quais o elemento estrutural está sendo submetido. Neste trabalho o momento fletor é obtido a partir da contribuição das tensões longitudinais  $\sigma_b$  atuantes nos diferentes pontos de integração presentes em uma seção transversal qualquer, como aquela apresentada na Figura 4.8. A ideia básica é realizar um somatório das contribuições de momento gerado por cada tensão  $\sigma_b$  em cada ponto de amostragem. Isto é expresso através da seguinte equação:

$$M(y) = \iint_A \sigma_b C_p dA \quad (4.1)$$

onde,

$\sigma_b$ : tensão atuante na direção do eixo longitudinal da estaca (direção z).

$C_p$ : distância do ponto atual de integração até o eixo de simetria y da seção transversal.

$A$ : área da seção transversal.

$y$ : eixo de simetria em torno do qual o momento fletor é calculado.

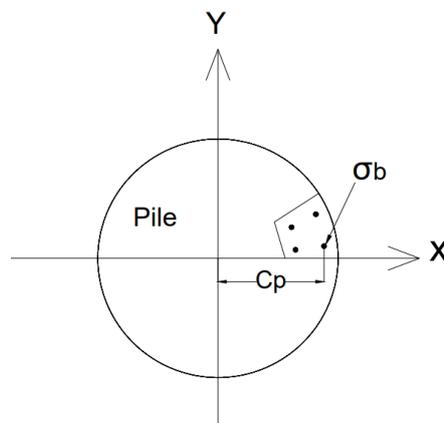


Figura 4.8: Pontos de integração e braço do momento de um elemento finito da estaca. Fonte: Nofal (1998).

O processo do cálculo do momento é repetido para as diferentes seções transversais ao longo do eixo longitudinal da estaca. Desta maneira é possível traçar o diagrama de momento fletor ao longo da estaca.

#### 4.8 GERAÇÃO DE CURVAS $p$ - $y$

O método mais comumente utilizado para a análise de estacas carregadas lateralmente é o método baseado nas curvas  $p$ - $y$ , onde o movimento lateral da estaca  $y$  é associado à reação do solo  $p$  que age em sentido contrário ao movimento desta. Então, para cada profundidade ao longo do comprimento da estaca são usadas as chamadas curvas  $p$ - $y$ . Geralmente, a família de curvas e os procedimentos adotados para sua obtenção são encontrados nas diferentes normas de projeto disponíveis na literatura.

No entanto, o Método dos Elementos Finitos pode ser utilizado para obter as ditas curvas a partir do diagrama de momento atuante na estaca através da seguinte equação:

$$p(z) = \frac{d^2M(y)}{dz^2} \quad (4.2)$$

onde,

$z$  : coordenada longitudinal ao longo da estaca que define o plano da seção transversal de interesse.

A reação do solo  $p$  numa profundidade determinada representa a resistência do solo por unidade de comprimento longitudinal de estaca. Alternativamente, essa reação pode ser obtida também através da integração das tensões de solo que agem no perímetro da estaca (NOFAL, 1998).

O procedimento é o seguinte:

- Com o momento fletor conhecido ao longo da estaca para diferentes seções transversais, é possível ajustar estes pontos a um polinômio de sétimo grau.
- Definido o polinômio de ajuste, a expressão obtida é derivada analiticamente duas vezes segundo a equação anterior para assim obter a reação  $p$  do solo ao longo do eixo longitudinal da estaca. O deslocamento lateral  $y$  é obtido a partir dos resultados de elementos finitos nos pontos de integração dos elementos correspondentes.

- O processo é repetido para diferentes níveis de carga externa aplicada e, portanto, diferentes curvas de reação  $p$  do solo são calculadas para cada nível de carga. Desta maneira, a distribuição das curvas  $p$ - $y$  a qualquer profundidade ao longo do comprimento da estaca é obtida a partir dos valores da resistência ao solo  $p$  e deslocamento  $y$  associado com esse nível de interesse.

#### 4.9 TEMPO DE PROCESSAMENTO

Para o processamento dos modelos numéricos no presente trabalho, foi empregado um computador adequado para essa tarefa, tentando-se aproveitar as melhores características do *hardware* para obter uma ferramenta de alto desempenho no processamento numérico. Entre as características importantes se podem citar a capacidade do processador e a memória RAM disponibilizada. Sendo que uma maior quantidade de núcleos permitirá aperfeiçoar as tarefas de processamento paralelo impactando diretamente no tempo de execução. Além disso, quanto maior for a memória cache do processador, a velocidade e capacidade de comunicação entre os núcleos serão aprimoradas. Isto é importante para processos de paralelização em Fortran com OpenMP. Outro aspecto importante é a capacidade da memória RAM que deve ser compatível com a frequência do processador. O computador configurado e utilizado nesta pesquisa consta de um processador de oito núcleos a 3,8 GHz com 32MB de memória Caché L3, conforme a Figura 4.9, e memória RAM de 32 GB a 3200MHz.



Figura 4.9: Arquitetura da comunicação entre os núcleos do processador.

A maneira de exemplo foi realizada uma análise estática *pushover* em um grupo de estacas correspondentes à fundação de uma estrutura de um gerador de energia eólica (ver Figura 4.3). Neste problema, a malha consta de 63634 elementos hexaédricos de 20 nós com 8 pontos de integração, 3888 elementos de interface, dando como resultado a utilização de

1.782.162 graus de liberdade, sendo executados 12 passos de carga com tempo de processamento final de 28 horas. A fim de aprimorar o tempo de processamento, a rotina PARDISO, que é um pacote de programas de alto desempenho, robusto e de memória eficiente para solucionar grandes sistemas de equações lineares em vários multiprocessadores de memória compartilhada utilizando um armazenamento esparso, foi incorporada no programa. Desta maneira, obteve-se um ganho considerável no tempo de execução, sendo o tempo de processamento final, para esses 12 passos de carga, aproximadamente de 12 horas, resultando num incremento de velocidade de 2,3 vezes maior.

#### 4.10 METODOLOGÍA

A conexão entre os itens comentados nas seções anteriores é realizada aqui, a fim de definir uma metodologia de trabalho que permita comunicar os diferentes programas empregados (GID, FORTRAN e MATLAB). Isto permitirá automatizar as análises paramétricas a serem apresentadas no próximo capítulo. Na Figura 4.10 segue o fluxograma empregado para resolver o problema da interação solo-estrutura em grupos de estacas. A seguir tem-se, a sequência de passos de cálculo para a análise estática:

1) Como já foi explicado anteriormente na seção 4.6, serão empregadas duas etapas de análise. Inicialmente o software GID é empregado para a construção da malha base de elementos finitos para o problema. A malha definida em GID propriamente não gera os elementos de contato na região da interface. A geração desta malha segue os padrões usualmente estabelecidos em GID, onde objetos do tipo área, linha e ponto são empregados para definir a geometria dos volumes dos elementos finitos a serem associados aos elementos de estacas, solo e bloco de coroamento. Elementos quadráticos de vinte nós conjuntamente com malhas estruturadas são empregados para todos os elementos. Os correspondentes arquivos de coordenadas e conectividades são gerados.

2) Para a automatização da leitura de dados de entrada no programa principal, a rotina *mesh.for* é executada. Em relação à fase 1 (aplicação de peso próprio), dita rotina tem como objetivo realizar as seguintes tarefas:

- Leitura de dados referentes à geometria da malha (coordenadas e conectividades) geradas por GID no item anterior
- Leitura de arquivo externo *mesh.txt* definido pelo usuário a fim de obter a informação referente à etapa de análise, propriedades associadas com as diferentes camadas de

solo, tipo de vinculação para as faces laterais do domínio espacial e tipo de carregamento. A rotina *mesh.for* se encarregará de formatar esta informação de acordo ao formato requerido pelo programa principal.

3) Execução do programa principal em FORTRAN para a fase 1 baseado nos arquivos gerados no item anterior considerando uma análise não linear do material com comportamento linear geométrico. Os resultados expressos em termos de tensões são armazenados para serem utilizados na próxima fase.

4) Antes de executar a segunda fase de análise associado à aplicação do carregamento lateral estático, a rotina *mesh.for* é novamente executada a fim gerar os elementos de contato a serem utilizados na interface solo-estaca. Mediante a duplicação dos nós compartilhados pelos elementos de solo e da estaca, são gerados elementos de contato de 16 nós com espessura zero. Para isto no arquivo *mesh.txt* são fornecidas em planta as posições dos elementos de contato (ver anexo C) conjuntamente com suas propriedades.

5) Execução da fase 2 fazendo leitura das tensões iniciais definidas no item 3, considerando também uma análise não linear do material com comportamento linear geométrico.

6) Os dados de saída do programa principal podem ser organizados da seguinte maneira:

- Num formato de texto adequado, são escritos os resultados referentes às tensões e deslocamentos por cada ponto de integração de cada elemento finito. Levando a informação associada de cada estaca a uma planilha especializada de Excel é possível gerar os gráficos de momentos fletores das estacas com a profundidade de acordo ao procedimento estabelecido na Seção 4.7. Nesta planilha, se faz uso de um procedimento de mínimos quadrados para obter um polinômio que se ajuste à curva que representa o momento fletor da estaca em questão. Utilizando as equações de resistência de materiais, é possível derivar dito polinômio e obter os resultados referentes ao diagrama de esforço cortante e reação do solo.
- Os dados gerados da reação do solo conjuntamente com o deslocamento do eixo da estaca são utilizados para o cálculo das curvas p-y de acordo com a Seção 4.8.
- Geração de arquivo de texto num formato adequado para a visualização em MATLAB dos pontos de integração plastificados do solo.

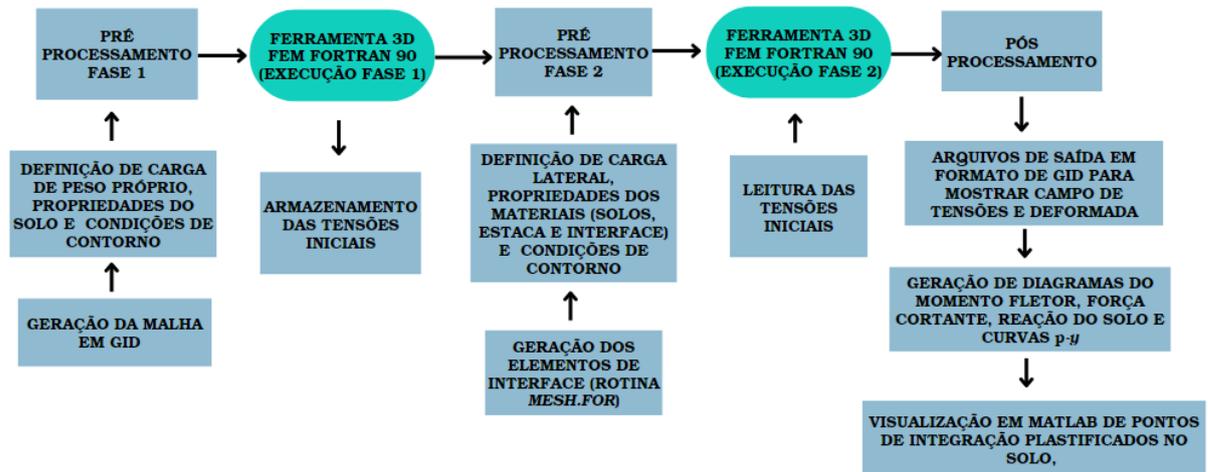


Figura 4.10: Fluxograma da Metodologia.

## 5 APLICAÇÕES NUMÉRICAS NA MODELAGEM DE GRUPOS DE ESTACAS

### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo serão realizados estudos paramétricos em grupos de estacas com arranjo em planta de 3x3 até 3x7. A geometria dos grupos corresponde ao modelo protótipo dos grupos ensaiados experimentalmente em McVay *et al.* (1998) em solos arenosos. Após a validação dos modelos numéricos com os resultados experimentais dos ensaios na Seção 5.2, os mesmos serão utilizados para explorar os efeitos que têm os seguintes itens na resposta global destes sistemas:

1. Efeito da variação da altura livre do bloco de coroamento em relação à superfície do terreno.
2. Efeito do rebaixamento do nível original do terreno.
3. Efeito da inclusão da estratigrafia no depósito do solo.

O primeiro item trata da variação da altura livre do bloco de coroamento em relação à superfície do terreno, que permanece fixa em todos os casos, como se apresenta na Figura 5.1 (a).

O segundo item tenta reproduzir o efeito associado com o rebaixamento produzido pelo efeito da erosão no entorno de um grupo de estaca (Ver Figura 5.2). Para esse propósito, é realizado um procedimento manual, onde as primeiras camadas de solo são eliminadas da malha original de elementos finitos segundo os valores estabelecidos. No entanto, existem duas situações que são definidas aqui, a primeira considera que a nova posição do terreno rebaixado define o início da variação das propriedades do solo com a profundidade, enquanto na segunda situação se considera que as propriedades do novo nível de terreno correspondem exatamente àqueles que existiriam nessa profundidade em referência ao nível do terreno original. Logo, as duas situações são comparadas nos gráficos correspondentes.

Já o terceiro item estuda o efeito de uma estratigrafia de solo diferente: argila-areia-argila, conforme se mostra na Figura 5.1 (b).

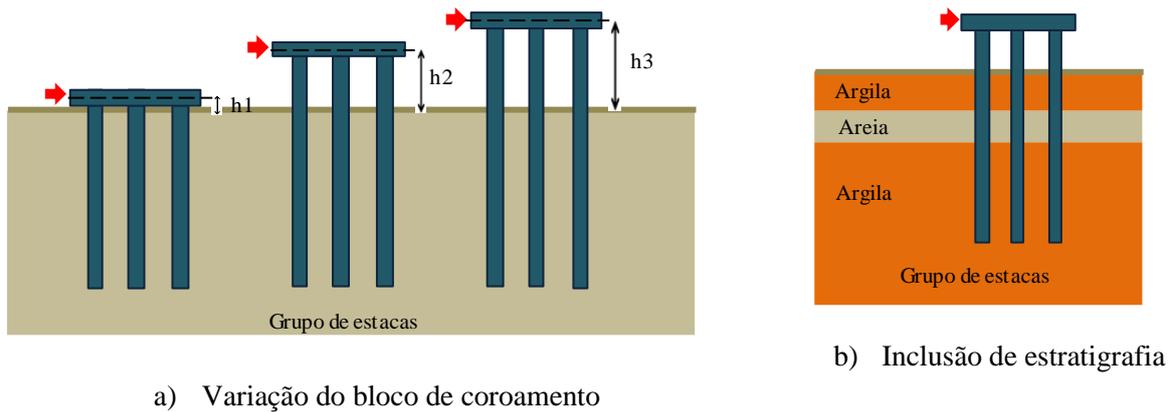


Figura 5.1: Variação da altura do bloco e introdução de camada de solo

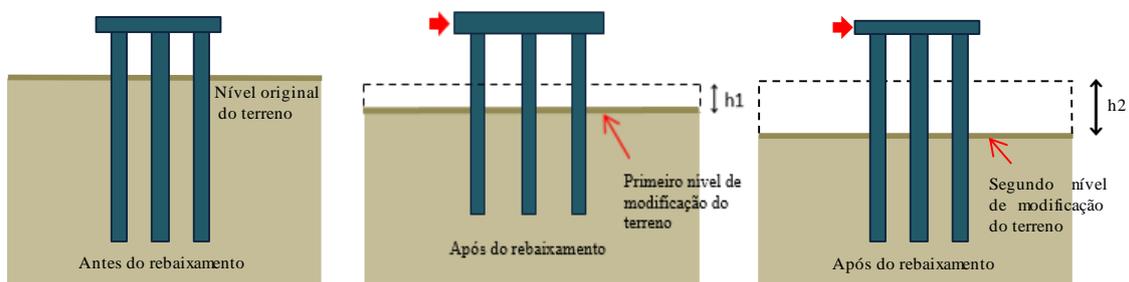


Figura 5.2: Rebaixamento do nível do terreno

## 5.2 GRUPOS DE ESTACAS EM CARREGAMENTO LATERAL (MCVAY ET AL. 1998)

### 5.2.1 Aspectos Gerais

Em Mc Vay *et al.* (1998) se realizou uma série de ensaios em centrífuga para vários grupos de estacas inseridos em solo arenoso homogêneo com configuração de 3 estacas por linha, formando grupos com até 3, 4, 5, 6 e 7 linhas cada um (chamados aqui de grupos com arranjo em planta de 3x3 até 3x7) a fim de estudar as respostas destes sistemas mediante aplicação de carga lateral monótona crescente (*pushover*). A caixa retangular do experimento mostrada na Figura 5.3 foi fabricada de alumínio com dimensões de 0,254 m de largura, 0,457 m de comprimento e 0,305 m de altura. De acordo com a referência, as faces externas deste equipamento se encontram suficientemente afastadas da zona de interesse para influenciar os resultados no entorno dos grupos. As estacas foram conectadas rigidamente ao bloco de coroamento e espaçadas a cada três vezes a largura do pilote (D). As estacas quadradas e o bloco de coroamento foram fabricados a partir de barras de alumínio de seção quadrada sólida. A dimensão da estaca tem 9,5 mm de lado e 304,8 mm de comprimento. Para simular

os efeitos de instalação das estacas cravadas, as mesmas foram cravadas em solo arenoso por equipamento hidráulico e ensaiadas em máquina centrífuga com uma aceleração de 45 vezes a gravidade (45g). Isto significa que para obter as dimensões do modelo a escala protótipo, as correspondentes dimensões do modelo de laboratório foram multiplicadas por 45.

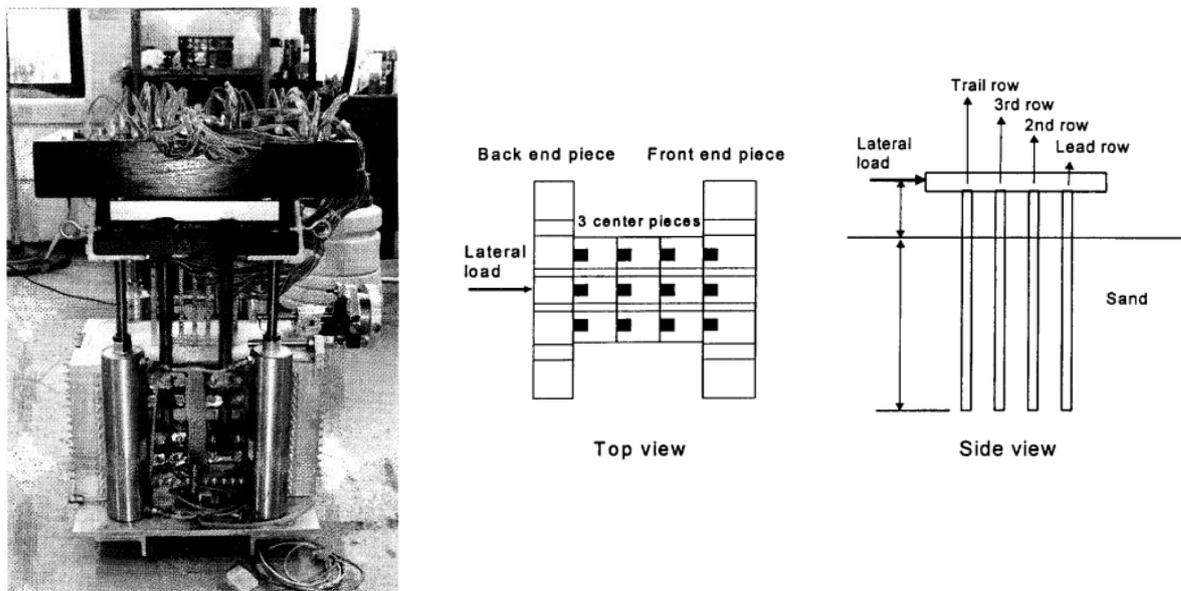


Figura 5.3: Configuração do equipamento utilizado no ensaio experimental: Fonte McVay *et al.* (1998)

Em Zhang *et al.* (1999) estes grupos de estacas foram analisados numericamente usando um modelo simplificado baseado em curvas  $p-y$ . Adicionalmente, Yang e Jeremic (2003) também analisaram apenas os grupos de estacas de 3x3 e 3x4 usando um modelo tridimensional em elementos finitos (ver Figura 5.4 para o grupo de 3x4), o qual serviu como base para a definição e construção do malha do modelo numérico usado neste trabalho, onde apenas a metade do domínio foi considerada devido às condições de simetria. É importante salientar que as citadas referências, de maneira similar à feita neste estudo, realizaram a modelagem numérica do modelo em escala protótipo usando as dimensões de 20,8 m de largura, 20,6 de comprimento e 13,2 de profundidade, conforme se apresenta na Figura 5.4. No entanto, o valor reportado por eles de 22,8m (seria 11,4 m na malha de EF pela simetria) não parece ter relação com a largura mostrada no modelo de EF apresentado na Figura 5.4. Os resultados publicados de ambos os estudos sempre que possível foram comparados com os resultados obtidos neste trabalho. A carga lateral máxima aplicada foi de 2000 kN, 2970 kN, 3400 kN, 3800 kN e 4400 kN para os grupos de 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, respectivamente.

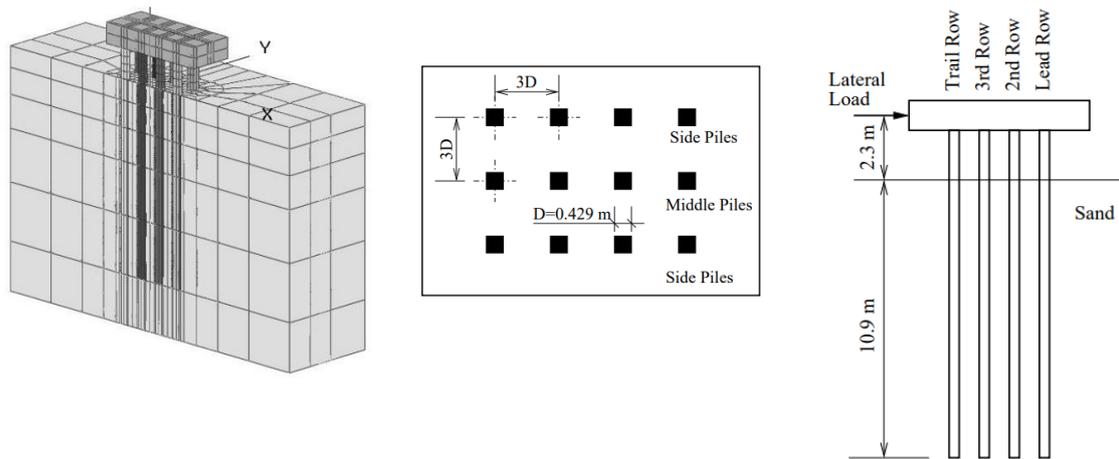


Figura 5.4: Grupo de estacas 3x4. Fonte: Yang e Jeremic (2003)

### 5.2.2 Características geométricas e propriedades dos materiais

Todas as estacas estão espaçadas entre si centro a centro a cada três vezes o lado da estaca (3D). Já as dimensões do domínio espacial do solo neste trabalho apresentam dimensões de 17,2 m (largura), 13,4 m (profundidade) e 25,8 m (comprimento), com a estaca embutida no solo em 10,9 m (profundidade). Apenas a metade deste domínio é considerada na modelagem numérica devido às condições de simetria. Uma malha similar também tem sido utilizada em Kollı *et al.* (2022) na direção vertical. O solo e a estaca são modelados com elementos hexaédricos de 20 nós, enquanto a interface solo-estaca é modelada com elementos de interface de espessura nula de 16 nós. Cada estaca é formada por quatro elementos finitos por seção transversal seguindo um comportamento linear elástico com propriedades do alumínio: módulo de elasticidade 69 GPa e coeficiente de Poisson de 0,33.

As faces laterais e a base do domínio da malha de elementos finitos são restritas em todas as direções, com exceção da face de simetria. As dimensões do bloco de coroamento são determinadas dependendo do tamanho do grupo em estudo, cujos bordos em planta são localizados a uma distância 3D da face externa da estaca mais afastada do centro do bloco seguindo cada direção em planta X e Y.

O solo considerado corresponde a uma areia com densidade média de acordo com o relatório experimental. O modelo constitutivo empregado neste trabalho corresponde ao modelo de Drucker-Prager com regra de fluxo não associada. O valor reportado do ângulo de atrito desta areia é de  $37,1^\circ$  segundo os ensaios de compressão triaxial drenado realizados. Haja vista que não existem resultados sobre o ângulo de dilatância, um valor nulo foi utilizado (YANG E

JEREMIC, 2003). A consideração de uma regra de fluxo não associada permitirá modelar mais realistamente o comportamento volumétrico que experimentam os solos granulares nos estágios últimos de carga. De maneira similar ao estudo desenvolvido por Yang e Jeremic (2003), considerou-se que o módulo de elasticidade do solo varia com a profundidade do solo conforme  $E = E_0 (p/p_a)^n$ , onde  $E_0$  é o módulo de elasticidade na pressão atmosférica  $p_a$ ,  $p = \sigma_{ii}/3$  é a tensão normal média inicial e  $n$  é uma constante igual a 0,5.

O valor de  $E_0$  igual a 20000 kPa é obtido levando-se em conta um módulo de corte de 8,96Mpa, conhecido a uma profundidade de 13,4 m a partir de ensaios instrumentados de carga vertical em estaca única. No entanto, Yang e Jeremic sugerem usar um valor de 17 400 kPa para ajustar melhor os resultados experimentais, sendo que este último valor foi adotado neste trabalho. O valor do coeficiente de Poisson foi determinado em 0,35 a partir do valor do coeficiente de repouso recomendado de 0,55, já o peso específico do solo é de 14,5 kN/m<sup>3</sup>. Desde um ponto de vista numérico, um valor pequeno de intercepto coesivo ( $c \approx 1$  kPa) foi definido a fim de evitar problemas numéricos de convergência.

Em relação às rigidezes dos elementos de interface a serem utilizados na análise, tomou-se como referência inicial os valores de  $k_s$  e  $k_n$  a partir das recomendações estabelecidas na literatura do tema, expressas em termos do módulo de corte do solo, conforme apresentado na Tabela 4.1. Após um procedimento de calibração com a curva experimental força-deslocamento, exemplificado na Figura 5.5 para o grupo de estacas de 3x3, foi encontrado que valores de  $k_n = 400G_s$  e  $k_s = 0,7k_n$  geraram resultados mais próximos aos experimentais. Então, esses valores foram considerados nas próximas análises para melhor representar a interação entre a estaca e solo circundante. Foi verificado também que o valor de  $k_n = 3000G_s$  assemelha-se mais com o comportamento de uma condição totalmente aderente entre ambos os materiais. Na falta de dados experimentais, procedimentos como aqueles estabelecidos em Saxena (2004), baseados na física do problema podem ser adotados.

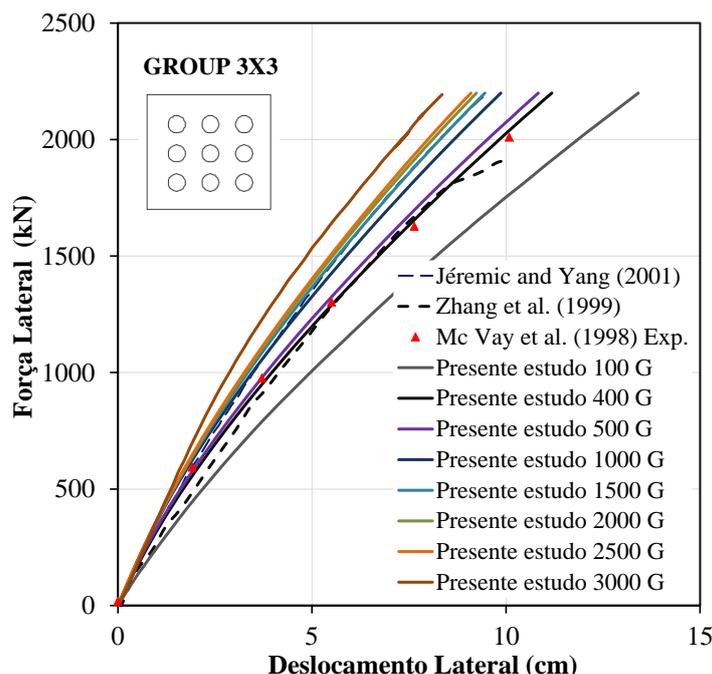


Figura 5.5 :Curva força-deslocamento no estudo de sensibilidade.

### 5.2.3 Modelo de elementos finitos

As malhas utilizadas são apresentadas na Figura 5.6, onde a divisão na direção vertical Z é feita com 28 elementos finitos de tamanho variável. Como a rigidez da interface varia em função do módulo de corte do solo  $G_s$ , e este varia na direção vertical, decidiu-se levar em consideração semelhante variação de forma escalonada mediante a definição de cinco subgrupos para as propriedades da interface ao longo da estaca, conforme se apresenta na Figura 5.6(a). Também foi considerado que durante a aplicação do carregamento lateral, antes de acontecer qualquer abertura na interface, a tensão de confinamento lateral deveria ser superada. Isto é definido no código computacional mediante a definição de uma tolerância para a abertura.

Como já foi comentado anteriormente, a definição do tamanho e divisão da malha de elementos finitos teve como base o trabalho de Yang e Jeremic (2003), onde os grupos de 3x3 e 3x4 foram estudados. No entanto, algumas considerações adicionais foram introduzidas neste trabalho a fim de facilitar a automatização da criação das malhas de elementos finitos e ter maior certeza na qualidade dos resultados obtidos. A determinação das dimensões finais da malha para todos os grupos teve como base a geometria do maior grupo de estacas (3x7). Ou seja, definidas as dimensões adequadas para este grupo, as mesmas foram mantidas constantes para os demais grupos de tamanho menor. Sendo assim, as faces laterais perpendiculares à

direção da carga lateral foram afastadas uma distância de  $20,5D$  a partir da face da estaca mais externa a este grupo, onde  $D$  é o lado da estaca.

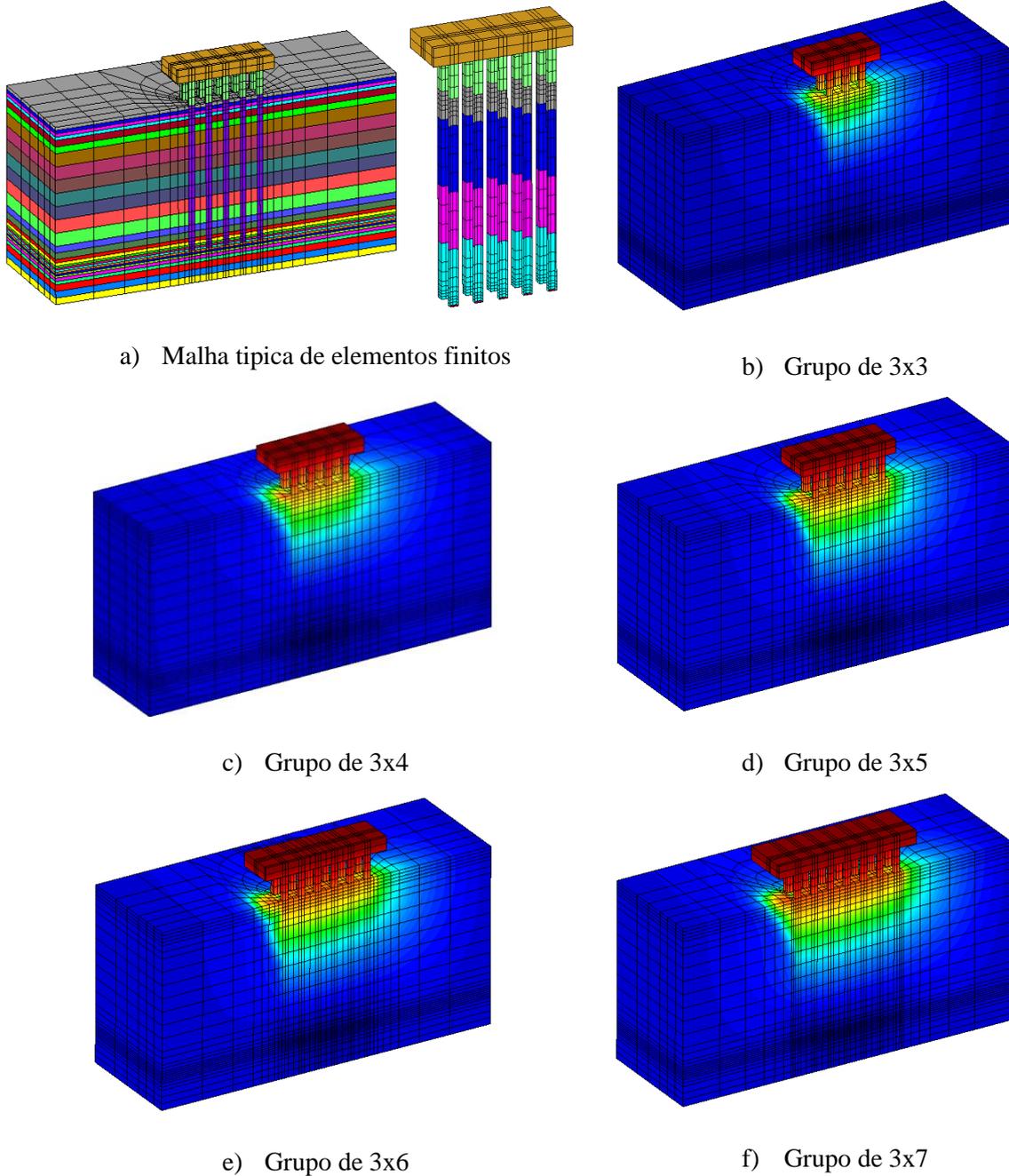


Figura 5.6: Malhas de elementos finitos empregadas para os grupos de estaca

Verificou-se que esta malha de maiores dimensões em planta em comparação às dimensões originais da caixa utilizada no experimento forneceu resultados praticamente similares àqueles obtidos usando as dimensões em escala protótipo do experimento. Isso verifica o comentário estabelecido no relatório experimental, que sugere que as paredes do recipiente foram colocadas a uma distância suficiente para não afetar os resultados da zona de interesse.

Adicionalmente, a malha utilizada também acompanha as dimensões recomendadas em outros trabalhos para este tipo de carregamento.

#### 5.2.4 Resultados das análises

Na Figura 5.7 se comparam as curvas carga-deslocamento obtidas neste trabalho com os resultados experimentais (MCVAY *ET AL.* 1998) e aqueles numéricos de outros autores (ZHANG *ET AL.* 1999, YANG E JEREMIC 2003), considerando as duas rigidezes de interface selecionadas e para todos os grupos estudados. Como se pode apreciar na Figura 5.7, os resultados associados à rigidez de interface  $400G_s$  se ajustam melhor aos resultados experimentais em relação à outra rigidez de  $3000G_s$ , a qual apresenta um comportamento mais rígido em todos os casos. No entanto, a diferença é cada vez menor conforme o número de estacas aumenta no sistema. É importante destacar que os níveis de carga atingidos em cada grupo de estaca correspondem aos valores reportados no relatório experimental, não sendo, portanto, aplicados valores maiores na modelagem numérica. Em geral os resultados numéricos são aceitáveis levando em consideração a simplicidade do modelo constitutivo utilizado nestas análises.

Já na Figura 5.8 se comparam todas as respostas globais em um único gráfico para as duas rigidezes de interface selecionadas, a fim de melhor apreciar o efeito destas no comportamento deformacional das estacas. Com a finalidade de exemplificar a deformada dos grupos de estacas no último passo de carga, os deslocamentos horizontais e verticais para os grupos 3x4 e 3x7 se apresentam na Figura 5.9 e na Figura 5.10, respectivamente. Como se pode observar, os grupos de estacas se deslocam horizontalmente (da esquerda para direita) no sentido da carga lateral aplicada, enquanto as parcelas superiores de solo por trás das últimas estacas (*trail piles*) em cada grupo, devido à abertura existente nas primeiras camadas superficiais, tendem a se deslocar para baixo apresentando valores de deslocamento vertical negativo. Portanto, existe um reordenamento, conforme o grupo se desloca horizontalmente, da estrutura do solo circundante ao grupo de estacas nas parcelas já mencionadas. Já os deslocamentos das parcelas de solo em frente do bloco de coroamento (*lead piles*) apresentam continuidade com as estacas nesse setor.

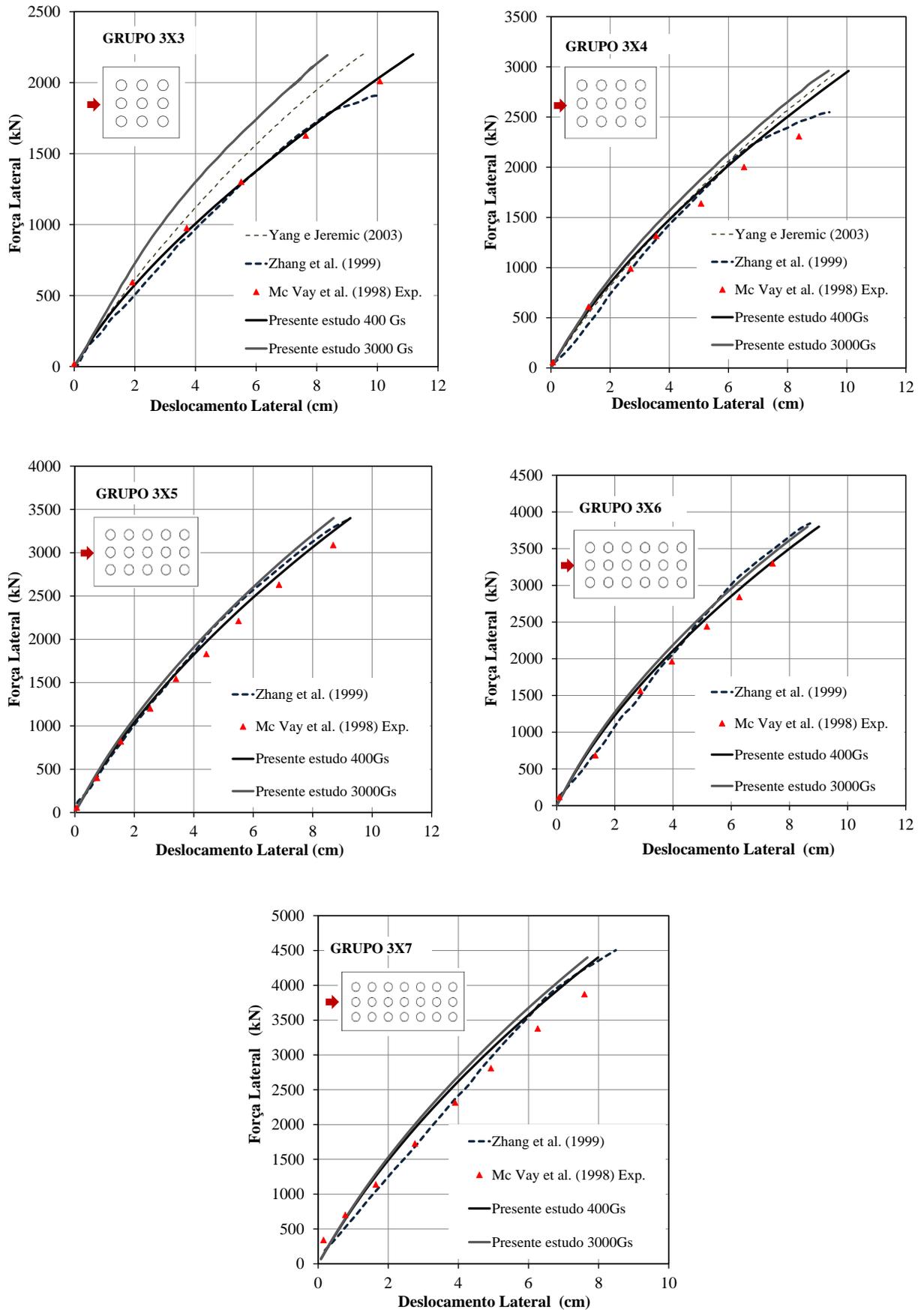


Figura 5.7: Curva carga-deslocamento

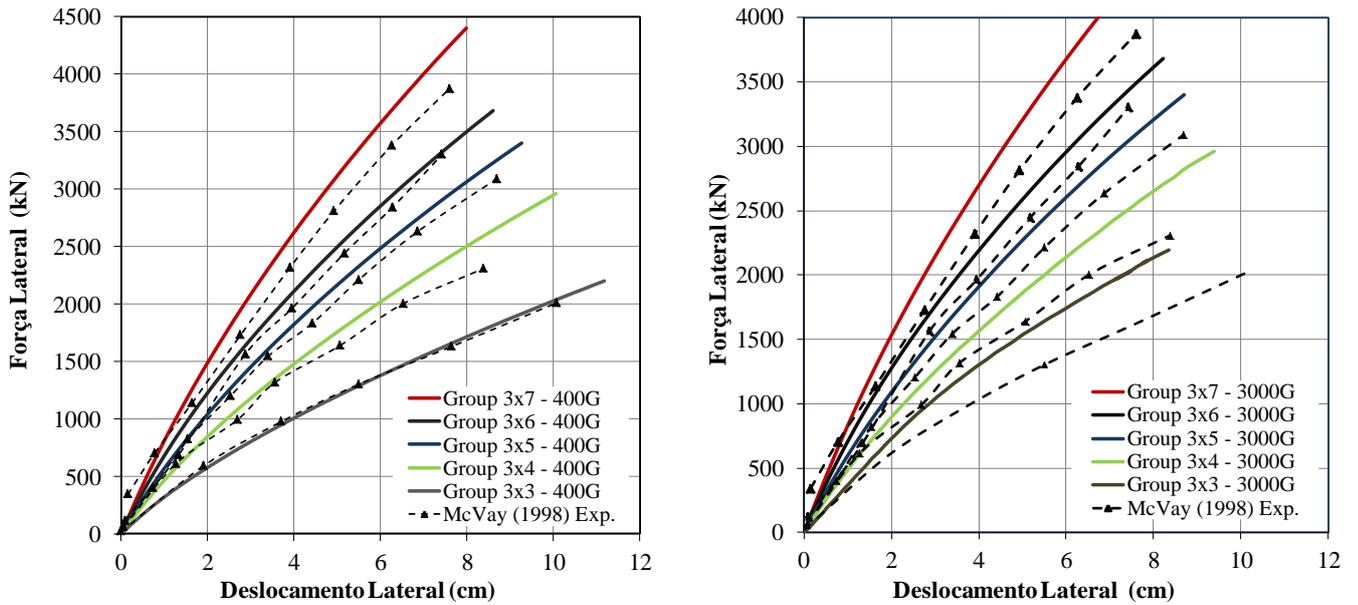


Figura 5.8: Comparativo da resposta global de estacas

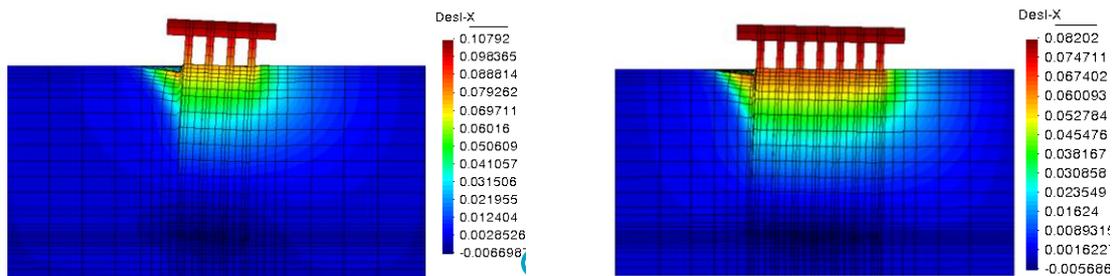


Figura 5.9: Deslocamento horizontal (m) no último passo de carga (grupos 3x4 e 3x7) (Fator de magnificação:5).

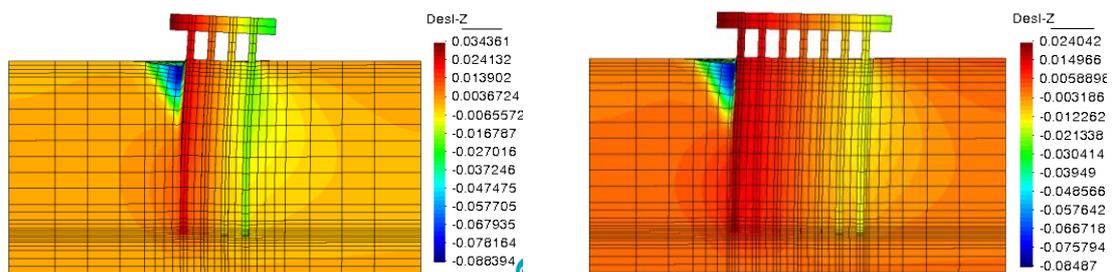


Figura 5.10: Deslocamento vertical (m) no último passo de carga (grupos 3x4 e 3x7) (Fator de magnificação:5).

Na Figura 5.11 e na Figura 5.12 se apresentam as linhas de contorno referentes ao deslocamento horizontal das estacas e da massa de solo circundante na superfície do terreno para os grupos de 3x3 e 3x4, respectivamente. Os resultados obtidos na presente análise são

comparados com aqueles apresentados por Yang e Jeremic (2003). Pode-se observar a boa concordância no formato das curvas, indicando-se maiores deslocamentos na zona das estacas intermediárias imediatamente abaixo do centro do bloco de coroamento. Por exemplo, os máximos deslocamentos obtidos por Yang e Jeremic (2003) são de 5,36 cm e 7,06 cm para os grupos de 3x3 e 3x4, respectivamente, enquanto os valores obtidos nesta pesquisa são de aproximadamente 6,7 cm para o grupo de 3x3 e 7,18 cm para o grupo de 3x4. A maior diferença obtida para o grupo de 3x3 se deve à resposta mais rígida predita pelo modelo numérico de Yang e Jeremic (2003). No entanto, claramente se formam concentrações de curvas nas zonas de solo entre estacas no sentido transversal para as posições das estacas em frente e por trás.

As análises numéricas foram conduzidas usando o método de controle de carga aplicando a carga lateral na direção X no bloco de coroamento. As zonas plásticas finais (para as cargas últimas prescritas de acordo com o relatório experimental) representadas nos pontos de integração para todos os grupos são mostrados desde a Figura 5.13 até a Figura 5.17. Em cada figura se apresenta uma vista tridimensional, lateral (no plano de simetria da malha de EF) e em planta da extensão destas zonas. Em todos os casos se mostra claramente a formação de uma cunha plástica nas primeiras camadas de solo. Especificamente se mostra uma cunha ativa no lado esquerdo e a cunha passiva no lado direito. Aproximadamente as bordas inclinadas destas cunhas são perpendiculares entre si.

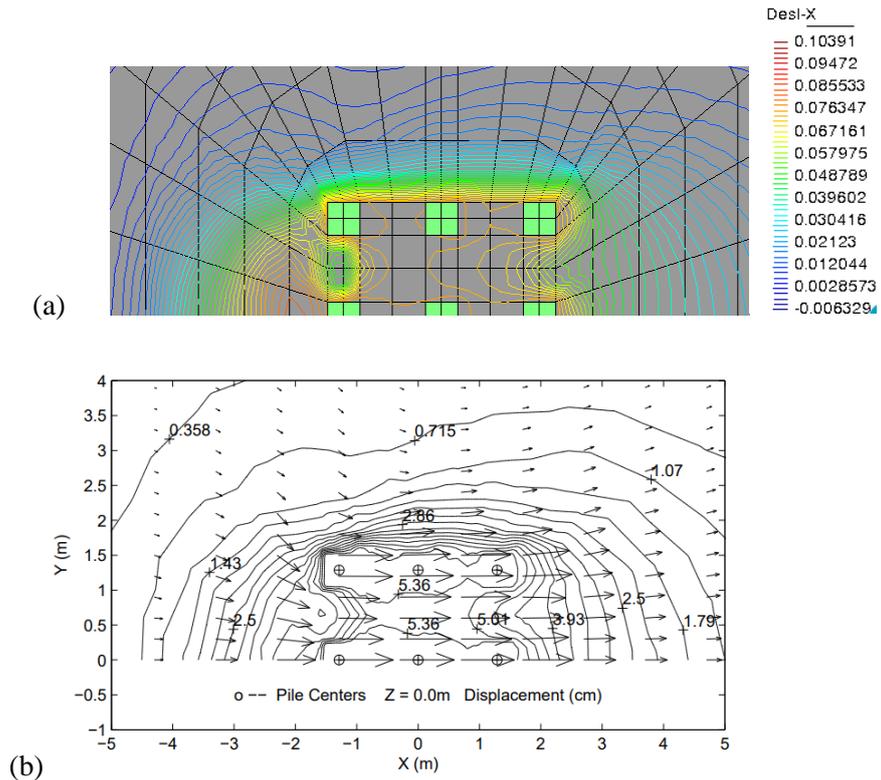


Figura 5.11: Deformada em planta da superfície do terreno (grupo 3x3):  
 a) Presente estudo; b) Yang e Jérémic (2003).

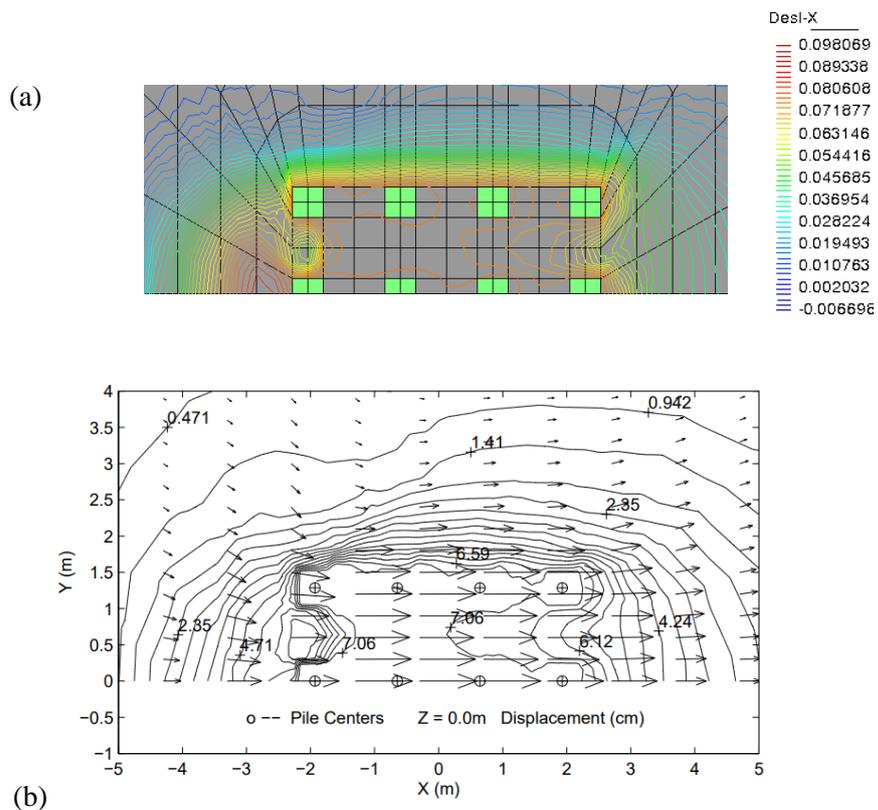


Figura 5.12: Deformada em planta da superfície do terreno (grupo 3x4)  
 a) Presente análise; b) Yang e Jérémic (2003).

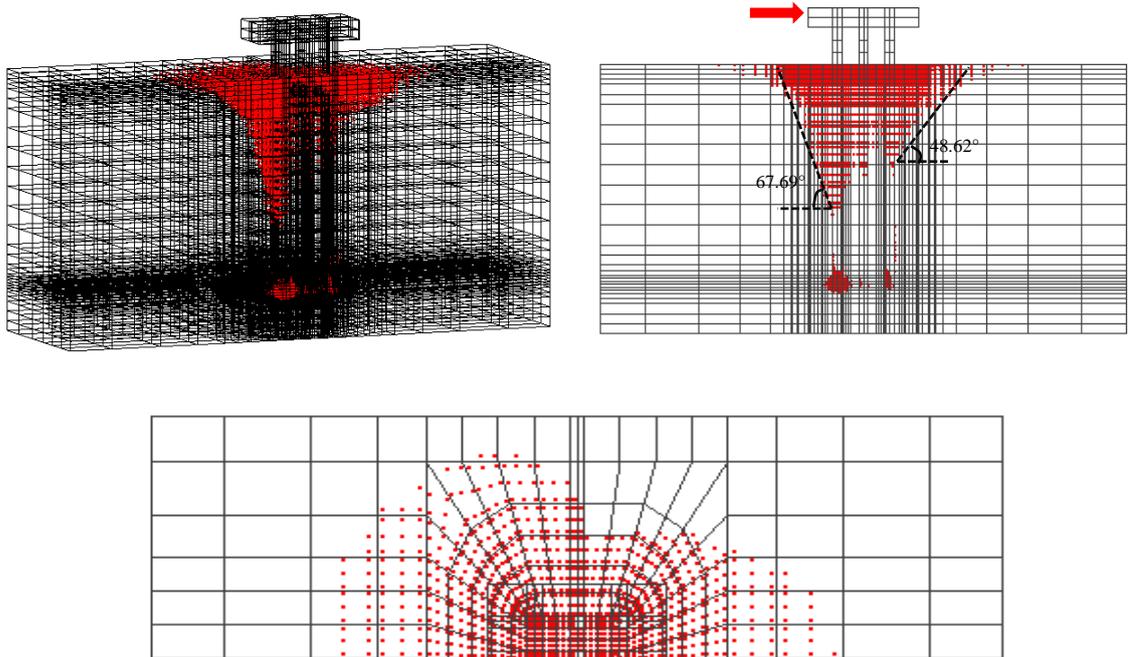


Figura 5.13: Grupo de 3x3: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno.

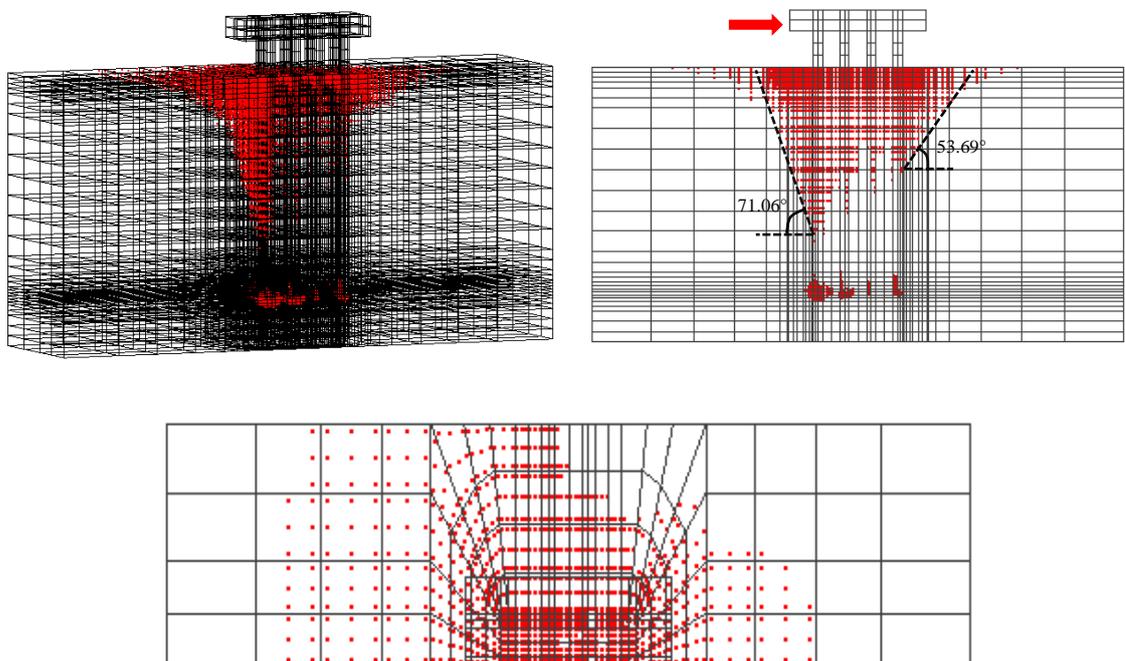


Figura 5.14: Grupo de 3x4: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno.

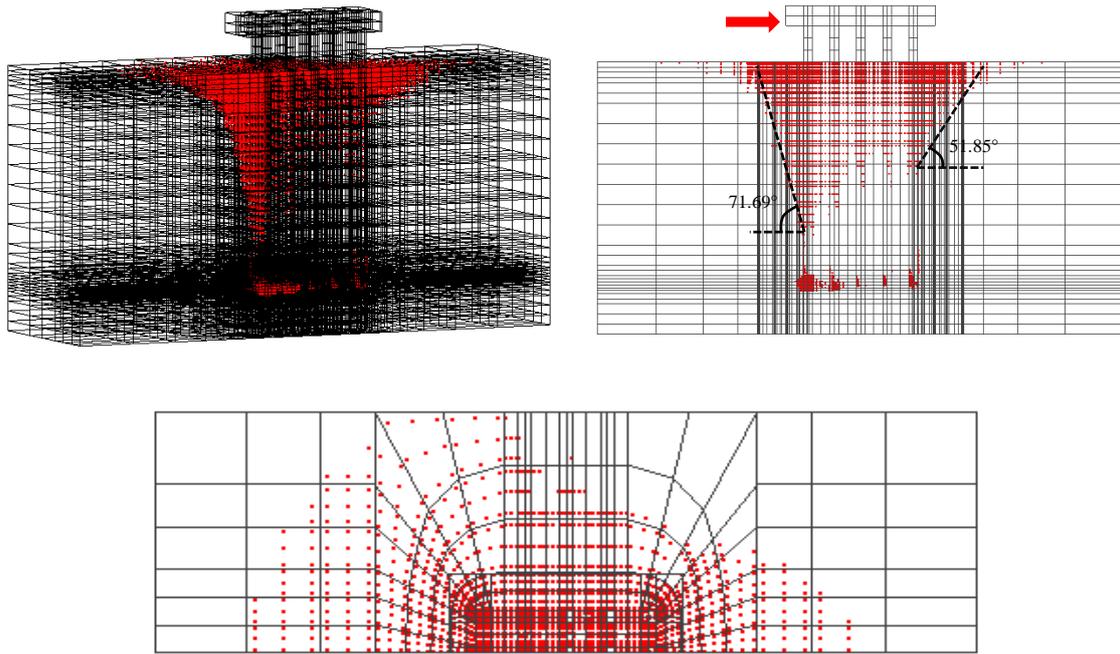


Figura 5.15: Grupo de 3x5: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno.

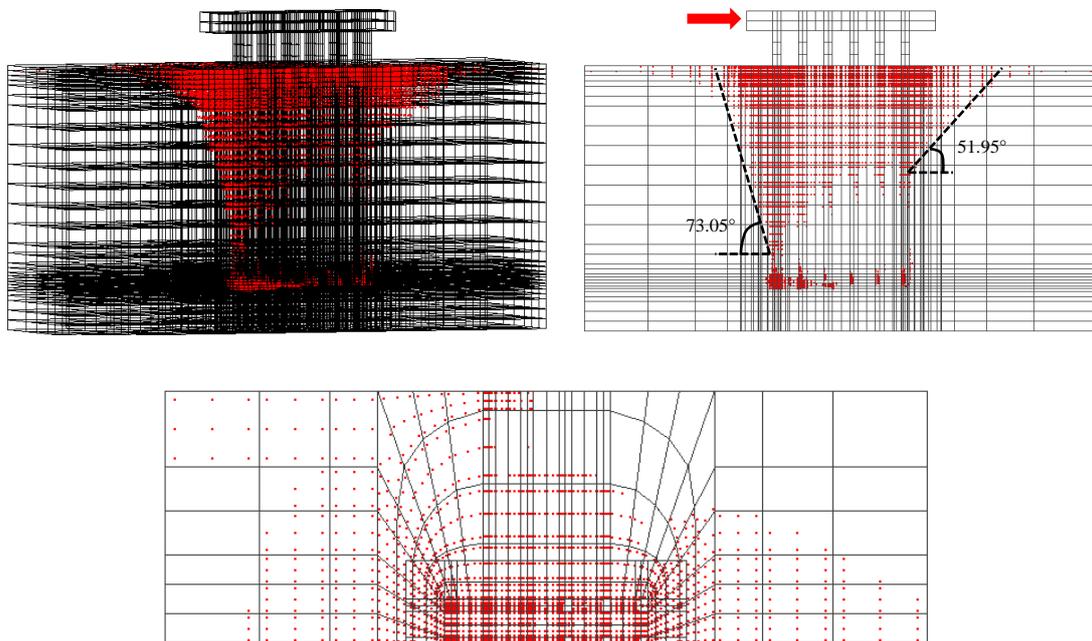


Figura 5.16: Grupo de 3x6: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno.

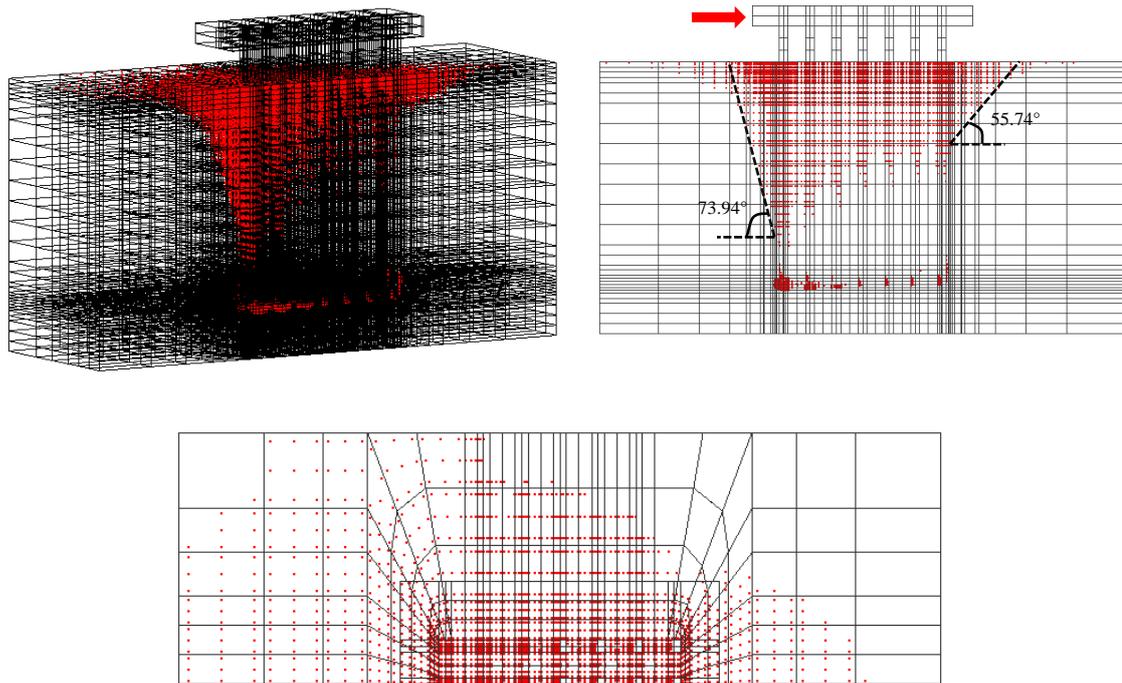


Figura 5.17: Grupo de 3x7: Pontos de integração plastificados e ângulo que faz a linha inclinada da cunha com a superfície do terreno.

Também se aprecia nestas figuras os ângulos que faz a superfície horizontal com a linha inclinada da cunha de plastificação, onde o ângulo da cunha passiva apresenta os valores de  $48.62^\circ$ ,  $53.69^\circ$ ,  $51.85^\circ$ ,  $51.95^\circ$  e  $55.74^\circ$  para os grupos 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, enquanto as cunhas ativas atingem os ângulos de  $67.69^\circ$ ,  $71.06^\circ$ ,  $71.69^\circ$ ,  $73.05^\circ$  e  $73.94^\circ$  para os mesmos grupos, respectivamente. Desta maneira as cunhas passivas e ativas atingem as médias de  $52.37^\circ$  e  $71.48^\circ$ , respectivamente. Os valores destes ângulos são altamente relevantes para a definição de métodos de cálculo simplificados baseados na Teoria de Análise Limite para a determinação de capacidades de carga frente a forças laterais.

Na Figura 5.18, Figura 5.19, Figura 5.20, Figura 5.21 e Figura 5.22 se apresentam os resultados em termos de momento fletor, força cortante, reação do solo e deslocamento horizontal ao longo das estacas laterais para os grupos 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, respectivamente, referentes ao último nível de carga aplicado. Cada figura se compõe de quatro subfiguras, sendo que cada uma delas apresenta três curvas referentes às estacas na posição em frente (*lead piles*), em uma posição intermediária (*middle piles*) e na posição por trás (*trail piles*).

O momento máximo usualmente controla o dimensionamento das estacas e, portanto, sua resposta é de interesse. Segundo os resultados, o máximo valor em cada estaca sempre ocorre

na seção transversal próxima ao bloco de coroamento devido à fixação gerada por este. Principalmente as estacas em frente (*lead piles*) experimentam os maiores momentos fletores neste setor quando comparadas com outras zonas enterradas. O máximo cortante acontece na zona livre das estacas para uma seção transversal intermediária entre a superfície do terreno e a base do bloco de coroamento e também para as estacas em frente. Já a máxima reação do solo numa mesma linha de estacas acontece para as estacas em frente e para o primeiro metro de profundidade. Por outro lado, o deslocamento horizontal é quase similar em todas as estacas, embora exista uma maior diferença conforme o número de estacas aumenta no grupo.

São apresentados nos gráficos dos momentos fletores, para os grupos de estacas de 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, valores experimentais máximos de momento fletor, lidos no topo das estacas da linha de frente, referentes a Zhang *et al.* (1999). Infelizmente o valor experimental do momento fletor para o grupo de 3x3 não foi fornecido na citada referência. Pode-se observar a boa correlação entre estes estudos experimentais com o presente trabalho.

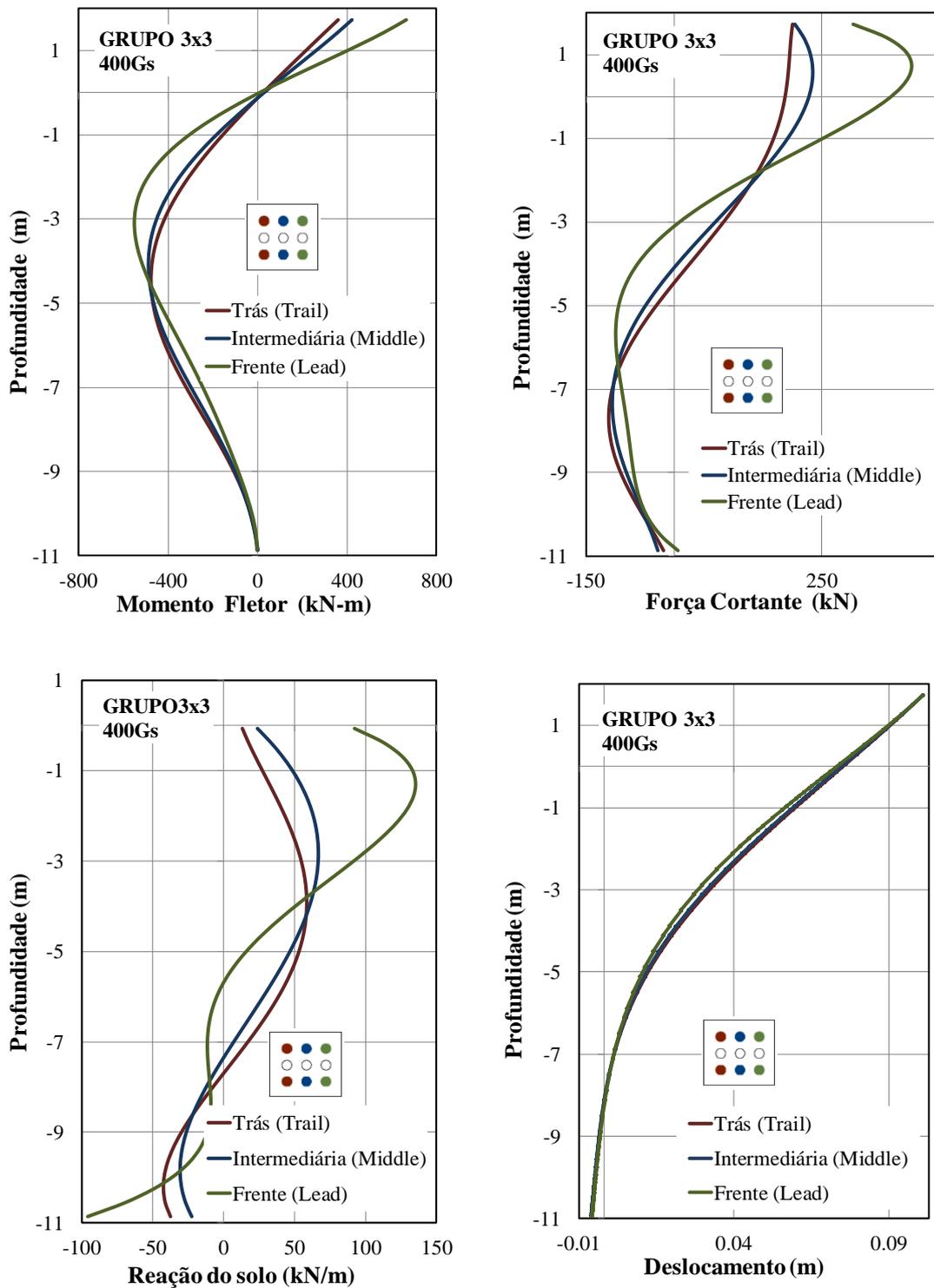


Figura 5.18: Resposta do Grupo 3x3 para  $k_n = 400G_S$

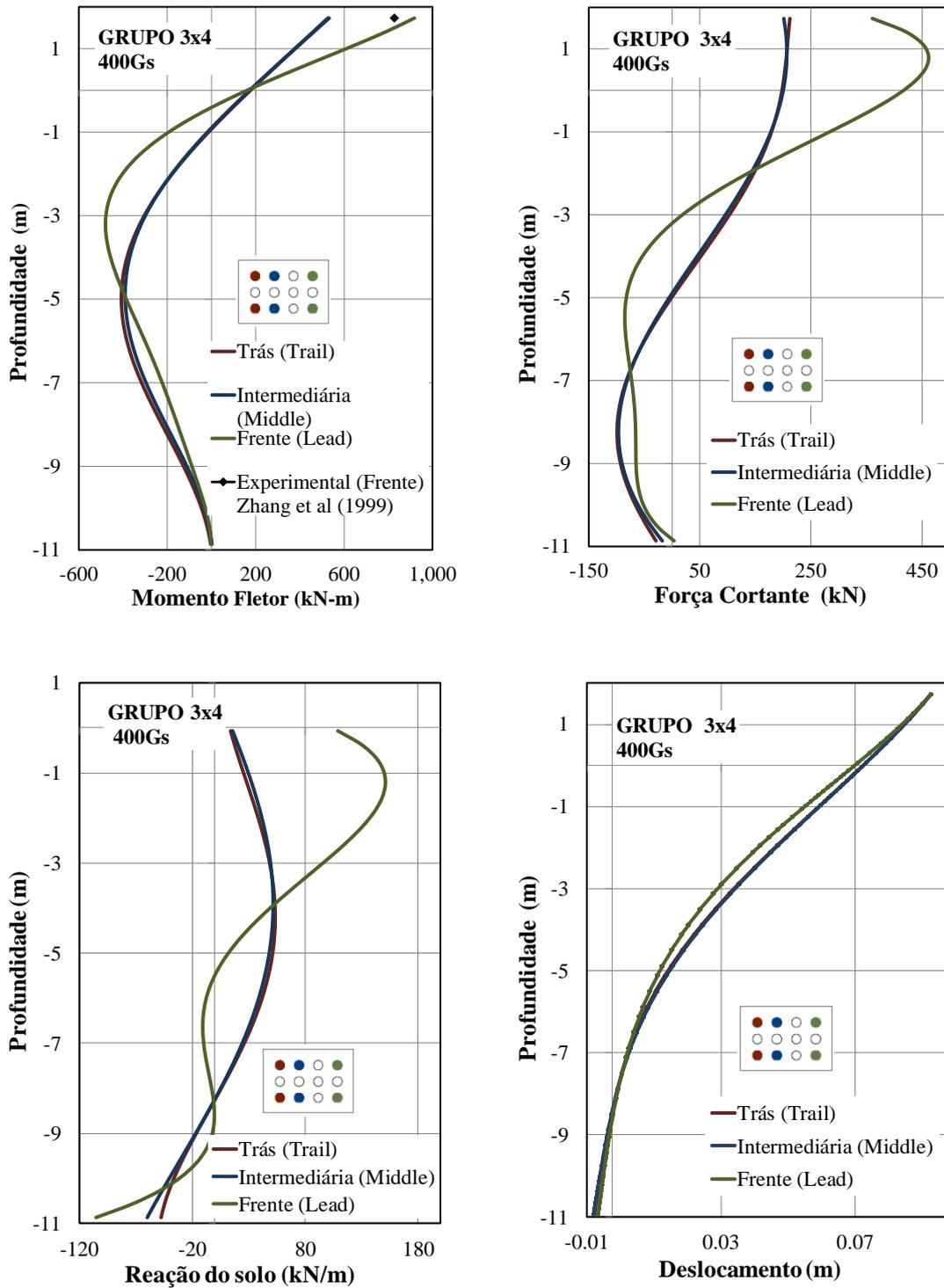


Figura 5.19: Resposta do Grupo 3x4 para  $k_n = 400G_S$

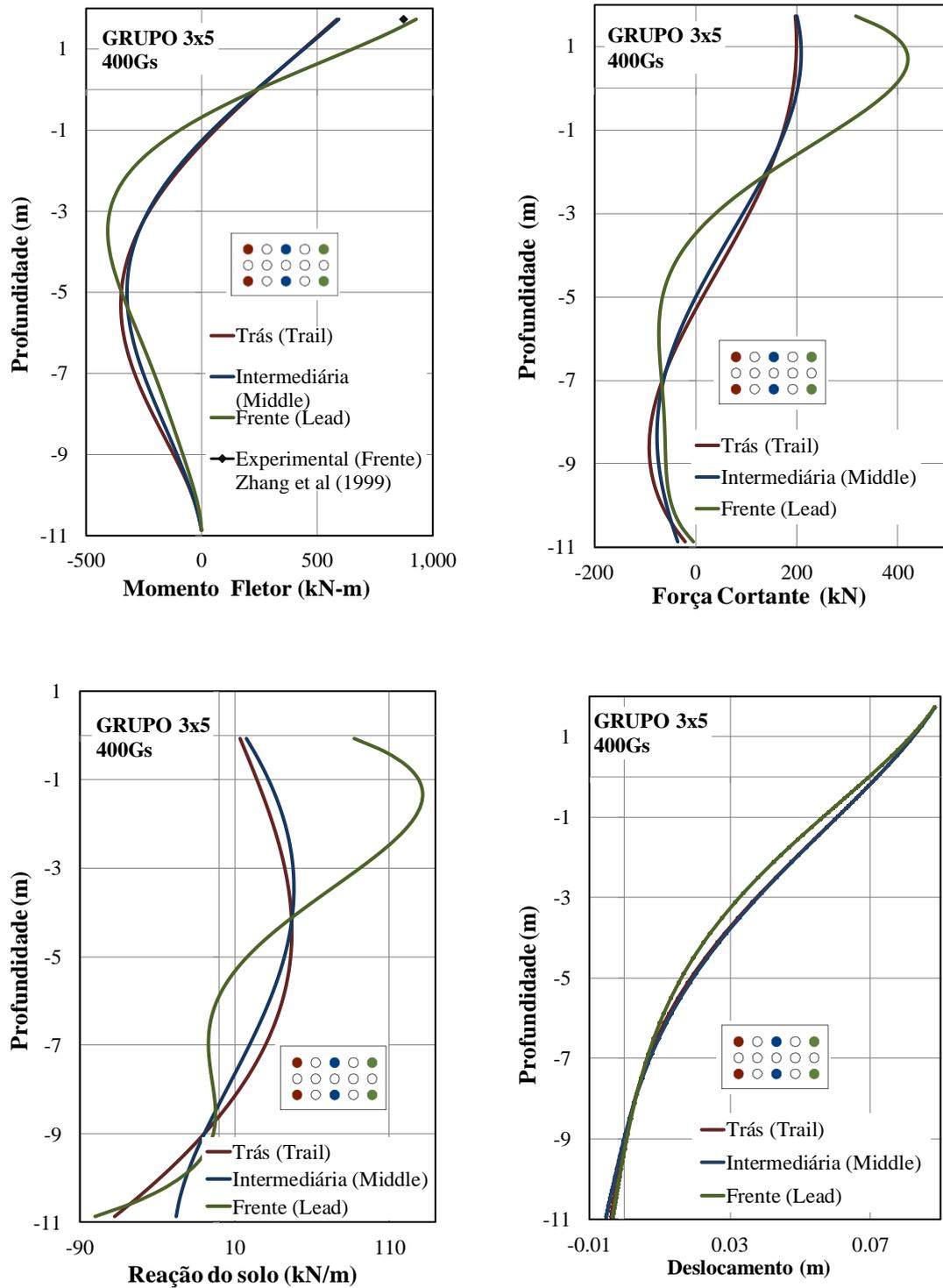


Figura 5.20: Resposta do Grupo 3x5 para  $k_n = 400G_S$

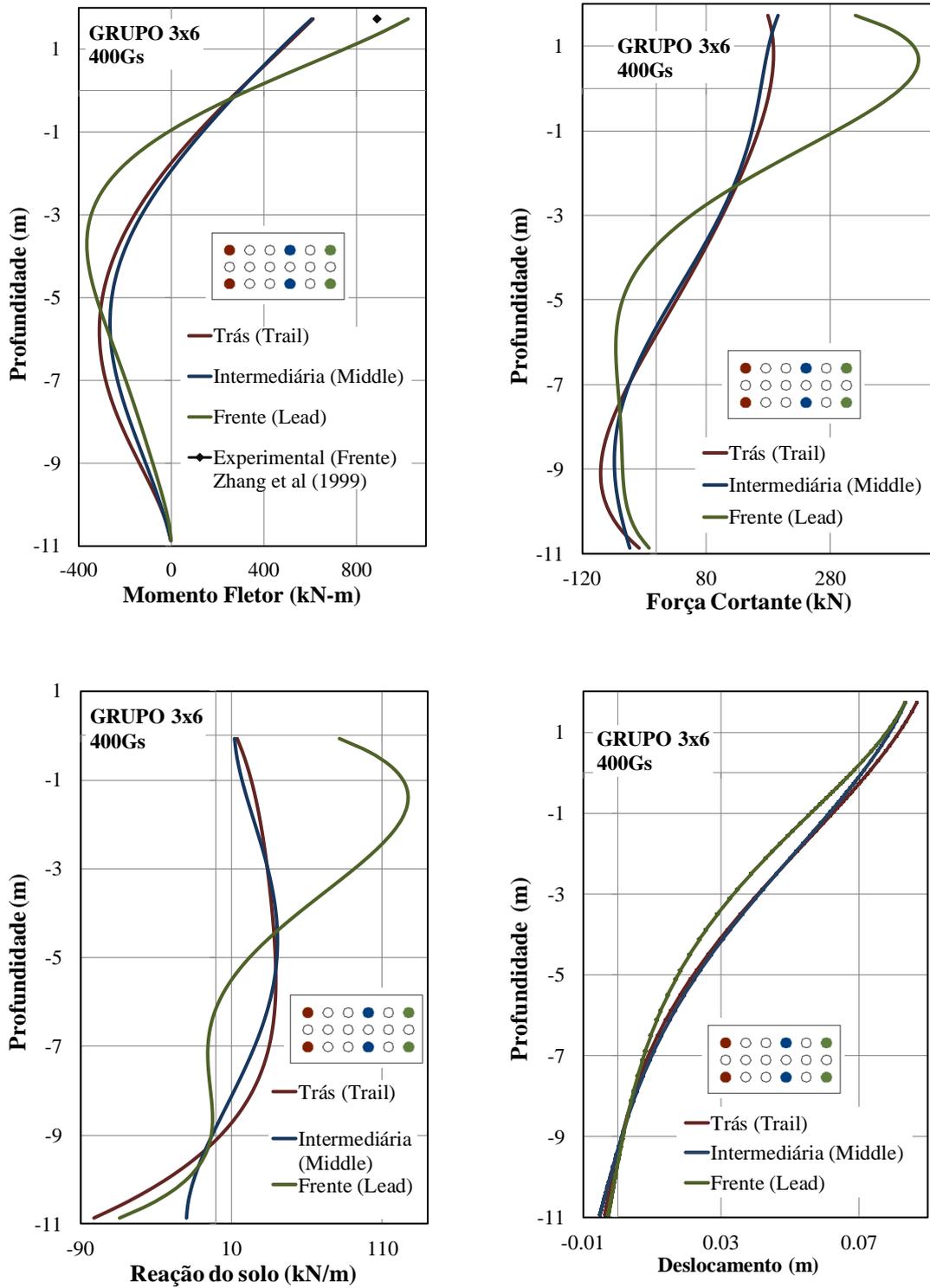


Figura 5.21: Resposta do Grupo 3x6 para  $k_n = 400G_s$

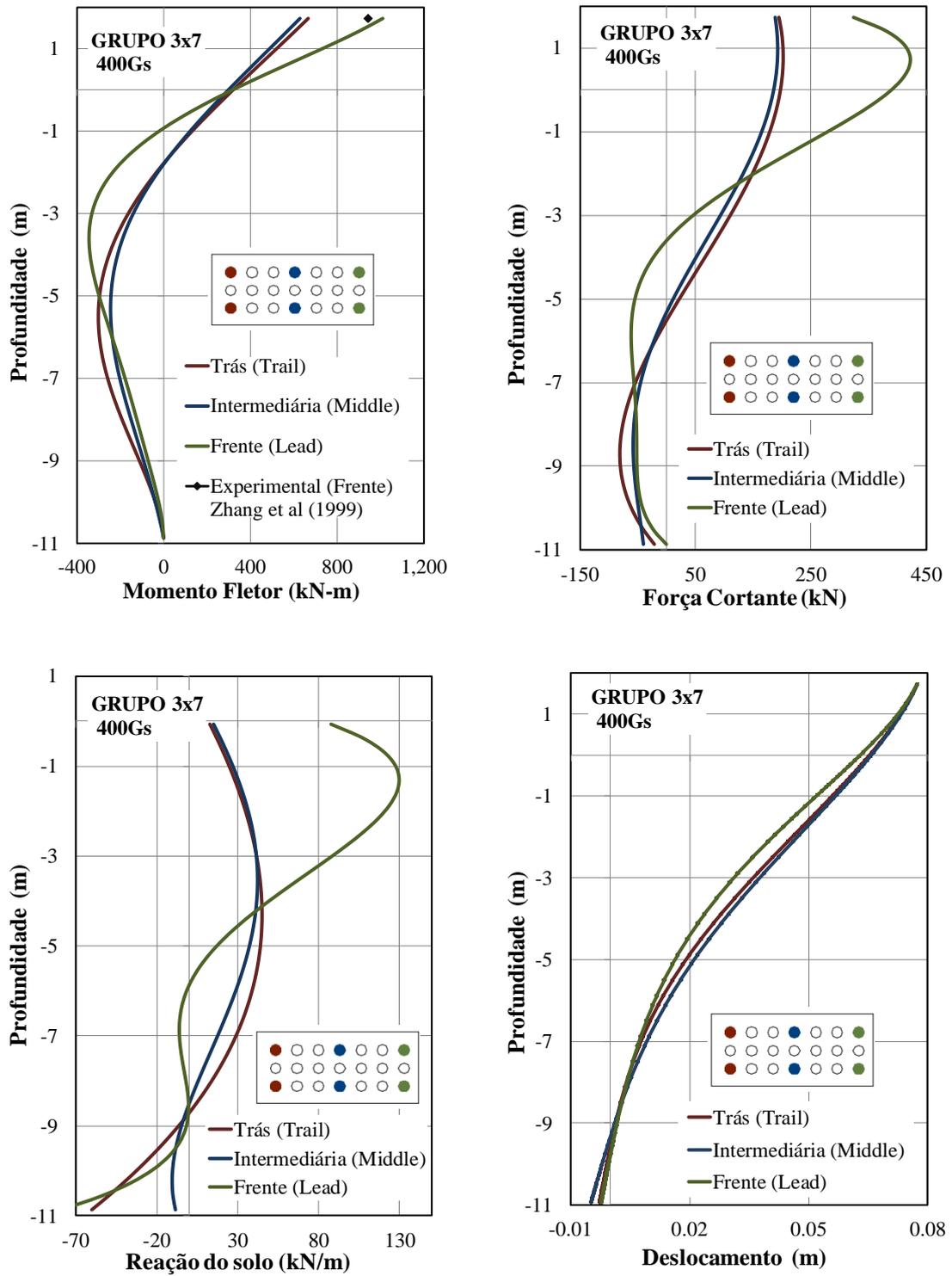


Figura 5.22: Resposta do Grupo 3x7 para  $k_n = 400G_s$

### 5.2.5 Geração das curvas $p$ - $y$

Para a determinação das curvas  $p$ - $y$  foi empregada a metodologia descrita na Seção 4.8. Estas curvas são mostradas na Figura 5.23., por exemplo, para o grupo 3x4, para uma profundidade de 0,75 m e para as estacas laterais que se encontram fora do eixo de simetria. Nesta mesma figura são também apresentados os resultados obtidos por Yang e Jeremic (2003). Como se pode observar, os resultados deste trabalho apresentam uma boa correlação das curvas  $p$ - $y$  obtidas da segunda linha, terceira linha e linha de trás com os obtidos na dita referência. No entanto as diferenças encontradas das curvas  $p$ - $y$  na linha de frente se atribuem ao tipo de elemento de contato usado em cada trabalho. Em Yang e Jeremic (2003) foi usado um elemento de contato de espessura finita, diferentemente daquele utilizado nesta pesquisa, sendo que o modelo constitutivo do solo também não é exatamente o mesmo.

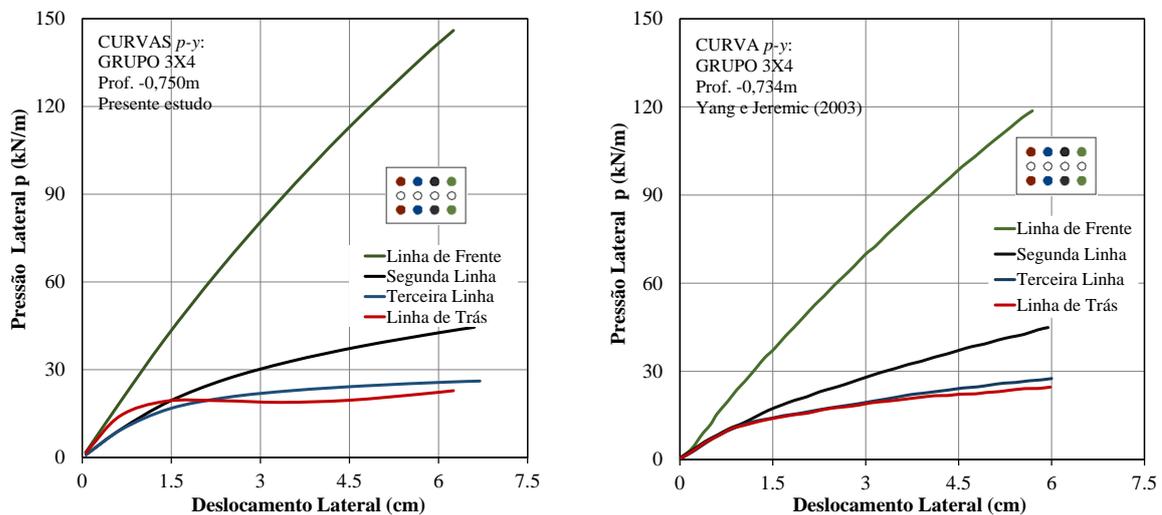


Figura 5.23: Curva  $p$ - $y$  do grupo de estaca 3x4

## 5.3 DESCONSTRUÇÃO DO PROJETO

### 5.3.1 Efeito do comprimento da altura livre do bloco de coroamento

Nesta seção o efeito da variação da altura de localização do ponto meio do bloco de coroamento em relação à superfície de terreno livre será estudado para diferentes alturas de  $h_1 = 0,55\text{m}$  (bloco rasante),  $h_2 = 2,30\text{ m}$  (caso padrão) e  $h_3 = 3,20\text{ m}$  (caso extremo), de acordo com a Figura 5.1(a), sendo que o valor de 2,30 m corresponde ao caso padrão já revisado na seção anterior. Portanto, seus resultados servem como referência para isolar o efeito da altura livre na resposta do grupo. Em todos os casos as mesmas propriedades, carga aplicada e condições de contorno da seção anterior foram empregadas nas análises numéricas. O valor de  $h_3$  foi determinado por incrementos de altura, valores maiores à escolhida induzem à formação de sistemas instáveis.

Na Figura 5.24 são apresentados os campos de deslocamento horizontal para o grupo de 3x7 e para o último passo de carga para cada uma das alturas livres consideradas. Como se pode observar, conforme se aumenta a altura do bloco, o sistema se torna mais flexível e o deslocamento lateral aumenta. Ou seja, conforme a altura de localização do bloco é menor, o sistema é mais rígido.

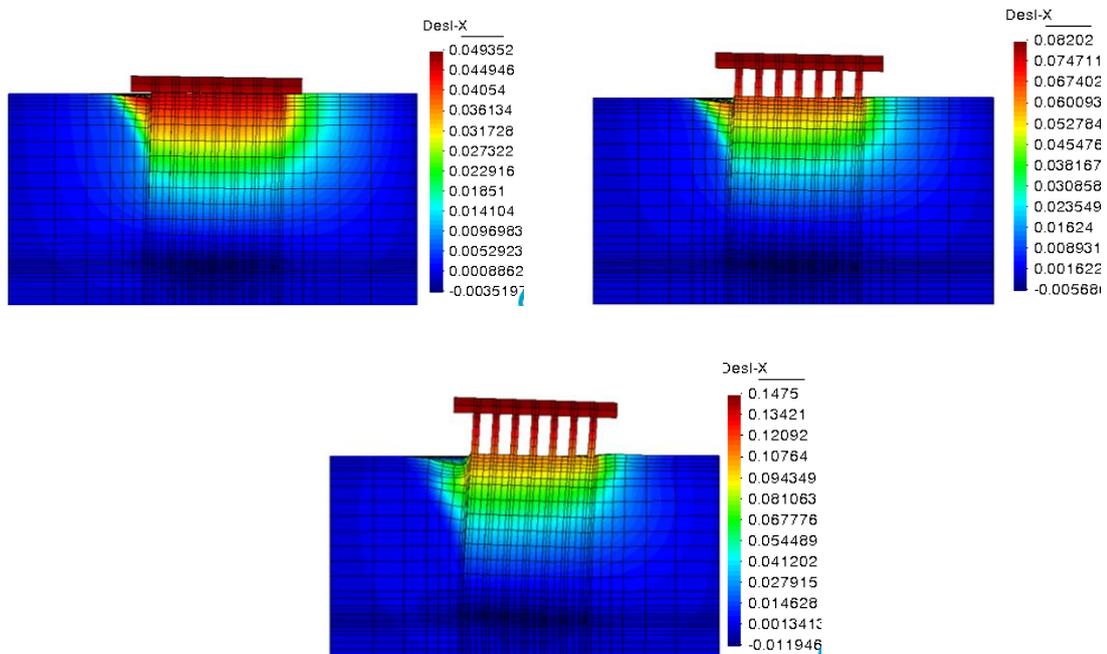


Figura 5.24: Campo do deslocamento em X para diferentes alturas do bloco de coroamento (grupo 3x7) (Fator de magnificação:5).

Na Figura 5.25 são apresentadas as curvas força-deslocamento para os diferentes casos estudados. Pode-se apreciar que conforme a altura livre aumenta para cada grupo, o sistema se torna mais flexível, sendo posteriormente este efeito reduzido conforme o tamanho de grupo aumenta.

Na Figura 5.26, Figura 5.27, Figura 5.28, Figura 5.29 e Figura 5.30 se mostram os resultados para as estacas laterais (fora do eixo de simetria) posicionadas na frente para os grupos 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, respectivamente. Cada uma destas figuras apresenta o efeito da variação da altura livre na resposta do momento fletor, esforço cortante, reação do solo e deslocamento lateral ao longo da estaca para o último passo de carga em cada grupo. Resultados similares associados a outras estacas nas linhas de trás e intermediária para todos os grupos são apresentados no Anexo A.

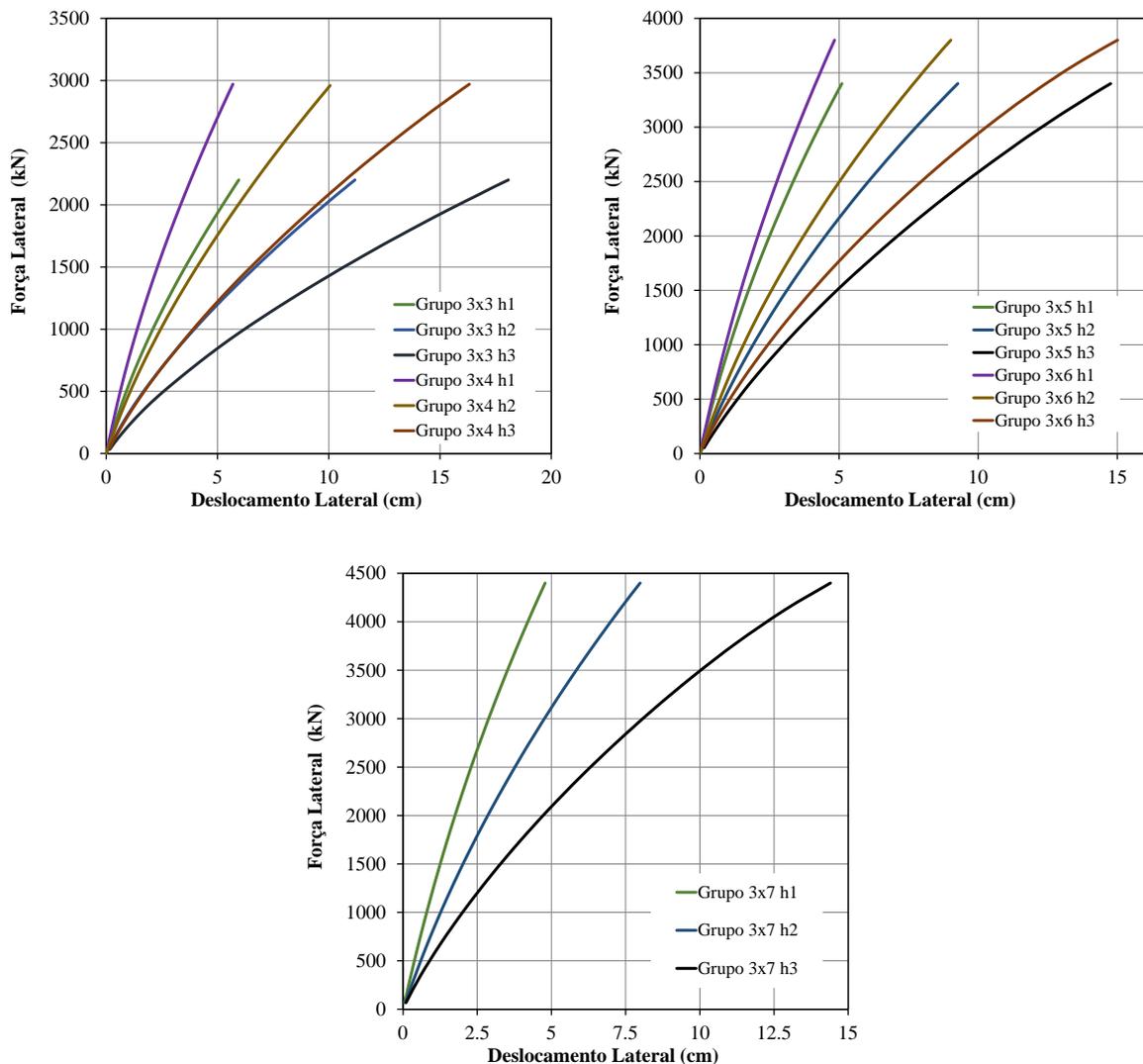


Figura 5.25: Curva força-deslocamento

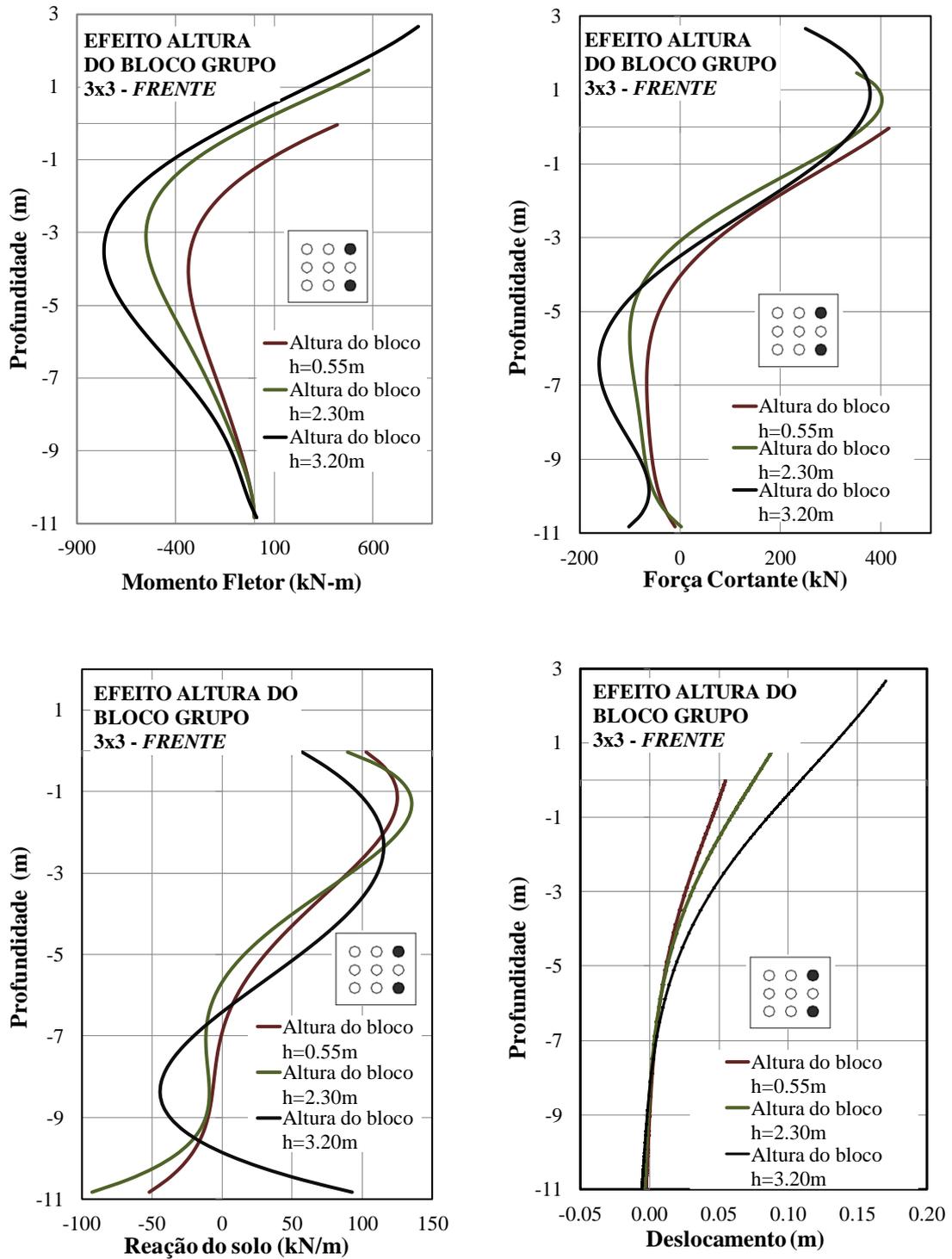


Figura 5.26: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x3)

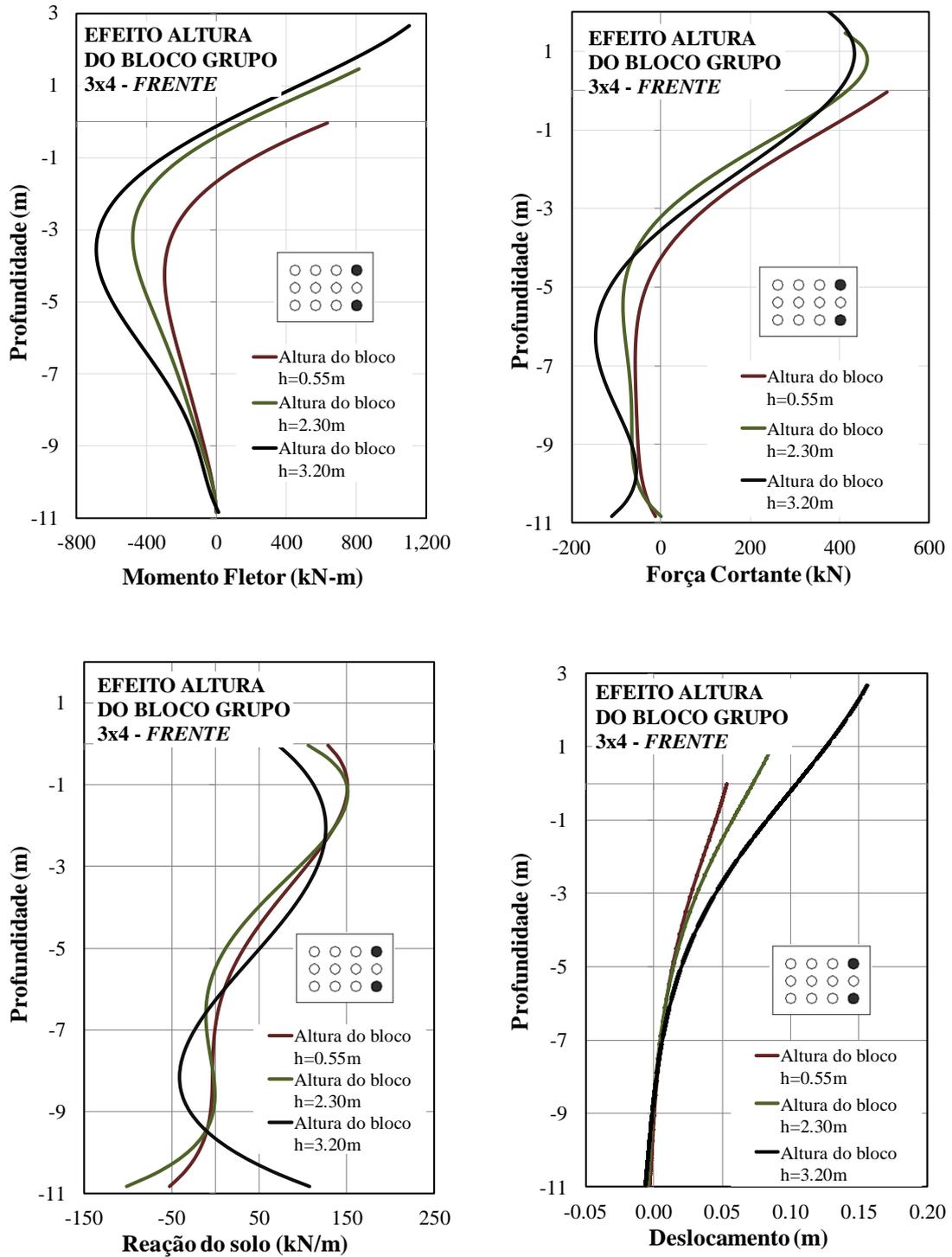


Figura 5.27: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x4)

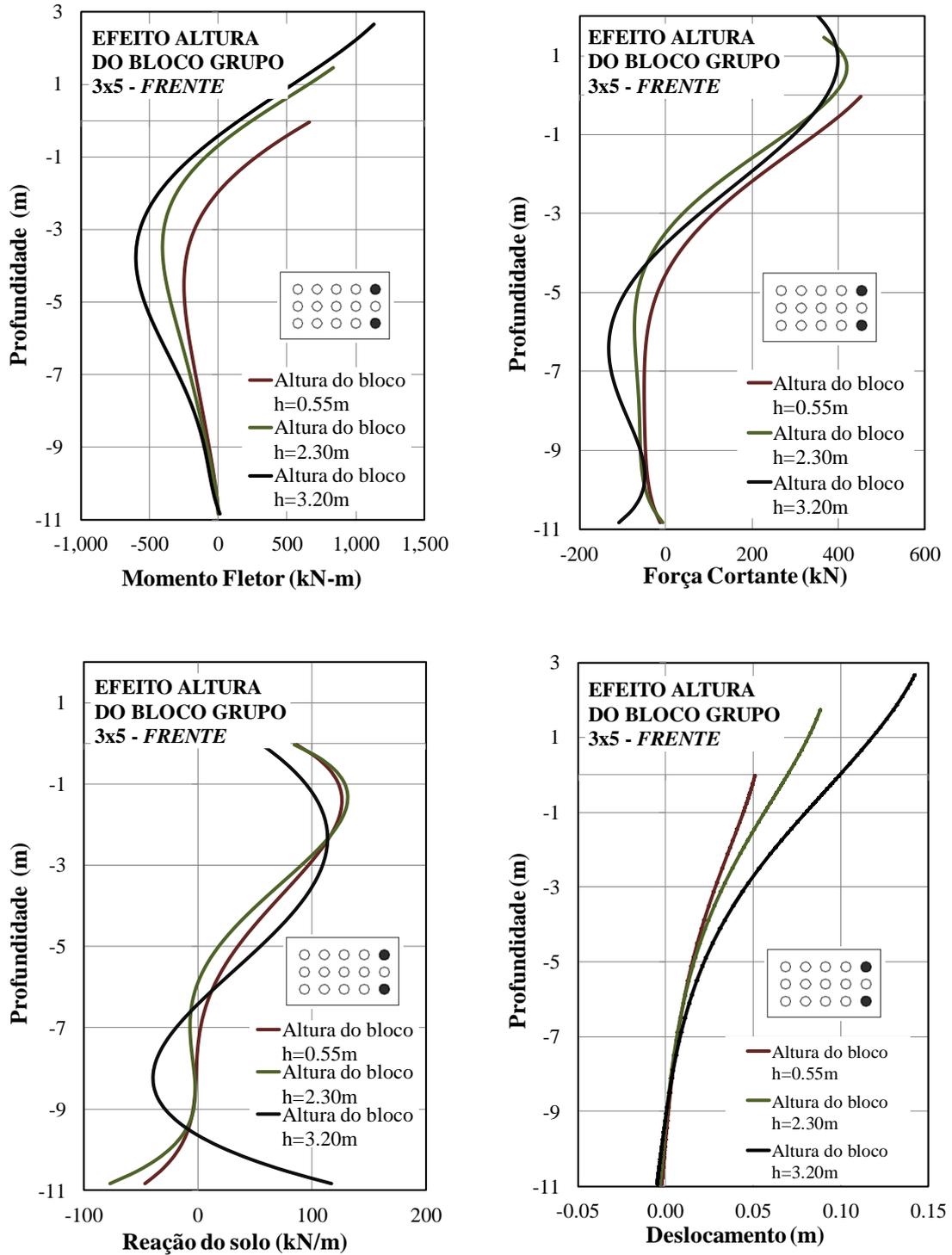


Figura 5.28: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x5)

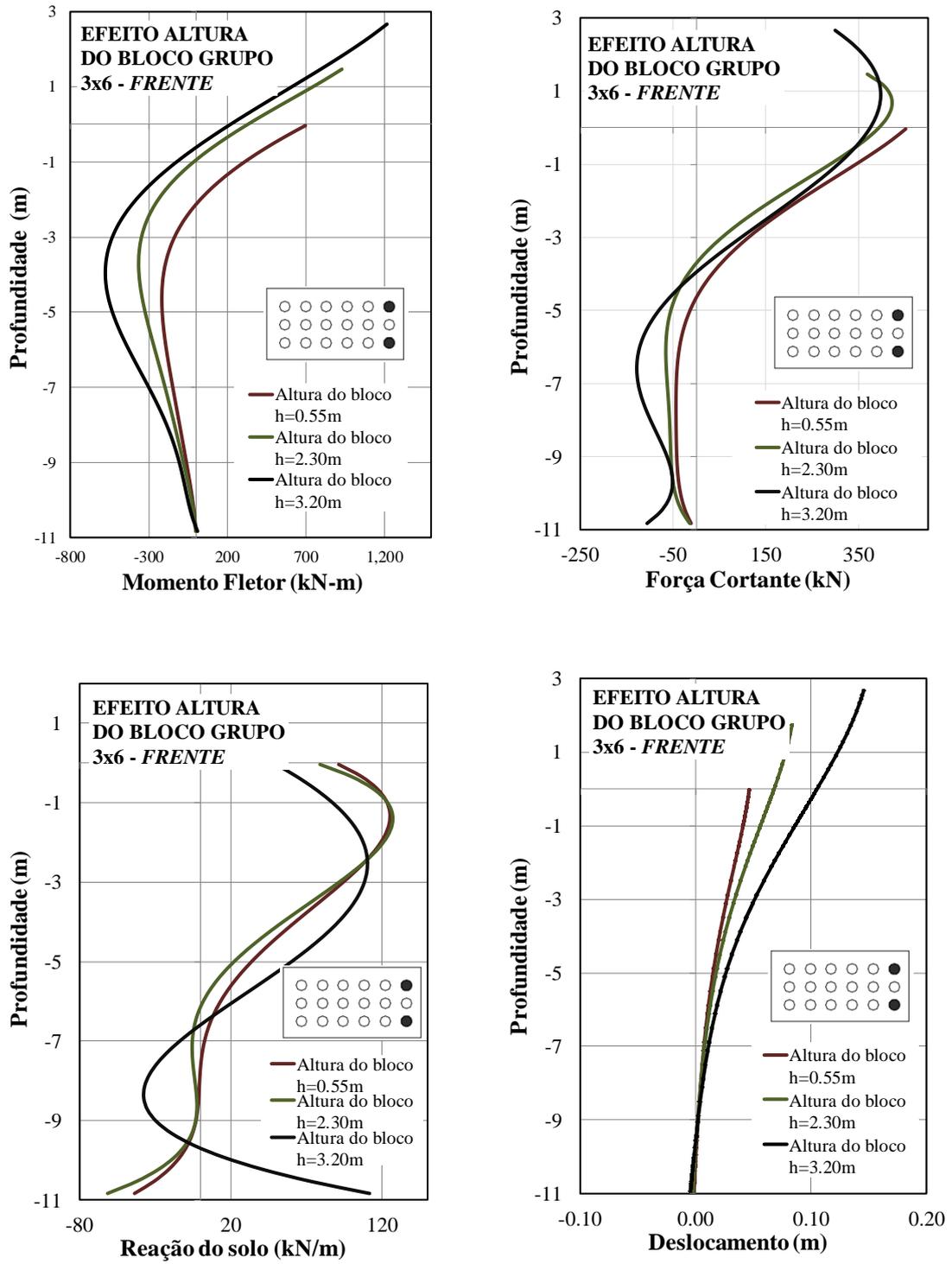


Figura 5.29: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x6)

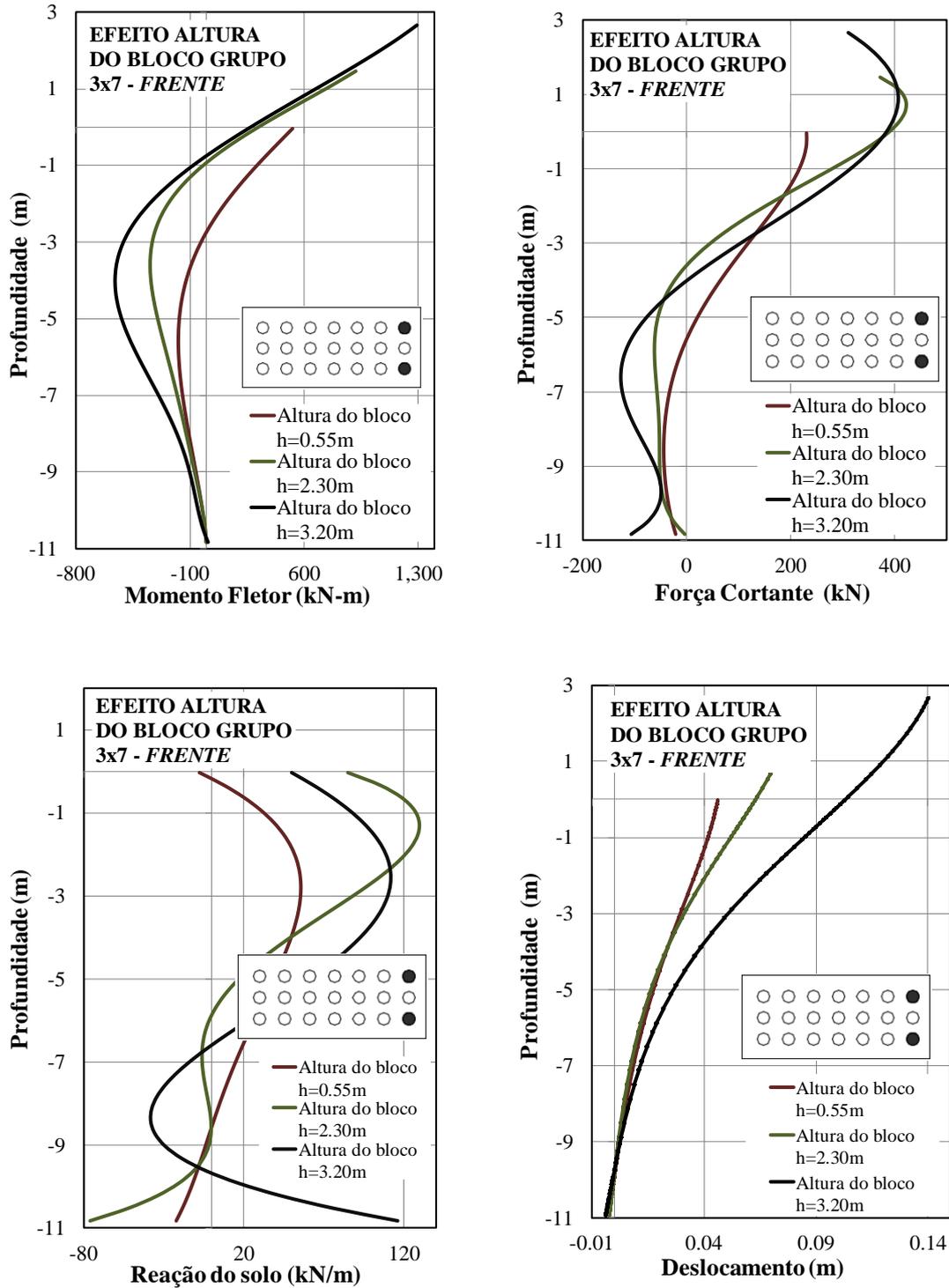


Figura 5.30: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x7)

### 5.3.2 Efeito do rebaixamento da superfície do terreno (*scour*)

Nesta seção o efeito do rebaixamento do nível da superfície do terreno original para duas espessuras de camadas  $h_1 = 1,5$  m e  $h_2 = 3,0$  m, conforme a Figura 5.2, é considerado. A ideia do rebaixamento é simular o processo de erosão que aconteceria no entorno de um grupo de estacas, enquanto se mantém fixo o nível superior do bloco de coroamento. Neste processo, dois cenários foram estudados: a) o primeiro caso, chamado “sem mudança” (de propriedades), considera que o novo nível da superfície de terreno rebaixado apresenta as propriedades que existiam nessa profundidade antes do rebaixamento; b) este segundo caso, chamado de “com mudança”, considera que as propriedades do solo começam a se desenvolver a partir da nova superfície de terreno rebaixada. Acredita-se que o caso mais realístico se encontra entre essas duas situações.

Na Figura 5.31 se mostram os campos de deslocamento horizontal para o último passo de carga para os grupos de estacas 3x4 e 3x7 considerando o rebaixamento do terreno. Como é esperado, a remoção da camada superficial do solo torna o sistema mais flexível, provocando um maior deslocamento lateral. Também se pode apreciar uma distorção mais acentuada da malha na parte frontal do grupo e na base das estacas. Nesse sentido, é possível melhorar a deformada daquela zona utilizando uma abordagem mista baseada em ALE (*Arbitrary Lagrangian-Eulerian Formulation*).

Na Figura 5.32 se mostram as curvas força-deslocamento para todos os grupos de estacas e para as duas condições de rebaixamento do nível de terreno (1,50m e 3,00m) considerando ambos os estados “com mudança” e “sem mudança”. Nota-se que a condição mais desfavorável para o equilíbrio estrutural do sistema acontece quando a maior parcela de solo é retirada (3,00m), tornado o sistema substancialmente flexível, sendo sempre mais crítica para a situação “com mudança”, pois nesta condição a resistência da camada superficial é nula.

Na Figura 5.33, Figura 5.34, Figura 5.35, Figura 5.36 e Figura 5.37 se mostram os resultados para as estacas laterais posicionadas fora do eixo de simetria e na linha em frente aos grupos 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, respectivamente. Cada uma destas figuras apresenta o efeito que a remoção da camada superficial traz para os dois casos de “sem mudança” e “com mudança” na resposta do momento fletor, esforço cortante, reação do solo e deslocamento lateral ao longo da estaca para o último passo de carga. Os resultados para as outras estacas laterais nas linhas de trás e intermediária para todos os grupos são mostrados no Anexo B.

Em relação ao deslocamento horizontal ao longo do comprimento das estacas, mostrado nas figuras mencionadas no parágrafo anterior, pode-se observar que para uma mesma espessura de camada removida, e.g. ( $h = 1,5$  m), existe um menor deslocamento lateral associado para a situação “sem mudança” mostrando, para tanto, um comportamento mais rígido neste caso. Isto é coerente, pois as camadas superficiais de solo nesta situação apresentam uma maior rigidez em comparação às correspondentes camadas da situação “com mudança”. Além disso, quando a espessura da camada removida aumenta ( $h = 3$  m), as diferenças em deslocamentos entre ambos os cenários se tornam mais significativas.

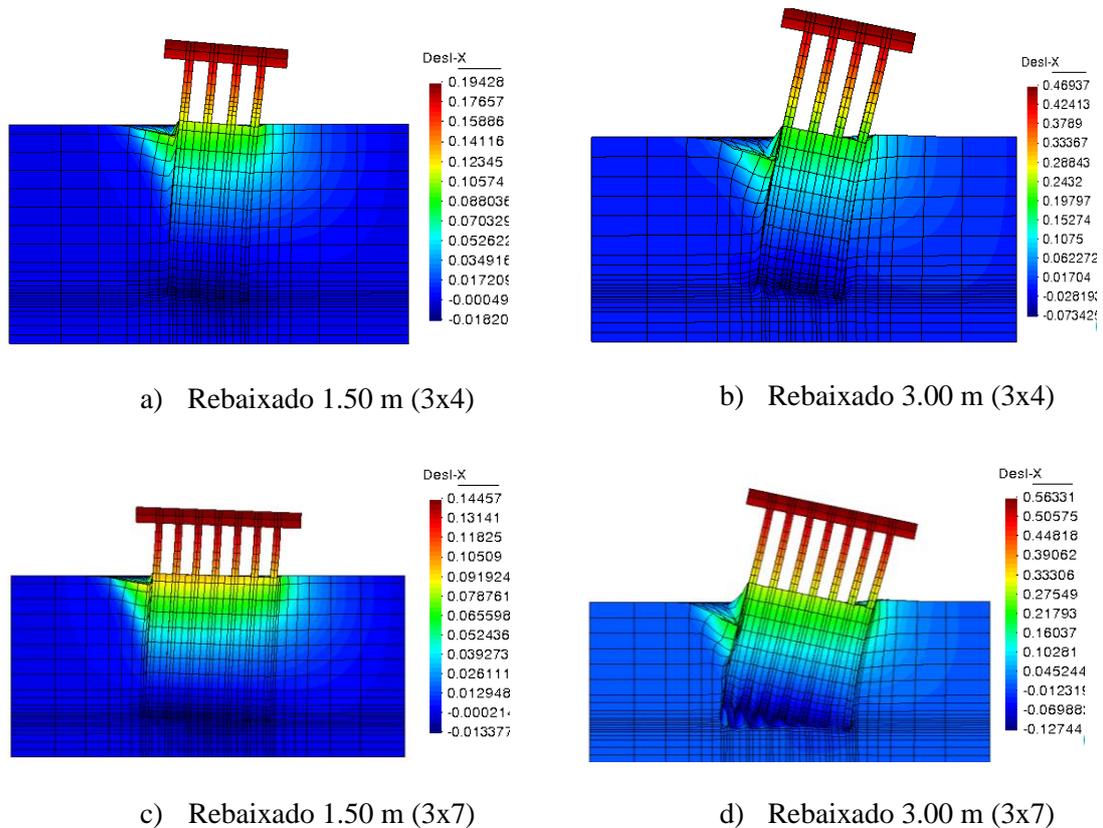


Figura 5.31: Campo do deslocamento na direção X para o grupos de estacas 3x4 e 3x7 (Fator de magnificação:5).

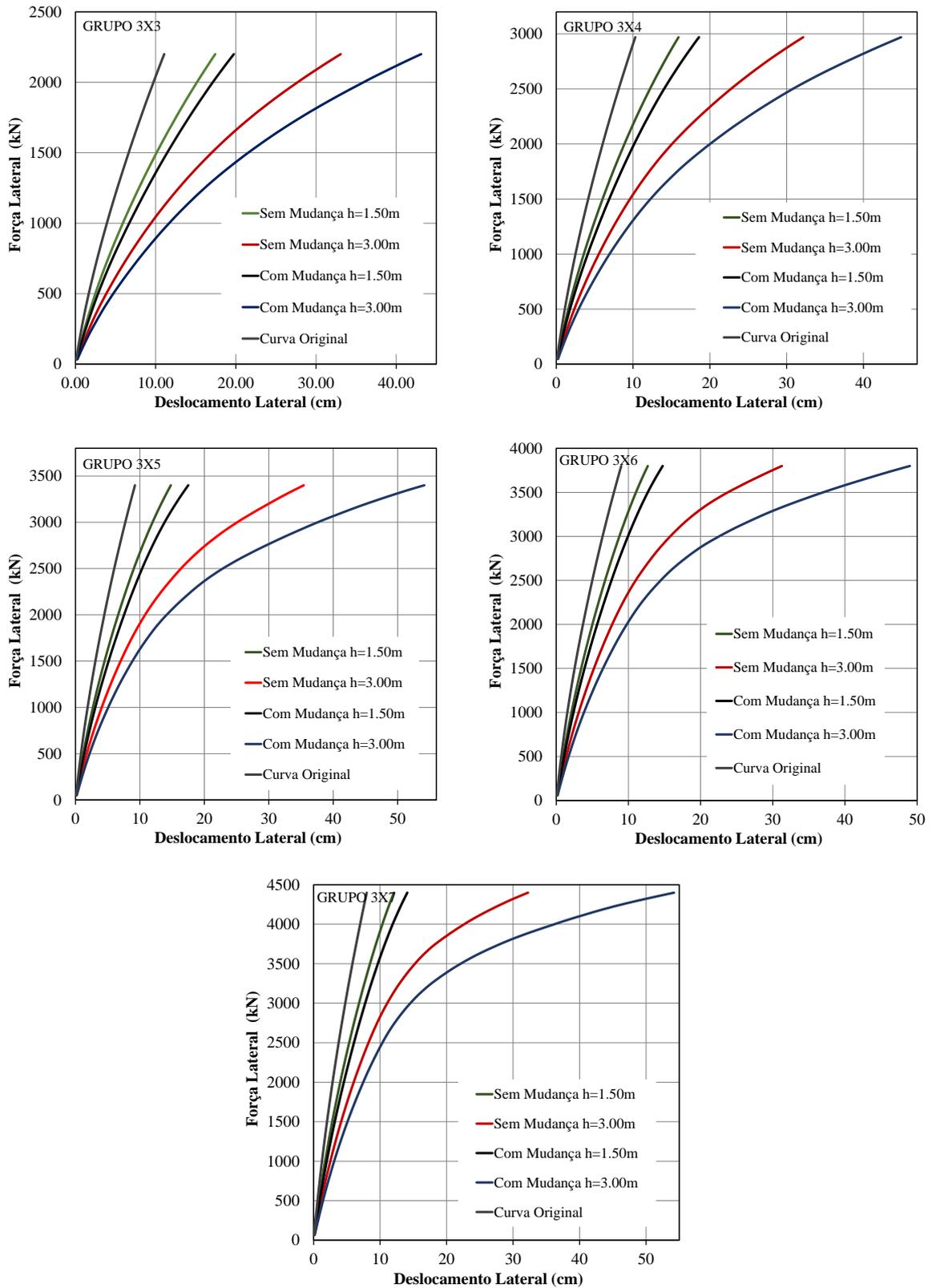


Figura 5.32: Curva força-deslocamento

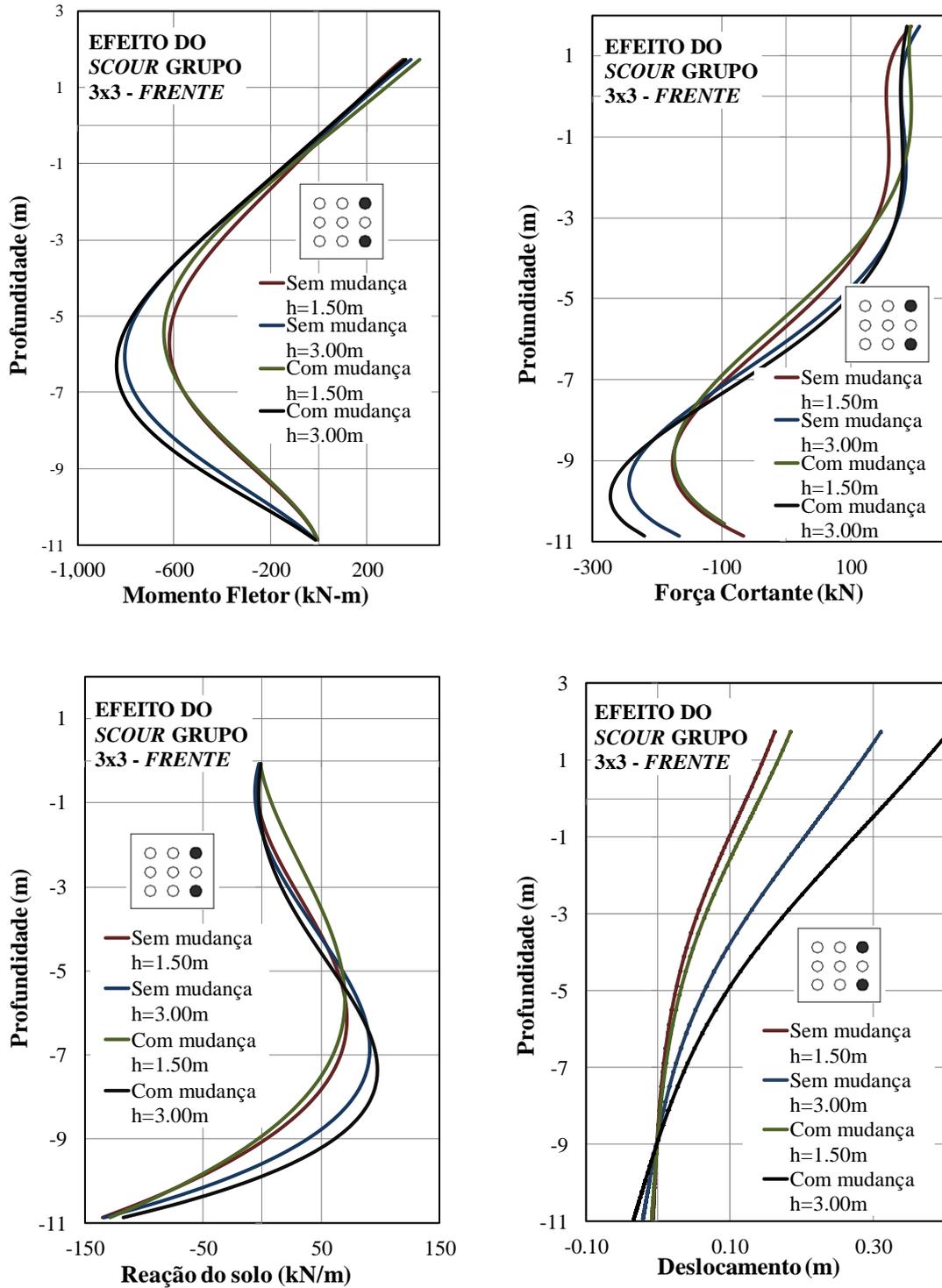


Figura 5.33: Resposta da linha de estacas de frente (grupo 3x3)

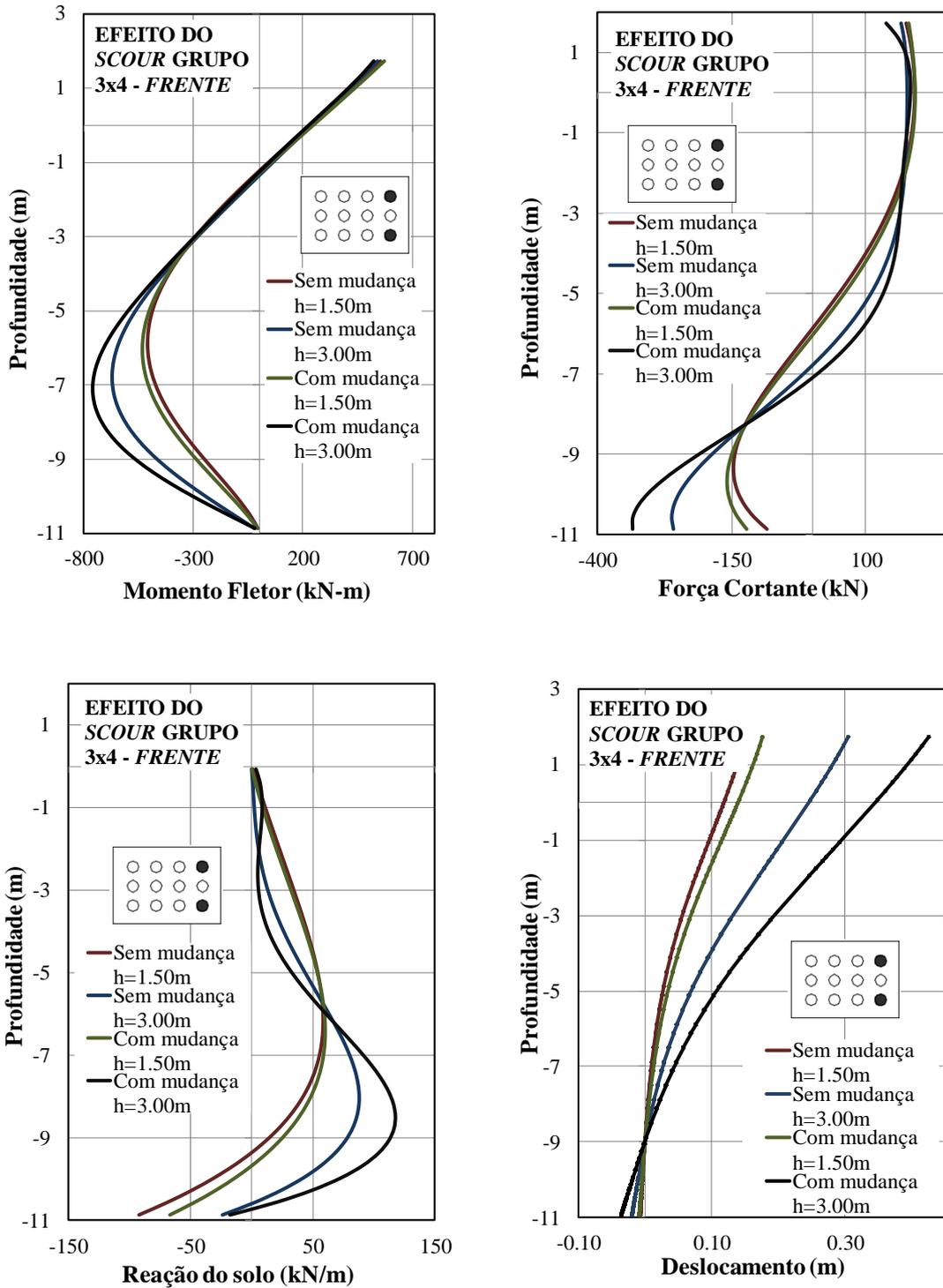


Figura 5.34: Resposta da linha de estacas de frente (grupo 3x4)

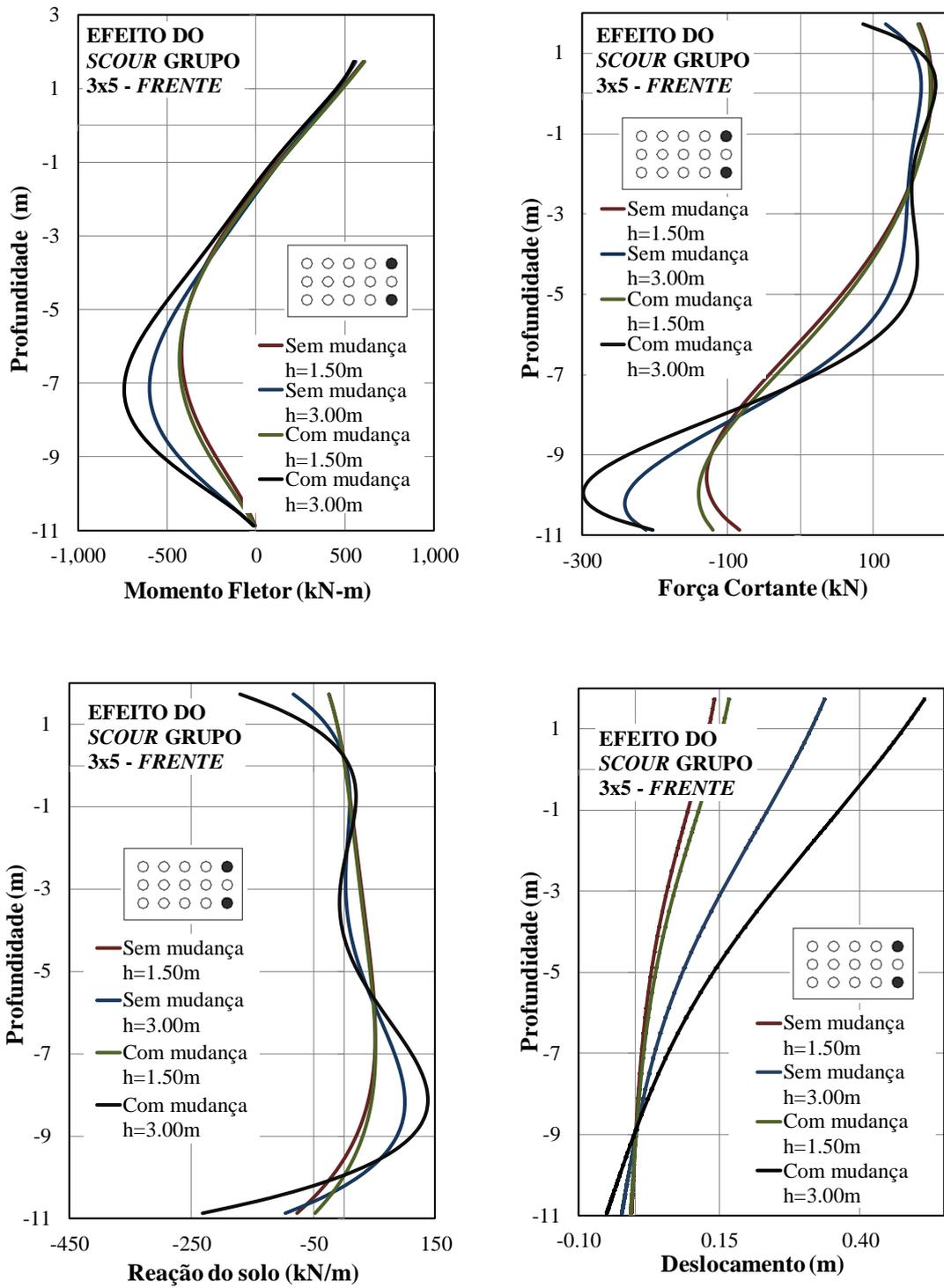


Figura 5.35: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x5)

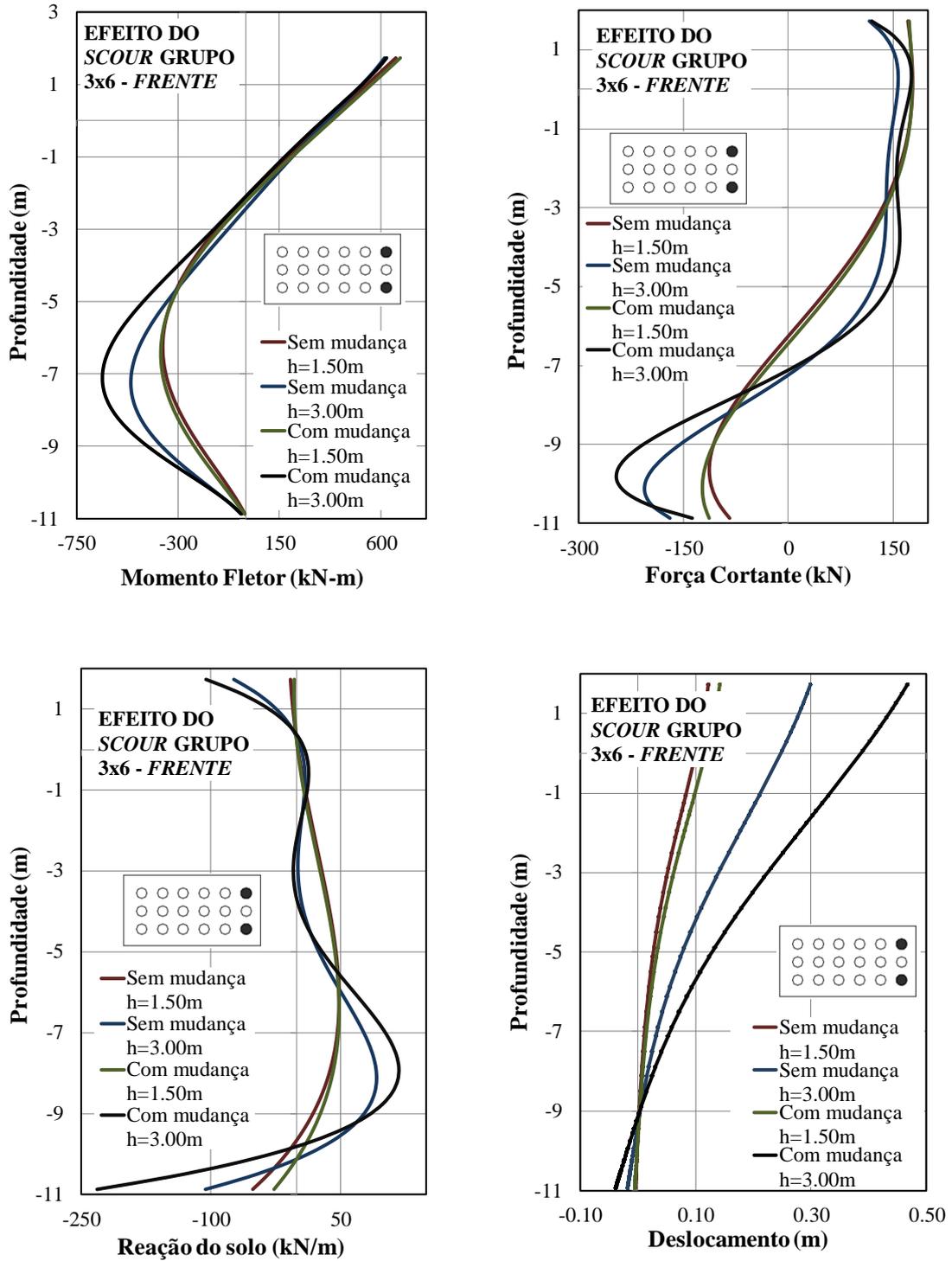


Figura 5.36: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x6)

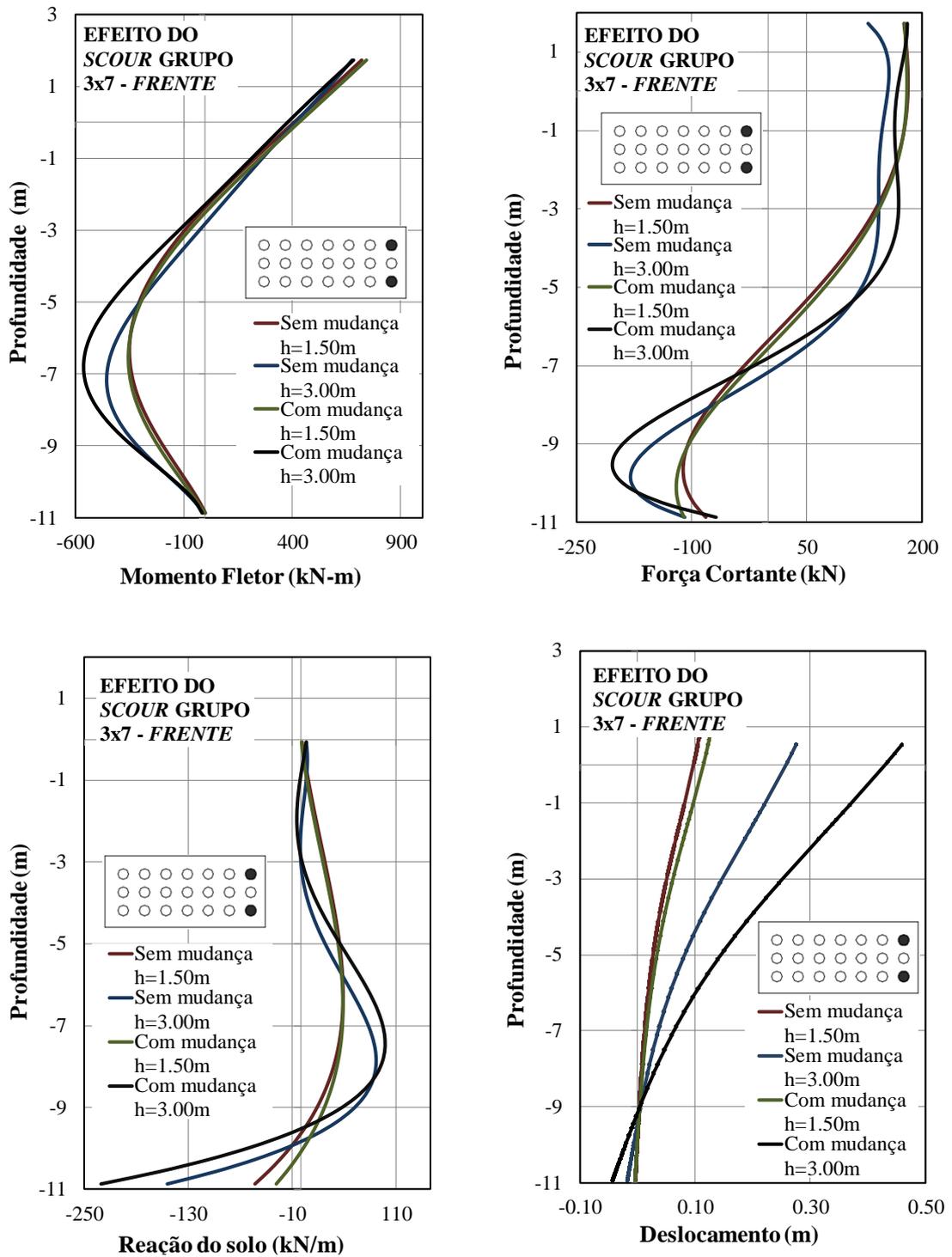


Figura 5.37: Resposta da linha de estacas na frente (grupo 3x7)

### 5.3.3 Efeito da estratigrafia do depósito de solo

Para o estudo da influência de um depósito de solo com estratigrafia diferente ao original e para os mesmos grupos de estacas 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, foram empregadas as mesmas malhas da Seção 5.1. As propriedades do perfil de solo selecionado foram baseadas no estudo paramétrico elaborado por Yang e Jeremic (2005). O esquema do solo está configurado por três camadas: a primeira camada é de argila (0-1,50 m), a segunda é uma areia densa (1,50-3,00 m) e a última camada é também de argila (3,00 m-13,40 m), como mostra a Figura 5.1(b). As propriedades da areia são as mesmas descritas na Seção 5.1. Já a argila é modelada com o modelo constitutivo de Tresca com resistência não drenada  $S_u = 27,1$  kPa e  $E_0 = 11000$  kPa.

A Figura 5.38 apresenta a deformada para o último passo de carga nos grupos de 3x4 e 3x7. Já a Figura 5.39 mostra as curvas força-deslocamento para todos os grupos até os níveis de carga prescritos. Como se pode apreciar, a resistência e rigidez do grupo aumenta do menor grupo de 3x3 para o maior de 3x7, sendo que a capacidade de carga deste último pode chegar a ser duas vezes o primeiro.

Na Figura 5.40 e na Figura 5.41 são mostradas as zonas plastificadas para os grupos de 3x4 e 3x7, respectivamente. Como se pode apreciar, a inclusão das camadas de argila altera substancialmente as zonas plásticas em comparação com aquela única camada de areia homogênea das seções anteriores. De fato, as zonas plásticas de maior extensão se concentram na camada de areia, onde os pontos plastificados se estendem longitudinalmente e na espessura desta camada.

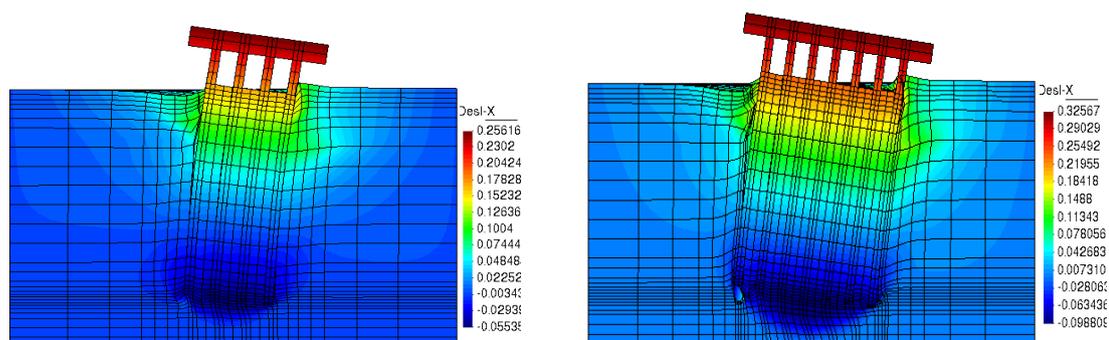


Figura 5.38: Campo do deslocamento X para os grupos de 3x4 e 3x7. (Fator de magnificação:5).

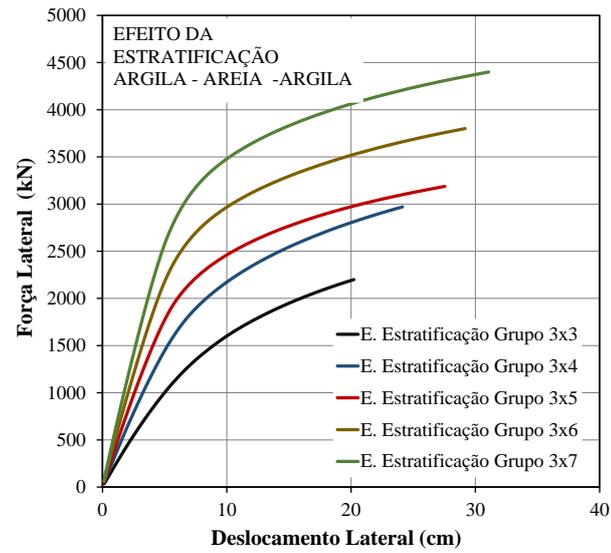


Figura 5.39: Curvas força-deslocamento

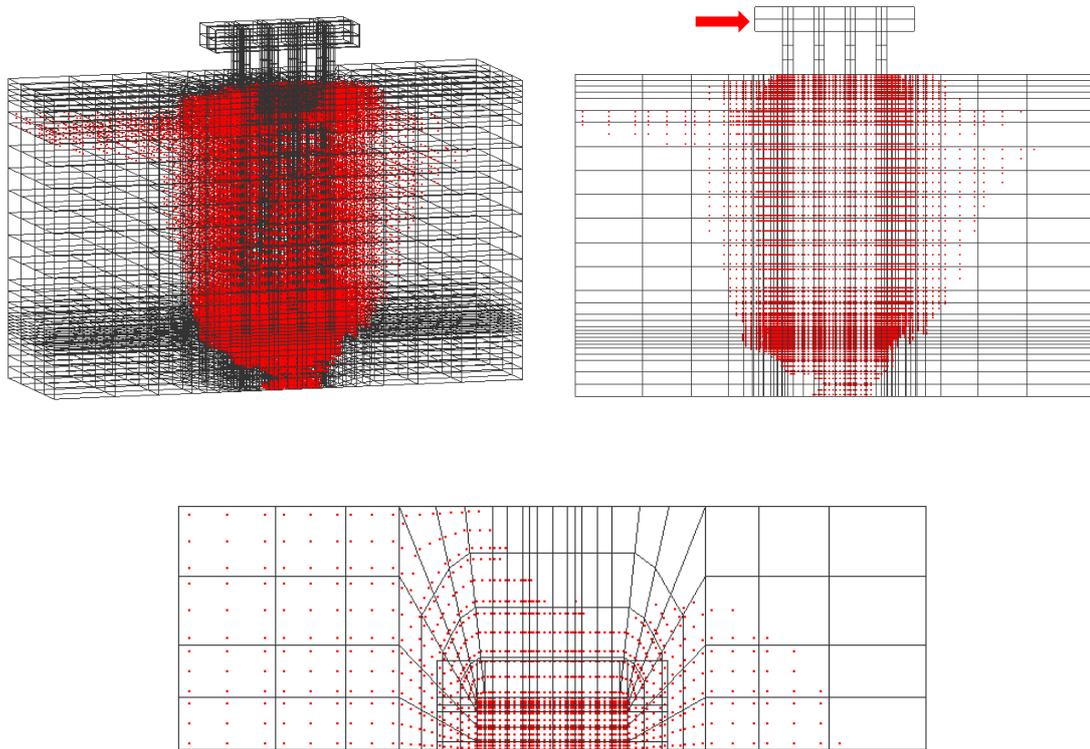


Figura 5.40: Grupo de 3x4: Pontos de integração plastificados

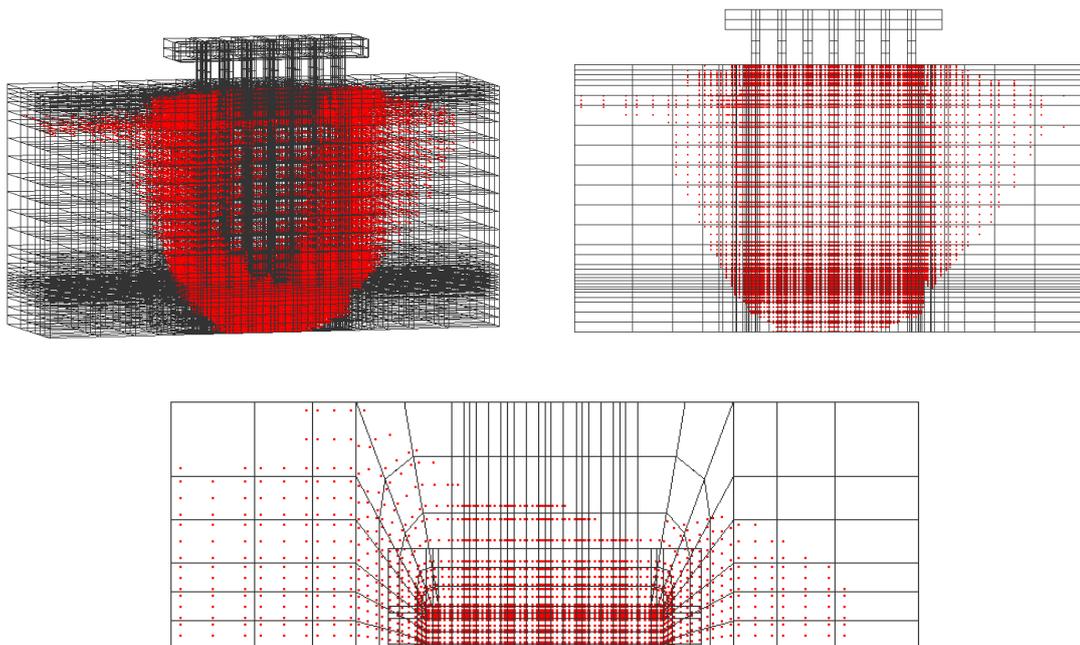


Figura 5.41: Grupo de 3x7: Pontos de integração plastificados

Na Figura 5.42, Figura 5.43, Figura 5.44, Figura 5.45 e na Figura 5.46 são mostradas as respostas das estacas laterais fora do eixo de simetria em termos de momento fletor, força cortante, reação do solo e deformada ao longo da estaca para os grupos de 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, respectivamente. Em relação ao caso de solo arenoso homogêneo, a diferença entre os diagramas de momento fletor para as estaca intermediária e de trás é mais marcada conforme o tamanho de grupo aumenta.

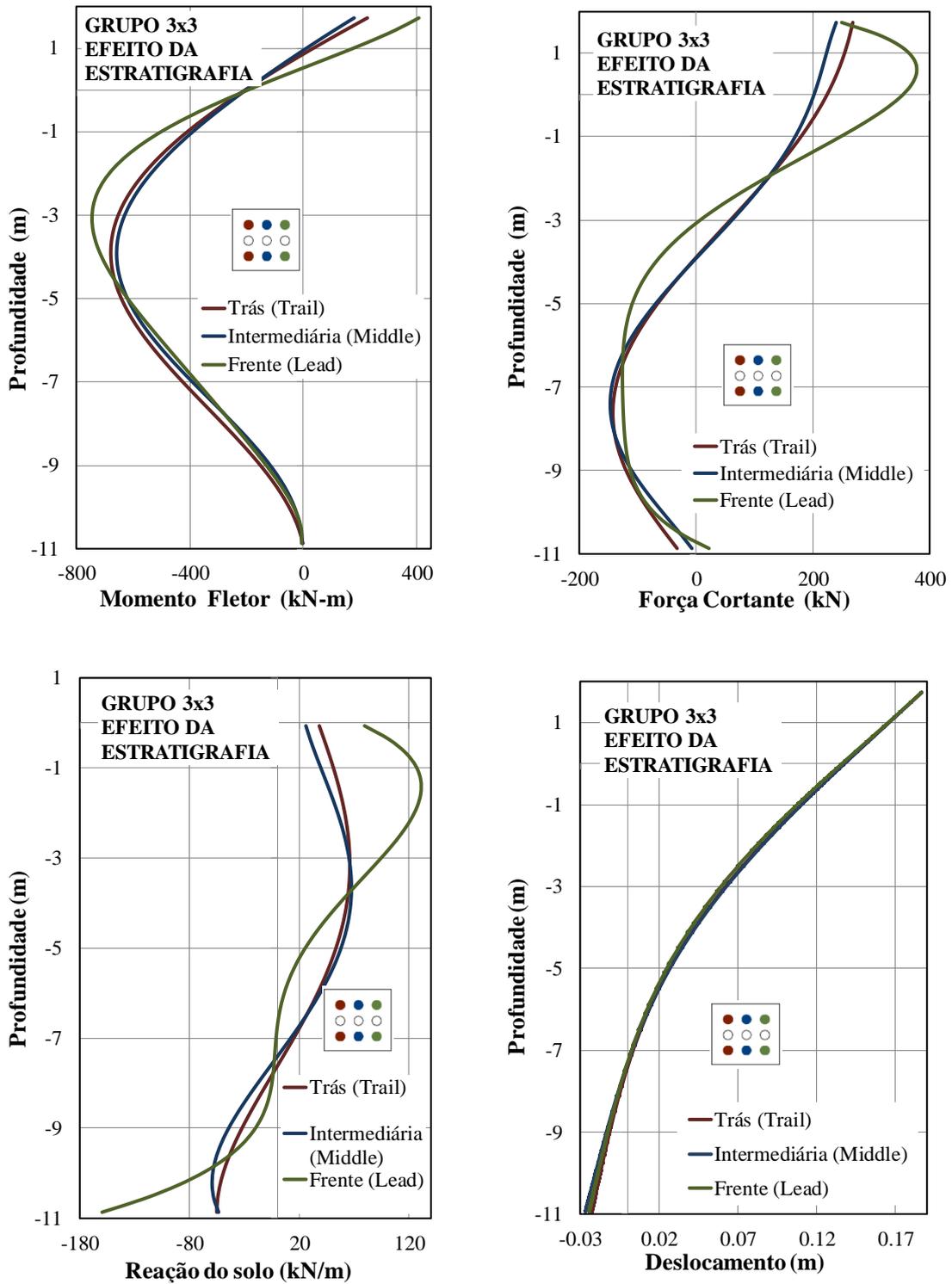


Figura 5.42: Resposta do Grupo 3x3

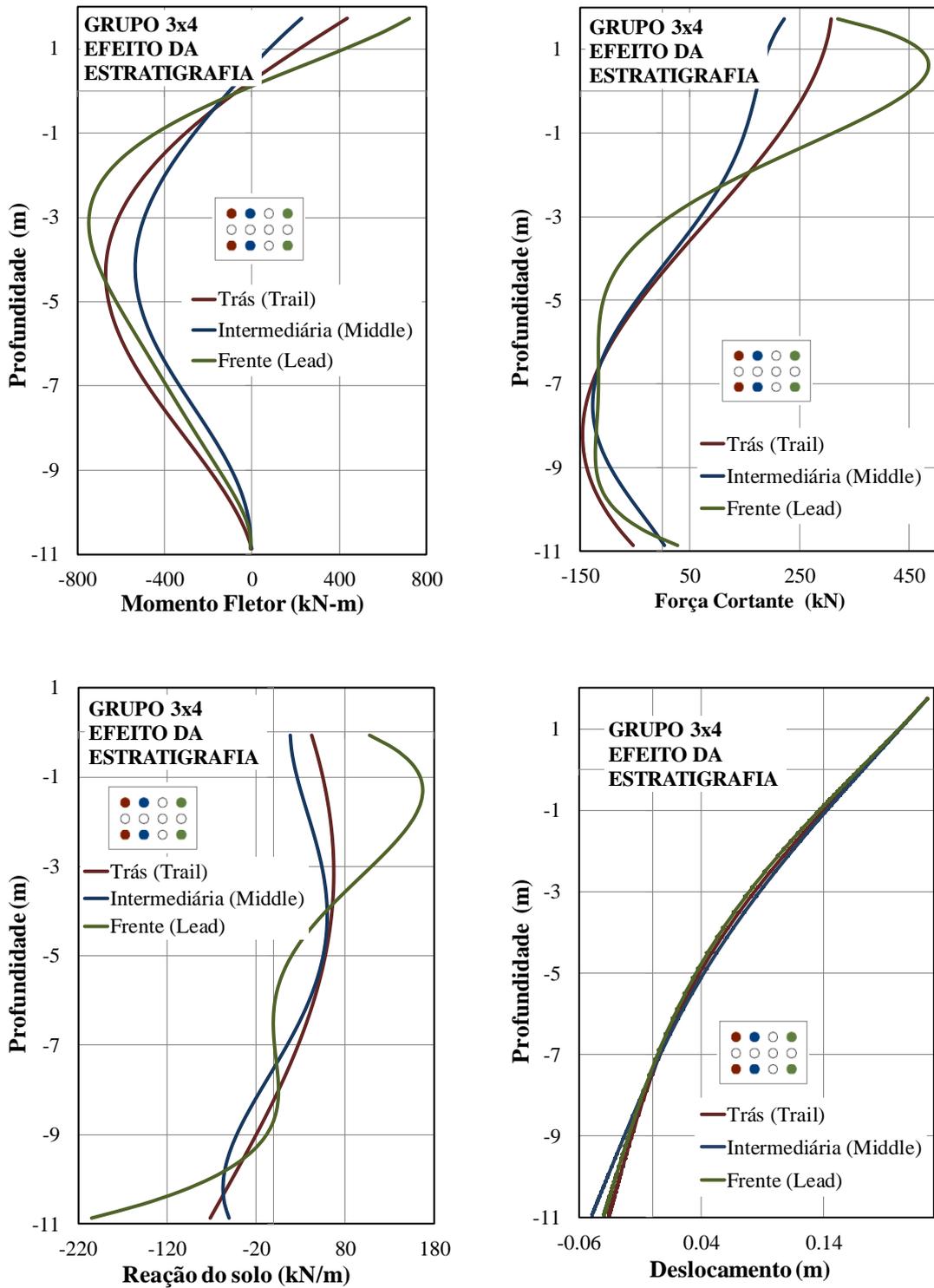


Figura 5.43: Resposta do Grupo 3x4

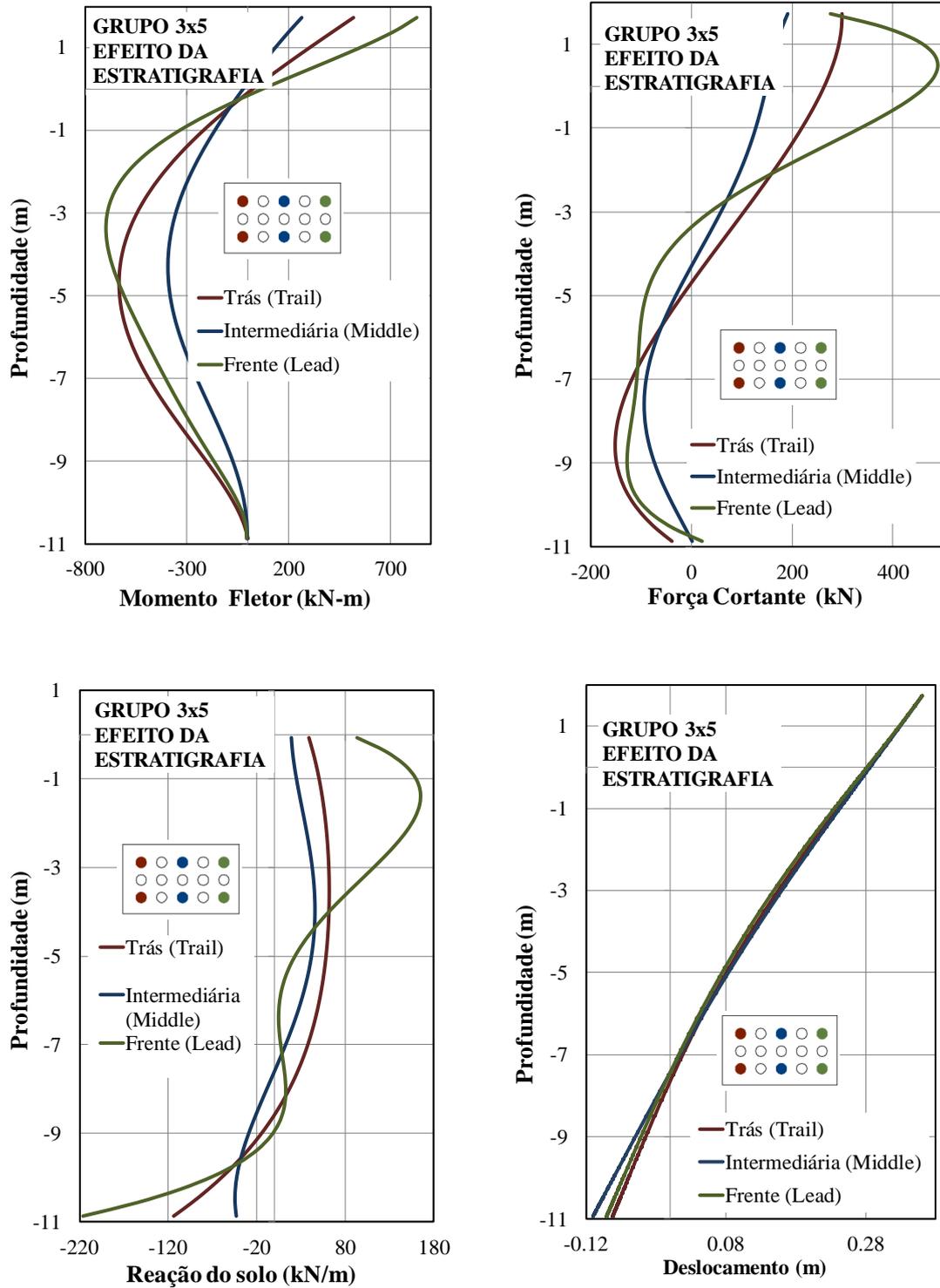


Figura 5.44: Resposta do Grupo 3x5

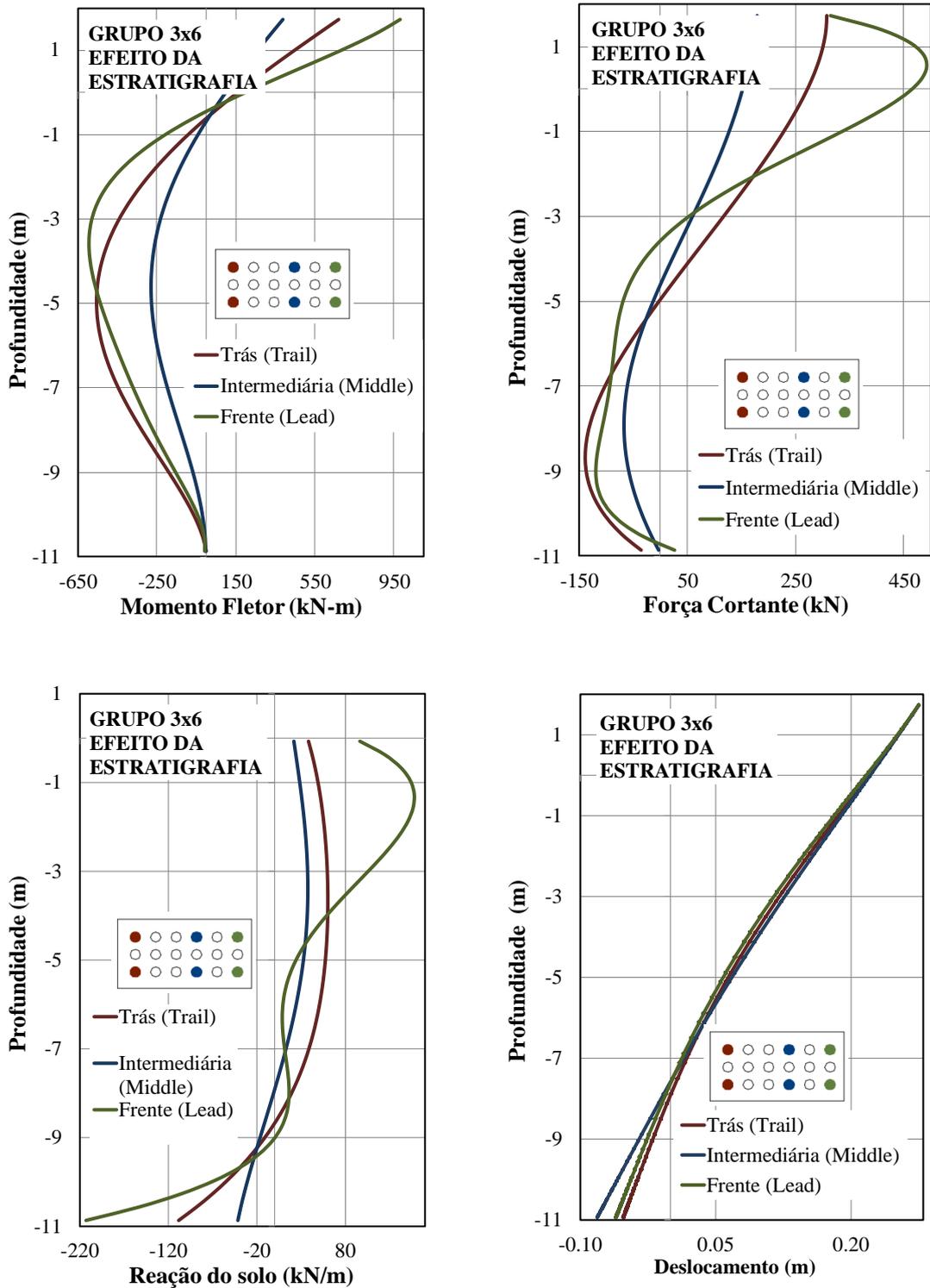


Figura 5.45: Resposta do Grupo 3x6

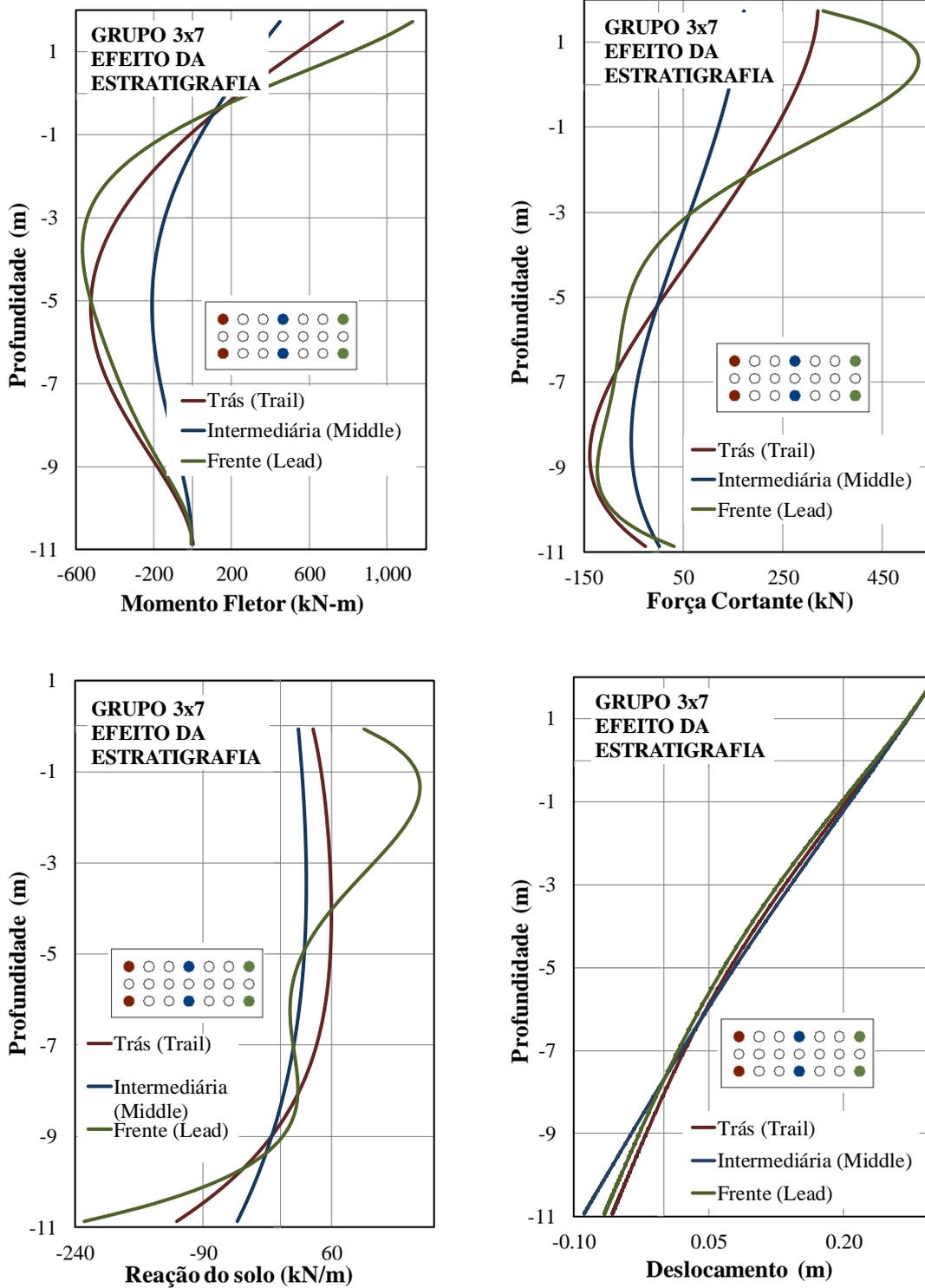


Figura 5.46: Resposta do Grupo 3x7

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A partir dos resultados obtidos na análise do problema de grupo de estacas com o programa desenvolvido neste trabalho, pode-se concluir o seguinte:

Validação do carregamento lateral de grupo de estacas de 3x3 até 3x7 (YANG E JEREMIC 2003 e MCVAY ET AL.1998).

Nos problemas de interação solo-estrutura em grupos de estacas, é necessário a modelagem da abertura e do escorregamento que pode acontecer nas superfícies em contato. Foi observado que a inclusão dos elementos de interface nos modelos numéricos com carregamento lateral (análise *pushover*) gerou um grau maior de flexibilidade na resposta global do sistema em relação ao caso totalmente aderente. Um parâmetro relevante é a rigidez da interface (penalidade), pois o valor selecionado influencia diretamente na interpenetração ou na abertura entre os elementos que compõem a estaca e o solo. Por um lado, valores baixos de rigidez podem conduzir a interpenetrações significativas entre os elementos em questão, enquanto valores grandes de rigidez podem levar a um comportamento totalmente aderente, sendo que as utilizações de valores significativamente grandes inclusive podem levar a sérios problemas de instabilidade durante a convergência numérica do problema.

Neste trabalho, os valores das rigidezes da interface (tanto tangencial quanto normal) foram calibrados a partir dos resultados experimentais disponíveis para os grupos de estacas ensaiados em centrífuga por McVay e colaboradores (MCVAY ET AL. 1998). Após o procedimento de calibração, os valores das rigidezes normal e tangencial do elemento interface,  $k_n = 400G_s$  e  $k_s=0,7k_n$ , respectivamente, onde  $G_s$  é o módulo de cisalhamento do solo, foram os que melhor se ajustaram aos resultados experimentais. Outro parâmetro explorado foi a tolerância adotada para a detecção da abertura na interface, a qual deve levar em consideração o vencimento da pressão de confinamento devido ao empuxo lateral existente antes da aplicação do carregamento lateral (pressão geostática). Foi observado através das curvas força-deslocamento de cada grupo que conforme o tamanho do grupo aumentava, a diferença entre as respostas associadas com  $k_n = 400G_s$  e  $k_n = 3000G_s$  era cada vez menor, indicando, que a não linearidade do solo terminava por sobrescrever a resposta não linear exibida pela interface.

Na avaliação de todos os casos, a resposta global do grupo de 3x3 foi a mais flexível em relação às demais, salientando melhor o fato que a introdução de mais estacas no sistema aumenta substancialmente a rigidez desta. Por outro lado, dado que o espaçamento

considerado entre estacas é 3D, onde D é o lado da estaca, acredita-se que o efeito do aporte do grupo é também relevante nesta situação. Os gráficos traçados de momento fletor, força cortante, reação do solo e deslocamento lateral para todas as estacas laterais fora do eixo de simetria de todos os grupos apresentaram similar tendência, onde o gráfico do momento fletor indicava os maiores valores em módulo para as estacas situadas na linha de frente.

Dos resultados de pós-processamento com MATLAB, foram obtidos os pontos de integração plastificados no domínio espacial do solo. As regiões de concentração de plasticidade indicaram a formação de cunhas plastificadas de solo tanto na frente do grupo quanto na parte de trás, gerando as chamadas cunhas passivas e ativas usualmente empregadas em procedimentos de Análise Limite para determinar a capacidade do sistema frente à carga lateral. Estes resultados são altamente relevantes, pois permitem sugerir ângulos de inclinação para as ditas cunhas, servindo como base para procedimentos mais simplificados relacionados ao estudo da estabilidade do sistema. Neste trabalho foi encontrado o seguinte: o ângulo que faz a superfície horizontal com a linha inclinada da cunha passiva apresenta os seguintes valores: 48,62°, 53,69°, 51,85°, 51,95° e 55,74° para os grupos 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7, enquanto as cunhas ativas atingem os ângulos de 67,69°, 71,06°, 71,69°, 73,05° e 73,94° para os mesmos grupos, respectivamente. Desta maneira, as cunhas passivas e ativas atingem as médias de 52,37° e 71,48°, respectivamente.

Foram geradas as curvas  $p$ - $y$  para algumas das estacas do grupo de 4x3 para uma profundidade de 0,75 m a partir do procedimento sugerido na seção 4.8. Em geral, as ditas curvas apresentaram uma boa correlação com aquelas obtidas por Yang e Jeremic (2003). No entanto, para a estaca lateral na frente do grupo, a presente análise gerou valores ligeiramente maiores para a reação do solo para carregamentos últimos. Isto é explicado pela maior capacidade de deformação obtida no presente modelo em comparação ao modelo de referência.

#### Estudos paramétricos de grupos de estacas

Foi pesquisada a resposta lateral e deformacional dos grupos de estaca estudados no item anterior através da consideração dos seguintes efeitos:

a) O efeito da altura do bloco de coroamento: a maior altura de posicionamento do ponto meio do bloco de coroamento no sistema gerou maiores deformações laterais e rotações nas regiões próximas da ponta das estacas, sendo que para certos níveis de alturas maiores a um valor crítico, o modelo estrutural se torna instável não atingido mais a convergência. Portanto, os

gráficos das deformadas geradas foram consistentes com a física do problema, onde para uma menor altura da posição do bloco em relação à superfície do terreno, o sistema se tornava substancialmente mais rígido.

b) O efeito da remoção das camadas superficiais do solo: aqui duas profundidades foram escolhidas, considerando os casos chamados de “com mudança” e “sem mudança” nas propriedades do solo. Os gráficos gerados são consistentes com a física do problema, indicando que quando se considera que as propriedades do solo se inicializam a partir do novo nível rebaixado (“com mudança”), os valores do módulo de corte para cada camada de solo são menores em relação ao caso “sem mudança”, onde as propriedades do solo permanecem com os valores existentes antes do rebaixamento, gerando-se, portanto, um sistema mais flexível.

Em geral, a remoção de uma camada de solo representa uma condição desfavorável na estabilidade do sistema. De fato, quanto maior é a remoção do terreno, maior será o deslocamento lateral. Entretanto, se deve salientar que devido ao aumento substancial dos deslocamentos laterais nestas situações, propriamente se deve utilizar uma abordagem que incluía a não linearidade geométrica e o problema de grandes deformações no sistema. Portanto, deve se entender que os resultados obtidos no presente estudo, baseado na hipótese de pequenas deformações, marcam uma tendência da resposta mais do que propriamente valores quantitativos. Salienta-se ainda a necessidade de aprimorar este aspecto do presente modelo numérico em estudos futuros.

c) O efeito da estratigrafia do solo: foram empregadas três camadas de solo (argila-areia-argila), diferentemente do caso original com depósito puramente arenoso. Em geral, os resultados indicaram um deslocamento lateral maior na massa de solo e no grupo de estacas para o depósito estratificado em relação ao caso homogêneo. Além disso, os campos de deslocamento lateral no primeiro e para todos os grupos estudados mostraram situações com maior abertura na interface, sugerindo que a camada de areia apresenta maior aderência à estaca. Os gráficos das zonas plastificadas para as argilas mostram regiões mais densas de plastificação, principalmente na camada de areia. Adicionalmente, o formato das zonas plastificadas é totalmente diferente para solo estratificado e solo homogêneo.

#### Recomendações para futuros trabalhos

O presente estudo trata-se de grupos de estacas em carregamento estático tipo *pushover*, porém é de interesse aprofundar em estudos dinâmicos, especialmente em carregamento

sísmico, para isso é importante levar em consideração o tipo de condições de contorno a serem utilizadas para a malha de elementos finitos, a fim de evitar o problema de refração de ondas, que afetem os resultados do modelamento numérico.

Estudos paramétricos associados com a esbeltez da estaca devem ser conduzidos a fim de explorar o efeito deste parâmetro na resposta do sistema global. A consideração de estacas de concreto armado também deve ser explorada dada sua grande utilização em projetos de engenharia. Sendo assim, se deve contar com um modelo constitutivo para simular o comportamento deste material sob carregamentos estáticos e dinâmicos. Neste cenário, é de interesse estudar o tema da formação de rótulas plásticas e processos de fissuração em estacas de concreto armado.

A inclusão da não linearidade geométrica é uma tarefa a ser desenvolvida, tudo isto a fim de quantificar melhor o comportamento deformacional do sistema solo-estaca em carregamentos últimos, onde ocorrem os maiores deslocamentos. Especial interesse merece a simulação numérica do comportamento da interface solo-estaca nesta condição, pois o elemento de interface de espessura nula utilizado nesta pesquisa permite simular apenas situações associadas com pequenos deslocamentos. Nesse sentido, outras abordagens devem ser exploradas.

Em quanto ao estudo de grupos de estacas suportadas em solos saturados, é importante destacar que a formulação utilizada neste trabalho é limitada no cálculo das poropressões. Portanto, uma formulação acoplada baseada na poromecânica do meio contínuo para quantificar o excesso de poropressão gerado pelo carregamento externo é necessária. Adicionalmente, modelos constitutivos mais avançados devem ser utilizados a fim de simular processos complexos de liquefação em areias.

Além disso, salienta-se o estudo paramétrico de grupos de estacas inclinadas considerando as variabilidades estudadas nesta pesquisa. É também de interesse avaliar o efeito de sombra entre estacas considerando diferentes espaçamentos entre elas.

## REFERÊNCIAS

- ABBAS, J. M.; CHIK, Z. E.; TAHA, M. R. Influence of axial load on the lateral pile groups response in cohesionless and cohesive soil. **Frontiers of Structural and Civil Engineering**, Civ. Eng. 9, p 176-193, 2015.
- ABBAS, J. M.; ABDALLAH, K. M. Lateral Response of a Single Pile under Combined Axial and Lateral Cyclic Loading in Sandy Soil. **Civil Engineering Journal**, Vol. 4, No.9, p 1996-2010, 2018.
- ABU-FARSAKH, M.; SOURI, A.; VOYIADJIS, G. Z.; ROSTI, F. Comparison of static lateral behaviour of the three pile group configurations using three-dimensional finite element model. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol 55, p 107-118, 2017.
- API. Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms. **American Petroleum Institute**, Section 6.8, 2007.
- BADRY, P.; SATYAM, N. An efficient approach for assessing the seismic soil structure interaction effect for the asymmetrical pile group. **Innovative Infrastructure Solutions**, Vol 1, p 41062-016-0003-1, 2016.
- BHATTACHARYA, S. **Pile Instability during Earthquake Liquefaction**. PhD thesis. University of Cambridge, 2003.
- BROWN, D. A.; MORRISON, C.; REESE, L. C. Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol 11, Issue 11, 1988.
- BROWN, D. A.; SHIE, C. F. Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading. **Computer and Geotechnics**. Vol 10, p 211-230, 1990.
- BROWN, D. A.; SHIE, C. F. Three dimensional finite element model of laterally loaded piles. **Computer and Geotechnics**. Vol. 10, p 59-79, 1990.
- BROWN, D. A.; SHIE, C. F. Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile. **Computers and Geotechnics**. Vol 12, p 149-162, 1991.
- CHEN, W. F.; LIU, X. L. **Limit analysis in soil mechanics**. Elsevier Science & Technology Books, Series Developments in Geotechnical Engineering, 1990.

CHU, D.; TRUMAN, K. Z. Effects of pile foundation configurations in seismic soil-pile-structure interaction. **13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver**, p 1551, B.C., Canada, 2004.

CUELLAR, P. **Pile Foundation for Offshore Wind Turbines: Numerical and Experimental Investigations on the Behavior under Short-Term and Long-term Cycle Loading**. PhD Thesis, Technischen Universität Berlin, 2011.

ELGRIDLY, E. A.; FAYED, A. L.; AL-FATTAH ALI, A. A. Efficiency of pile groups in sand soil under lateral static loads. **Innovative Infrastructure Solutions**, Vol 7, p 2364-4184, 2022.

FAR, H.; FATAHI, B.; GHABRAIE, K.; ZHOU, W. Evaluation of numerical procedures to determine seismic response of structures under influence of soil-structure interaction. **Structural Engineering and Mechanics**, Vol 56, p 27–47, 2015.

FRANZA, A.; SHEIL, B. Pile groups under vertical and inclined eccentric loads: Elastoplastic modelling for performance based design. **Computers and Geotechnics**. Vol. 135, p 0266-352X, 2021.

GU, M.; KONG, L.; CHEN, R.; CHEN, Y.; BIAN, X. Response of 1x2 pile group under eccentric lateral loading. **Computers and Geotechnics**. Vol. 57 p 114-121, 2014.

GÜLLÜ, H.; KARABEKMEZ, M. Effect of near-fault and far-fault earthquakes on a historical masonry mosque through 3D dynamic soil-structure interaction. **Engineering Structures**, Vol 152, p 465-492, 2017.

HAZZAR, L.; HUSSIEN, M.N.; KARRAY, M. Numerical investigation of the lateral response of battered pile foundations. **International Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 11, p 376 – 392, 2016.

HOKMABADI, A.S.; FATAHI, B.; SAMALI, B. Assessment of soil-pile-structure interaction influencing seismic response of mid-rise buildings sitting on floating pile foundations. **Computers and Geotechnics**, Vol 55, pp.172–186, 2014.

ISBUGA, V. Modeling of pile-soil-pile interaction in laterally loaded pile groups embedded in linear elastic soil layers. **Arabian Journal of Geosciences**, Vol 13, s 12517-020-5229-8, 2020.

JIN, Y.; BAO, X.; KONDO, Y.; ZHANG, F. Numerical evaluation of group-pile foundation subjected to cyclic horizontal load. **Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China**. Vol 4, p 196-207, 2010.

KARTHGEYAN, S.; RAMAKRISHNA, V.; RAJAGOPAL, K. Numerical investigation of the effect of vertical load on the lateral response of piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Vol 133, p 512-521, 2007.

KOLLI, M. K.; BASU, D.; PRASHANT, A. Simplified 1D elastic modelling of duo-pile foundation system incorporating the interaction mechanism prevailing under lateral loads. **Journal of Bridge Engineering**, Vol 27, p 04022014, 2022.

KONTONI, D.; FARGHALY, A. 3D FEM analysis of a pile-supported riverine platform under environmental loads incorporating soil-pile interaction. **Computation**. Vol 6, d computation6010008,2018.

KUKREJA, M. Damage Evaluation of 500 MW e Indian Pressurized Heavy Water Reactor Nuclear Containment for Aircraft Impact. **Nuclear Engineering and Design**, Vol 235, p. 1807-1817, 2005.

LEE, S. H.; LIN, T. L. Self-Adaptive Gap/Friction Element MSC/NASTRAN. **16th MSC WORLD USERS CONFERENCE**. Cáceres, Spain, 1991.

LU, X.; LI, P.; CHEN, B.; CHEN, Y. Computer simulation of the dynamic layered soil-pile-structure interaction system. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol 42, p 742–751, 2005.

MAGHOUS, S. **Apuntes de clase do curso Mecânica do Meio Continuo**. PPGEC, UFRGS, 2020.

MALI, S.; SINGH, B. Behavior of large piled-raft foundation on clay soil. **Indian Institute of Technology Guwahati. Ocean Engineering**, Vol 149, d j.oceaneng.2017.12.029 ,2018.

MÁNICA, M. **Comportamiento Dinamico de Inclusiones Rígidas**. PhD thesis. Universidad Nacional Autónoma de Mexico, 2013.

MC VAY, M.; ZHANG, L.; MOLNIT, T.; LAI, P. Centrifuge testing of large laterally loaded pile groups in sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol 124, p 1016-1026, 1988.

MCVAY, M.; ZHANG, L.; HAN, S.; LAI, P. Experimental and numerical study of laterally loaded pile groups with caps at variable elevations. **Transportation Research Record**. Vol 1736, p 107-118, 2000.

MIDASFT. **Soil Structure Interaction for Bridge Engineers**. <https://www.midasoftware.com/geo/gtsnx/products/ssi>.

MUHAMMAD, B. A.; MUHAMMAD, A. J.; MUHAMMAD, A. E; DUHEE, P. Development of Simulation Based p-Multipliers for Laterally Loaded Pile Groups in Granular Soil Using 3D Nonlinear Finite Element Model. **Applied Sciences**. Vol 11, d app11010026, 2021.

NGHIEM, H.; NIEN-YIN, C. Soil-structure interaction effects of high rise buildings. **6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering**, p 11–16, 2008.

NGUYEN, Q. V., FATAHI, B.; HOKMABADI, A.S. Influence of size and load-bearing mechanism of piles on seismic performance of buildings considering soil-pile-structure interaction. **International Journal of Geomechanics**, Vol 1, p.1–22, 2017.

NOFAL, E. M. H. **Analysis of Non-linear Soil Pile Interaction Under Dynamic Lateral Loading**, Ph. D. Thesis, University of California, EEUU, Irvine, 1998.

OWEN, D. R. J.; HINTON, E. **Finite elements in plasticity: theory and practice**, Pineridge Press, U.K., Swansea, 1980.

PÉREZ, H. **Dynamic soil-structure interaction of pile foundations: experimental and numerical study**. Ph. D. Thesis Civil Engineering. École centrale de Nantes, French, 2020.

PETRAKIS, I. **An Investigation into Sensivities of the DARC3 Concrete Model for the Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Structures**. MSc. Thesis. Department of Civil Engineering. University College Swansea, 1993.

PUELLES, B. J. A. Diseño Geotécnico y Construcción de Pilotes de Gran Diámetro en el Marco de la Norma E.050. **IX Encuentro de Competencia, Investigación y Desarrollo (ECID)**, Lima, Perú, 2021.

SARKAR, R. **Three dimensional seismic behavior of soil-pile interaction with liquefaction..** PhD Thesis. Indian Institute of Technology Roorkee, India, 2009.

SAWANT, V. A.; LADHANE, K. B. Dynamic response of pile groups in series and parallel configuration. **Structural Engineering and Mechanics**, Vol. 41, No 3, p. 395-406, 2012.

- SAXENA, N. **Dynamic soil-structure interaction including slip and separation**. PhD Thesis. Indian Institute of Technology Roorkee, India, 2004.
- SMITH, I. M.; GRIFFITHS, D. V.; MARGETTS, L. **Programming the Finite Element Method**, 5<sup>th</sup> ed, Jhon Wiley and Sons Ltd, 2014.
- TAMAYO, J. L. P. **Simulação Numérica da Interação Solo-estaca pelo método dos Elementos Finitos**. Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2015.
- TROCHANIS, A. M.; BIELAK, J.; CHRISTIANO, P. **A Three-dimensional Nonlinear Study of Piles Leading to the Development of a Simplified Model**. Technical Report. Department of Civil Engineering. Carnegie Institute of Technology, 1988.
- TURELLO, D. F.; PINTO, F. E.; SÁNCHEZ, P. J. Analysis of lateral loading of pile groups using embedded beam elements with interaction surface. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**. Vol 43., p 272-292, 2019.
- VAKILI, A.; ZOMORODIAN S.; BAHMYARI, H. Group reduction factors for the analysis of the pile groups under combination of lateral loads in sandy soils. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, s40515-021-00202-6 , 2021.
- WILSON, E. L. Three-dimensional Static and Dynamic Analysis of Structure. **Computers and Structures**, Inc., Berkeley, California, USA, 2002.
- XIONG, Y.; BAO, Y.; BIN, Y.; GUAN-IIN, Y.; FENG, Z. 3D dynamic analysis of the soil-foundation-superestruturura system considering the elastoplastic finite deformation of both the soil and the superstructure. **Bulletin of Earthquake Engineering**, Vol 16, Issue 15 , p. 1909–1939, 2018.
- YANG, Z.; JEREMIC, B. Numerical study of group effects for pile groups in sands. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Vol 16, Issue 1 , p 1255-1276, 2003.
- YANG, Z.; JEREMIC, B. Study of Soil Layering Effects on Lateral Loading Behavior of Piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol 131, p 762–770, 2005.
- YAO, WJ.; YIN, WX.; CHEN, J.; QIU, YZ. Numerical simulation of a super-long pile group under both vertical and lateral loads. **Advances in Structural Engineering**. Vol 13, p 1139-1151, 2010.

ZAKY, A.; ÖZCAN, O.; AVŞAR, Ö. Seismic failure analysis of concrete bridges exposed to scour. **Engineering Failure Analysis**, Vol 115, s 1350-6307, 2020.

ZHANG, F.; KIMURA, M. Numerical Prediction of the Dynamic Behaviors of an RC Group-Pile Foundation. **Soils and Foundations**. Vol 42, Number 3, p 77-92, 2002.

ZHANG, L.; MC VAY, M.; LAI, P. Numerical analysis of laterally loaded 3x3 to 7x3 pile groups in sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol 125, p 936-946, 1999.

## APÊNDICE A

### RESPOSTA DO GRUPO DE ESTACAS NO ESTUDO DA ALTURA LIVRE DO BLOCO DE COROAMENTO

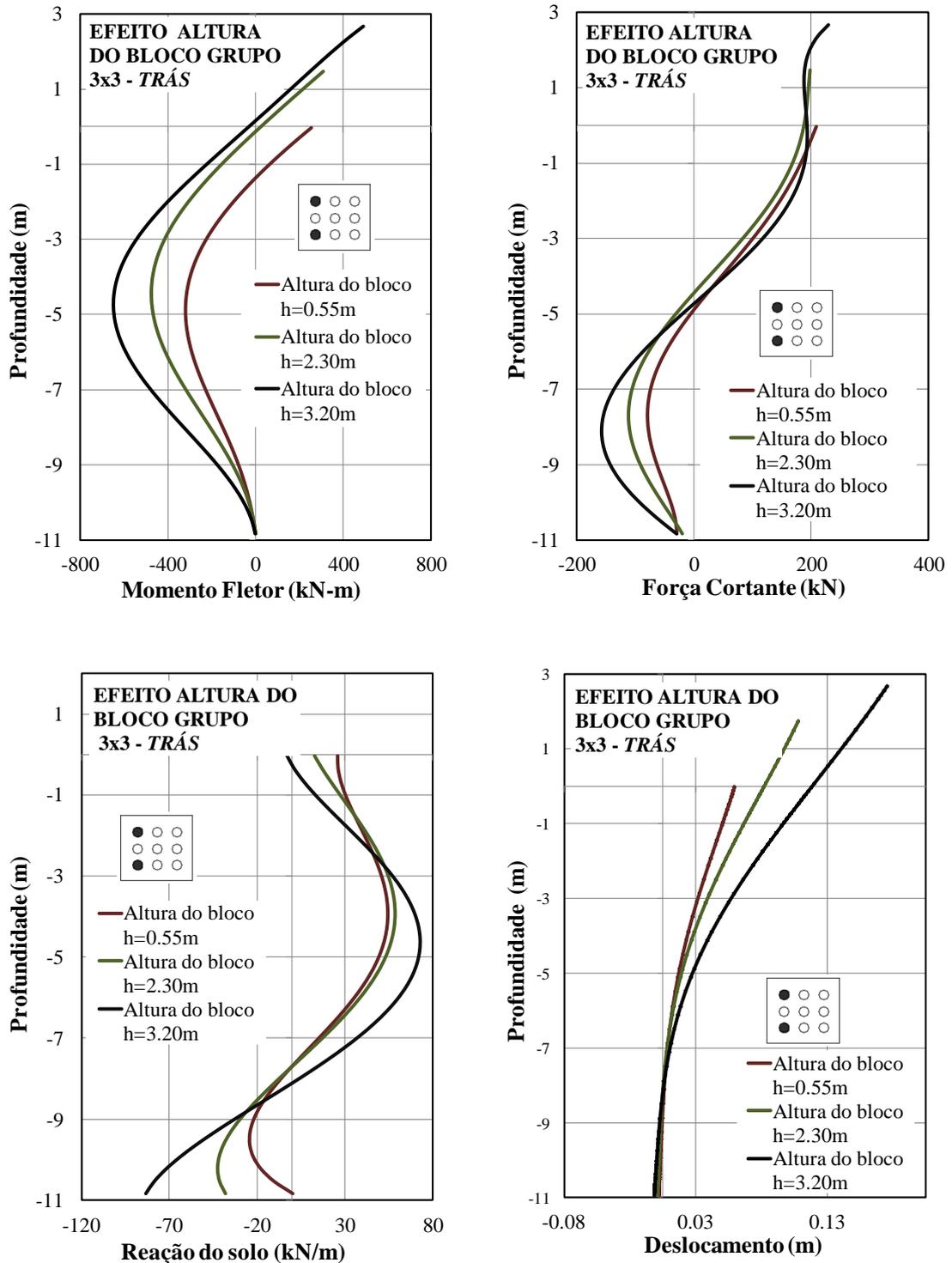


Figura A.1: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x3)

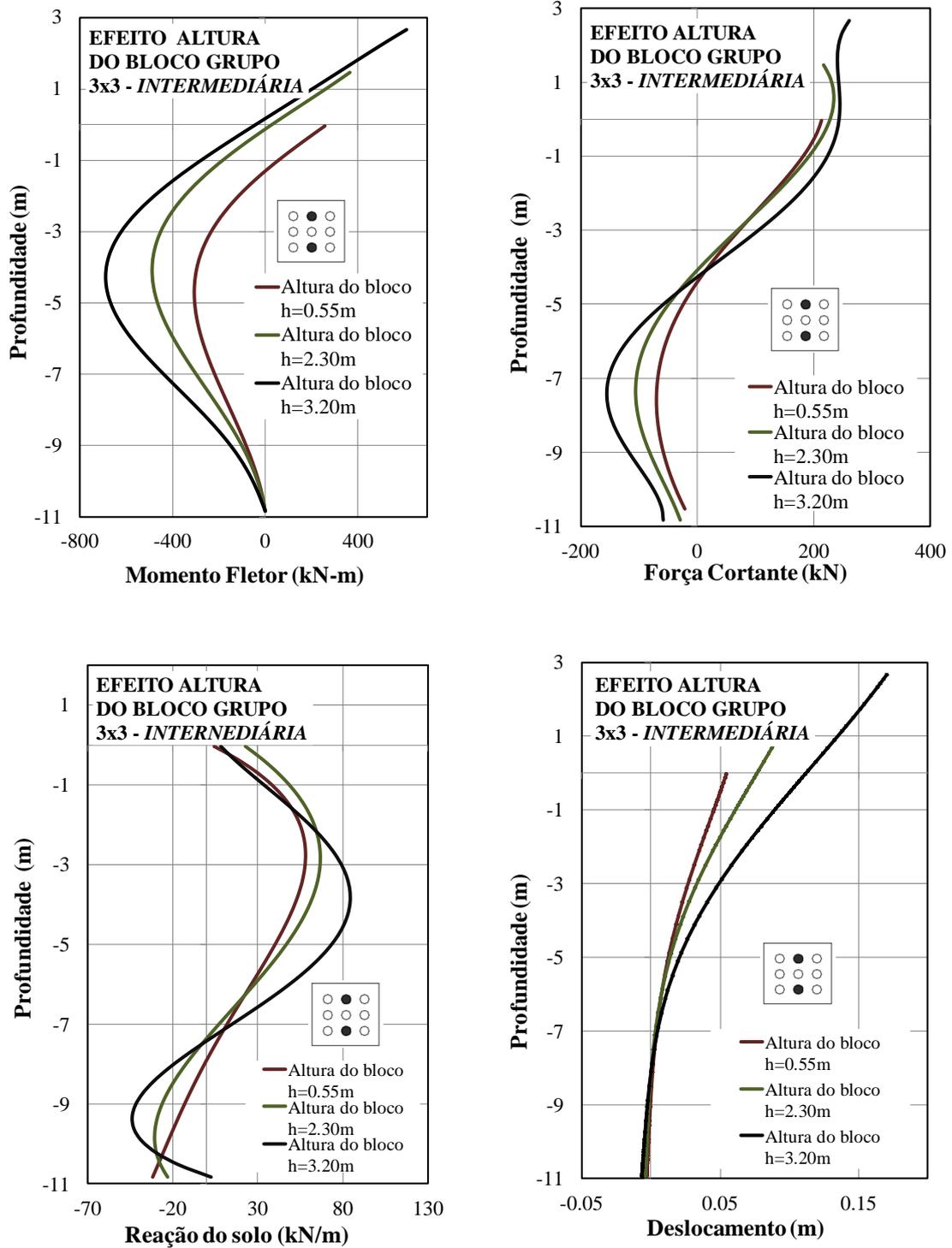


Figura A.2: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x3)

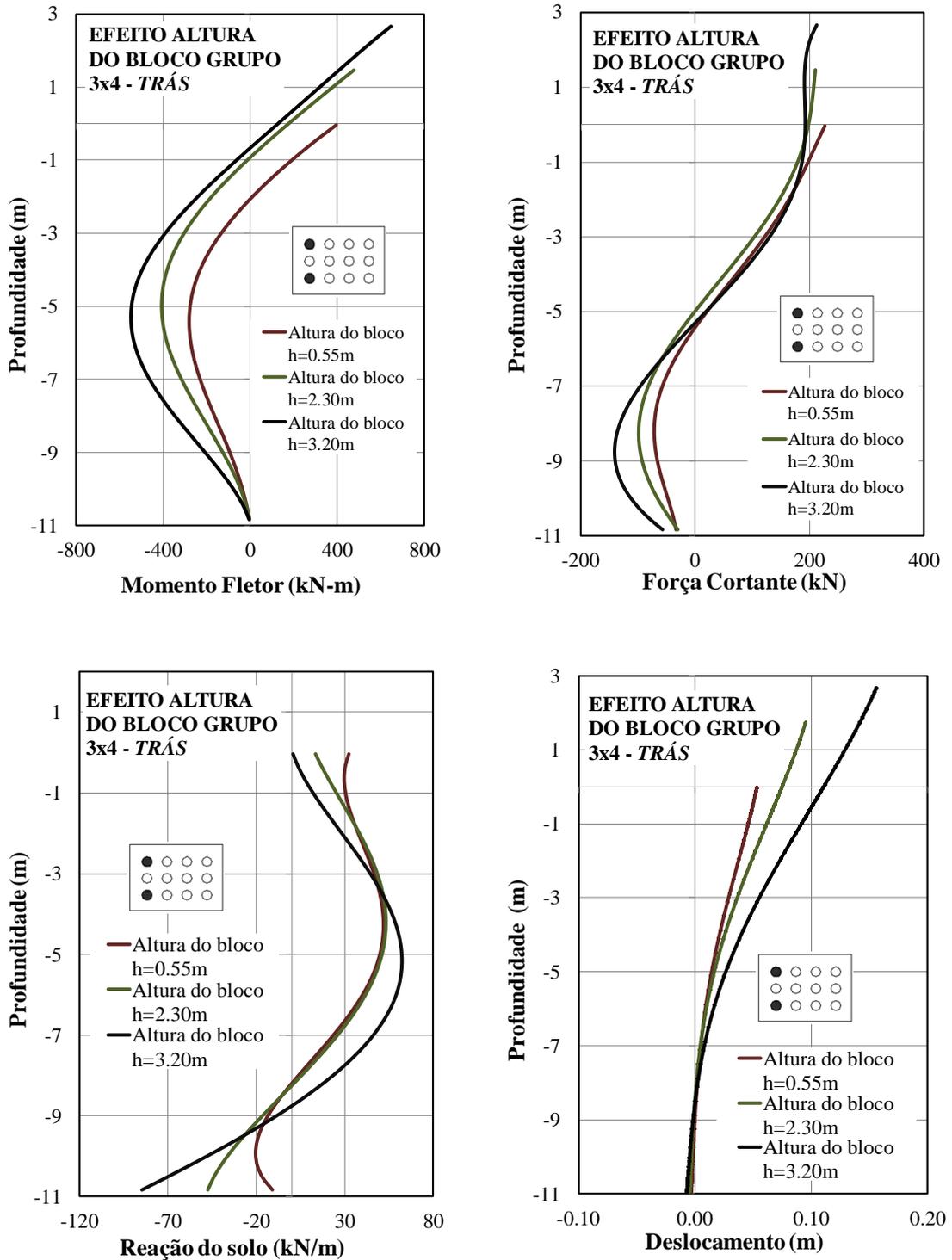


Figura A.3: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x4)

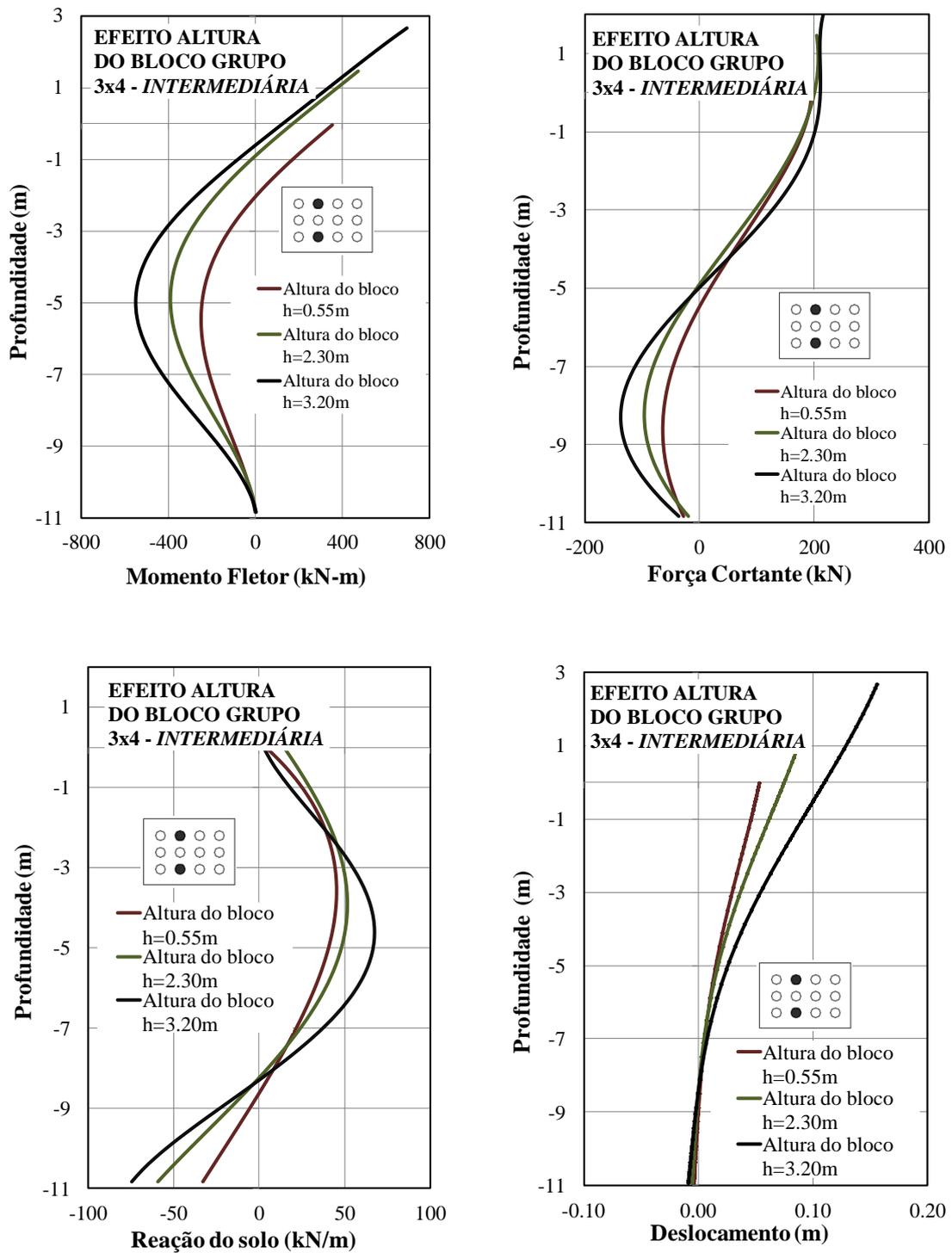


Figura A.4: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x4)

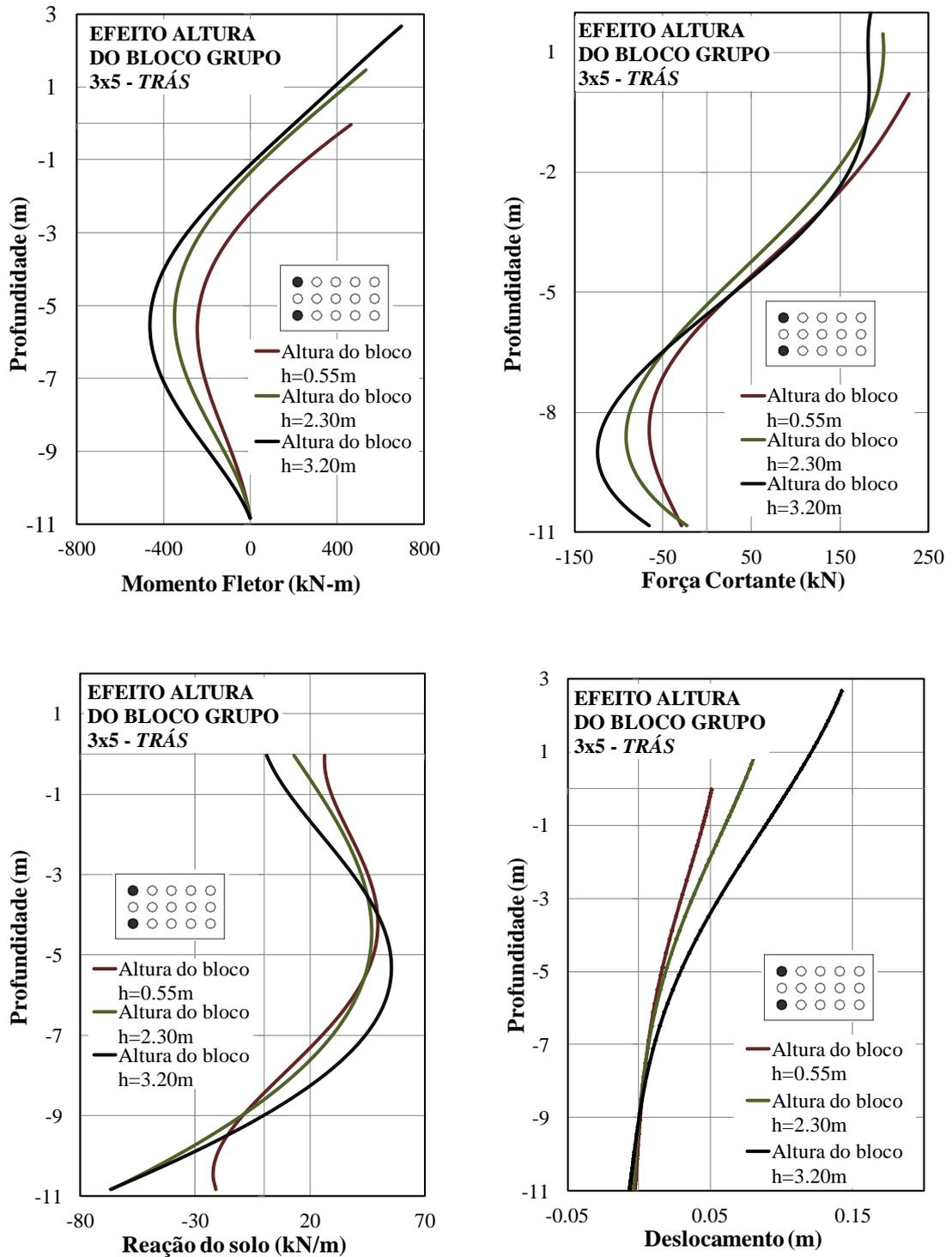


Figura A.5: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x5)

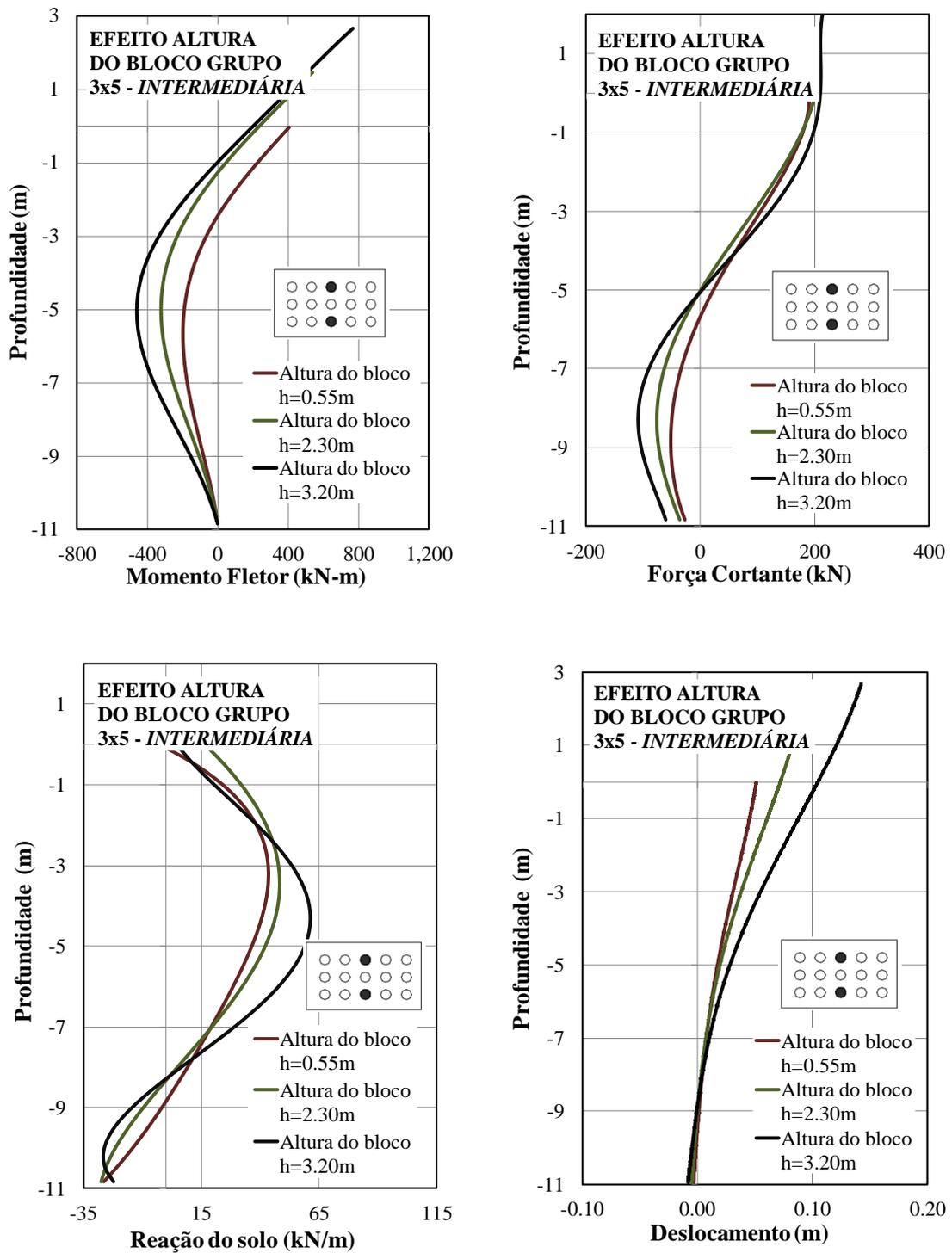


Figura A.6: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x5)

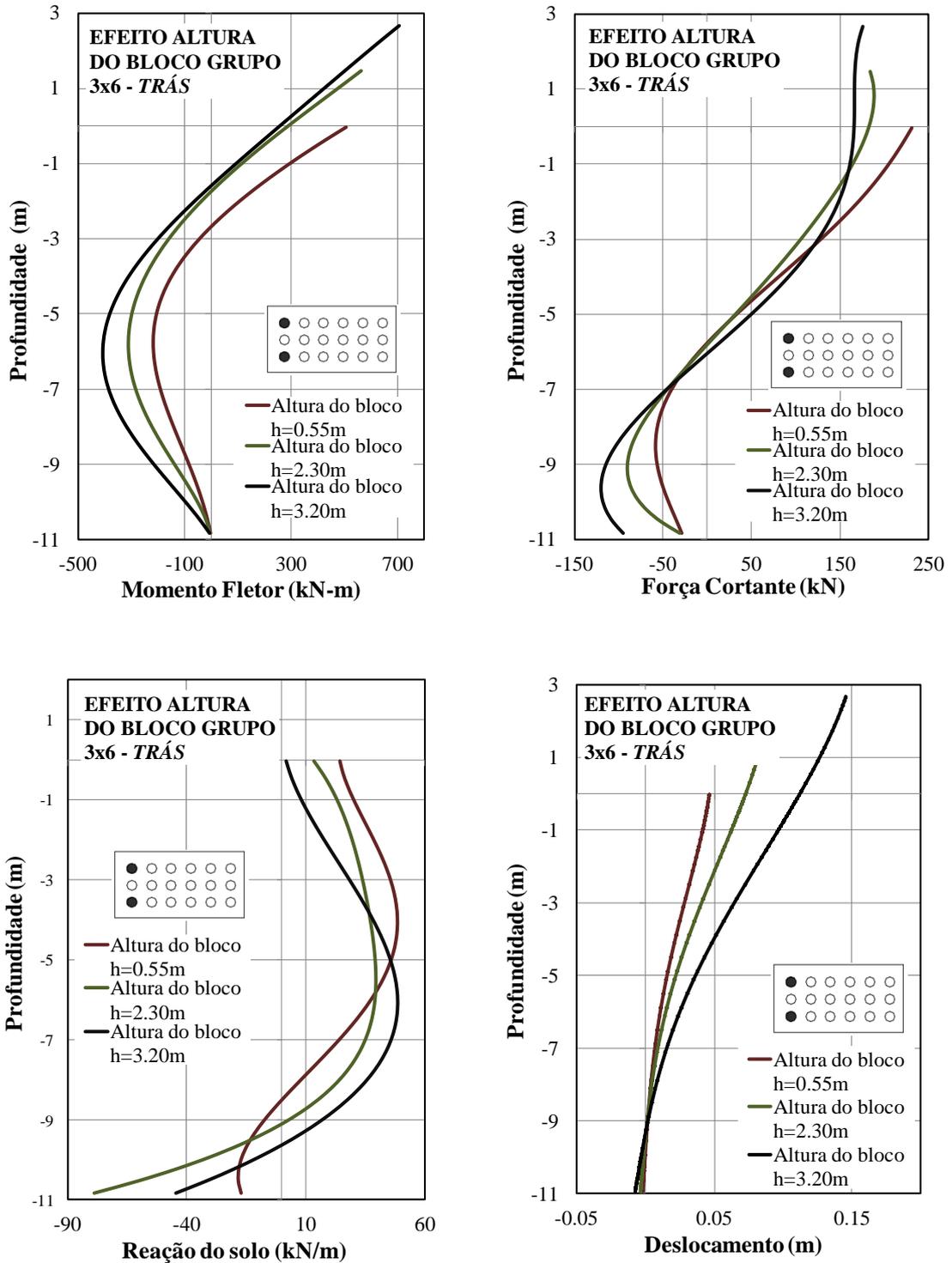


Figura A.7: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x6)

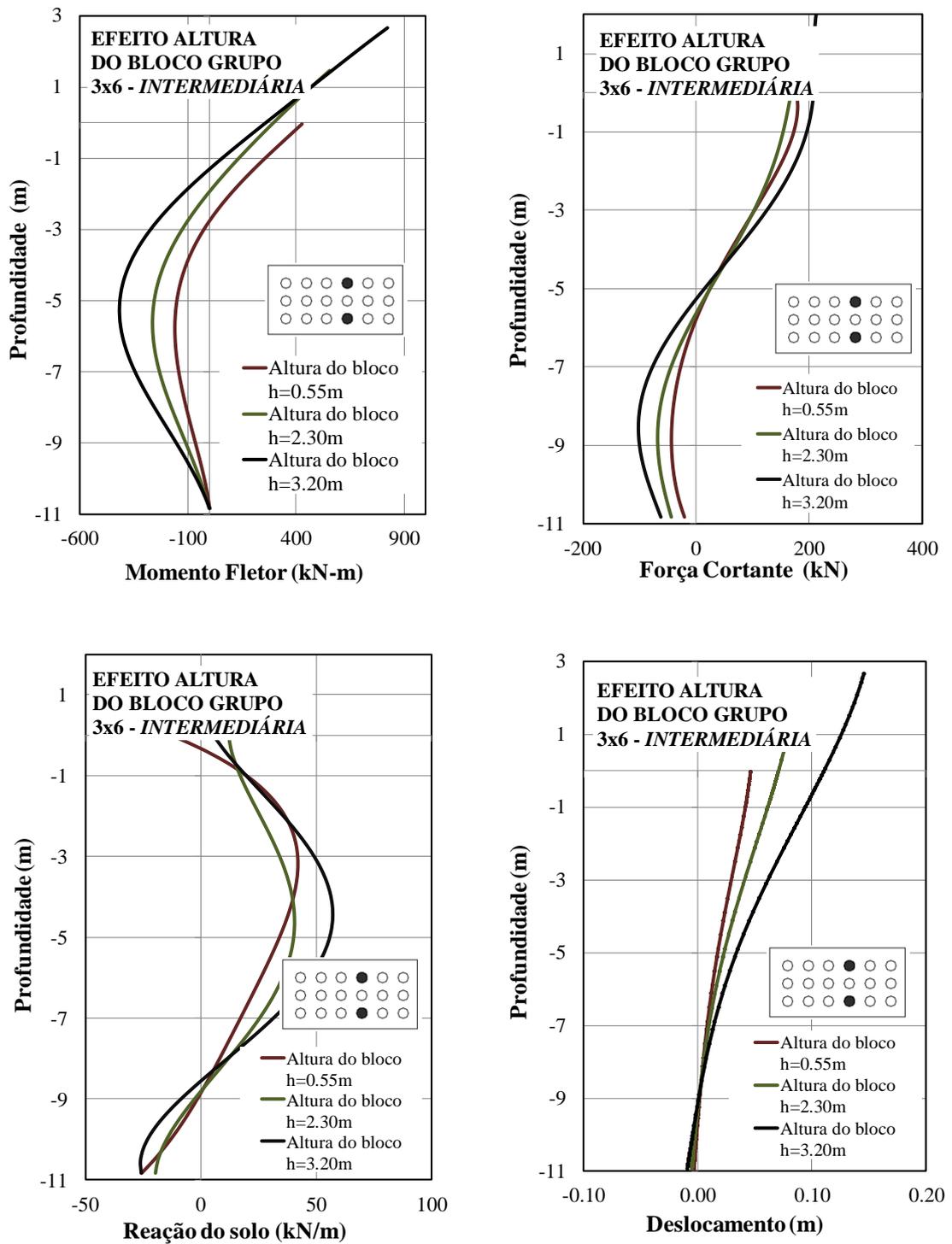


Figura A.8: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x6)

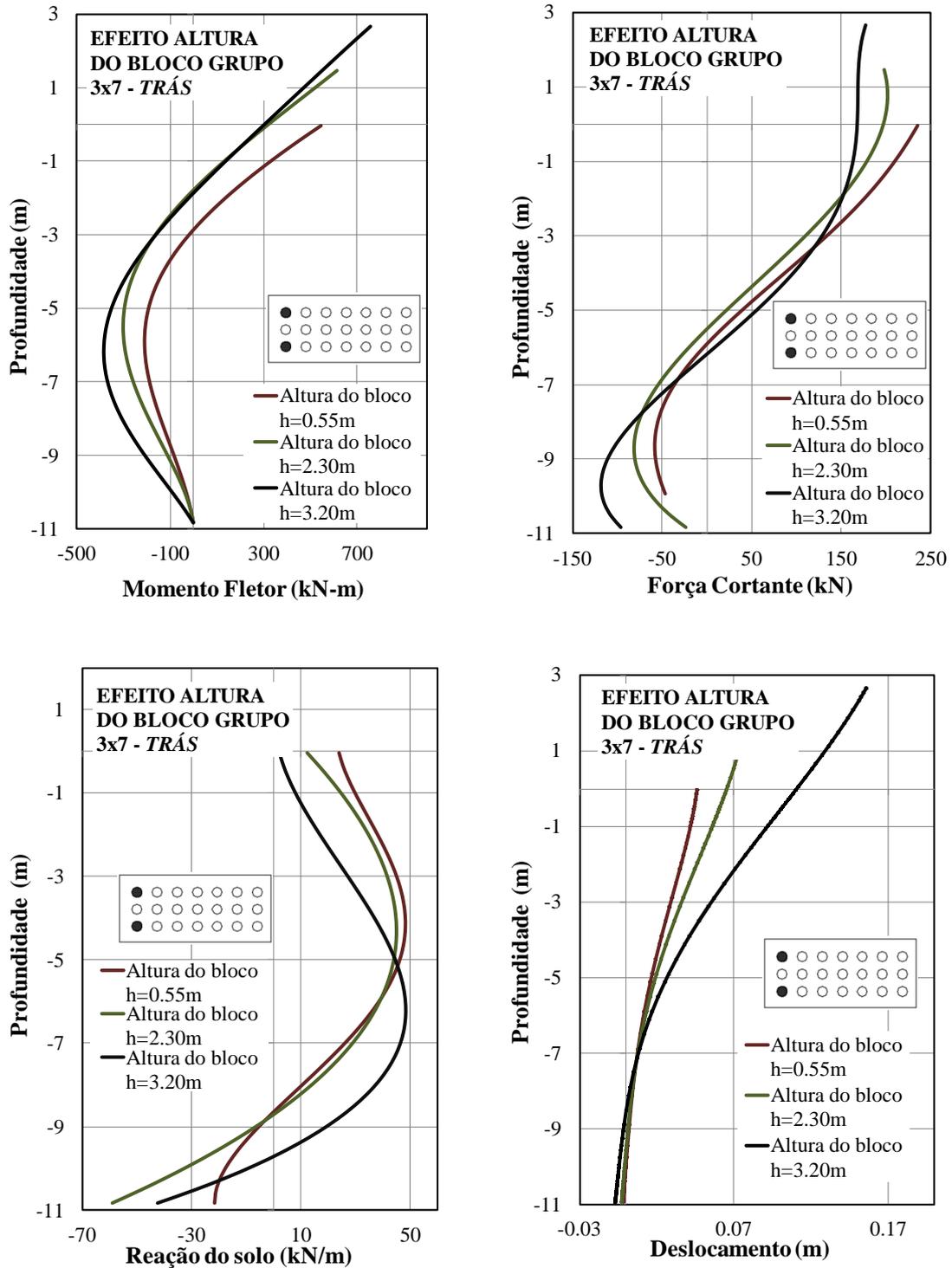


Figura A.9: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x7)

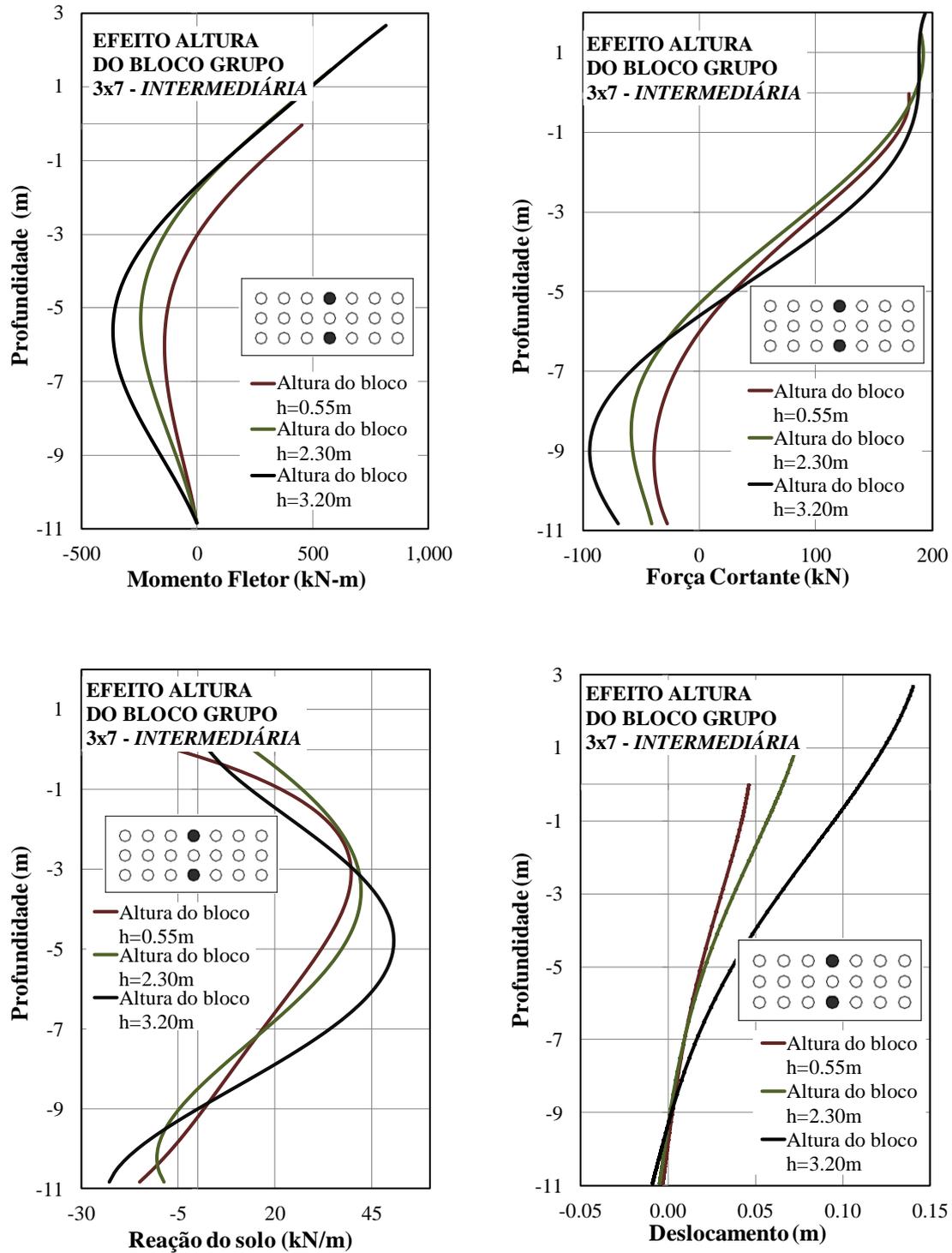


Figura A.10: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x7)

## APÊNDICE B

### RESPOSTA DO GRUPO DE ESTACAS NO ESTUDO DO EFEITO DO SCOUR

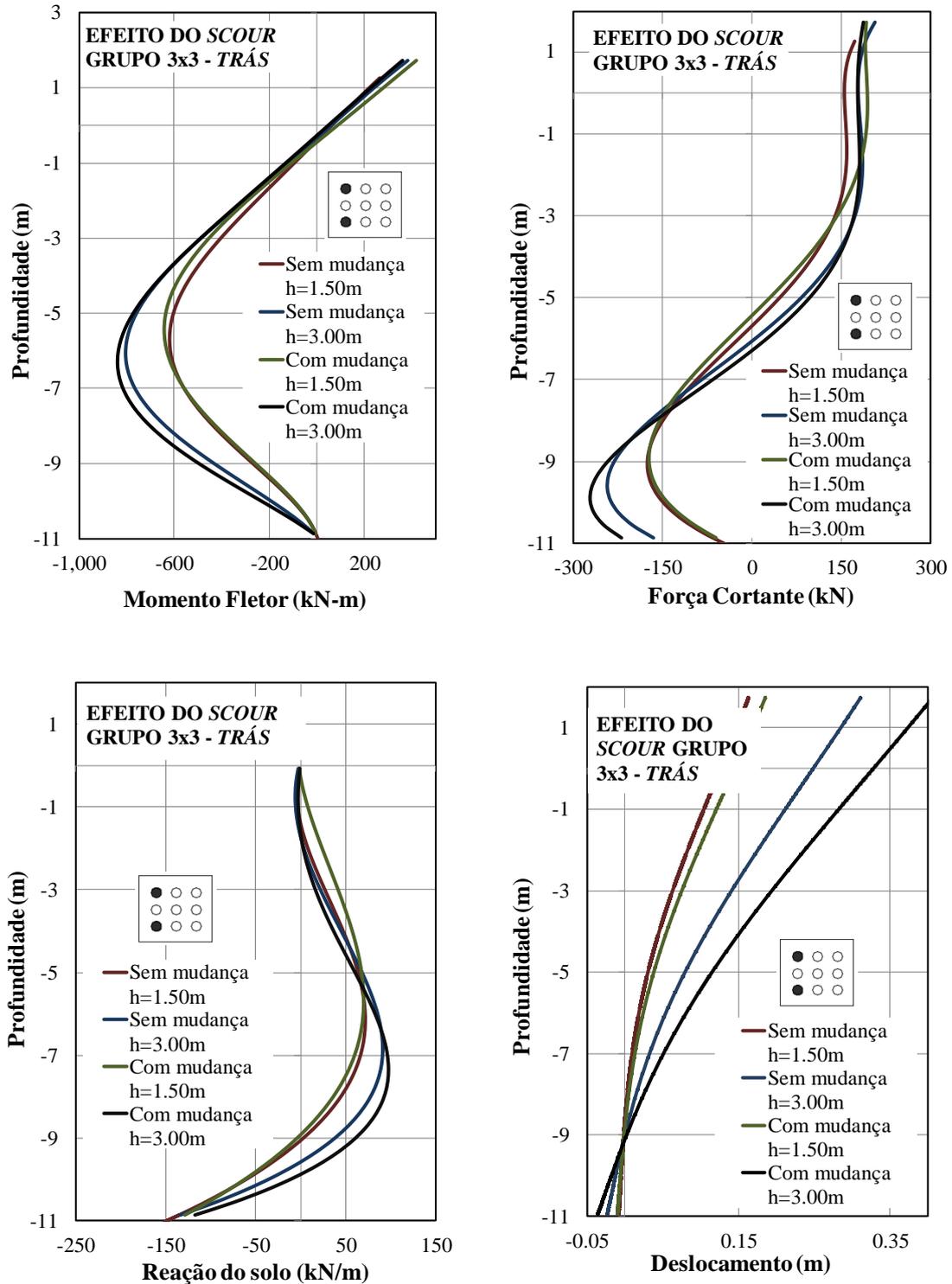


Figura B.1: Resposta da linha de estacas de trás (grupo 3x3)

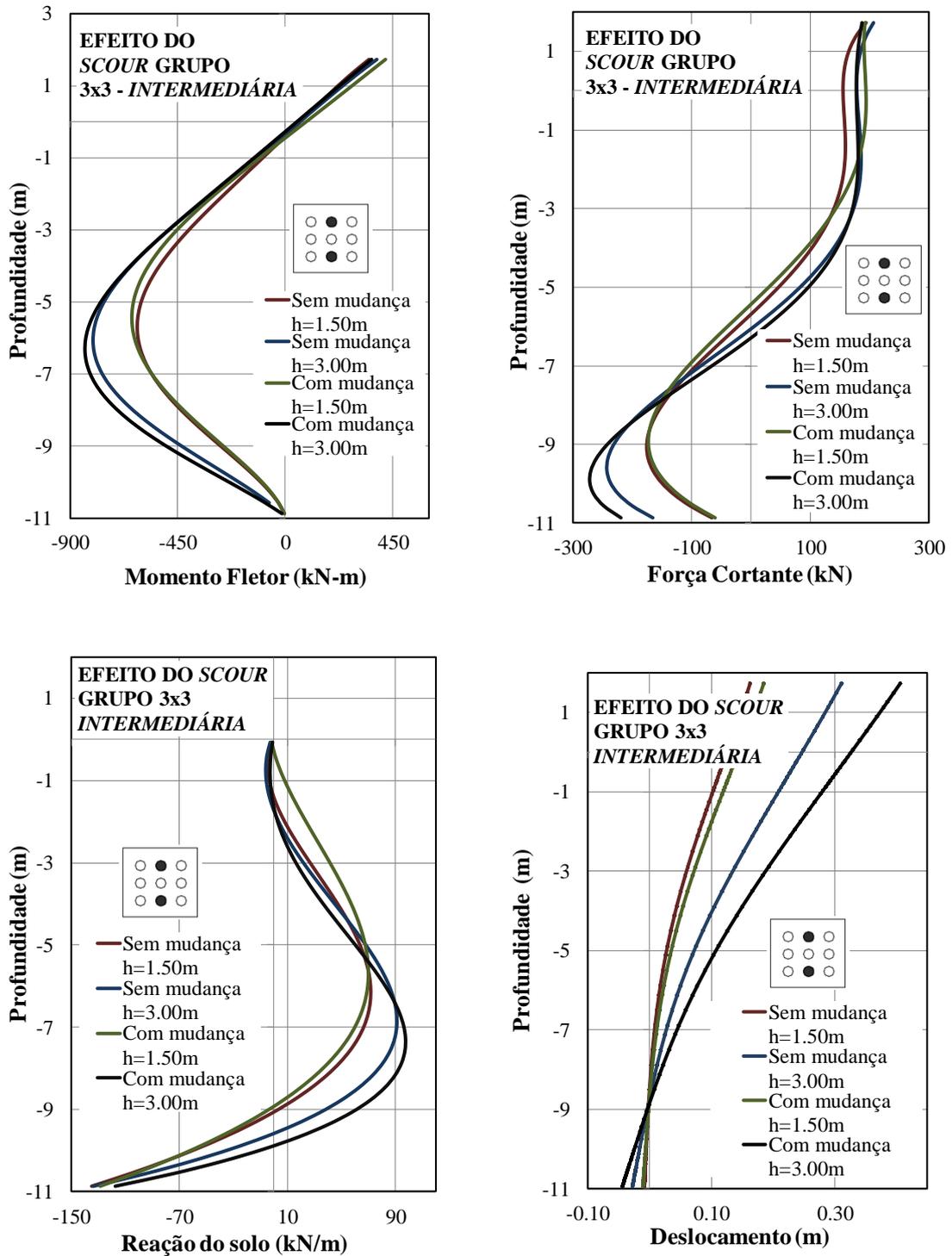


Figura B.2: Resposta da linha de estacas intermediárias (grupo 3x3)

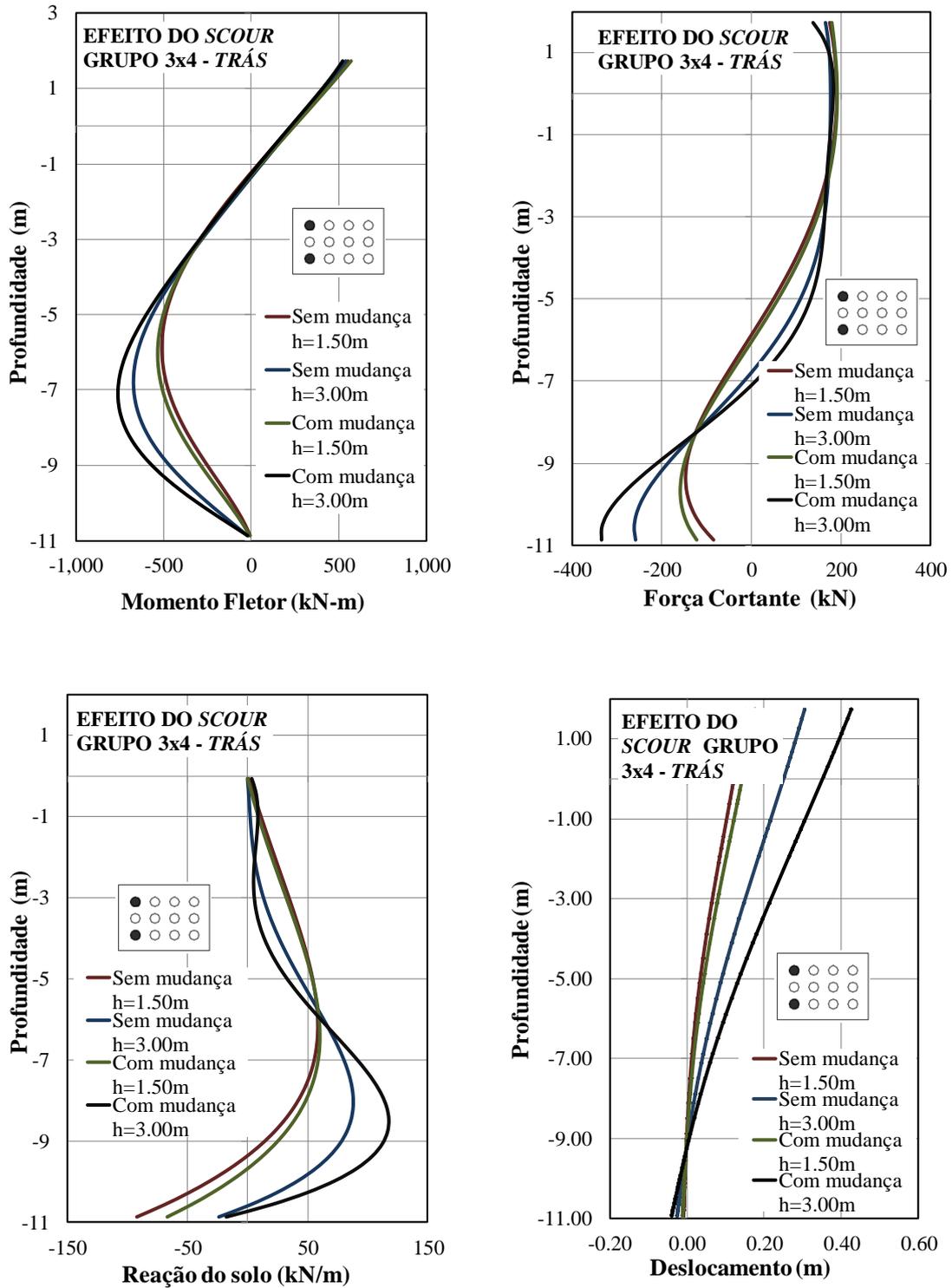


Figura B.3: Resposta da linha de estacas trás (grupo 3x4)

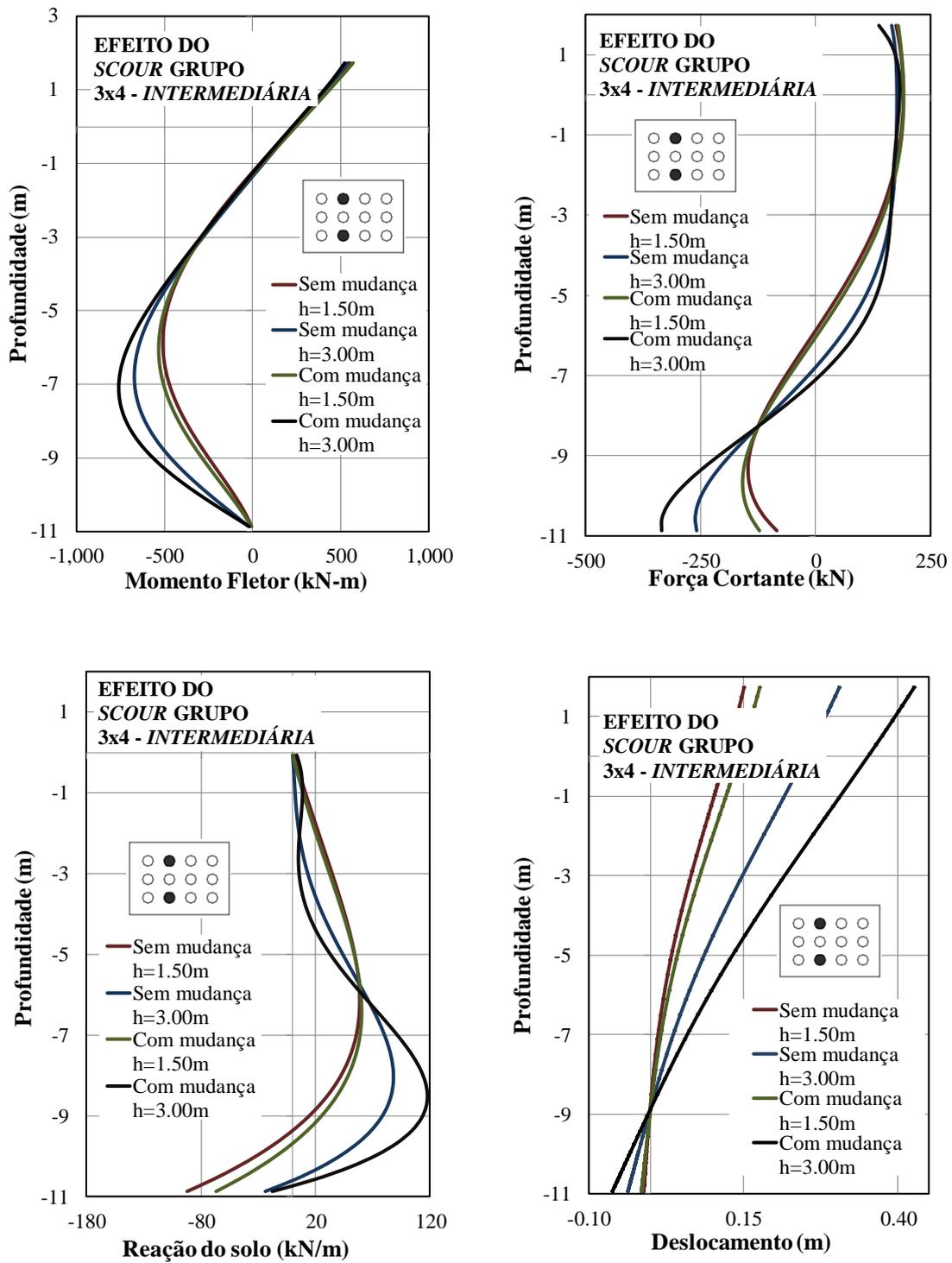


Figura B.4: Resposta da linha de estacas na intermediárias (grupo 3x4)

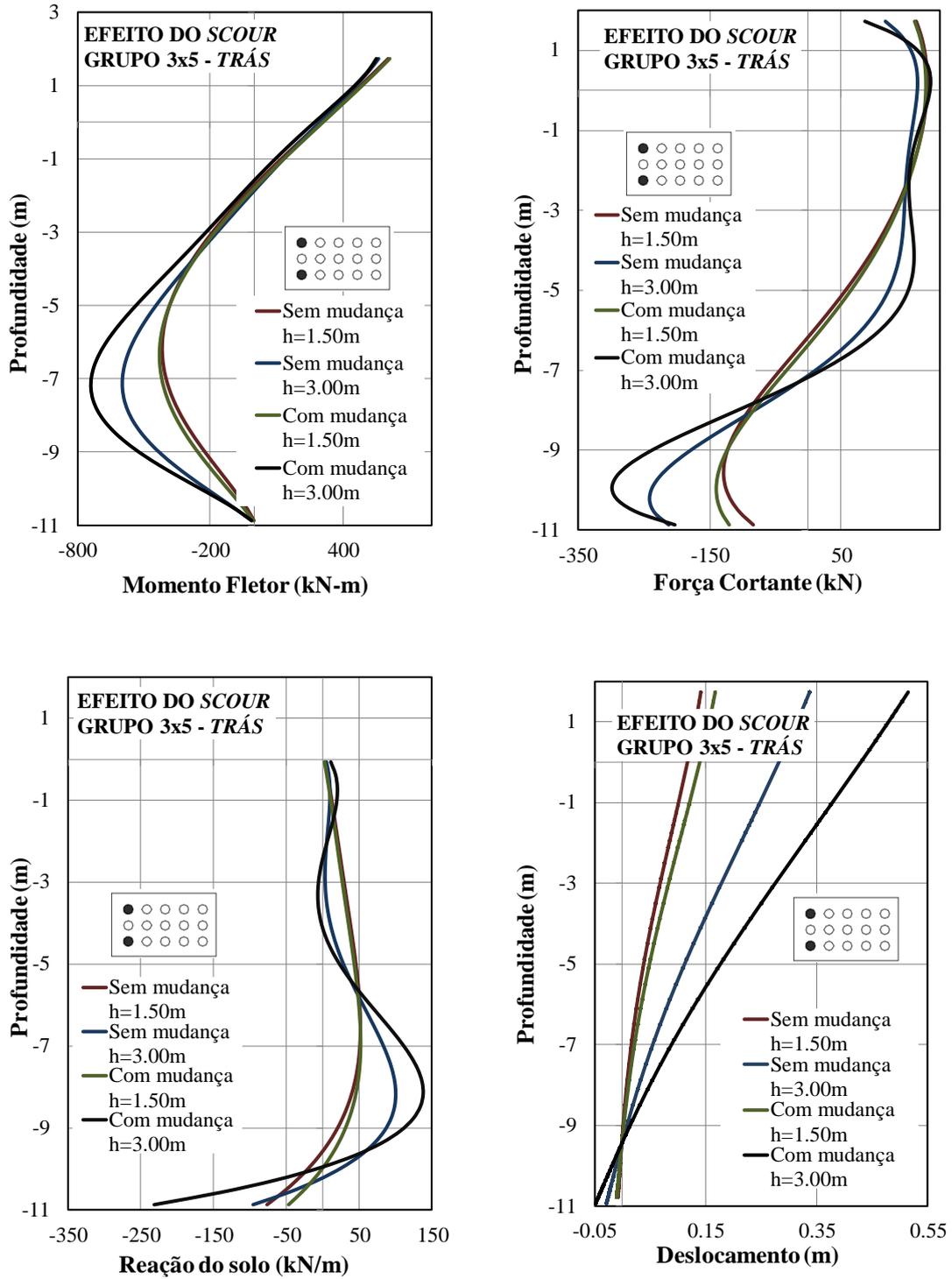


Figura B.5: Resposta da linha de estacas trás (grupo 3x5)

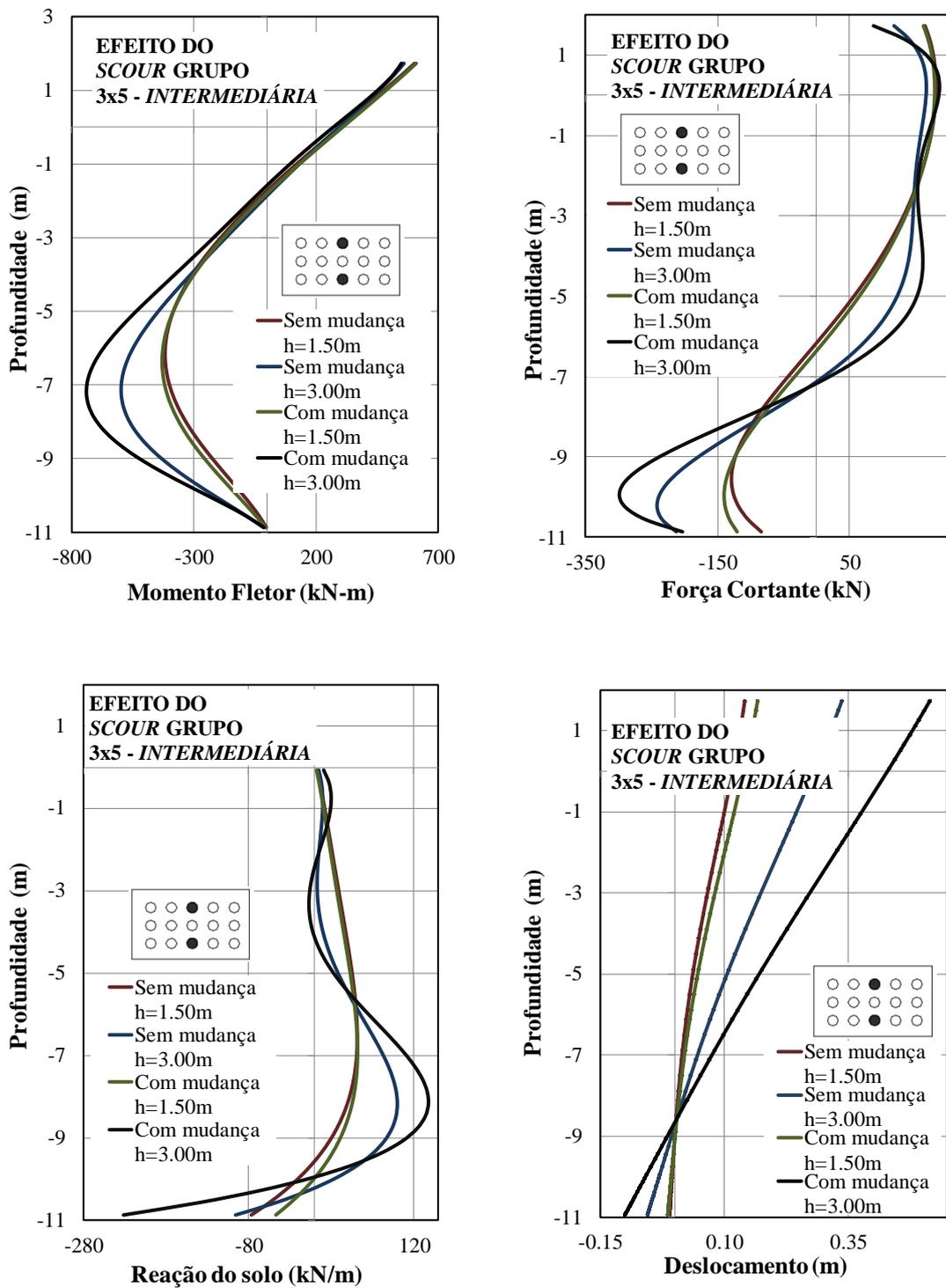


Figura B.6: Resposta da linha de estacas na intermediárias (grupo 3x5)

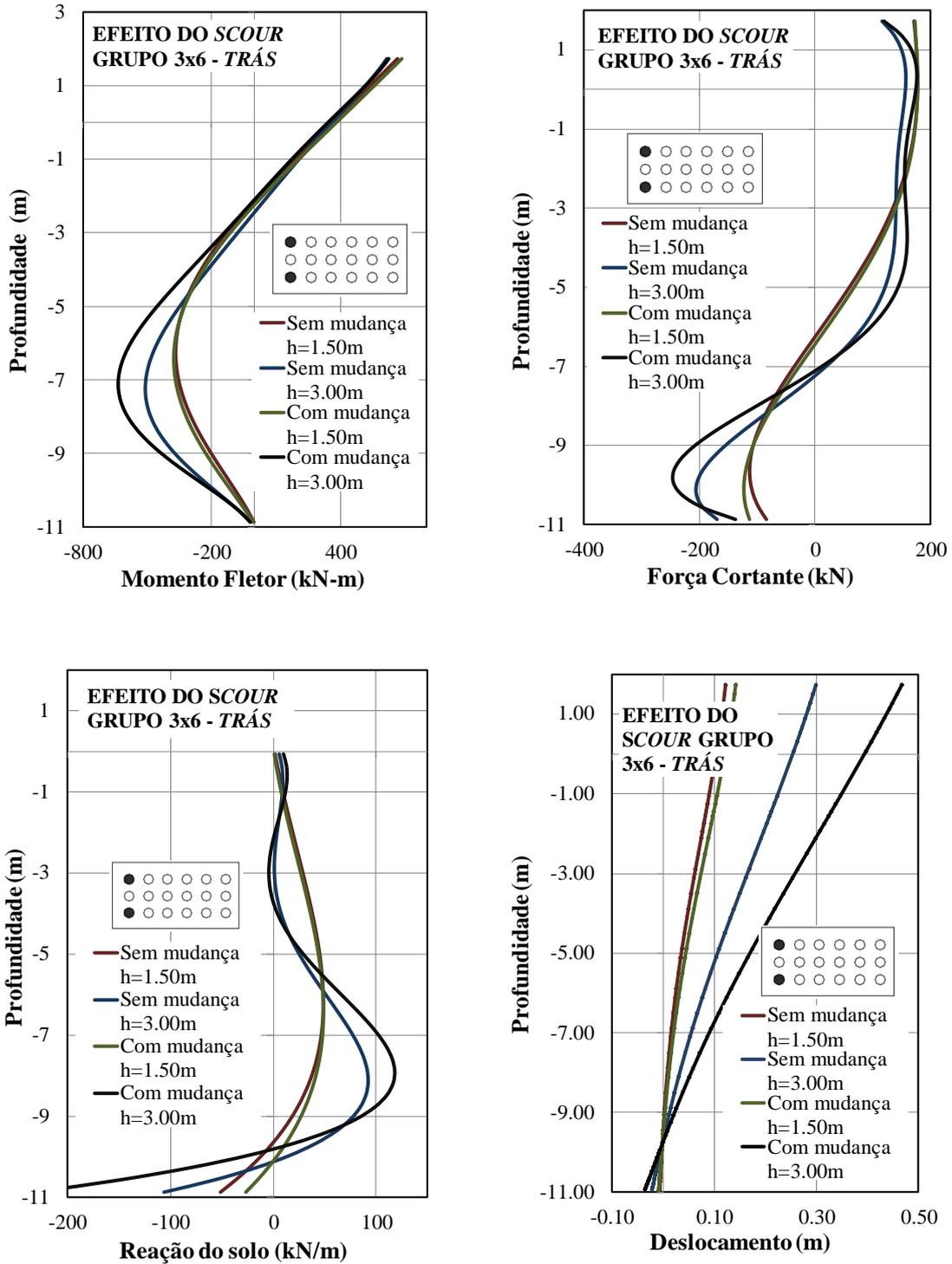


Figura B.7: Resposta da linha de estacas trás (grupo 3x6)

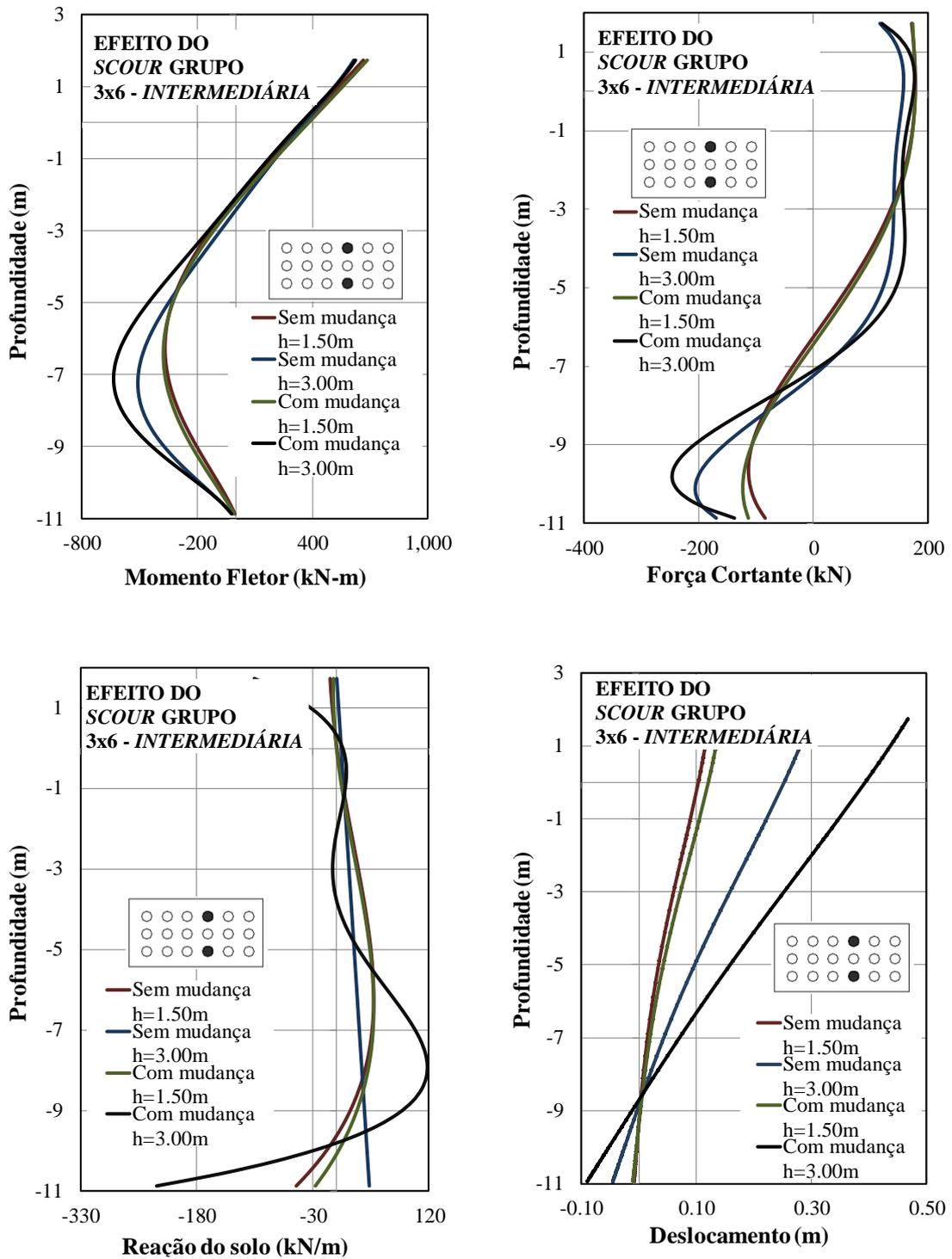


Figura B.8: Resposta da linha de estacas na intermediárias (grupo 3x6)



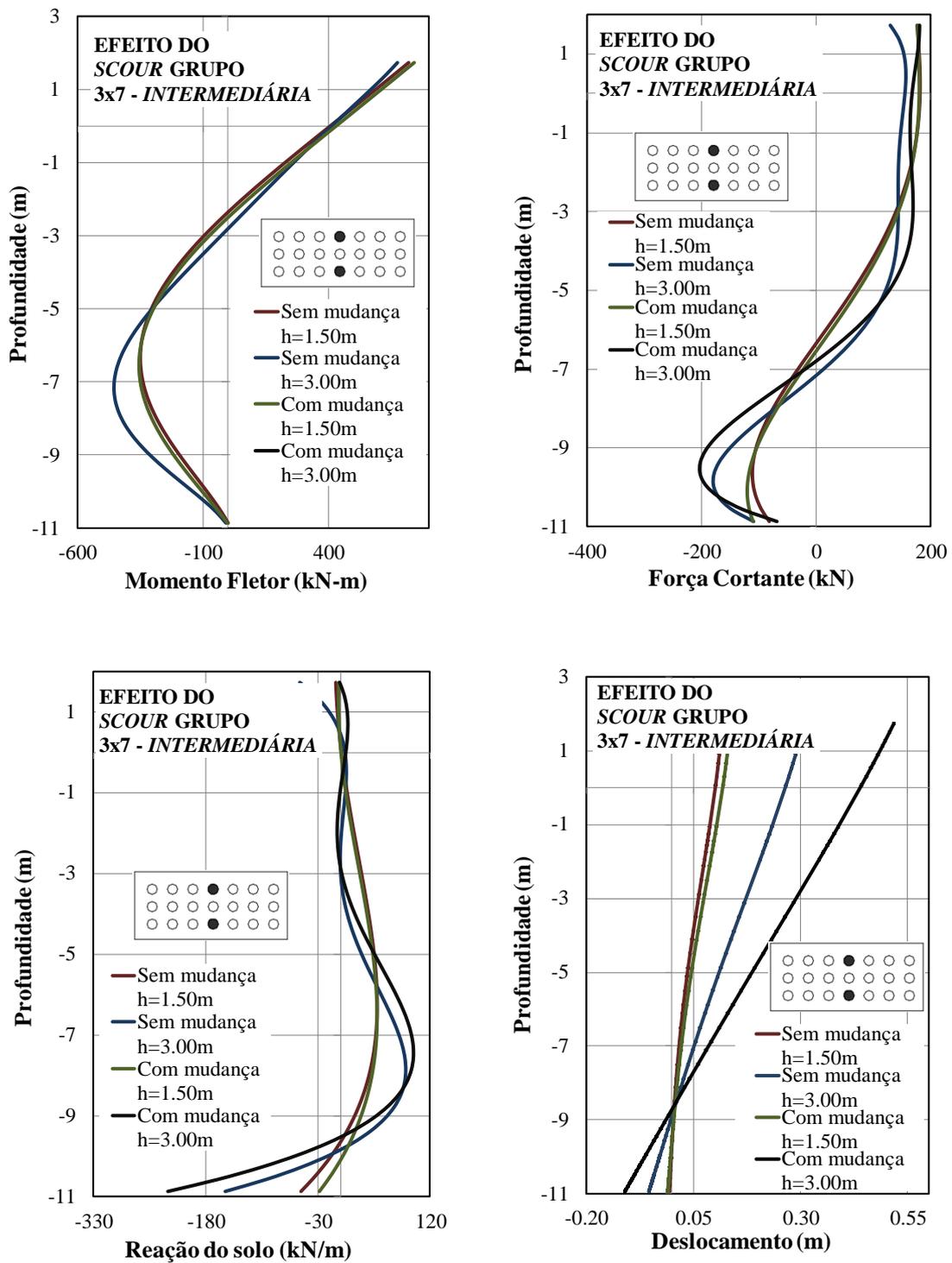
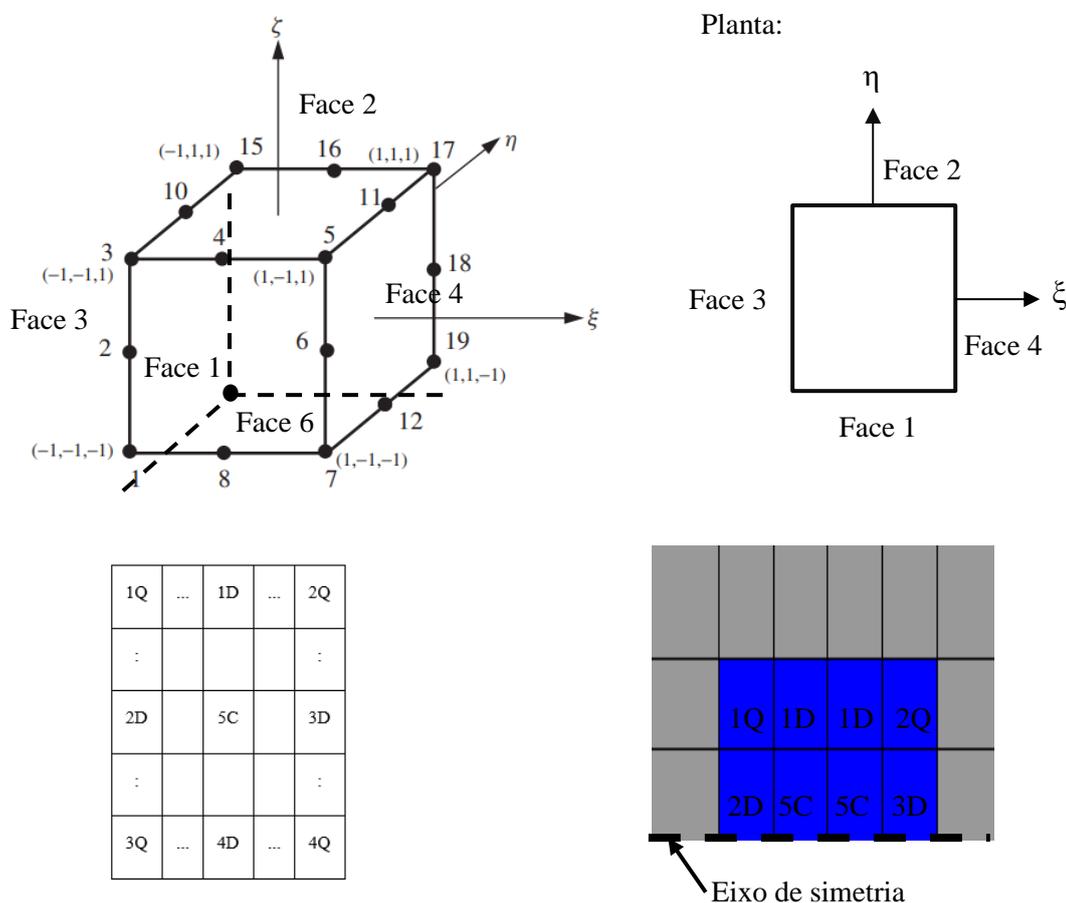


Figura B.10: Resposta da linha de estacas na intermediárias (grupo 3x7)

## APÊNDICE C

### NOMENCLATURA NA GERAÇÃO DE ELEMENTOS DE CONTATO EM TORNO DO ELEMENTO HEXAÉDRICO DE 20 NÓS



- Figura C.1: Esquema de nomeado para identificação e localização do elemento interface
- Elemento 1Q: De canto, interface nas faces 2 e 3, na base da estaca a face é 6.
- Elemento 2Q: De canto, interface nas faces 2 e 4, na base da estaca a face é 6.
- Elemento 3Q: De canto, interface nas faces 1 e 3, na base da estaca a face é 6.
- Elemento 4Q: De canto, interface nas faces 1 e 4, na base da estaca a face é 6.
- Elemento 1D: Na borda, interface na face 2, na base da estaca a face é 6.
- Elemento 2D: Na borda, interface na face 3, na base da estaca a face é 6.
- Elemento 3D: Na borda, interface na face 4, na base da estaca a face é 6.
- Elemento 4D: Na borda, interface na face 1, na base da estaca a face é 6.
- Elemento 5C: De centro, sem interface nos lados laterais, na base da estaca a face é 6.