

ANÁLISES NUMÉRICAS 2D E 3D DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO GRAMPEADO

Paulo Vitor Cunha da Silva

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Maurício Ehrlich

Rio de Janeiro
Setembro de 2015

ANÁLISES NUMÉRICAS 2D E 3D DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS
DE SOLO GRAMPEADO

Paulo Vitor Cunha da Silva

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:



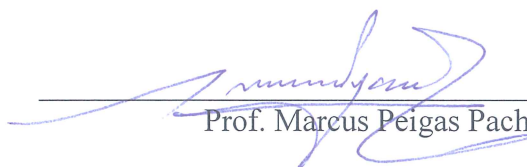
Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.



Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc.



Prof. Mário Vicente Riccio Filho, D.Sc.



Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
SETEMBRO DE 2015

Silva, Paulo Vitor Cunha da

Análises Numéricas 2D e 3D do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado/ Paulo Vitor Cunha da Silva. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2015.

IX, 127 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Maurício Ehrlich

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2015.

Referências Bibliográficas: p. 112-115.

1. Solo grampeado. 2. Análise numérica. 3. Método dos elementos finitos. I. Ehrlich, Maurício. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

“Nada pode nos dar uma satisfação mais profunda e maior felicidade do que o grande esforço de dar a luz à alguma coisa que ainda não nasceu. Fazendo isso, nós ultrapassamos a fronteira estreita de nossa personalidade e assim crescemos.”

Karl Terzaghi

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Maurício Ehrlich por toda a paciência e atenção neste trabalho, sempre prestativo e disposto a ajudar.

Aos professores da Banca pela oportunidade de avaliação e sugestões no trabalho, Prof. Leonardo Becker, Prof. Mário Vicente Riccio e Prof. Marcus Pacheco.

Ao amigo Engº José Otávio Serrão Eleutério pelo apoio e por tirar todas as dúvidas referentes aos modelos físicos e numéricos.

Ao amigo Engº Hélio Vronsky pelos ensinamentos neste meu início de trajetória na “medicina da engenharia”.

Aos professores do mestrado da COPPE/UFRJ, muitos já conhecidos das aulas na Escola Politécnica, Ian Schumann, Fernando Danziger, Anna Laura, Willy Larceda, André Avelar e Márcio Almeida.

À Planave Engenharia S.A. pela liberação parcial. Aos amigos que conquistei na empresa, Leonardo Marques, Pedro Martins, Jony Godinho, Vinícius Chagas, Diego Fagundes, Evandro Santiago, Alexandre Schuler, Bruna Julianelli, Monica Moncada, Carlos Ribeiro, Silvio Heleno, Jeffson Souza, Arthur Veiga, Lídia Santana e Eduardo Cabral.

Aos amigos do Mestrado, Jaider Xavier, Claudinha Dominoni, Raissa Louvise, Fernando Oliveira, Frederico Marques, Pedro Freu, Marcela Guimarães e Rafael Junqueira, por todo companheirismo nesta etapa. Ao Dr. Iman Hossein e à Ana Maria pela ajuda na tradução do resumo.

Ao consórcio PSG e à Mecasolo Engenharia e Consultoria Ltda. pela oportunidade de trabalho utilizando o PLAXIS 3D com o Prof. Christian Matos de Santana.

Meus agradecimentos aos amigos Carlos Gouveia e Rômulo Ferreira pelas discussões esclarecedoras sobre o método dos elementos finitos.

Ao amigo e cunhado Robson Costa pela ajuda atenciosa nas referências bibliográficas.

Por fim, agradeço a toda minha família, sempre ao meu lado, em especial aos meus pais, Beto e Bebel, e minhas irmãs, Marília e Jéssica.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISES NUMÉRICAS 2D E 3D DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO GRAMPEADO

Paulo Vitor Cunha da Silva

Setembro/2015

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Na pesquisa apresentam-se análises numéricas utilizando o programa PLAXIS, tomando por base resultados de modelagem física, em escala real, de estruturas de solo grampeado. As análises foram efetuadas pelo método dos elementos finitos considerando a situação tridimensional e bidimensional. Os resultados foram comparados com as medições dos esforços nos grampos, das tensões e dos deslocamentos na face, no solo e nas paredes do modelo. Observou-se que, em geral, resultados obtidos nas análises numéricas 3D apresentaram-se similares aos mensurados nos modelos físicos. As análises 2D, também foram representativas, no entanto, os esforços axiais máximos nos grampos mostraram-se próximos à face e os momentos fletores máximos e mínimos apresentaram-se menores comparados às análises 3D.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

2D AND 3D NUMERICAL ANALYSES OF BEHAVIOR OF SOIL NAILED STRUCTURES

Paulo Vitor Cunha da Silva

September/2015

Advisor: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

This research presents results of the numerical analysis performed using PLAXIS program. The adopted numerical model was verified based on the results of a physical modeling of the full-scale soil nailed structure. Analyses were carried out by the finite element method considering the three-dimensional (3D) and two-dimensional (2D) conditions. The results were compared with measured values in terms of nail forces, stresses and displacements in the face, on the ground and walls of the model. It was observed that, in general, the results of the 3D numerical analyses were in good agreement with those obtained by physical models. Results of the 2D analysis were also representative. However, in the 2D analysis axial forces were maximum near face and bending moments were lower compared to the 3D analysis.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	2
2.1. SOLO GRAMPEADO	2
2.1.1. GRAMPOS	4
2.1.2. FACE	5
2.1.3. DRENAGEM.....	6
2.1.4. PROCESSO EXECUTIVO	8
2.2. MECANISMOS E COMPORTAMENTO DO SOLO GRAMPEADO	9
2.2.1. ATRITO SOLO-GRAMPO	10
2.2.2. RESISTÊNCIA À PRESSÃO PASSIVA.....	13
2.3. PROJETO DE SOLO GRAMPEADO	15
2.4. MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE	18
2.5. MODELOS FÍSICOS DE SOLO GRAMPEADO	20
2.5.1. MODELO FÍSICO DE SILVA (2010).....	21
2.5.2. MODELO FÍSICO DE ELEUTÉRIO (2013).....	32
2.6. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADOS À GEOTECNIA.....	35
2.7. O PROGRAMA PLAXIS.....	38
2.7.1. MODELOS CONSTITUTIVOS.....	40
3. PROCEDIMENTO ADOTADO E ASPECTOS RELACIONADOS À MODELAGEM NUMÉRICA	50
3.1. PARÂMETROS UTILIZADOS	51
3.1.1. SOLO FABRICADO - QUARTZO MOÍDO	51
3.1.2. AJUSTE DOS PARÂMETROS DO SOLO	56
3.1.3. GRAMPO	59
3.1.4. BLOCOS PRÉ-MOLDADOS	62
3.1.5. MATERIAL DEFORMÁVEL	64
3.1.6. FUNDAÇÃO	64
3.1.7. INTERFACES	65
3.1.8. EFEITO DA COMPACTAÇÃO	66
3.1.9. ESTUDO DA MALHA DE ELEMENTOS NA MODELAGEM 3D	67
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	72

4.1.	MODELAGEM - CASOA	72
4.1.1.	FACE DE BLOCOS	73
4.1.2.	MASSA REFORÇADA	78
4.1.3.	GRAMPOS	82
4.2.	MODELAGEM - CASO B	84
4.2.1.	FACE DE BLOCOS	85
4.2.2.	MASSA DE SOLO REFORÇADO.....	88
4.2.3.	GRAMPOS	90
4.3.	MODELAGEM - CASO C	92
4.3.1.	FACE DE BLOCOS	93
4.3.2.	MASSA REFORÇADA	96
4.3.3.	GRAMPOS	98
4.4.	ANÁLISE PARAMÉTRICA – RESISTÊNCIA SOLO-GRAMPO.....	99
4.5.	ANÁLISE CONSIDERANDO OS BLOCOS INDIVIDUALMENTE	102
4.6.	COMPARAÇÃO COM ANÁLISES BIDIMENSIONAIS.....	103
4.6.1.	ESFORÇOS AXIAIS NOS GRAMPOS	104
4.6.2.	MOMENTOS FLETORES NOS GRAMPOS	105
4.6.3.	DESLOCAMENTOS NA FACE.....	107
4.6.4.	DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA MASSA REFORÇADA.....	108
5.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	110
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	112
	APÊNDICE A – ANÁLISES NUMÉRICAS CONSIDERANDO O CASO BIDIMENSIONAL E TRIDIMENSIONAL PARA SOBRECARGAS APLICADAS DE 60 kPa E 20 kPa	

1. INTRODUÇÃO

O solo grampeado é uma técnica de reforço de solo que vem sendo muito utilizada no Brasil nas últimas décadas, com sucesso técnico e econômico. É versátil e de baixo custo comparativamente a outros procedimentos, e possibilita elevada velocidade de execução.

O comportamento do solo grampeado é dependente do processo executivo, do faceamento e das características mecânicas do solo e do grampo. Estudos vêm sendo executados no laboratório de modelos físicos da COPPE/UFRJ, seja de solo reforçado com geotêxteis ou de grampeamento de solo. Na área de solo grampeado podem-se citar os modelos físicos de Silva (2010) e Eleutério (2013).

Este trabalho objetiva aprofundar o entendimento desse tipo de projeto através de análises numéricas empregando o programa PLAXIS. Utilizou-se modelagem por elementos finitos tridimensionais e bidimensionais buscando representar os modelos físicos supracitados. Os resultados numéricos foram capazes de descrever adequadamente o comportamento observado nos modelos físicos, principalmente a análise 3D que possibilitou uma melhor representação dos resultados, sobretudo quanto aos esforços nos grampos. Os estudos na versão 2D buscaram verificar a capacidade de representação dessa abordagem à condição real.

O texto desta dissertação foi organizado em cinco capítulos. Neste primeiro capítulo apresenta-se uma introdução ao conteúdo da dissertação.

No segundo, discute-se a técnica de grampeamento de solos, incluindo mecanismo de comportamento e projeto, e também modelagem física e numérica.

No terceiro, apresentam-se o procedimento adotado e aspectos relacionados à modelagem numérica efetuada. No quarto capítulo apresentam-se os resultados e discussões e no quinto capítulo têm-se as conclusões do trabalho.

Incluem-se também as referências bibliográficas e em apêndice resultados complementares das análises 2D e 3D quando da aplicação das sobrecargas de 20 kPa e 60 kPa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo discutem-se a técnica de grampeamento de solos, os mecanismos de comportamento, aspectos relacionados a projetos, e também da modelagem física e numérica referente ao caso em estudo.

2.1. SOLO GRAMPEADO

Os solos, em geral, apresentam resistência à tração baixa, dessa forma os taludes têm inclinação e altura limitada. O emprego de reforço de solo possibilita executar taludes íngremes com grandes desníveis, já que os reforços suprem esta deficiência. Os reforços atuam de maneira similar a uma “costura”, solidarizando a região onde o solo seria potencialmente instável com a região estável. A massa reforçada passa a se comportar como um muro de peso, garantindo a estabilidade da zona não reforçada (EHRlich & BECKER, 2009).

A técnica do solo grampeado consiste no reforço do solo através da inclusão de elementos de aço ou outro material (grampos). Os grampos resistem a esforços de tração, de cisalhamento e de momento fletor. Estes elementos são passivos, ou seja, são solicitados somente com as deformações do solo, diferente dos tirantes que são pré-tracionados. A inclusão do reforço reduz os deslocamentos e promove maior confinamento e aumento na resistência ao cisalhamento da massa reforçada.

Esta solução para solo reforçado é uma extensão do “*New Austrian Tunneling Method*” (RABCEWICZ, 1964), técnica que combina a inclusão de concreto projetado e chumbadores na abertura de túneis (Figura 1). Este procedimento promove a estabilização da escavação, com deformações relativamente pequenas no maciço.

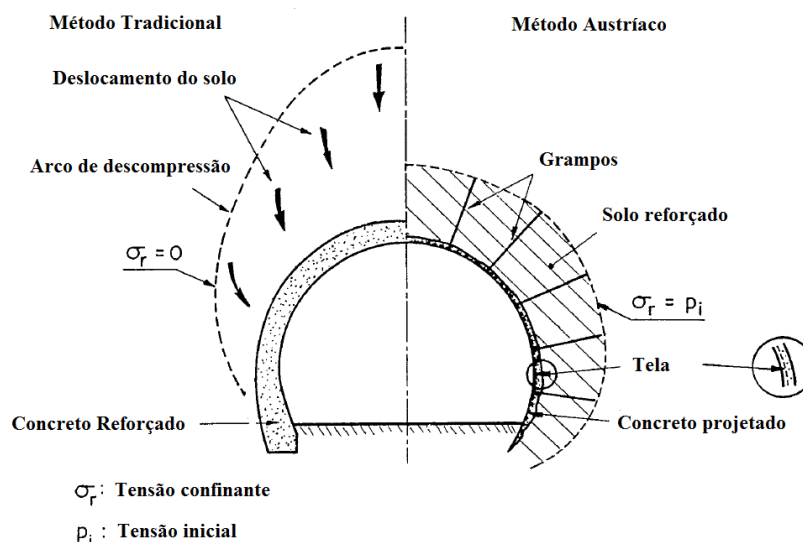


Figura 1 - Métodos Tradicional e Austríaco (NATM): princípio e comportamento (CLOUTERRE, 1991)

No Brasil a técnica do solo grampeado tem sido adotada por projetistas e construtores desde a década de 70, já se contando com uma razoável bem sucedida experiência em obras executadas (GEORIO, 2014). Esta técnica é utilizada para estabilização de encostas (Figura 2a), de taludes pré-existentes de corte e aterro (Figura 2b) e de escavações (Figura 2c).

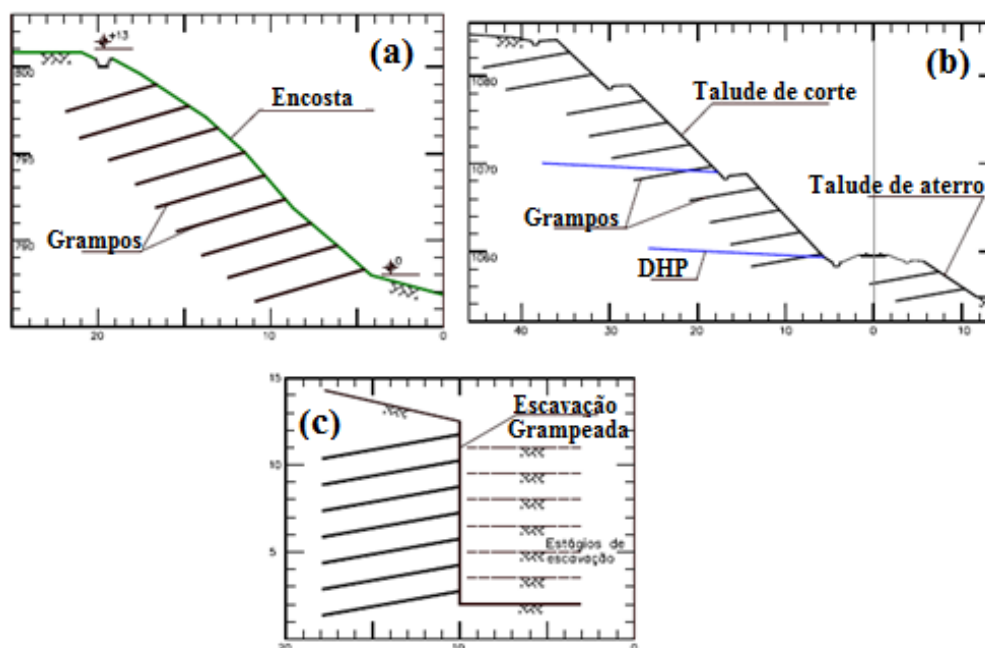


Figura 2 – Aplicação de solo grampeado para estabilização de: (a) encostas; (b) taludes pré-existentes de corte e aterro e; (c) escavações (SILVA, 2010)

2.1.1. GRAMPOS

Os grampos são constituídos usualmente por barras de aço CA-50 com diâmetros nominais de 16 mm a 20 mm. Normalmente são instalados em pré-furos preenchidos com calda de cimento, não apresentando um trecho livre como os tirantes. A Figura 3 apresenta o detalhe de um grampo.

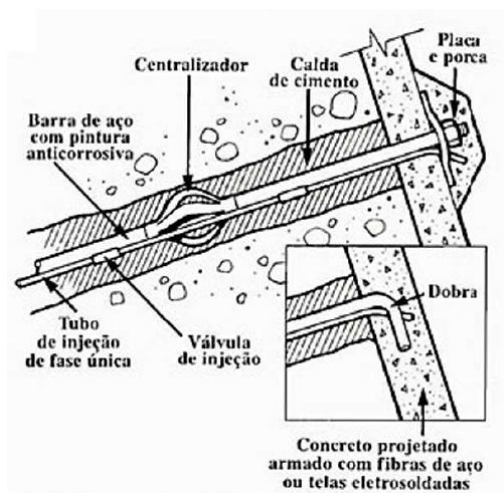


Figura 3 - Detalhe de grampo (ABMS/ABEF, 1999)

Na Figura 4 apresentam-se tipos de cabeça para grampos. No primeiro tipo (Figura 4a) a barra de aço é dobrada a 90° para a fixação do revestimento, geralmente este trecho tem 20 cm. No segundo tipo (Figura 4b) a extremidade é rosqueada e conectada ao conjunto placa metálica e porca, permitindo uma pequena carga junto à face, da ordem de 5 kN. Tal procedimento é mais comumente adotado em escavações com taludes verticais, tendo-se assim uma maior solidarização da face em concreto projetado e o grampo.

Outro tipo de cabeça de grampo que pode ser empregado é um feixe de barras de aço com menor diâmetro com dobras (Figura 4c). É possível também executar grampos sem cabeça, associando-os a revegetação da face e drenagem superficial em taludes com inclinações inferiores a 60° (Figura 4d). Por fim, pode-se ainda adotar revegetação da face com manta vegetal, tela metálica, placa e porca (Figura 4e).

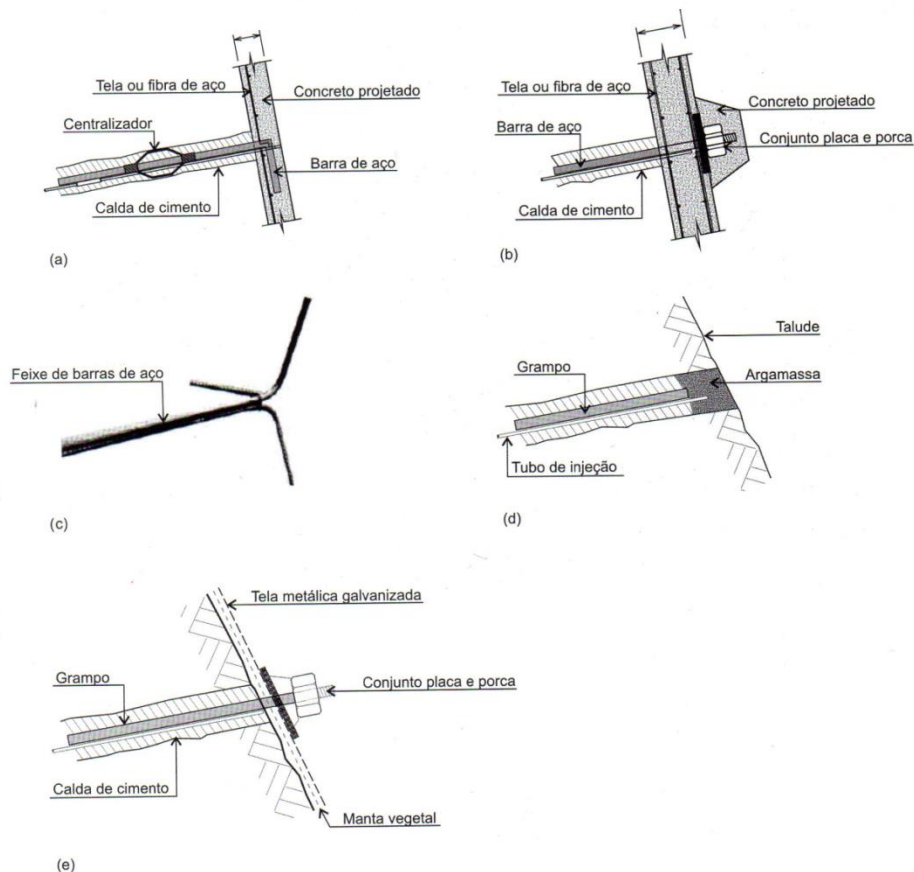
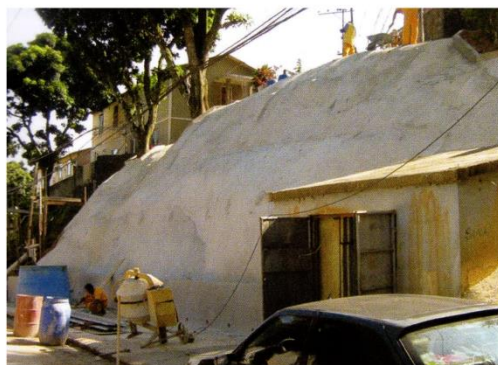


Figura 4 - Tipos de cabeça para grampos: (a) embutida na face por meio de dobra no aço; (b) placa metálica, rosca e porca; (c) feixe de barras (DIAS et al. 2006); (d) sem cabeça (EHRlich, 2003) e; (e) manta, tela, placa e porca (GEORIO, 2014)

2.1.2. FACE

A principal função da face num solo grampeado não é estrutural, mas sim garantir a estabilidade local do solo entre os reforços e proteger o terreno contra os efeitos da erosão e intemperismo. Em taludes mais verticalizados, no entanto, podem ser necessárias faces estruturalmente mais resistentes.

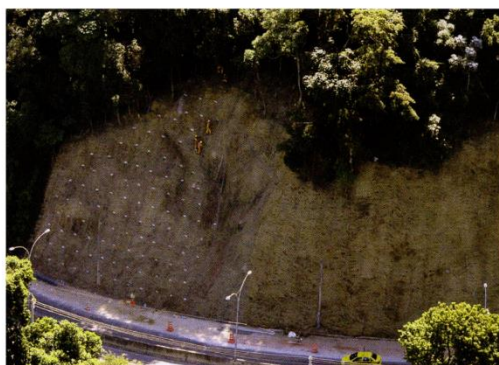
Na Figura 5, apresentam-se alguns exemplos de faces de solo grampeado. Geralmente, utiliza-se para compor a face, concreto projetado reforçado com tela de aço soldada ou fibras. Recentemente, blocos segmentais vêm sendo adotados em taludes verticais e ou subverticais. Em taludes menos íngremes, pode-se adotar proteção vegetal ou biomanta vegetal (SILVA & EHRlich, 2010).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5 - Tipos de revestimento para solo grampeado: (a) concreto projetado com tela metálica; (b) blocos pré-moldados intertravados de concreto; (c) revestimento vegetal (manta vegetal e tela galvanizada) e; (d) preservação da vegetação nativa (GEORIO, 2014)

2.1.3. DRENAGEM

O solo grampeado deve estar associado a um bom projeto de drenagem, de forma a evitar excessivas pressões hidrostáticas na face, ou outro elemento estrutural, proteger os elementos da corrosão (caso estejam em contato com a água) e prevenir a saturação do furo do grampo que pode afetar os deslocamentos da estrutura causando instabilidade durante e após a construção.

Devem ser previstos dispositivos de drenagem superficiais para evitar erosão, tais como canaletas e descidas d'água. São necessários também dispositivos de drenagem de subsuperfície, tais como os barbacãs (drenos pontuais), Figura 6a, e ou geodrenos (drenos verticais de contato, com núcleo de PVC revestido com filtro de geotêxtil), Figura 6b. Estes dispositivos são associados ao revestimento da face de modo que a

água que infiltra próxima ao contato do faceamento com o solo possa ser drenada. Drenagem profunda normalmente é adotada, para tal, se utilizam drenos sub-horizontais (DHP's), Figura 7.

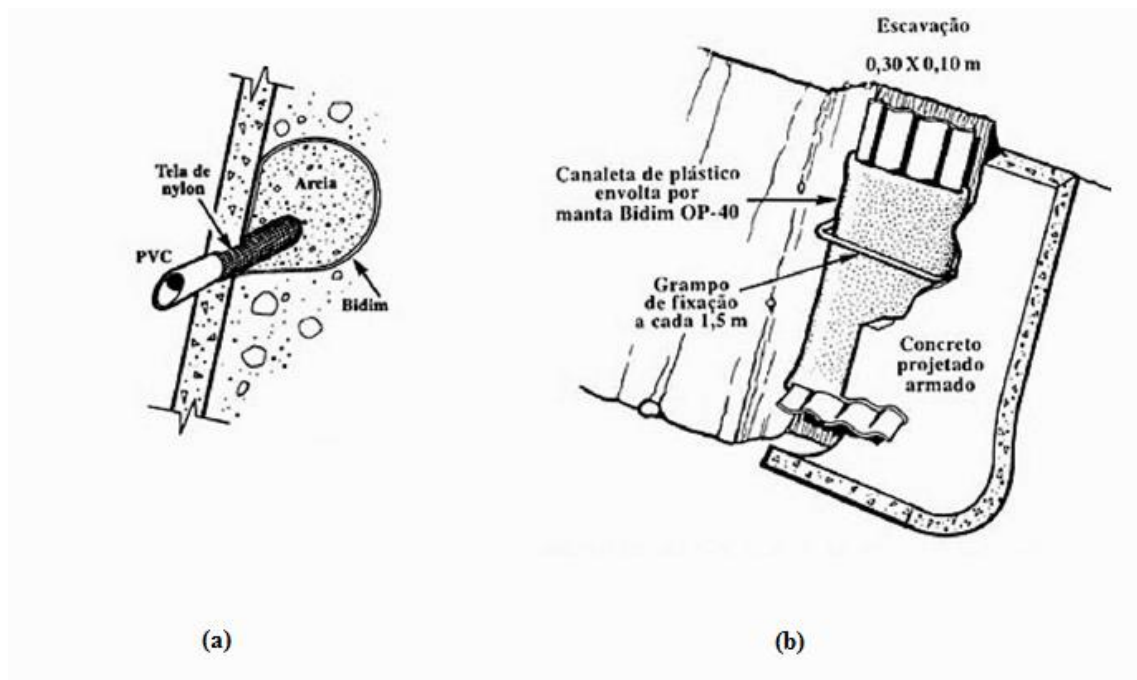


Figura 6 - Detalhe de drenos de subsuperfície (ABMS/ABEF, 1999)

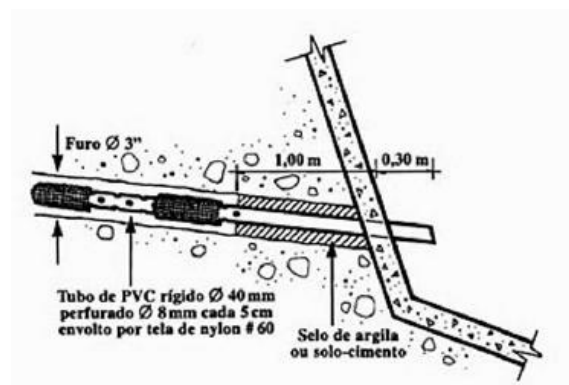


Figura 7 - Detalhe do dreno profundo (ABMS/ABEF, 1999)

2.1.4. PROCESSO EXECUTIVO

A sequência executiva de um solo grampeado se procede por etapas (Figura 8). Podem ser necessárias escavações por nichos para minimizar deformações e garantir a estabilidade em algumas situações. Os grampos são instalados em sequência à escavação, geralmente limitadas a 1 ou 2m de altura dependendo do tipo de solo. Comumente, as perfurações têm inclinação de 15° com a horizontal e o diâmetro adotado varia entre 75 mm a 125 mm. Barras de aço são posicionadas nas aberturas e se injeta calda de cimento, a partir do fundo furo, preenchendo-o totalmente. Para a proteção destas barras à corrosão, quando do posicionamento destas, se adotam dispositivos centralizadores, normalmente espaçados de 1,5m. Por fim, faz-se a aplicação do revestimento da face.

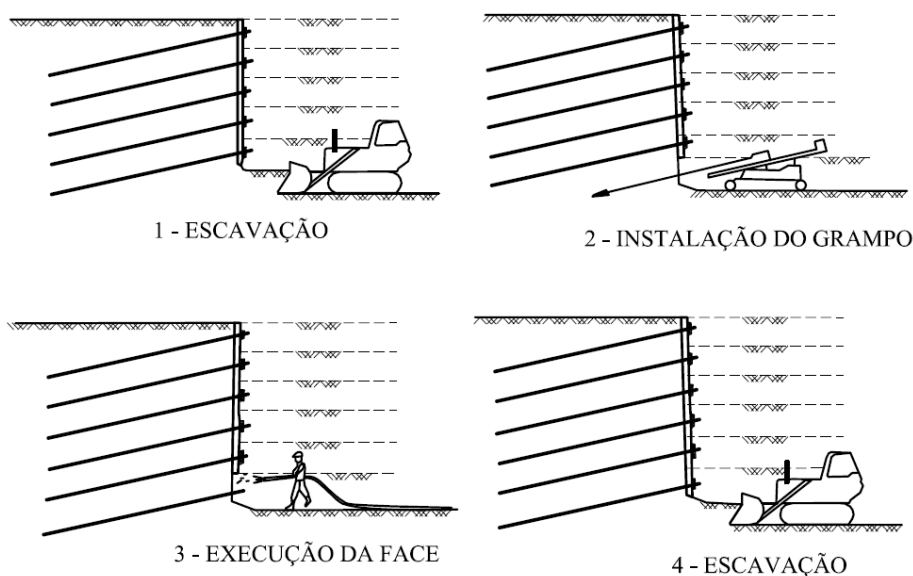


Figura 8 - Fases de construção de um solo grampeado (CLOUTERRE, 1991)

Para execução do solo grampeado são necessários equipamentos leves, que se adaptam facilmente ao terreno, abaixando o custo desta técnica em relação a outros procedimentos. A aplicabilidade a geometrias variáveis, como taludes inclinados, é outra vantagem. O baixo impacto ambiental é mais um benefício, pois a quantidade de materiais no processo é pequena, gera pouca produção de resíduos de construção e tem uma menor interferência nos meios bióticos em relação às soluções convencionais (SILVA, 2010).

Principalmente em áreas urbanas, deve-se atentar ao impacto do emprego da técnica em estruturas próximas. Os grampos são elementos passivos e se mobilizam quando das deformações da massa de solo. Os movimentos que se observam são da ordem de 0,2% a 0,3% da altura da escavação.

No caso de solos de baixa resistência é necessária uma grande quantidade de grampos, elevando o custo da solução. A adesão entre o grampo e o solo é baixa nestas condições, sendo que, em curto prazo, com a geração de excessos de poropressão positiva este valor se reduz mais ainda. Além disso, nestes tipos de solos tem-se a possibilidade de maiores movimentos durante a fase de execução e pós-construção.

2.2. MECANISMOS E COMPORTAMENTO DO SOLO GRAMPEADO

O comportamento do solo grampeado é influenciado por muitos fatores, tais como, o espaçamento entre grampos, comprimento e inclinação, e natureza do solo. Durante o processo de escavação, o solo sofre descompressão e se verificam recalques por consequência. No final da construção, ocorre uma pequena inclinação da face com maiores deslocamentos horizontais e verticais no topo do faceamento.

Para a situação de solo grampeado em encostas e taludes pré-existent de corte ou aterro, Silva & Ehrlich (2010) verificaram através da monitoração que a mobilização de cargas no grampo ocorre com as deformações no solo influenciadas pelas variações de umidade no terreno, como por exemplo, durante períodos de chuva e seca.

Os grampos solidarizam a zona ativa à resistente, garantindo, assim, a estabilidade do conjunto (Figura 9). Na zona ativa, o movimento relativo é oposto ao da zona resistente ocasionando esforços de tração e flexão no reforço. À medida que as deformações aumentam e consequentemente a superfície potencial de rotura (zona ativa) se desloca, as tensões na interface solo/grampo e os esforços axiais no reforço também aumentam. O esforço axial no grampo varia ao longo do comprimento, diferentemente dos reforços ativos, como é o caso dos tirantes, cujo esforço de tração é constante ao longo do comprimento livre. Na situação próxima à rotura, os pontos de atuação dos esforços máximos de tração nos grampos são mobilizados na interseção destes com a superfície potencial de rotura.

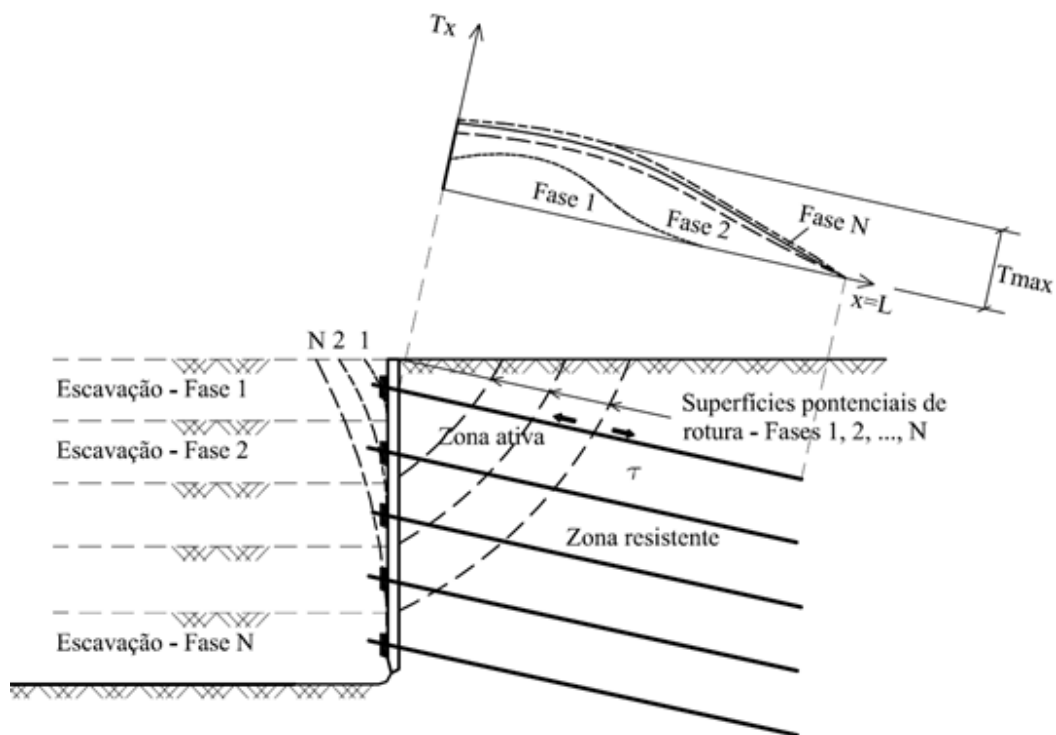


Figura 9 - Comportamento do solo grampeado (LAZARTE et al., 2003)

A interação solo-grampo se verifica através da resistência ao cisalhamento na interface, induzindo esforços de tração, e devido à pressão passiva ao longo do grampo, mobilizando esforços cisalhantes e de flexão (CLOUTERRE, 1991). Esta interação é influenciada por fatores associados ao tipo de solo e a técnica de execução/installação dos grampos (JURAN& ELIAS, 1991):

2.2.1. ATRITO SOLO-GRAMPO

A resistência ao cisalhamento da interface solo-grampo requer pequenos deslocamentos do grampo para ser mobilizada, da ordem de milímetros, conforme apresentado na Figura 10, que apresenta um ensaio de arrancamento feito por Springer (2006).

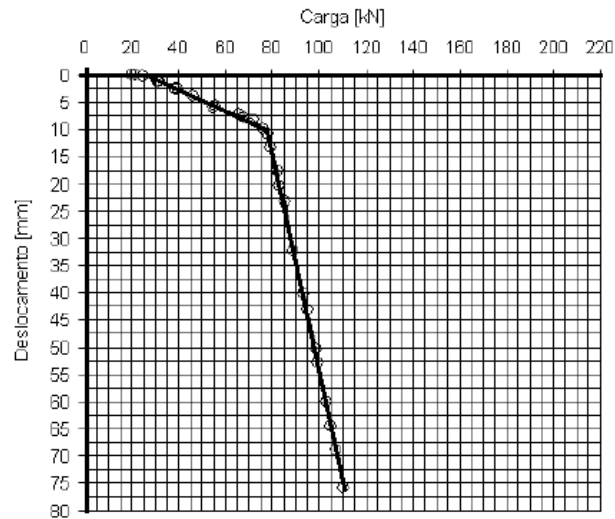


Figura 10 - Curva carga deslocamento no ensaio de arrancamento (SPRINGER, 2006)

A transferência das tensões por atrito da interface solo-grampo é calculada através da Equação 1.

$$\tau = \mu \sigma'_v \quad (1)$$

Onde:

τ – tensão cisalhante na interface solo reforço;

μ – coeficiente de atrito entre o solo e o material do reforço;

σ'_v – tensão normal exercida no reforço;

O valor de μ na situação de cisalhamento direto para areias e siltes em contatos com diversos materiais situa-se num intervalo de 0,5 a 0,8 (MITCHELL & VILLET, 1987). Logo, o atrito máximo que poderá ser mobilizado será o dado pela Equação 2.

$$\mu = \tan \delta = (0,5 \text{ a } 0,8) \tan \varphi \quad (2)$$

Onde:

δ – ângulo de atrito solo-reforço;

φ – ângulo de atrito interno do solo;

O fenômeno da dilatância pode redundar num acréscimo significativo na tensão normal à superfície do reforço, e promover o aumento na resistência ao cisalhamento do contato. Por outro lado, o aumento adicional na tensão confinante através de um aumento da sobrecarga aplicada pode provocar uma diminuição na tendência de ocorrer dilatância (RICCIO FILHO, 2007).

O valor do coeficiente de atrito (μ) sofre alteração de acordo com o acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$) provocado pela dilatância, dado pela Equação 3. O valor real da tensão vertical atuante na superfície do reforço pode ser maior que σ'_v , sendo denominada de $\sigma'_{v\text{real}} = \sigma'_v + \Delta\sigma$.

$$\mu = \frac{\tau}{\sigma'_v + \Delta\sigma} \quad (3)$$

Onde:

τ – tensão cisalhante na interface solo-reforço;

μ – coeficiente de atrito aparente entre o solo e o material do reforço;

σ'_v – tensão normal exercida no reforço;

$\Delta\sigma$ – acréscimo da tensão normal devido à dilatância;

Esta alteração do atrito na interface solo-grampo devido à dilatância também é influenciada pelo tipo da superfície do reforço. A Figura 11 apresenta a influência deste fenômeno considerando a sobrecarga e a superfície do reforço. Para reforços rugosos ou nervurados com baixa sobrecarga esta influência é mais evidenciada do que para superfícies lisas com altas sobrecargas (SCHLOSSER & ELIAS, 1978).

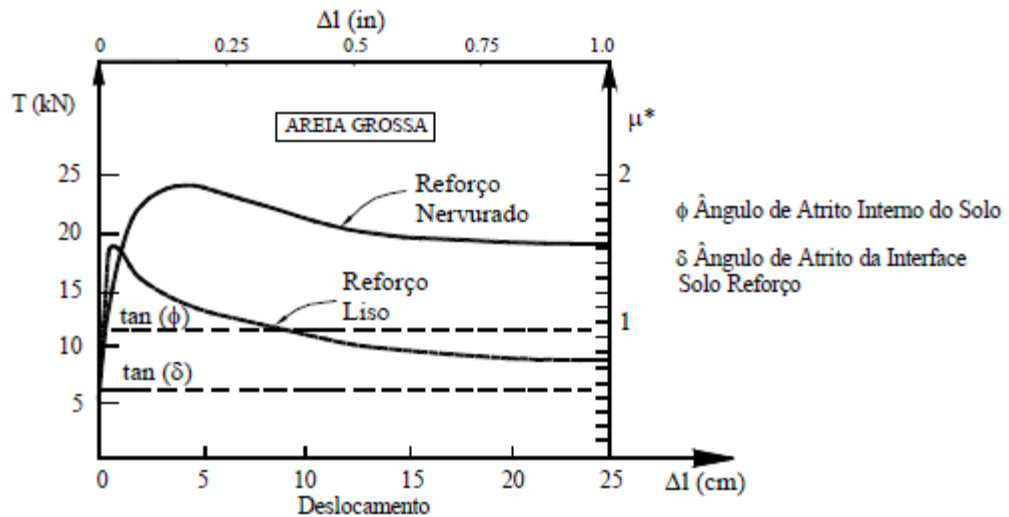


Figura 11 - Influência da superfície do reforço no valor do atrito solo-reforço (SCHLOSSER & ELIAS, 1978)

2.2.2. RESISTÊNCIA À PRESSÃO PASSIVA

Embora os esforços de tração sejam os maiores responsáveis pela resistência no mecanismo do solo grampeado, dependendo da rigidez dos elementos, a pressão passiva no grampo é desenvolvida em ambos os lados da superfície de rotura e consequentemente são desenvolvidos também esforços cisalhantes e momentos fletores. Os deslocamentos perpendiculares ao reforço necessários para mobilizar os esforços cisalhantes e fletores são bem maiores que os para mobilizar os esforços de tração.

A Figura 12 mostra o efeito da rigidez no grampo no desenvolvimento das pressões passivas para dois limites, reforço completamente rígido e reforço flexível. O reforço flexível quando se deforma atinge o equilíbrio, enquanto que o reforço completamente rígido resiste à deformação e consequentemente mobiliza a pressão passiva, induzindo neste caso, esforços cisalhantes e fletores.

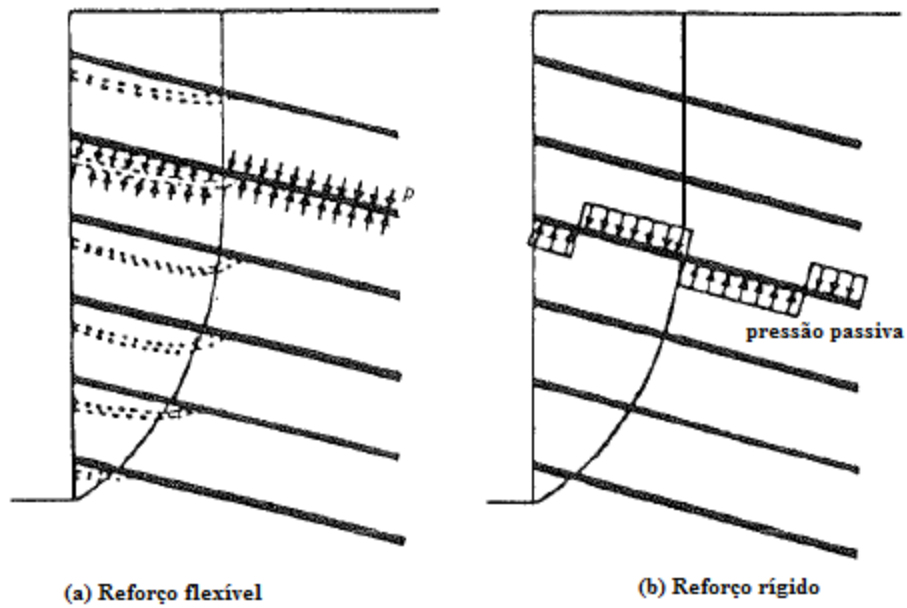


Figura 12 - Efeito da rigidez do reforço (MITCHELL & VILLET, 1987)

Segundo Clouterre (1991), o comportamento de grampos submetidos a esforços cisalhantes e momentos fletores é similar ao de uma estaca carregada com força horizontal e momento no topo. Neste caso, as deformações podem ser calculadas utilizando-se o método do coeficiente de reação horizontal, através da Equação 4.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k_s y D_c = 0 \quad (4)$$

Onde:

EI – rigidez a flexão do grampo;

k_s – coeficiente de reação horizontal;

y – deslocamento lateral do grampo;

z – coordenada ao longo do grampo;

$p = k_s y$ – tensão lateral no grampo;

D_c – Diâmetro do grampo;

2.3. PROJETO DE SOLO GRAMPEADO

O projeto de solo grampeado deve contemplar a etapa construtiva e pós-construtiva. Quando existem sobrecargas externas atuantes no solo reforçado, como por exemplo, de trem tipo, a situação mais crítica é a fase pós-construtiva. Quando não atuam sobrecargas, a situação mais crítica ocorre durante o processo de escavação, quando não se executaram o reforço ou a face. É comum a adoção de um fator de segurança menor para análises da fase construtiva, pois o tempo de ocorrência da situação crítica é menor.

Num projeto de solo reforçado devem-se considerar duas condições distintas, estado limite último e estado limite de serviço (CLOUTERRE, 1991). O estado limite último se refere à rotura (colapso) que ocorre após as tensões induzidas na massa reforçada serem de uma magnitude maior que a resistência do conjunto ou de seus componentes. Já o estado limite de serviço contempla não o colapso, mas a condição que torna prejudicial à operação da estrutura. Neste sentido, o projeto do solo reforçado deve garantir que as deformações não prejudiquem a operação da estrutura.

Segundo Clouterre (1991), resultados dos modelos de laboratório mostram que as quatro principais roturas de solo grampeado são:

- a) Rotura da face;
- b) Rotura na interface solo-grampo;
- c) Instabilidade durante a escavação;
- d) Rotura global da massa de solo reforçado;

A análise da estabilidade externa de um solo grampeado é geralmente realizada considerando o solo como um muro, que garante a estabilidade da zona não reforçada. Deve-se, com isso, sob a ação do empuxo promovido pela massa de solo garantir a segurança à estabilidade global, ao deslizamento, à capacidade de carga da fundação e ao tombamento (EHRLICH & BECKER, 2009), Figura 13.

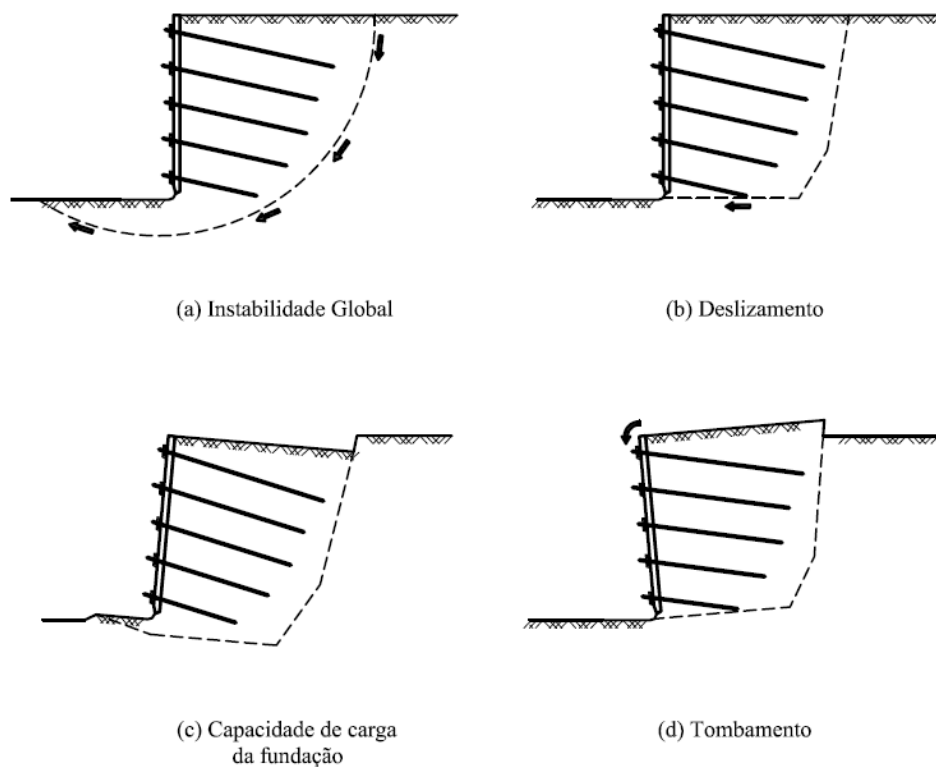


Figura 13 - Mecanismos para análise de estabilidade externa: (a) Instabilidade Global; (b) Deslizamento; (c) Capacidade de carga da fundação; (d) Tombamento. (EHRlich & BECKER, 2009)

Os empuxos da massa de solo que atuarão sobre o “muro” (solo reforçado) são determinados através de teorias clássicas de equilíbrio limite, como de Coulomb e Rankine. A estabilidade pode ser verificada através da adoção de fatores de segurança globais ou fatores de ponderação parciais.

A estabilidade interna refere-se ao mecanismo de transferência das cargas entre o solo e o grampo. Típicas rupturas internas são apresentadas na Figura 14.

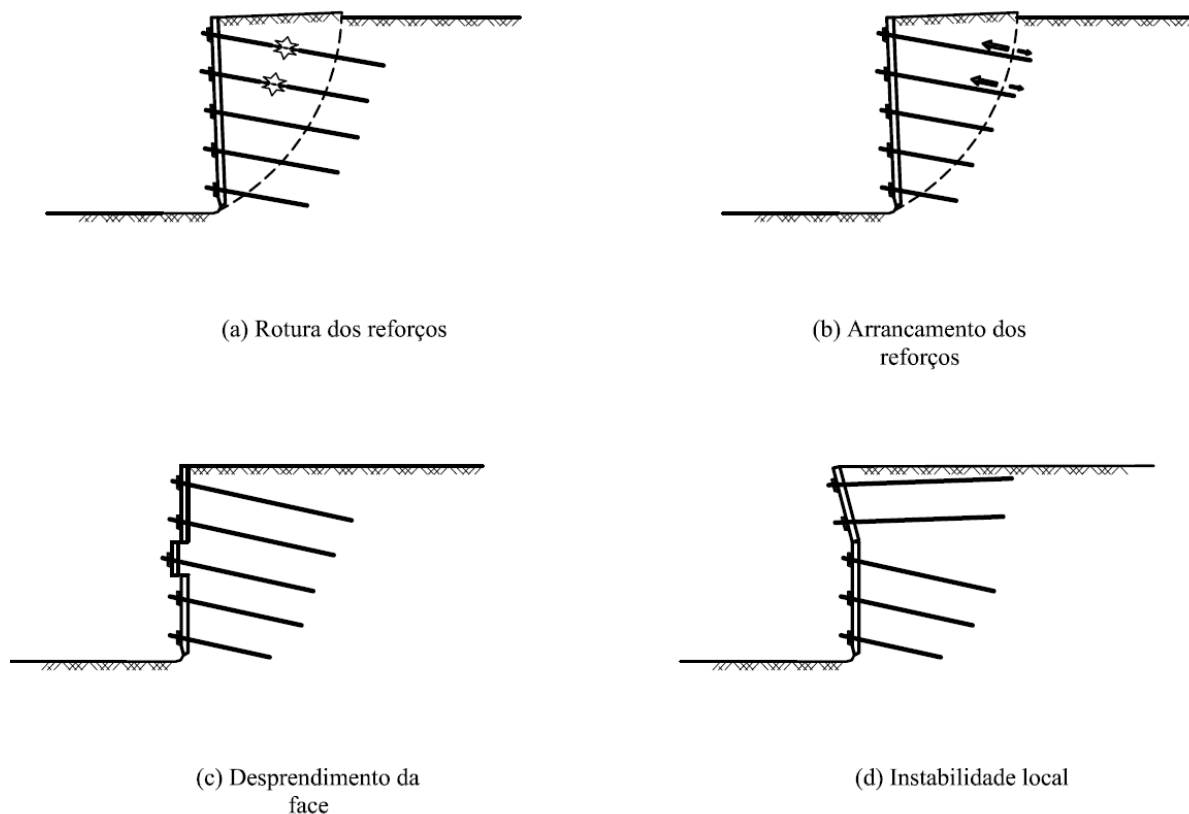


Figura 14 - Mecanismos para análise de estabilidade interna: (a) rotura dos reforços; (b) arrancamento dos reforços; (c) desprendimento da face; (d) instabilidade local (LAZARTE et al., 2003)

A rotura dos reforços (Figura 14a) ocorre quando os esforços atuantes no grampo são maiores que a resistência do material. O arrancamento do grampo (Figura 14b) acontece quando a resistência por atrito ao longo do grampo é insuficiente para manter a estabilidade. Pode ocorrer também o desprendimento do grampo da calda de cimento.

Também pode haver o desprendimento da face (Figura 14c) por má execução, ou quando a conexão não tem resistência suficiente. Por fim, tem-se a instabilidade local, quando a resistência dos grampos não é suficiente para garantir a estabilidade num trecho (Figura 14d).

Na fase inicial de um projeto de solo grampeado, o atrito unitário solo-grampo pode ser estimado através de resultados de ensaios de arrancamento efetuados em terrenos com características similares. A Figura 15 apresenta o resultado de ensaios de arrancamento realizados em solo brasileiros.

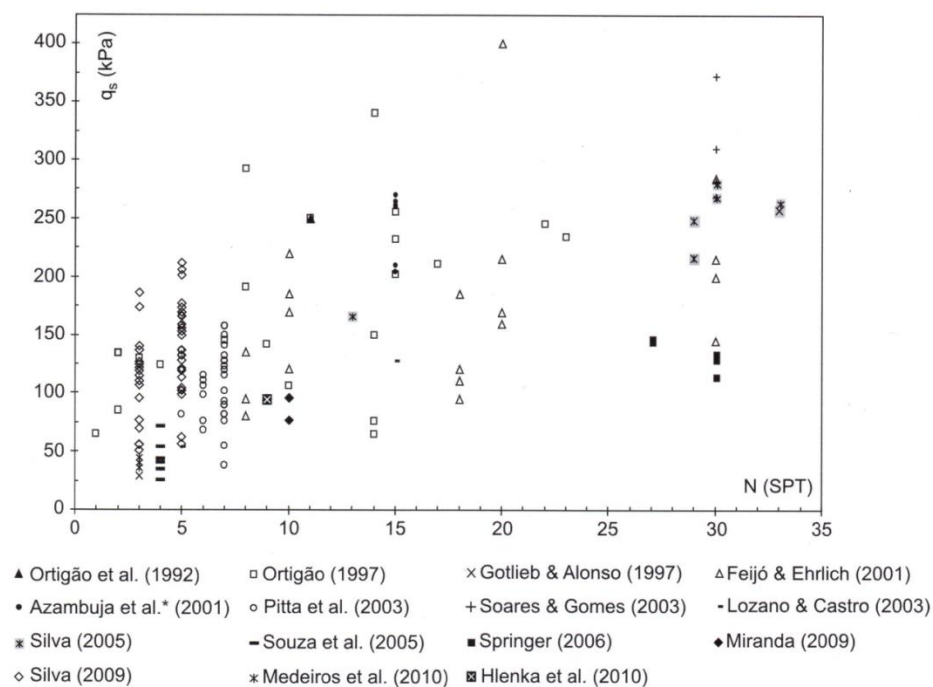


Figura 15 - Resultado de ensaios de arrancamento no Brasil (EHRlich & SILVA, 2012)

Durante a obra, é aconselhável a realização de ensaios de arrancamento e o emprego de instrumentos para monitorar o comportamento, permitindo a verificação das hipóteses adotadas, acompanhando principalmente, os deslocamentos e esforços atuantes nos grampos. Este procedimento torna possível a adequação dos valores adotados no projeto e correções quando necessárias.

2.4. MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Na Tabela 1 apresentam-se os principais métodos de análise de obras de solo grampeado, que são baseados no método de equilíbrio limite. Tais métodos analisam o equilíbrio da massa de solo reforçado considerando a resistência dos materiais envolvidos.

Tabela 1 - Métodos de análise de solo grampeado (ABMS/ABEF, 1999)

	Métodos					
Características	Alemão	Davis	Multicritério	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Referência	Stocker et al., 1979	Shen et al., 1981	Schlösser., 1983	Juran et al., 1988	Bridle., 1989	Anthonie, 1990
Análise	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Tensões internas	Equilíbrio limite	teoria de escoamento
Divisão da massa de solo	2 cunhas	2 blocos	Fatias	—	Fatias	Bloco rígido
Fator de segurança	Global	Global	Global e local	Local	Global	Global
Superfície da ruptura	Bilinear	Parabólica	Circular ou poligonal	espiral log	espiral log	espiral log
Grampos resistem:						
Tração	x	x	x	x	x	x
Cisalhamento			x	x	x	
Flexão			x	x	x	
Inclinação da parede	vertical ou inclinada	vertical	qualquer	vertical ou inclinada	vertical ou inclinada	vertical ou inclinada
No. de camadas de solo	1	1	qualquer	1	1	1

Todos estes métodos dividem o terreno em uma zona ativa limitada por uma superfície potencial de deslizamento e uma zona passiva onde os grampos são fixados. No entanto, diferem quanto à forma da superfície de ruptura, quanto ao método de cálculo do equilíbrio das forças atuantes e quanto à natureza das forças atuantes. As considerações feitas por alguns métodos de análise são apresentadas na Figura 16.

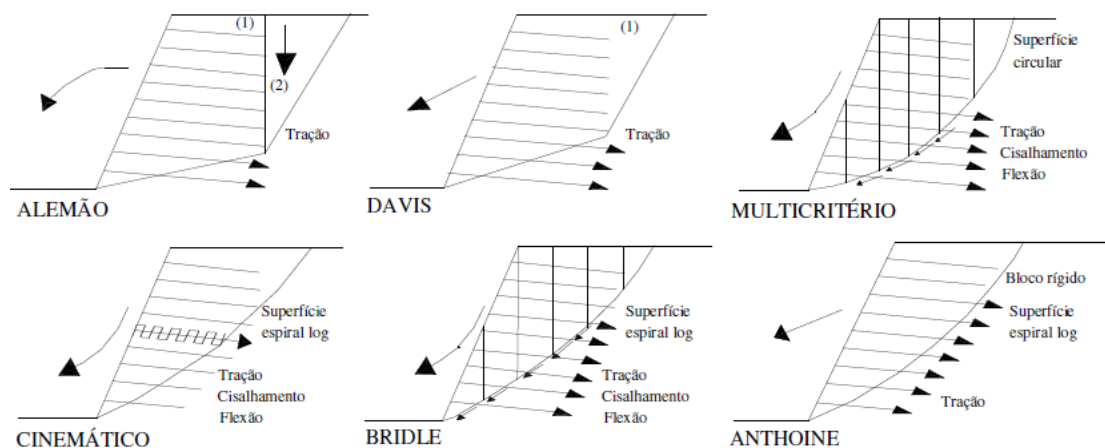


Figura 16 - Considerações feitas por alguns métodos de análise de solo grampeado (SPRIGER, 2006)

A análise de estabilidade interna e externa pelo método do equilíbrio limite é efetuada pelo equilíbrio estático do sistema limitado pela superfície de rotura, considerando a superfície mais crítica. Segundo Clouterre (1991), podem-se dividir os métodos de equilíbrio limite em dois tipos:

- a) Métodos de equilíbrio limite clássicos que verificam o equilíbrio da parte da massa de solo limitada pela superfície potencial de rotura e submetida a forças externas, considerando a resistência mobilizada do solo e a resistência à tração, cisalhamento e flexão ou a resistência ao arrancamento dos grampos que atravessam a superfície potencial de rotura.
- b) Outra categoria mais rigorosa analisa o estado de tensões internas na massa do solo, que são usadas para estimar as forças de tração e cisalhamento desenvolvidas nos grampos durante a construção sob condições de carregamento e avaliação da estabilidade local de cada nível de grampos (SCHAEFER et. al, 1997).

Em ambos os tipos, os efeitos do grampo são considerados na forma de vetores aplicados nos pontos onde os grampos intercedem à superfície de rotura. Estas forças são determinadas baseadas no conhecimento de várias modalidades de rotura na estrutura de solo grampeado, dos critérios de rotura solo-grampo, bem como a interação solo-grampo. Estes métodos assumem que o deslocamento e as deformações serão pequenos. É suposto também que o estado limite do solo e dos grampos seja alcançado. Isto implica na compatibilidade da tensão de rotura dos grampos e do solo.

2.5. MODELOS FÍSICOS DE SOLO GRAMPEADO

A COPPE/UFRJ possui um laboratório de modelos físicos de solos reforçados nos quais diversos estudos já foram realizados. Por exemplo, na área de solo reforçado com geotêxteis têm-se os estudos de Saramago (2002), Barboza Junior (2003), Guedes (2004), Oliveira (2006) e Mirmoradi (2015). Já no que diz respeito a solo grampeado, tem-se os trabalhos de Silva (2010) e Eleutério (2013), objetos do presente estudo.

2.5.1. MODELO FÍSICO DE SILVA (2010)

Silva (2010) elaborou dois modelos físicos de solo grampeado que se diferenciavam pela liberdade de movimentação na base do faceamento. O modelo denominado MF-01 foi executado com os blocos em contato direto com o piso de concreto, enquanto que o modelo MF-02 foi elaborado com um recurso para garantir a ausência de atrito na interface piso-bloco.

Estes modelos foram feitos preenchendo com um solo fabricado (quartzo moído) uma caixa em formato de U com paredes de concreto armado com 1,5m de altura, 3m de profundidade e 2,0m de largura (Figura 17). A face do modelo físico foi constituída por blocos pré-moldados com 0,2m de altura, 0,4m de largura e 0,4m de comprimento, justapostos com uma inclinação de 84° com a horizontal (1H:10V). Estes blocos foram encaixados por simples justaposição sem utilização de argamassas ou rejunte.

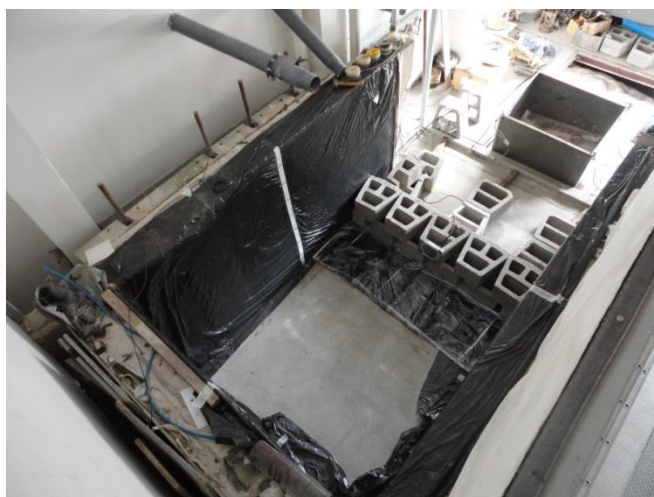


Figura 17 - Caixa de elaboração dos modelos

A aplicação da sobrecarga foi feita através de uma bolsa de ar no topo do modelo. Esta bolsa e a inclinação do pareamento determinaram o “offset” de pé do modelo, locado a 2,62m da parede do fundo da caixa. O solo grampeado constitui-se de dois grampos posicionados na terceira linha de blocos pré-moldados. A Tabela 2 apresenta os parâmetros geométricos e as Figuras 18 e 19 apresentam um desenho esquemático do modelo físico.

Tabela 2 - Parâmetros geométricos do modelo físico (SILVA, 2010)

Parâmetro geométrico	Valor
H_t (altura total)	1,40m
H_i (altura abaixo do grampo)	0,60m
H_s (altura acima do grampo)	0,80m
L (comprimento do grampo)	1,80m
L_a (comprimento de ancoragem)	1,06m
S_h (espaçamento horizontal)	1,00m
S_v (espaçamento vertical)	1,40m

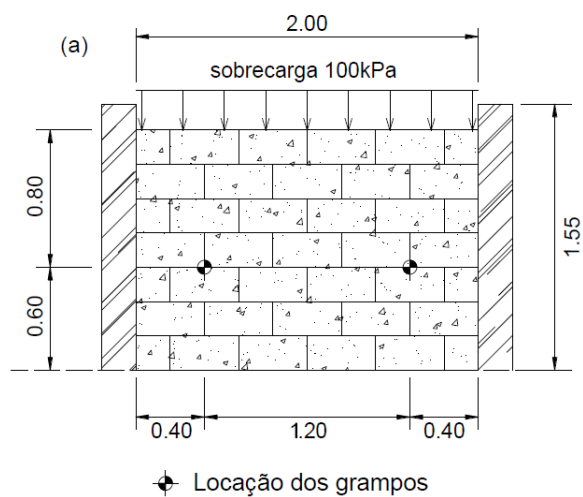


Figura 18 - Modelo de solo grampeado - Seção transversal (SILVA,2010)

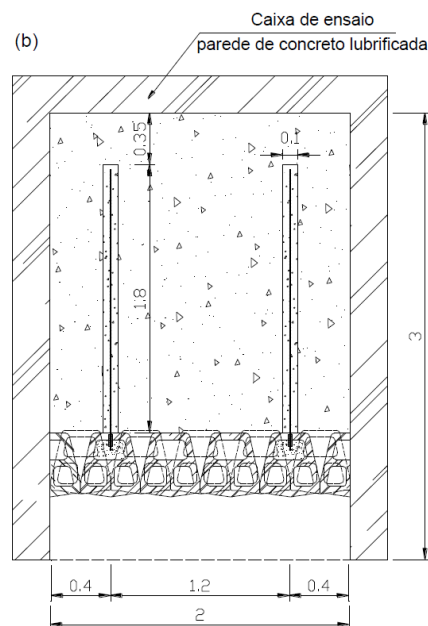


Figura 19 - Modelo de solo grampeado – Planta (SILVA, 2010)

Os modelos simularam o comportamento de uma estrutura de solo grampeado de 8,75m de altura (Figura 20). Esta simulação pode ser feita através da aplicação de uma sobrecarga de 100 kPa no topo do modelo e na inserção de uma graxa lubrificada na base com 0,6m de comprimento, cuja finalidade é deslocar a superfície de ruptura.

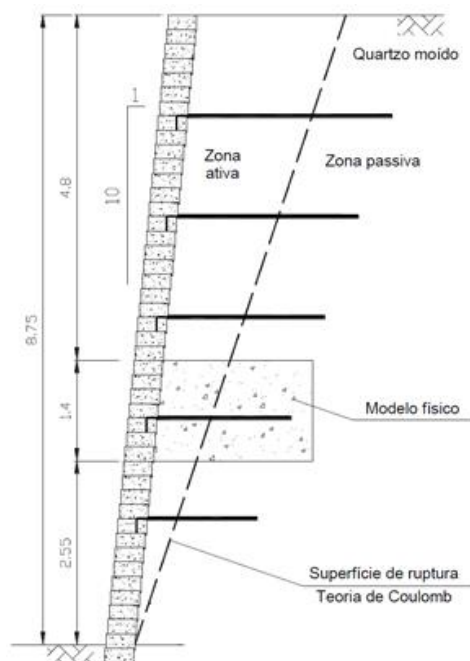


Figura 20 – Esquema de um protótipo e modelo de um solo grampeado (SILVA,2010)

Este recurso para transladar a superfície de ruptura é composto por uma fina camada de teflon entre mantas de PVC. A parte em contato com o solo é protegida com filmes com uma fina camada de vaselina. A Figura 21 apresenta o sistema de lubrificação.

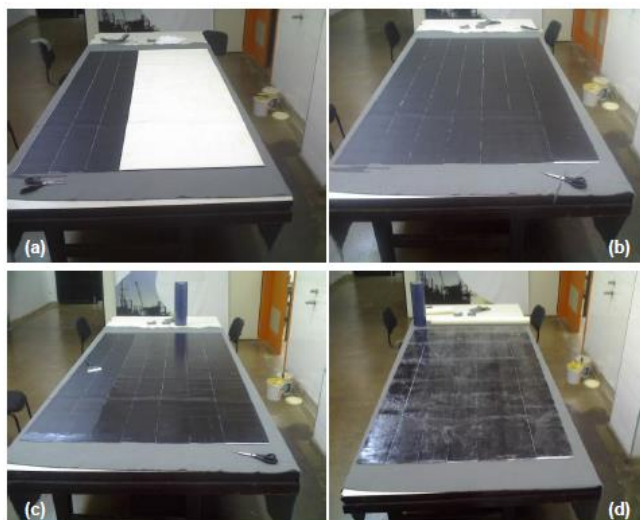


Figura 21 – Sistema de lubrificação adotado para transladar a superfície de ruptura: (a) aplicação da camada de graxa teflon sobre a manta de PVC, (b) colocação dos recortes da manta de PVC sobre o pano de manta de PVC engraxada; (c) aplicação da camada de vaselina sobre as tiras de manta de PVC e (d) proteção de superfície de contato com o solo com filme de PVC. (SILVA, 2010)

Com o intuito de diminuir o atrito na interface dos elementos de contorno e solo, foi instalado também o sistema de lubrificação nas paredes laterais e na interface da bolsa de ar com a massa de solo (Figura 22).



Figura 22 – Sistema de lubrificação das superfícies de contato com o solo para evitar influência do atrito nas interfaces dos materiais: (a) parede da caixa de ensaio e (b) superfície do terrapleno que receberá a bolsa de ar comprimido responsável pela aplicação da sobrecarga. (SILVA, 2010).

No modelo MF-02 o sistema composto por camada de graxa teflon foi prolongado, para também, abranger a base da primeira linha de blocos (Figura 23).



Figura 23 - Base do faceamento do modelo MF-02 sobre sistema de lubrificação (SILVA, 2010)

Durante a construção dos modelos implantaram-se sistemas de escoramento que fizeram uso de vigas de aço, vigas de madeira e blocos pré-moldados de concreto (Figura 24).



Figura 24 - Sistema de escoramento das bases dos modelos físicos (SILVA, 2010)

O processo de compactação foi feito com placa vibratória em cinco etapas conforme Figuras 25 e 26. Após a compactação realizaram-se ensaios para determinação do peso específico ao longo da profundidade dos modelos, observou-se que o valor médio para os dois casos foi de 21 kN/m³ (Figura 27).



Figura 25 - Compactação realizada com placa vibratória (SILVA, 2010)

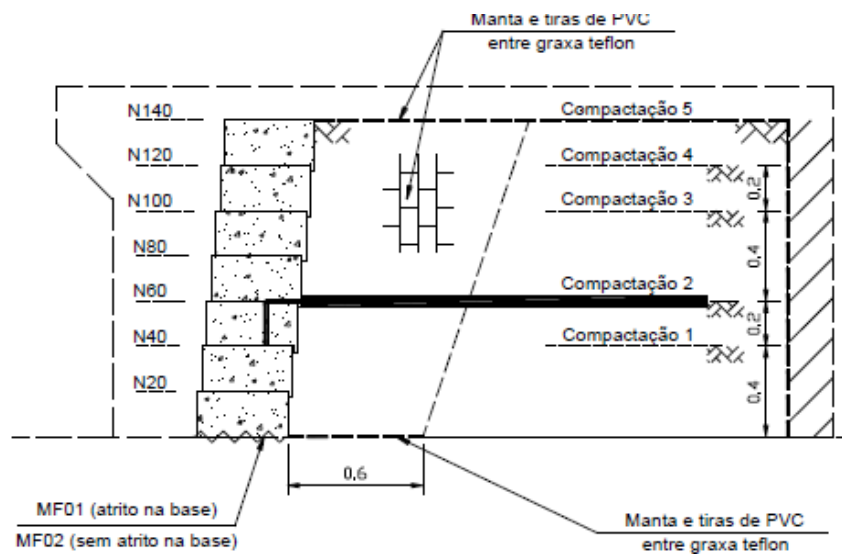


Figura 26 - Sequência de compactação dos modelos físicos de solo grampeado (SILVA, 2010)

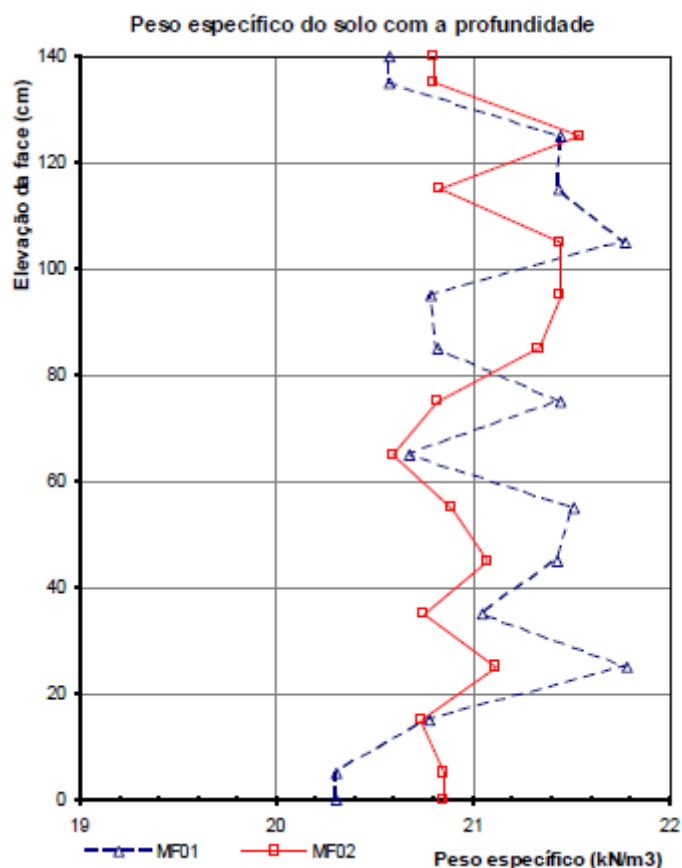


Figura 27 - Peso específico do solo fabricado ao longo da profundidade da massa de solo grampeado (SILVA, 2010)

Os grampos foram executados em tubo PVC (forma perdida) com Ø100mm de diâmetro, utilizando calda de cimento com fator água cimento $a/c=0,5$ injetado pela ação da gravidade e barras de aço de Ø12,5mm. A Figura 28 apresenta alguns detalhes da cabeça dos grampos. Cada grampo foi conectado ao pareamento através da inserção da dobra com um comprimento de 0,2m na extremidade da barra de aço dentro do bloco utilizado no faceamento. Para tanto, foi concretado no bloco um tubo de alumínio ranhurado com o mesmo diâmetro da barra (Figura 29).

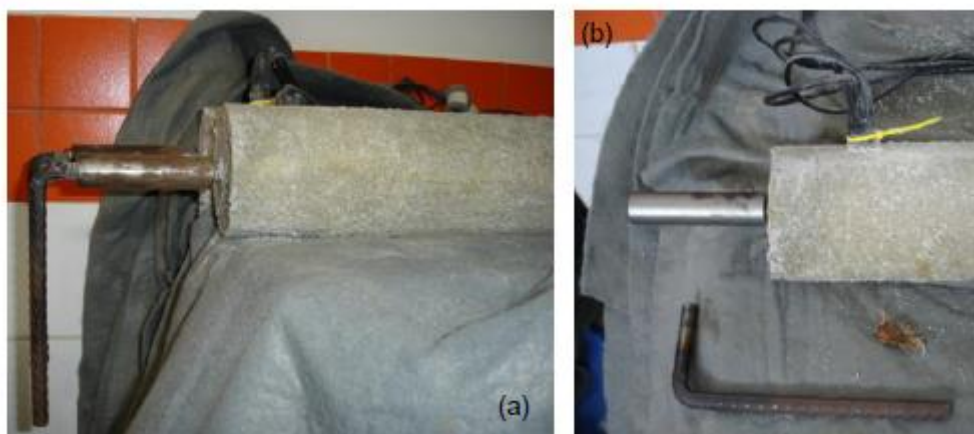


Figura 28 - Detalhes dos grampos: (a) e (b) aspereza criada na superfície do grampo e detalhe da junção da cabeça ao corpo do grampo (SILVA, 2010)

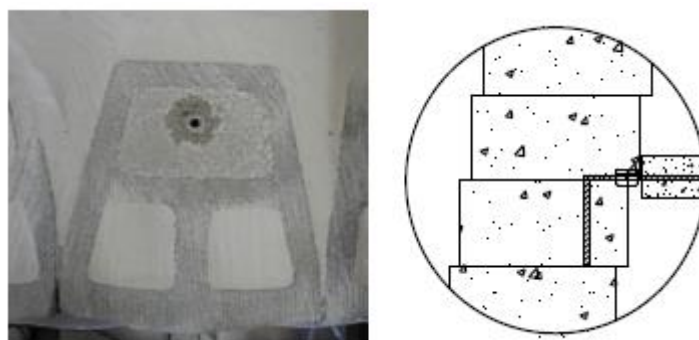


Figura 29 – Detalhe do bloco responsável pela conexão da cabeça do grampo no faceamento (SILVA, 2010)

A última etapa consistiu na instalação da bolsa de ar comprimido devidamente protegida com geotêxtil e da montagem da estrutura de reação composta por perfis de aço, tirantes, placas de ancoragem, vigas e pranchas de madeira (Figura 30).



Figura 30 - Sistema de aplicação da sobrecarga composto por bolsa de ar comprimido e estrutura de reação; (a) montagem da estrutura de reação e vistas; (b) frontal; (c) superior e (d) lateral.

Os comportamentos dos modelos físicos MF-01 e MF-02 foram avaliados através de uma instrumentação que consistiu na monitoração dos deslocamentos da massa reforçada e do faceamento, das tensões horizontais do solo junto à face, das pressões verticais atuantes nas zonas ativa e passiva e da distribuição dos esforços axiais mobilizados nos grampos, durante a etapa de construção e de aplicação do carregamento.

Os parâmetros monitorados e os instrumentos utilizados nos modelos foram:

- a) Movimentação horizontal da face obtida pelos medidores elétricos de deslocamento (LVDT) em contato com a face em dois alinhamentos verticais e três alinhamentos horizontais, instalados em plano de referência fixo (estrutura de suporte dos LVDT);
- b) Movimentação vertical da massa reforçada por cinco unidades de medidores de deslocamentos verticais (MDV);

- c) Movimentações horizontais internas da massa reforçada observadas em quatro pontos, situados na zona ativa e passiva, através da instalação de fio de aço protegido com tubo plástico com uma das extremidades ancorada no interior do solo e a outra para fora do faceamento conectada em LVDT instalado em plano de referência;
- d) Esforços atuantes em quatro pontos ao longo do comprimento dos grampos, com especial atenção para a magnitude e localização das trações máximas (T_{max}), fornecidos por “*strain gauges*” arranjados em ponte de Wheatstone;
- e) Pressões verticais no solo obtidas pelas leituras dos transdutores de pressão instalados nas células de pressão total (CPT), posicionadas nas zonas ativa e passiva; e
- f) Tensões no solo junto à face obtidas por células de tensão total CTT instaladas no faceamento em diferentes profundidades;

As Figuras 31 e 32 apresentam um esquema da localização da instrumentação feita por SILVA (2010). A Figura 33 apresenta o modelo físico e o sistema de aquisição de dados.

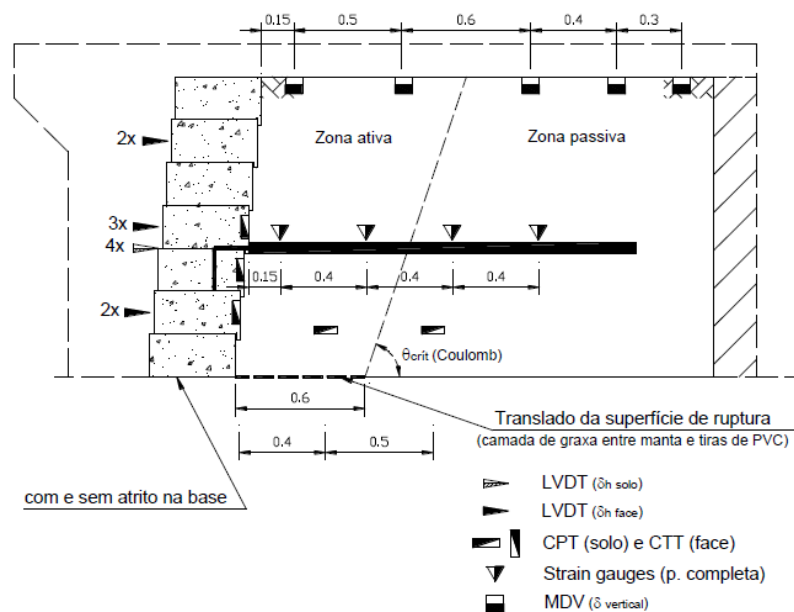


Figura 31 - Seção transversal com a instrumentação montada - SILVA (2010)

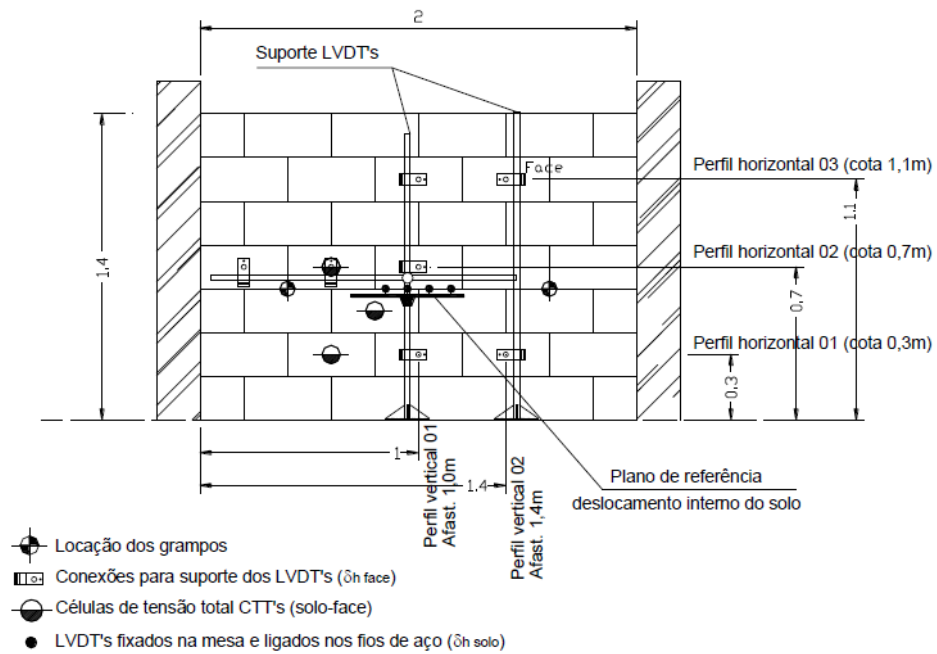


Figura 32 - Localização da instrumentação no faceamento do modelo físico (SILVA, 2010)



Figura 33 - Modelo físico montado e sistema de aquisição de dados utilizado para monitoração dos experimentos MF-01 e MF-02

2.5.2. MODELO FÍSICO DE ELEUTÉRIO (2013)

Eleutério (2013) realizou um modelo físico com o mesmo procedimento de construção que o estudo de Silva (2010), no entanto, com o objetivo de induzir deformações verticais na massa de solo reforçado e consequentemente uma maior mobilização da resistência à flexão no grampo instalou na base do modelo camadas de material deformável (Figuras 34 e 35).



Figura 34 - Material deformável instalado na base do modelo físico (ELEUTÉRIO, 2013)



Figura 35 - Visão geral do material deformável (ELEUTÉRIO, 2013)

O comportamento do modelo físico foi monitorado através da seguinte instrumentação:

- a) Três células de pressão total do tipo BED-A na face interna das paredes do modelo de forma a quantificar as pressões exercidas pela massa reforçada sobre as paredes (Figura 36);
- b) Células de pressão total (BEF-A) posicionadas na face interna de três blocos do trecho central (nas alturas 0,3m, 0,7m e 1,1m) com a finalidade de medir a pressão do solo sobre o faceamento (Figura 37);
- c) Oito LVDTs na face externa dos blocos, sendo quatro distribuídos ao longo da profundidade do trecho central e dois em cada lado do modelo físico, de modo a verificar as movimentações na face (Figura 38);
- d) Cinco medidores de deslocamentos verticais, 4 (quatro) numa linha posicionada na altura de 1,2m da base do modelo (espaçadas a 0,15m, 0,65m, 1,15m e 1,63m), e uma posicionada a 0,2m de altura da base e a 0,2m da face (Figura 39).
- e) Instalação nos grampos de cinco extensômetros elétricos (strain gauges) com o objetivo de medir os esforços axiais e momentos fletores (Figura 40);

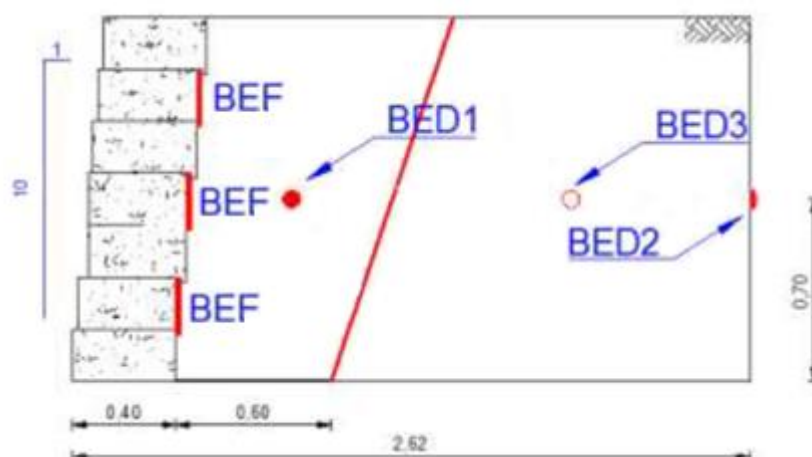


Figura 36 - Posição das células de pressão instaladas nas paredes do modelo (ELEUTÉRIO, 2013)

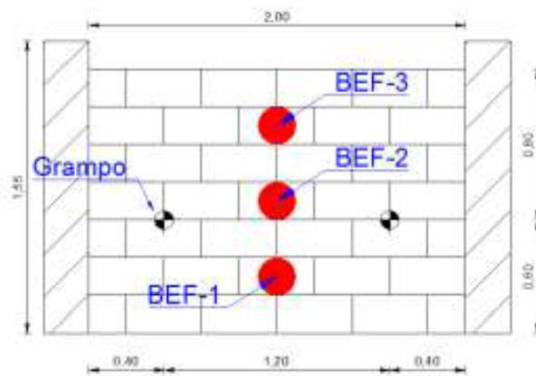


Figura 37 - Posição das células de pressão total na face do modelo físico - vista frontal (ELEUTÉRIO, 2013)

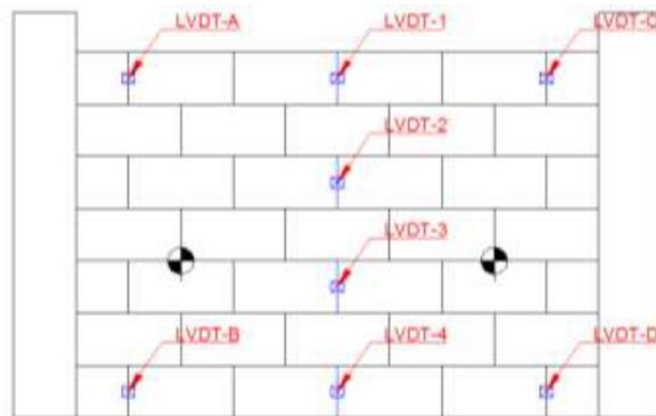


Figura 38 - Localização dos LVDT's na face do muro (ELEUTÉRIO, 2013)

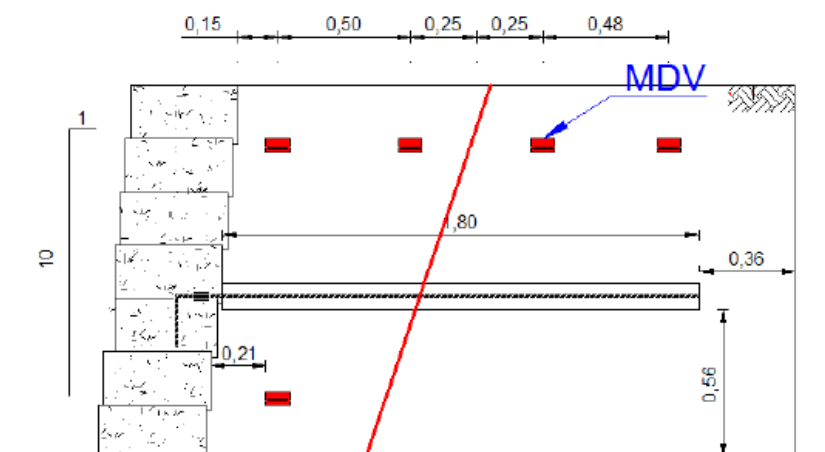


Figura 39 - Posição dos medidores de deslocamentos verticais (ELEUTÉRIO, 2013)

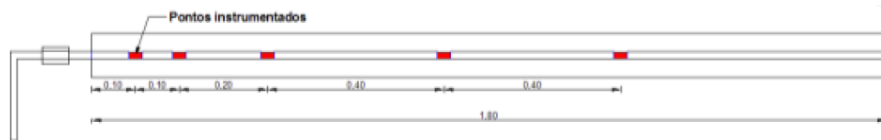


Figura 40 - Pontos instrumentados com *strain gauges* nos grampos (ELEUTÉRIO, 2013)

2.6. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADOS À GEOTECNIA

A modelagem computacional de um fenômeno físico consiste inicialmente na identificação dos fatores que influenciam o problema. Devem ser escolhidos adequadamente os princípios físicos e as variáveis, dependentes e independentes, que descrevem o problema, resultando num modelo matemático constituído por um conjunto de equações diferenciais. A solução destas equações é atribuída aos métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos (MEF).

A ideia básica do método dos elementos finitos é dividir o corpo em elementos conectados por nós, que interagem entre si (Figura 41). O comportamento é formulado em função da geometria e propriedades. Como a divisão do domínio pode ser qualquer, este método tem grande vantagem em casos de geometria complexa. Além disso, como cada elemento pode ter propriedades próprias pode-se resolver problemas com materiais heterogêneos.

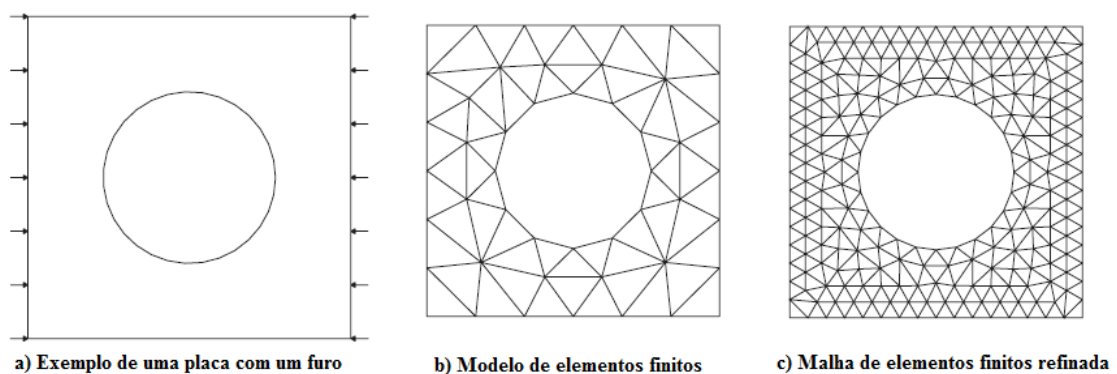


Figura 41 - Geometria e malha de elementos finitos (FISH & BELYTSCHKO, 2007)

O MEF vem sendo utilizado em vários campos da engenharia nas últimas décadas. A aplicabilidade nesta área ocorre pelo fato de diversos fenômenos serem descritos pelos princípios gerais da Mecânica do Contínuo através de equações diferenciais, cujas soluções são complexas para utilizar métodos convencionais.

A Mecânica do Contínuo trata a matéria como sendo um meio contínuo sem vazios interiores, desconsiderando sua estrutura molecular. O conceito de contínuo permite a definição de ponto geométrico (de volume igual a zero), por um limite matemático, tal como na definição de derivadas no cálculo (RIBEIRO, 2004).

O conceito de contínuo em solos que é constituído por partículas não é mais grosseiro do que o mesmo conceito aplicado a metais, por exemplo. Para qualquer material, o conteúdo do “cubo infinitesimal” é homogêneo somente em termos estatísticos. Neste sentido, quando se fala em tensão num ponto do solo devem-se imaginar as forças por unidade de área que agem sobre as facetas de um pequeno cubo de solo cujo peso específico seja o mesmo que o peso específico da massa de solo em questão (MARTINS, 2012).

Nos projetos na área da engenharia geotécnica muitas vezes são utilizadas análises simplificadoras e aproximações empíricas, sendo que a maioria das normas e manuais é elaborada com base nestas simplificações. No entanto, nos últimos anos o método dos elementos finitos já está sendo aplicado num grande número de problemas como de barragens, escavações e em interações solo-estrutura.

O método dos elementos finitos é bastante aplicado na engenharia geotécnica por conseguir simular problemas com diferentes geometrias e materiais. O método envolve as etapas descritas a seguir.

a) Discretização do domínio

Nesta etapa, o domínio do problema é dividido em pequenas regiões denominadas de elementos. Tais elementos são definidos por nós nas extremidades. Os elementos e os nós serão numerados fazendo-se uma conexão entre o número local do nó e o global, e obtendo-se consequentemente as coordenadas para cada nó.

Para problemas bidimensionais, os elementos finitos são triangulares ou quadrangulares (Figura 42). Os nós geralmente são locados nos vértices dos elementos, podendo-se introduzir nós adicionais geralmente no meio dos elementos.

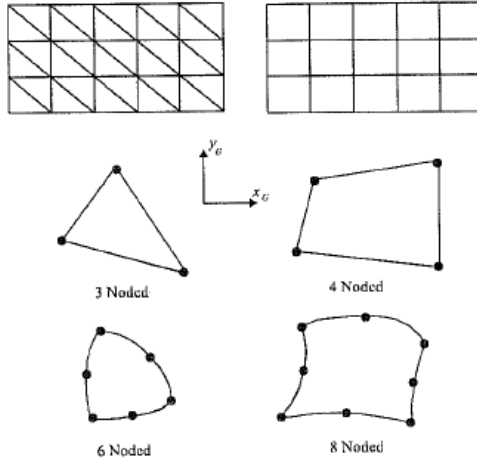


Figura 42– Típica divisão de elementos finitos 2D (Pott & Zdravkovic, 2001)

b) Aproximação da variável primária

Nesta etapa, a variável é selecionada (como por exemplo, deslocamentos) e são estabelecidas regras de como esta variável se comportará nos elementos.

c) Equações dos elementos

As equações dos elementos são aquelas que governam o comportamento de cada elemento, combinando as condições de compatibilidade, equilíbrio e condição constitutiva.

As equações de equilíbrio do elemento podem ser obtidas aplicando os princípios da energia potencial mínima ou do trabalho virtual (Equação 5).

$$[K_E]\{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad (5)$$

Onde $[K_E]$ é a matriz de rigidez, $\{\Delta d_E\}$ é o vetor incremento de deslocamentos, e $\{\Delta R_E\}$ é o vetor da matriz de forças.

d) Resolução das equações globais

As equações de equilíbrio globais são obtidas a partir de todos os elementos do domínio, conforme Equação 6.

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (6)$$

Onde $[K_G]$ é a matriz de rigidez global, $\{\Delta d_G\}$ é o vetor global do incremento dos deslocamentos, e $\{\Delta R_G\}$ é o vetor da matriz global de forças.

e) Condições de contorno

Nesta etapa, são formuladas as equações de contorno do problema e as equações globais são modificadas. Sobrecargas afetam $\{\Delta R_G\}$, enquanto deslocamentos afetam $\{\Delta d_G\}$.

f) Resolução das equações globais

As equações globais estão sob a forma de um grande número de equações simultâneas. Após a resolução dos sistemas de equações são obtidos os deslocamentos $\{\Delta d_G\}$ de todos os nós. A partir destes deslocamentos nodais, são calculadas as tensões e as deformações.

2.7. O PROGRAMA PLAXIS

Atualmente, existem diversos programas computacionais comerciais de uso corrente que utilizam os métodos dos elementos finitos para realização de análises. Um destes programas é o PLAXIS, utilizado nos estudos deste trabalho.

O PLAXIS é utilizado para análise de tensões e deformações em solos, possuindo a versão 2D, utilizada para o caso de estado plano de deformações ou em modelos axissimétricos, e a versão 3D.

No caso do PLAXIS 2D, o contínuo é dividido em elementos triangulares com 15 nós ou 6 nós, e no caso do 3D, tetraédricos com 10 nós (Figura 43). A formulação geral supõe a hipótese de pequenas deformações, ou seja, que as condições de equilíbrio são consideradas sobre um elemento na configuração inicial e não deformada. Para problemas que esta hipótese não se aplique, o programa tem a opção de considerar a não linearidade geométrica, através da opção *Update Mesh*, em que uma nova malha de elementos é gerada na etapa seguinte após as deformações da etapa anterior.

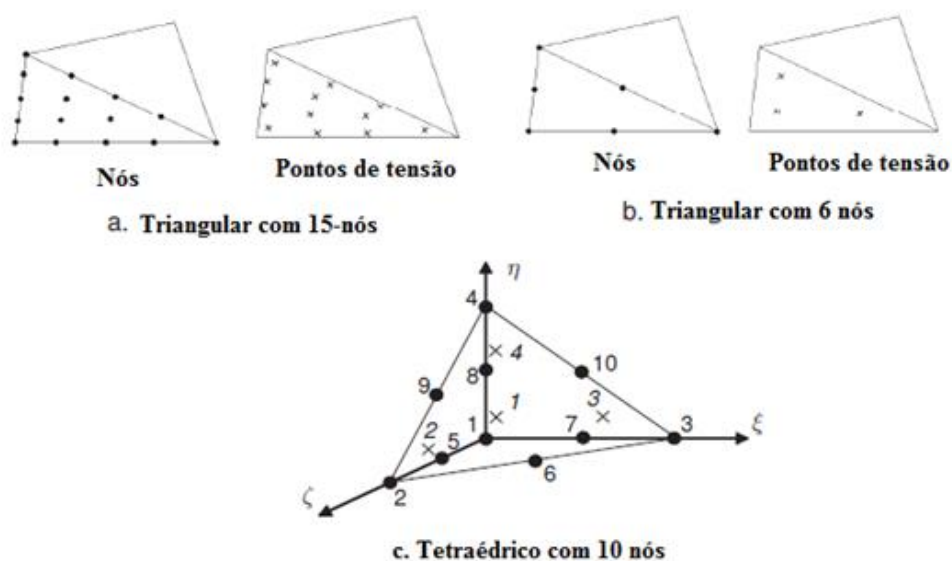


Figura 43 - Divisão de elementos no PLAXIS (PLAXIS, 2015a)

Como, em geral, nas análises numéricas a relação tensão e deformação é não linear, os incrementos de deformação não são calculados diretamente, sendo necessária a iteratividade global por etapas (*steps*) para satisfazer as equações de equilíbrio para todos os pontos dos materiais (PLAXIS, 2015a). O programa permite simular diversos comportamentos de solos e de estruturas como placas, estacas, geotêxteis, etc. Alguns exemplos de análises utilizando o programa PLAXIS são mostrados na Figura 44.

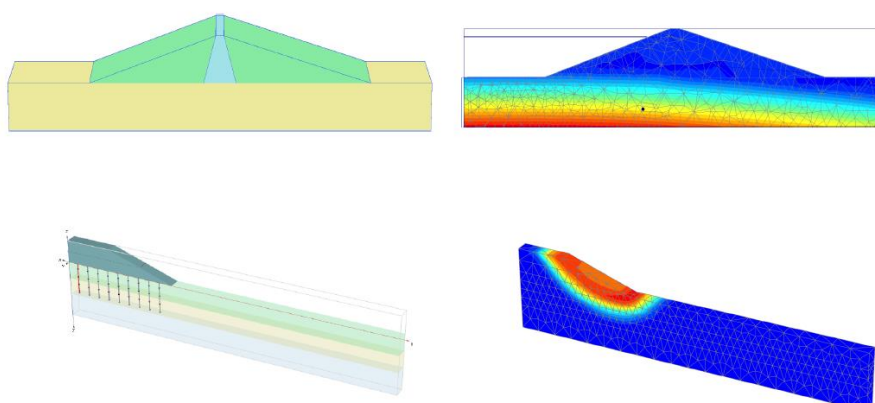


Figura 44 - Exemplos de análises executadas com o programa PLAXIS (PLAXIS, 2013a)

2.7.1. MODELOS CONSTITUTIVOS

Uma das etapas do método dos elementos finitos é formular as equações matemáticas que descrevem a relação tensão deformação. No caso dos solos esta tarefa é bem complexa porque o mesmo tem um comportamento não linear, não elástico e altamente dependente do nível de tensões aplicado (DUNCAN et al., 1980).

a) Modelo linear elástico

Comportamento linear significa que o solo atende a lei de Hooke, ou seja, existe uma relação constante entre a tensão aplicada e a deformação. Já o comportamento elástico é caracterizado quando as deformações no solo são recuperadas ao cessar o carregamento. Este modelo requer os parâmetros descritos na Tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros do modelo linear elástico

Parâmetros	Descrição	Unidade
E	Módulo de elasticidade	$[F/L^2]$
ν	Coefficiente de Poisson	$[-]$

O módulo volumétrico (K), o módulo de cisalhamento (G) e o módulo edométrico (E_{oed}), são relacionados com o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, através das Equações 7 a 9.

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (7)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (8)$$

$$E_{oed} = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (9)$$

b) Modelo Mohr-Coulomb

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo linear elástico perfeitamente plástico simples de formular o comportamento do solo. Neste modelo as deformações elásticas e plásticas estão presentes. A Figura 45 apresenta uma ideia do comportamento elástico linear perfeitamente plástico.

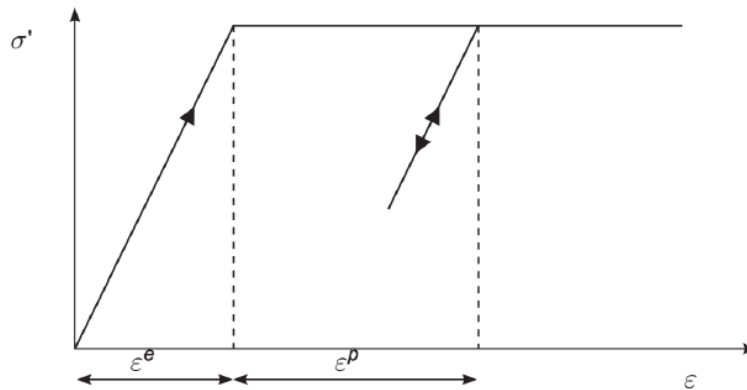


Figura 45 - Ideia básica de um modelo elástico linear perfeitamente plástico (PLAXIS, 2015b)

A parte linear elástica é baseada na lei de Hooke, enquanto que a parte perfeitamente plástica segue o critério de resistência de Mohr Coulomb. Um exemplo de envoltória de resistência é mostrado na Figura 46. O modelo requer um total de cinco parâmetros, listados na Tabela 4.

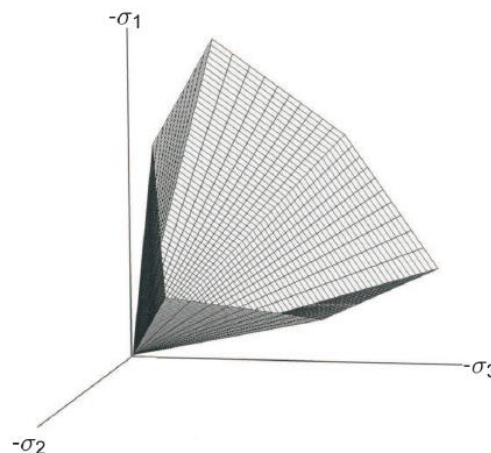


Figura 46 - Exemplo de envoltória de resistência para um solo sem coesão (Modelo Mohr-Coulomb) (PLAXIS, 2015b)

Tabela 4– Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb

Parâmetros	Descrição	Unidade
E	Módulo de deformação	$[F/L^2]$
ν	Coefficiente de Poisson	$[-]$
c	Coesão	$[F/L^2]$
φ	Ângulo de atrito do solo	$[^\circ]$
ψ	Dilatância	$[^\circ]$
σ_t	Tensão máxima a tração	$[F/L^2]$

c) Modelo hiperbólico

O modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980) foi elaborado para uma análise não linear de deformações do solo por incrementos de tensões, sendo que a cada incremento, o solo tem um comportamento linear, com parâmetros constantes (E e ν) e no incremento seguinte tais parâmetros são modificados de acordo com o nível de tensões.

A relação hiperbólica que relaciona tensão e deformação é representada pela Equação 10 e Figura 47a. Esta curva tensão-deformação pode ser transformada (Figura 47b) em que se tem uma relação linear entre $\varepsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ e ε . Para um melhor ajuste desta relação se terá um melhor ajuste na relação hiperbólica.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (10)$$

Onde $(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desviadora, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é a tensão desviadora máxima do solo e E_i é o módulo tangente inicial.

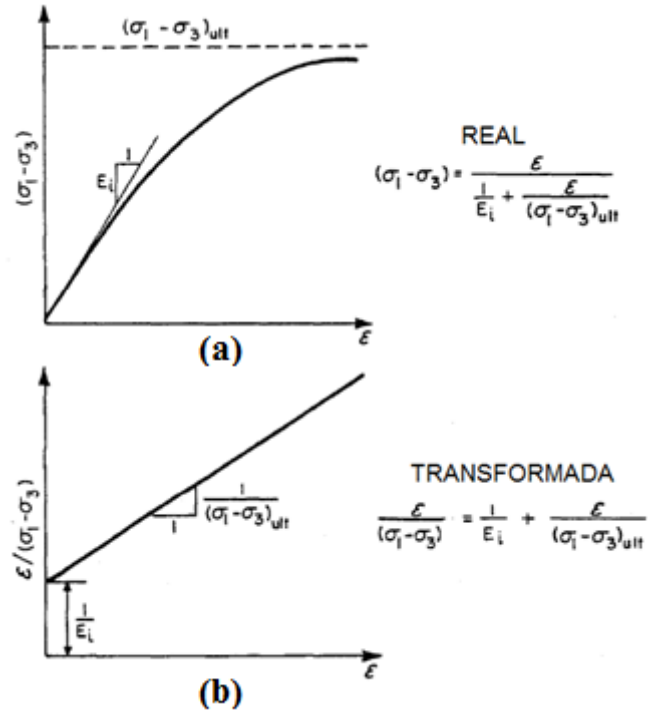


Figura 47 - Representação hiperbólica da curva tensão deformação (DUNCAN et. al, 1980)

Ao ser submetido a um acréscimo da tensão confinante, o solo, exceto em condições não adensadas e não drenadas, aumenta sua resistência, bem como a curva tensão deformação torna-se mais íngreme, ou seja, os valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ aumentam. A variação de E_i em função da tensão confinante (σ_3) é feita de acordo com a Equação 11 e Figura 48.

$$E_i = K \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (11)$$

Onde K é o módulo tangente inicial da curva tensão deformação no modelo hiperbólico, n é o módulo expoente da curva tensão deformação no modelo hiperbólico e Pa a pressão atmosférica.

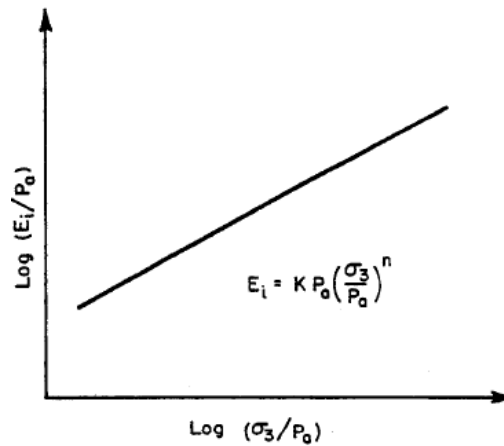


Figura 48 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (DUNCAN et. al 1980)

A variação de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ em função de σ_3 é dada relacionando-se $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ à tensão de ruptura, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, e esta à envoltória de Mohr Coulumb (Equações 12 e 13 e Figura 49).

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (12)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (13)$$

Onde R_f é a razão de rotura do modelo hiperbólico.

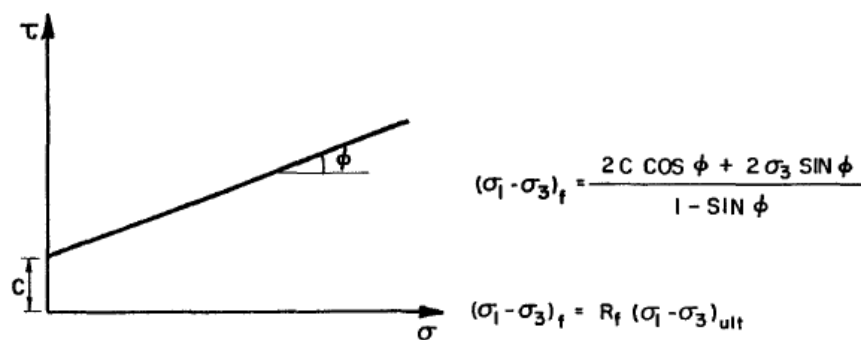


Figura 49- Relação da resistência com a tensão confinante (DUNCAN et. al 1980)

Com isso a relação entre o módulo tangente e a tensão confinante e desviadora pode ser expressa pela Equação 14.

$$E_t = \left[\frac{1 - R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \cdot K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (14)$$

O comportamento não elástico do solo é representado nas condições de carregamento e descarregamento através do módulo de recarregamento e descarregamento. Este módulo também varia com o nível de tensões sendo que no modelo hiperbólico, este valor de E_{ur} é relacionado com a tensão confinante de acordo com a Equação 15 e Figura 50. O modelo hiperbólico requer os parâmetros descritos na Tabela 5.

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (15)$$

Onde E_{ur} é o módulo tangente de descarregamento e recarregamento (kPa) e K_{ur} é o módulo tangente de descarregamento e recarregamento da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico (adimensional).

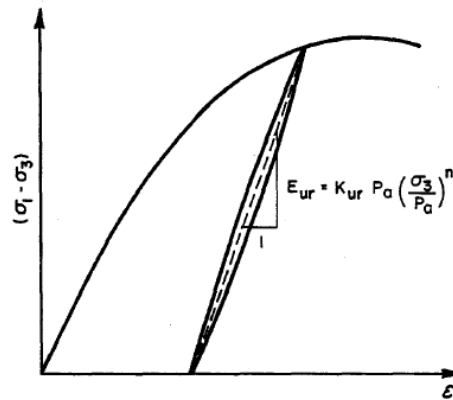


Figura 50 – Modelo hiperbólico de descarregamento e recarregamento.
(DUNCANet al. 1980)

Tabela 5– Parâmetros do modelo hiperbólico

Parâmetros	Descrição	Unidade
E_i	Módulo tangente inicial	$[F/L^2]$
ν	Coefficiente de Poisson	$[-]$
c	Coesão	$[F/L^2]$
φ	Ângulo de atrito do solo	$[^\circ]$
K	Módulo tangente inicial no modelo hiperbólico	$[-]$
n	Módulo expoente	$[-]$
R_f	Razão de ruptura do modelo hiperbólico	$[-]$
E_{ur}	Módulo tangente de descarregamento e recarregamento	$[F/L^2]$
K_{ur}	Módulo tangente de descarregamento e recarregamento no modelo hiperbólico	$[-]$

d) **Modelo *Hardening Soil***

O modelo *Hardening Soil*(HS) é utilizado para simular solos com diferentes rigidezes. Ao contrário do modelo elasto-plástico, a envoltória de resistência não é fixa no espaço das tensões principais, mas expande devido a deformações plásticas. Este se diferencia do modelo hiperbólico por utilizar a teoria da plasticidade ao invés da teoria da elasticidade, incluir a dilatância do solo e por fim ao introduzir a função de plastificação do tipo cap. A Figura 51 apresenta a ideia básica do modelo *Hardening Soil*. A relação hiperbólica entre tensão e deformação é descrita pela Equação 16.

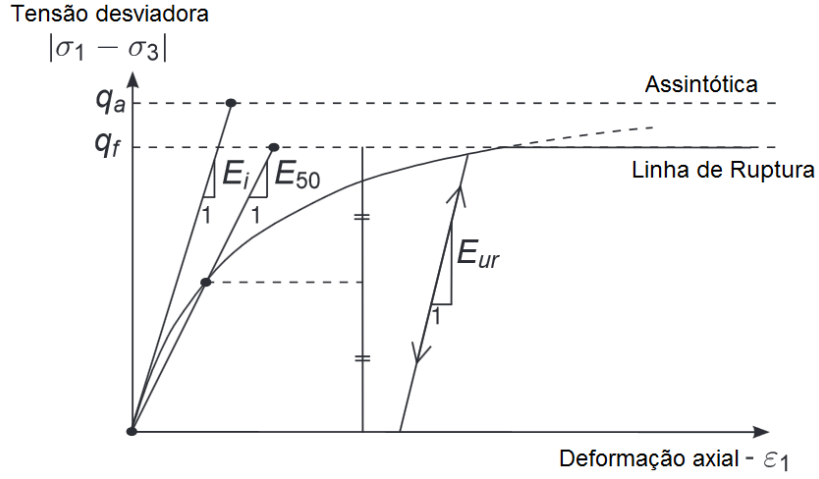


Figura 51 - Relação tensão-deformação hiperbólica para ensaio triaxial drenando (PLAXIS, 2015b)

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \left[\frac{q}{1 - q/q_a} \right] \quad (16)$$

Sendo q_a o valor assintótico da relação tensão deformação e E_i a rigidez inicial, que é relacionado com E_{50} pela Equação 17:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (17)$$

O parâmetro E_{50} é o módulo de rigidez referente a 50% das tensões aplicadas e é expresso pela Equação 18. Já tensão desviadora última, q_f , e q_a pelas Equações 19 e 20.

$$E_{50} = E_{50}^{Ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma_3 \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m \quad (18)$$

Onde E_{50}^{Ref} é o módulo de deformação de referencia, correspondente à tensão de referência p^{ref} .

$$q_f = (c \cdot \cot\varphi - \sigma_3') \frac{2\sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (19)$$

$$q_a = q_f / R_f \quad (20)$$

Verifica-se que q_f é derivado do critério de rotura de Mohr-Coulomb. Já a relação entre q_f e q_a é denominada no modelo de R_f (razão de rotura), como no modelo hiperbólico.

O módulo oedométrico é o módulo secante a 50% da tensão desviadora máxima no ensaio edométrico, com a tensão igual a p^{ref} (Figura 52), expresso segundo a Equação 21. Diferentemente da teoria da elasticidade, o modelo HS não envolve uma relação entre o módulo E_{50} e o E_{oed} . Já o módulo de descarregamento e recarregamento é expresso pela Equação 22. Os parâmetros utilizados no modelo *Hardening Soil* estão listados na Tabela 6.

$$E_{oed} = E_{oed}^{Ref} \left(\frac{ccos\varphi - (\sigma_3/K_0^{nc})sen\varphi}{ccos\varphi + p^{ref}sen\varphi} \right)^m \quad (21)$$

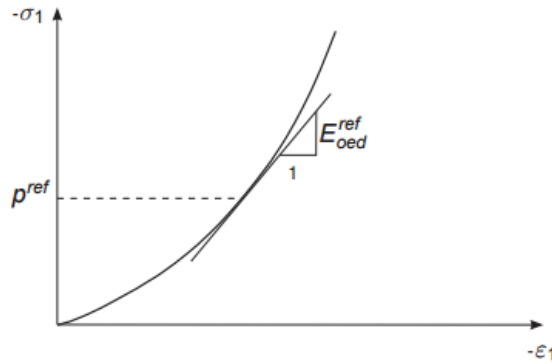


Figura 52 - Definição de E_{oed} no ensaio oedométrico (PLAXIS, 2015b)

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{ccos\varphi - \sigma_3sen\varphi}{ccos\varphi + p^{ref}sen\varphi} \right)^m \quad (22)$$

Onde E_{ur}^{Ref} é o módulo de Young de compressão e recompressão correspondente à tensão de referência p^{ref} .

Tabela 6 - Parâmetros utilizados do modelo *Hardening Soil*

Parâmetros	Descrição	Unidade
c	Coesão	$[F/L^2]$
φ	Ângulo de atrito	$[^\circ]$
ψ	Dilatância	$[^\circ]$
σ_t	Máxima tensão de tração	$[F/L^2]$
E_{50}^{ref}	Modulo de elasticidade secante	$[F/L^2]$
E_{50}^{oed}	Módulo de elasticidade oedométrico	$[F/L^2]$
E_{ur}^{ref}	Modulo de elasticidade de recarregamento e descarregamento	$[F/L^2]$
m	Módulo expoente	$[-]$
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para recarregamento e descarregamento	$[-]$
p^{ref}	Tensão de referência	$[F/L^2]$
K_0^{nc}	Coefficiente de empuxo no repouso	$[-]$
R_f	Razão de rotura	$[-]$

Na Figura 53 é apresentada a envoltória de resistência do modelo *HS*. Verifica-se a forma hexagonal do critério de ruptura clássico de Mohr-Coulomb e da função do tipo *cap*.

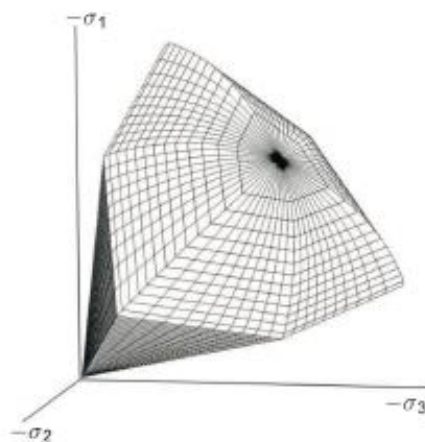


Figura 53—Exemplo de envoltória de resistência do modelo *Hardening Soil* (PLAXIS, 2015b)

3. PROCEDIMENTO ADOTADO E ASPECTOS RELACIONADOS À MODELAGEM NUMÉRICA

Análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos foram efetuadas procurando representar os resultados obtidos nas modelagens físicas conduzidas por Silva (2010) e Eleutério (2013). Estes estudos já tinham sido modelados numericamente por Eleutério (2013) unicamente na condição de estado plano de deformações, ou seja, na condição bidimensional.

Na pesquisa atual utilizou-se também o programa PLAXIS na versão 3D e cotejaram-se os resultados obtidos na versão 2D, visando verificar a capacidade de representação desta abordagem à condição real. Na Tabela 7 apresentam-se o conjunto de estudos efetuados. As análises seguiram as seguintes etapas:

- Análise dos parâmetros dos materiais constituintes da estrutura de solo reforçado, essencialmente os grampos, a face (blocos pré-moldados) e o solo;
- Estudo de sensibilidade do refinamento da malha de elementos finitos 3D verificando a influência da mesma nos resultados;
- Modelagem numérica no PLAXIS 3D, considerando os parâmetros determinados e as condições de contorno de cada modelo;
- Análise paramétrica 3D avaliando diferentes resistências de interface solo grampo;
- Análise 3D considerando os blocos como elementos individuais;
- Modelagem numérica no PLAXIS 2D considerando as mesmas condições para verificação do estado plano de deformações.

Tabela 7 - Modelagens numéricas

Caso	Modelo Físico	Base	Característica
A	Eleutério (2013)	Fixa	Material deformável no fundo para induzir deslocamentos perpendiculares ao grampo
B	Silva (2010)-MF01	Fixa	-
C	Silva (2010)-MF02	Livre	-

3.1. PARÂMETROS UTILIZADOS

Os materiais constituintes dos modelos físicos são os grampos, os blocos pré-moldados, o solo (quartzo moído) e a base deformável (empregada no estudo conduzido por Eleutério (2013)). Os parâmetros e modelagens destes componentes adotados nas análises numéricas são apresentados a seguir.

3.1.1. SOLO FABRICADO - QUARTZO MOÍDO

O solo foi modelado através do modelo *Hardening Soil*. Este modelo constitutivo foi escolhido por representar adequadamente as variações do módulo de rigidez com a tensão confinante. Ensaio no solo fabricado utilizado na modelagem física (Costa 2005; Eleutério 2013) possibilitaram definir os parâmetros inicialmente adotados para a modelagem do comportamento tensão-deformação deste material (Tabela 8).

Tabela 8 – Parâmetros estimados inicialmente para modelagem do solo fabricado

Modelo <i>Hardening Soil</i>	Parâmetro	Valor
	γ (kN/m ³)	21,0
	E_{50}^{Ref} (MPa)	42,5
	E_{oed}^{Ref} (MPa)	36,0
	E_{ur}^{Ref} (MPa)	160,0
	m	0,5
	c (kPa)	0
	φ (°)	50
	Ψ (°)	0
	v_m	0,25
	p_{ref} (kPa)	100
	K_0	0,23
	R_f	0,9

Costa (2005) efetuou ensaios de caracterização, e de resistência à compressão triaxial e na condição de deformação plana (utilizando um equipamento desenvolvido por aquele autor). Já Eleutério (2013) realizou um ensaio oedométrico, também necessário à modelagem numérica.

As Figuras 54 e 55 apresentam os resultados dos ensaios por compressão axial e na condição de deformação plana para o solo em duas compacidades diferentes, solo fofo ($D_r=28\%$) e compacto ($D_r=89\%$). Na condição de estado plano de deformação os valores dos módulos de deformação e a resistência ao cisalhamento apresentam-se mais elevados do que os observados no ensaio triaxial. No caso do ensaio de deformação plana, observa-se uma queda acentuada na resistência pós-pico, e que a resistência última apresenta-se a mesma independente do tipo de ensaio.

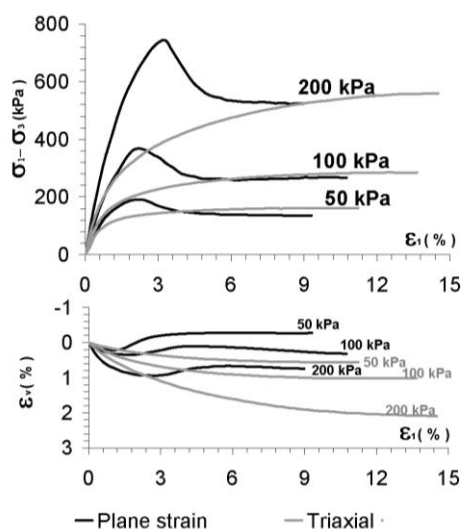


Figura 54 - Curva tensão-deformação obtida nos ensaios triaxiais e de estado plano de deformação ($D_R=28\%$) (COSTA, 2005)

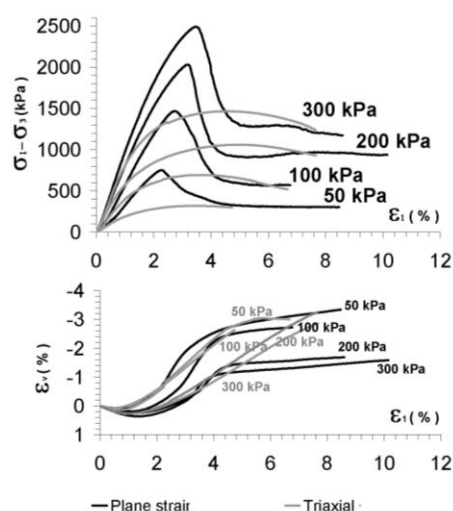


Figura 55 - Curva tensão-deformação obtida nos ensaios triaxiais e de estado plano de deformação ($D_R=89\%$) (COSTA, 2005)

Nas Tabelas 9 e 10 apresentam-se os módulos de deformação, E_{50} , determinados nos ensaios, correspondentes as diferentes tensões confinantes e compacidade do solo. Os parâmetros de resistência são apresentados nas Tabelas 11 e 12. Os resultados de granulometria e índices físicos do solo são apresentados nas Tabelas 13 e 14. O resultado do ensaio oedométrico efetuado por Eleutério (2013) é apresentado na Figura 56 e Tabela 15.

Tabela 9 – Módulos de deformação, $D_r = 89\%$

Situação	Tensão confinante (kPa)	E_{50} (MPa)
	P_{ref}	
Condição de deformação plana	50	35
	100	60
	200	70
	300	100
Triaxial	50	22,5
	100	42,5
	200	57,5
	300	80

Tabela 10 – Módulos de deformação, Dr=28%

Situação	Tensão vertical (kPa) p_{ref}	E_{50} (MPa)
Condição de deformação plana	50	15
	100	27,5
	200	45
Triaxial	50	17,5
	100	18
	200	20

Tabela 11 - Ângulo de atrito nas condições de repouso e estado último de deformação (COSTA 2005)

Densidade relativa (Dr) %	φ_o (°)	φ_{ult} (°)
28	34	35
89		45

Tabela 12 - Ângulo de atrito de pico obtidos nos ensaios *plane strain* e triaxiais (COSTA 2005)

Densidade relativa (Dr) %	φ_{cv} (°)	φ_p (°)	
		<i>Plane Strain</i>	Triaxial
28	35	41	37
89		58	48

Tabela 13 - Resultados de granulometria e índices físicos do Quartzo moído (COSTA, 2005)

Tamanho da partícula (mm)				G	e_{min}	e_{max}
D_{10}	D_{60}	D_{100}	C_u			
0,045	0,40	2,00	8,9	2.64	0,40	0,71

Tabela 14 - Resultados de índices físicos do Quartzo moído (COSTA, 2005)

γ_d (kN/m ³)	e_o	Dr (%)
16.30	0.62	28
18.50	0.43	89

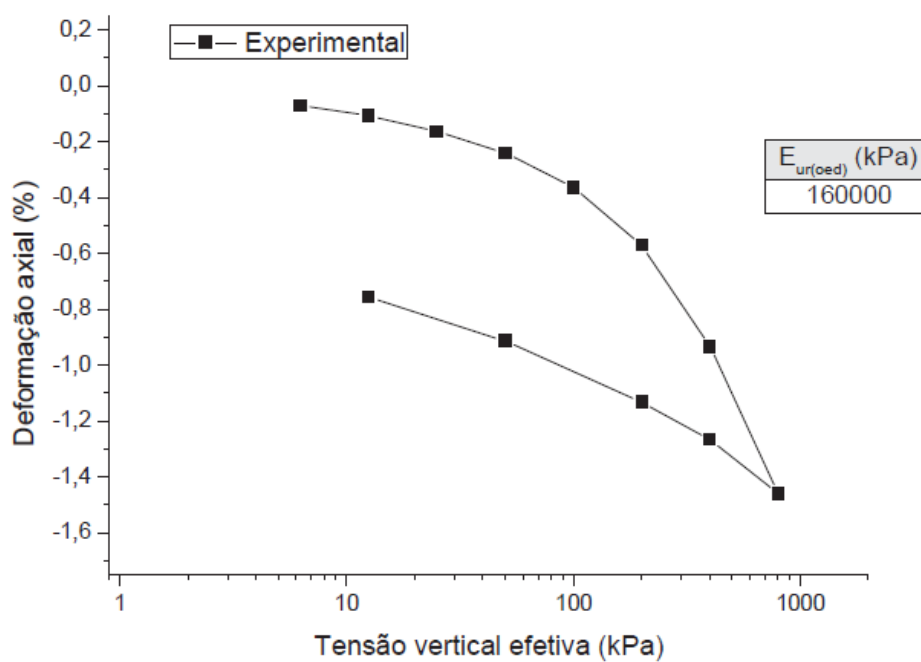


Figura 56 - Resultado do ensaio oedométrico (ELEUTÉRIO, 2013)

Tabela 15–Módulos de deformação E_{oed} (MPa)

Tensão confinante (kPa)	E_{oed} (MPa)
P_{ref}	
50	30
100	36
200	42,5

3.1.2. AJUSTE DOS PARÂMETROS DO SOLO

No PLAXIS existe a possibilidade de simular ensaios no solo, através da ferramenta *Soil Test*, em que se podem ajustar os parâmetros de modo que o comportamento do material na modelagem numérica seja o mesmo observado nos ensaios. As simulações com os parâmetros determinados inicialmente são apresentadas nas Figuras 57 a 59.

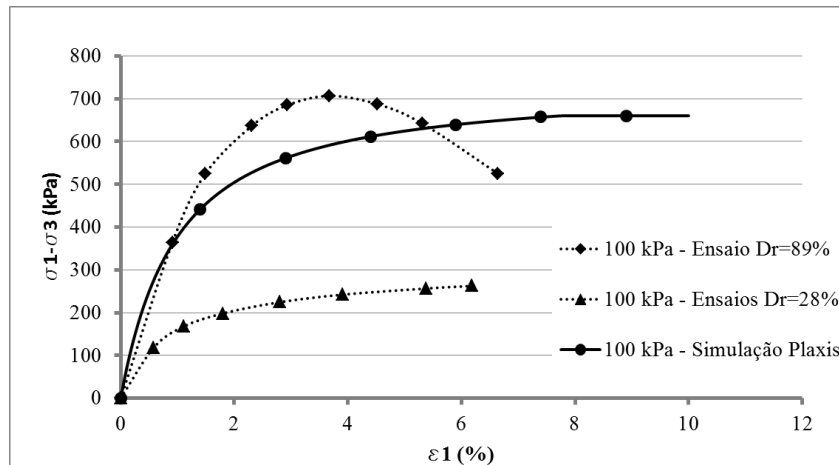


Figura 57 - Simulação ensaio triaxial (inicial)

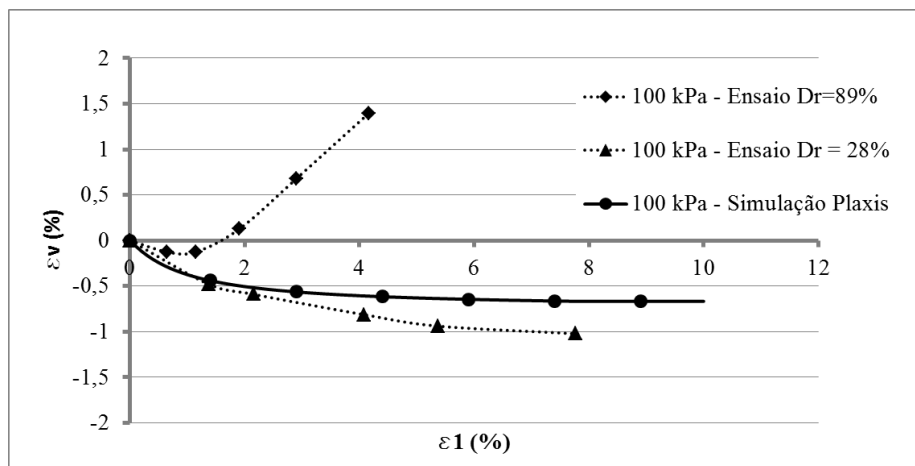


Figura 58 - Simulação ensaio triaxial (inicial)

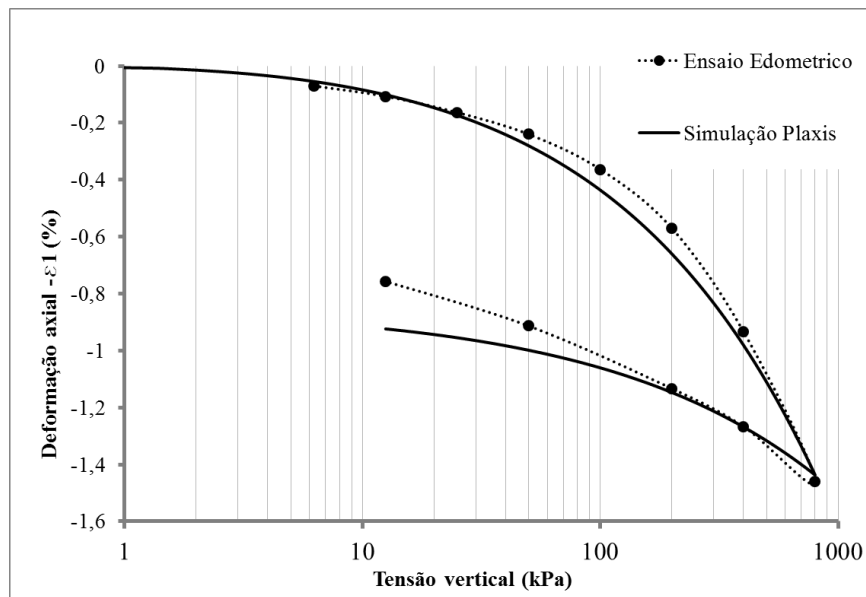


Figura 59 - Simulação ensaio oedométrico (inicial)

De modo a compatibilizar os resultados, chegou-se nos parâmetros descritos na Tabela 16. Nas Figuras 60 a 62 apresentam-se os resultados das simulações com os parâmetros ajustados.

Tabela 16 - Parâmetros do solo ajustados

Modelo <i>Hardening Soil</i>	Parâmetro	Valor
	γ (kN/m ³)	21
	E_{50}^{Ref} (MPa)	42,5
	E_{oed}^{Ref} (MPa)	37,0
	E_{ur}^{Ref} (MPa)	120,0
	m	0,45
	c (kPa)	1
	φ (°)	48
	Ψ (°)	7,5
	v_m	0,25
	p_{ref} (kPa)	100
	K_0	0,30
	R_f	0,7

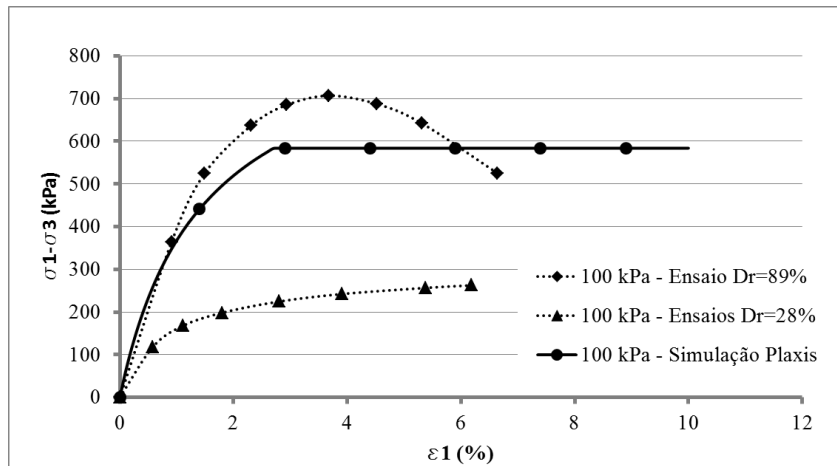


Figura 60 - Simulação ensaio triaxial (parâmetros ajustados)

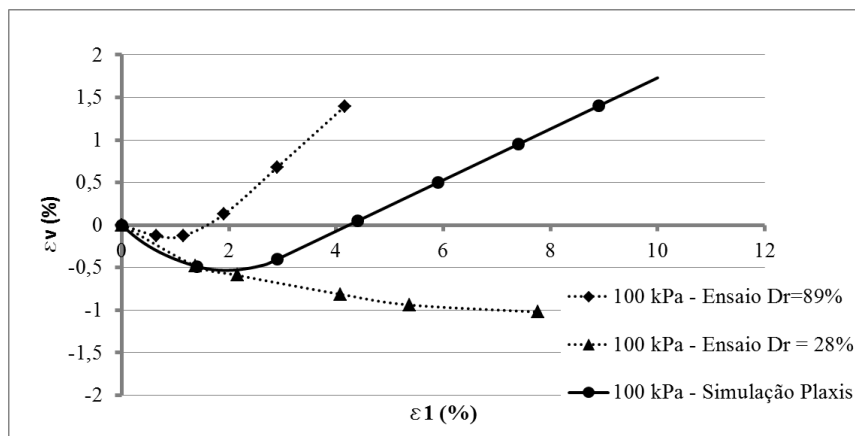


Figura 61 - Simulação ensaio triaxial (parâmetros ajustados)

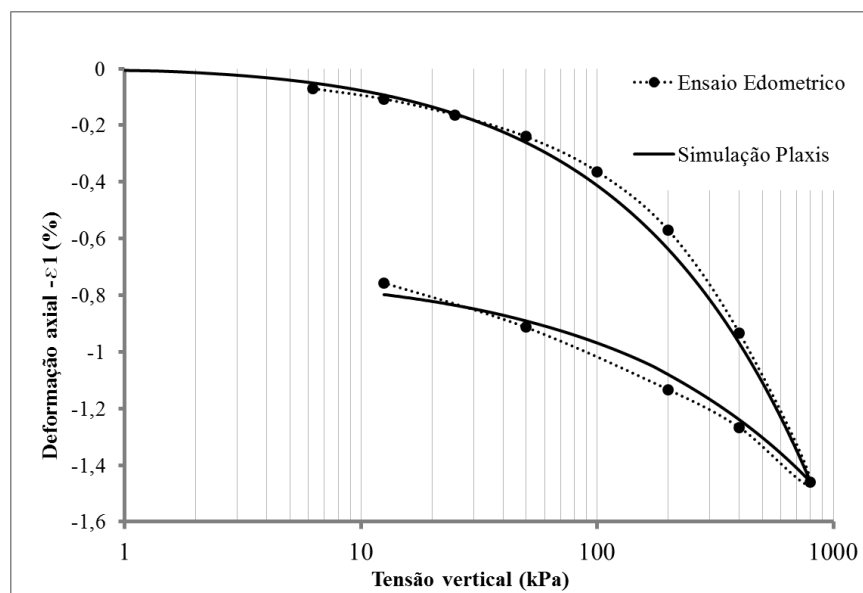


Figura 62-Simulação ensaio oedométrico (parâmetros ajustados)

3.1.3. GRAMPO

Na Figura 63 é apresentado um detalhe do grampo. Este elemento foi modelado no PLAXIS 3D e 2D como elemento de estaca (*embedded pile*), que na realidade é elemento de viga onde se incorpora o efeito do atrito lateral do solo. Foram considerados os parâmetros equivalentes do conjunto, calda de cimento e barra de aço, e suas respectivas contribuições na rigidez à flexão e na rigidez axial. A ligação do grampo com o faceamento foi simulada através de outro elemento de estaca com o comprimento de 20cm solidarizado aos blocos.

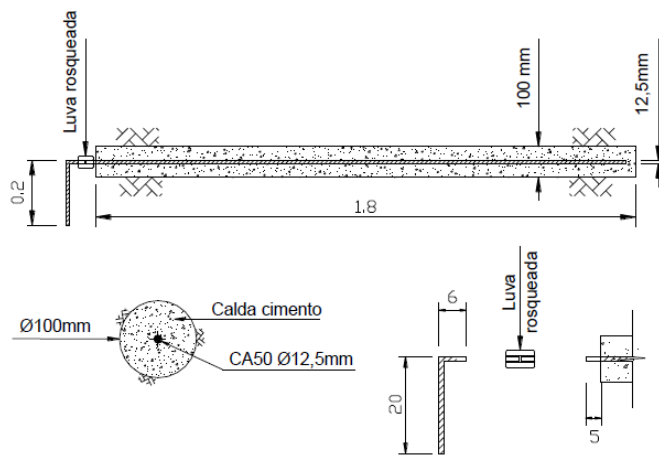


Figura 63 - Detalhe do grampo - SILVA (2010)

Os grampos utilizados nos modelos físicos conduzidos por Silva (2010) e por Eleutério (2013) se diferenciavam pelo diâmetro da barra de aço que no primeiro foi de Ø12,5mm enquanto que no segundo foi de Ø16mm. Os parâmetros equivalentes dos grampos foram determinados através das Equações 23 a 27. Nas Tabelas 17 e 18 apresentam-se os parâmetros utilizados nas modelagens.

$$EA_{conj} = E_a A_a + E_c A_c \quad (23)$$

$$EI_{conj} = E_a I_a + E_c I_c \quad (24)$$

$$EA_{conj} = E_{eq} \frac{\pi D_{eq}^2}{4} \quad (25)$$

$$EI_{conj} = E_{eq} \frac{\pi D_{eq}^4}{64} \quad (26)$$

$$\gamma_{conj} = \frac{\gamma_a A_a + \gamma_c A_c}{A_a + A_c} \quad (27)$$

Sendo:

D_{eq} – Diâmetro equivalente utilizado no PLAXIS considerando os parâmetros do conjunto;

EA_{conj} – Rigidez axial do conjunto;

EI_{conj} – Rigidez à flexão do conjunto;

γ_{conj} – Peso específico do conjunto;

E_a – Módulo de elasticidade do aço;

E_c – Módulo de elasticidade da calda de cimento;

A_a – Área da seção transversal do aço;

A_c – Área da seção transversal da calda de cimento;

I_a – Momento de inércia da seção do aço;

I_c – Momento de inércia da seção da calda de cimento;

γ_a – Peso específico do aço;

γ_c – Peso específico da calda de cimento;

Tabela 17 - Parâmetros do grampo – Caso A

Elemento de estaca (<i>embedded pile</i>)	Diâmetro do grampo (mm)	100
	Diâmetro da barra de aço (mm)	16
	E_g (MPa)	$2,5 \times 10^4$
	E_a (MPa)	210×10^5
	E_{eq} (MPa)	$3,5 \times 10^4$
	D_{eq} (mm)	92
	γ_a (kN/m ³)	78,5
	γ_c (kN/m ³)	22,0
	γ_{conj} (kN/m ³)	23,5

Tabela 18 - Parâmetros do grampo –Casos B e C

Elemento de estaca (<i>embedded pile</i>)	Diâmetro do grampo (mm)	100
	Diâmetro da barra de aço (mm)	12,5
	E_g (MPa)	$2,5 \times 10^4$
	E_a (MPa)	$2,1 \times 10^5$
	E_{eq} (MPa)	$3,1 \times 10^4$
	D_{eq} (mm)	95
	γ_a (kN/m ³)	78,5
	γ_c (kN/m ³)	22,0
	γ_{conj} (kN/m ³)	23

No PLAXIS, a interação entre o elemento de estaca (*embedded pile*) e o solo é simulada através de uma interface com comportamento elasto-plástico, dependente do deslocamento no contato. A resistência lateral (T_{max}) a partir da qual ocorre a plastificação na interface solo-grampo foi calculada através das Equações 28 a 30. A Tabela 19 apresenta os valores de resistência lateral máxima adotados nas análises considerando as diferentes sobrecargas observadas nos ensaios de modelos físicos.

$$\sigma'_v = \gamma h + q \quad (28)$$

$$\tau = \sigma'_v \cdot \mu = \sigma'_v \cdot tg\delta = 0,6 \cdot \sigma'_v \cdot tg\varphi \quad (29)$$

$$T_{max} = \tau U \quad (30)$$

Sendo:

σ'_v – Tensão vertical máxima na altura do grampo;

τ – Tensão cisalhante;

T_{max} – Resistência lateral máxima por unidade de comprimento do grampo;

μ – Atrito solo grampo considerado $\mu = 0,6 \cdot tg\varphi$;

U – Área lateral considerando o comprimento de 1m de grampo;

Tabela 19–Resistência máxima por unidade de comprimento do grampo

Sobrecarga q (kPa)	$T_{\text{máx}}$ (kN)
0	5,6
10	5,6
20	7,7
30	9,8
40	11,9
50	14
60	16,1
70	18,2
80	20,3
90	22,4
100	24,5

3.1.4. BLOCOS PRÉ-MOLDADOS

Os blocos pré-moldados da face foram modelados como um material com comportamento linear elástico, considerando cada linha de blocos como um elemento único. Este procedimento foi o mesmo utilizado por Guler et al. (2007). A Figura 64 apresenta a seção do bloco e a Tabela 20 as características.

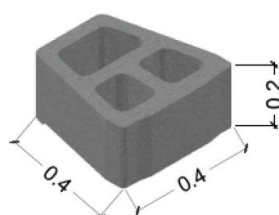


Figura 64 - Dimensões do bloco pré-moldado (MIRMORADI, 2015)

Tabela 20–Características dos blocos pré-moldados

Bloco TERRAE® W	Parâmetro	Valor
	Peso (kg)	29
	Volume (m ³)	$1,7 \times 10^{-2}$
	I_x (m ⁴)	$1,4 \times 10^{-3}$

Como cada linha do bloco foi modelada como um elemento único (Figura 65), com as dimensões de 0,2m de altura, 2,0m de largura e 0,4m de comprimento, fez-se uma equivalência dos parâmetros para simular estes elementos (Equação 31). Os resultados são apresentados na Tabela 21.

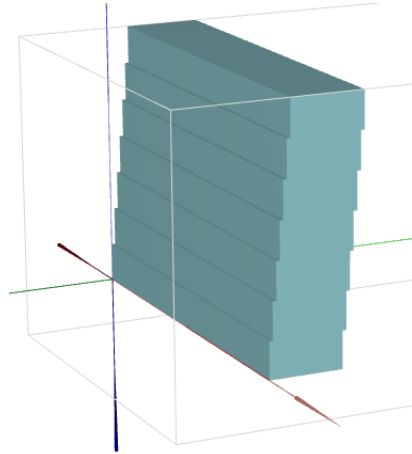


Figura 65 - Modelagem dos blocos da face

$$E_b I_b = E_{eq} I_{linha} \quad (31)$$

Sendo:

E_b – Módulo de elasticidade do bloco;

E_{eq} – Módulo de elasticidade equivalente utilizado nas análises;

I_b – Inércia do bloco;

I_{linha} - Inércia da linha de blocos modelados como elemento único;

Tabela 21–Parâmetros utilizados nas modelagens dos blocos

Modelo Linear Elástico	Parâmetro	Valor
	$\gamma_b(\text{kN/m}^3)$	17
	$E_b \text{ (MPa)}$	10^4
	μ	0,15
	$E_{eq} \text{ (MPa)}$	7×10^3
	$\gamma_{eq}(\text{kN/m}^3)$	19

Mirmoradi & Ehrlich (2014) fizeram uma avaliação através de uma modelagem numérica da influência da rigidez dos blocos no comportamento de uma estrutura de reforço de solo com geotêxtil. Foi concluído que o efeito da face na magnitude das tensões mobilizadas no reforço não está exclusivamente associado à rigidez da face; mas, também às tensões mobilizadas na interface entre a base do muro e a fundação. Posto que para uma condição de base livre as tensões mobilizadas nos reforços são independentes da rigidez da face.

3.1.5. MATERIAL DEFORMÁVEL

O material deformável utilizado na modelagem física conduzida por Eleutério (2013) para promover deformações na base da massa reforçada foi modelado como um material de comportamento linear elástico. Os parâmetros adotados foram os mesmos empregados na modelagem numérica 2D efetuada por Eleutério (2013). As propriedades do material são apresentadas na Tabela 22.

Tabela 22–Parâmetros utilizados nas modelagens do material deformável

	Parâmetro	Valor
Modelo Linear Elástico	γ (kN/m ³)	15
	E (MPa)	322,5
	μ	0,30

3.1.6. FUNDAÇÃO

A fundação também foi modelada como um elemento com o comportamento elástico linear com os parâmetros descritos na Tabela 23.

Tabela 23 – Parâmetros utilizados na modelagem da fundação

	Parâmetro	Valor
Modelo Linear Elástico	γ (kN/m ³)	25
	E (MPa)	25×10^3
	μ	0,15

3.1.7. INTERFACES

Foram utilizados elementos de interface nos contatos bloco-bloco, quartzo-bloco, bloco-fundação e para simular a manta utilizada para deslocar a superfície de rotura.

No contato bloco-bloco e solo-bloco a interface foi modelada através de um fator que simula o deslocamento relativo e consequentemente minora a resistência de elementos adjacentes (R_{inter}). Nestes elementos utilizou-se um fator $R_{inter}=0,95$.

A manta foi modelada seguindo o mesmo procedimento de Eleutério (2013), ou seja, um elemento de interface com comportamento linear elástico perfeitamente plástico pelo modelo Mohr-Coulomb, considerando um ângulo de atrito baixo ($\varphi = 5^\circ$).

A interface bloco-fundação foi modelada como um elemento linear elástico com valores para cada modelagem numérica obtidos através de análises paramétricas de modo que os deslocamentos da face fossem próximos aos mensurados nos modelos físicos. Estas resistências no contato não foram mensuradas nos modelos físicos. Os valores dos módulos adotados para cada modelagem são mostrados na Tabela 24. O partido tomado assemelha-se ao empregado na modelagem numérica de Guler et al. (2007) que considerou uma mola na direção oposta da base do muro livre para representação desta interface (Figura 66).

Tabela 24 - Parâmetros adotados nas modelagens numéricas para a interface da fundação dos blocos

Caso	Modelo Físico	Base	Rigidez bloco-fundação (kPa)
A	Eleutério (2013)	Fixa	1000
B	Silva (2010)-MF01	Fixa	4000
C	Silva (2010)-MF02	Livre	10

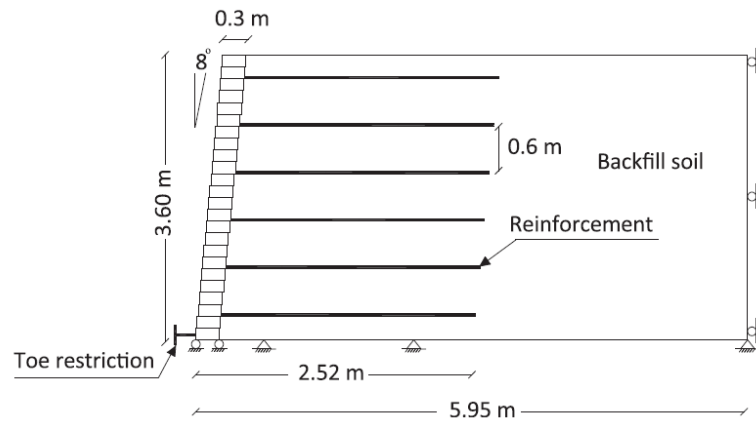


Figura 66 - Geometria do modelo adotado por Mirmoradi & Ehrlich (2014)

3.1.8. EFEITO DA COMPACTAÇÃO

O efeito da compactação foi simulado na modelagem numérica seguindo o procedimento sugerido por Mimoradi & Ehrlich (2013). Cada estágio foi simulado aplicando-se uma sobrecarga no topo e na base da camada que correspondesse à induzida pela placa vibratória igual a 8 kPa. Esta aproximação leva em consideração a distribuição das tensões na camada durante a compactação (Figura 67).

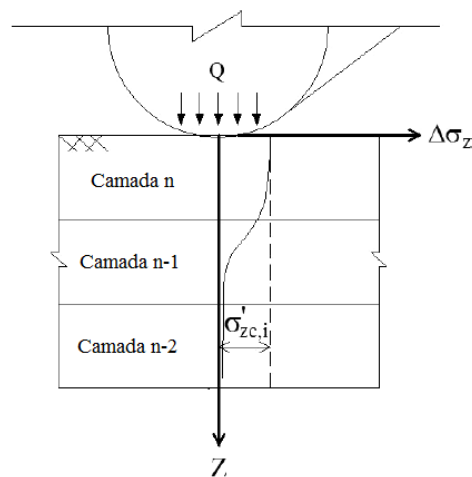


Figura 67 - Tensão vertical durante a compactação do solo utilizando rolo (solução de Boussinesq) (MIRMORADI & EHRLICH, 2013)

Verifica-se que o maior acréscimo de carga ocorre no topo da camada compactada e vai decrescendo com a profundidade. Assim, aplicando-se uma carga no topo e na base da camada evita-se que a carga adicional induzida pela compactação tenha influência nas demais camadas inferiores (Figura 68).

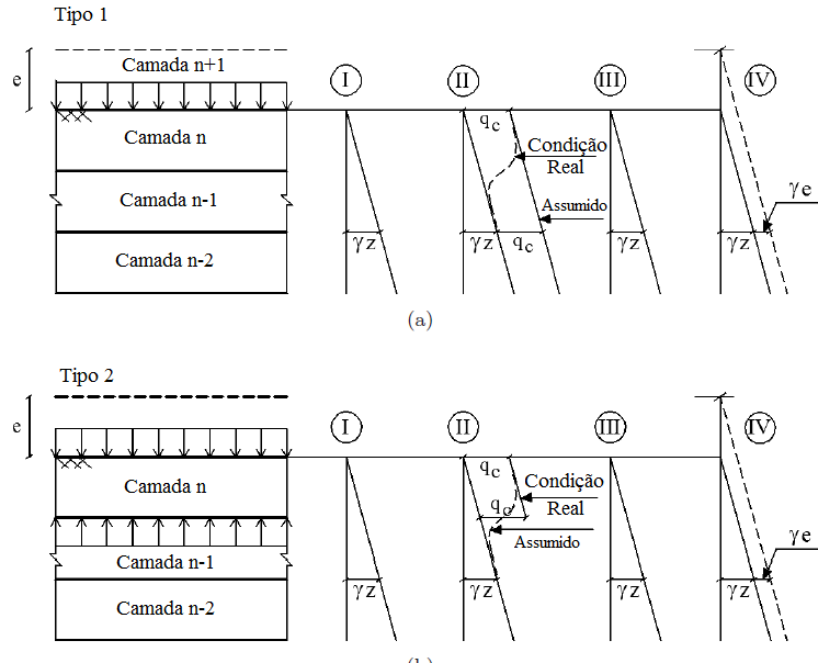


Figura 68 - Modelagem de um ciclo de carga descarga verificada durante a compactação de uma camada de solo "n"; (a) procedimento tipo 1; (b) procedimento tipo 2; (I) colocação da camada de solo; (II) compactação da camada; (III) Fim da compactação; (IV) próxima camada a ser compactada (camada n+1) (MIRMORADI & EHRLICH, 2013)

3.1.9. ESTUDO DA MALHA DE ELEMENTOS NA MODELAGEM 3D

O PLAXIS gera a malha de elementos finitos automaticamente (modo *Mesh*). Para tal, requer um parâmetro, denominado de *element size* (l_e), que representa o tamanho do elemento (PLAXIS, 2013b). Este parâmetro é calculado a partir das dimensões exteriores da geometria (x_{min} , x_{max} , y_{min} , y_{max} , z_{min} , z_{max}) através da Equação 32.

$$l_e = \frac{r_e}{20} \sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2 + (z_{max} - z_{min})^2} \quad (32)$$

Sendo r_e - *relative size*, parâmetro determinado pelo usuário que varia entre 2 para malha muito grossa (*very coarse*) e 0,5 para malha muito fina (*very fine*).

As Figuras 69 e 70 apresentam os modelos com a malha de elementos muito grossa (*very coarse*) e muito fina (*very fine*).

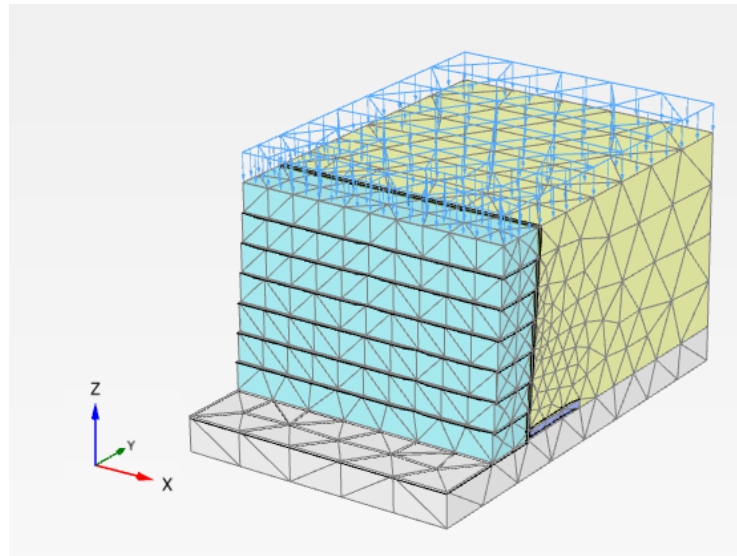


Figura 69 - Modelo com malha muito grossa (*very coarse*)

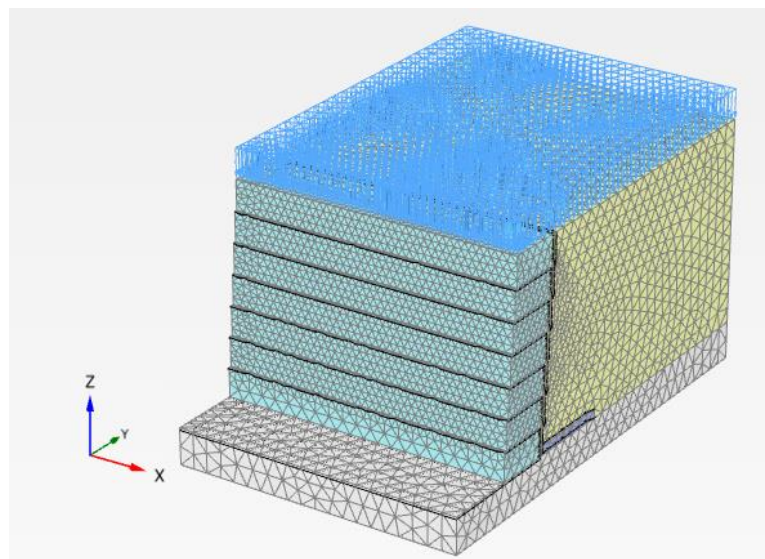


Figura 70 - Modelo com malha muito fina (*very fine*)

A análise de sensibilidade foi feita correlacionando o tamanho do elemento (*element size*) com os resultados de deslocamentos da face, deslocamentos no topo da massa reforçada e os esforços no grampo, principais grandezas mensuradas nos modelos físicos. As Figuras 71 a 75 mostram a influência nos valores para diferentes tamanhos de elementos.

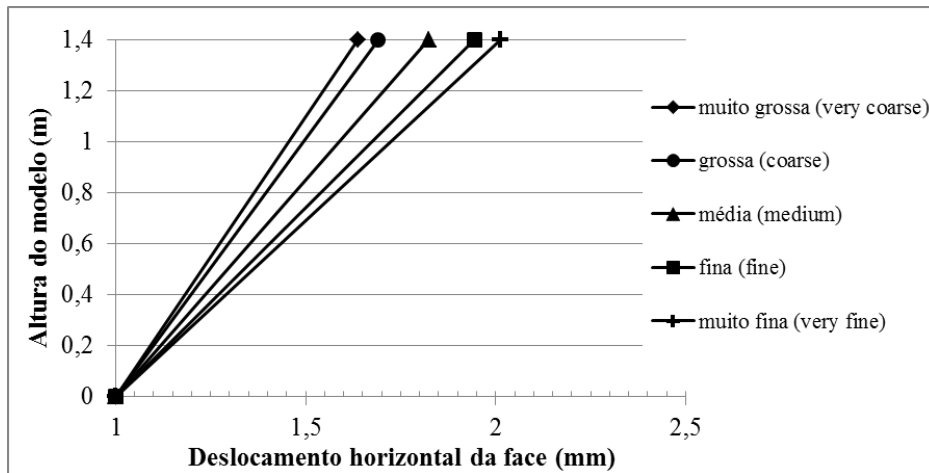


Figura 71 - Variação dos deslocamentos da face com o refinamento da malha de elementos finitos

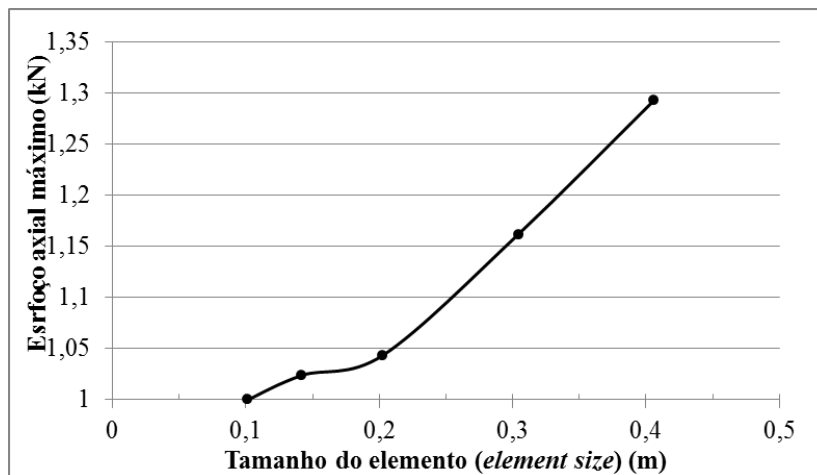


Figura 72 - Variação do esforço normal máximo no grampo com o tamanho do elemento

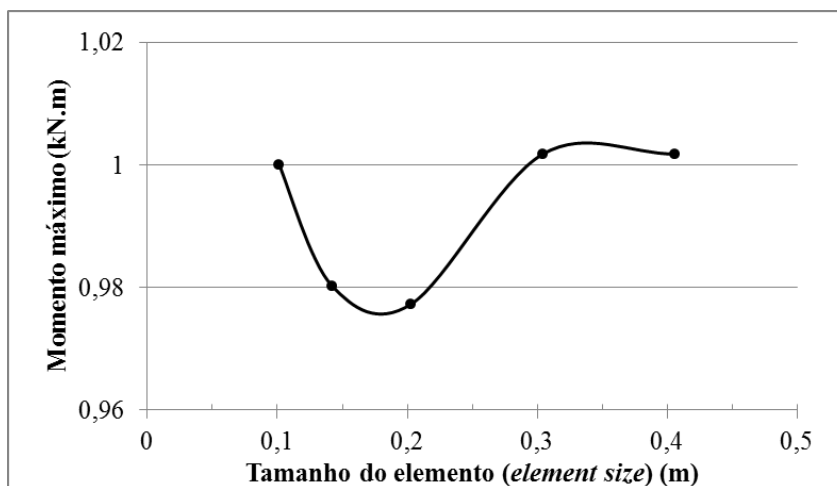


Figura 73 - Variação do momento máximo no grupo com o tamanho do elemento

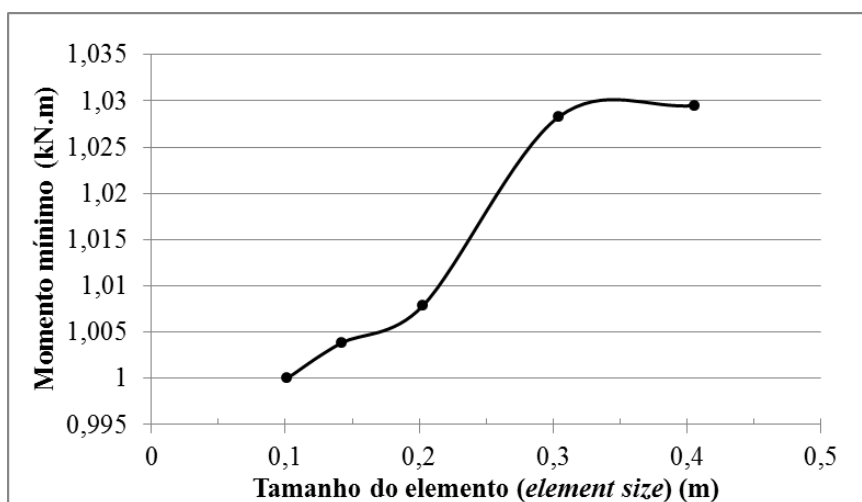


Figura 74 - Variação do momento mínimo no grupo com o tamanho do elemento

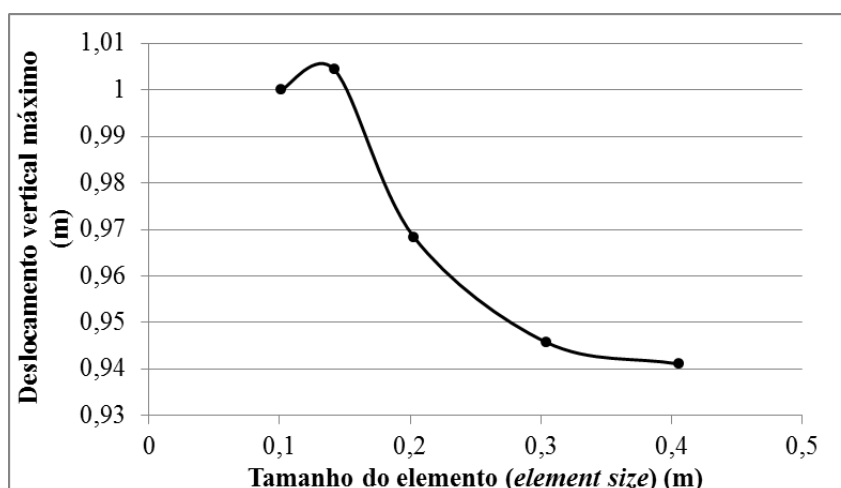


Figura 75 - Variação do deslocamento máximo na massa reforçada com o tamanho do elemento

Verificou-se que os deslocamentos horizontais da face e os esforços normais no grampo são os mais influenciados pelo tamanho do elemento, apresentando uma diferença de 20% nos deslocamentos horizontais máximos e de 30% nos esforços axiais. A variação do deslocamento vertical no terrapleno com o tamanho do elemento foi pequena, mesma situação observada com os momentos máximos e mínimos no grampo, apresentando uma diferença menor que 4%.

Como o valor dos deslocamentos horizontais da face e os esforços axiais nos grampos foram os que mais variaram com o tamanho do elemento, nos grampos e nos blocos da face utilizou-se uma malha muito fina (*very fine*), enquanto que na massa reforçada uma malha fina (*fine*).

A Tabela 25 apresenta a quantidade de elementos e nós adotada em cada modelagem numérica. Para o caso em estudo, quando da modelagem 3D verificou-se uma significativa influência do refinamento da malha nos resultados, ao contrário do observado na modelagem 2D.

Tabela 25 - Quantidade de elementos e nós para cada modelagem numérica

Análise	Casos	Modelo Físico	Quantidade de elementos	Quantidade de nós
3D Elementos tetraédricos 10 nós	A	Eleutério (2013)	95.372	138.010
	B	Silva (2010) - MF01	94.306	136.220
	C	Silva (2010) - MF02	94.306	136.220
2D Elementos triangulares 15 nós	A	Eleutério - (2013)	3.184	26.517
	B	Silva (2010)-MF01	3.358	27.949
	C	Silva (2010)-MF02	3.548	29.509

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. MODELAGEM - CASOA

Na Figura 76 tem-se a representação da modelagem tridimensional do modelo físico conduzido por Eleutério (2013). Os resultados obtidos na modelagem numérica serão cotejados com os resultados medidos no modelo físico, nos pontos assinalados na Tabela 26.

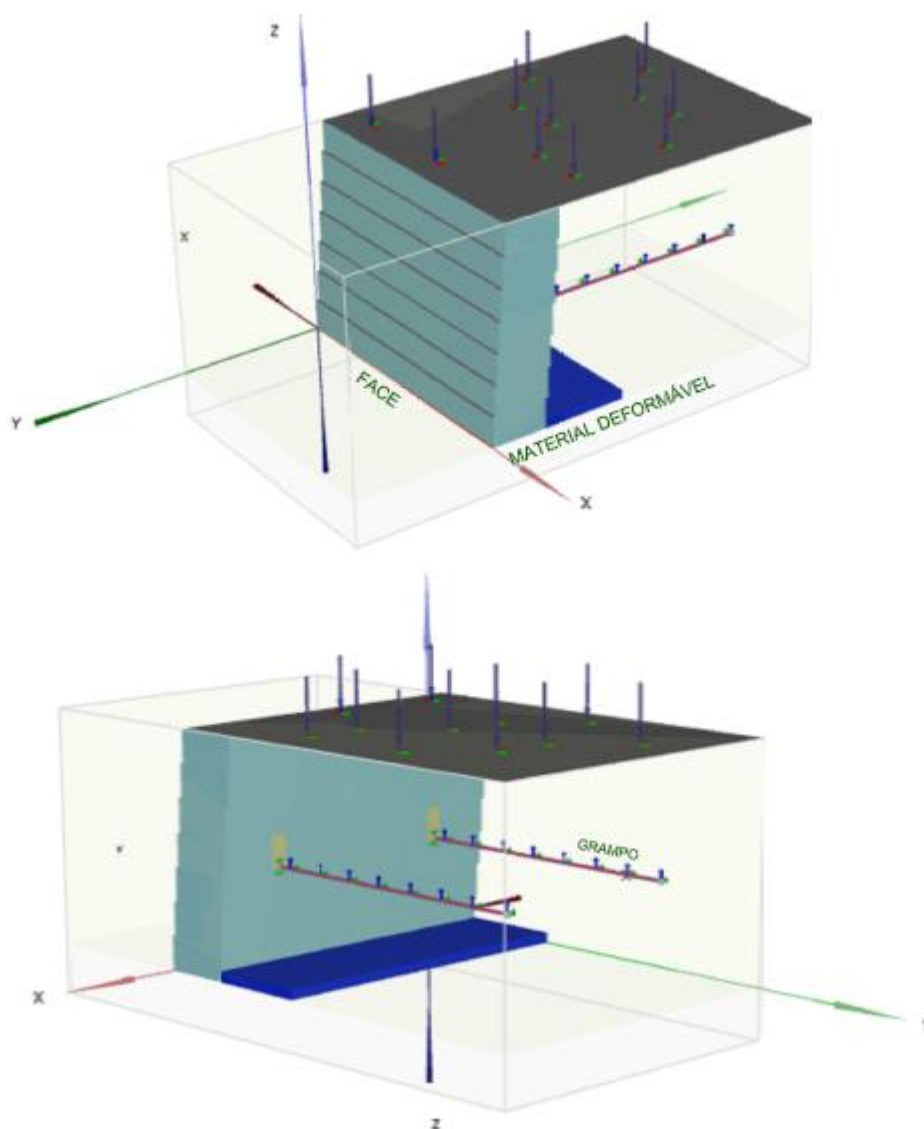


Figura 76 - Representação da modelagem numérica 3D (Caso A)

Tabela 26 - Locais e grandezas consideradas na análise numérica (Caso A)

	Grandeza / posição (vide Figura 76)	
Face de blocos (externa)	deslocamentos horizontais ao longo da vertical	x=0,2m
		x=1,0m
		x=1,8m
	deslocamentos horizontais ao longo da horizontal	z=0,1m
		z=1,3m
Face de blocos (interna)	tensões horizontais	x=1,0m (z=0,3m; 0,7m; 1,1m)
Massa reforçada	deslocamentos verticais ao longo da horizontal	x=1,0m; z=1,20m
	tensões horizontais nas paredes da caixa do modelo (z=0,7m)	lateral esquerda (x= 0; y=0,85m)
		fundo (x=1m; y=2,62m)
		lateral direita (x=2m; y=1,95m)
Grampo	momento fletor	-
	esforços axiais	-

4.1.1. FACE DE BLOCOS

a) Deslocamentos Horizontais

Nas Figuras 77 a 81, apresentam-se os deslocamentos horizontais na face medidos e determinados numericamente. Constatou-se que durante o carregamento os deslocamentos aumentaram significativamente a partir da sobrecarga de 40 kPa, sendo que até este incremento os deslocamentos no topo (ou seja, os máximos) foram de 0 a 0,3mm, bem menores que os finais. Considerou-se na modelagem que quando desta sobrecarga a resistência máxima da interface solo-grampo foi atingida.

Note-se que em função de ter-se assumido um bloco único ao longo de toda largura, na modelagem pelo PLAXIS não se observa variações nos valores determinados nos planos transversais à face. No topo os deslocamentos obtidos na modelagem apresentam-se próximos aos verificados pela instrumentação. Na modelagem numérica observa-se também maiores movimentos a partir da sobrecarga de 40 kPa, como se verificou no modelo físico.

Já na base do muro, os deslocamentos determinados pela modelagem numérica apresentam-se maiores, sendo 1,5mm na modelagem numérica e 0,3mm na instrumentação. Tal discrepância pode ter origem no movimento relativo dos blocos. Observa-se que o deslocamento medido na vertical central na 3ª linha de blocos é bem inferior ao da 5ª linha, não tendo sido possível fazer esta simulação na modelagem numérica.

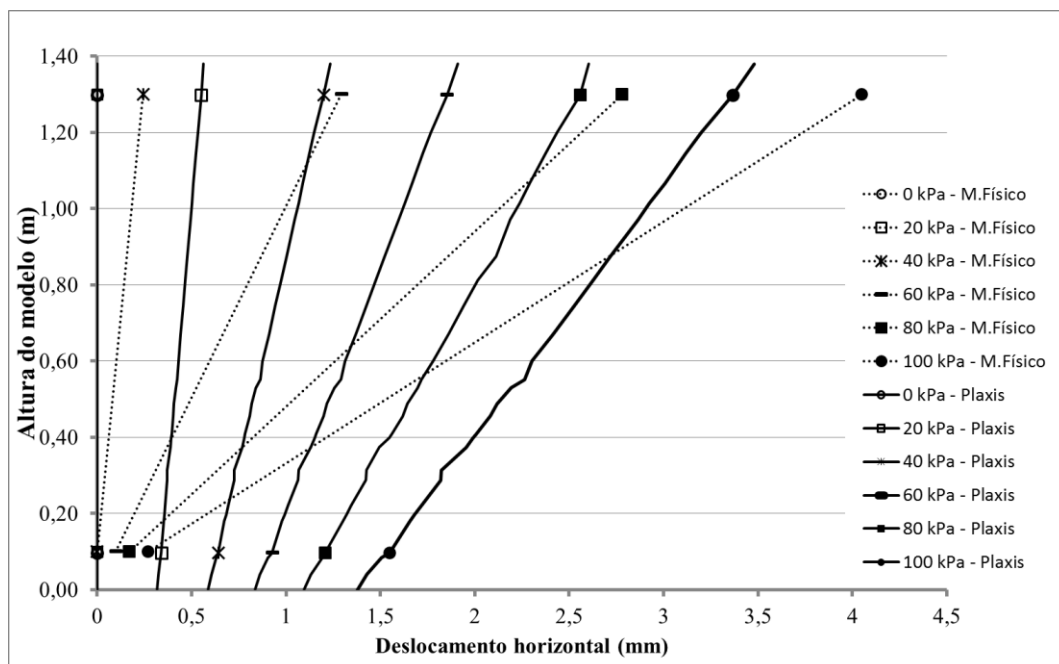


Figura 77–Deslocamento horizontal na face no bordo (x=0,2m; Caso A)

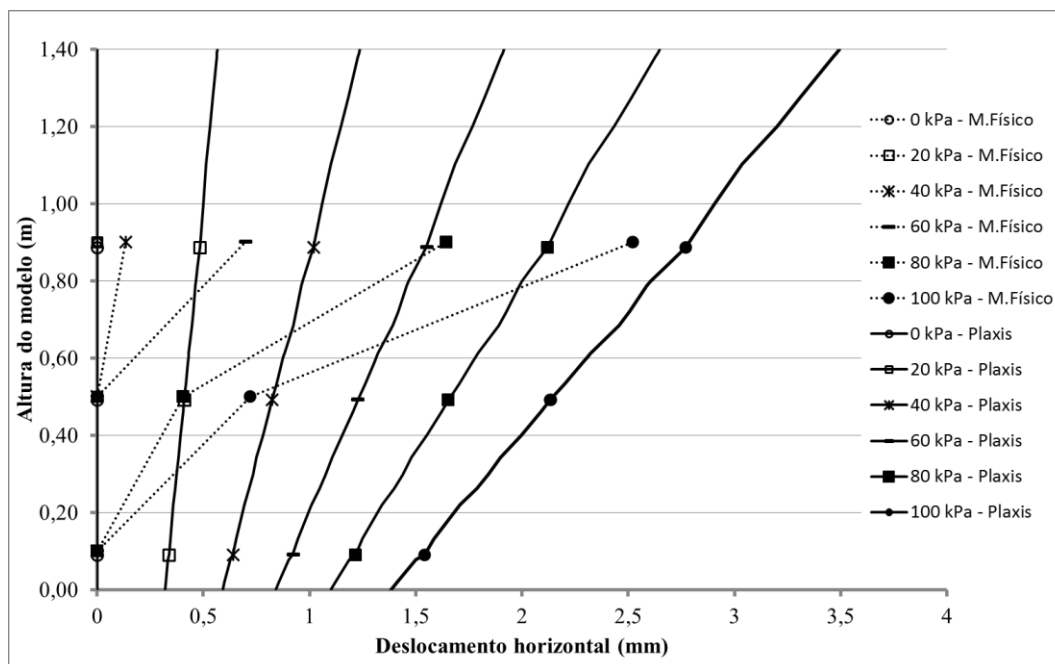


Figura 78- Deslocamento horizontal na face (x=1,0m; Caso A)

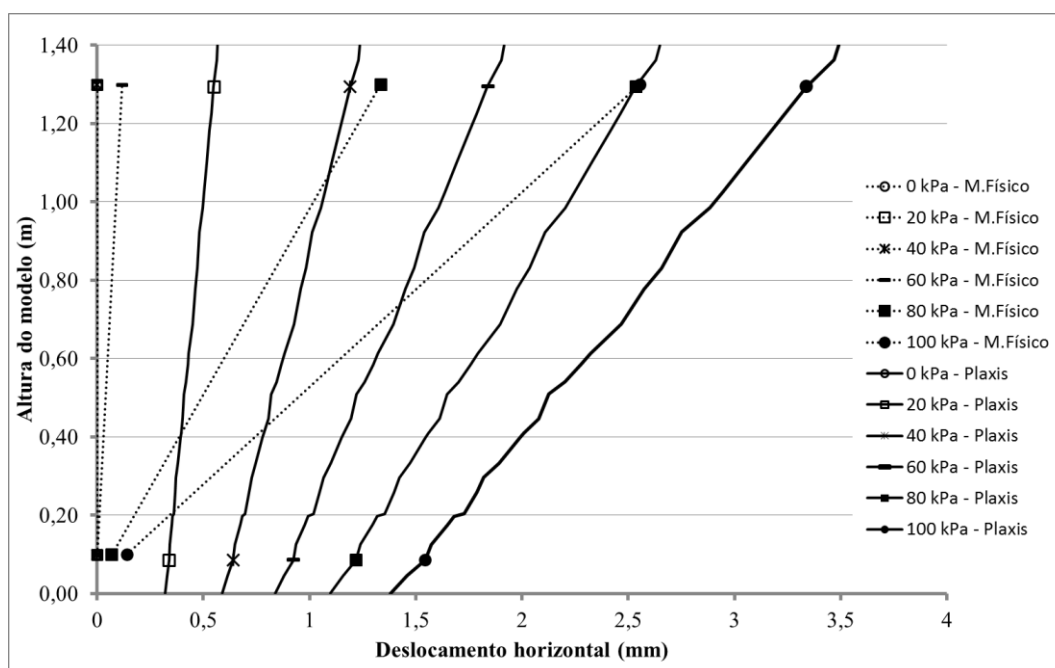


Figura 79– Deslocamento horizontal na face (x=1,8m; Caso A)

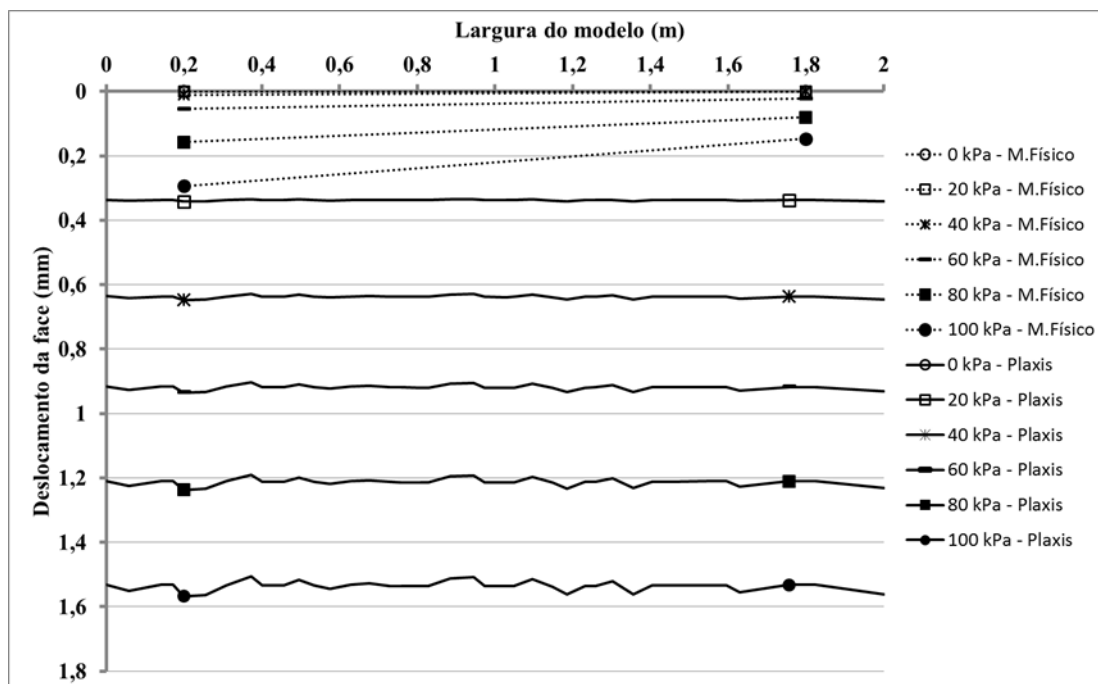


Figura 80– Deslocamento horizontal na face ($z=0,1\text{m}$; Caso A)

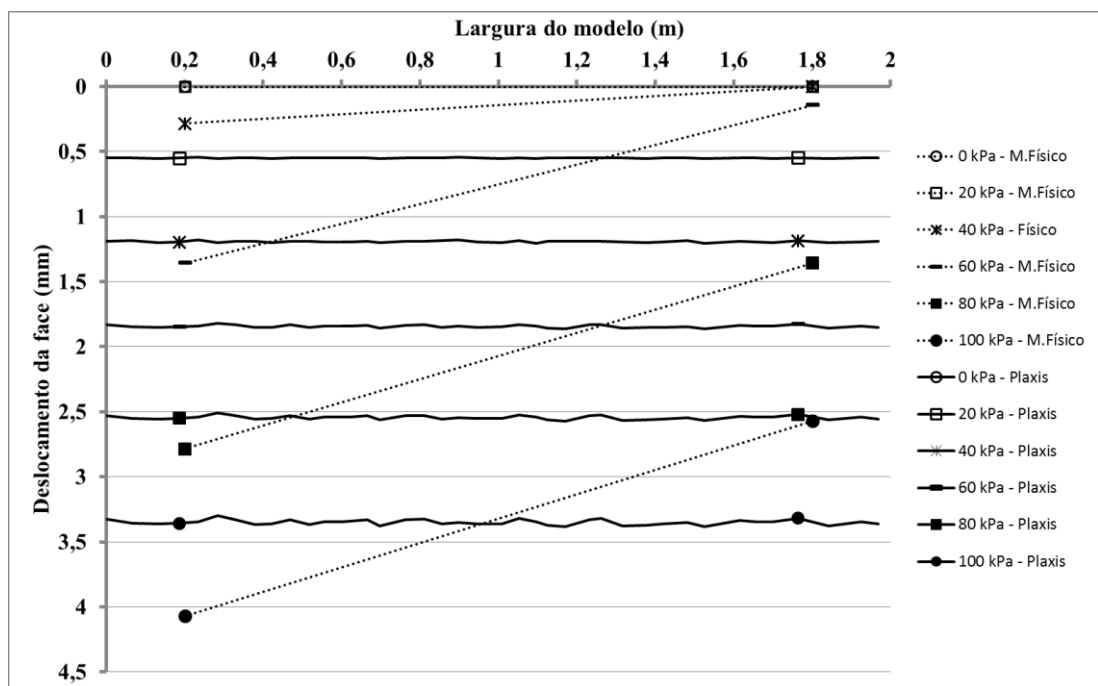


Figura 81– Deslocamento horizontal na face ($z=1,3\text{m}$; Caso A)

b) Tensões horizontais na face

Na Figura 82, apresentam-se as tensões horizontais medidas e determinadas numericamente na parte interna da face de blocos nos pontos situados a 0,3m, 0,7m e 1,1m a partir da base do modelo (vertical situada no centro da face). A modelagem numérica apresentou resultados com configuração razoavelmente similar à observada pela instrumentação para valores de sobrecarga superiores a 40 kPa. Verifica-se uma tensão horizontal mais elevada na 3ª linha de blocos (altura 0,7m). No entanto, os valores obtidos na modelagem são maiores do que os medidos, 20kPa e 15 kPa, respectivamente. Tal pode estar relacionado ao já comentado movimento relativo dos blocos entre a 3ª e 5ª camadas, verifica-se que a leitura correspondente a condição sem sobrecarga apresentou-se superior a correspondente as de 20 kPa, 40 kPa e 60 kPa.

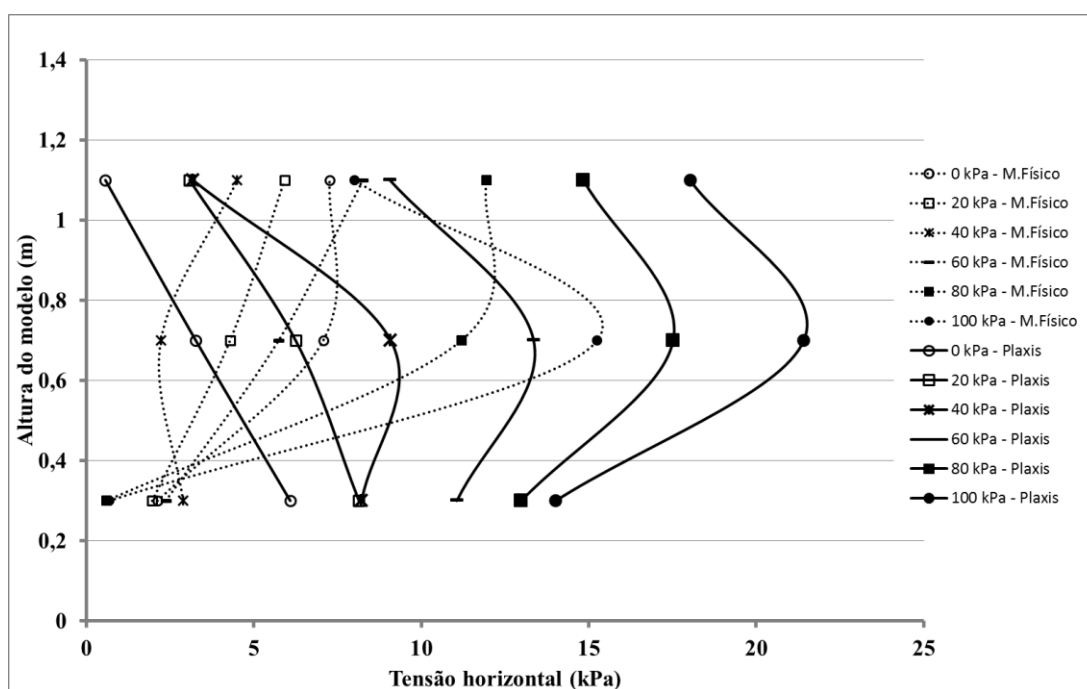


Figura 82–Tensões horizontais na face interna dos blocos (x=1,0m, Caso A)

c) Tensões no contato bloco-piso

Na Figura 83 apresenta-se uma seção com a distribuição das tensões no contato bloco-piso para a sobrecarga de 100 kPa. Consistentemente com a tendência de rotação da face, atingiu-se valores máximos de 240 kPa no contato externo.

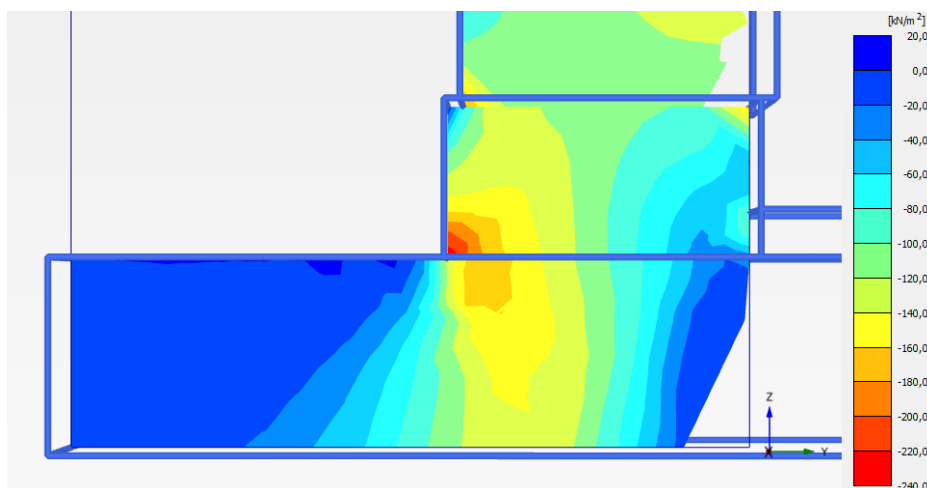


Figura 83 - Tensões verticais no contato bloco-piso (Caso A)

4.1.2. MASSA REFORÇADA

a) Deslocamentos Verticais

Na Figura 84 apresentam-se os deslocamentos verticais na massa reforçada ao longo da horizontal situada no centro do modelo numa altura de 1,20m. Os deslocamentos verticais apresentaram comportamentos similares, mas os valores obtidos na modelagem numérica foram bem inferiores aos mensurados, sendo os valores máximos iguais a 6mm e 19mm, respectivamente. Os pontos de máximo verificam-se a uma distância de cerca de 0,60m da face. A Figura 85 apresenta deslocamentos determinados na massa reforçada para a sobrecarga de 100kPa em uma seção paralela e distante da face externa 0,70m (dentro da zona reforçada). Observa-se que os maiores deslocamento verificam-se na superfície e concentram-se na região central.

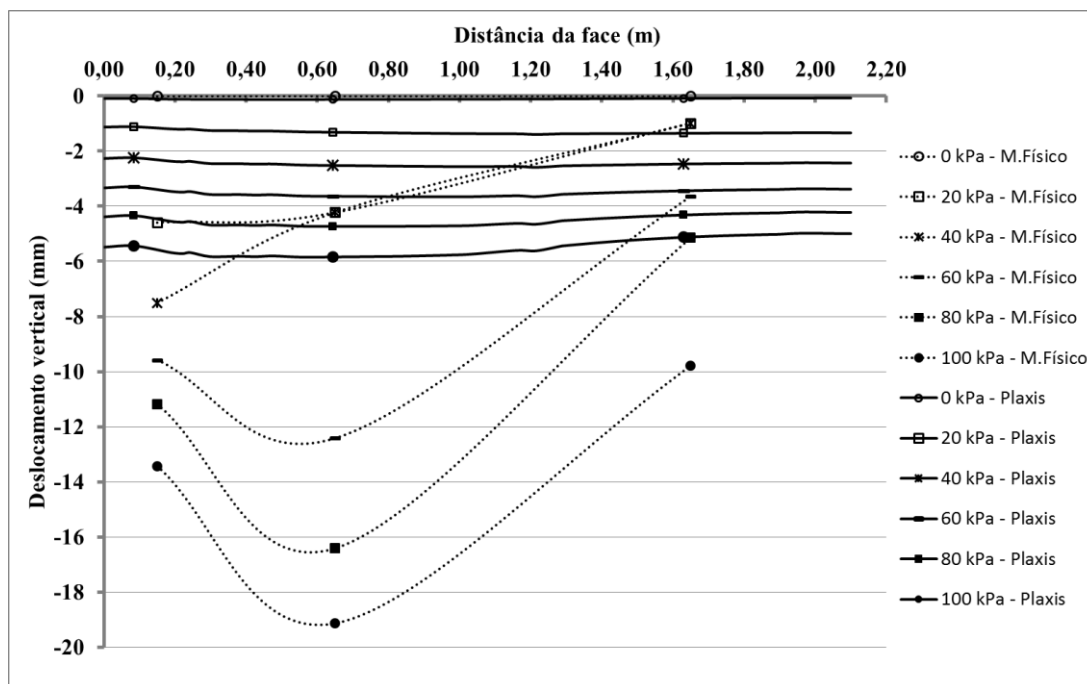


Figura 84—Deslocamentos verticais na massa reforçada ($x=1,0\text{m}$; $z=1,20\text{m}$ – Caso A)

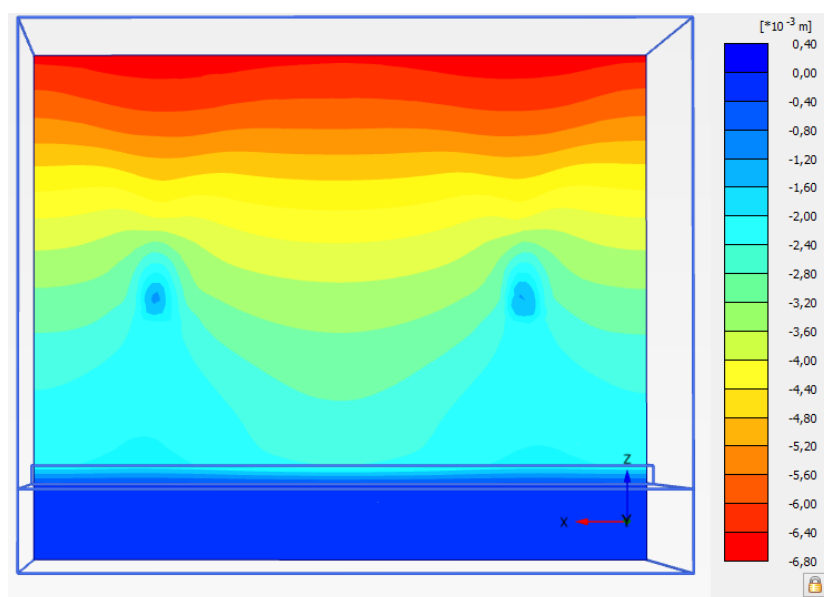


Figura 85 - Deslocamentos verticais no terrapleno para sobrecarga de 100 kPa ($y=0,7\text{m}$, Caso A)

b) Tensões horizontais nas paredes da caixa do modelo

As tensões nas paredes do modelo são apresentadas na Figura 86. A relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal na análise numérica e no modelo físico durante a aplicação do carregamento apresentaram as melhores concordâncias para carregamentos externos baixos e elevados. Os resultados medidos, em geral, variaram entre K_a e K_o , sendo os menores valores medidos na parede de fundo. Os valores determinados pelo PLAXIS para baixas sobrecargas aproximaram-se da condição de repouso, K_o , apresentando variação com aumento da sobrecarga.

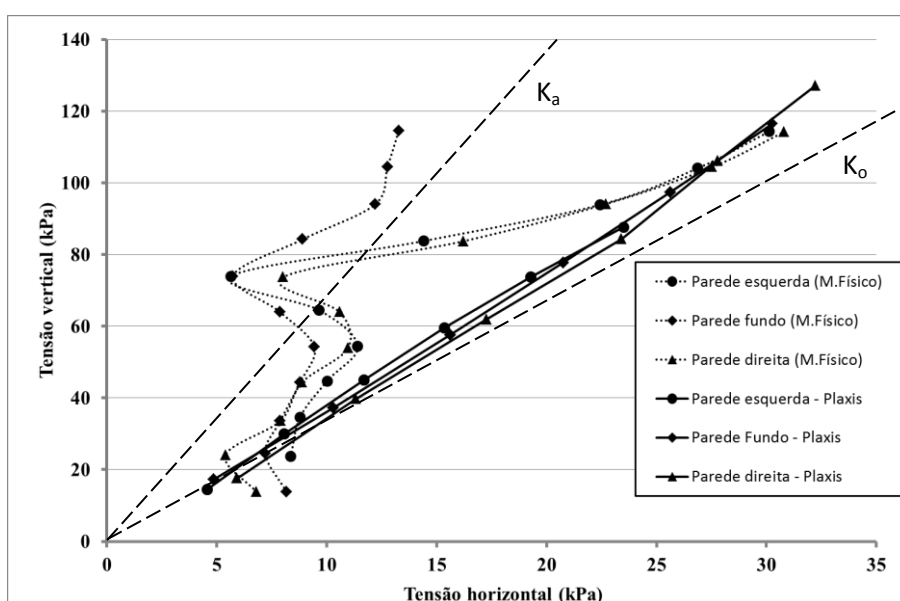


Figura 86 - Tensões horizontais nas paredes da caixa do modelo durante a fase de carregamento (Caso A)

c) Distribuição das tensões verticais na massa reforçada

Nas Figuras 87 e 88 apresentam-se distribuições de tensões determinadas pelo PLAXIS para a sobrecarga de 100 kPa em seção paralela e distante da face externa 0,70m e em seção transversal no centro, respectivamente. As tensões verticais diminuem próximo a zona deformável, indicando um arqueamento no interior da massa reforçada.

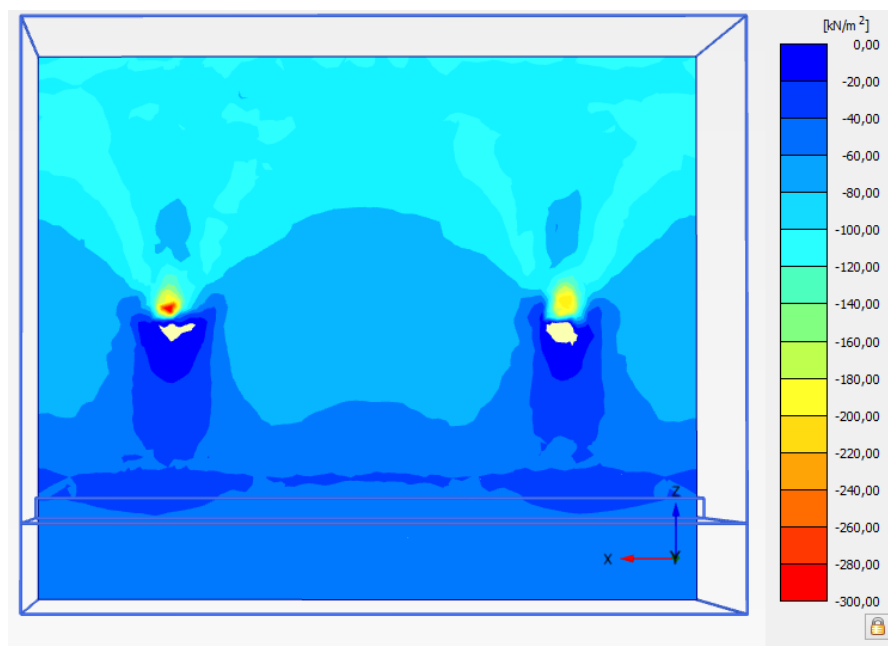


Figura 87 - Distribuição das tensões verticais em seção paralela e distante da face externa 0.70m ($y=0,7$ – Caso A)

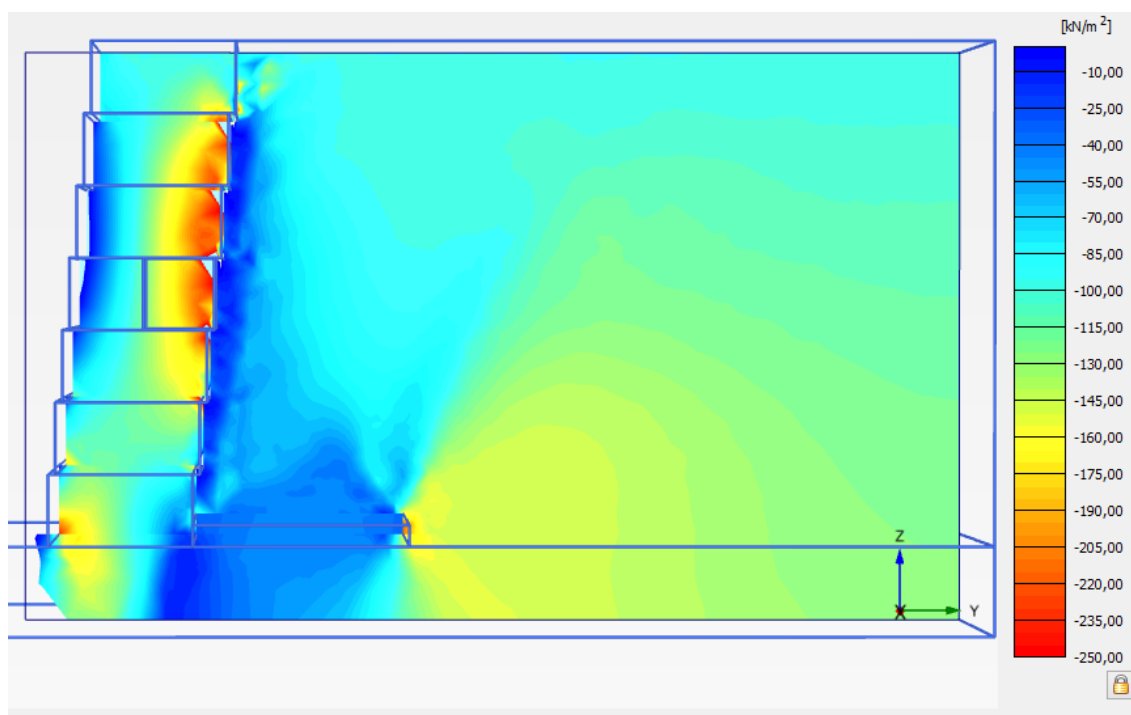


Figura 88 - Distribuição das tensões verticais seção transversal no centro da massa reforçada ($x=1\text{m}$ – Caso A)

4.1.3. GRAMPOS

a) Esforços Axiais

A Figura 89 apresenta os valores dos esforços axiais no grampo. Os valores determinados na modelagem numérica mostram configuração similar aos observados pela instrumentação. Porém os valores determinados pelo PLAXIS apresentaram-se mais elevados, principalmente para baixas sobrecargas. Além disso, os valores máximos foram obtidos numa distância de 0,6m da cabeça do grampo, diferentemente do mensurado no modelo físico que se apresentou distante de 0,8m. A queda acentuada no esforço axial obtida no monitoramento indica uma diferença de rigidez na ligação bloco-grampo que no modelo não foi possível representar.

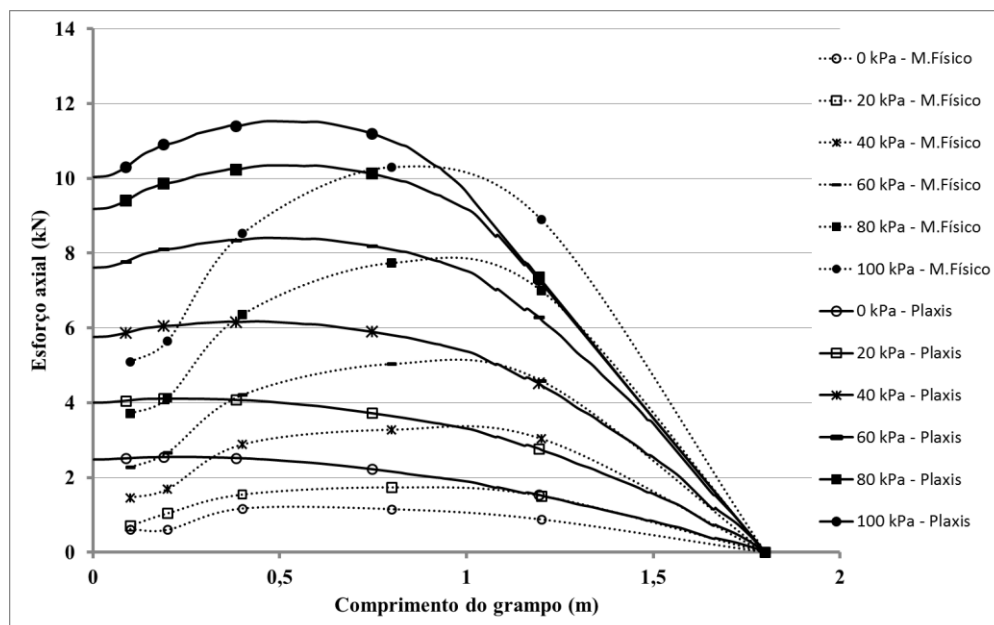


Figura 89 - Esforços axiais no grampo – Caso A

b) Momento fletor

Na Figura 90 apresentam-se os valores dos momentos fletores atuantes nos grampos. Os valores dos momentos fletores nas análises numéricas e no modelo físico foram bem similares, com exceção dos medidos no ponto situado a 0,80m da face. Note-se que no modelo físico não se observou variações no momento fletor com o incremento de carga externa neste ponto. Os momentos máximos negativos determinados pelo PLAXIS situaram-se a uma distância de 0,6m da cabeça do grampo. A distância verificada no modelo físico foi um pouco menor, influenciada pelos valores determinados a 0,80m da face. Foi possível no PLAXIS corretamente representar a distância onde os momentos apresentaram-se nulos.

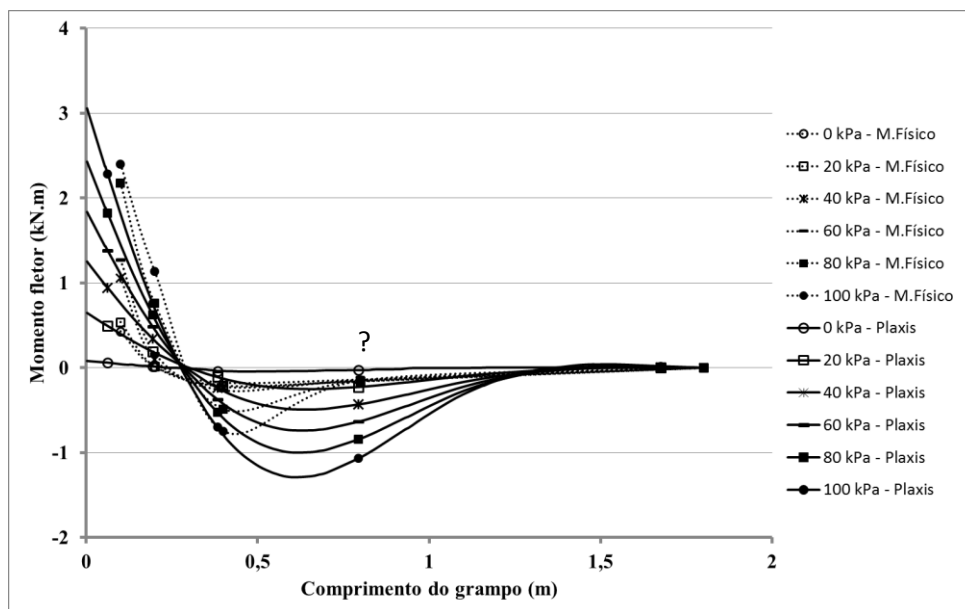


Figura 90–Momento fletor no grampo – Caso A

4.2. MODELAGEM - CASO B

Na Figura 91 tem-se a representação da modelagem tridimensional do modelo físico conduzido por Silva (2010) com a base de blocos fixa. Neste caso, não se verifica a presença do material deformável na base que foi adotada no estudo anterior (Caso A). Na Tabela 27 são indicados os locais referências considerados nas modelagens numérica e física.

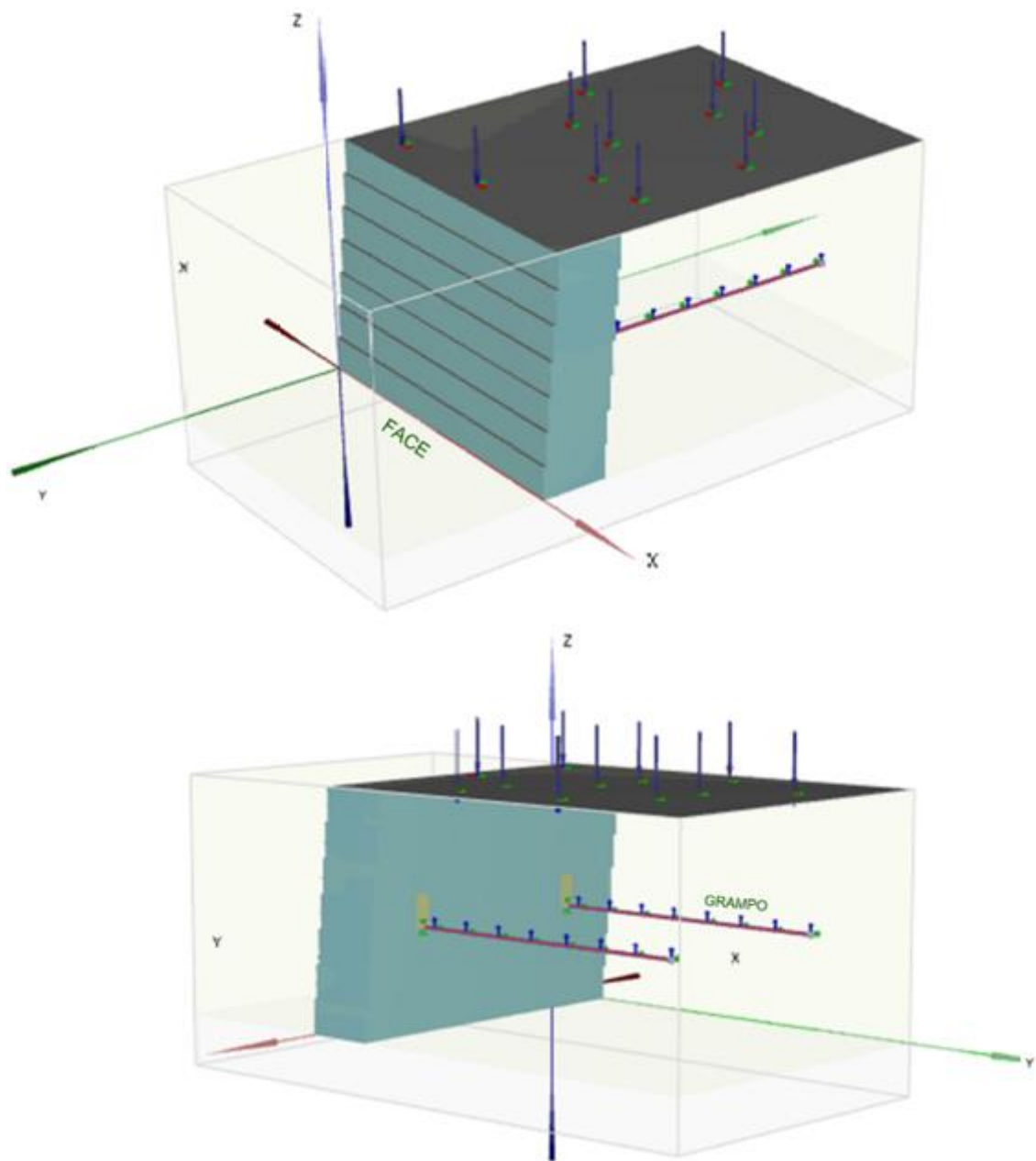


Figura 91– Representação modelagem numérica - Caso B

Tabela 27 - Locais e grandezas consideradas na análise numérica (Caso B)

	Grandeza / posição (vide Figura 89)	
Face de blocos (externa)	deslocamentos horizontais ao longo da vertical	x = 1,0m
		x = 1,4m
		z = 0,3m
Face de blocos (interna)	tensões horizontais	x = 1,0m (z = 0,3m; 0,5m; 0,7m)
Massa reforçada	deslocamentos verticais ao longo da horizontal	x=1,0m; z = 1,35m
	deslocamentos horizontais ao longo da horizontal	x=1,0m; z=0,60m
	tensões verticais ao longo da horizontal	x=1,0m; z=0,20m
Grampo	momentofletor	-
	esforços axiais	-

4.2.1. FACE DE BLOCOS

a) Deslocamentos horizontais

Nas Figuras 92 a 94 apresentam-se os deslocamentos horizontais da face em três seções (transversal centro, transversal bordo e na face externa a 0,30m da base). Os deslocamentos da análise numérica apresentaram-se superiores aos verificados no modelo físico. Nas seções transversais à face, os deslocamentos máximos determinados foram de 1,4mm no topo e 0,7mm na base. No modelo físico, próximo à base, observaram-se maiores deslocamentos no centro, e no topo, os maiores deslocamentos se verificaram na lateral.

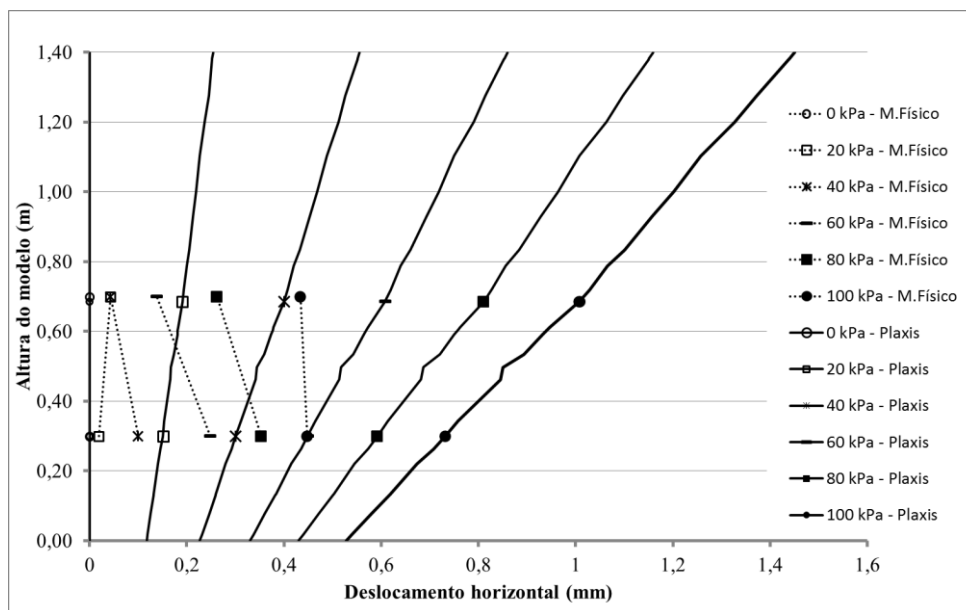


Figura 92 - Deslocamento horizontal da face no centro da massa reforçada (x=1,0m; Caso B)

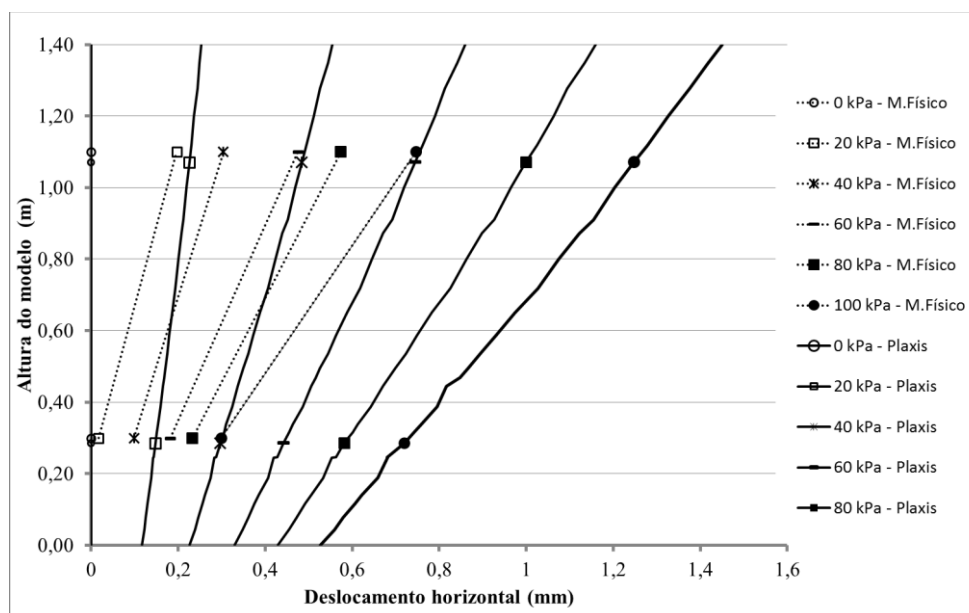


Figura 93– Deslocamento horizontal da face no bordo da massa reforçada (x=1,4m; Caso B)

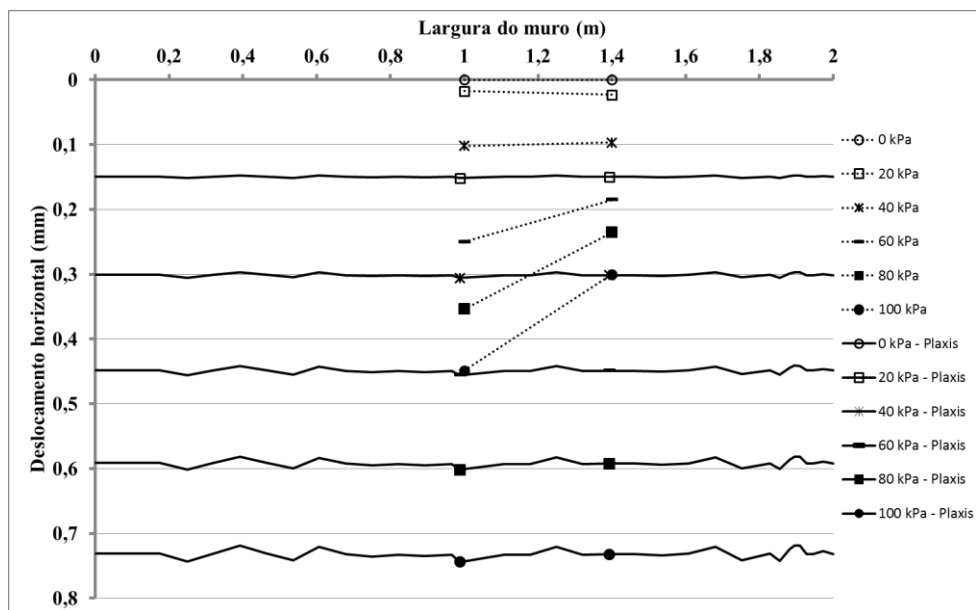


Figura 94– Deslocamento horizontal da face (z=0,3; Caso B)

b) Tensões horizontais na face interna dos blocos

As tensões horizontais na face interna dos blocos são apresentadas na Figura 95. As tensões na face nas alturas de 0,3m, 0,5m e 0,7m obtidas na modelagem numérica e na física apresentaram comportamento razoavelmente similar. No entanto, os valores das tensões obtidas na modelagem numérica apresentaram-se inferiores, sendo os máximos iguais a 30 kPa, nas análises numéricas, e 90kPa, na modelagem física.

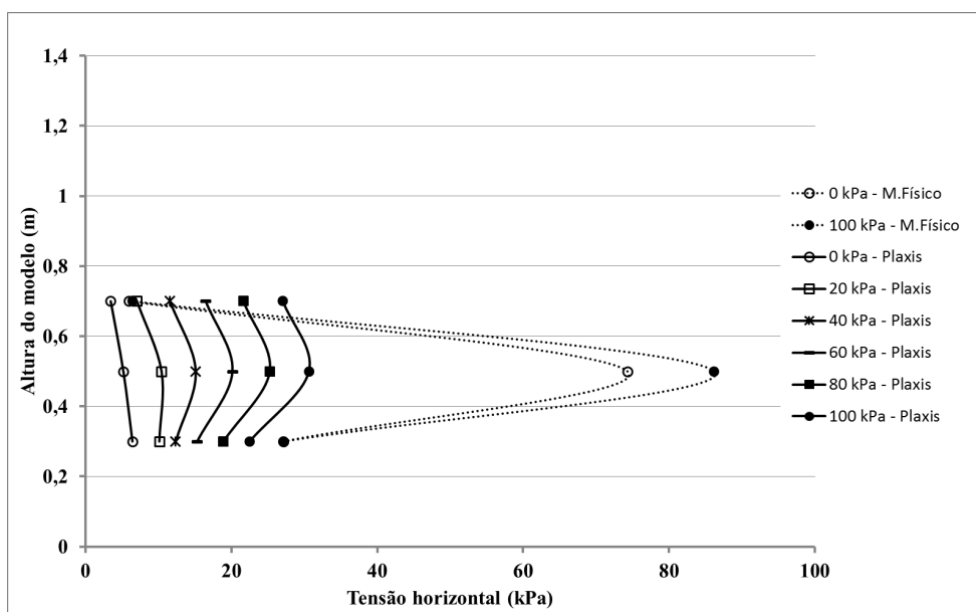


Figura 95–Tensões horizontais na face interna dos blocos (x=1,0m; Caso B)

c) Tensões no contato bloco-piso

Na Figura 96 apresentam-se distribuição de tensões na base dos blocos para a sobrecarga de 100 kPa. Os valores máximos obtidos são da ordem de 520kPa, observados no contato próximo à face externa.

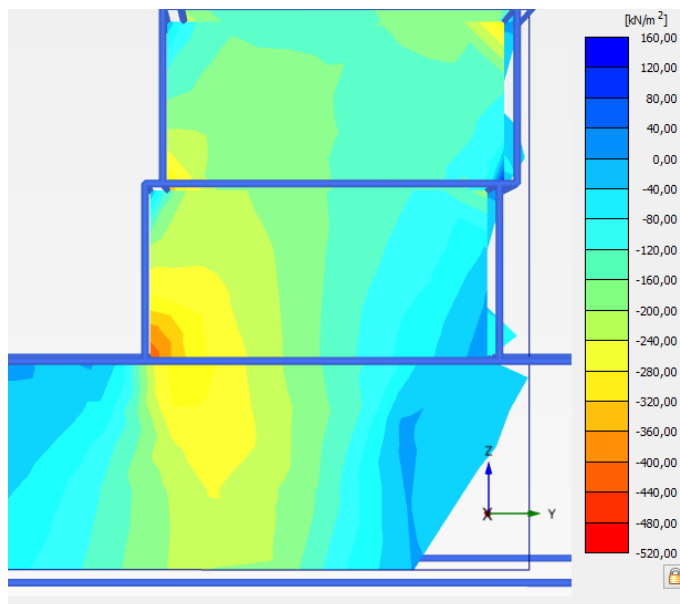


Figura 96 – Tensões verticais no contato bloco-piso (Caso B)

4.2.2. MASSA DE SOLO REFORÇADO

a) Deslocamentos verticais

Na Figura 97 apresentam-se os deslocamentos verticais na massa reforçada ao longo de horizontal próxima à superfície ($z=1,35\text{m}$), situada no centro do modelo. Os deslocamentos obtidos na análise numérica retrataram um comportamento diferente dos observados na modelagem física. Os deslocamentos mensurados próximos à face e ao fundo do modelo cresceram com o carregamento externo, enquanto que as leituras na região central apresentaram-se nulas ou até sofreram expansão. Nas modelagens numéricas, os deslocamentos verticais ao longo desta horizontal se apresentaram sempre crescentes com o carregamento externo. No entanto, os valores máximos observados no modelo e determinados pelo PLAXIS apresentaram-se próximos.

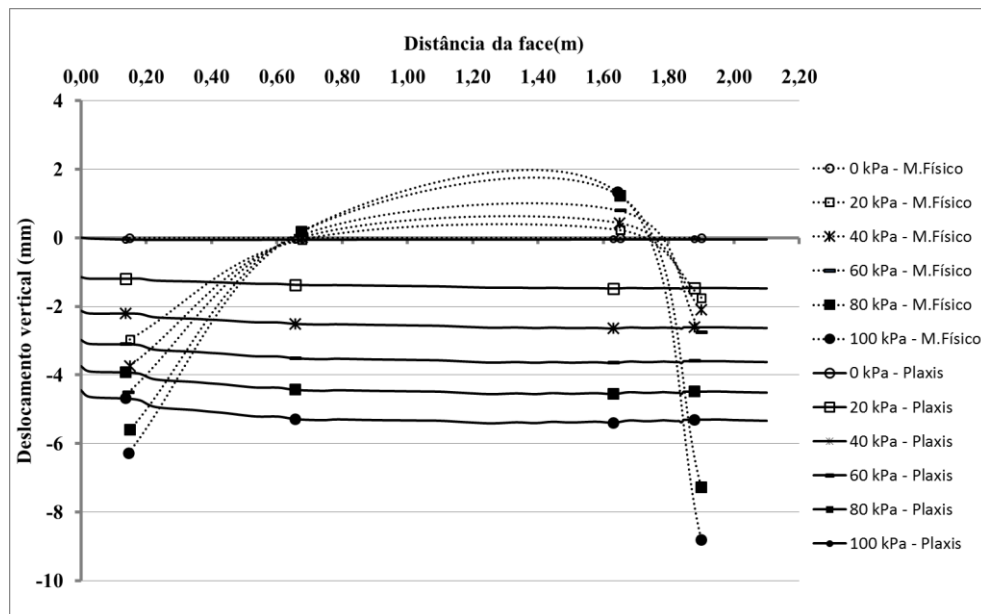


Figura 97 - Deslocamentos verticais na massa reforçada ($x=1,0m$; $z=1,35m$ – Caso B)

b) Deslocamentos horizontais

Na Figura 98 apresentam-se os valores dos deslocamentos horizontais determinados no centro da massa reforçada, no plano dos grampos ($x=1m$ e $z=0,6m$). Em geral, verificam-se com o carregamento externo incrementos crescentes de deslocamentos próximos à face. Na modelagem numérica os valores máximos apresentaram-se superiores aos obtidos na modelagem física, 0,9mm e 0,4mm, respectivamente.

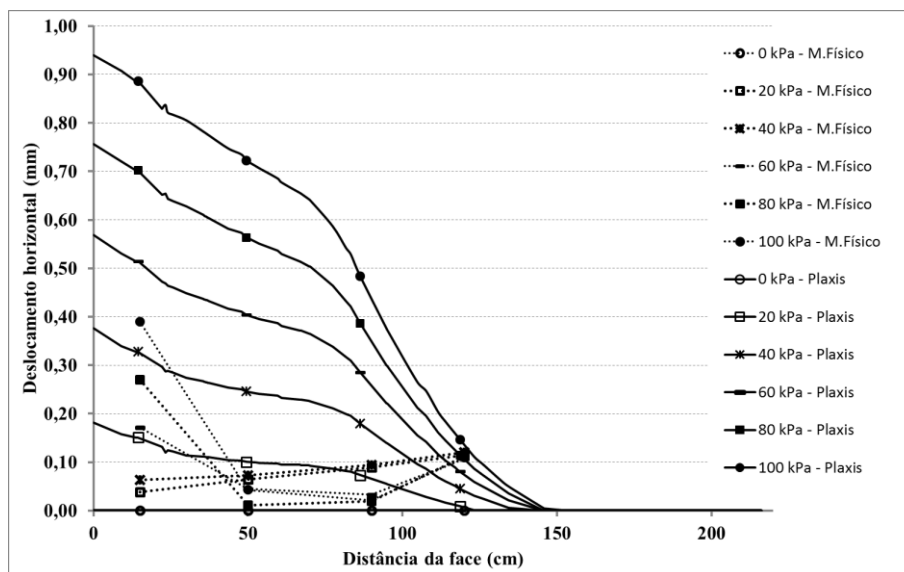


Figura 98 – Deslocamentos horizontais na massa reforçada ($x=1,0m$; $z=0,60m$ – Caso B)

c) Tensões verticais

Na Figura 99, apresentam-se valores das tensões verticais observadas no centro da massa reforçada ao longo da horizontal situada a 0,20m da base do modelo. Os resultados numéricos indicam um significativo arqueamento de tensões na zona ativa, as tensões verticais nesta zona são inferiores às observadas na zona resistente (contrariamente ao mensurado na modelagem física).

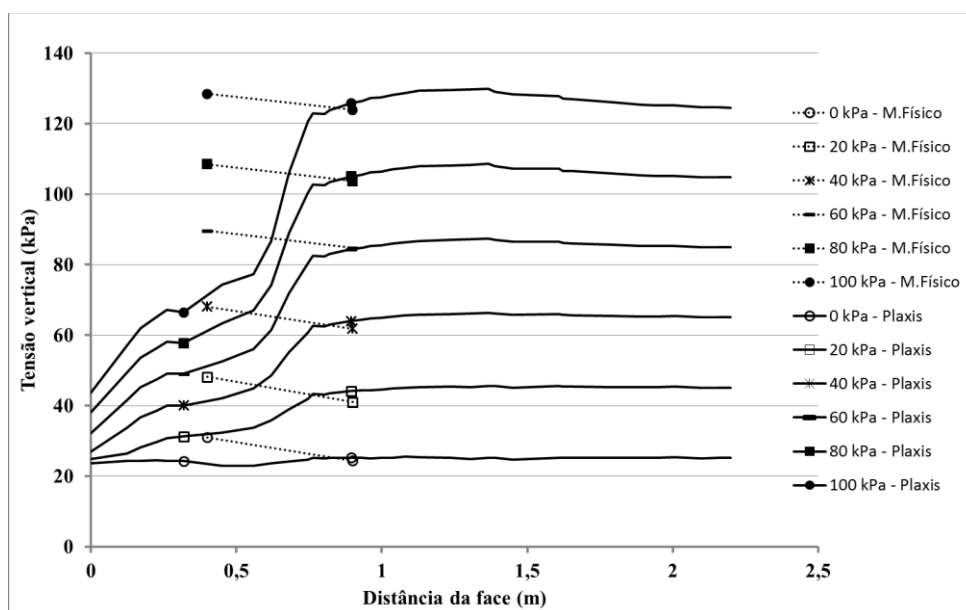


Figura 99 – Tensões verticais na massa reforçada ($x=1,0\text{m}$; $z=0,20\text{m}$ – Caso B)

4.2.3. GRAMPOS

a) Esforços axiais

Nas Figuras 100 E 101 apresentam-se os valores obtidos para os esforços axiais nos grampos. Os valores dos esforços axiais nas modelagens numéricas apresentaram-se similares aos mensurados. Os esforços máximos se verificaram a uma distância de 0,8m da cabeça do grampo.

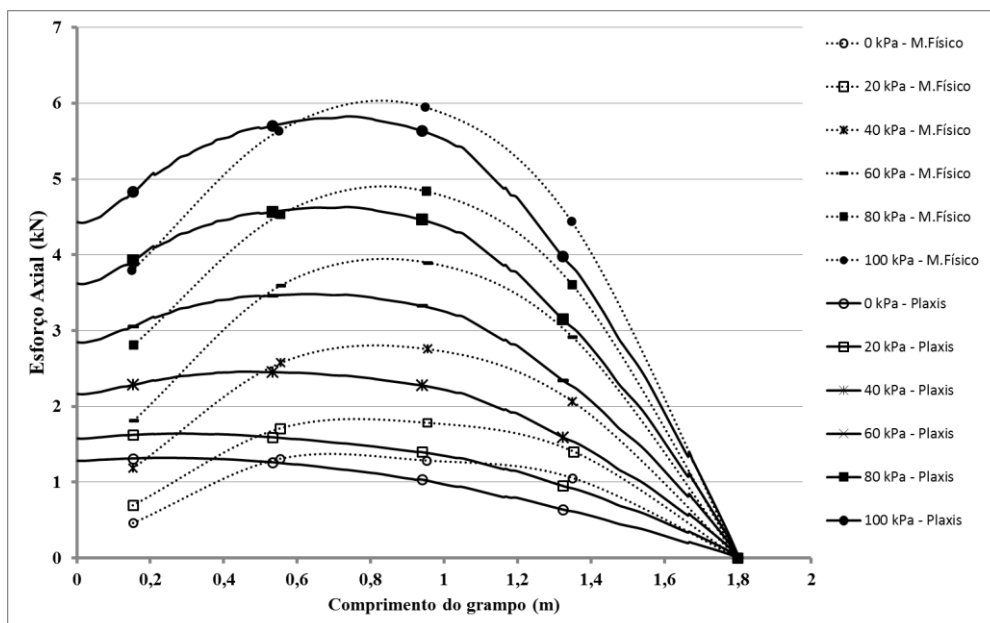


Figura 100 – Esforços axiais no Grampo 1 (Caso B)

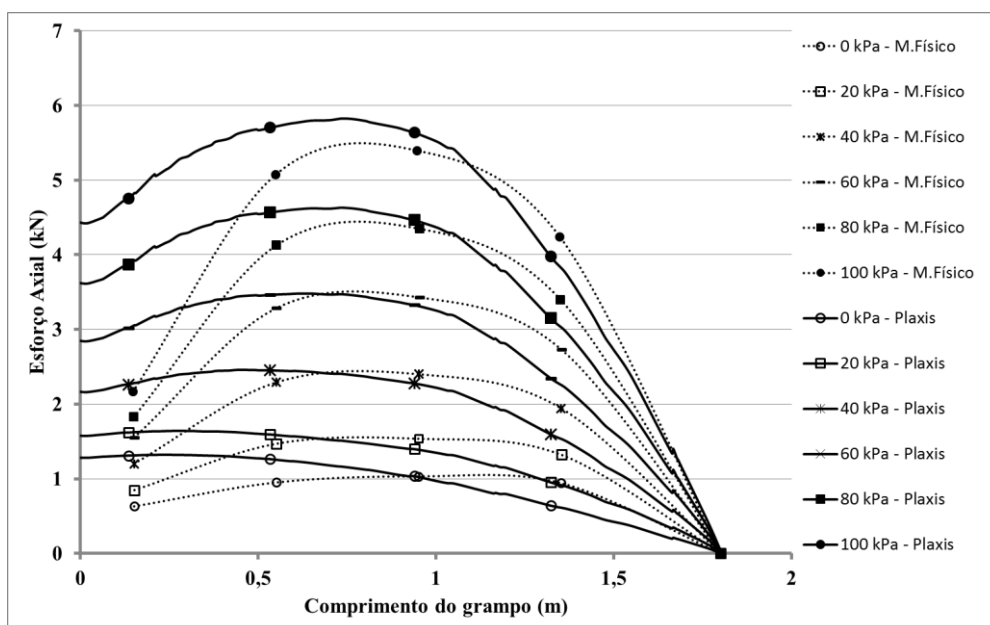


Figura 101– Esforços axiais no Grampo 2 (Caso B)

b) Momento fletor

Na Figura 102 apresentam-se os momentos fletores nos grampos verificados nas análises numéricas. Os momentos se tornam nulos a uma distância de 0,25m e os valores mínimos situaram-se a 0,6m da cabeça do grampo. Não se mensuraram momentos fletores no modelo físico.

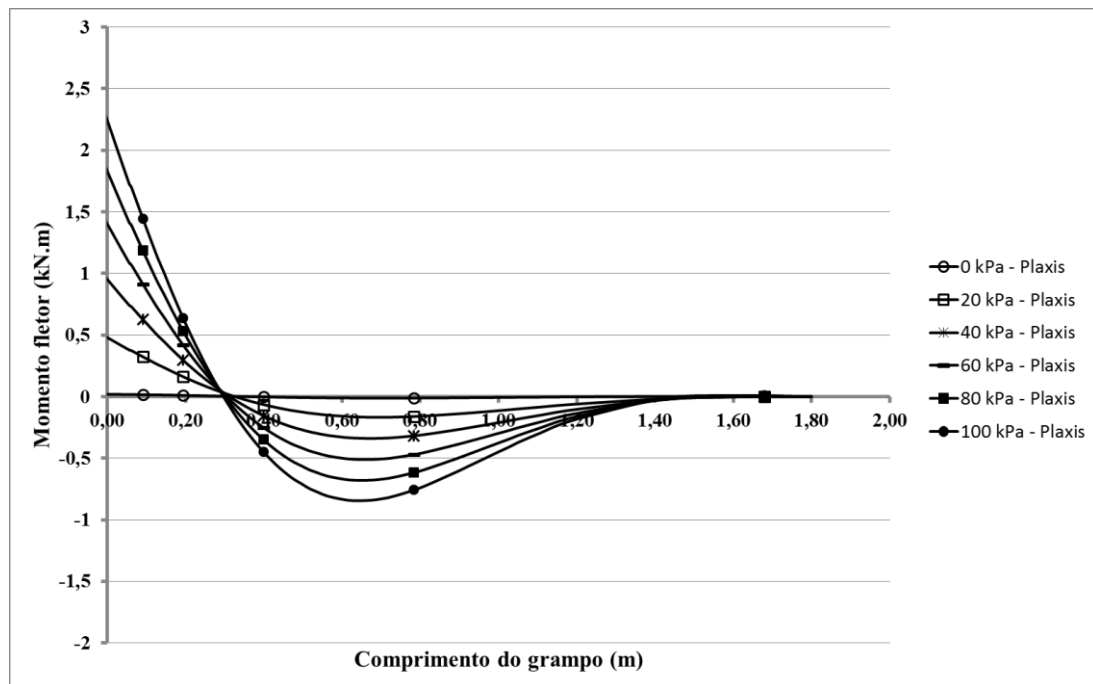


Figura 102 – Esforços à flexão no grampo (Caso B)

4.3. MODELAGEM - CASO C

A modelagem C tem a mesma geometria (Figura 91) que a caso B, diferenciando-se apenas pela liberdade de movimentos da base de blocos (base lubrificada). Na Tabela 28 são apresentados os locais de referência de leituras na modelagem numérica e física.

Tabela 28 - Locais e grandezas consideradas na análise numérica (Caso C)

	Grandeza / posição (vide Figura 89)	
Face de blocos (externa)	deslocamentos horizontais ao longo da vertical	x = 1,0m
		x = 1,4m
		z = 0,3m
Face de blocos (interna)	tensões horizontais	x = 1,0m (z = 0,3m; 0,5m; 0,7m)
Massa reforçada	deslocamentos verticais ao longo da horizontal	x=1,0m; z = 1,35m
	deslocamentos horizontais ao longo da horizontal	x=1,0m; z=0,60m
Grampo	momentofletor	-
	esforços axiais	-

4.3.1. FACE DE BLOCOS

a) Deslocamentos horizontais

Nas Figuras 103 a 105 apresentam-se os deslocamentos horizontais na face em três seções (transversal centro, transversal bordo e na face). Os deslocamentos medidos e determinados utilizando o PLAXIS apresentaram-se similares, sendo os máximos observados na base do modelo. No entanto, os valores obtidos na modelagem numérica foram inferiores ao obtidos nos modelos físicos.

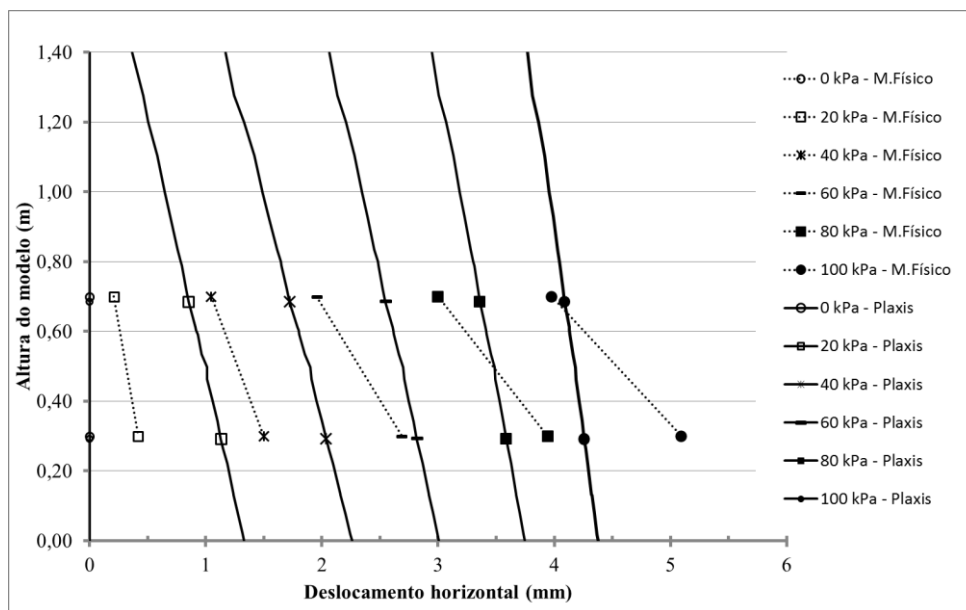


Figura 103 - Deslocamento horizontal na face seção transversal no centro (x=1,0m; Caso C)

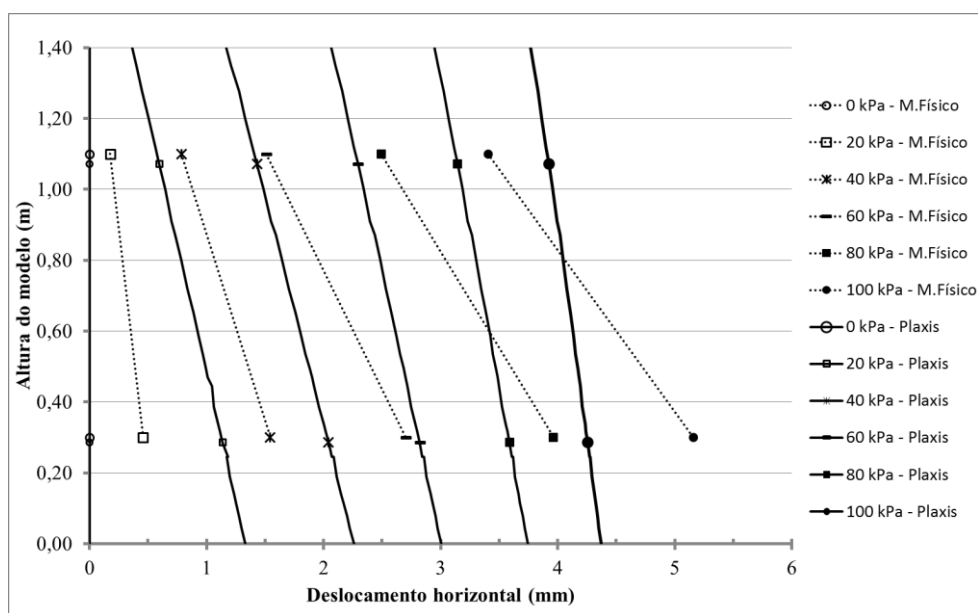


Figura 104– Deslocamento horizontal na face seção transversal no bordo (x=1,4m; Caso C)

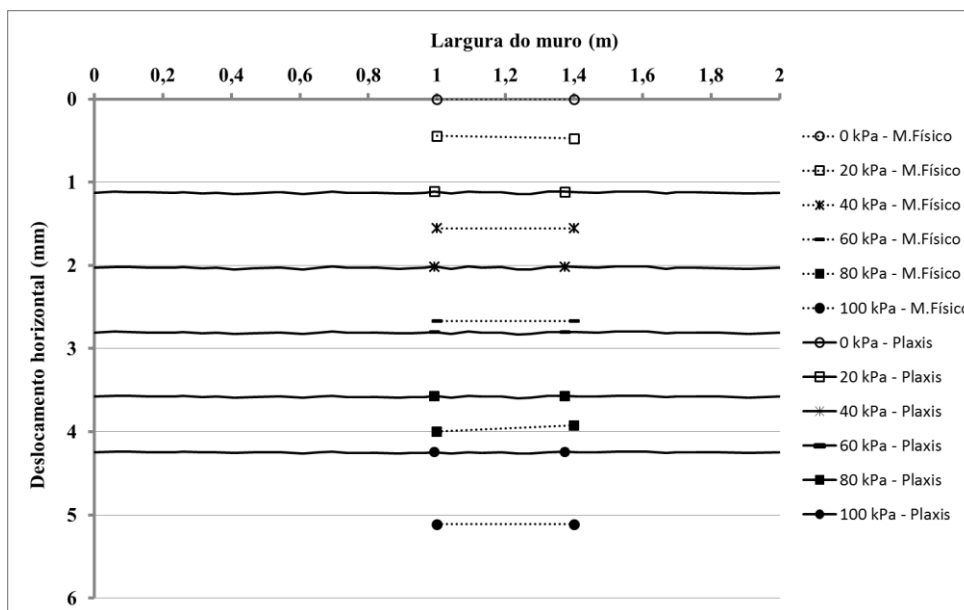


Figura 105– Deslocamento horizontal na face próximo à base ($z=0,3\text{m}$; Caso C)

b) Tensões horizontais na face interna dos blocos

As tensões na face interna dos blocos nas alturas 0,3m, 0,5m e 0,7m são apresentadas na Figura 106. As tensões medidas e determinadas pelo PLAXIS apresentaram comportamentos similares, a tensão horizontal mais elevada foi observada a 0,5m da base. No entanto, os valores das tensões horizontais na modelagem numérica apresentaram-se inferiores a da modelagem física, 19kPa e 40 kPa, respectivamente.

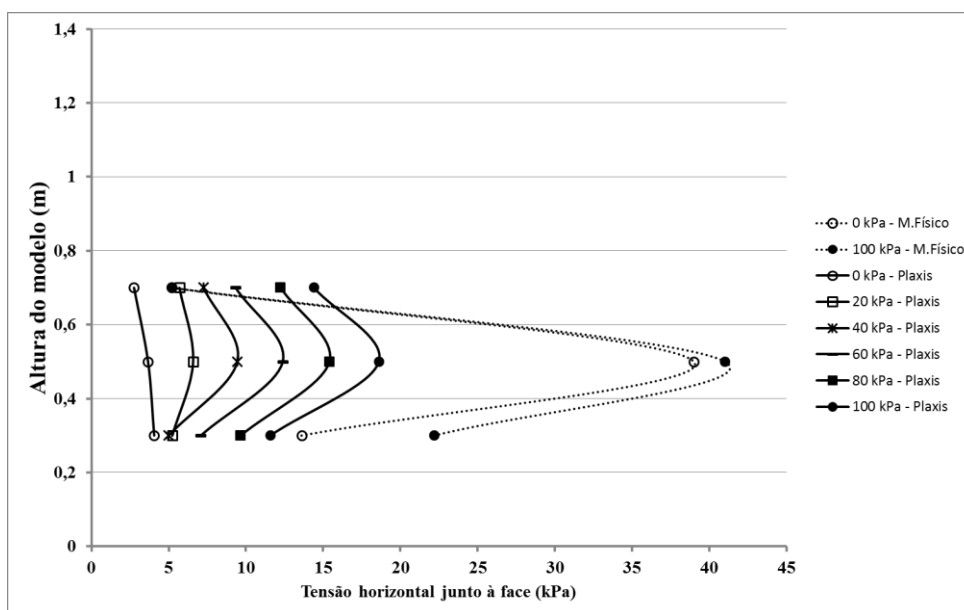


Figura 106–Tensões horizontais na face interna aos blocos ($x=1,0\text{m}$; Caso C)

c) Tensões no contato bloco-piso

Na Figura 107 apresentam-se a distribuição das tensões na base de blocos para uma sobrecarga de 100 kPa. Neste caso as tensões mais elevadas apresentaram-se próximas à face interna de blocos, com valores de cerca de 40kPa. Tal resultado é coerente com a liberdade de movimentação da base de blocos (lubrificação), que possibilitou maiores deslocamentos na base.

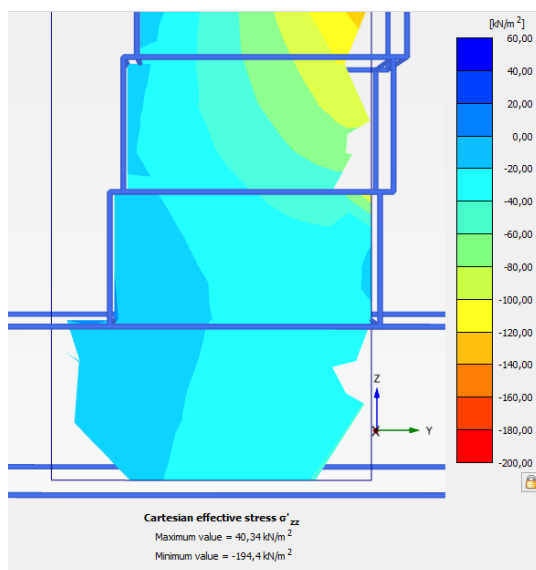


Figura 107– Tensões verticais no contato bloco-piso (Caso C)

4.3.2. MASSA REFORÇADA

a) Deslocamentos verticais

Na Figura 108 apresentam-se os deslocamentos verticais numa horizontal situada no centro próximo à superfície da massa reforçada. Os deslocamentos medidos nos modelos físicos mostraram comportamento diverso do verificado na modelagem numérica. Na modelagem física, as leituras próximas à face e as paredes obtiveram um deslocamento superior aos verificados em pontos intermediários, enquanto que na análise numérica o máximo ocorreu na região central.

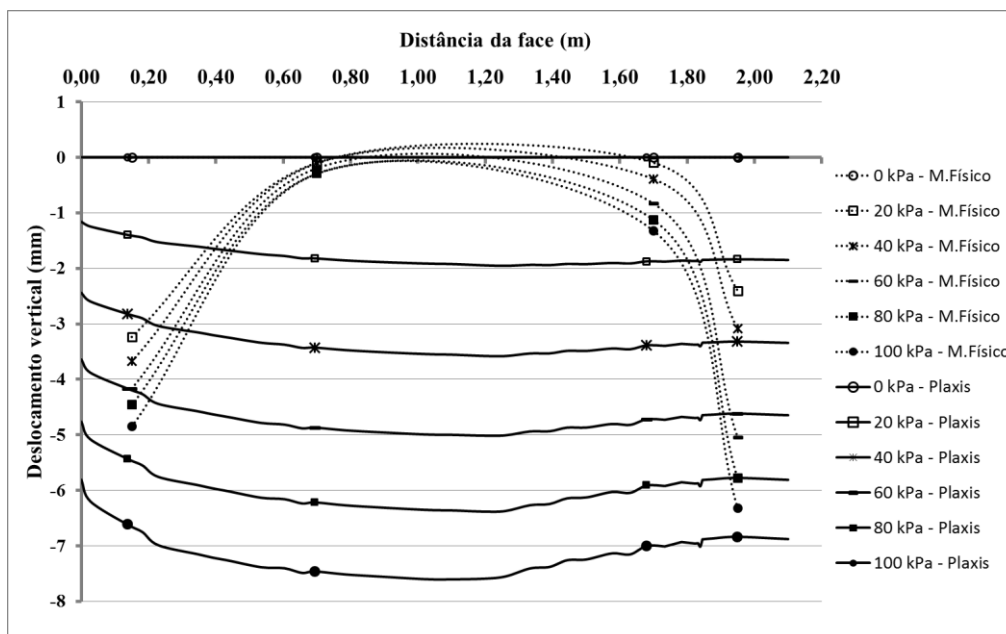


Figura 108 – Deslocamento vertical da massa reforçada ($x=1,0\text{m}$; $z=1,35$ - Caso C)

b) Deslocamentos horizontais

Na Figura 109, apresentam-se os valores dos deslocamentos horizontais no centro numa horizontal situada a 0,20m da base. Os deslocamentos apresentam-se crescentes em direção à face. Os deslocamentos obtidos na análise numérica e na modelagem física mostraram-se similares.

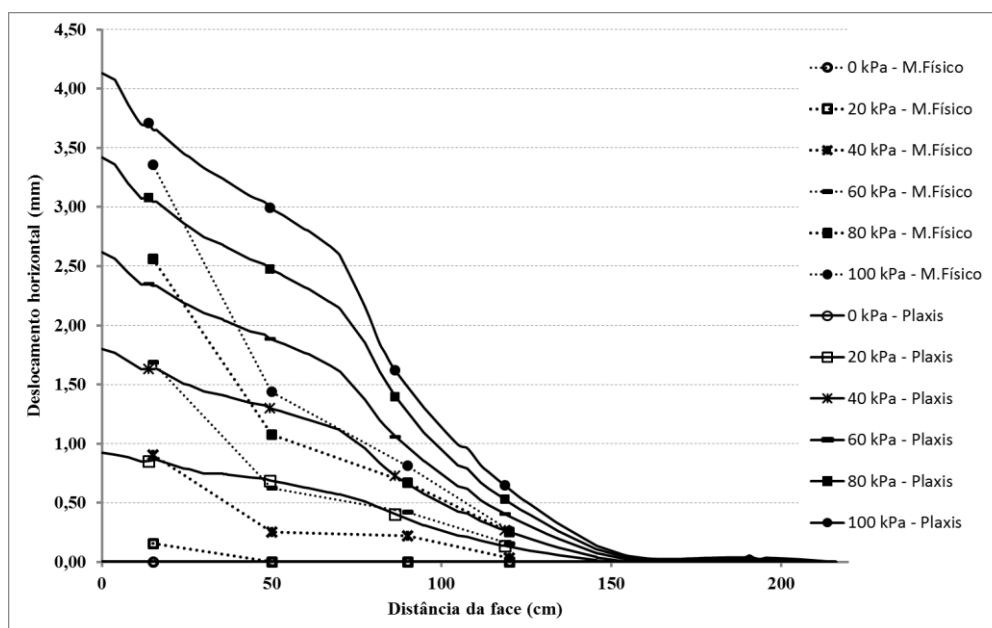


Figura 109 - Deslocamento horizontal da massa reforçada ($x=1,0\text{m}$; $z=0,2\text{m}$ - Caso C)

4.3.3. GRAMPOS

a) Esforços axiais

Nas Figuras 110 e 111 apresentam-se os valores obtidos dos esforços axiais nos grampos. Os esforços axiais resultantes das modelagens numéricas foram, em geral, similares ao mensurados na modelagem física. Os valores aproximam-se para as sobrecargas mais elevadas.

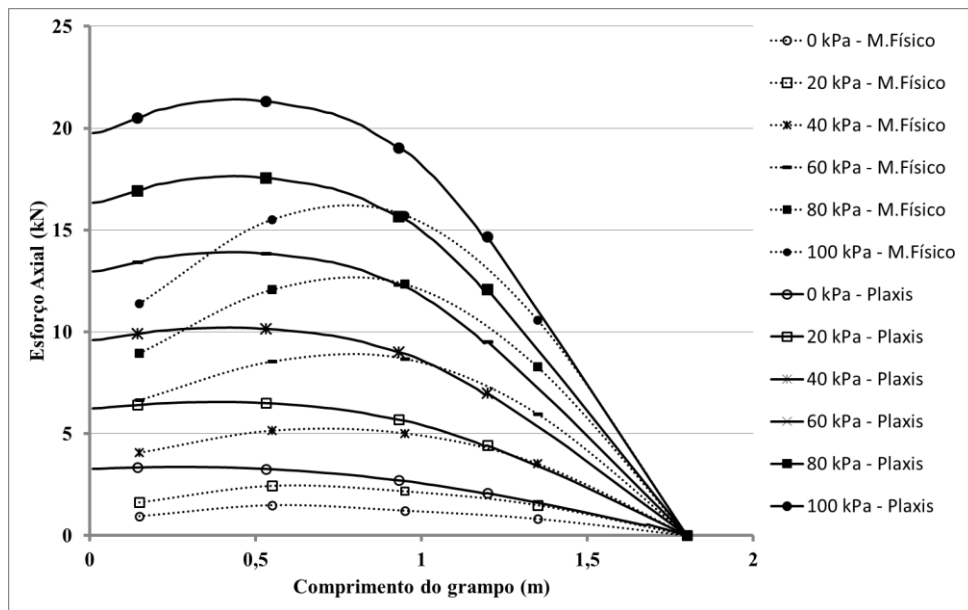


Figura 110– Esforços Axiais no grampo 1 (Caso C)

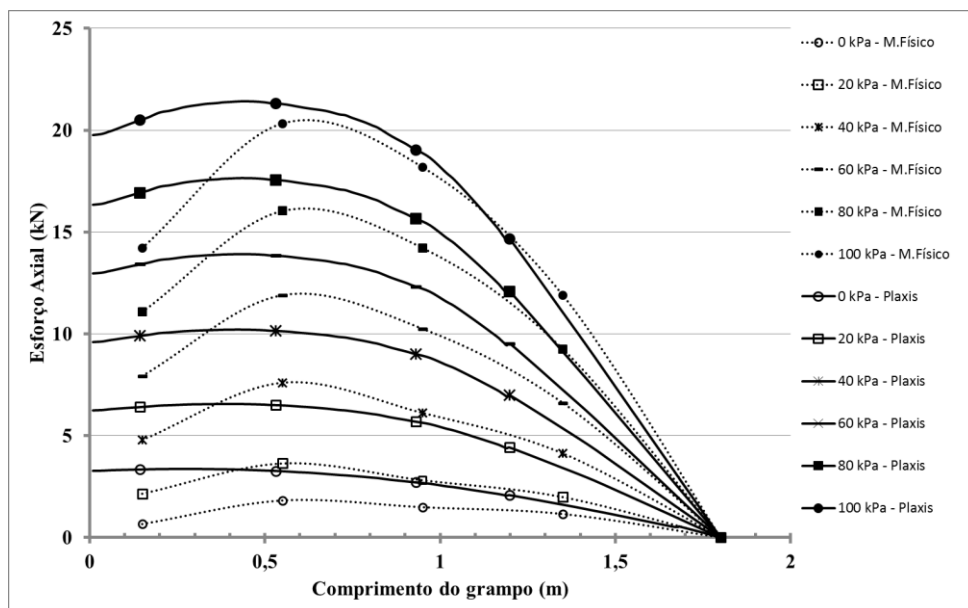


Figura 111– Esforços axiais no grampo 2 (Caso C)

b) Momentos fletores

Na Figura 112, apresentam-se os momentos fletores nos grampos verificados nas análises numéricas. Os momentos se anulam a uma distância de 0,3m da cabeça do grampo e o momento máximo negativo está a 0,65m. Não se mensuraram momentos fletores no modelo físico.

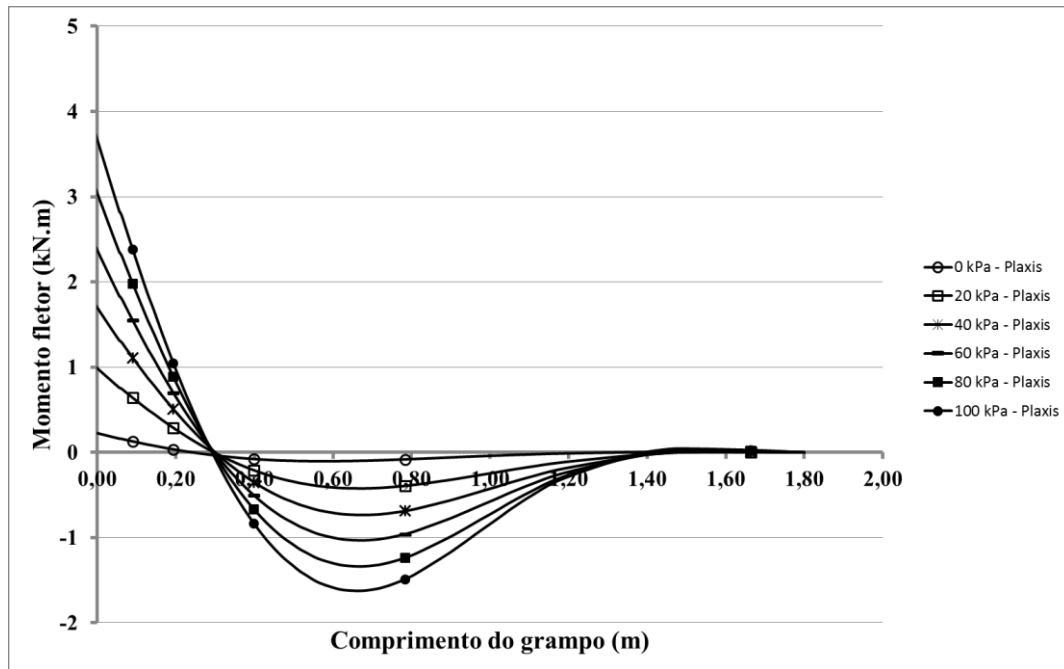


Figura 112– Momento fletor nos grampos (Caso C)

4.4. ANÁLISE PARAMÉTRICA – RESISTÊNCIA SOLO-GRAMPO

Análises adicionais foram feitas considerando diferentes resistências máximas na interface solo-grampo ($T_{max} = \tau U = U \cdot \sigma'_v \cdot \mu$). Nas Figuras 113 a 115 apresentam-se os esforços axiais no grampo para sobrecargas aplicadas de 20 kPa e 100 kPa, adotando-se coeficientes de atrito $\mu = (0,6 \cdot \tan \varphi)$, $\mu = (0,8 \cdot \tan \varphi)$ e $\mu = (1,0 \cdot \tan \varphi)$. Constata-se que para a sobrecarga aplicada de 20 kPa não houve diferença nos resultados. Para a sobrecarga de 100 kPa constatou-se uma diferença significativa apenas para Caso A. Como neste caso a resistência na interface foi considerada máxima quando da aplicação da sobrecarga de 40 kPa, um aumento nesta resistência máxima resultou no crescimento dos esforços axiais. Na Figura 116 apresenta-se o momento fletor para o Caso A, verifica-se que os resultados são coincidentes para as três resistências máximas adotadas na interface.

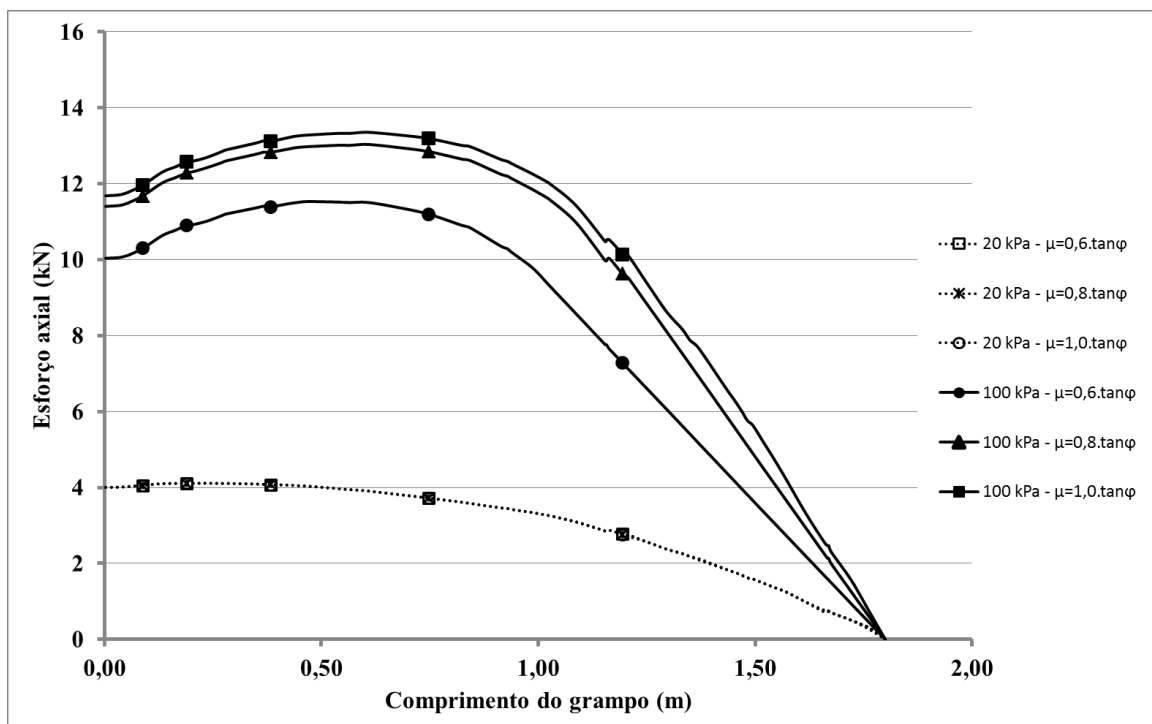


Figura 113 – Esforços axiais considerando diferentes resistências máximas na interface solo grampo – Caso A

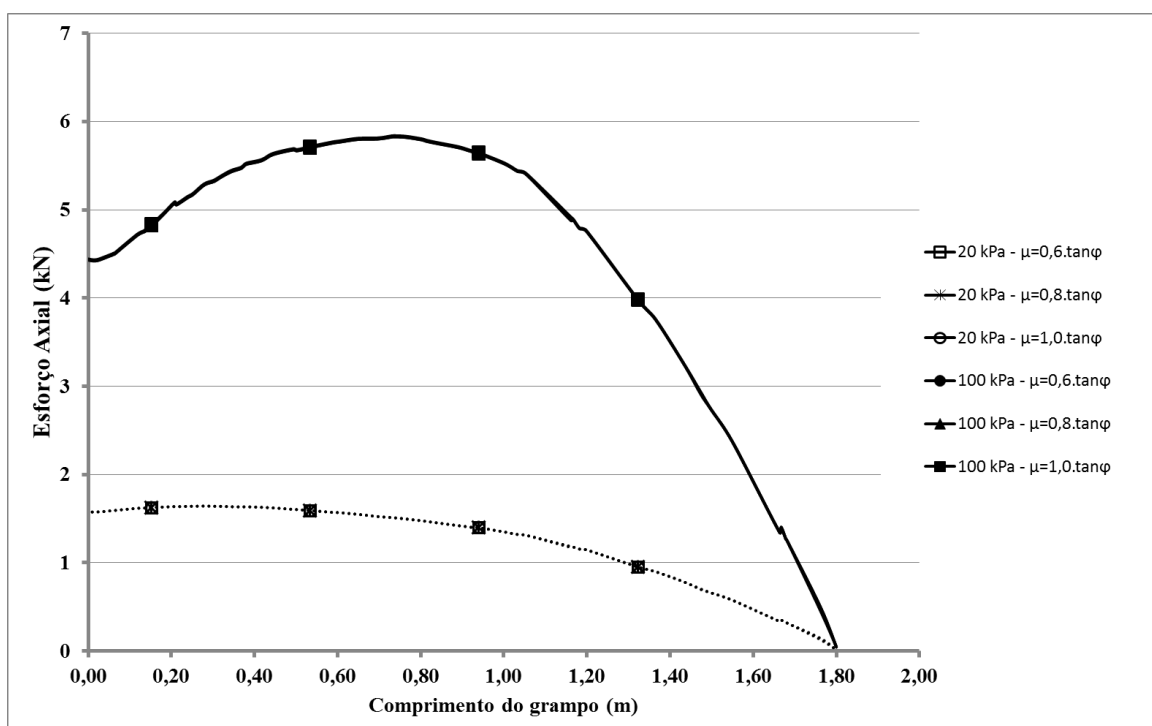


Figura 114 - Esforços axiais considerando diferentes resistências máximas na interface solo grampo – Caso B

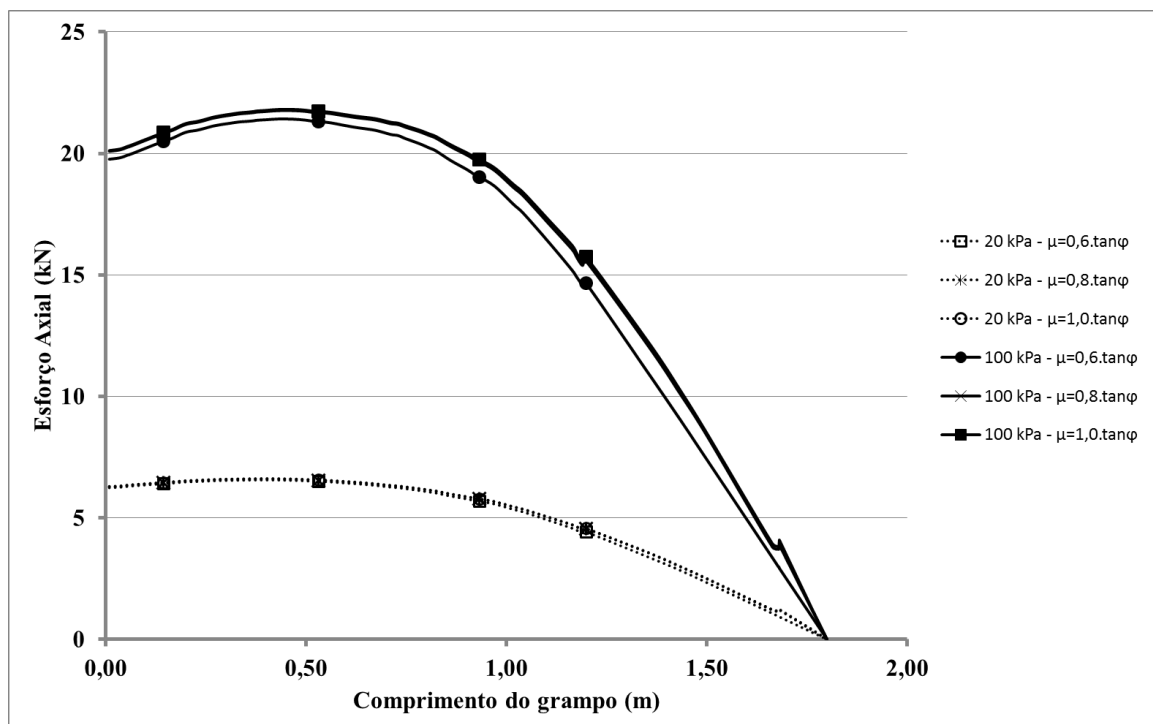


Figura 115 - Esforços axiais considerando diferentes resistências máximas na interface solo grampo – Caso C

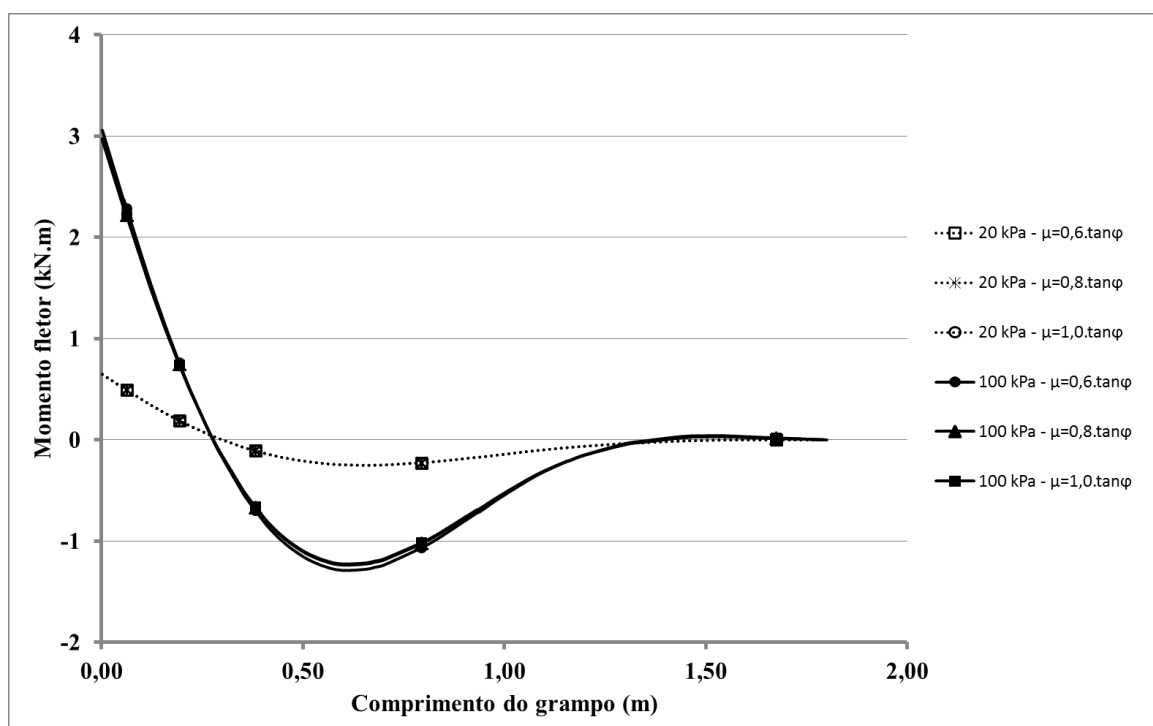


Figura 116 - Momento fletor no grampo considerando diferentes resistências máximas na interface solo grampo – Caso A

4.5. ANÁLISE CONSIDERANDO OS BLOCOS INDIVIDUALMENTE

Foi feita uma análise do Caso A considerando os blocos como elementos individuais (Figura 117) com as dimensões de 0,4m de comprimento, 0,4m de largura e 0,2m de altura, de modo a verificar o comportamento dos deslocamentos da face ao longo da largura do modelo. Entre os blocos considerou-se uma interface com um ângulo de atrito baixo ($\varphi=5^\circ$), ou seja, uma situação limite de liberdade de movimento.

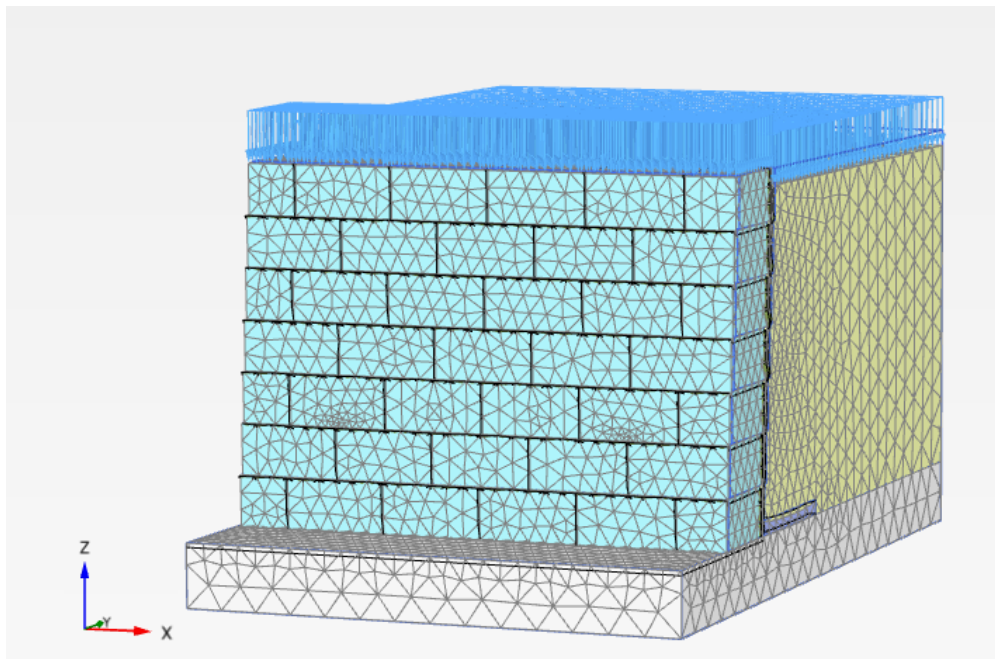


Figura 117 – Análise do Caso A considerando os blocos individualmente

As Figuras 118 e 119 apresentam os deslocamentos horizontais da face do modelo (Caso A) nas horizontais situadas nas alturas de 0,1m e 1,3m. Verifica-se que os deslocamentos são constantes ao longo da largura do modelo e que os valores são os mesmos que os apresentados na modelagem considerando a linha de blocos como elemento único. Consequentemente os esforços nos grampos e os deslocamentos da massa de solo reforçada também se apresentaram iguais.

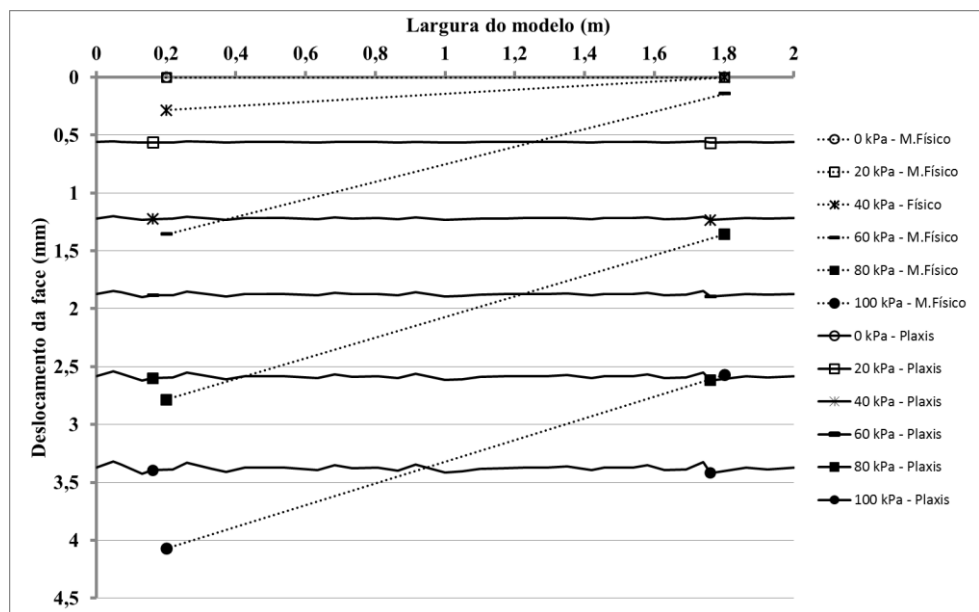


Figura 118 - Deslocamento horizontal na face ($z=1,3\text{m}$; Caso A)

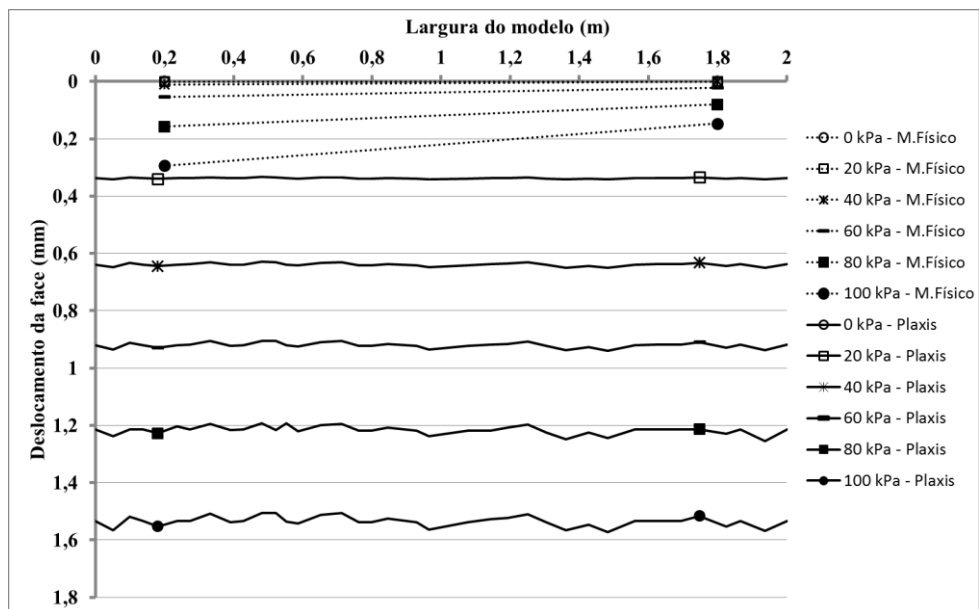


Figura 119 - Deslocamento horizontal na face ($z=0,1\text{m}$; Caso A)

4.6. COMPARAÇÃO COM ANÁLISES BIDIMENSIONAIS

Análises bidimensionais foram efetuadas considerando os mesmos parâmetros e premissas adotadas nas modelagens tridimensionais. Tal possibilitou verificar a capacidade de representação da condição real por uma abordagem bidimensional.

4.6.1. ESFORÇOS AXIAIS NOS GRAMPOS

Nas Figuras 120 a 122 apresentam-se os valores dos esforços axiais nos grampos obtidos nas modelagens numéricas bidimensionais e tridimensionais e mensurados no modelo físico para a sobrecarga de 100kPa. Constata-se que os esforços nas modelagens numéricas são similares, excetuando-se os valores próximos a cabeça do grampo. Na modelagem bidimensional, o valor do esforço axial não diminui próximo a face.

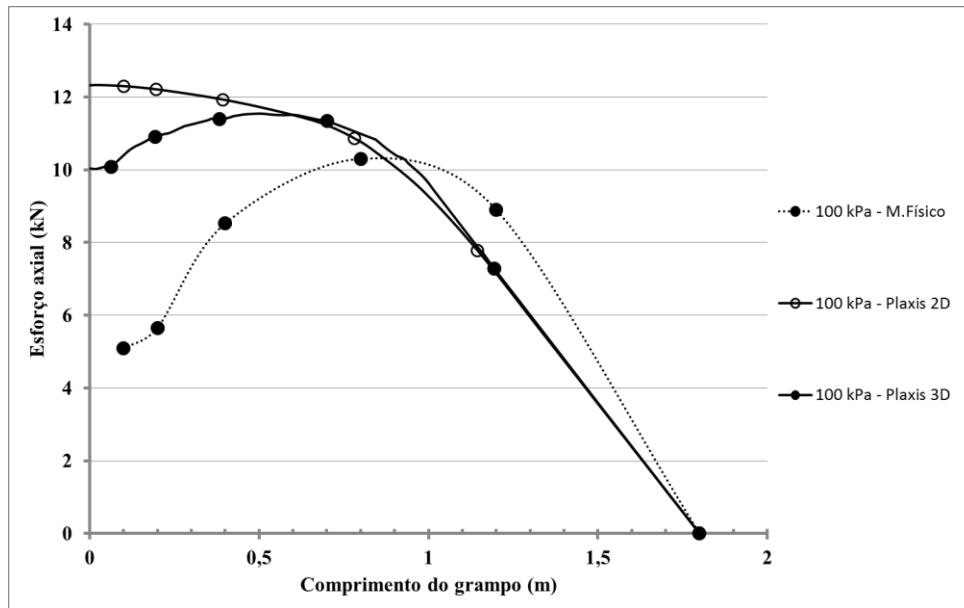


Figura 120 - Esforços axiais para sobrecarga de 100kPa (Caso A)

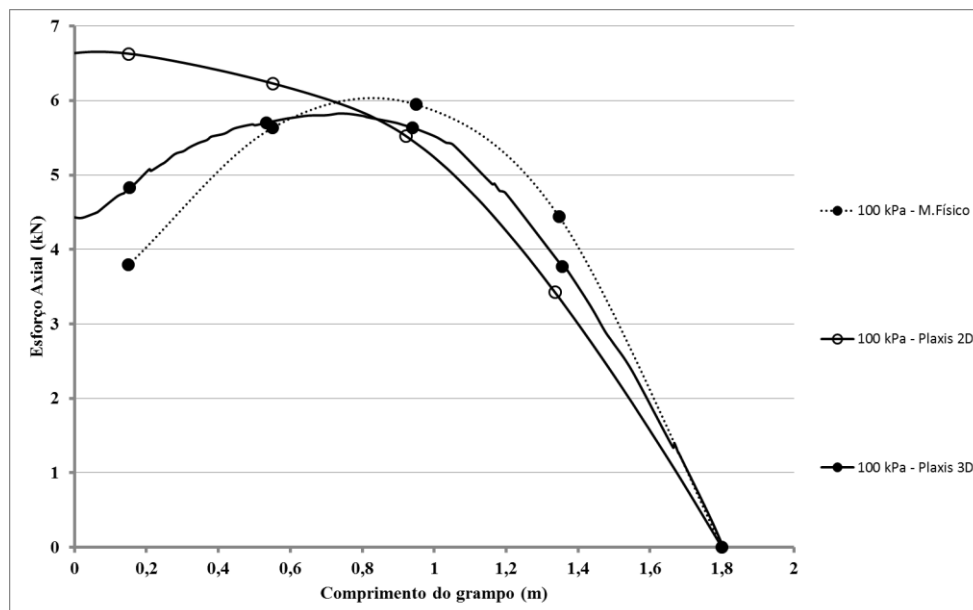


Figura 121–Esforços axiais para a sobrecarga de 100 kPa (Caso B)

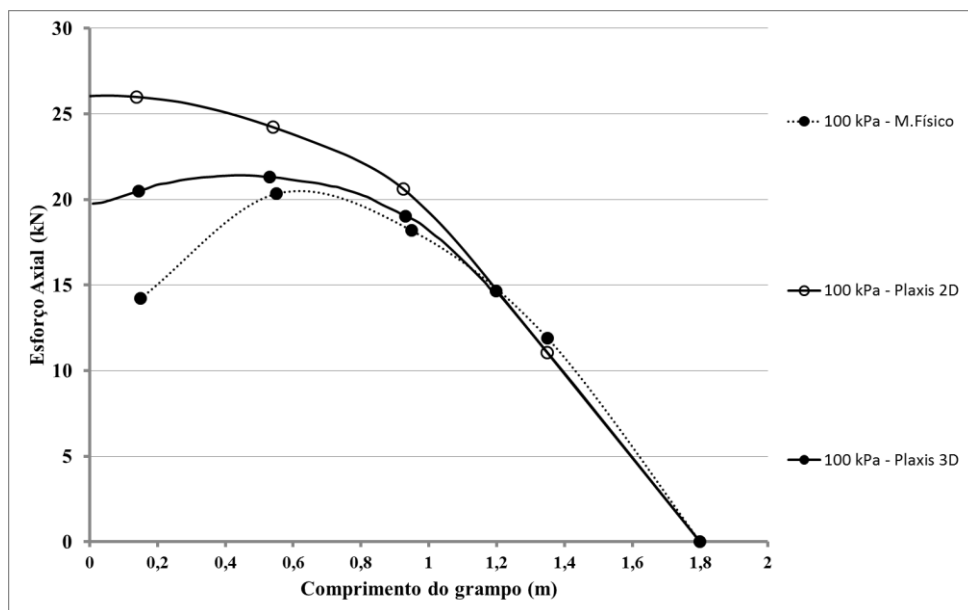


Figura 122 - Esforços axiais para a sobrecarga de 100 kPa (Caso C)

4.6.2. MOMENTOS FLETORES NOS GRAMPOS

As Figuras 123 a 125 apresentam os momentos fletores nos grampos para a sobrecarga de 100 kPa. Verifica-se que os momentos fletores obtidos nas análises bidimensionais são inferiores aos das análises tridimensionais.

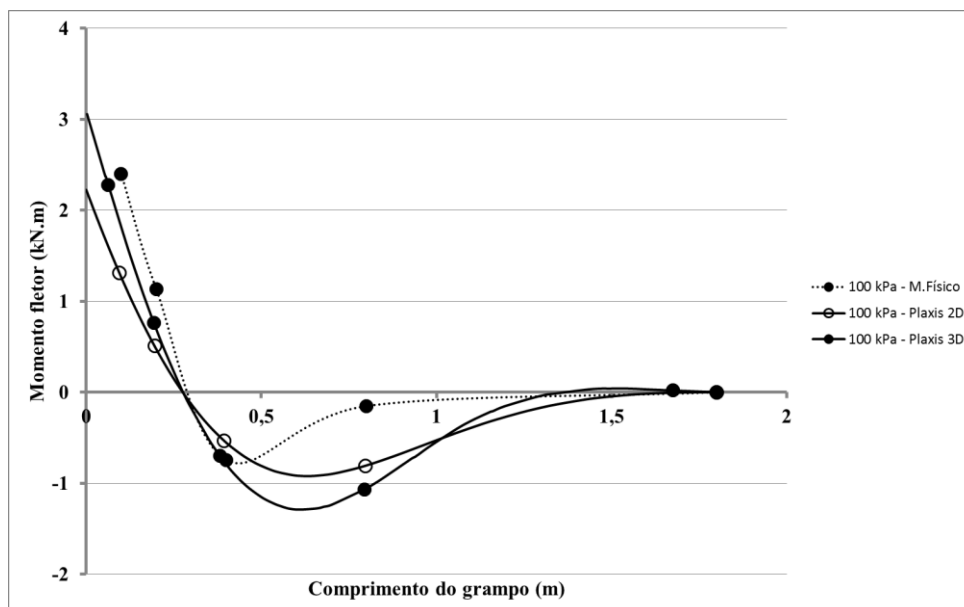


Figura 123 - Momento Fletor no grampo para a sobrecarga de 100 kPa (Caso A)

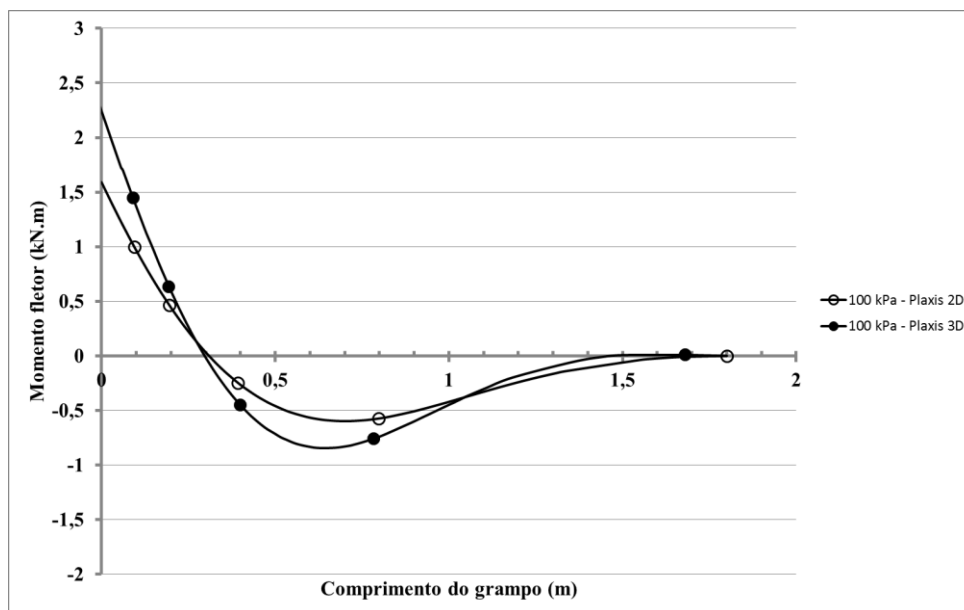


Figura 124 - Momento Fletor no grampo para a sobrecarga de 100 kPa (Caso B)

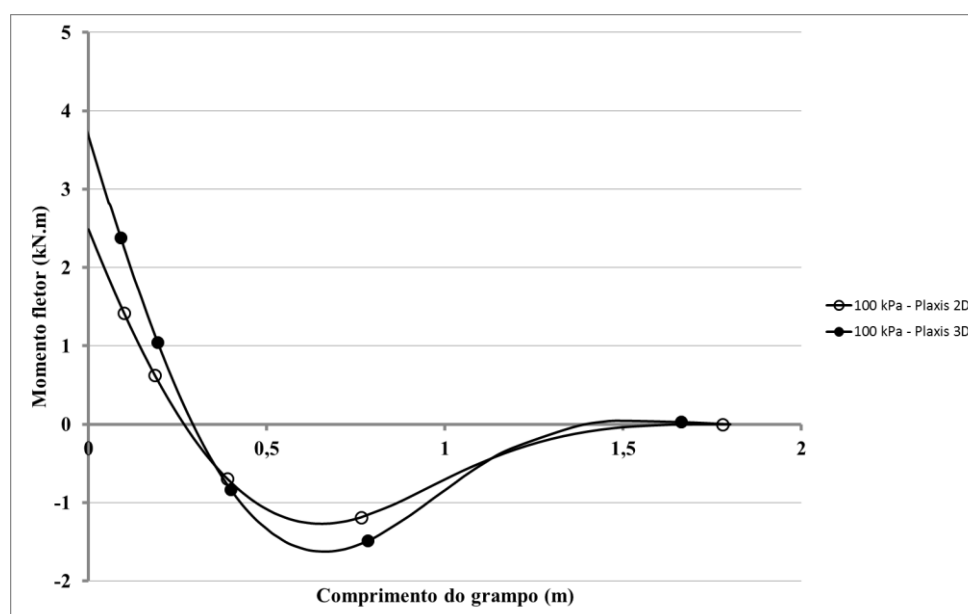


Figura 125 - Momento Fletor no grampo para a sobrecarga de 100 kPa (Caso C)

4.6.3. DESLOCAMENTOS NA FACE

As Figuras 126 a 128 apresentam os deslocamentos na face para a sobrecarga de 100 kPa. Os deslocamentos da base do faceamento obtidos nas análises 2D são maiores que nas análises 3D, enquanto que os deslocamentos do topo são inferiores.

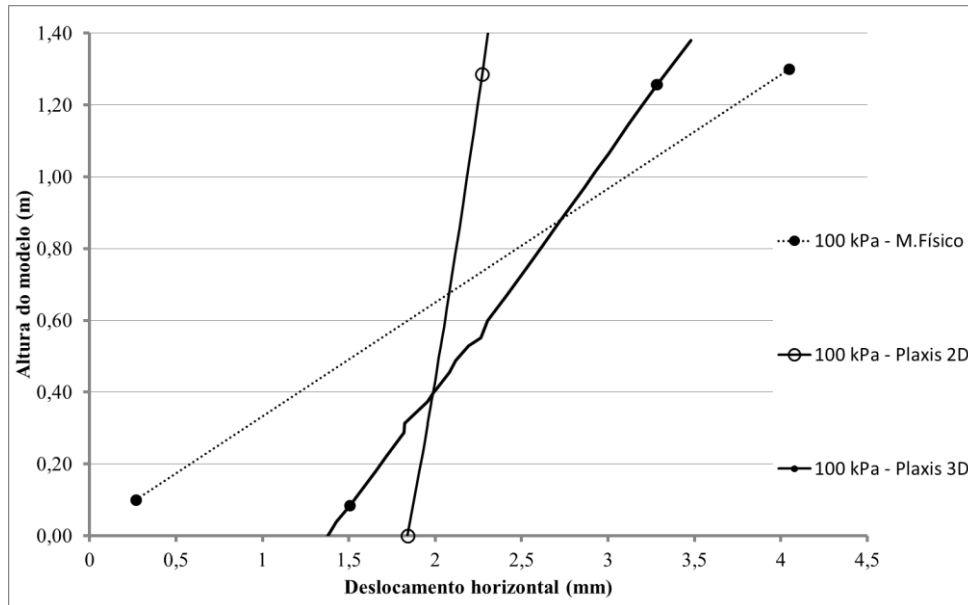


Figura 126–Deslocamento horizontal na face para a sobrecarga de 100 kPa (Caso A)

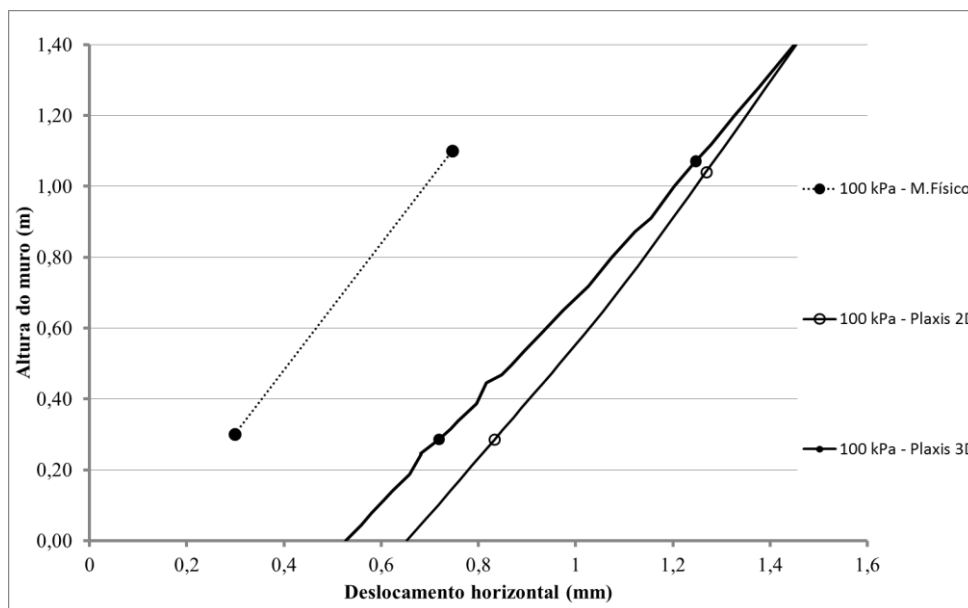


Figura 127 - Deslocamento horizontal na face para a sobrecarga de 100 kPa (Caso B)

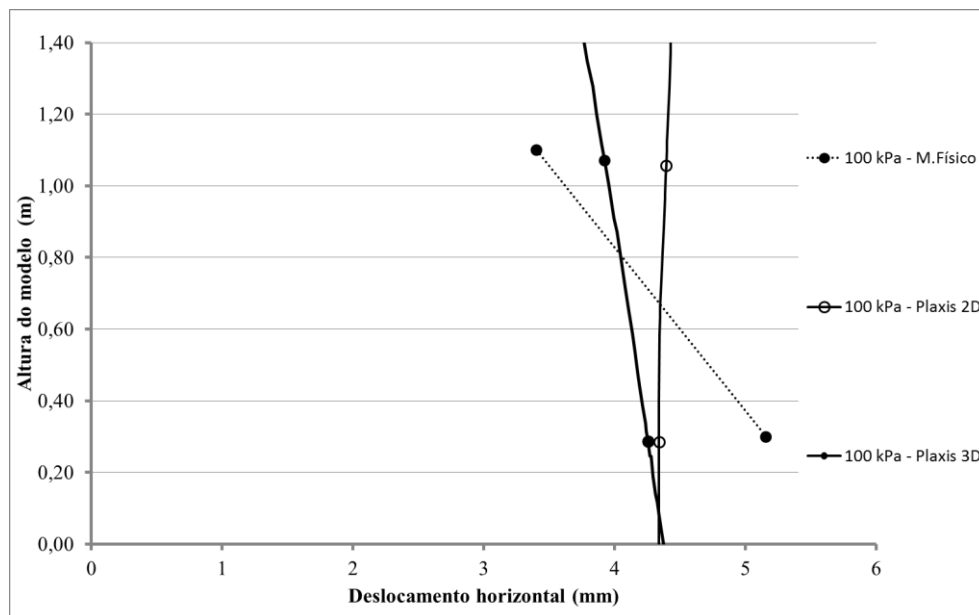


Figura 128 - Deslocamento horizontal na face para a sobrecarga de 100 kPa (Caso C)

4.6.4. DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA MASSA REFORÇADA

Nas Figuras 129 a 131 apresentam-se os deslocamentos na massa reforçada quando da sobrecarga de 100 kPa. Os deslocamentos determinados nas análises numéricas apresentam-se bastantes similares.

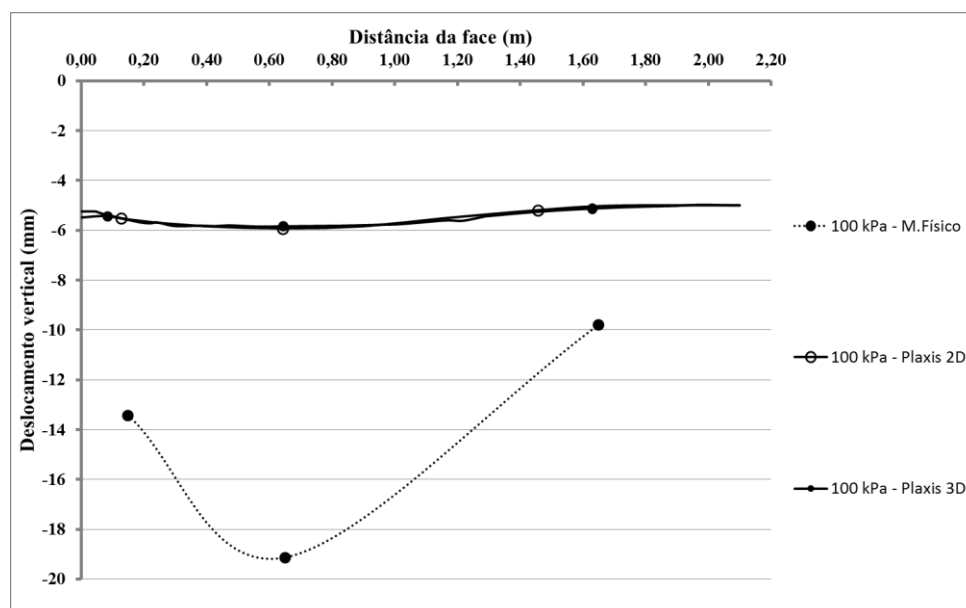


Figura 129 – Deslocamento vertical da massa reforçada (Caso A)

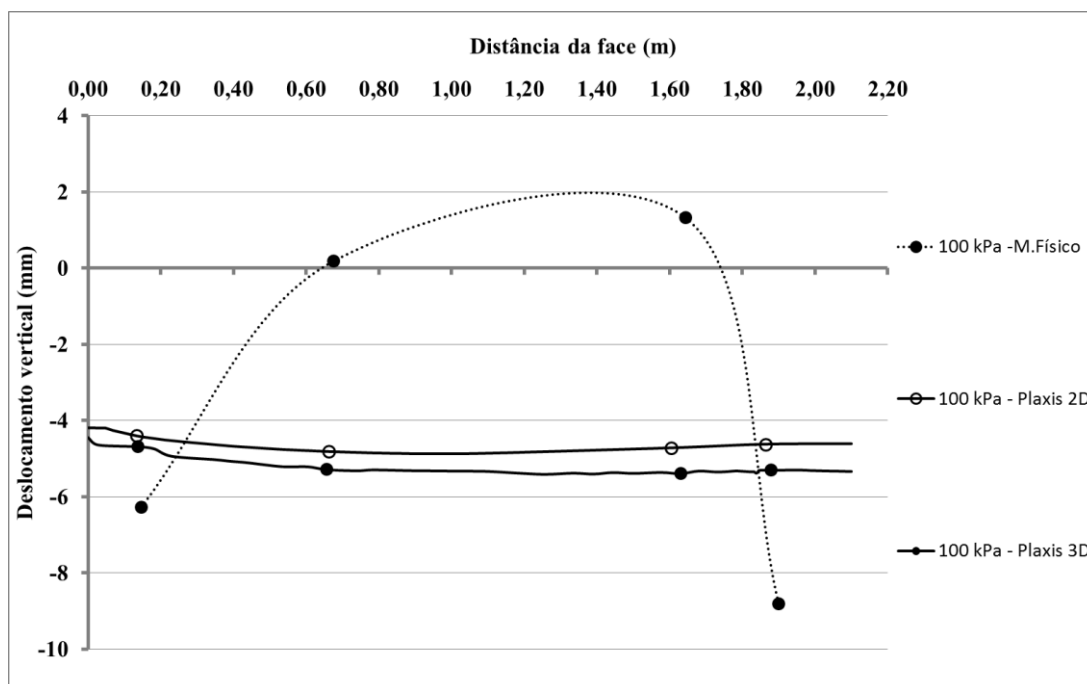


Figura 130 – Deslocamento vertical da massa reforçada (Caso B)

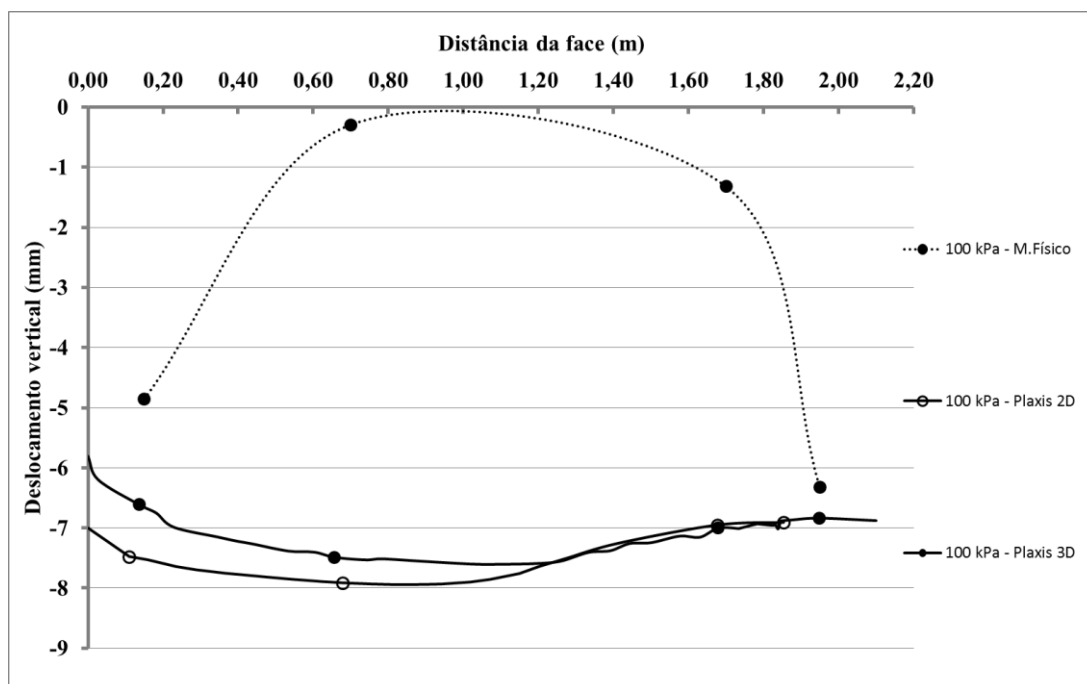


Figura 131 - Deslocamento vertical da massa reforçada (Caso C)

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Realizaram-se análises numéricas tridimensionais utilizando o programa PLAXIS buscando representar os resultados obtidos nas modelagens físicas (1:1) conduzidas por Silva (2010) e Eleutério (2013). Para o caso em estudo, quando da modelagem 3D verificou-se uma significativa influência do refinamento da malha de elementos nos resultados, ao contrário do observado na modelagem 2D. Cotejaram-se os resultados obtidos na versão 2D, visando verificar a capacidade de representação desta abordagem à condição real.

Comparação entre resultados medidos e determinados utilizando o programa PLAXIS 3D apresentaram os seguintes resultados. Os deslocamentos horizontais obtidos na face na modelagem numérica apresentaram-se, em geral, similares aos mensurados nos modelos físicos, os valores de deslocamento na base de blocos apresentaram as maiores diferenças. Não se observou variações nos valores em planos transversais à face.

Os esforços axiais nos grampos obtidos mostram configuração similar aos observados pela instrumentação, porém apresentaram-se, em geral, mais elevados, principalmente para baixos valores de sobrecargas. Os valores dos momentos fletores obtidos na modelagem numérica e no modelo físico de Eleutério (2013) foram bem similares, foi possível representar corretamente a distância onde os momentos se anulam.

Os deslocamentos verticais na massa reforçada verificados na modelagem numérica mostraram comportamento diverso dos obtidos nos modelos físicos conduzidos por Silva (2010), em que os maiores deslocamentos medidos se verificaram próximos a parede e ao fundo do modelo, enquanto que nas modelagens numéricas os deslocamentos foram uniformes ao longo do comprimento do modelo. Já no caso da modelagem física de Eleutério, os deslocamentos verticais obtidos nas análises numéricas apresentaram comportamentos similares aos valores medidos, porém inferiores.

Constatou-se que parte da sobrecarga aplicada é arqueada para a face e para os grampos. Com restrição de movimentos na base de blocos há um arqueamento maior para a face, gerando-se maiores tensões nas faces internas dos blocos e no contato base de blocos e o piso.

Os resultados das análises 2D foram também, em geral, representativas do modelo físico tridimensional. Os esforços axiais obtidos nas modelagens numéricas 2D e 3D apresentaram-se similares, no entanto, nas análises bidimensionais os esforços são máximos próximos à cabeça. Os momentos fletores obtidos nas análises 2D são menores (máximos e mínimos) e o local onde se anulam apresentou-se mais próximo à face.

Como recomendações para futuras pesquisas sugerem-se:

- Efetuar análises paramétricas tomando por base os resultados dos modelos físicos de forma a avaliar a importância relativa dos diferentes fatores, tais como parâmetros de solo e dos grampos, geometria, rigidez da face, engastamento dos grampos na face etc.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABMS/ABEF. **Fundações Teoria e Prática**. 2.ed. São Paulo: Editora PINI, 1999.

ANTHONIE.A. Stabilité d'une fouille renforcée par clouage. In: Franco Polish Conference. Stability of na excavation stabilized by nailed,4.; 1987, [S.l.]. **Annais...**[S.l.]: [s.n.], 1987

BARBOZA JÚNIOR, J. C. **Estudo Através de Modelos Físicos da influência da Face e da Compactação em muros de solo reforçado**, 2003.194 f.. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

CLOUTERRE. Recommendations Clouterre – Soil Nailing Recommendations for Designing Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing In: **Report FHWA-AS-93-026**. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, July 1991. Editedby F. Schlosser.

COSTA, R.S.. **Um Novo Equipamento Triaxial para Ensaio em Solos na Condição de Deformação Plana**, 2005. 157 f..Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

DIAS, P.H.V.; SAYÃO, A.S.J.; SPRINGER, F.O. Estabilização de taludes: tirantes ou grampos?. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, COBRAMSEG, IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas (SBMR), III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia (CLBG), Curitiba. **Anais...**Curitiba. 2006. (1 CDROM)

DUNCAN, J. M. et al. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. **Journal of Geotechnical Engineering**, Berkeley, California, n. 80-01,1980.

EHRLICH, M. Solos grampeados: comportamento e procedimento de análise. In: **Workshop sobre solo grampeado: projeto, execução, instrumentação e comportamento**, São Paulo: ABMS – NRSP/SindusCon-SO, out. 2003. p.127-137

EHRLICH, M.; BECKER, L., **Muros taludes de solo reforçado**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2009.

EHRLICH, M.; SILVA, R.C. Resistência ao Arrancamento de Grampo – Análise da influência do NSPT e da injeção de Bainha nos resultados. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16.;2012, Porto de Galinhas, Set 2012. **Anais...**Porto de Galinhas, PE: COBRAMSEG, 2012.

ELEUTÉRIO, J. O. S. **Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado sujeitas a deformações de fundo através de modelos físicos (escala 1:1)**, 2013.187f.. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

FISH, J.; BELYTSCHKO, T. **A First Course in Finite Elements**. [S.l.]: John Wiley & Sons, 2007.

GEORIO. Secretaria Municipal de Obras. **Manual Técnico de Encostas**. Rio de Janeiro: Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 2014. V. 1.

GUEDES, V. C. P. **Estudo da Compactação, do Tipo de Inclinação da Face no Comportamento de Muros de Solo Reforçado**, 2004, 432 f.. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

GULER, E., HAMDERI, M., DEMIRKAN, M. M.. “Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills.” *Geosynthetics International*, 14, No. 6, pp. 330–345., 2007.

JURAN, I.; ELIAS, V. Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures. Ch 26 In: **Foundation Engineering Handbook**, 2nd ed, New York: Van Nostrand Reinhold, 1991. p 868-905.

LAZARTE, C. A.; ELIAS, V.; ESPINOZA, D.; SABATINI, P. J. **Soil Nail Walls: Geotechnical Engineering**. Circular 7. Washington, DC: Federal Highway Administration, 2003 (Report nº FHWA-IF-03-017)

MARTINS, I. S. M. **Resistência ao cisalhamento dos solos**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2012. (Notas de apoio às Aulas)

MIRMORADI, S. H., EHRLICH, M. Numerical evaluation of the behavior of reinforced soil retaining walls. In: **International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, 18., 2013, London. Annals..., London: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), 2013. p. 773–776.

MIRMORADI, S. H., EHRLICH, M. Modeling of the compaction induced stresses in numerical analyses of GRS walls. **International Journal Computational Methods**, [S. l.], v. 11, fasc. 2, p. 1342002, 2013.

MIRMORADI, S. H., EHRLICH, M. Geosynthetic Reinforced Soil Walls: Experimental and Numerical Evaluation of the Combined Effects of Facing Stiffness and Toe Resistance on Performance. In: International Conference on Geosynthetics, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical (ISSMGE), 10.; 2014, London. **Annals...** (ISSMGE), London, 2014.

MIRMORADI, S. H. **Evaluation of the Behavior of Reinforced Soil Walls Under Working Stress Conditions**, 2015, 359 f..Tese(Doutorado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

MITCHELL, J.K., VILLET, W.C. B. **Reinforcement of Earth Slopes and Embankments**: transportation Research Board. Whashington, D.C., [s.n.], 1987. (ReportNCHRP 290)

OLIVEIRA, G. A. **Verificação da Influência da Rigidez do Reforço em Muros de Solo Reforçado Através de Modelos Físicos**. 2006. 166 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

PLAXIS. **Scientific Manual**, Netherlands: Delft University of Technology &Plaxis, 2015a.

PLAXIS. **Material Models Manual**, Netherlands: Delft University of Technology &Plaxis, 2015b.

PLAXIS. **3D Tutorial Manual**, Netherlands: Delft University of Technology &Plaxis, 2013a.

PLAXIS. **3D Reference Manual**, Netherlands: Delft University of Technology &Plaxis, 2013b.

POTTS, D. M., ZDRAVKOVIC, L. **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering**: application. Londres: Thomas Telfort, 2001. v. 2.

RABCEWICS, L. V. **The New Austrian Tunnelling Method**.Londres: Water Power, dezembro 1964. Parte 1 a 3.

RIBEIRO, F. L. B. **Introdução ao método dos elementos finitos**: notas de apoio às Aulas, Rio de Janeiro, Brasil, COPPE/UFRJ, 2004.

RICCIO FILHO, M. V. **Comportamento de um muro de solo reforçado com solos tropicais**. 2007, 444 f. Tese(Doutorado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

SARAMAGO, R. P. **Estudo da Influência da Compactação no Comportamento de Muros de Solo Reforçado com a utilização de modelos físicos**. 2002, 294 f. Tese(Doutorado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

SCHAEFER, R.V. **Soil Nailed Retaining Structures.[S.l.]**: Geotechnical Special Publication ASCE, Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground Treatment Developments, n.69, 1997. p.201-233.

SCHLOSSER, F., ELIAS, V. Friction in Reinforcement Earth, In: Proceedings of the ASCE Symposium on Earth Reinforcement, 1978, Pittsburgh, Pennsylvania, **Annais...**Pittsburgh, 1978. p. 735-763.

SILVA, R. C., EHRLICH, M. Monitoração de Estrutura de Contenção em Solo Grampeado com Faceamento em Blocos Segmentais. In: **Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), V Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia (LUSOBRASILEIRO)**, v. CD-ROM, Gramado, RS, Agosto 2010.

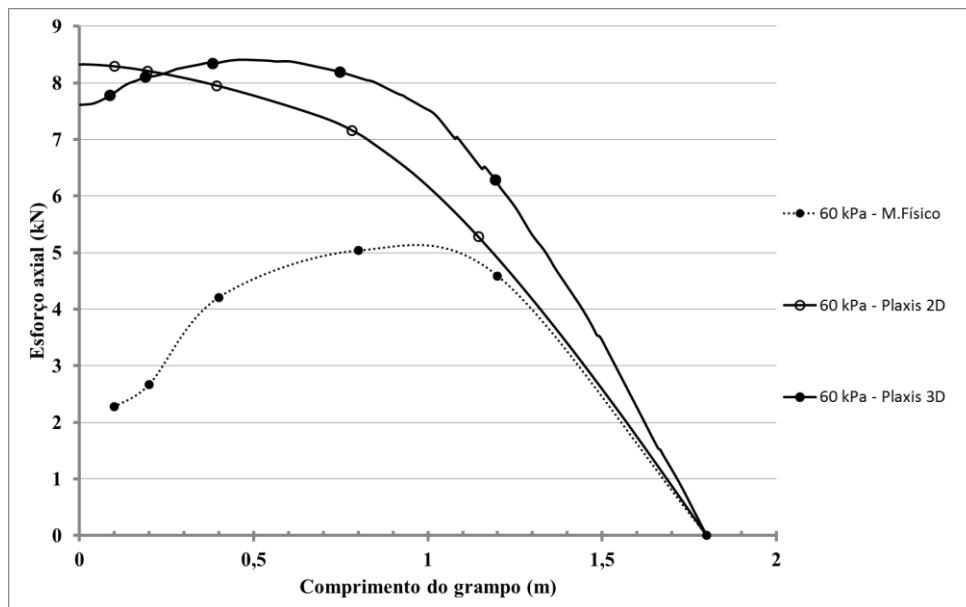
SILVA, R. C. **Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado através da monitoração de obra e modelos físicos (escala 1:1)**. 2010, 354 f. Dissertação(Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de Arrancamento de grampos em solo residual de Gnaisse**. 2006, 310 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

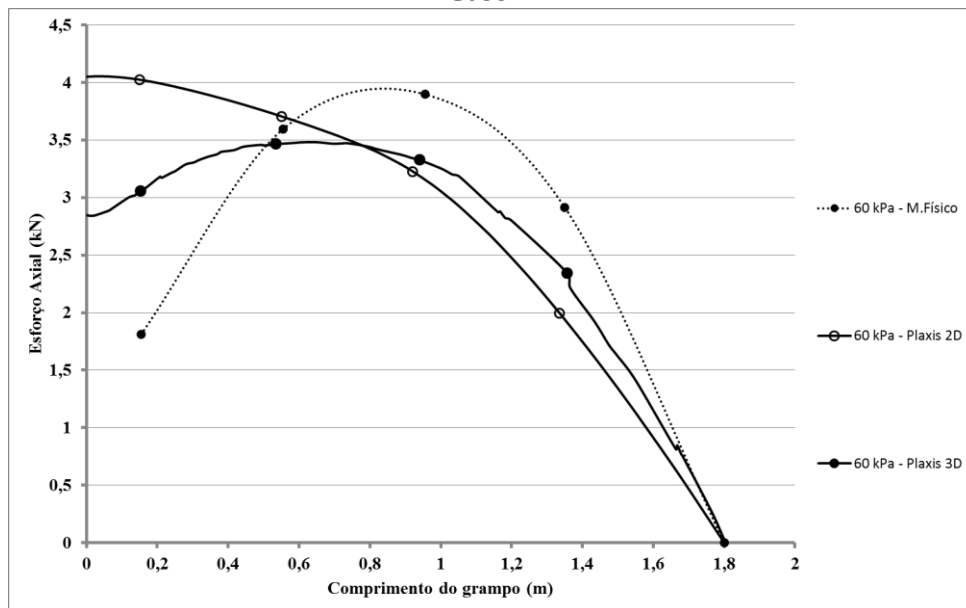
APÊNDICE A – ANÁLISES NUMÉRICAS CONSIDERANDO O CASO BIDIMENSIONAL E TRIDIMENSIONAL PARA SOBRECARGAS APLICADAS DE 60 kPa E 20 kPa

SOBRECARGA DE 60kPa

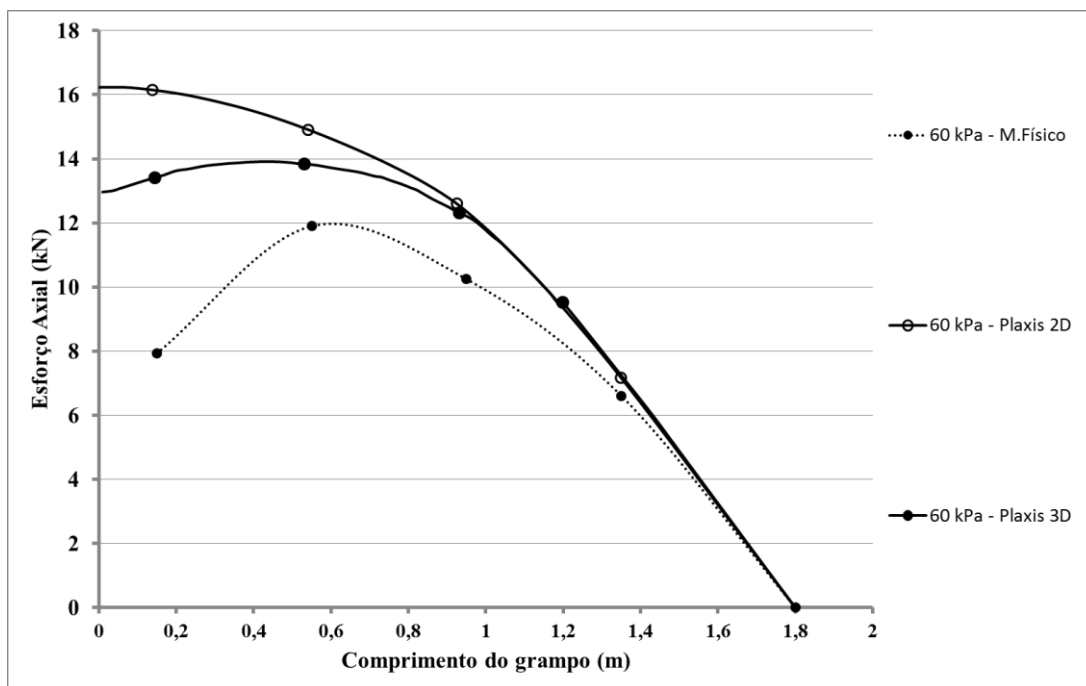
ESFORÇOS NOS GRAMPOS



Caso A

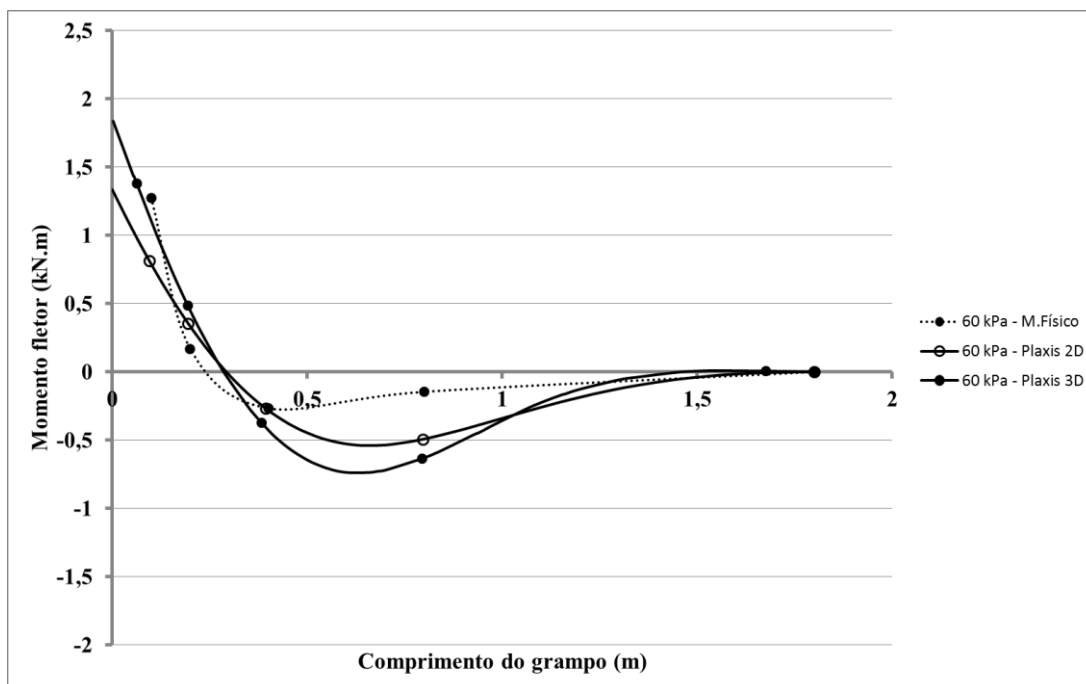


Caso B

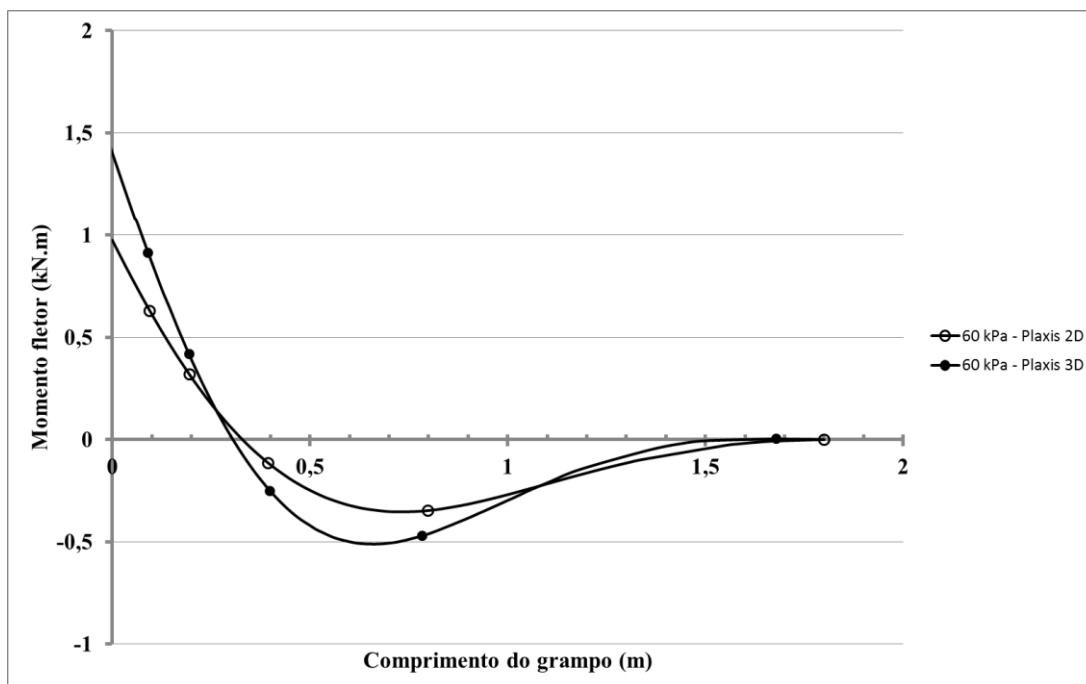


Caso C

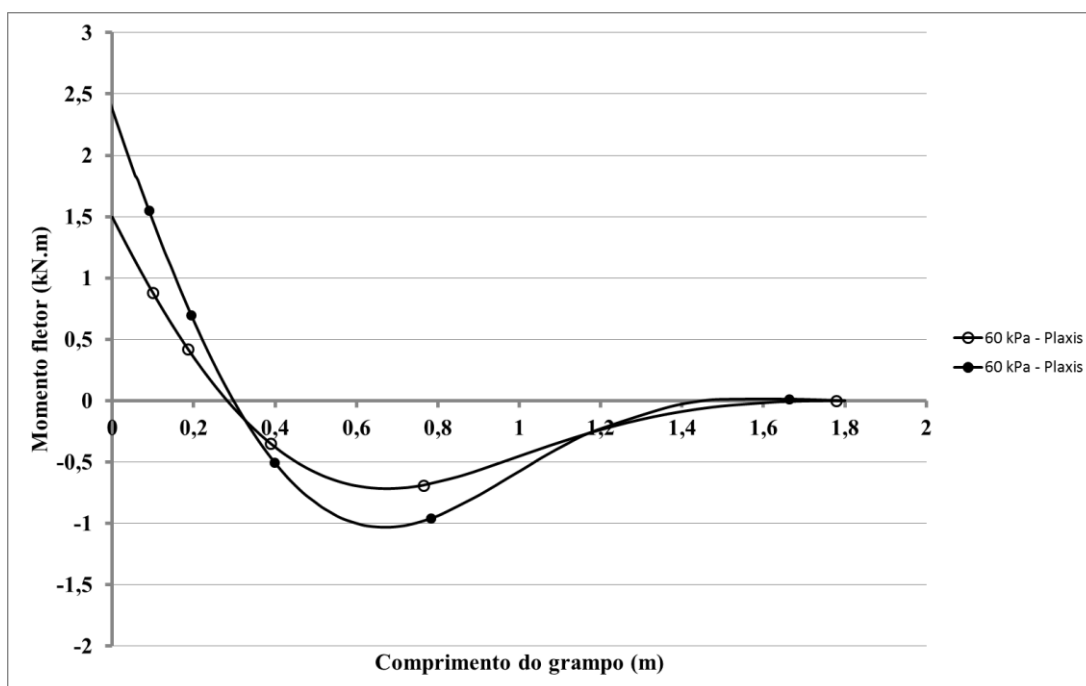
MOMENTO FLETOR NOS GRAMPOS



Caso A

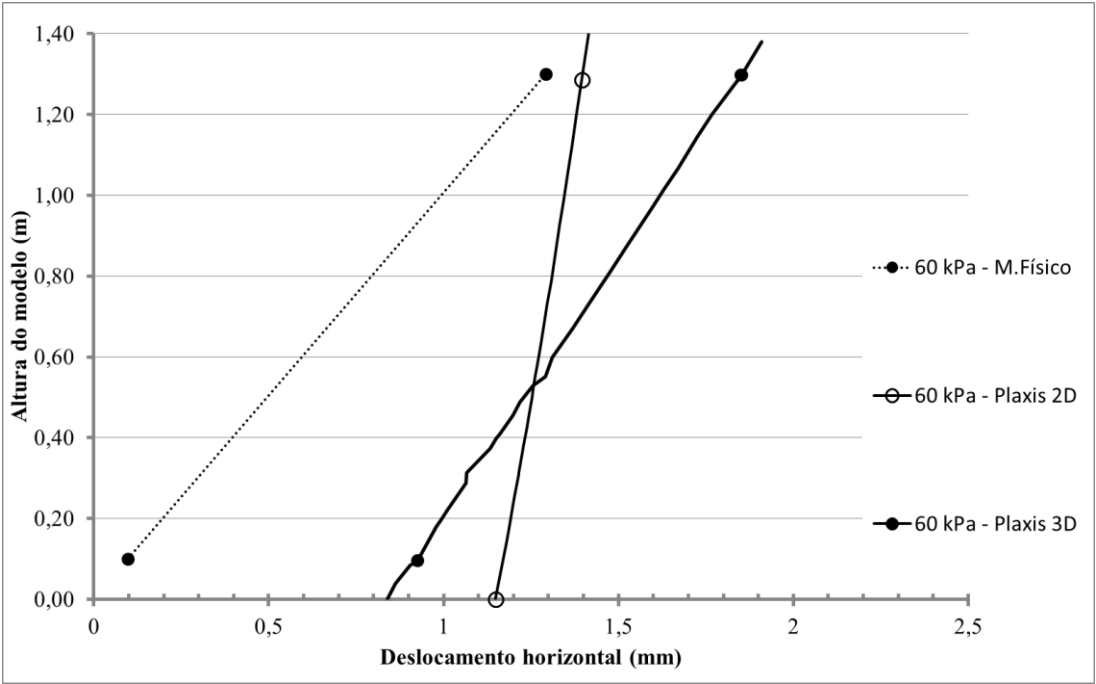


Caso B

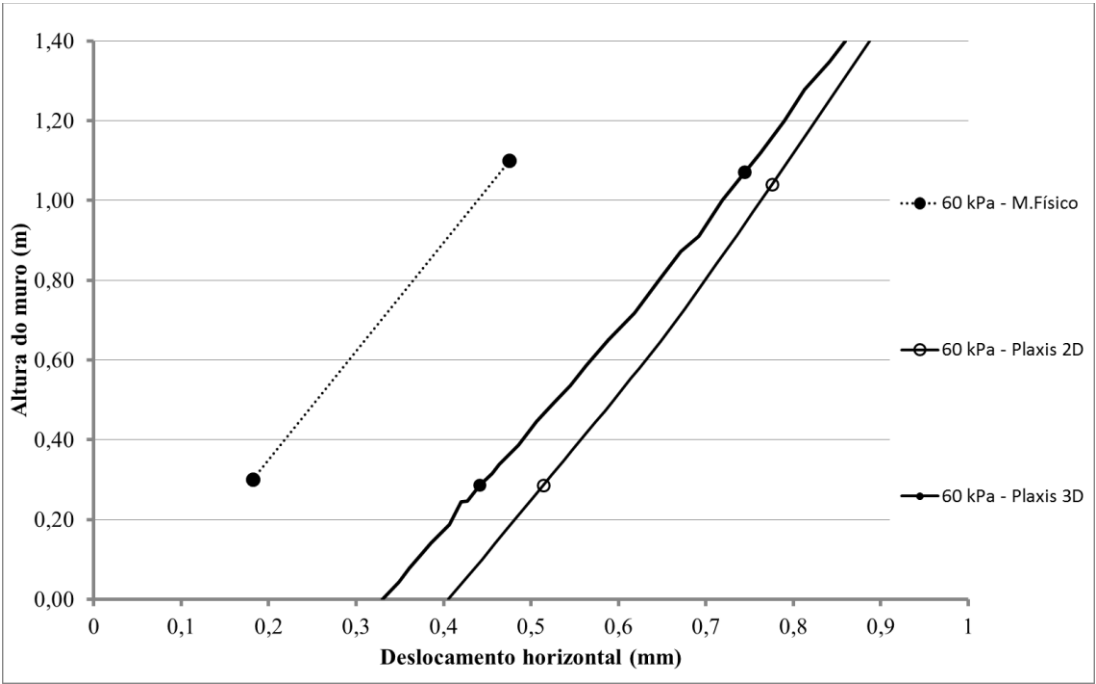


Caso C

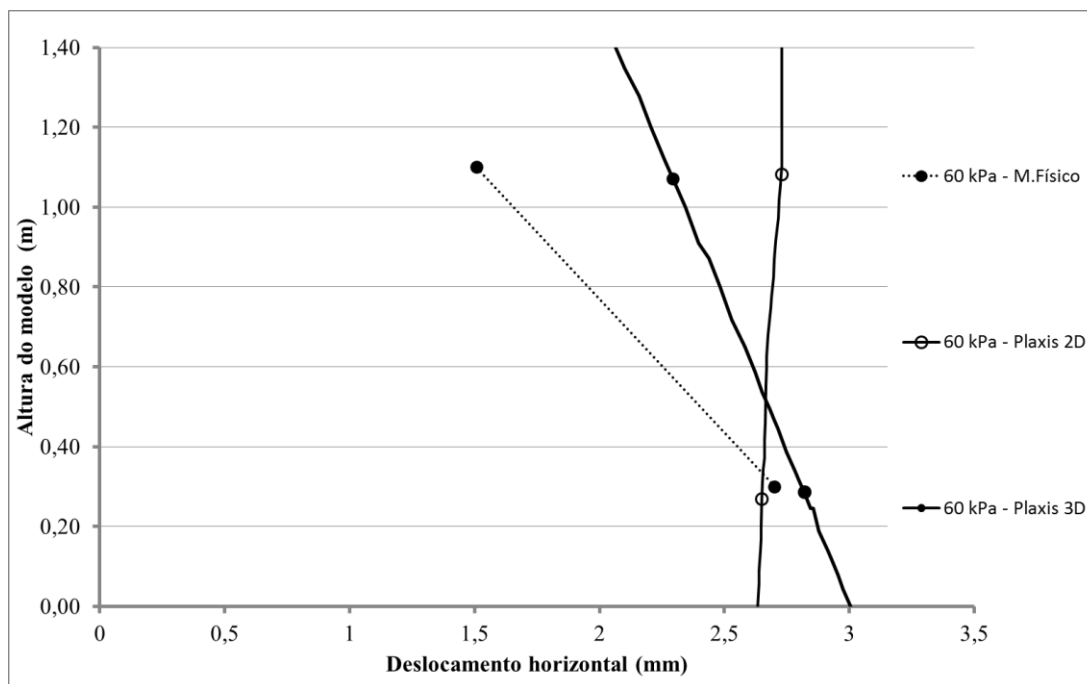
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA FACE



Caso A

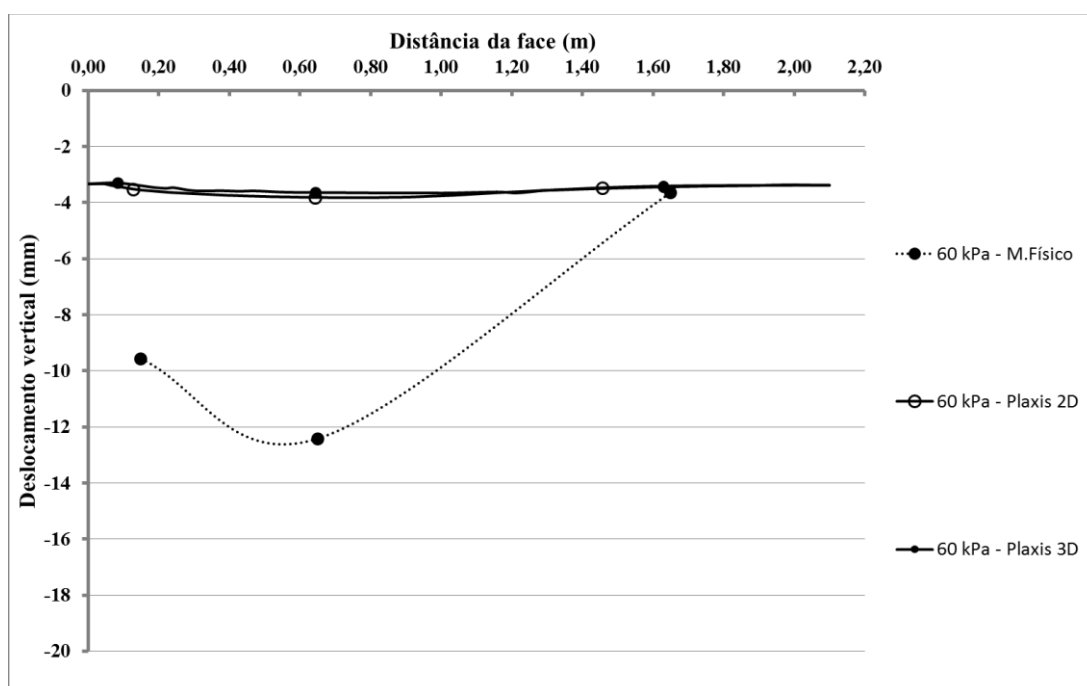


Caso B

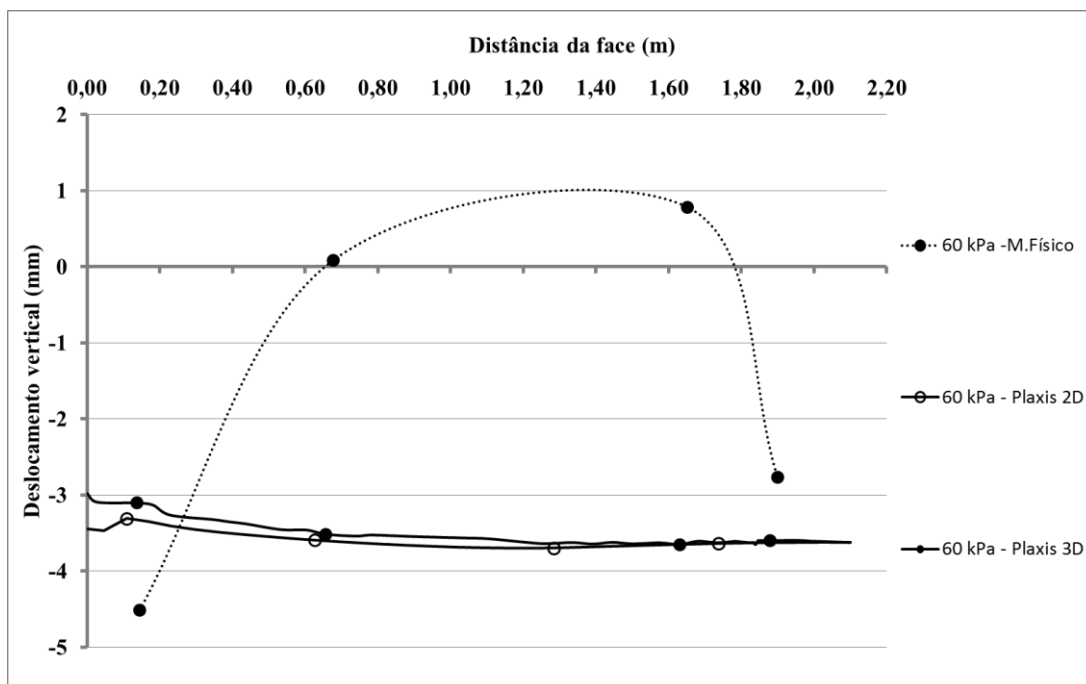


Caso C

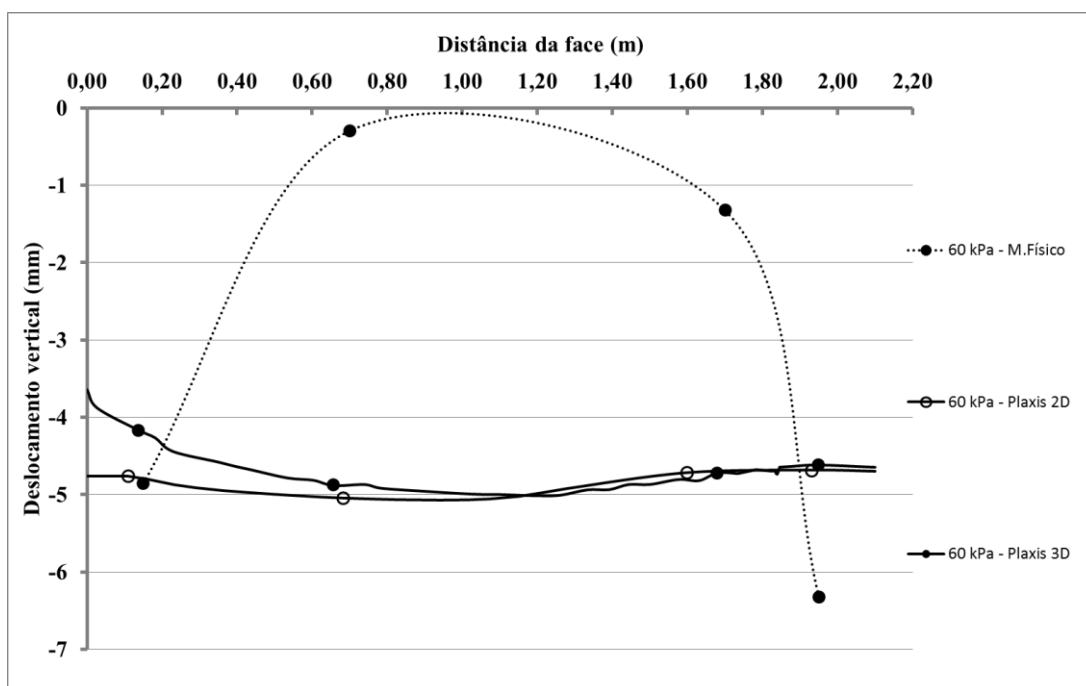
DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA MASSA REFORÇADA



Caso A



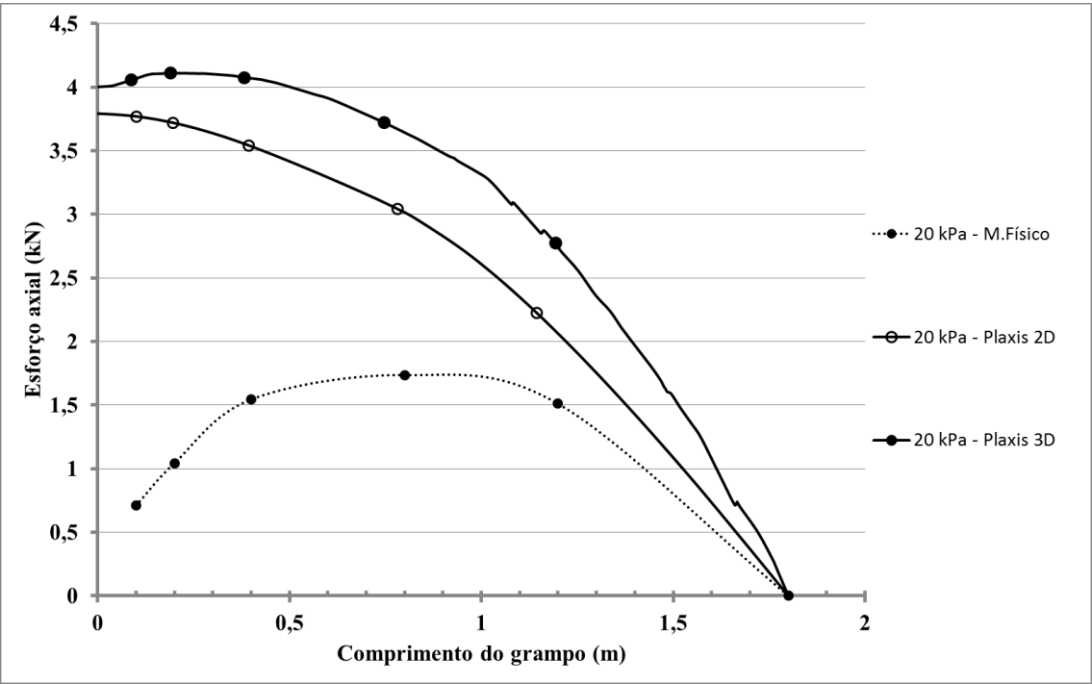
Caso B



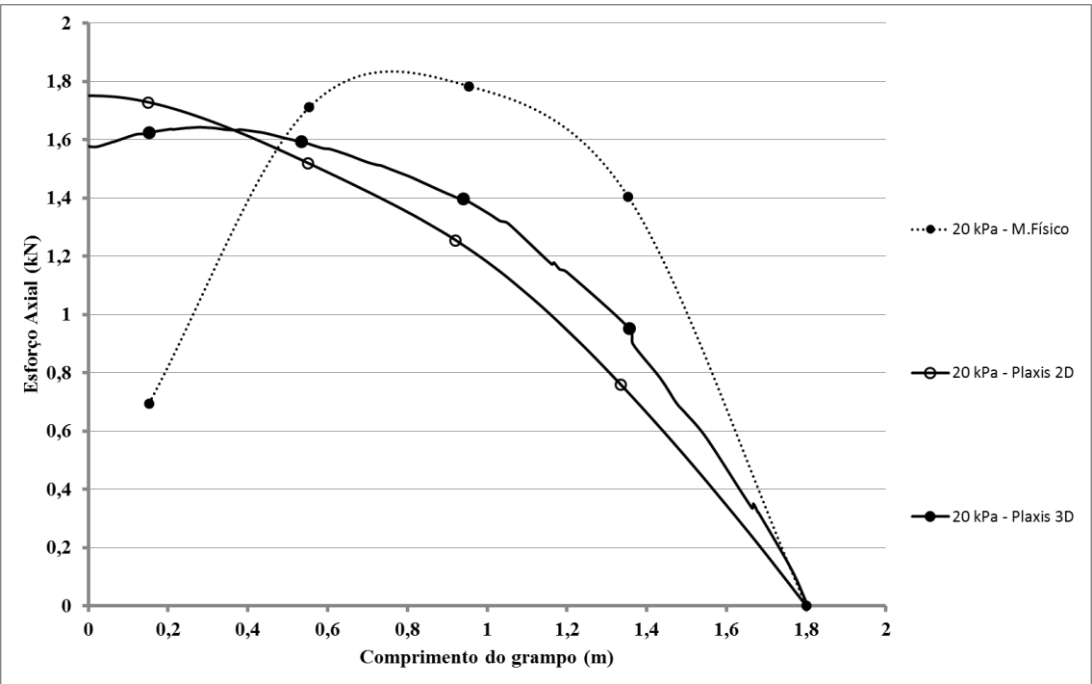
Caso C

SOBRECARGA DE 20kPa

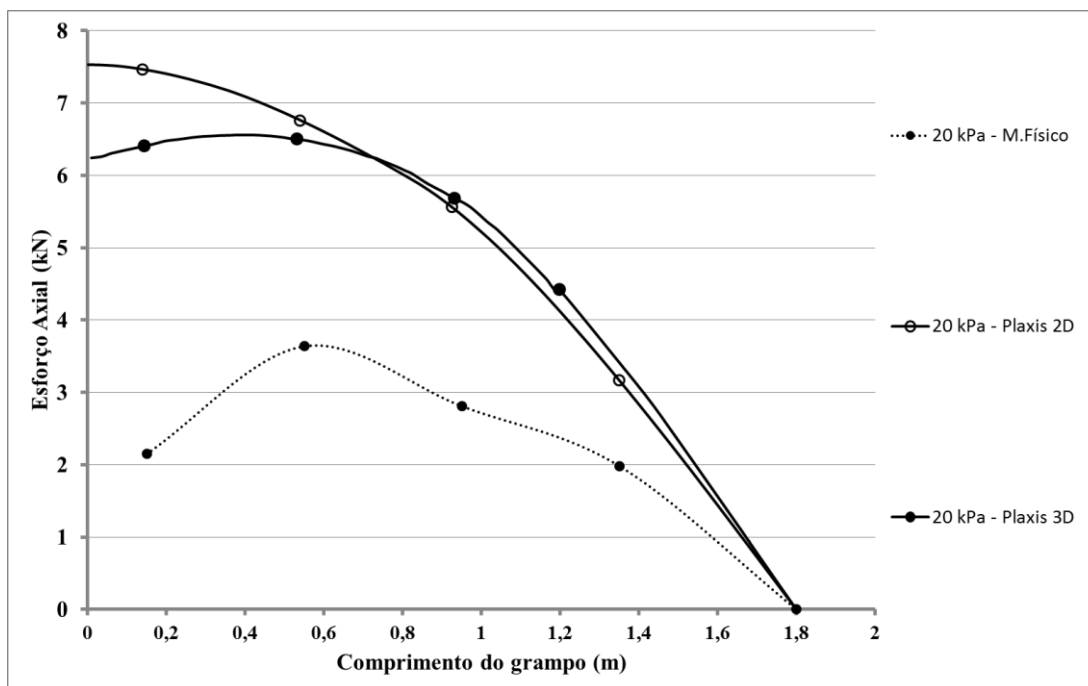
ESFORÇOS AXIAIS NOS GRAMPOS



Caso A

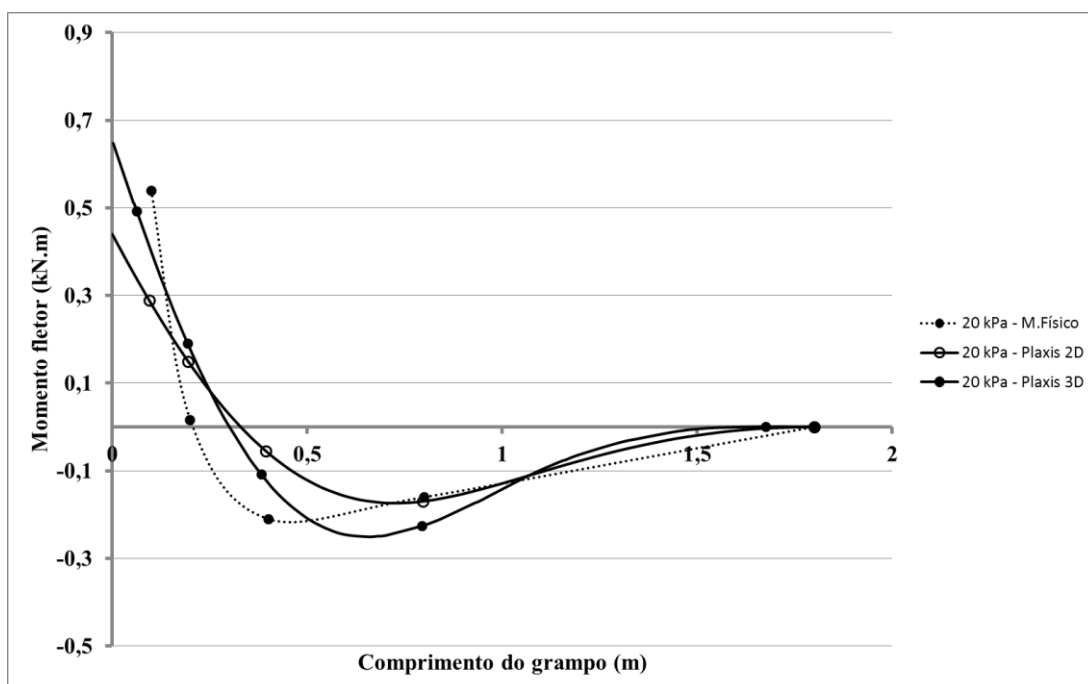


Caso B

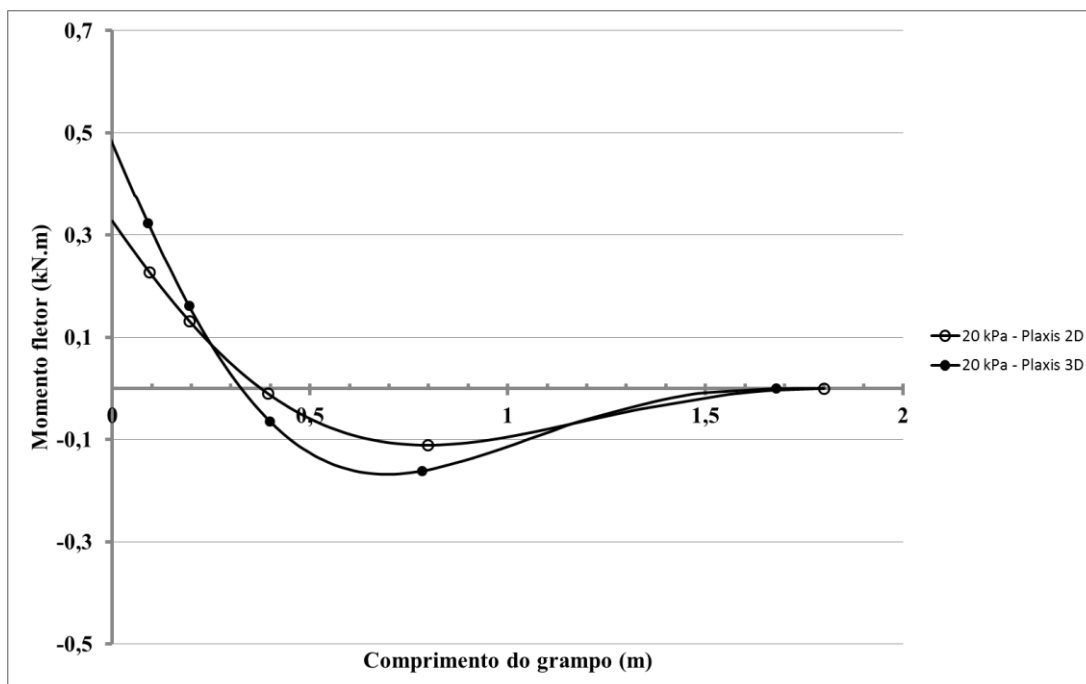


Caso C

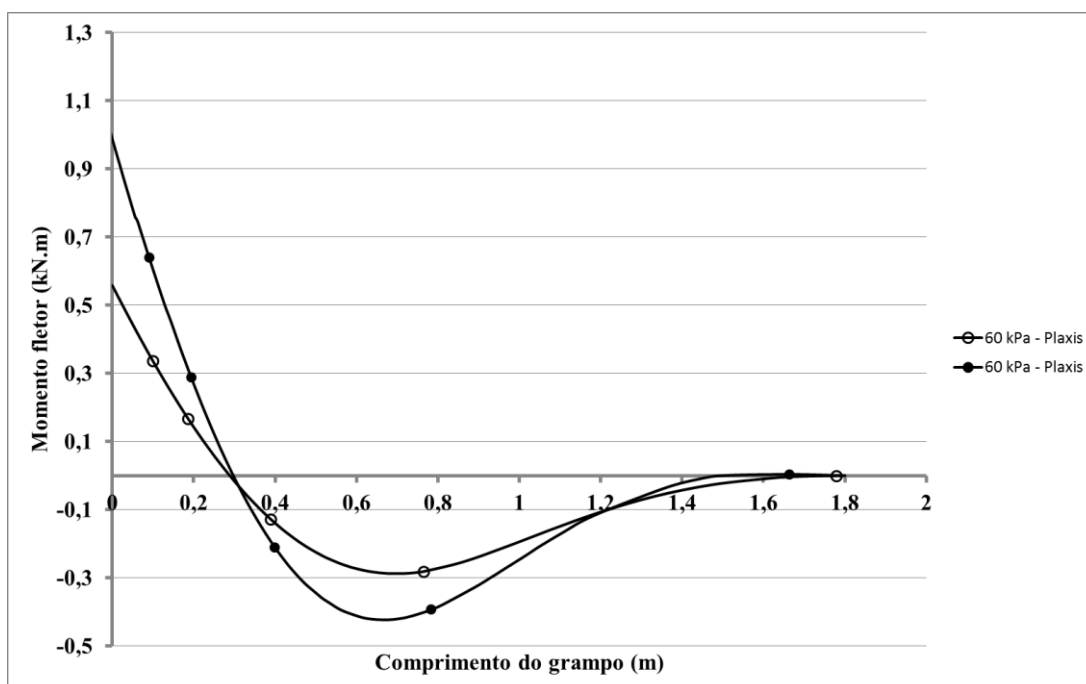
MOMENTO FLETOR NO GRAMPO



Caso A

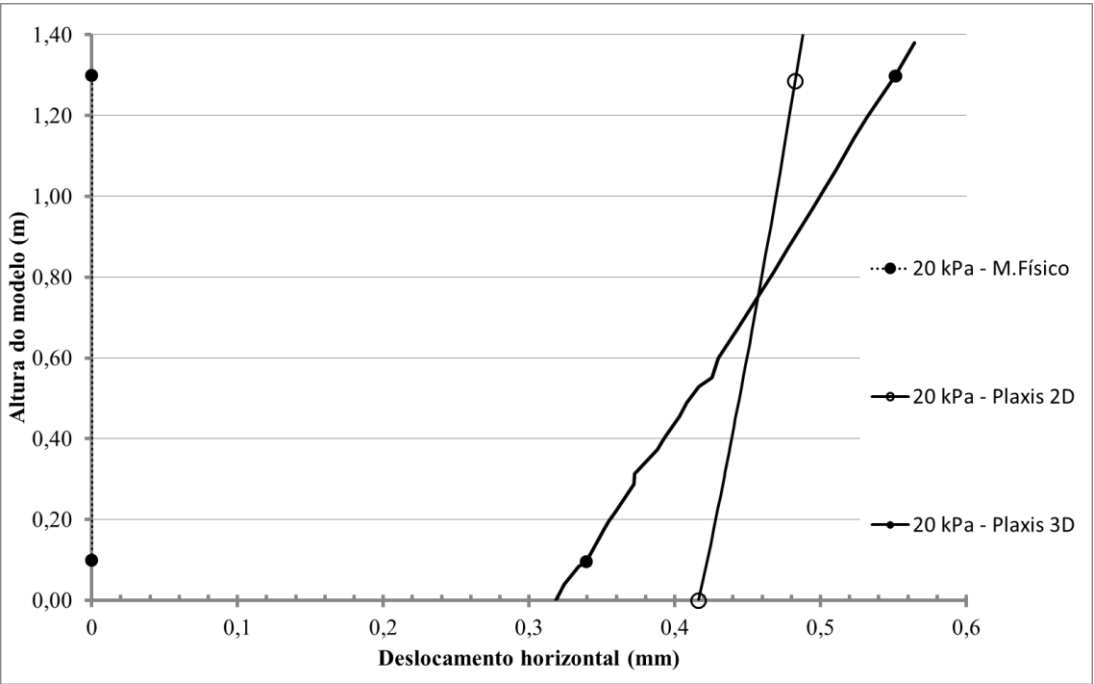


Caso B

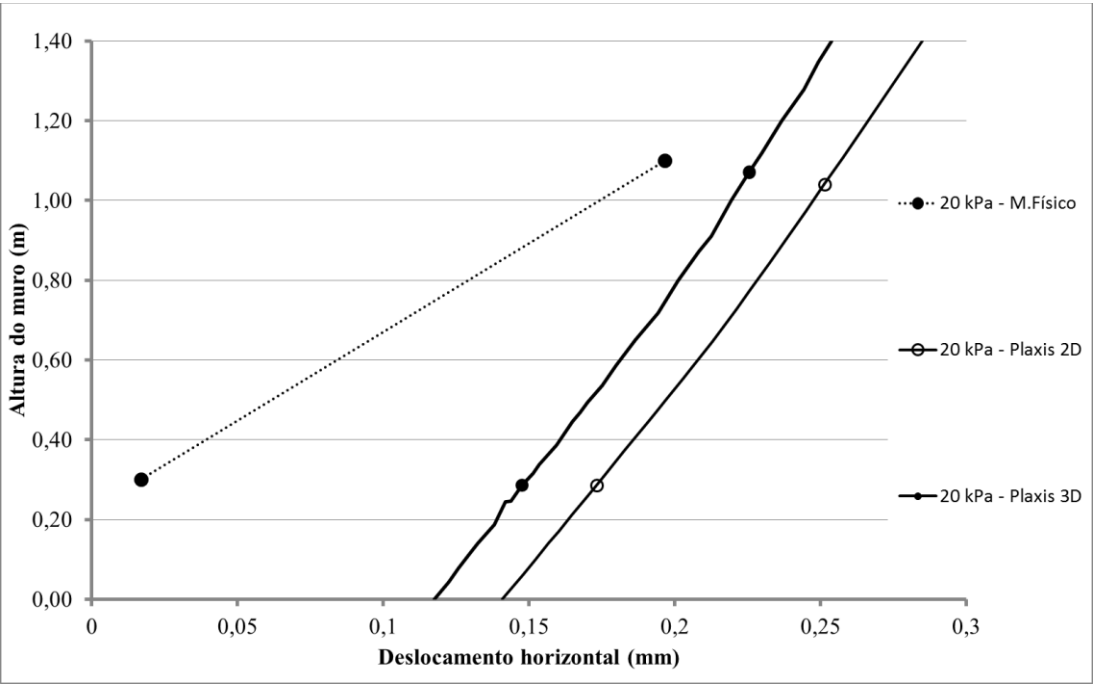


Caso C

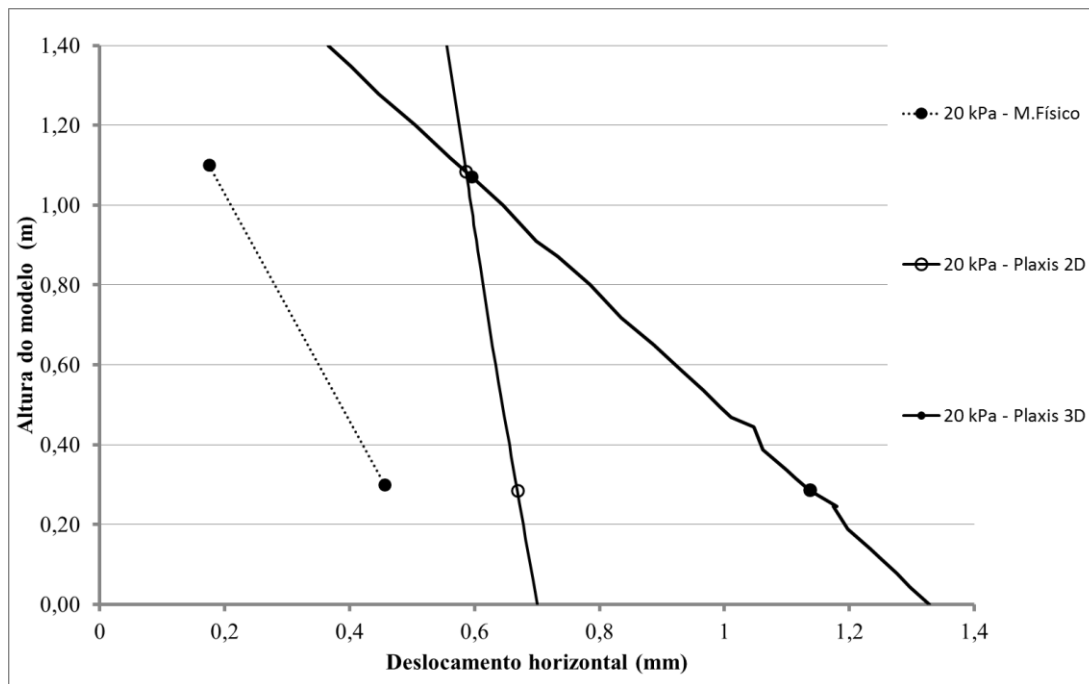
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA FACE



Caso A

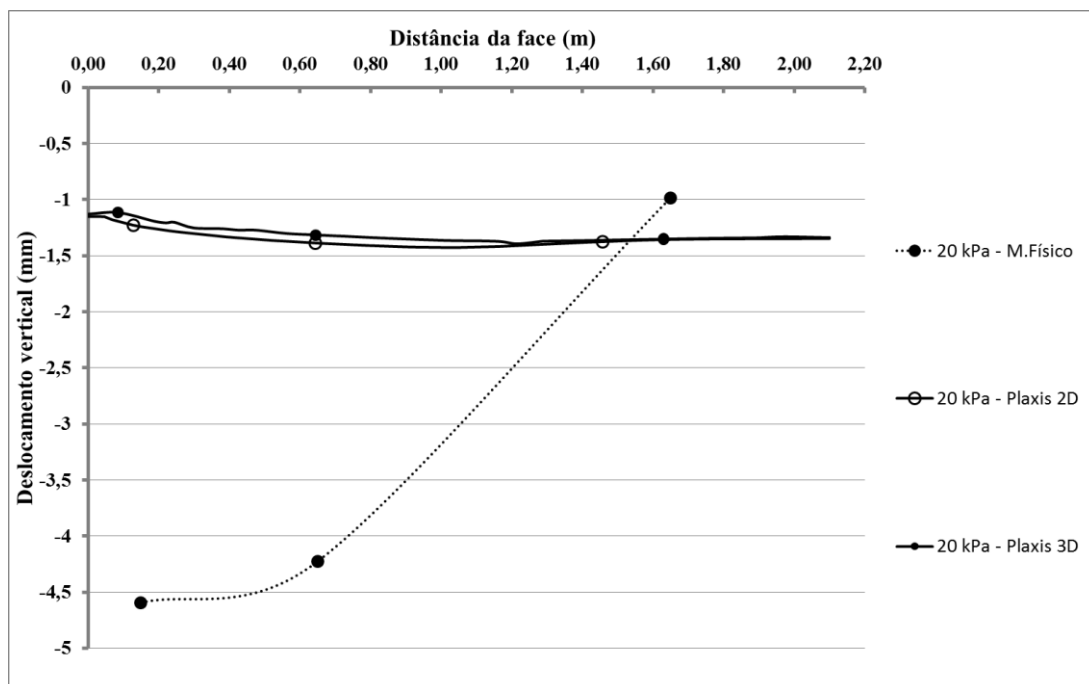


Caso B

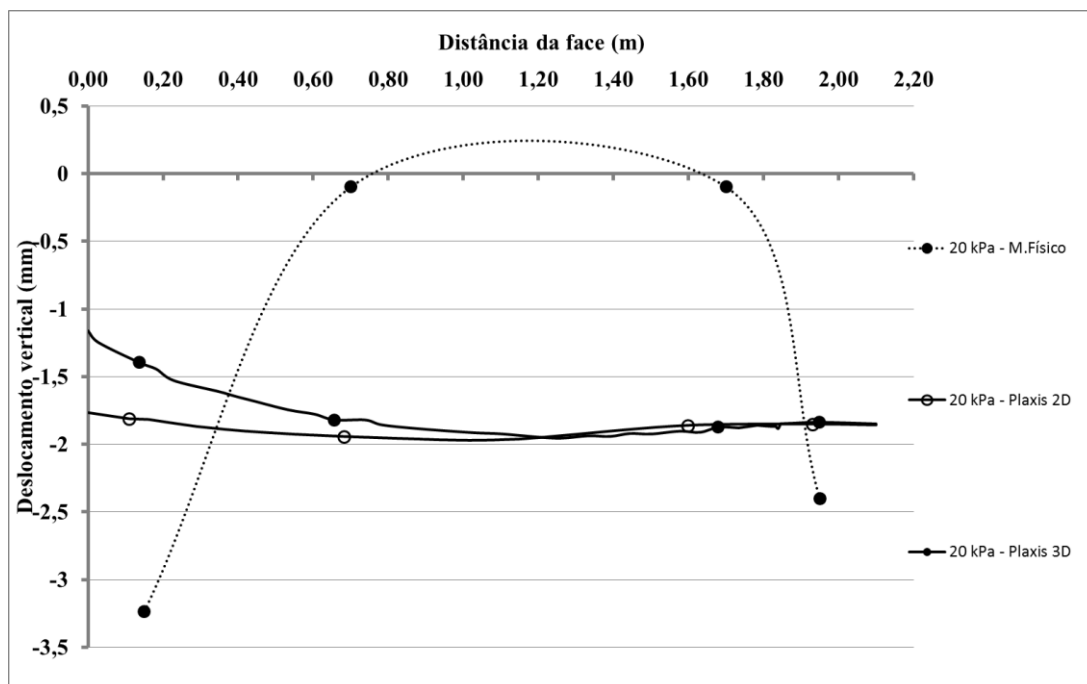


Caso C

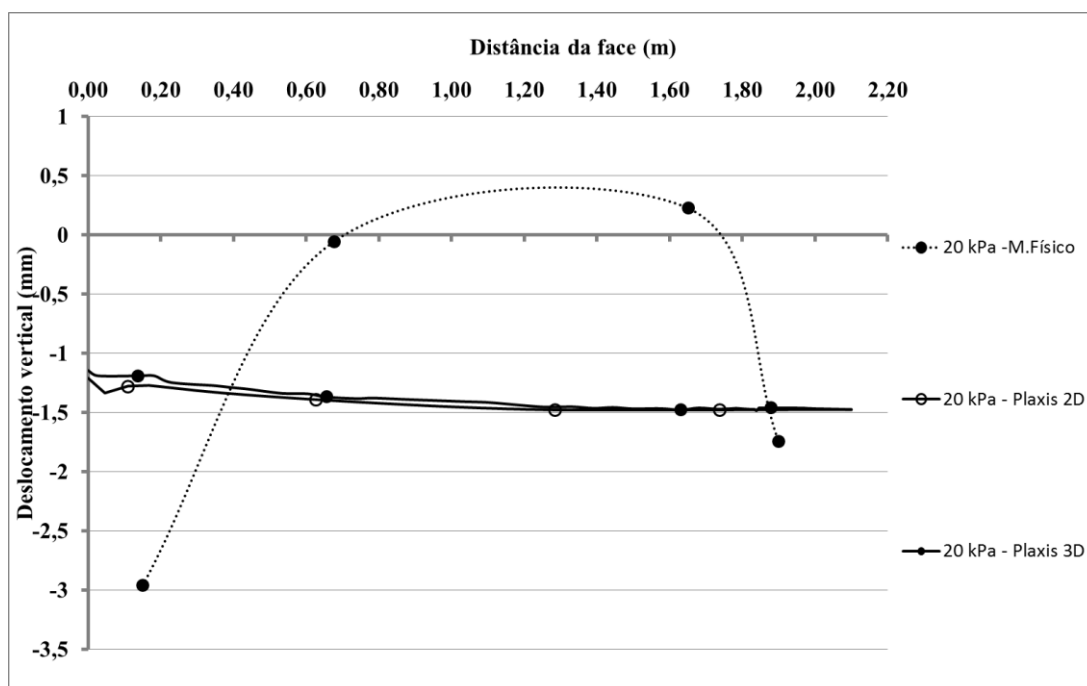
DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA MASSA REFORÇADA



Caso A



Caso B



Caso C