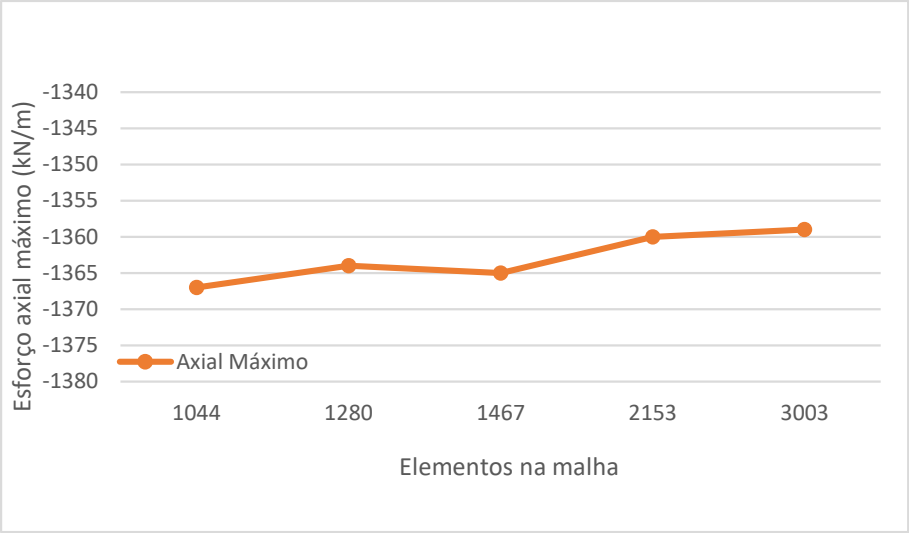


Figura 4.6: Variação do esforço axial máximo com o refinamento do modelo.

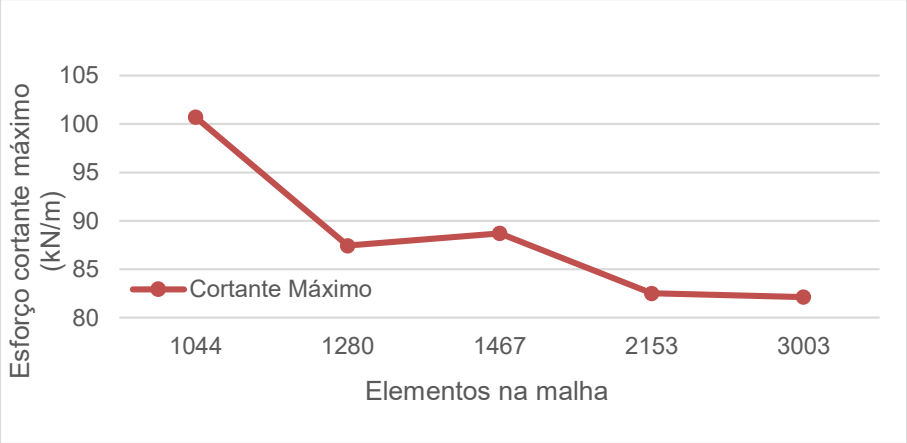


Figura 4.7: Variação do esforço cortante máximo com o refinamento do modelo.

A figura 4.8 apresenta a evolução dos momentos máximos resultantes na estaca de acordo com o refinamento da malha. Um momento de 626,9 kNm/m é resultante da modelagem com malha muito grosseira, com variações de aproximadamente 1% a medida em que a malha é refinada, chegando até 612,8 kNm/m na malha muito fina. A maior variação de resultado encontrada ocorre da malha muito grosseira para a grosseira, apresentando 1,05% de discrepância entre os resultados.

Seguindo o mesmo comportamento da tensão axial e do momento fletor, os resultados dos recalques medidos, que podem ser observados na figura 4.9, apresentam uma baixa variação de valores. Em todos os refinamentos modelados, os resultados obtidos apresentam discrepância na ordem dos milímetros, sendo que a variação máxima encontrade é de apenas 0,48% entre as malhas muito grosseira com 1044 elementos e grosseira com 1280 elementos. Os recalques medidos entre as malhas fina e muito fina variam em 0,001 metros, uma variação percentual de apenas 0,05%.

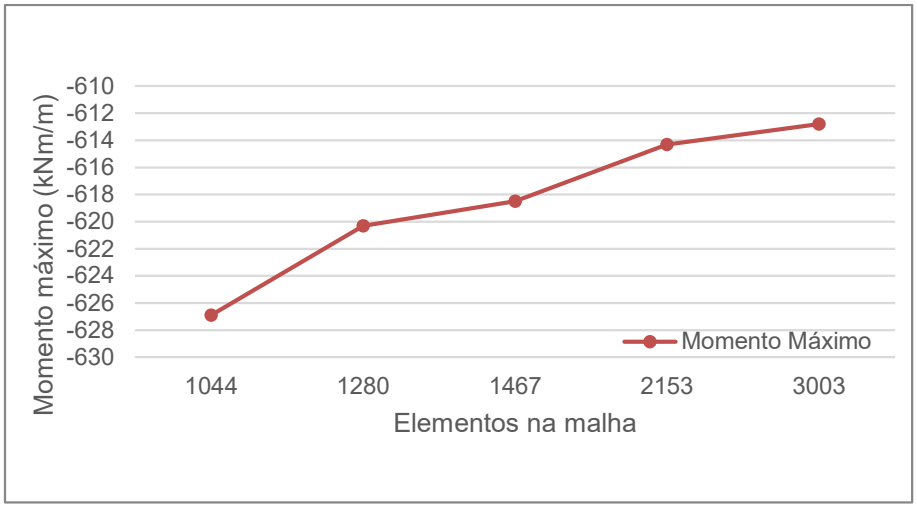


Figura 4.8: Variação do momento fletor máximo com o refinamento do modelo.

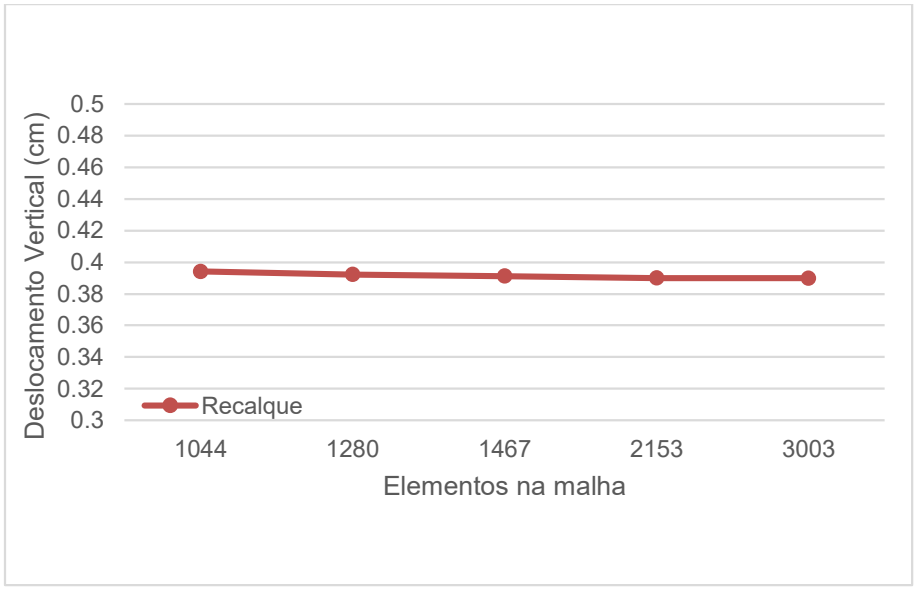


Figura 4.9: Variação do recalque máximo com o refinamento do modelo.

Observando o tempo decorrido na etapa de cálculo do modelo com refinamento muito fino, assim como a baixa variação de valores entre este modelo e o e refinamento fino, foi decidido pela utilização da malha com 2153 elementos. Nenhum parâmetro analisado sofre alteração significativa entre essas duas malhas, sendo o esforço cortante o maior deles, apresentando variação de apenas 0,46%. Na figura 4.10 é apresentada a modelagem inicial da situação no PLAXIS e sua malha de elementos finitos, assim como um detalhamento da região do cais.

O software conta com uma ferramenta de análise de malha, na qual apresenta a qualidade de uma malha gerada em sua etapa de pós-processamento. Utiliza-se esse método para gerar imagens gráficas demonstrando a qualidade de seus elementos através de uma escala de cor, facilitando o entendimento e mostrando um panorama geral da situação.

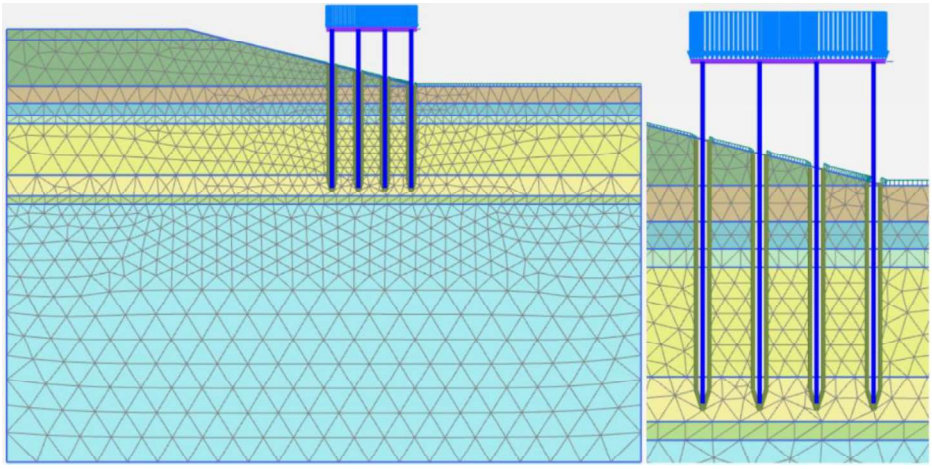


Figura 4.10: Malha de elementos finitos do modelo e detalhamento do cais.

Na figura 4.11 podemos observar a qualidade da malha gerada, sendo que o valor 1 corresponde a uma malha de qualidade (cor verde) e o valor 0 uma malha não eficaz (vermelho). Fica evidente a presença majoritária de elementos com grande qualidade, com apenas poucos pontos esporádicos mais avermelhados e que não comprometem o modelo de forma geral.

Já a figura 4.12 apresenta um gráfico do tamanho dos elementos na malha gerada, função essa também automatizada pelo software. Podemos observar que, próximo às estruturas e aos pontos de maior influência de tensões e deformações, os elementos apresentam menor dimensão tornando assim mais aprimorada a análise pelo software. Elementos maiores são encontrados nas camadas mais inferiores de solo e também nas zonas de contorno do modelo, regiões nas quais são esperadas menores solicitações e deformações.

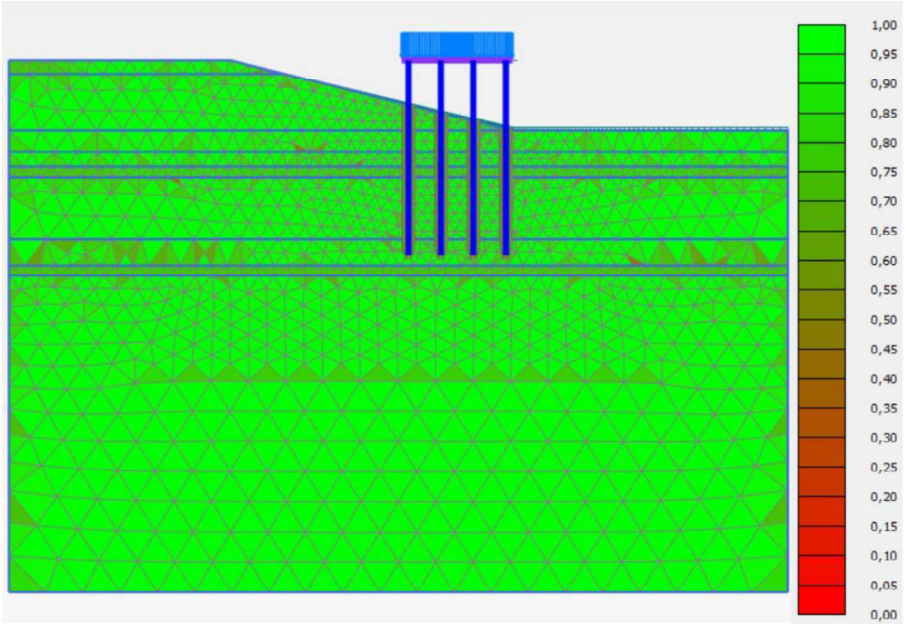


Figura 4.11: Análise de qualidade da malha através do PLAXIS.

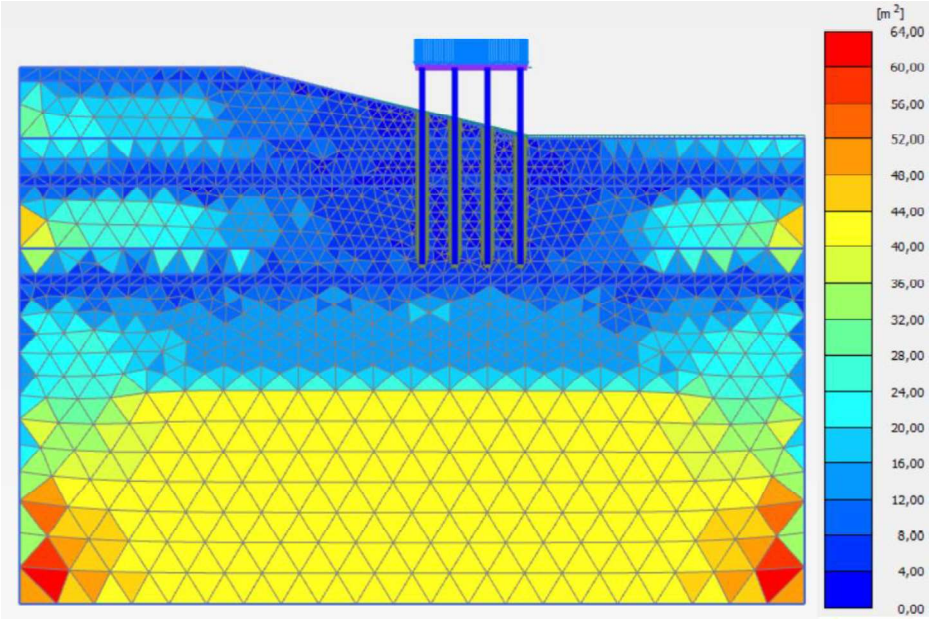


Figura 4.12: Dimensão dos elementos na malha.

4.4 Construção em estágios

Para uma análise da situação de carregamentos, foram determinados dois estágios de construção. É na etapa de construção em estágios que se inicia o cálculo do modelo e, a partir deste processo, são obtidos os resultados disponibilizados pelo software.

No primeiro estágio, representado pela figura 4.13 (a), estão presentes apenas as estruturas relativas às condições iniciais do terreno e talude, com o solo e o nível do mar presentes, assim como suas tensões. Em um segundo estágio representado na figura 4.13 (b), foram inseridas as estruturas das estacas e da plataforma do cais, assim como os carregamentos atuando sobre a plataforma considerados no projeto.

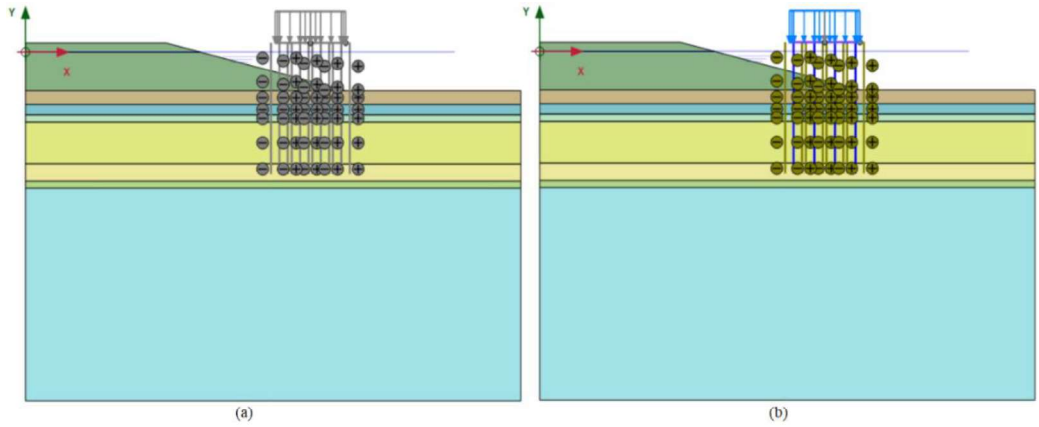


Figura 4.13: Etapas de cálculo (elementos em cinza desativados).

5. Estudo paramétrico

Um dos objetivos traçados para esse trabalho foi a identificação da sensibilidade do modelo ao serem variados os possíveis parâmetros de módulo de elasticidade E e resistência não drenada Su dos solos argilosos presentes no local. Para tal, diferentes cenários hipotéticos foram propostos buscando uma melhor compreensão da variação das tensões e deformações geradas no modelo a partir da variação desses parâmetros. Os itens a seguir apresentam os parâmetros utilizados, as características gerais dos modelos e os resultados obtidos a partir dos mesmos.

5.1. Determinação do Módulo de Elasticidade dos Solos

Foram selecionadas três diferentes propostas para a estimativa do intervalo de valores do E segundo as informações geotécnicas disponíveis para o solo local. Assim, os quatro valores de E apresentados na tabela 5.1 foram analisados para avaliar a sensibilidade desses parâmetros no comportamento tensão-deformação dos modelos numéricos.

A Tabela 5.1 apresenta os valores máximos e mínimos sugeridos por Bowles (1997), assim como a estimativa proposta por Stroud (1989) com base na Equação 2.5. Foram também utilizadas as equações (5.1) e (5.2), sugeridas por Mitchell e Gardner (1975, apud Bueno et al. 1985) com base nos valores do ensaio SPT, para auxiliar na validação dos parâmetros encontrados. Vale ressaltar, que para essas equações o valor do módulo de elasticidade é dado em kgf/cm² e N é o valor do índice de resistência à penetração do solo.

$$E = 4{,}88\ (N + 15) \tag{5.1}$$

$$E = 2{,}93\ (N + 5) \tag{5.2}$$

Tabela 5.1: Estimativa de E com base nos valores do ensaio SPT

Autor	Módulo de Elasticidade (MPa)
Stroud (1989)	4.8
Mitchel e Gardner (1975)	2.6
Bowles (min) (1997)	2.0
Bowles (max) (1997)	15.0

Tendo em vista a variabilidade nos resultados do ensaio SPT e dos valores estimados através das equações propostas neste trabalho, foram definidos três valores de E com base nos valores apresentados na tabela 5.1. Assim, no estudo paramétrico dos modelos numéricos foram adotados valores de E iguais a 5, 10 e 15 MPa.

5.2. Determinação da Resistência Não Drenada

Como forma de determinar o intervalo da resistência não drenada *Su* foi utilizado valor médio sugerido por Stroud (1989) com base na equação (2.7) e os valores máximos e mínimos obtidos através da equação (2.8) proposta por De Mello (1971). Vale ressaltar, que os valores de *Su* obtidos nas equações (2.7) e (2.8) são baseados nos valores do Nspt. Também foram analisados os ensaios de campo realizados na região, através dos resultados apresentados na figura 3.12 onde foi observada uma grande dispersão dos resultados de *Su* obtidos nos ensaios CPTu e palheta.

A tabela 5.2 apresenta os valores de resistência não drenada apor diferentes autores levando em consideração o valor médio do N_{spt} medido nas camadas argilosas em campo. Os valores apresentados no trabalho de Almeida et al. (2010) apresentados na figura 3.12 também foram analisados. Tendo em vista os valores de *Su* apresentados na tabela 5.2 obtidos pelas diferentes fontes supracitadas, os valores de resistência não drenada 30, 50 e 80 kN/m² foram escolhidos para o estudo de sensibilidade dos modelos numéricos.

Tabela 5.2: Estimativa do S_u com base nos valores do ensaio SPT.

Autor	Resistência Não Drenada (kN/m²)
Stroud (1989)	20.0
De Mello (10xN_{spt}) (1971)	40.0
De Mello (20xN_{spt}) (1971)	80.0

5.3. Características do modelo numérico

O modelo utilizado no estudo paramétrico utilizou as informações de dimensionamento do cais citados no capítulo 3. Apenas o carregamento vertical distribuído correspondente ao peso de projeto hipotético considerado na estrutura (item 3.4) foi considerado na modelagem para o estudo paramétrico.

Em função da variabilidade, ou por vezes a ausência de informações, algumas considerações foram realizadas no perfil geotécnico do solo de modo a viabilizar a análise do modelo. As camadas arenosas do perfil geotécnico (correspondentes ao aterro hidráulico, primeira camada arenosa que vai de 11,0 m a 15,0 m de profundidade, areia argilosa de 31,0 m a 36,0 m de profundidade e areia muito compacta detectada aos 38,0 m de profundidade) seguiram as mesmas propriedades citadas no capítulo 3.

Já as camadas argilosas presentes no perfil geotécnico foram agrupadas em duas grandes camadas que vão dos 15,0 m aos 31,0 m e dos 36,0 m aos 38,0 m. Ambas as camadas apresentam as mesmas propriedades geotécnicas. A tabela 5.3 apresenta um resumo das propriedades geotécnicas de todas as camadas de solo adotadas no estudo paramétrico. A figura 5.1a mostra uma visão global do modelo numérico com a divisão das camadas adotada e a figura 5.1b apresenta um detalhamento da região do cais nesse mesmo modelo.

Tabela 5.3: Resumo das propriedades do solo no estudo paramétrico.

Camada	Cota inicial (m)	Cota final (m)	γ (kN/m³)	ϕ (°)	E (MPa)	Su (kN/m²)	ν (-)
1	+2,6	-11,0	21,0	35,0	80,0	-	0,3
2	-11,0	-15,0	19,0	35,2	65,0	-	0,4
3	-15,0	-31,0	18,5	0,0	x	y	0,4
4	-31,0	-36,0	19,0	29,7	65,0	-	0,4
5	-36,0	-38,0	18,5	0,0	x	y	0,4
6	-38,0	~	21,5	49,6	89,2	-	0,4

Obs: 'x' e 'y' representam os valores que foram variados no estudo paramétrico.

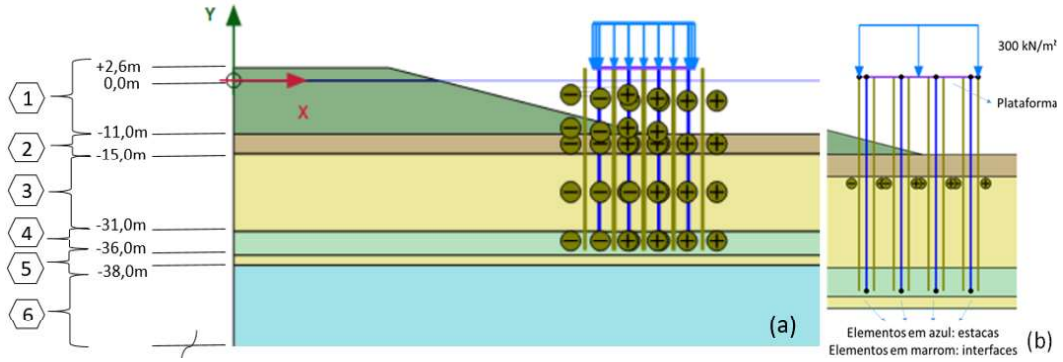


Figura 5.1: Modelo utilizado no estudo paramétrico: a) modelo global com indicação das camadas de solo; b) detalhamento com indicação dos elementos estruturais e carregamentos considerados.

Inicialmente foi definida a geometria da estrutura, os parâmetros dos materiais e as propriedades geotécnicas determinando assim as características principais do modelo numérico. Posteriormente foram descritas 9 análises, apresentadas na tabela 5.4

Tabela 5.4: Resumo propriedades do solo no estudo paramétrico

Modelo	S_u (kN/m²)	E (kN/m²)
MP1	30,0	5000,0
MP2	30,0	10000,0
MP3	30,0	15000,0
MP4	50,0	5000,0
MP5	50,0	10000,0
MP6	50,0	15000,0
MP7	80,0	5000,0
MP8	80,0	10000,0
MP9	80,0	15000,0

Nesses diferentes modelos, foram testados os diferentes valores de resistência não drenada e módulo de elasticidade mencionados da tabela 5.3 como ‘x’ e ‘y’. Essa variação auxiliou na compreensão da importância desses parâmetros na análise final de momentos e esforços atuantes na estrutura, assim como no balizamento para a definição das próximas etapas deste trabalho.

5.4. Resultados do estudo paramétrico

Nas figuras a seguir são apresentadas as tensões e deformações observadas nos modelos numéricos. Na figura 5.2 é apresentada a deformação da malha de elementos finitos do modelo MP7. Essa representação é apenas ilustrativa e suas escalas são aumentadas para que assim possa ser feita uma pré análise do comportamento do solo e das estruturas.

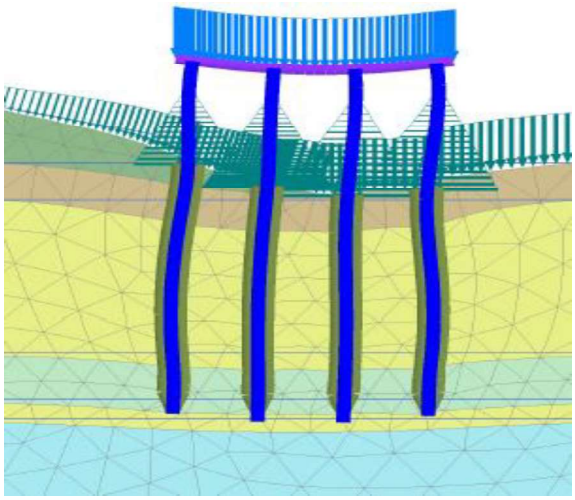


Figura 5.2: Modelo deformado MP7.

A figura 5.3a apresenta o comportamento dos deslocamentos horizontais do modelo MP7. Os resultados mostram que o cais apresenta uma tendência de tombamento, girando em relação a ponta da estaca E4. Enquanto o solo na frente da estaca E4 apresenta um deslocamento positivo, em função da movimentação da estrutura em direção ao mar, o solo atrás da estaca E1 tem deslocamento negativo, evidenciando a rotação do cais e o deslocamento solo em direção ao talude em consequência da movimentação da estaca E1. Vale ressaltar, que os deslocamentos nulos próximos nas fronteiras do modelo evidencias que as condições de contorno foram atendidas. Esse mesmo comportamento foi observado nos demais modelos apresentados na tabela 5.4. A figura 5.3b apresenta o deslocamento horizontal através de linhas de contorno na região próxima a estrutura do cais.

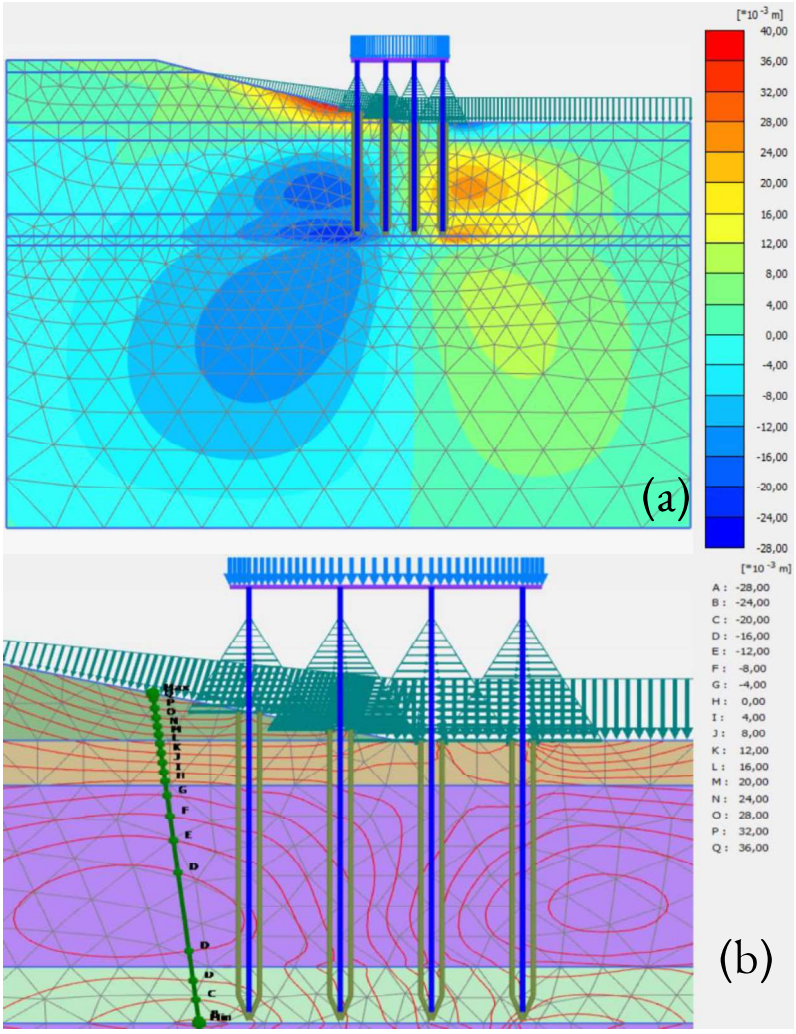


Figura 5.3: Comportamento dos deslocamentos horizontais no MP7: a) visão global com sombreamento de cores; b) detalhamento da região do cais com linhas de contorno.

A Figura 5.4(a) apresenta os resultados de deslocamentos verticais no modelo MP7 e a Figura 5.4(b) as setas de deslocamento horizontal na região mais próxima à estrutura do cais. De acordo com os resultados apresentados, é possível inferir que as estacas atuam de forma conjunta ao sofrerem as tensões consideradas no modelo, o que é conhecido como efeito de grupo. A região na qual ocorreram os maiores deslocamentos de solo foi na parte superior próximo as duas estacas centrais. Os resultados do MP7 mostram deslocamentos que chegam próximo dos 18 centímetros na região central das estacas. Já no solo do entorno das duas estacas externas ao cais e na ponta do grupo de estacas estes recalques são da ordem de 9 cm. Esses recalques mais elevados nas estacas centrais acarretam em maiores deformações e esforços na região central da estrutura do cais mostrado na Figura 5.1. A tendência de comportamento dos deslocamentos verticais observados para o modelo MP7 foi a mesma observada nos demais modelos propostos na Tabela 5.4.

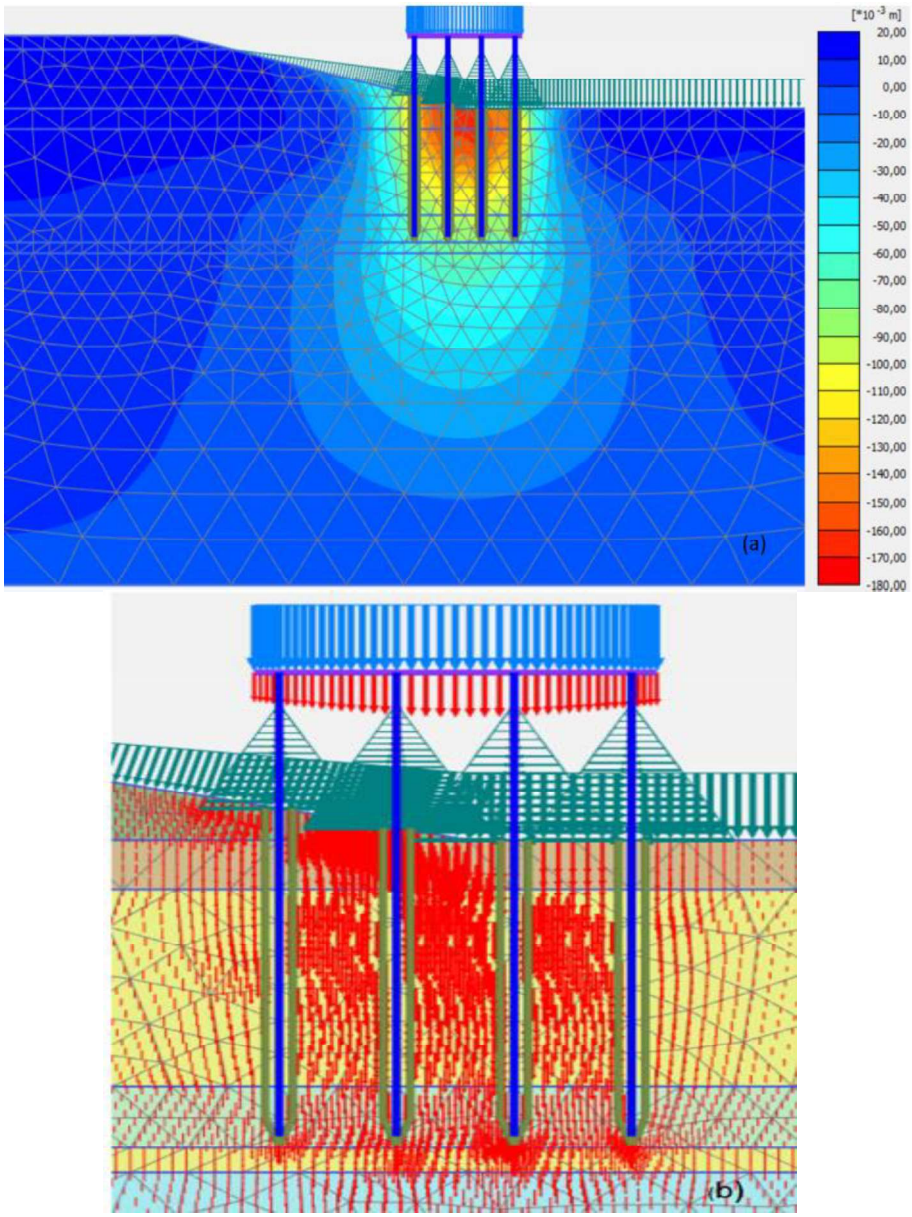


Figura 5.4: Comportamento dos deslocamentos verticais no MP7: a) visão global com sombreamento de cores; b) detalhamento da região do cais com indicação de setas de deslocamento.

Na Figura 5.5 são apresentados os valores das deformações verticais e horizontais ao longo da profundidade para cada uma das quatro estacas do cais no modelo MP1 (*Su* = 30 kPa e *E* = 5 Mpa). Já a Figura 5.6 apresenta os valores do esforço axial, esforços cortante e momento fletor obtidos nas quatro estacas do modelo MP1.

Podemos observar na Figura 5.5a que as estacas centrais E3 e E2, tendem a ter um maior deslocamento vertical quando comparadas com as estacas E1 e E4. Por outro lado, as estacas E2 e E3 apresentam menores deformações horizontais (Figura 5.5b) dos que as estacas externas E1 e E4. No trecho livre e nas camadas mais superficiais, com maior rigidez as estacas do cais tendem a se deslocar para a direita. Porém nas camadas

profundas e mais deformáveis, as estacas externas E1 e E4 tendem a flambar em sentidos opostos devido o carregamento vertical aplicado.

A Figura 5.6 evidencia que as tensões verticais que atuam nas quatro estacas têm magnitude bastante semelhantes entre si e que são basicamente esforços de compressão, tendo em vista que apenas um carregamento vertical é aplicado. A estaca E1 e E4 possuem uma tensão vertical levemente superior as demais, o que pode ser explicado por possuir uma parte do seu fuste no talude transmitindo assim essa parcela de tensão para o solo. Os esforços cortante e de momentos fletores observados na Figura 5.6 acompanham a tendência das deformações horizontais apresentadas na Figura 5.5(b). Nas estacas E1 e E4 são observados os maiores valores de esforço cortante e momento fletor, com magnitudes semelhantes, porém sentidos opostos. Vale destacar, que os valores do esforço cortante e do momento fletor tendem a inverter o seu sentido em função da mudança de rigidez das camadas ao longo da profundidade.

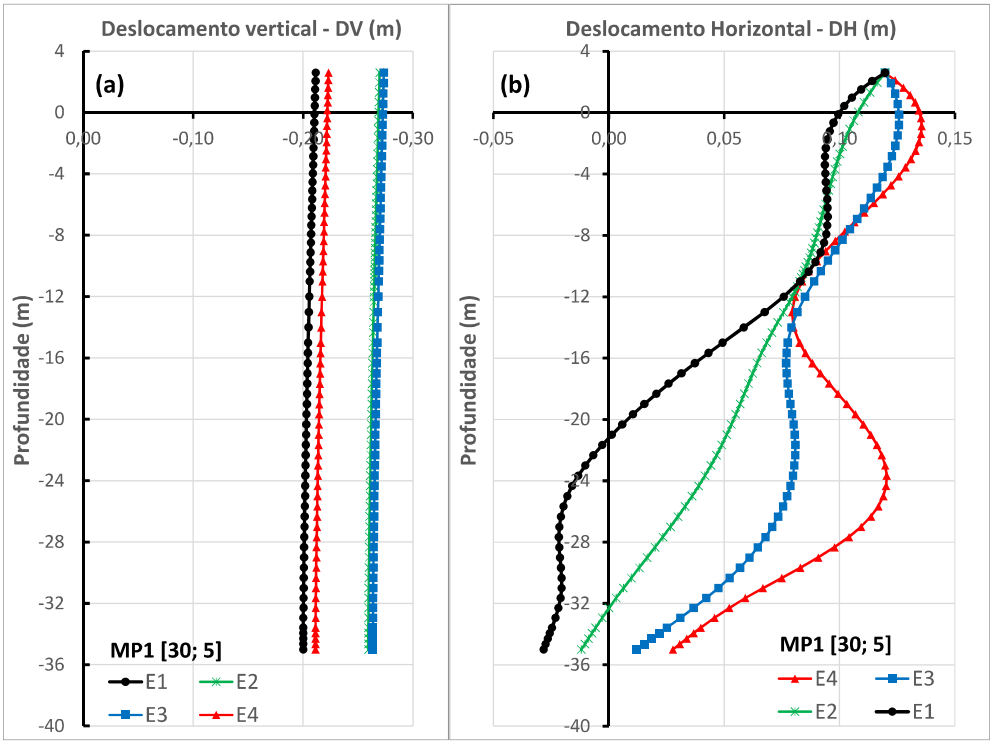


Figura 5.5: Deformações nas quatro estacas do modelo MP1 ao longo da profundidade; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal.

Após realizadas as etapas de cálculos para as nove variações de parâmetros propostas, os resultados máximos de força axial, esforço cortante, momento fletor, deslocamento horizontal e deslocamento vertical foram coletados e agrupados em gráficos para melhor compreensão da variação desses resultados em função da variação dos parâmetros do solo. Os itens a seguir mostram os resultados obtidos para todas as estacas de todos os modelos propostos. Os resultados de maior relevância para o estudo são apresentados no corpo do texto e o conjunto de resultados provenientes do estudo paramétrico não apresentados no texto é complementado no Apêndice C.

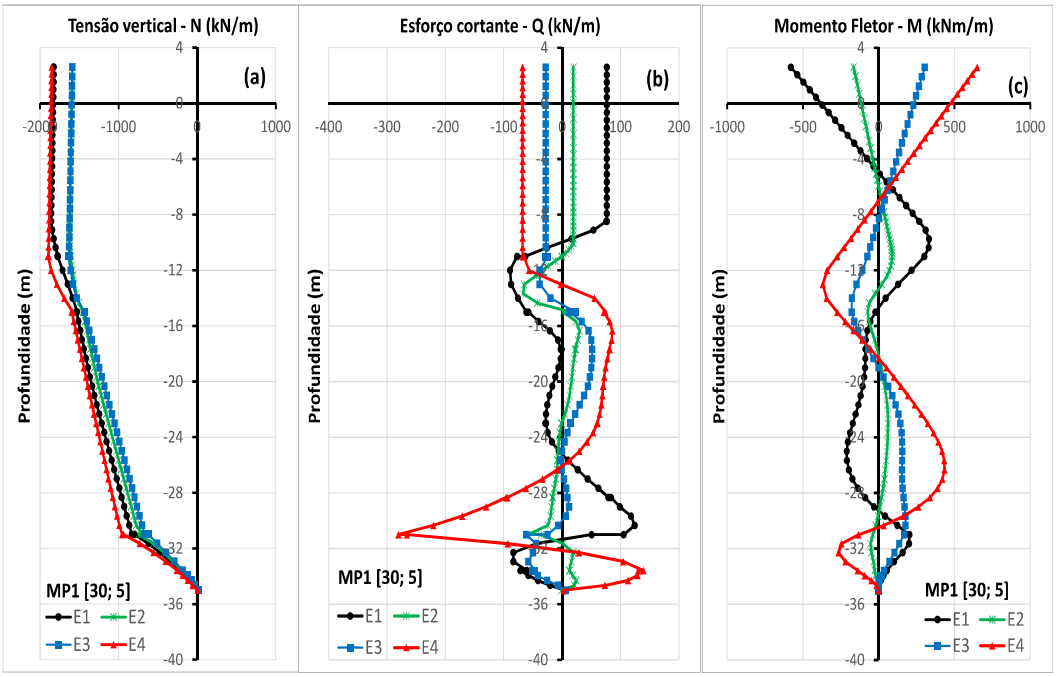


Figura 5.6: Esforços atuantes nas quatro estacas do modelo MP1 ao longo da profundidade; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor.

5.4.1. Análise do estudo paramétrico para a Estaca 1

Neste item são apresentados os resultados obtidos na estaca E1 dos modelos numéricos do cais proposto. A Figura 5.7 apresenta os valores do esforço axial, esforço cortantes e momentos fletor ao longo de todo o comprimento da estaca E1 (início em 2,60 m e fim em -35,00 m) no modelo MP7 (Su = 80 kPa e E = 5 MPa). Já a Figura 5.8 mostra as deformações verticais e horizontais ao longo da estaca E1 para o mesmo modelo.

Podemos observar na Figura 5.7a que o esforço axial atuante na estaca apresenta um leve incremento de valor até a profundidade de 9 m que decresce após essa cota em função da transferência de carga da estaca para o solo. Em relação ao esforço cortante na estaca apresentado na Figura 5.7b, observa-se grande mudança de sentido em três momentos. A primeira inversão de sentido ocorre a partir dos 9 m de profundidade, enquanto que a segunda troca de sentido é observada no centro da grande camada argilosa e a terceira ocorre na cota de -33 m, abaixo da cota da segunda camada arenosa. Essa troca de sentido do esforço cortante está relacionada à resistência das camadas arenosas, que atuam como suportes das tensões desenvolvidas ao longo da estaca. O maior esforço cortante positivo encontrado para a estaca E1 do modelo MP7 é de 143,5 kN/m, enquanto que o negativo é de -108,9 kN/m.

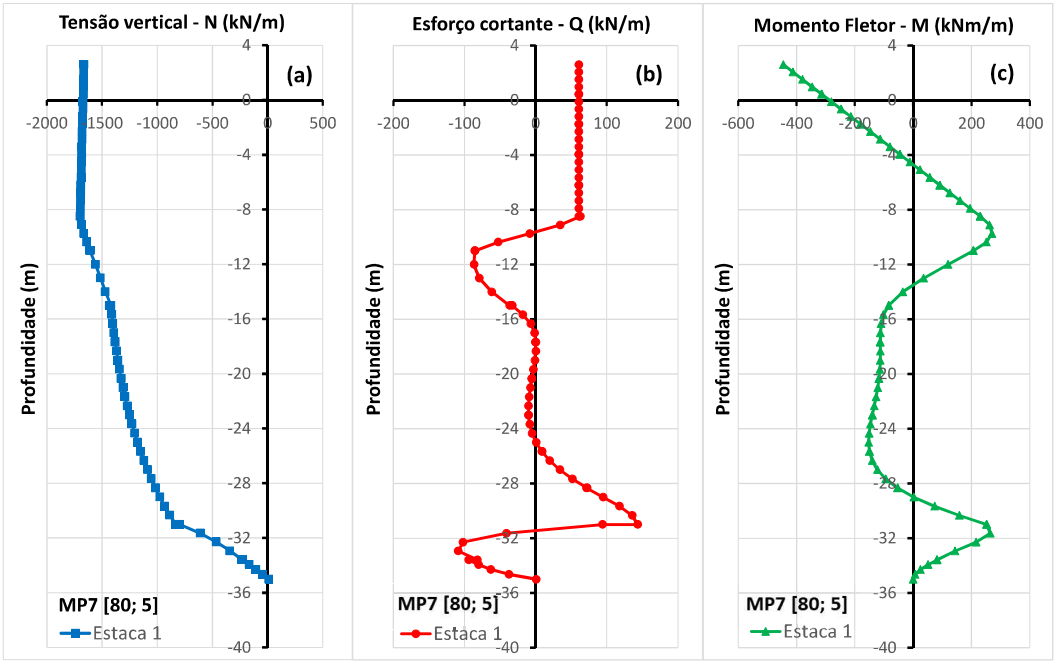


Figura 5.7: Esforços atuantes na estaca E1 do modelo MP7 ao longo da profundidade; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor.

O desenvolvimento dos momentos observados na Figura 5.7(c) mostra valores positivos nas proximidades das camadas arenosas (de 2,60 m até -15,00 m, de -31,00 m até -36,00 m e de -38,00 m em diante) e negativos desde o topo da estaca até a primeira camada de aterro (cotas variáveis de acordo com a estaca) e também na camada argilosa espessa do solo (de -15,00 m até -31,00 m). O momento fletor apresenta valores nulos nas cotas -29,00 m e -14,00 e tem valores máximos e mínimos de 264,20 kNm/m e -280,17 kNm/m, respectivamente.

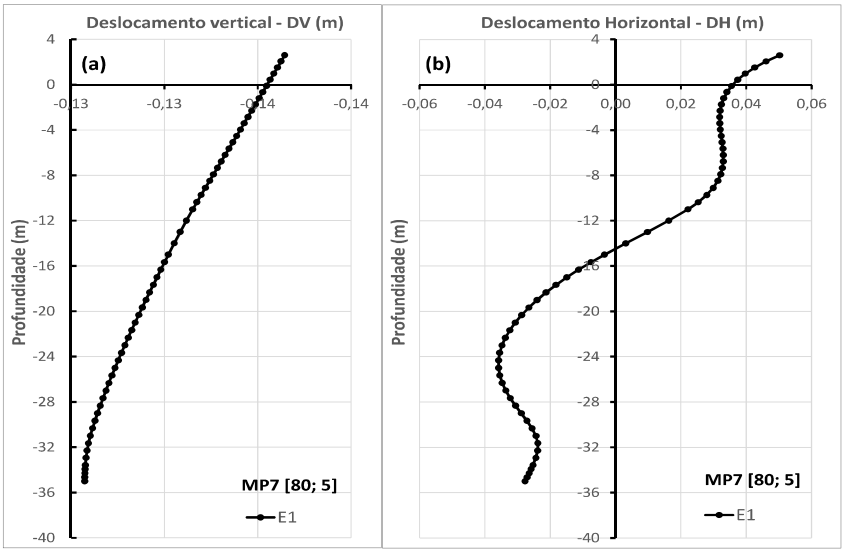


Figura 5.8: Deslocamentos ocorrendo na estaca ao longo da profundidade.

Na Figura 5.8a podemos observar o encurtamento elástico que ocorre na estaca E1 do modelo MP7, tendo em vista a variação dos recalques que ocorrem no topo e na base da estaca. O deslocamento vertical apresenta valores na faixa entre 0,12 m e 0,14 m. A Figura 5.8b, mostra que o deslocamento horizontal ocorre numa faixa de 0,05 m até -0,03 m. O sentido de deslocamento horizontal para a direita no topo da estaca é explicado pela atuação de forças laterais decorrentes do deslocamento de terra do talude. Esse deslocamento vai diminuindo a medida em que a estaca se aprofunda nas camadas de solo, sendo que ao adentrar a espessa camada argilosa, o deslocamento inverte seu sentido a passa a atuar com direção contrária a inicial. Observa-se que dos 15,0 m de profundidade até os 25,0 m ocorre um acréscimo do deslocamento, seguido de uma posterior retração entre 30,0 m e 32,0 m. Essa retração do deslocamento horizontal ocorre devido à presença de uma camada argilosa de menor espessura próxima da cota final da estaca.

Nas Figura 5.9 e 5.10 são comparados os esforços atuantes na estaca E1 ao longo da profundidade em diferentes modelos. A Figura 5.9 avalia a influência nos esforços gerados na estaca E1, quando o valor de Su é mantido constante e os valores de E são variados. Na Figura 5.10, os mesmos esforços são avaliados, mas desta vez, o valor de E é fixado e a influência dos três valores de Su é analisada.

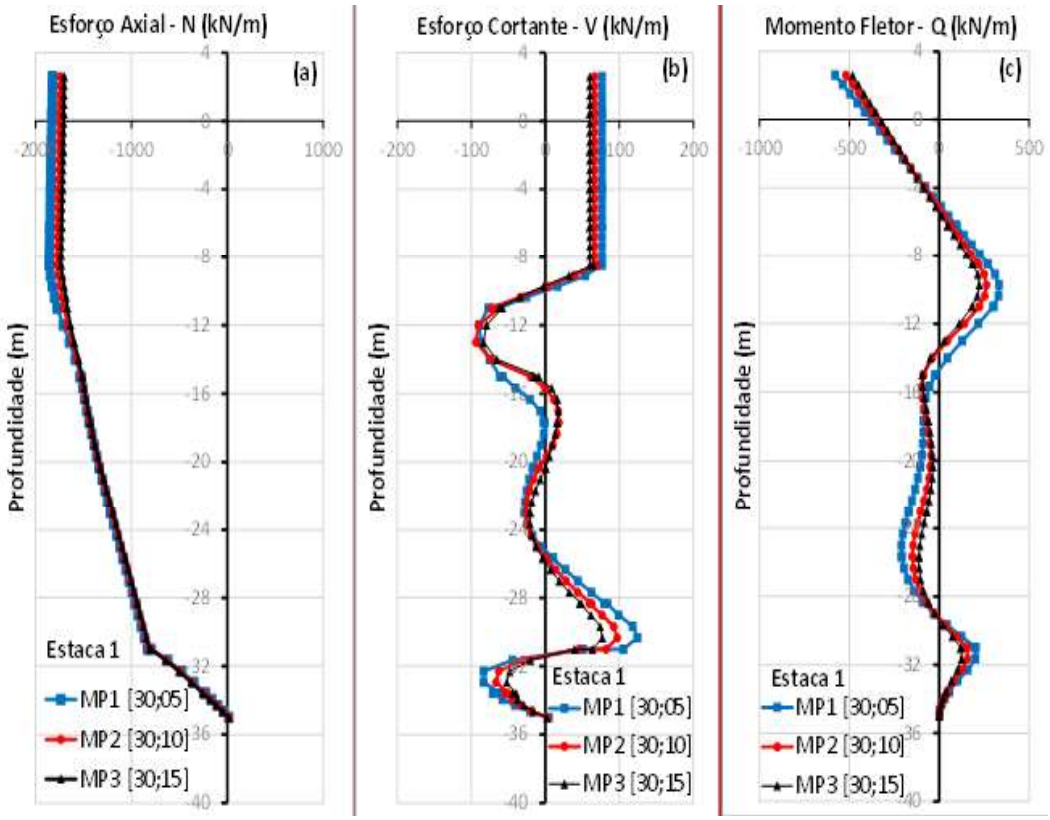


Figura 5.9: Comparação entre os esforços atuantes na estaca E1 ao longo da profundidade para os modelos MP1, MP2 e MP3; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor.

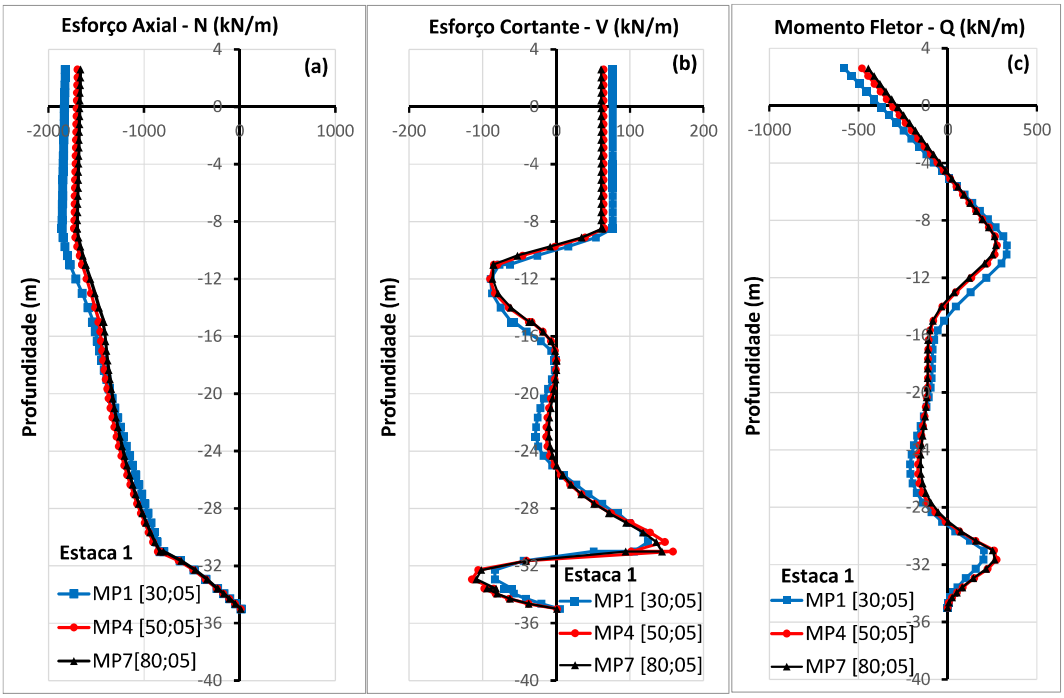


Figura 5.10: Comparação entre os esforços atuantes na estaca E1 ao longo da profundidade para os modelos MP1, MP4 e MP7; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor.

Ao avaliar o esforço axial em ambas as figuras, é notável que a variação dos esforços se encontra numa faixa muito estreita de valores, especialmente a partir dos 12 metros de profundidade. Apesar dos modelos apresentarem comportamentos semelhantes, os valores encontrados no MP1 são maiores, fato explicado pela menor resistência encontrada no solo deste modelo. Essa menor resistência apresentada também pode ser verificada nos gráficos de esforço cortante e momento fletor, (figura 5.9) com o modelo MP1 apresentando variações maiores ao longo da profundidade.

Tanto ao serem fixados os valores de Su quanto de E, cinco diferentes mudanças de comportamento no gráfico do esforço cortante são observadas. Pontos de inflexão são verificados especialmente na mudança de configuração do solo, nas variações entre areia e argila. Na figura 5.9 são observados cinco momentos nos quais ocorre mudança de sentido do esforço cortante, enquanto que na figura 5.10 também são observadas essas mesmas alterações, porém com uma menor variação dos esforços máximos ocorrendo na camada argilosa que vai dos 15 aos 31 metros de profundidade e maiores valores absolutos tanto negativos quanto positivos ocorrendo a partir dos 30 metros de profundidade.

Os momentos de ambos as avaliações realizadas nos gráficos anteriores apresentam configuração semelhante, mostrando que os valores de momento pouco se alteram ao serem modificados esses parâmetros do solo. Os resultados com variação do E e de Su mais uma vez apresentam semelhança, porém sendo observada uma maior sensibilidade dos modelos ao serem variados os valores de E.

Avaliando a variação de esforços de maneira geral ao se fixar os valores de E, fica evidente que apresentam uma menor discrepância de resultados em comparação com a

fixação do Su. Ao longo da profundidade, seus resultados pouco variam, mostrando que a variação de Su tem menor relevância do que a variação do E ao serem avaliados esforços atuantes em estacas. Na Tabela 5.5 é apresentada a compilação dos resultados obtidos para a estaca 1 em todos os modelos.

Tabela 5.5: Resultados de esforços e deslocamentos na estaca E1.

Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Horizontal	Vertical
MP1	30	5	-1858.0	124.5	-579.0	0.120	-0.211
MP2	30	10	-1776.0	97.3	-518.9	0.101	-0.142
MP3	30	15	-1738.0	-83.9	-483.1	0.090	-0.119
MP4	50	5	-1732.0	158.3	-480.3	0.062	-0.142
MP5	50	10	-1652.0	100.5	-411.9	0.043	-0.108
MP6	50	15	-1613.0	-83.4	-375.7	0.037	-0.096
MP7	80	5	-1700.0	143.5	-445.1	0.050	-0.136
MP8	80	10	-1627.0	89.3	-384.2	0.032	-0.104
MP9	80	15	-1593.0	-75.6	-352.5	0.026	-0.092

Através dos resultados observa-se que que as variações entre MP1 e MP3, MP4 e MP6 e MP7 e MP9 não passam dos 5% para os esforços axiais, evidenciando a pouca representatividade do E nesse esforço. Já para o esforço cortante, ocorre um decréscimo de 22% entre MP1 e MP2, 37% entre MP4 e MP5 e de 38% entre MP7 e MP8, mostrando assim que a alteração de 5 MPa no E pode causar grandes variações. Os momentos têm sua alteração máxima de 14% ocorrendo entre MP4 e MP5 e MP7 e MP8, acompanhando assim as alterações máximas observadas nos cortantes.

Percebe-se que pouca alteração de valores ocorre no esforço axial, mesmo com as alterações de E e Su das camadas argilosas. Como a estaca está assentada sobre a camada arenosa final, era esperado que essas variações não causassem grandes divergências entre os resultados. Os maiores valores de esforços são visíveis nos modelos com E = 5 MPa, fato que ocorre devido à baixa resistência apresentada pelo solo nessas condições.

Ao serem avaliados os deslocamentos, a tendência de comportamento segue a mesma, com maiores resultados nos modelos com E e Su mais baixo. Entre os modelos MP7 e MP8 é observada a maior variação de resultado de deslocamento horizontal, com um decréscimo de 37% (0,018 m) entre o primeiro e o segundo. A segunda maior queda de deslocamento ocorre entre MP4 e MP5, com 31% de redução, seguida do MP1 e MP2 com 15%. Apesar de serem porcentagens elevadas, essa variação máxima de 37% significa menos de 2 centímetros por exemplo.

Nos deslocamentos verticais, temos a máxima de variação ocorrendo entre o MP1 e MP2, com 33% de variação que representam menos de 7 centímetros. Entre MP4 e MP5, e MP7 e MP8 ocorrem os mesmos 24% de variação horizontal para o acréscimo de 5 MPa no módulo de elasticidade das argilas.

Tendo observado que os comportamentos dos esforços e deslocamentos seguem a mesma tendência ao serem realizadas variações nos parâmetros de E e Su, serão a partir de agora avaliados os valores máximos encontrados nas diferentes modelagens. Essa avaliação de valores máximos será também continuada para as estacas E2, E3 e E4.

Podemos observar nas figuras de 5.11 a 5.14 que os gráficos do esforço axial, momento fletor e deslocamentos horizontal e vertical apresentam um comportamento semelhante, tendo sua maior discrepância na faixa de Su = 30 kN/m².

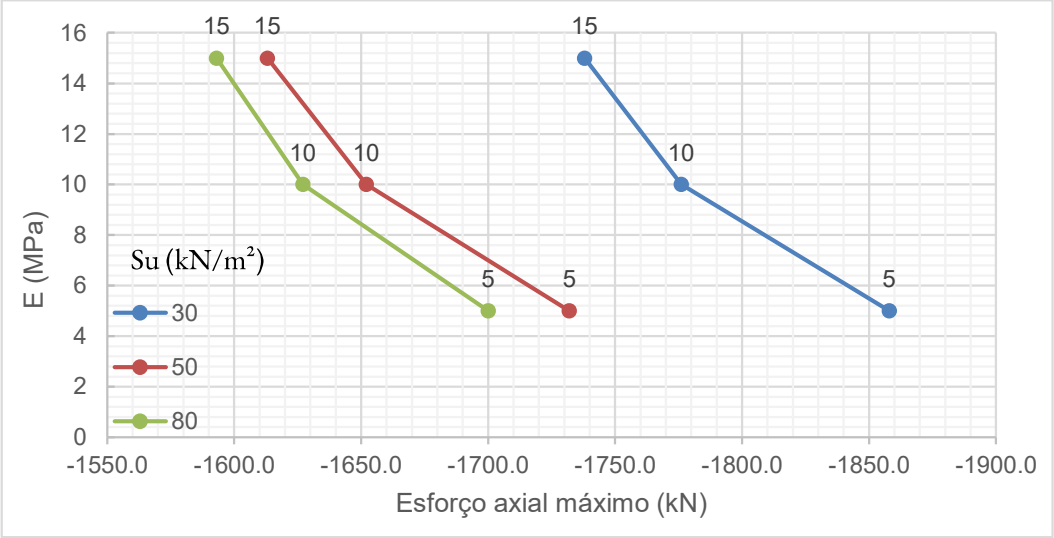


Figura 5.11: Comportamento do resultado do esforço axial máximo com variação do Su na E1.

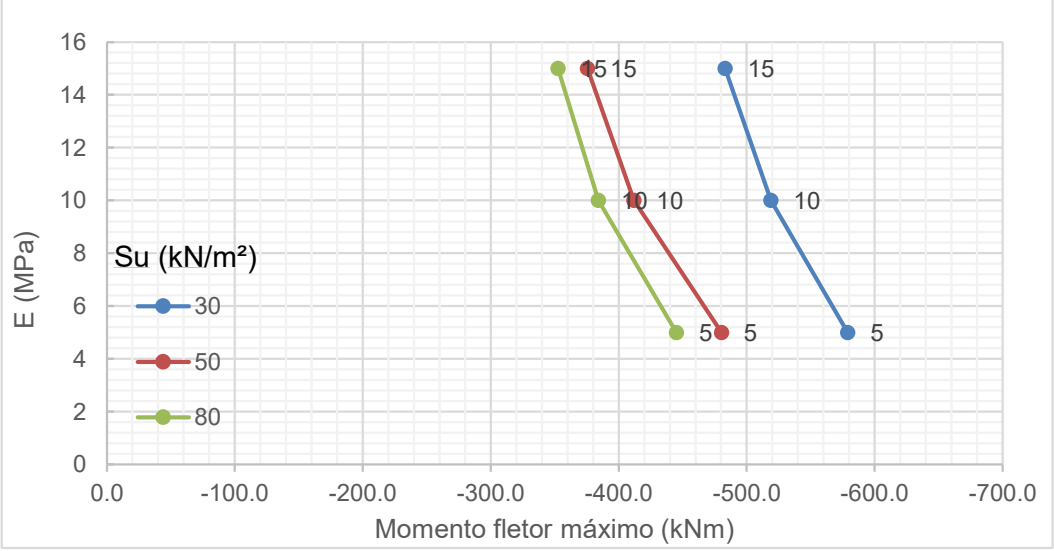


Figura 5.12: Comportamento do resultado do momento fletor máximo com variação do Su na E1.

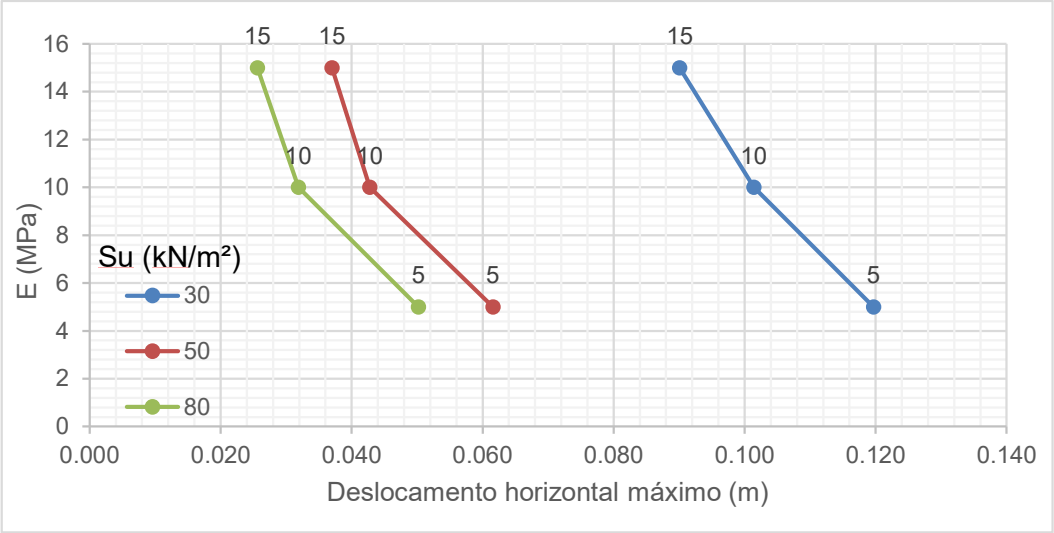


Figura 5.13: Comportamento do resultado do deslocamento horizontal máximo com variação do Su na E1.

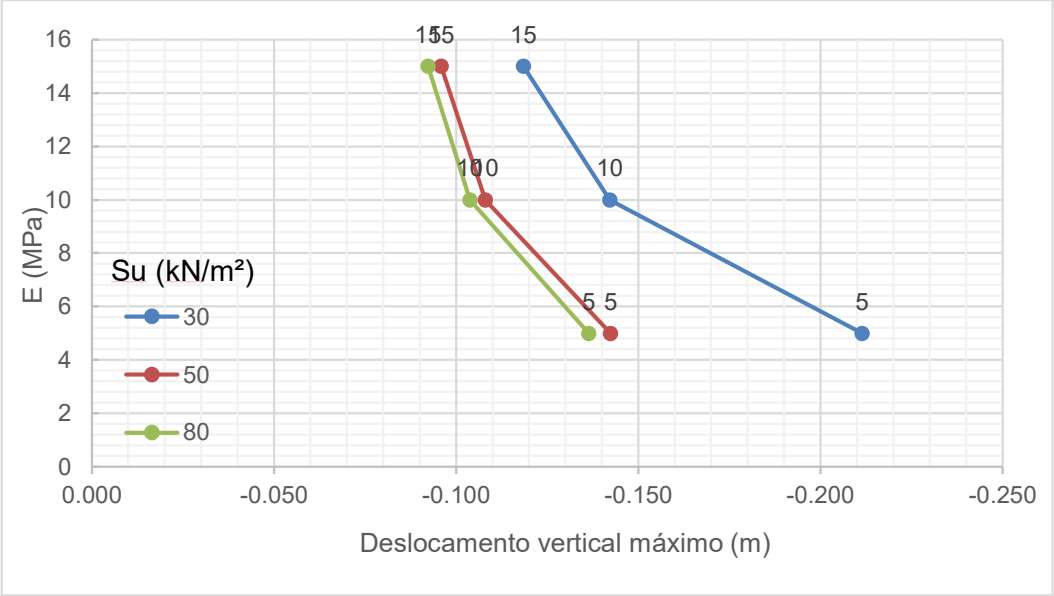


Figura 5.14: Comportamento do resultado do deslocamento vertical máximo com variação do Su na E1.

Já o gráfico do esforço cortante máximo apresentado na figura 5.15 mostra um comportamento peculiar, conforme citado anteriormente. Fica evidente a alteração do sentido de resultante do esforço cortante máximo, mostrando que a variação dos parâmetros pode alterar de forma significativa os resultados obtidos nos modelos.

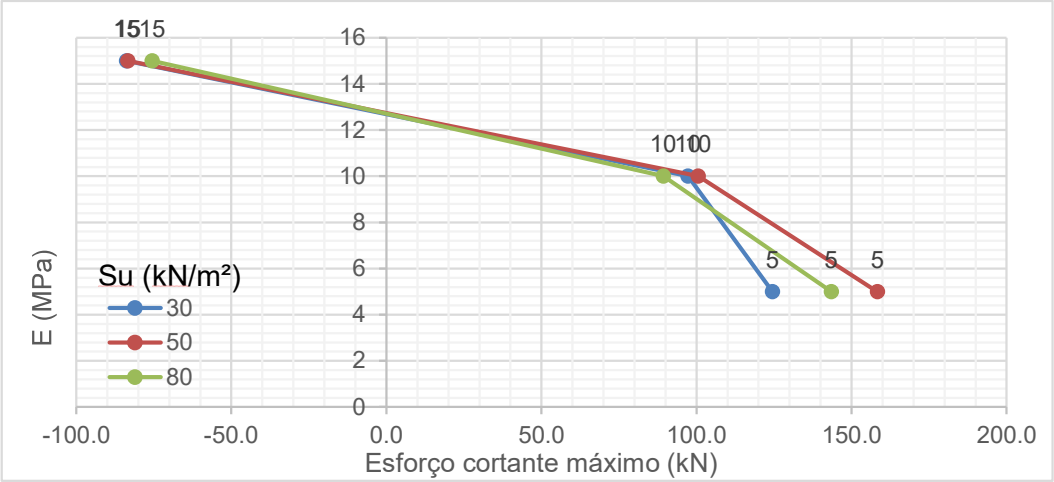


Figura 5.15: Comportamento do resultado do esforço cortante máximo com variação do Su na E1.

5.4.2. Análise do estudo paramétrico para a Estaca 2

Na figura 5.16 podem ser observados os valores dos esforços na estaca 2 ao longo da profundidade. Foram comparados os esforços medidos nos modelos MP4, MP5 E MP6, que apresentam S_u de 50 kN/m². A figura 5.16 (a) apresenta os valores de tensão vertical, enquanto a figura 5.16 (b) apresenta o esforço cortante medido e na figura 5.16 (c) pode ser observado o momento fletor. Os resultados mostram, assim como na estaca 1, uma tendência de comportamento semelhante, com pouca ou nenhuma variação dos valores obtidos para os esforços.

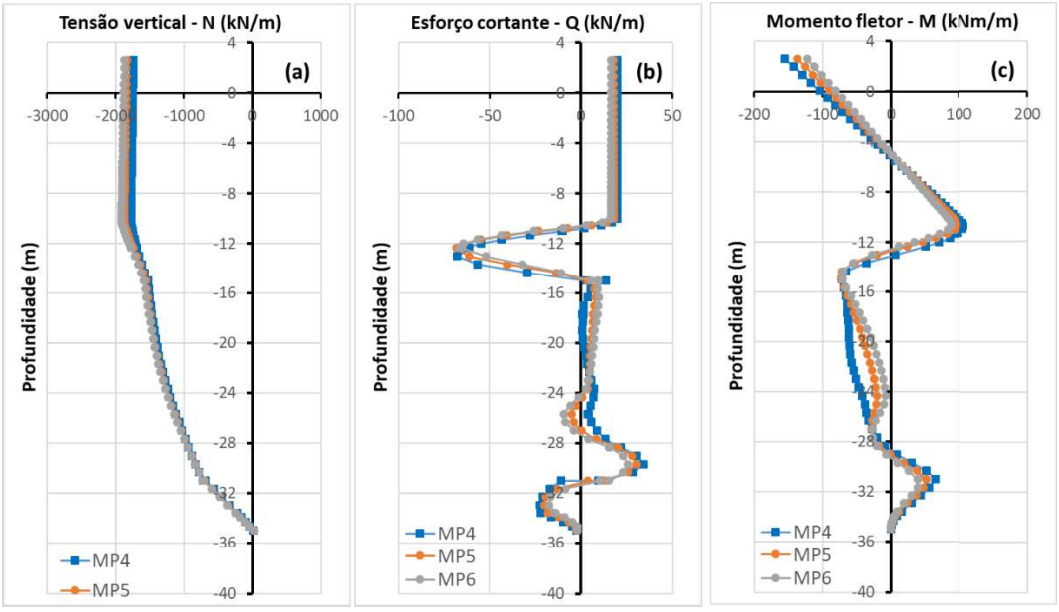


Figura 5.16: Comparação entre os esforços atuantes na estaca E2 ao longo da profundidade para os modelos MP4, MP5 e MP6; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor.

Já na figura 5.17, são apresentados os resultados de deslocamento vertical e horizontal na estaca 2 para três modelos distintos, MP2, MP5 e MP7. Enquanto o modelo MP2 apresenta resultados de deslocamento horizontal máximo próximo dos 10 cm, os modelos MP5 e MP7 mantem o deslocamento ao longo da profundidade em no máximo 5 cm.

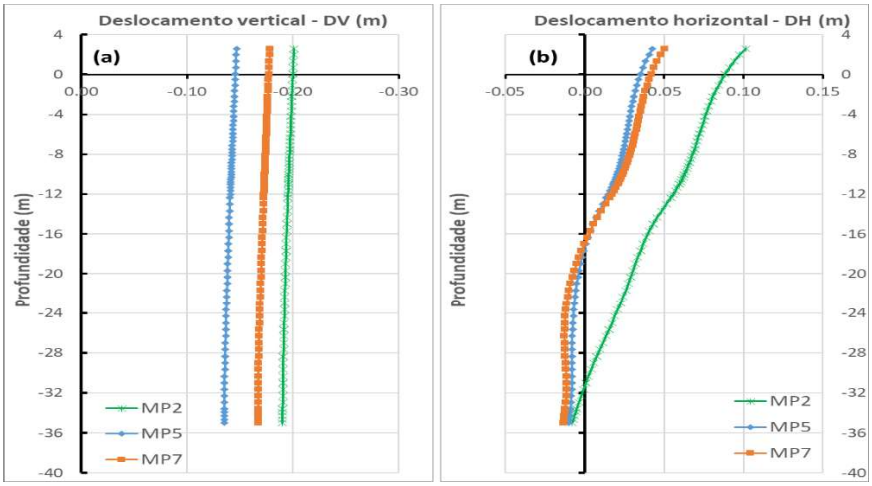


Figura 5.17: Comparação entre os deslocamentos na estaca E2 ao longo da profundidade para os modelos MP2, MP5 e MP7; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal.

Nota-se que, assim como na estaca E1, os resultados de deslocamentos e esforços para a estaca E2 não são significativamente discrepantes. Tendo isso em vista, mais uma vez serão analisados os resultados em função dos valores máximos obtidos.

A tabela 5.6 apresenta os valores máximos dos esforços e deslocamentos na estaca E2 de acordo com o modelo determinado. Os resultados mostram que o esforço axial acompanha o crescimento do módulo de elasticidade, resultando num valor máximo de 1917 kN no MP9. O esforço cortante não apresenta grande variação, o que pode ser explicado pelo fato de a estaca 2 não estar sofrendo grandes tensões oriundas da massa de solo do talude.

Tabela 5.6: Resultados de esforços e deslocamentos na estaca E2.

Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Horizontal	Vertical
MP1	30	5	-1627.0	-66.7	-165.3	0.120	-0.270
MP2	30	10	-1754.0	-77.9	-184.7	0.101	-0.200
MP3	30	15	-1813.0	-72.9	-183.7	0.090	-0.175
MP4	50	5	-1778.0	-67.7	-155.3	0.062	-0.191
MP5	50	10	-1876.0	-68.4	-137.1	0.043	-0.147
MP6	50	15	-1916.0	-66.8	-123.1	0.037	-0.130
MP7	80	5	-1798.0	-67.9	-136.5	0.050	-0.178
MP8	80	10	-1886.0	-62.1	-119.2	0.032	-0.137
MP9	80	15	1917.0	-61.8	-107.8	0.026	-0.121

A maior variação dos resultados de deslocamento é observada na comparação entre o MP7 e MP8, no qual um acréscimo de 5 MPa no E causa uma diminuição de 37% no deslocamento horizontal. Um novo acréscimo de 5 MPa entre o MP8 e MP9 causa nova retração da horizontalidade em 20%.

As maiores discrepâncias de valores para o deslocamento vertical ocorrem entre o MP1 e MP2, com diminuição de 26% do recalque, e entre o MP4 e MP5 e MP7 e MP8, ambas com 23% de retração. Essa diminuição dos valores ocorre devido ao aumento dos parâmetros de resistência do solo, que são responsáveis diretamente pelos resultados.

Pouca alteração é observada nos resultados de esforços axiais, sofrendo leves acréscimos dos seus valores a medida em que aumentam os parâmetros de resistência do solo. O aumento do esforço axial é causado por uma maior resistência do solo ao serem transmitidos pela estaca os esforços causados nela.

Na figura 5.18 são apresentados os valores de momento fletor máximos na estaca 2 em função da variação de S_u dos diferentes modelos propostos. Através do gráfico fica evidente o comportamento não linear apresentado ao fixar o E como 5 MPa e alterar os valores de S_u. É notável também que ao fixar o valor de S_u como 30 kN/m², não há relevantes modificações nos momentos ao ser acrescido de 5 MPa para 10 MPa e 15 MPa o valor de E, como evidenciado pelo MP2 e MP3.

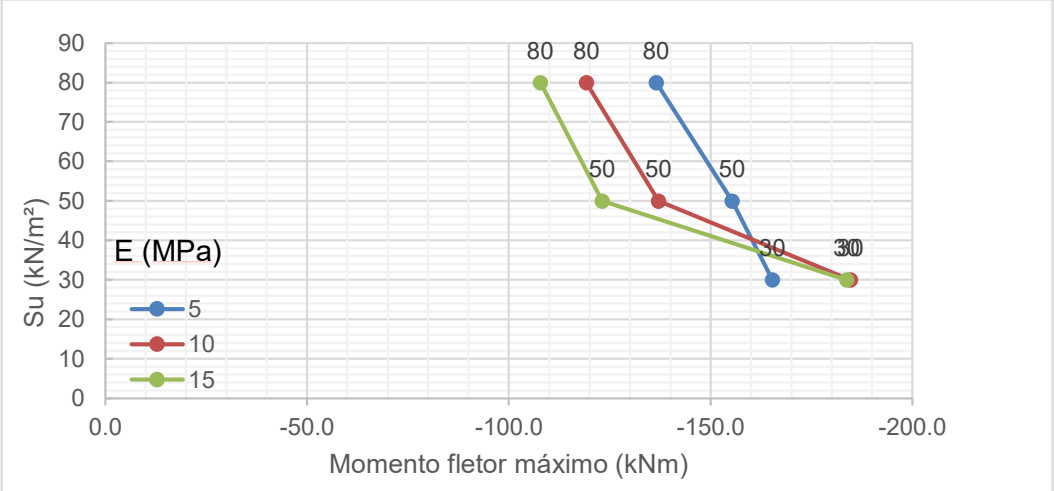


Figura 5.18: Comportamento da resistência não drenada x momento fletor máximo na E2.

O mesmo comportamento ocorre para o esforço cortante no MP2 e MP5, o qual sofre aumento nos valores máximos ao serem acrescidos os parâmetros de E de 5 para 10 MPa, e então uma posterior queda nos resultados ao ser acrescido novamente o E de 10 para 15 MPa. Apesar desse comportamento, nota-se através da figura 5.19 que na estaca E2 o esforço cortante não sofre grandes alterações nos seus valores máximos ao serem modificados os parâmetros do solo.

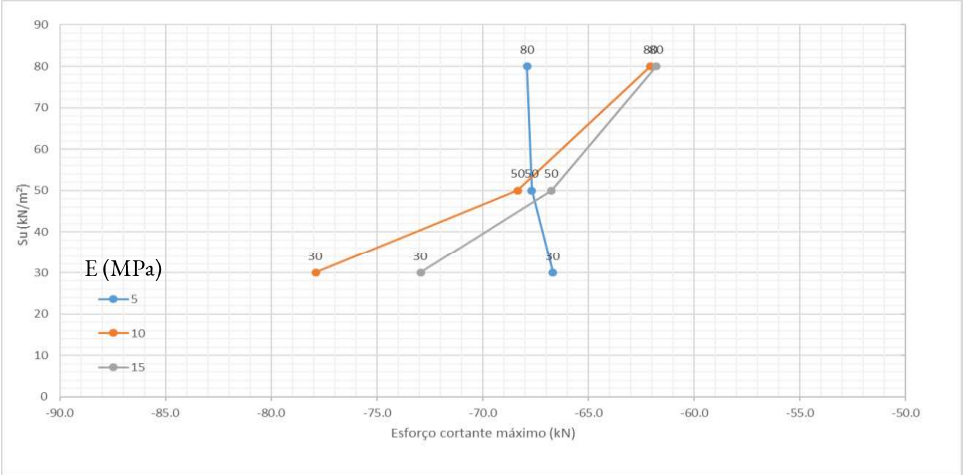


Figura 5.19: Comportamento da resistência não drenada x esforço cortante máximos na estaca E2.

5.4.3. Análise do estudo paramétrico para a Estaca 3

Na tabela 5.7 podemos observar os resultados dos esforços e deslocamentos obtidos para a estaca E3. Novamente o esforço cortante apresenta o comportamento de inversão de sentido de atuação em valores máximos. Assim como na estaca E1, nota-se que esta inversão pode estar relacionada à redistribuição de tensões ocorridas nos modelos MP1 e MP4, por apresentarem solos com baixo valor de E, portanto, sendo mais deformáveis.

Tabela 5.7: Resultados de esforços e deslocamentos na estaca E3.

Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Horizontal	Vertical
MP1	30	5	-1638.0	-61.6	304.7	0.126	-0.274
MP2	30	10	-1639.0	45.2	266.0	0.103	-0.214
MP3	30	15	-1641.0	47.3	238.3	0.091	-0.190
MP4	50	5	-1711.0	-33.0	254.6	0.064	-0.199
MP5	50	10	-1769.0	25.8	211.8	0.045	-0.152
MP6	50	15	-1814.0	35.9	188.9	0.039	-0.135
MP7	80	5	-1771.0	32.1	243.5	0.053	-0.183
MP8	80	10	-1828.0	31.5	200.6	0.034	-0.140
MP9	80	15	-1871.0	35.6	178.7	0.028	-0.123

Na figura 5.20 observa-se o comportamento do esforço cortante ao longo da estaca E3 para os modelos MP4, MP5 e MP6. O gráfico mostra a diferença de redistribuições de tensões ao longo do fuste da estaca, especialmente ao longo da espessa camada argilosa que vai de -15,0 m a -31,0 m. Essa redistribuição causa a alteração do sentido de atuação do esforço cortante máximo na estaca.

O esforço axial ao longo da profundidade apresenta resultados quase constantes, assim como o momento fletor. As maiores variações ocorrem no esforço cortante, porém essa variação não apresenta grande magnitude, não sendo determinante a ponto de interferir no projeto.

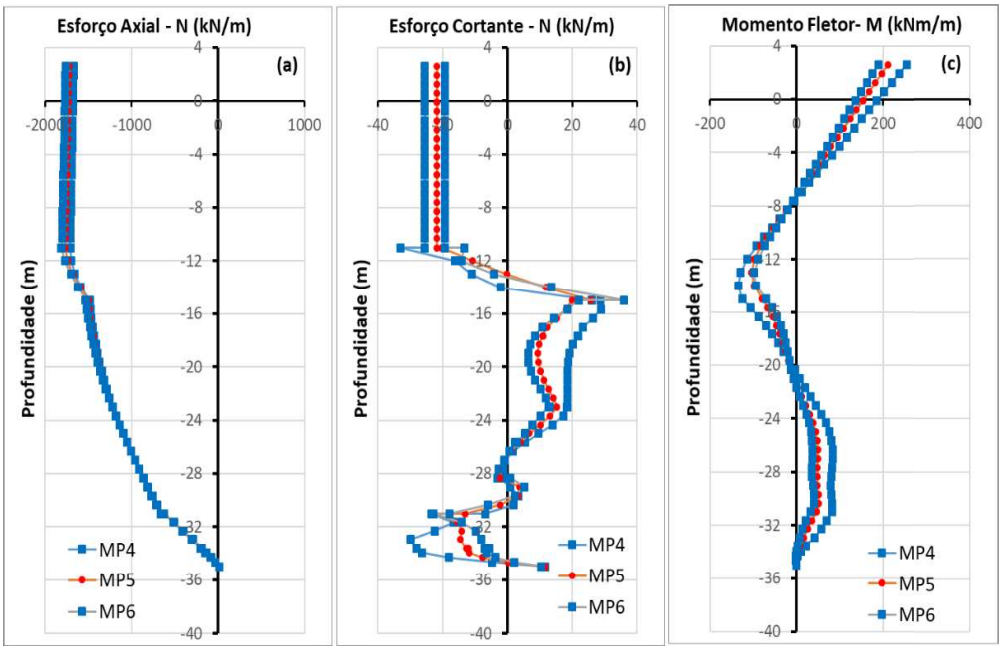


Figura 5.20: Comportamento do esforço cortante da estaca E3 no MP4, MP5 e MP6.

A figura 5.21 onde são apresentados os valores máximos de esforço cortante na estaca 3, observa-se novamente o comportamento de inversão de sinal do esforço cortante, porém nesta análise foi fixado o valor de E e modificado o valor de S_u. Se destaca o comportamento do solo mais deformável, com módulo de elasticidade igual a 5 MPa. Os modelos MP1 e MP4 são os únicos que apresentam o esforço cortante negativo, resultado dos baixos valores de resistência não drenada e módulo de elasticidade. Os resultados mostram que a variação do esforço cortante é de 39% entre o MP6 e MP4, evidenciando que o acréscimo de S_u, por tornar o solo mais rígido, causa uma diminuição da tensão máxima observada.

As alterações são mínimas no esforço axial, sofrendo um acréscimo de 3% quando acrescidos os parâmetros de resistência do solo. Já no momento, as alterações podem chegar a 18% entre o MP7 e MP8. Nos deslocamentos, a redução de horizontalidade é de 35% entre o MP7 e MP8 e de 24% entre o MP4 e MP5 no sentido vertical.

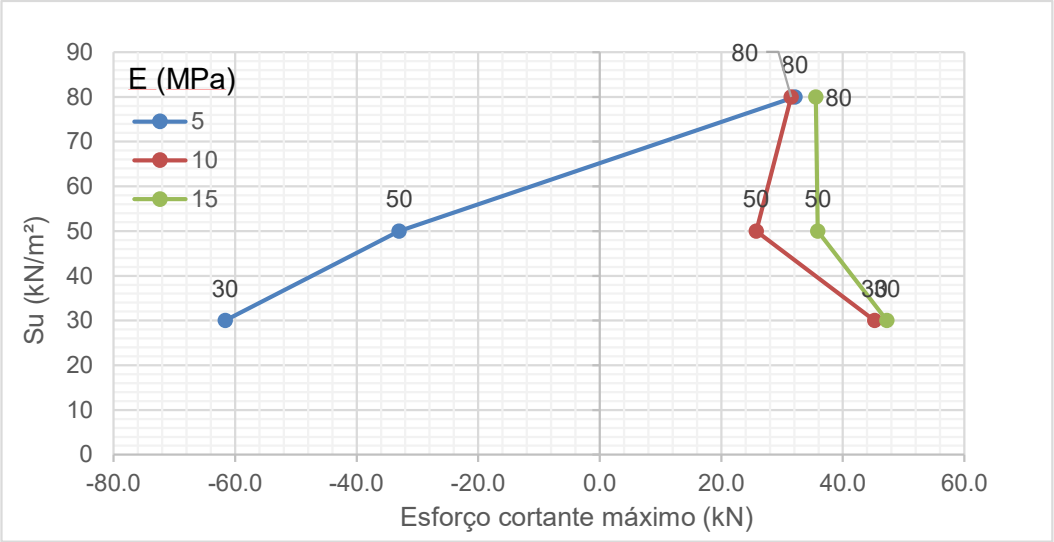


Figura 5.21: Comportamento da resistência não drenada x esforço cortante máximo na estaca E3.

5.4.4. Análise do estudo paramétrico para a Estaca 4

Na estaca 4, os resultados seguem a tendência de comportamento das estacas anteriores. Na figura 5.22 os resultados de tensões ao longo da profundidade para os modelos MP4, MP5 e MP6 são comparados. Temos na figura 5.22 (a) os resultados de esforço axial, 5.22 (b) esforço cortante e 5.22 (c) momento fletor atuantes na estaca.

Já na tabela 5.8 são apresentados os valores máximos dos esforços e deslocamentos medidos na estaca E4. Os resultados mostram que a variação de deslocamento horizontal entre o MP1 e MP9 é de 10,3 cm, enquanto o deslocamento vertical é de 12,5 cm. Nos esforços, a maior discrepância de resultados máximos e mínimos se dá entre o MP1 e MP9, sendo de 896 kN no esforço axial, 202,4 kN para o esforço cortante e 247,2 kNm no momento fletor.

Tabela 5.8: Resultados de esforços e deslocamentos na estaca E4.

Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Deslocamento x	Deslocamento y
MP1	30	5	-1897.0	-280.6	650.8	0.136	-0.223
MP2	30	10	-1844.0	-258.4	580.6	0.112	-0.178
MP3	30	15	-1818.0	-240.3	543.3	0.099	-0.159
MP4	50	5	-1785.0	-157.1	543.2	0.072	-0.164
MP5	50	10	-1714.0	-121.2	474.3	0.051	-0.123
MP6	50	15	-1673.0	-101.8	434.7	0.045	-0.109
MP7	80	5	-1741.0	-123.6	510.5	0.060	-0.149
MP8	80	10	-1675.0	-82.3	438.2	0.040	-0.111
MP9	80	15	-1639.0	78.4	403.6	0.033	-0.098

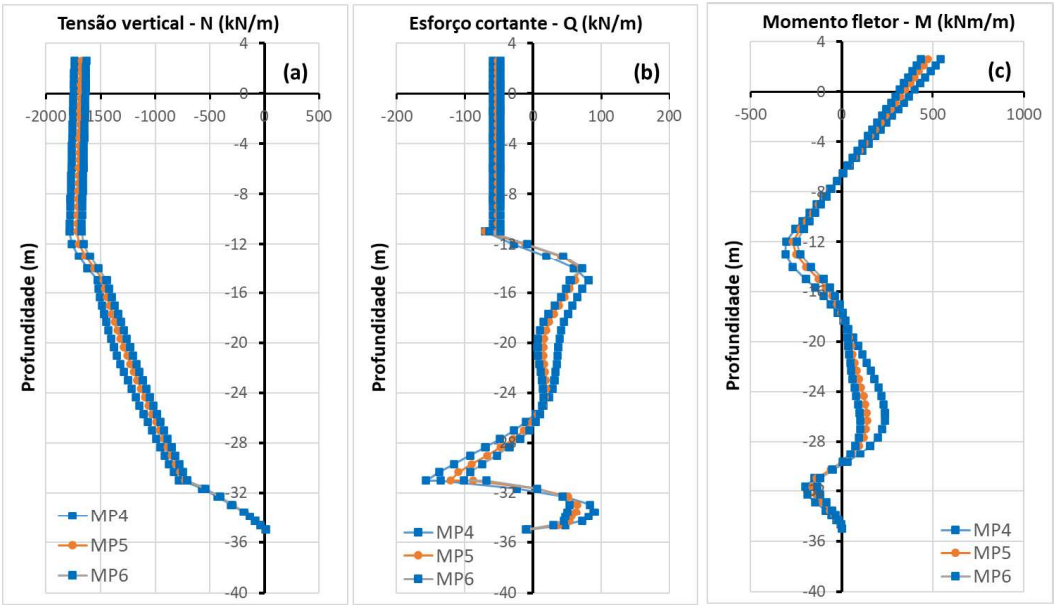


Figura 5.22: Comportamento do esforço cortante da estaca E3 no MP4, MP5 e MP6.

Na estaca E4 podemos perceber a mesma tendência de comportamento das estacas anteriores, sendo a alteração de sentido de esforço cortante máximo novamente o principal ponto a ser observado. Na figura 5.23 podemos observar o comportamento do esforço cortante máximo de acordo com os valores de resistência não drenada utilizados. Utilizando um módulo de elasticidade de 15 MPa, observa-se que, entre os valores de S_u de 60 e 70 kN/m², ocorre uma alteração no sentido de esforço máximo do esforço cortante. Mais uma vez, isso ocorre devido a redistribuição de esforços na espessa camada argilosa ao longo do fuste da estaca.

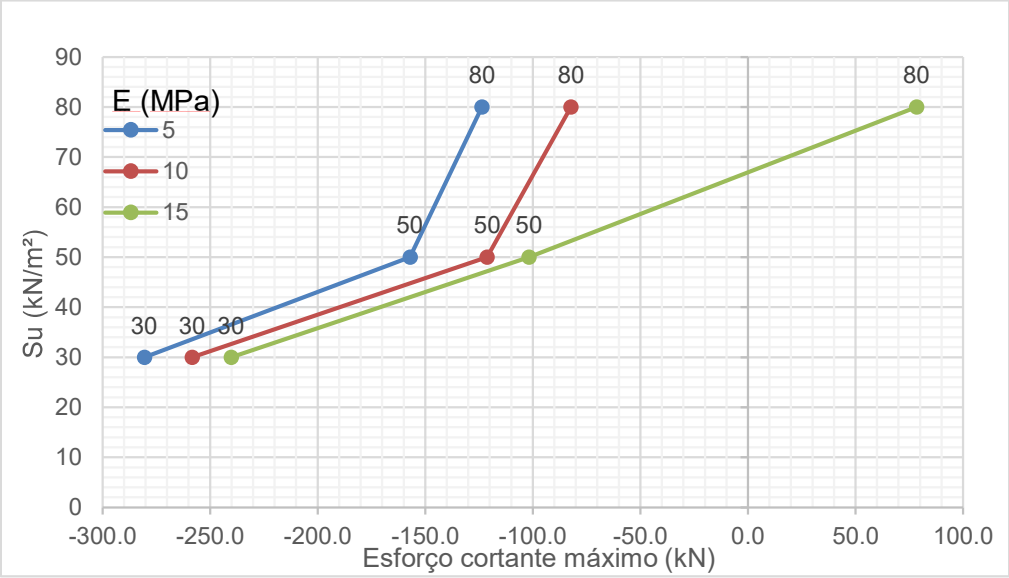


Figura 5.23: Comportamento da resistência não drenada x esforço cortante máximo na E4.

Na figura 5.24, observa-se que os valores máximos de deslocamento vertical nos modelos com S_u igual a 30 kN/m² estão mais deslocados dos valores com 50 kN/m² e 80 kN/m². Nos modelos MP1, MP2 e MP3, por apresentarem características de um solo menos rígido, é de se esperar deslocamentos maiores, que tendem a diminuir à medida em que são acrescidos os parâmetros de resistência do solo.

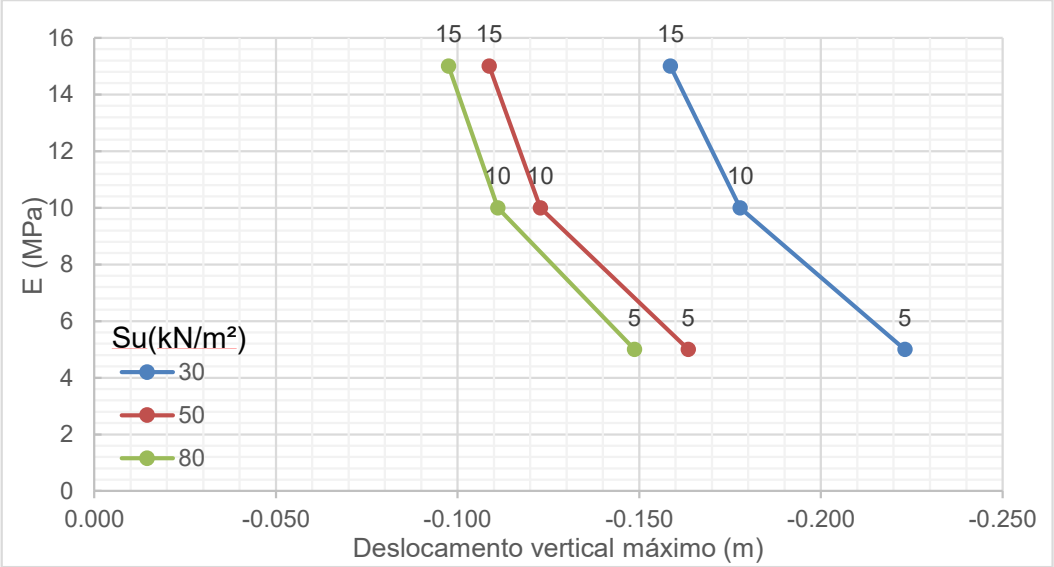


Figura 5.24: Comportamento do deslocamento vertical x módulo de elasticidade na E4.

6. Resultados da modelagem

A análise dos esforços axiais, transversais, momentos e deslocamentos ocorridos foi realizada na estaca E1, a primeira no sentido da esquerda para a direita. Os resultados obtidos através do estudo paramétrico do capítulo 5 mostram que ocorre pouca variação entre os resultados de tensões e deslocamentos obtidos para as estacas. Por estar posicionada em uma das extremidades da seção transversal do cais, a estaca E1 sofre menos interferência do efeito de grupo das estacas. Além desses fatores, essa estaca foi definida devido ao fato de estar inserida com a maior parte de seu fuste dentro do solo, permitindo assim uma maior análise da interação entre solo e estrutura.

Nos itens 6.2, 6.3 e 6.4, os resultados dos modelos considerando o carregamento distribuído, carregamento distribuído somado à carga de atracação e a soma dos anteriores com a carga pontual da grua serão apresentados. Diferentemente do capítulo 5, nessa etapa do trabalho foram adicionados outros carregamentos para analisar a redistribuição de tensões e alterações nos deslocamentos na estaca. Os resultados são obtidos em termos de tensões máximas, servindo o sinal apenas para indicar a direção e sentido atuante das mesmas.

6.1 Considerações iniciais

Foi realizada uma etapa teste de cálculo, na qual foram propostos modelos que tinha como definição do parâmetro de S_u do solo os conceitos de Stroud (1989). O S_u foi obtido através da equação de correlação 2.7 utilizando o resultado obtido do índice de penetração do ensaio SPT.

Foi utilizado o valor de resistência médio entre o intervalo sugerido pelo autor, sendo definido assim como a resistência como sendo de cinco vezes o N_{spt}. Ao realizar os cálculos do modelo, um problema de ruptura do talude ocorreu. A principal causa desse rompimento é a baixa resistência apresentada pelas camadas argilosas, tendo seus principais problemas de escorregamento na camada argilosa que se inicia na cota de -15,0 m e vai até -18,0 m.

Observando os problemas ocorridos com o uso desta correlação, foram gerados novos modelos utilizando a correlação sugerida por De Mello (1971) e os resultados da pesquisa de Dias et al. (2010) citados no item 3.5.1 deste trabalho. O uso dos novos parâmetros de S_u mais elevados permitiu a execução dos cálculos dos novos modelos, sendo os seus resultados posteriormente analisados.

Somada à verificação do problema da baixa resistência das argilas obtido no primeiro modelo, foi também verificada uma situação indesejada referente ao fator de redução de interação do solo. Utilizando o valor sugerido de 0,85 na equação 4.4 que adapta o problema 3D para um modelo 2D, se obtem um R_{inter} de 0,34, valor muito baixo e que não representa a realidade. Podemos observar os valores do coeficiente de interação R_{inter} sugeridos por Brinkgreve e Shen (2011) na tabela 6.1. Valores mínimos

de 0,5 são sugeridos ao modelar a interação de solos argilosos com estruturas metálicas, portanto evidencia-se que o valor alcançado na equação está muito abaixo do ideal.

Tabela 6.1: Valores sugeridos para o coeficiente de interação R_{inter} (Fonte: Brinkgreve e Shen, 2011).

Materiais	R_{inter}
Areia e aço	0.6 – 0.7
Argila e aço	0.5
Areia e concreto	0.8 – 1.0
Argila e concreto	0.7 – 1.0
Solos e geogrelhas	1.0

Após realizados os cálculos utilizando esse fator de interação, os resultados preliminares mostraram recalques ultrapassando os 8 metros, situação não condizente com o esperado para problemas com as características estudadas. Devido ao elevado recalque encontrado ao utilizar o valor de R_{inter} como 0,34, julgou-se prudente utilizar o valor inicial de 0,85 para a continuidade dos cálculos. Ryltenius (2011) concluiu em seu trabalho que a adaptação da interação para uma situação de plano-deformação gera um grande escorregamento das estacas em relação ao solo oque corrobora com o observado nas análises efetuadas.

A tabela 6.2 apresenta um resumo das características dos 12 modelos estudados nesse item, assim como os carregamentos analisados e os valores de S_u. A seguinte nomenclatura foi adotada para os carregamentos analisados: PP significa o peso próprio da estrutura, AT a carga de atracação e PO carga pontual de equipamentos. Os modelos foram gerados com as informações apresentadas na tabela 4.1 deste trabalho. Os valores dos parâmetros das camadas arenosas foram mantidos, sendo alterado apenas os valores de S_u das camadas argilosas.

Além desses 12 modelos iniciais, foi gerada uma modelagem utilizando os valores de resistência não drenada sugeridos por Dias et al. (2010), porém com a estaca assentada sobre a última camada de areia. Essa modelagem foi realizada a título de comparação, pois durante a etapa de projeto ocorreram diferentes opiniões a respeito do assentamento das estacas, que serão melhor explicadas no item 6.5.

De acordo com as informações observadas na tabela 6.2 e as informações do capítulo 2 a respeito do S_u, podemos afirmar que os modelos que apresentam maior resistência do solo são os que utilizam os dados de Dias em seus parâmetros (M1, M5, M9). Em termos de resistência, temos em segundo lugar os modelos M2, M6, M10, em terceiro M4, M8 e M12 e os que apresentam camadas argilosas menos resistentes são os modelos M3, M7 e M11.

Tabela 6.2: Modelos gerados para análise de parâmetros.

Modelo	Carregamentos	Correlação	S_u camada 1 (kN/m²)	S_u Camada 2 (kN/m²)	S_u camada 3 (kN/m²)
M1	PP	Dias	49,0	60,3	74,6
M2	PP	Bjerrum	41,5	52,8	67,1
M3	PP	Stroud	25,0	20,0	25,0
M4	PP	De Mello	50,0	40,0	50,0
M5	PP+AT	Dias	49,0	60,3	74,6
M6	PP+AT	Bjerrum	41,5	52,8	67,1
M7	PP+AT	Stroud	25,0	20,0	25,0
M8	PP+AT	De Mello	50,0	40,0	50,0
M9	PP+AT+PO	Dias	49,0	60,3	74,6
M10	PP+AT+PO	Bjerrum	41,5	52,8	67,1
M11	PP+AT+PO	Stroud	25,0	20,0	25,0
M12	PP+AT+PO	De Mello	50,0	40,0	50,0

6.2 Resultados utilizando carga distribuída (M1 a M4)

Na figura 6.1 são apresentados os resultados dos deslocamentos na estaca E1 de acordo com a profundidade para o modelo M1. Enquanto que no deslocamento vertical, figura 6.1(a), temos resultado quase que constante, próximos dos 40 cm, e no deslocamento horizontal, figura 6.1 (b), temos uma variação, resultante da resistência de cada camada, que vai de aproximadamente 1 cm até pouco mais de 5 cm.

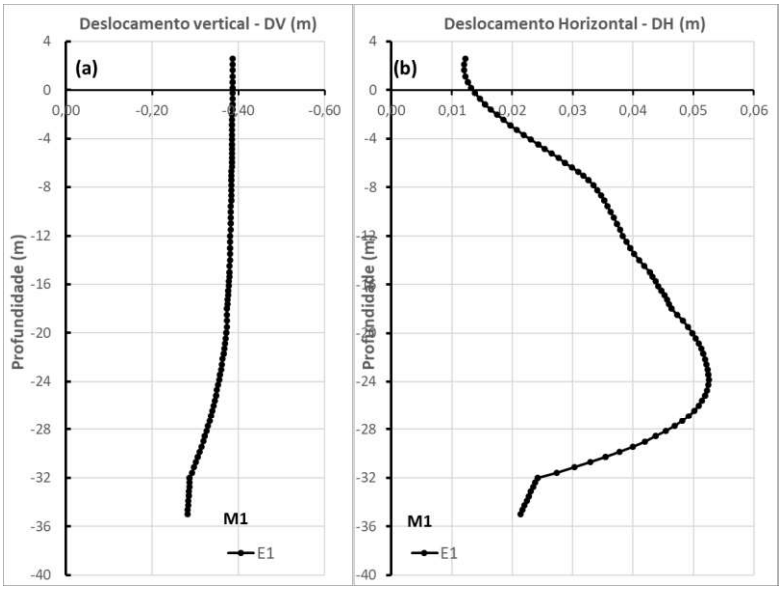


Figura 6.1: Deslocamentos ao longo da profundidade na estaca E1 no modelo M1; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal.

Já na figura 6.2, é realizada um estudo comparativo entre os deslocamentos nas estacas E1, E2, E3 e E4 ao longo da profundidade, também para o modelo M1. Os resultados de recalque, figura 6.2(a), para todas as estacas são semelhantes, apresentando valores próximos aos 40 cm no topo da estaca e reduzindo para aproximadamente 30 cm na base.

A figura 6.2(b) apresenta os deslocamentos horizontais nas estacas, que apresentam diferentes resultados ao longo da profundidade. As estacas E1 e E4, assim como no deslocamento vertical, são as que apresentam os valores mais destoados da média. Na estaca E1, temos um deslocamento horizontal máximo pouco acima de 5 cm, enquanto na estaca E4, é de aproximadamente 4,5 cm, ambos ocorrendo no centro da camada argilosa mais espessa.

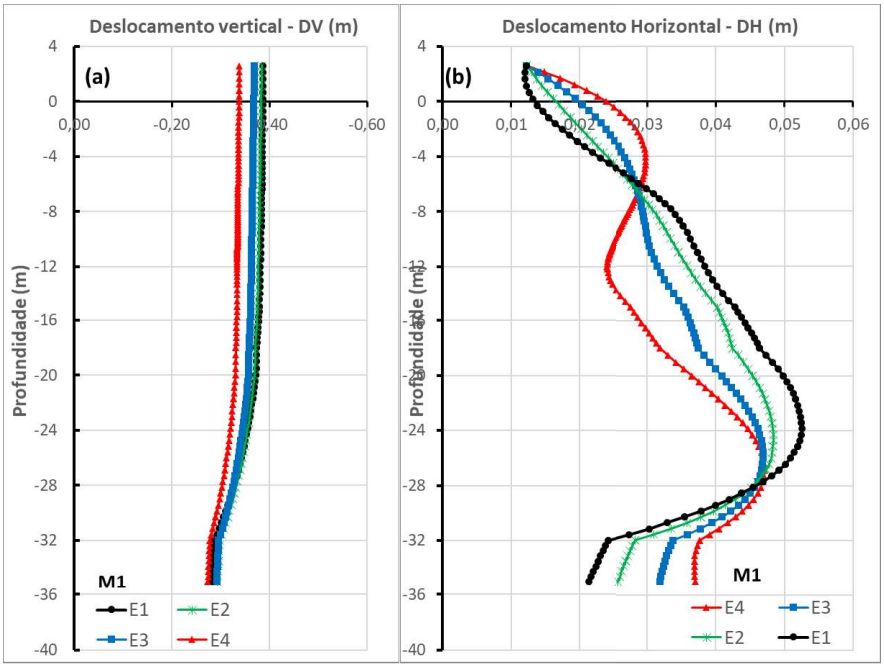


Figura 6.2: Deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M1; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal.

Na figura 6.3, são apresentados os resultados dos esforços ao longo da profundidade para a estaca E1 no modelo M1. Podemos observar pouca variação nos resultados do esforço axial, que começam em cerca de -1500 kN/m no topo da estaca e decaem quase que de forma linear até a base da estaca.

Na análise do esforço cortante, podemos observar variações do sentido ao longo do fuste da estaca. Essa variação ocorre devido as diferentes caraterísticas dos materiais encontrados pela estaca ao longo da profundidade, tendo diferentes parâmetros de resistência. Os materiais arenosos apresentam maior resistência de forma geral, servindo como 'apoios' para os esforços, e podem ser notados no gráfico da figura 6.3(b) em profundidades próximas a onde estão presentes os valores positivos do esforço cortante.

O momento fletor, apresentado na figura 6.3(c), acompanha os resultados do esforço cortante, sofrendo variações de sentido ao longo da profundidade. Os valores

vão de aproximadamente -270 kNm/m no topo da estaca a cerca de 120 kNm/m na profundidade de 7 m. Essa análise da variação do sentido dos esforços máximos é de grande importância para o correto dimensionamento da armadura das estacas.

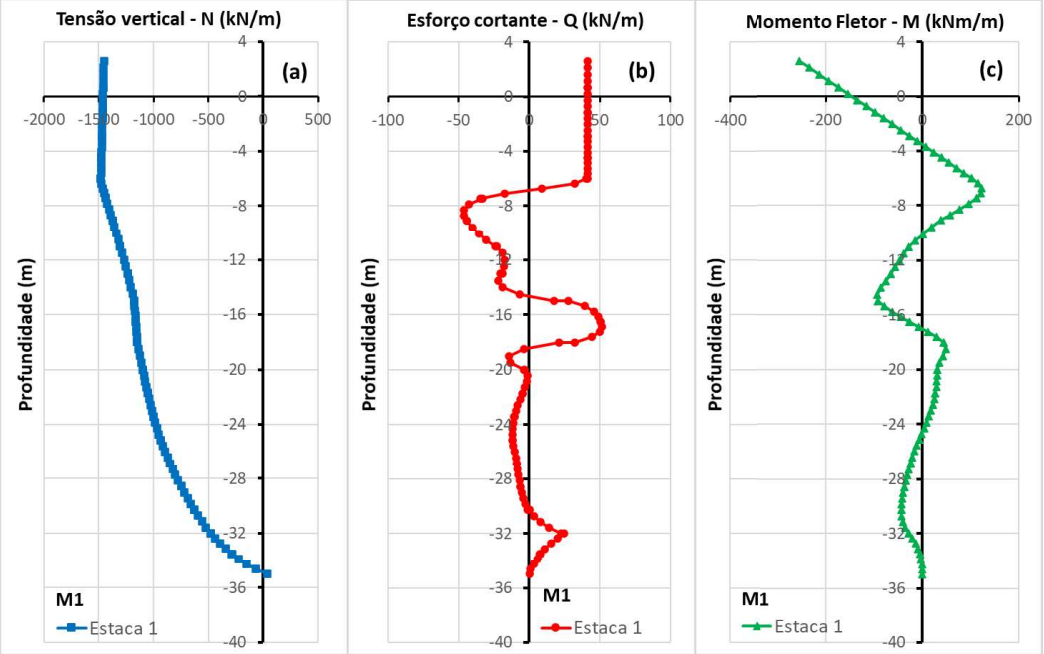


Figura 6.3: Resultados de tensões na estaca E1 ao longo da profundidade no modelo M1; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor.

Na figura 6.4 é realizada uma análise comparativa entre os resultados dos esforços nas estacas E1, E2, E3 e E4 ao longo da profundidade para o modelo M1. Na figura 6.4(a), observa-se o mesmo comportamento de esforço axial para todas as estacas, sendo os menores valores obtidos nas estacas E1 e E4. Os maiores esforços axiais das estacas centrais são explicados pelo efeito de grupo, no qual o conjunto de estacas atua como um único bloco, fazendo com que as estacas absorvam parte das tensões das estacas adjacentes.

Já na figura 6.4(b), os esforços cortantes apresentam configurações diferentes, variando os resultados máximos absolutos e também o sentido de atuação. Ao contrário do esforço axial, ao analisar o esforço cortante, são observados maiores valores nas estacas E1 e E4, chegando a quase -100 kN/m na E4, maior resultado entre todas.

Os momentos apresentados na figura 6.4(c), mais uma vez acompanham o comportamento do esforço cortante, com as estacas apresentando troca de sentido de atuação normalmente nas camadas argilosas e tendo as estacas E1 e E4 como as mais carregadas, com valores que se aproximam dos 260 kNm/m.

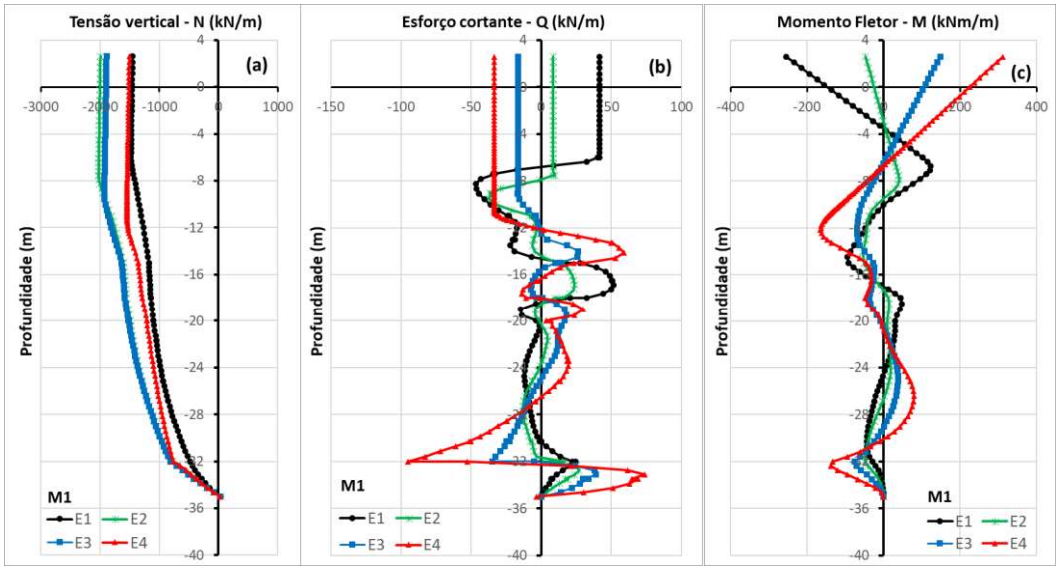


Figura 6.4: Tensões ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M1; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor.

As figuras 6.5 e 6.6 apresentam respectivamente os resultados para deslocamentos das estacas no modelo M2 e esforços atuantes nas estacas do modelo M3. Observa-se que os valores e comportamentos dos deslocamentos e esforços sofrem alterações, o que é esperado pelos diferentes parâmetros aplicados nos modelos.

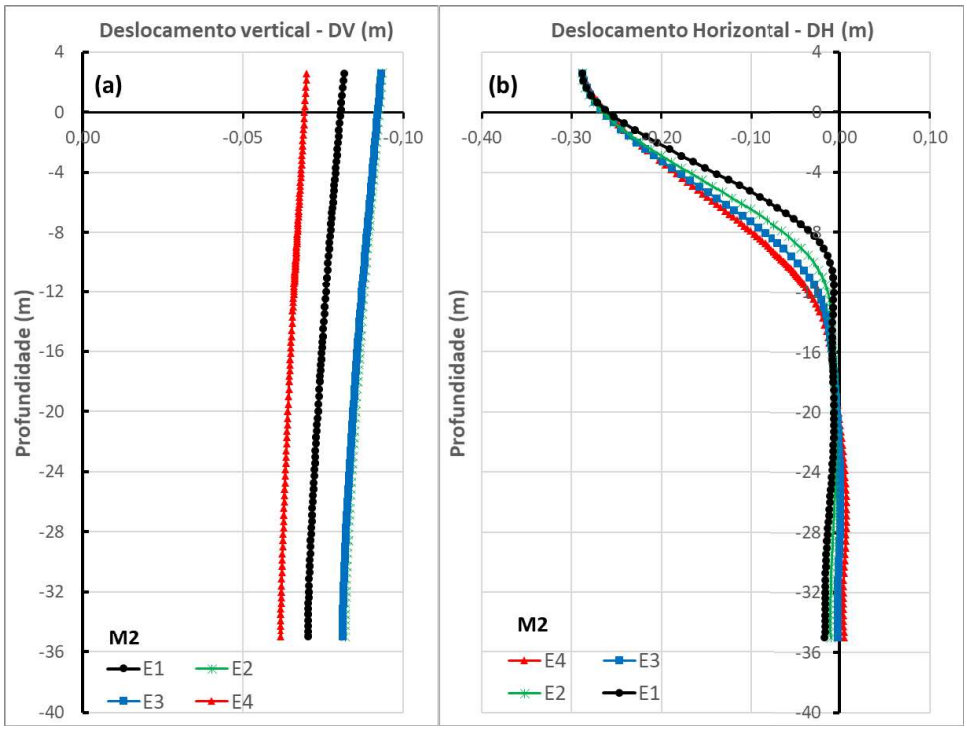


Figura 6.5: Deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M2; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal.

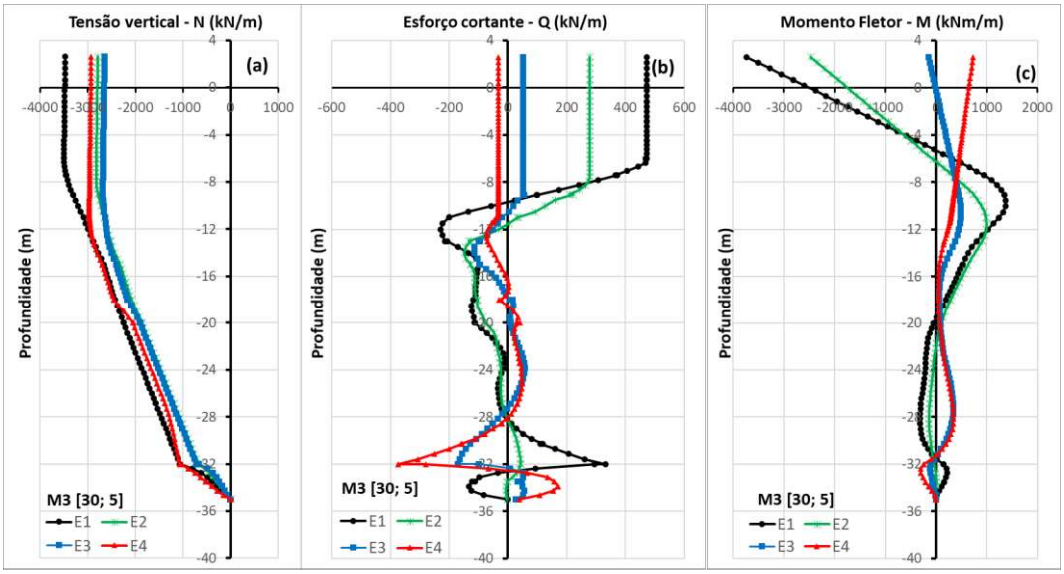


Figura 6.6: Tensões ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M3; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor.

Apesar de apresentarem diferentes comportamentos, as estacas E1 e E4 apresentam sempre os maiores valores de deslocamentos e tensões ao longo da profundidade. Tendo em vista o comportamento de maiores tensões e deslocamentos serem observados nessas estacas, somado a grande quantidade de modelos gerados e as dificuldades que uma análise de todas as variações de carregamentos, parâmetros e estacas acarretam, à estaca E1 foi selecionada como objeto de análise para as próximas análises.

A tabela 6.3 ilustra a relação da tensão axial máxima medida na estaca de acordo com as alterações realizadas nos valores de S_u. É possível notar a o maior valor de tensão axial foi obtido com as correlações de Stroud, enquanto os outros modelos apresentaram valores menores, mas de mesma magnitude.

Tabela 6.3: Resultados de esforço axial de acordo com a correlação aplicada.

Correlação	Esforço Axial (kN/m)
Dias et al. (M1)	-1480,00
Bjerrum (M2)	-1358,00
Stroud (M3)	-1623,00
De Mello (M4)	-1360,00

Enquanto a tensão axial máxima medida para o M2 e M4 é semelhante, em torno de 1358 kN/m, a utilização do S_u através da correlação de Dias (M1) acarreta numa tensão de 1480 kN/m. Ao utilizar o S_u com a correlação de Stroud (M3), temos uma tensão de 1623 kN/m, cerca de 10% maior que a segunda mais elevada.

Os altos valores obtidos para as tensões utilizando-se as correlações de Stroud mostram que essas correlações subestimam a resistência da argila encontrada no local.

Como visto no capítulo 5, por apresentar uma faixa de valores muito abrangente em suas fórmulas, esse tipo de correlação pode induzir a erros no dimensionamento das estacas.

A tabela 6.4 apresenta os resultados do esforço cortante máximo e momento fletor máximo resultante nas estacas. Apesar de se tratar de uma correção para os resultados de Dias et al. (2010), os valores de tensões observados no modelo com a correção de Bjerrum são muito semelhantes aos da modelagem utilizando as correlações de parâmetros de S_u por De Mello (1971).

Tabela 6.4: Resultados de esforço cortante e momento fletor de acordo com a correlação aplicada.

Correlação	Esforço Cortante (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)
Dias et al. (M1)	51,60	-254,80
Bjerrum (M2)	80,70	-606,80
Stroud (M3)	161,60	-1410,00
De Mello (M4)	82,00	-612,40

A variação de resultados de esforço cortante máximo nessa análise chega a mais de 100 kN dependo dos valores utilizados no S_u. Os resultados encontrados no modelo utilizando os valores de Dias podem ser considerados como os mais condizentes com a realidade, devido ao estudo ter sido realizado *in* loco, avaliando o solo da mesma região da construção do cais.

O comportamento dos momentos fletores apresentados na tabela 6.4 segue o mesmo observado para o esforço cortante, com o valor de S_u do M1, apresentando os menores valores. A variação dos resultados entre o maior valor obtido no modelo M3 é 5,53 maior que o menor valor momento fletor observado para o modelo M1, o que alteraria de forma significativa qualquer projeto estrutural para as estacas, induzindo assim a erros de cálculo.

Na tabela 6.5 são apresentados os resultados para os deslocamentos resultantes nos modelos M1, M2, M3 e M4. Para o deslocamento horizontal, foram encontrados valores semelhantes para o M1, M2 e M4, sendo por volta de 5 cm. Já na modelagem M3, esse deslocamento passa dos 26 cm, mostrando mais uma vez a grande variação desse modelo.

Ao observar o deslocamento vertical, novamente os valores do M2 e M4 se equiparam, deslocando cerca de 7 cm. Já os valores utilizando o S_u de Dias et al. e Stroud se mostraram elevados, com 38,7 e 42,9 cm respectivamente.

Tabela 6.5: Resultados deslocamentos de acordo com a correlação aplicada.

Correlação	Desl. Horizontal (m)	Desl. Verical (m)
Dias et al. (M1)	0,052	0,387
Bjerrum (M2)	0,050	0,072
Stroud (M3)	0,267	0,429
De Mello (M4)	0,057	0,075

6.3 Resultados utilizando carga distribuída e de atracação (M5 a M8)

Nessa simulação, uma carga de atracação hipotética foi inserida na plataforma no sentido horizontal para a esquerda. A análise realizada corresponde ao pior cenário de carga possível, no qual toda carga horizontal atua sobre um ponto específico do cais (defensas marítimas). Ao analisar a situação num modelo plano-deformação, toda a carga está sendo aplicada sobre uma única seção do cais.

Os resultados mostram um aumento geral nas tensões axiais, transversais, momentos e no deslocamento horizontal medido. Serão apresentados a partir desse item apenas os resultados que apresentaram pontos críticos a serem observados.

Na tabela 6.6, os resultados de tensão axial máxima na estaca E1 de acordo com os diferentes parâmetros adotados são comparados. Os resultados do MP5 apresentam os maiores valores, mesmo com os parâmetros de resistência das argilas sendo próximos aos valores do M8, que apresentam resultados de esforço axial menores.

Tabela 6.6: Resultados de esforço axial no de acordo com a correlação aplicada.

Correlação	Tensão Axial (kN/m)
Dias et al. (M5)	-1876,00
Bjerrum (M6)	-1627,00
Stroud (M7)	-1745,00
De Mello (M8)	-1630,00

Na tabela 6.7 observamos os resultados do esforço cortante e momento fletor para os modelos M5, M6, M7 e M8. Em comparação com o esforço axial, que apresentou aproximadamente 14% de variação nos valores máximos e mínimos, o esforço cortante apresenta maior variação, 17%, com o maior valor sendo de 385,5 kN/m no M6 e o menor sendo 320,3 kN/m no M5.

Tabela 6.7: Resultados de esforço cortante e momento fletor de acordo com a correlação aplicada.

Correlação	Esforço Cortante (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)
Dias et al. (M5)	320,30	-2008,00
Bjerrum (M6)	-385,50	-1632,00
Stroud (M7)	-351,90	-1985,00
De Mello (M8)	-370,80	-1626,00

Nota-se a variação de sentido de atuação dos esforços no modelo M5 sendo contrário aos demais. As redistribuições de tensões geradas pela alteração nos parâmetros de resistência no solo ocasionam essas alterações de sentido, pois assim o solo apresenta

maior ou menor capacidade resistiva aos esforços gerados pelas tensões externas na estaca.

É notável também a similaridade de resultados de tensão axial e cortante entre os modelos M6 e M8, fato que ocorreu também nas modelagens anteriores. Assim como no esforço cortante, as variações de resultados para o momento fletor se mantêm abaixo dos 20% do valor máximo, e, mais uma vez, os resultados do M6 e M8 se assemelham.

A tabela 6.8 apresenta o comparativo de resultados de deslocamentos para os distintos modelos. O deslocamento horizontal chegou a 62,8 cm de acordo com os parâmetros de resistência de Stroud (M7). Em contrapartida, os recalques medidos tiverem menor magnitude que as modelagens que não consideravam carga externa horizontal, com valor máximo de 13,4 cm também utilizando os parâmetros de Stroud.

Tabela 6.8: Resultados deslocamentos de acordo com a correlação aplicada.

Correlação	Desl. Horizontal (m)	Desl. Vertical (m)
Dias et al. (M5)	0,288	0,081
Bjerrum (M6)	0,529	0,077
Stroud (M7)	0,628	0,134
De Mello (M8)	0,534	0,082

Na figura 6.7 são apresentados o comparativo de resultados de deslocamento ao longo da profundidade para as estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M5. O comportamento das curvas segue a mesma tendência apresentada nos modelos anteriores, tendo variação apenas dos resultados absolutos.

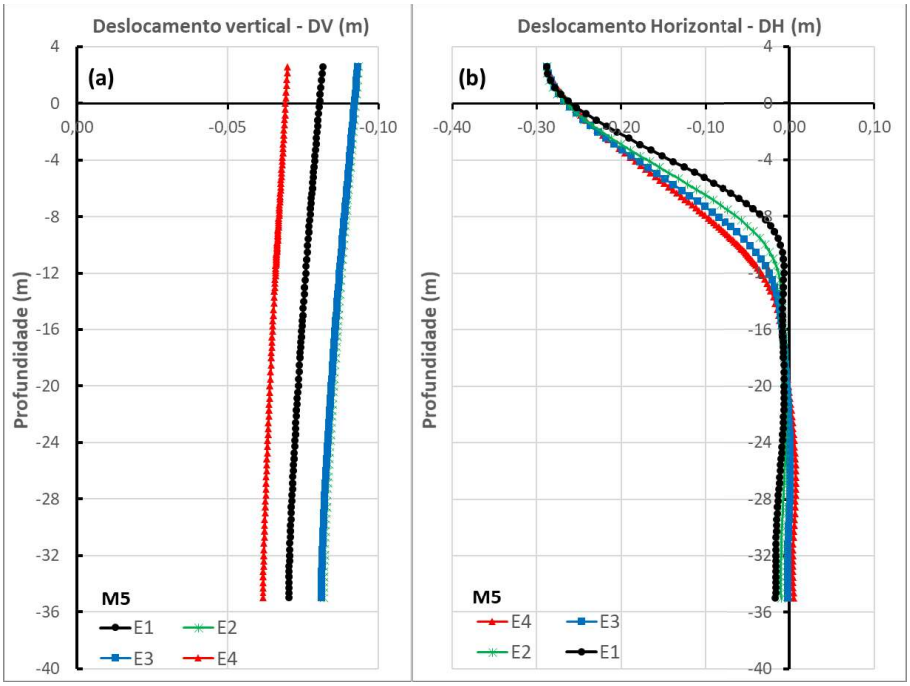


Figura 6.7: Deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M5; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal.

Na figura 6.8, é apresentado as curvas de comportamento dos esforços ao longo da profundidade. São avaliados o esforço axial, esforço cortante e momento fletor nas estacas E1, E2, E3 e E4 para o momento M5.

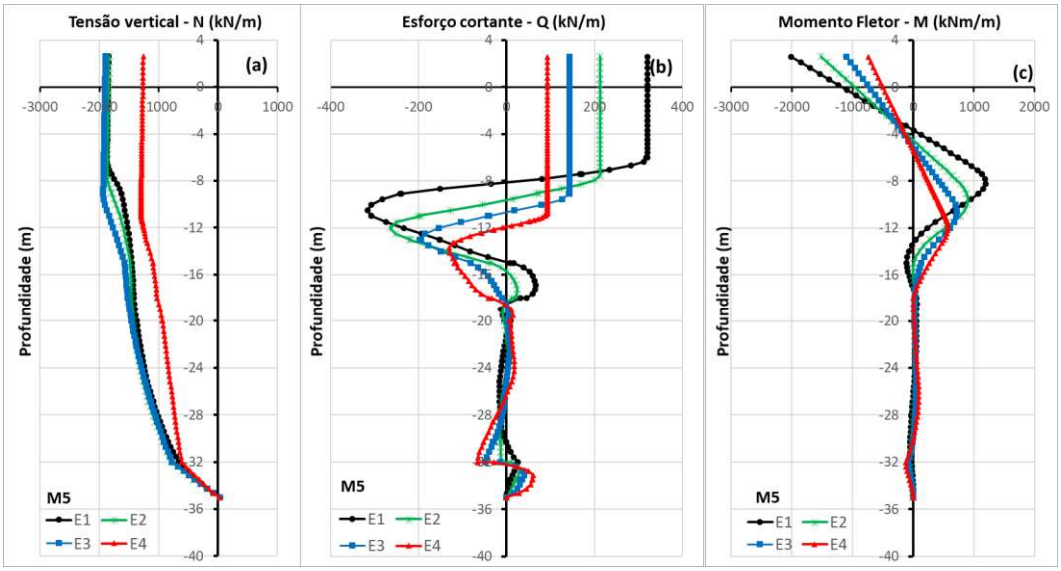


Figura 6.8: Tensões ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M3; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor.

6.4 Resultados utilizando carga distribuída, atracação e de guindaste (M9 a M12)

Neste modelo, além das cargas previamente citadas, foi adicionada a carga de um hipotético guindaste na plataforma do cais. Novamente, na análise plano deformação está sendo considerada que além de toda a carga horizontal estar sendo aplicada numa seção do cais, toda a carga atuante do guindaste está sendo exercida de forma pontual na mesma seção.

Ao realizar as análises utilizando a resistência não drenada de Dias et al., considerando a correção de Bjerrum, o solo apresentou ruptura, e não foi possível finalizar os cálculos. O erro ocorreu devido à grande solicitação do solo exigida pela elevada carga pontual considerada do guindaste, sendo que os parâmetros utilizados não apresentam capacidade de suporte para tal magnitude de esforços.

Nessa análise, as tensões sendo exercidas sobre as estacas do cais são elevadas, como pode ser observado na tabela 6.9, que apresenta o esforço axial, cortante e momento fletor na estaca E1, respectivamente. Os resultados do modelo M6, com a correção de Bjerrum, não foram comparados, porém a tabela manteve a mesma configuração para melhor padronização e visibilidade dos resultados. Cabe salientar que essa análise é hipotética e as cargas aqui utilizadas não foram consideradas no projeto estrutural do cais.

Tabela 6.9: Resultados de tensão axial, esforço cortante e momento fletor de acordo com a correlação aplicada.

Correlação	Tensão Axial (kN/m)	Esforço Cortante (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)
Dias et al. (M9)	-3501,00	472,10	-3736,00
Bjerrum (M10)	-	-	-
Stroud (M11)	-2443,00	501,20	-4102,00
De Mello (M12)	-3249,00	726,20	-6833,00

Podemos observar o esforço axial máximo sendo de -3501,0 kNm/m nos modelos com esse carregamento, resultado 116% maior do que o máximo de -1623,0 kNm/m, nos modelos que utilizam apenas o carregamento distribuído. A diferença de resultados de esforço axial para o carregamento considerado, entre M9 E M11, é de 1058 kN que poderia causar diferença considerável ao projetar as estruturas de fundação desse cais.

Os resultados de esforço cortante máximo mostram que o modelo M12 destoa dos demais resultados na análise dessa tensão. A utilização dos parâmetros de De Mello acarreta em um esforço cortante 53,8 % maior do que o valor encontrado no M9, utilizando os parâmetros de Dias et al. Nas modelagens com diferentes combinações de carregamentos (M4 e M8), esse não foi o comportamento apresentado ao serem utilizadas as correlações de De mello, sendo essa primeira vez em que aparece como valor máximo entre os demais.

O resultado de momento fletor para os modelos M9, M10, M11 e M12 apresentados mostram novamente grande discrepância de valores. O maior valor é encontrado no M12, utilizando os parâmetros através da correlação de De Mello. Mais uma vez, os resultados se mostram bem discrepantes dos modelos que consideram o mesmo carregamento, sendo 3097 kNm maior do que o M9, o que representa um aumento de cerca de 183%.

Os deslocamentos são apresentados na tabela 6.10. Podemos observar deslocamentos horizontais que chegam a quase 1,0 m, no modelo M11, o que seria totalmente inviável na prática. Já para os deslocamentos verticais, temos aproximadamente 0,68 m de recalque no M12, o que também se mostraria indesejável.

No modelo M9, que apresenta os parâmetros mais próximos da realidade do local, temos deslocamento horizontal de 0,40 m e recalques de 0,26 m. Apesar de serem menores do que os outros modelos que consideram o mesmo carregamento, os resultados para esse carregamento hipotético são muito maiores do que o esperado para as condições de trabalho da estrutura, mostrando que os modelos não têm representatividade prática.

Na figura 6.9 são apresentados os resultados de deslocamentos ocorridos na estaca ao longo da profundidade para as estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M9. Observa-se uma alteração em relação ao sentido do deslocamento horizontal, mostrando que, a partir dos 12 metros de profundidade, as estacas E2, E3 e E4 passam a se deslocar para o lado direito, não sendo absorvida essa lateralidade pelas camadas de solo.

Tabela 6.10: Resultados deslocamentos de acordo com a correlação aplicada.

Correlação	Desl. Horizontal (m)	Desl. Verical (m)
Dias et al. (M5)	-0,040	0,261
Bjerrum (M6)	-	-
Stroud (M7)	-0,095	0,597
De Mello (M8)	-0,732	0,676

Na figura 6.10 observa-se o comportamento dos esforços atuantes nas estacas E1, E2, E3 e E4 ao longo da profundidade para o modelo M9. Enquanto o esforço axial e momentos apresentam a mesma tendência de comportamento, o esforço cortante mostra um comportamento que se assemelha até os 8 metros de profundidade, mas que a partir dessa cota mostra variação nos resultados. Nitidamente a estaca mais afetada pelos carregamentos aplicados é a estaca E1, apresentando 3 variações de sentido de atuação do esforço cortante ao longo da profundidade, além de sofrer esforços que chegam a aproximadamente 500 kN em seu topo e aproximadamente 350 kN na cota de -32 m, próxima a última camada de argila.

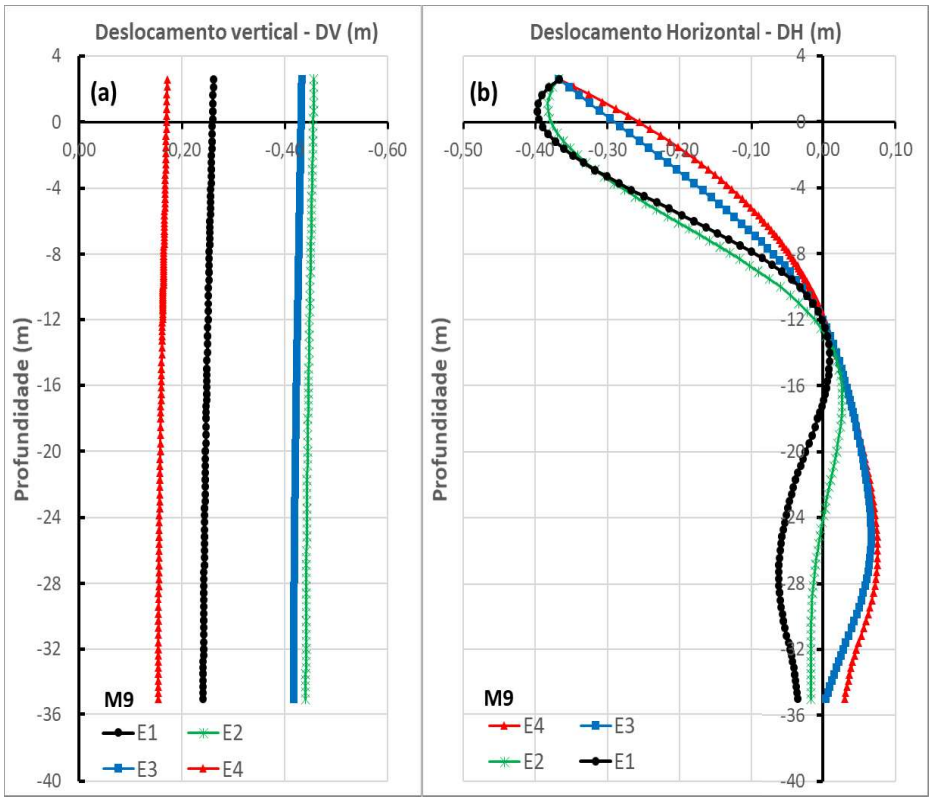


Figura 6.9: Deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M9; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal.

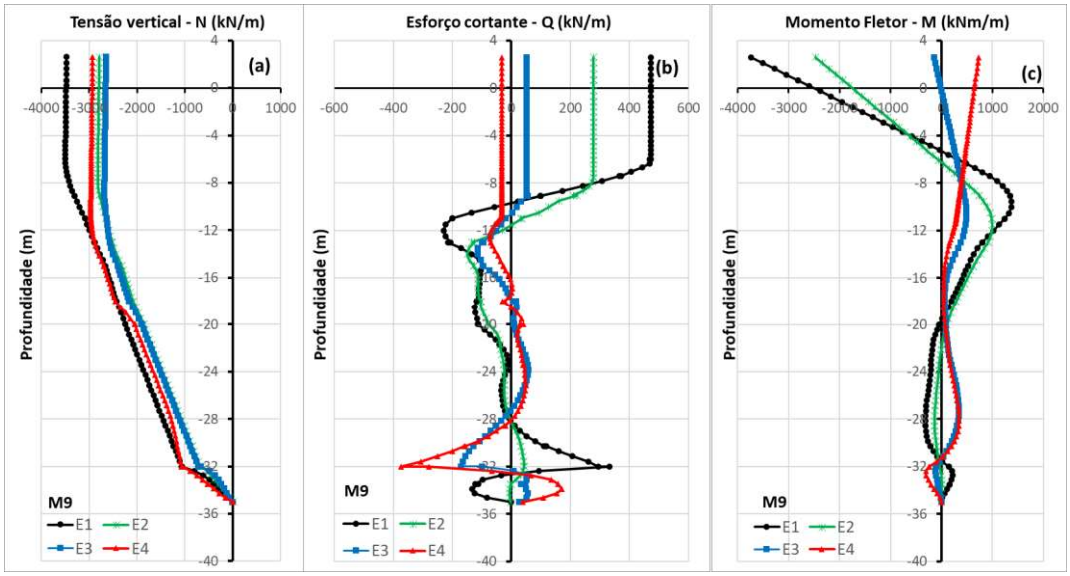


Figura 6.10: Tensões ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M9; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor.

6.5 Resultados para estacas assentadas na última camada de areia

Na etapa de projeto do estaqueamento do cais, opiniões distintas foram sugeridas a respeito da profundidade de assentamento das estacas, como citado no item 3.3. Buscando realizar um breve comparativo dos efeitos de tensões e deslocamentos ocorridos em ambas as situações, foi gerado um novo modelo com profundidade de assentamento das estacas na cota de -39,0 m. Nessa profundidade tem início a última camada de areia compacta, portanto é esperado um menor valor para os recalques ocorridos na estaca.

Para este estudo comparativo, foram utilizados os valores de resistência não drenada de Dias et al. (2010) e um coeficiente de interação de 0,85. Na modelagem, foram consideradas as cargas de projeto atuando no cais, portanto somente as cargas distribuídas de 300kN/m em sua plataforma.

Serão apresentados os resultados de valores máximos encontrados para a tensão axial, esforço cortante, momento fletor, deslocamento horizontal e deslocamento vertical. A situação na qual as estacas foram assentadas na camada argilosa será nomeada "Situação 2" (S2), enquanto que a situação na qual as estacas estão apoiadas sobre a última camada de areia compacta será nomeada "Situação 1" (S1).

Observa-se no S1 uma tensão axial de -1484,0 kN/m, enquanto no S2 é de -1480,0 kN/m. As variações de esforços e momentos são muito baixas entre o modelo considerando a estaca assentada na última camada arenosa e fora dela. Enquanto para a modelagem S1 a tensão axial máxima tem um acréscimo de 0,27% e o momento fletor 0,31%, o esforço cortante tem um decréscimo de 5,26% em relação ao S2.

Assim como os resultados da tensão axial, o efeito cortante não apresenta variação significativa de resultados. Enquanto no S1 temos um cortante de 48,9 kN/m, no S2 temos 51,6 kN/m, o que representa um acréscimo de apenas 5,5%.

Na análise do momento fletor observamos mais uma vez que há pouca variação de resultados nos modelos, sendo o resultado do momento máximo do S2, que é de -254,8 kNm/m, é 0,31% maior do que do S1, de -255,6 kNm/m. Tanto o esforço axial quanto o cortante e o momento fletor não apresentam variações significativas que possam vir a interferir no dimensionamento das estacas a ponto de causarem rupturas ou invalidação da estrutura.

Em contrapartida aos resultados dos esforços, tanto os resultados de deslocamento horizontal quanto de deslocamento vertical têm variações expressivas. No S1 temos um deslocamento horizontal de 0,037 m, e no S2 0,052 m. Já no deslocamento vertical, o S1 apresenta 0,076 m de recalque, valor muito inferior aos 0,387 m do S2.

Enquanto o deslocamento horizontal apresenta na modelagem S2 acréscimo de 28,9% em relação a S1, o recalque do modelo S2 supera o do modelo S1 em 80,36%. Os resultados dos deslocamentos horizontal e vertical podem ser observados nas figuras 6.25 e 6.26 respectivamente.

Os resultados mostram que o assentamento das estacas na última camada arenosa, de acordo com as informações do projeto, seria benéfico, reduzindo os deslocamentos simulados na estrutura. A modelagem foi realizada buscando a maior fidelidade possível dos parâmetros dos materiais e geometria da estrutura, porém algumas simplificações e deduções foram realizadas, o que pode acarretar em desvios em relação aos reais deslocamentos e tensões observados em campo.

7. Conclusão

Ao longo dessa pesquisa, distintos modelos foram gerados, utilizando a variação de parâmetros geotécnicos, cenários de carregamento e cota de assentamento das estacas do cais estudado. O estudo paramétrico realizado auxiliou a compreender melhor a influência dos parâmetros de E e S_u das camadas argilosas presentes no terreno. Utilizando essas informações, assim como as informações de carregamentos e correlações da literatura, somadas aos ensaios de sondagem no canteiro de obras, foram estudadas as tensões e deslocamentos sofridos pelas estacas do cais, através de uma análise bidimensional no PLAXIS 2D. Feito isso, teve-se como conclusões do trabalho as seguintes:

a) Correlações baseadas em ensaios SPT devem ser utilizadas com muita cautela. As pesquisas realizadas pelos autores das correlações geralmente envolvem algum tipo de solo específico, portanto, ao serem utilizadas, devem ser verificadas as condições as quais foram realizadas as tabelas e fórmulas dessas correlações. O uso de correlações incorretas pode acarretar em dimensionamento errôneo, causando gastos desnecessários ou então problemas estruturais;

b) O uso de softwares de modelagem 2D para estudo de situações as quais envolvem linhas de estacas não apresenta resultados contundentes nos esforços e deslocamentos. Ao transformar uma situação de três dimensões em uma modelagem plano-deformação, diversas considerações e simplificações devem ser realizadas. Todas essas simplificações e ajustes ocasionam variações indesejadas nos resultados finais, não trazendo a acurácia desejada. É recomendado nessas situações o uso de modelagens 3D;

c) O uso do coeficiente de interação R_{inter}, ajustado para uma situação plano-deformação de acordo com a metodologia apresentada por Ryltenius (2011), torna inviável a modelagem correta do problema devido aos baixos resultados obtidos para tal. Esses valores diminutos causam um maior escorregamento entre estaca e solo, resultando em recalques elevados;

d) Dentre os parâmetros de módulo de elasticidade e resistência não drenada, foi observado que as maiores alterações nos deslocamentos e tensões para os modelos estudados ocorrem ao serem alterados os valores de elasticidade. As diferenças de resultados são pequenas, porém é importante atentar para possíveis troca de sentido de tensões ao longo das estacas resultantes nessas variações;

e) Ao efetuar um estudo comparativo sobre os deslocamentos e tensões para os modelos com diferentes profundidades de assentamento das estacas, observou-se que as tensões tem resultados próximos, enquanto que os deslocamentos não. A modelagem na qual foram assentadas as estacas sobre a última camada de areia apresentou deslocamento horizontal 26% e vertical 80% menor do que ao assentar as estacas na última camada argilosa, evidenciando que a má escolha de profundidade de assentamento pode acarretar em dimensionamentos incorretos da estrutura.

É sugerido que em pesquisas futuras, sejam feitas modelagens computacionais que envolvam elementos em três dimensões, podendo ser utilizadas como forma de validação ou para refutar os resultados aqui discutidos. A análise 3D possivelmente apresente resultados menos distorcidos da realidade, visto que não é necessária a adaptação do problema para uma modelagem plano-deformação.

Em relação aos parâmetros dos materiais e de interação, podem ser feitos ensaios *in loco*, trazendo assim maior acurácia dos resultados obtidos com os modelos gerados. Ensaios de campo, SPT, CPTu e palheta podem ser grandes aliados na busca por parâmetros representativos do solo local. A respeito do coeficiente de interação utilizado, se realizada nova análise 2D, recomenda-se um estudo paramétrico avaliando a sensibilidade dos resultados de recalque à modificação desse parâmetro.

Referências

ABNT – Associação Brasileira de Normas Ténicas. (2001). Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Ténicas. (1987). Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais – procedimento.

Alfredini, P.; Arasaki, E. (2009). Obras e Gestão de Portos e Costas. Editora Blucher.

Alfredini, P., Arasaki, E. (2014).Obras Portuárias. Editora Blucher.

Almeida, A.; Riccio, M.; Rammah, K.; Barbosa, O.; Caldas, F. (2012). Estudos geotécnicos para ampliação do Porto Novo de Rio Grande-RS. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia.

AltoQi. (2019). Interação solo estrutura e sua aplicação na análise de estruturas. Disponível em: https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/interacao-solo-estrutura-e-sua-aplicacao-na-analise-de-estruturas.

Barros, N. B. F. (2012). "Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estaca hélice contínua". Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo.

Bathe, J. (1982). Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall.

Bjerrum, L. (1973). "Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally instable soils". Em: Proocedings of de 8ª International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. v. 2. p. 111-159.

Bowles, J. E. (1997). Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill Inc.

Brinkgreve, R.B.J., Broero, W. (2004). PLAXIS 2D v.AE: Manual. Delft University of Technology & PLAXIS.

Brinkgreve, R.B.J., Shen, R.F. (2011). Structural Elements & Modelling Excavations in Plaxis, Notas de Aula.

Cintra, J. C. A., Aoki, N., Albieiro, H. H. (2003). Tensão Admissível em Fundações Diretas. RiMa.

Christan, Priscila de. (2012). "Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos". Dissertação de Mestrado. Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR.

Crespo, V. A. S. (2004). "Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo". Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro.

Dias, C. R. C., Pedreira, C. L. S., Lobo, B. (2004). "Estudo geotécnico da obra de remodelação do cais do Porto Novo de Rio Grande". Em: Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica.

Dias, C. R. R., Bastos, A.B. B. Pedreira, C. L. S. (2010). "Variações no comportamento geotécnico da camada argilosa profunda ao longo do Porto de Rio Grande: influência da energia durante o processo de deposição sedimentar". Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Estasul. (2011). Relatório de sondagens obra do estaleiro Honório Bicalho.

Fish, J., Belytschko, T. (2007). A First Course in Finite Elements. John Wiley & Sons.

Godoy, N. S. (1972). Notas de Aula - Fundações, Universidade de São Paulo, 1972.

Google Maps. (2019). Disponível em: https://www.google.com.br/maps/@-32.0515062,-52.0718953,359m/data=!3m1!1e3.

Gowthaman , S., Nasvi, M. C. M. (2017). "2D and 3D Numerical Simulation of Load-Settlement Behaviour of Axially Loaded Pile Fondations". American Journal of Civil Engineering and Architecture, vol. 5, n. 5, p. 187-195.

Iwamoto, R. K. (2000). "Alguns aspectos da interação solo-estrutura – estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda". Dissertação de Mestrado. Universidade de São Carlos.

Mason, J. (1981). Obras Portuárias. Editora Campus.

Mello, V.F.B. De. (1971). "Standard Penetration Test". Em: Proccedings of the IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Enginnering, vol. 1.

Mitchell, J. K., Gardner, W. S. (1975). "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics". Em: Proceedings of the Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina State University.

Nunes, M.de L. (2020). "Análise da interação solo-estrutura das estacas do cais público do Porto Novo do Porto do Rio Grande através do método dos elementos finitos". Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

Oshima, S. T. (2004). "Uma combinação MEC/MEF para análise da interação de estacas inclinadas e o solo". Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo.

Pinto, C. S. (2000). Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. Oficina de textos.

Pires, F. E. C. (2013). Empuxo de Sobrecargas Assimétricas em Estacas: Estudo de Casos de Pontes. UFRJ/COPPE.

Porto, T. B., Silva, R. M. (2010). "Study of a structural masonry building with the analysis of soli-structure interaction". Em: Mecánica Computacional Vol XXIX, p. 1555-1574.

Prakash, S., Sharma, H. D. (1990). "Pile Foundations in Engineering Practice". Em: A Wiley Interscience Publication. cap. 2.

Projeto Conceitual Estaleiro Rio Grande – Expansão. (2011).

Ryltenius, A. (2011). "FEM Modelling of Piled Raft Foundations in Two and Three Dimensions". Dissertação de Mestrado. Universidade de Lund.

Silva, A. J. N., Carvalho, F. G. (2007). "Coesão e resistência ao cisalhamento a atributos físicos e químicos de latossolo amarelo de tabuleiro costeiro". Em: Revista. Brasileira de Ciências do Solo, p. 853-862.

Silva, N. U. P. da. (2006). "Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura". Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais.

Silva, S. E., França, W. P. F., Ayala, R. J. L. (2015). "Estado da arte da interação solo-estrutura e sua inflência nos recalques do solo". Em: Periódico Científico Outras Palavras, v. 11, n. 2.

Schnaid, F. (2000). Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Oficina de Textos.

Soares, J.M. (2004). “Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal”. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília. 265p.

Souza, R. A., Reis, J. H. C. (2008). “Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas”. Em: Acta Scientarium. v. 30, n. 2, p. 161-171.

Stroud, M. A. (1989). "The standard penetration test – it’s application and interpretation". Em: Geotech. Conf. On Penetration Testing.

Tecton. (2011). Projeto Cais Honório Bicalho.

Teixeira, A. H., Godoy, N. S. (1996) . Fundações: teoria e prática. Pini.

Thoresen, C. A. (2014). Port’s Design Handbook. 3ed.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). Fundações, vol. 2: Fundações Profundas. Nova Ed.

Vieira, A. R. R. (2013). “Avaliação da capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação”. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.

Wegman, M. D. (2018). “Análise da interação solo-estrutura em dolfins de amarração e atracação”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

Winkler, E. (1867) Die Lehre von Elastizitat und Festigkeit (on Elasticity and Fixity). Dominicus.

Zakia K., Abdelmadjid B., Nazihe T. (2011). “Modeling the Behaviour of Axially loaded and laterally loaded pile with a contact model”. Em: Electronic Journal of Geotechnical Engineering.

APÊNDICE A – PROPRIEDADES DO SOLO OBTIDAS ATRAVÉS DE CORRELAÇÕES COM O ENSAIO SPT-01

Profundidade (m)	Nspt	Nspt60	Tipo de solo	Classificação	Peso Específico Saturado (kN/m³)		Ângulo de Atrito (φ)		Mod. Elasticidade (MPa)		Coesão (kPa)	Res. Não Drenada (MPa)				Coef. de Poisson
					Bowles (1997)	Godoy (1972)	Teixeira e Cintra (2003)	Godoy e (Cintra 2003)	Stroud (1989)	Bowles (1997)	Teixeira e Godoy (1996)	De Mello (1971)	Dias et. al (2010)	Dias et. al. c/ (Bjerrum (1973)	Stroud (1989)	Teixeira & Godoy (1996)
0	0	0	Água													
1	0	0	Água													
2	0	0	Argila arenosa	Muito mole	16.0	13.0			0.00	8.00			32.4	24.9	0.00	0.4
3	0	0	Argila arenosa	Muito mole	16.0	13.0			0.00	8.00			33.6	26.1	0.00	0.4
4	0	0	Argila arenosa	Muito mole	16.0	13.0			0.00	8.00			34.8	27.3	0.00	0.4
5	0	0	Argila arenosa	Muito mole	16.0	13.0			0.00	8.00			36.0	28.5	5.00	0.4
6	1	1	Argila arenosa	Muito mole	16.0	13.0			1.80	8.00			37.1	29.6	10.00	0.4
7	2	2	Areia Argilosa	Fofa	16.0	19.0			3.60	18.00			38.3	30.8	10.00	0.4
8	2	2	Areia Argilosa	Fofa	16.0	19.0			3.60	18.00			39.5	32.0	20.00	0.4
9	4	5	Areia Argilosa	Fofa	16.0	19.0			7.20	18.00			40.7	33.2	45.00	0.3
10	9	11	Areia Argilosa	Fofa	16.0	19.0			16.20	18.00			41.9	34.4	60.00	0.3
11	12	14	Areia	Med. Compacta	19.0	20.0	30.5	32.8	21.60	65.00	120.00					0.30
12	21	25	Areia	Med. Compacta	19.0	20.0	35.5	36.4	37.80	65.00	210.00					0.20
13	17	20	Areia	Med. Compacta	19.0	20.0	33.4	34.8	30.60	65.00	170.00					0.20
14	5	6	Areia	Med. Compacta	19.0	20.0	25.0	30.0	9.00	65.00	50.00					0.40

Profundidade (m)	Nspt	Nspt60	Tipo de solo	Classificação	Peso Específico Saturado (kN/m³)		Ângulo de Atrito (φ)		Mod. Elasticidade (MPa)		Coesão (kPa)	Res. Não Drenada (MPa)				Coef. de Poisson
					Bowles (1997)	Godoy (1972)	Teixeira e Cintra (2003)	Godoy e (Cintra 2003)	Stroud (1989)	Bowles (1997)	Teixeira e Godoy (1996)	De Mello (1971)	Dias et. al (2010)	Dias et. al. c/ (Bjerrum (1973)	Stroud (1989)	Teixeira & Godoy (1996)
15	4	5	Argila arenosa	Mole a Média	18.00	16.00			7.20	25.00		40.00	47.9	40.4	20.00	0.40
16	4	5	Argila arenosa	Mole a Média	18.00	16.00			7.20	25.00		40.00	49.0	41.5	35.00	0.40
17	7	8	Argila arenosa	Mole a Média	18.00	16.00			12.60	25.00		70.00	50.2	42.7	40.00	0.30
18	8	10	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00	27.6	31.2	14.40	65.00	80.00					0.30
19	10	12	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00	29.1	32.0	18.00	65.00	100.00					0.30
20	4	5	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00			7.20	65.00		40.00	53.8	46.3	20.00	0.30
21	4	5	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00			7.20	65.00		40.00	55.0	47.5	20.00	0.30
22	4	5	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00			7.20	65.00		40.00	56.2	48.7	20.00	0.30
23	4	5	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00			7.20	65.00		40.00	57.4	49.9	20.00	0.30
24	4	5	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00			7.20	65.00		40.00	58.6	51.1	20.00	0.30
25	4	5	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00			7.20	65.00		40.00	59.8	52.3	15.00	0.40
26	3	4	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00			5.40	65.00		30.00	60.9	53.4	20.00	0.40
27	4	5	Areia Argilosa	Med. Compacta	19.00	20.00			7.20	65.00		40.00	62.1	54.6	20.00	0.40
28	4	5	Argila arenosa	Mole	17.00	15.00			7.20	18.00		40.00	63.3	55.8	10.00	0.40
29	2	2	Argila arenosa	Mole	17.00	15.00			3.60	18.00		20.00	64.5	57.0	5.00	0.40
30	1	1	Argila arenosa	Mole	17.00	15.00			1.80	18.00		10.00	65.7	58.2	115.00	0.40

31	23	28	Argila arenosa	Mole	17.00	15.00			41.40	18.00		230.00	66.9	59.4	110.00	0.40	

Profundidade (m)	Nspt	Nspt60	Tipo de solo	Classificação	Peso Específico Saturado (kN/m³)		Ângulo de Atrito (φ)		Mod. Elasticidade (MPa)		Coesão (kPa)	Res. Não Drenada (MPa)				Coef. de Poisson
					Bowles (1997)	Godoy (1972)	Teixeira e Cintra (2003)	Godoy e (Cintra 2003)	Stroud (1989)	Bowles (1997)	Teixeira e Godoy (1996)	De Mello (1971)	Dias et. al (2010)	Dias et. al. c/ (Bjerrum (1973)	Stroud (1989)	Teixeira & Godoy (1996)
32	22	26	Areia	Compacta	20.00	21.00	36.0	36.8	39.60	80.00	220.00					0.40
33	22	26	Areia	Compacta	20.00	21.00	36.0	36.8	39.60	80.00	220.00					0.40
34	42	50	Areia	Compacta	20.00	21.00	44.0	44.8	75.60	80.00	420.00					0.40
35	50	60	Areia	Compacta	20.00	21.00	46.6	48.0	90.00	80.00	500.00					0.40
36	4	5	Areia	Compacta	20.00	21.00	23.9	29.6	7.20	80.00	40.00					0.40
37	6	7	Argila arenosa	Média	19.00	17.00			10.80	35.00		60.00	74.0	66.5	250.00	0.40
38	50	60	Argila arenosa	Média	19.00	17.00			90.00	35.00		500.00	75.2	67.7	250.00	0.40
39	50	60	Areia	Muito compacta	22.00	21.00	46.6	48.0	90.00	100.00	500.00					0.40
40	50	60	Areia	Muito compacta	22.00	21.00	46.6	48.0	90.00	100.00	500.00					0.40
41	50	60	Areia	Muito compacta	22.00	21.00	46.6	48.0	90.00	100.00	500.00					0.40
42	50	60	Areia	Muito compacta	22.00	21.00	46.6	48.0	90.00	100.00	500.00					0.40
43	50	60	Areia	Muito compacta	22.00	21.00	46.6	48.0	90.00	100.00	500.00					0.40

APÊNDICE B – DISTRIBUIÇÃO DO SOLO EM CAMADAS E RESPECTIVAS PROPRIEDADES

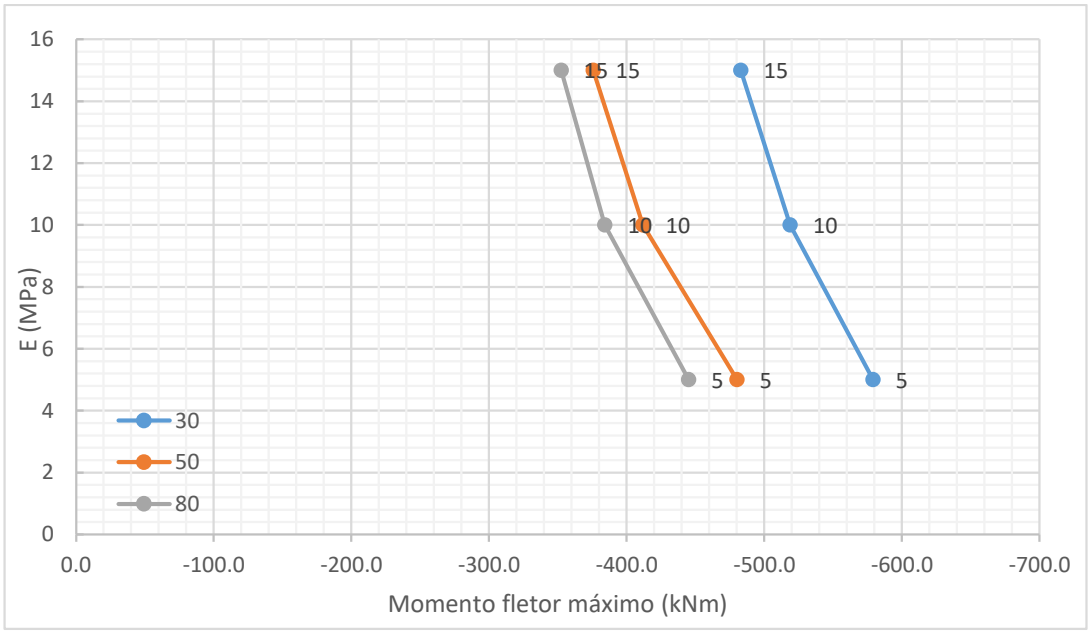
Camada	Tipo de solo	Classificação	Nspt médio	Nspt60 médio	Peso Específico Sat. (kN/m³)	Ângulo de Atrito (φ)	Mod. Elast. (MPa)	Res. Não Drenada (kN/m²)				Coef. Poisson (υ)
								Stroud (1989)	Dias et. al (2010)	Dias et. al com Bjerrum (1973)	De Mello (1971)	
1	Argila arenosa	Muito mole	2	2	16.0		12.4	10.0	37.1	29.6	20.0	0.4
2	Areia	Med. Compacta	17	20	19.0	35.2	65.0					0.4
3	Argila arenosa	Mole a Média	5	6	18.0		25.0	25.0	49.0	41.5	50.0	0.4
4	Areia argilosa	Med. Compacta	9	11	19.0	29.7	65.0					0.4
5	Argila arenosa	Mole a Média	4	5	18.5		45.0			52.8	40.0	0.4
6	Areia	Compacta	32	38	19.4	42.7	67.6					0.4
7	Argila arenosa	Média	5	6	19.5		57.5	25.0	74.6	67.1	50.0	0.4
8	Areia	Muito compacta	50	60	21.5	49.6	89.2					0.4

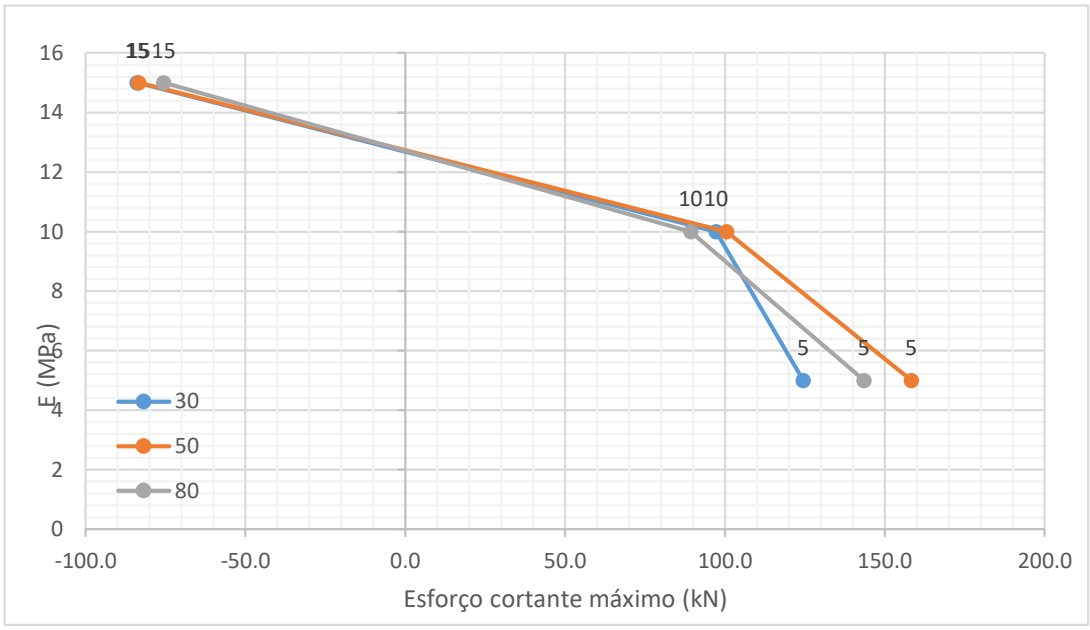
APÊNDICE C – TABELAS E GRÁFICOS DE RESULTADOS MÁXIMOS PROVENIENTES DO ESTUDO PARAMÉTRICO

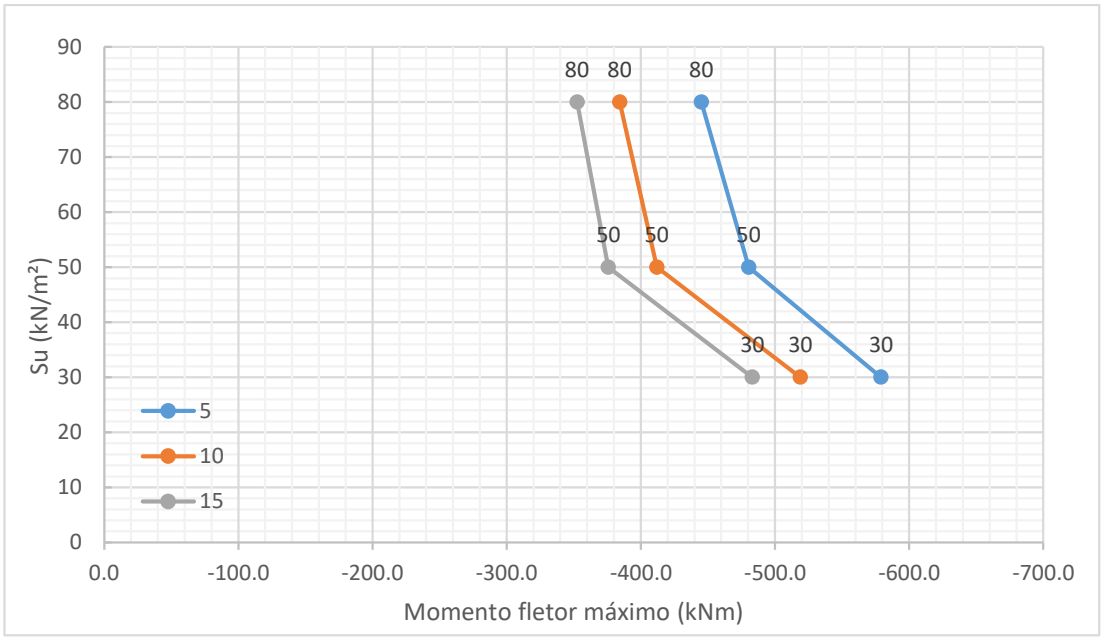
- ESTACA 1

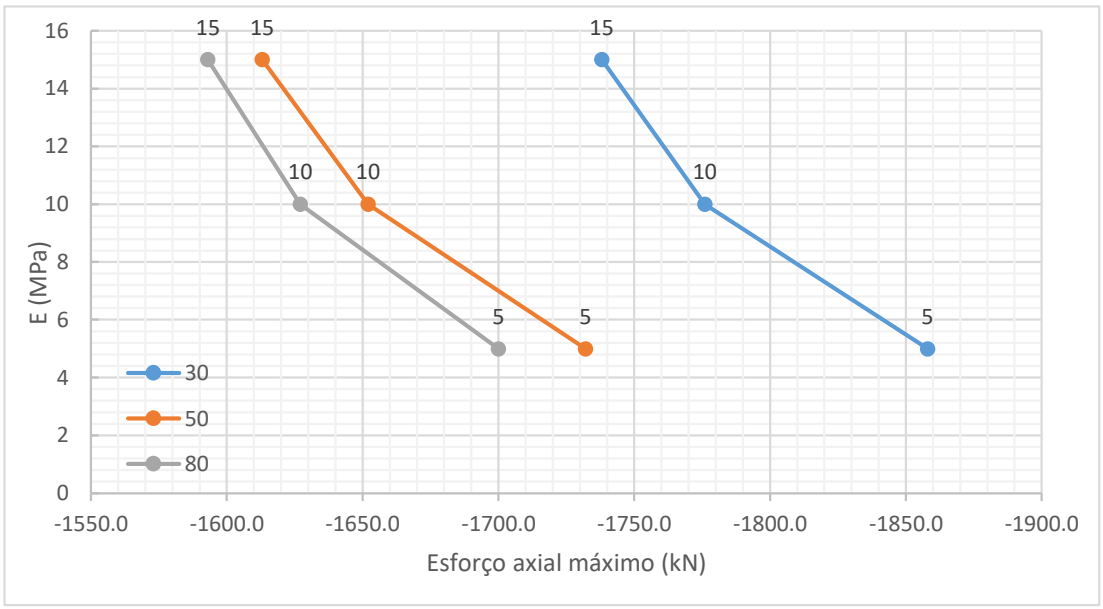
Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Deslocamento horizontal	Deslocamento vertical
MP1	30	5	-1858.0	124.5	-579.0	0.120	-0.211
MP2	30	10	-1776.0	97.3	-518.9	0.101	-0.142
MP3	30	15	-1738.0	-83.9	-483.1	0.090	-0.119
MP4	50	5	-1732.0	158.3	-480.3	0.062	-0.142
MP5	50	10	-1652.0	100.5	-411.9	0.043	-0.108
MP6	50	15	-1613.0	-83.4	-375.7	0.037	-0.096
MP7	80	5	-1700.0	143.5	-445.1	0.050	-0.136
MP8	80	10	-1627.0	89.3	-384.2	0.032	-0.104
MP9	80	15	-1593.0	-75.6	-352.5	0.026	-0.092

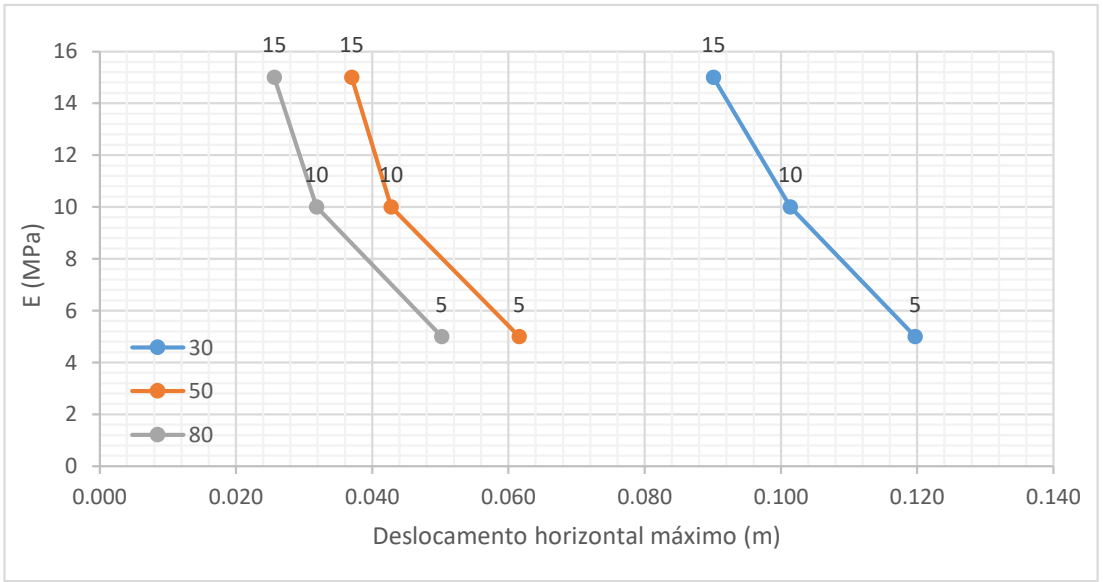
Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Deslocamento horizontal	Deslocamento vertical
MP1	30	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP2	30	10	4%	22%	10%	15%	33%
MP3	30	15	2%	14%	7%	11%	17%
MP4	50	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP5	50	10	5%	37%	14%	31%	24%
MP6	50	15	2%	17%	9%	14%	11%
MP7	80	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP8	80	10	4%	38%	14%	37%	24%
MP9	80	15	2%	15%	8%	20%	11%

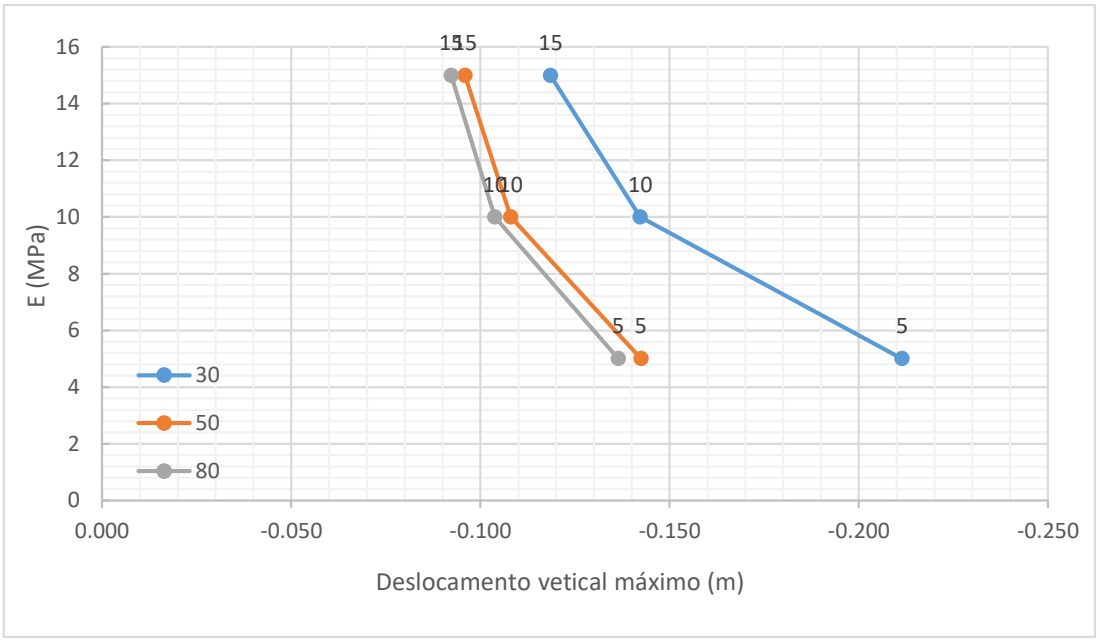

16
14
12
10
8
6
4
2
0
E (MPa)
0.0
-100.0
-200.0
-300.0
-400.0
-500.0
-600.0
-700.0
Momento fletor máximo (kNm)
15 15
15
10 10
10
5 5
5
30
50
80

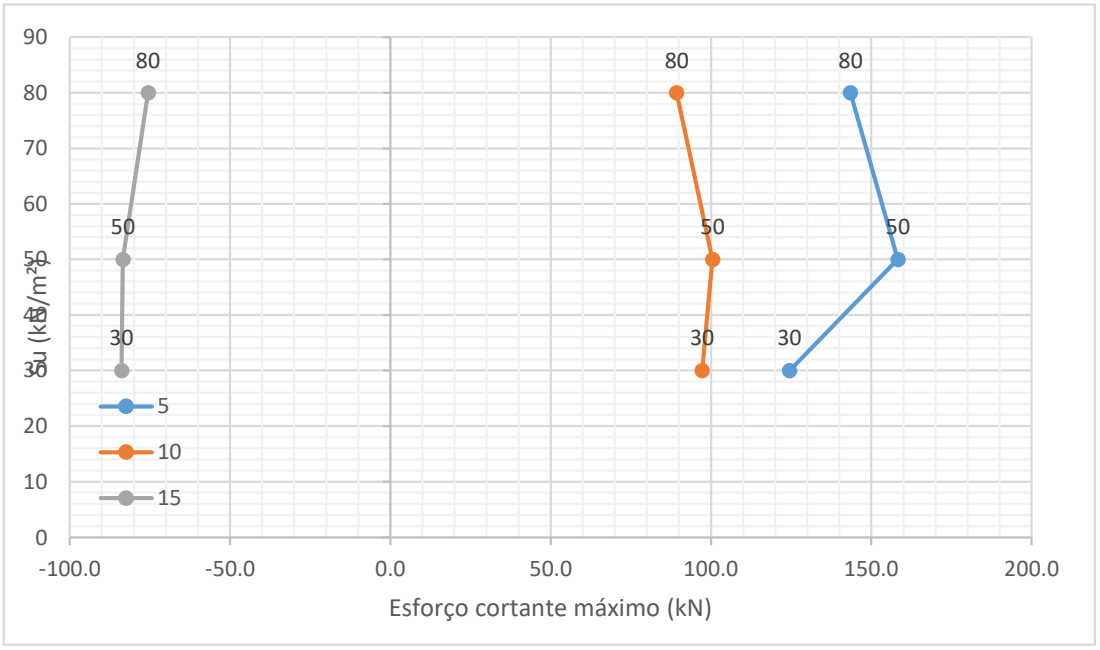

16
14
12
10
8
6
4
2
0
E (MPa)
-100.0
-50.0
0.0
50.0
100.0
150.0
200.0
Esforço cortante máximo (kN)
15 15
10 10
5 5 5
30
50
80

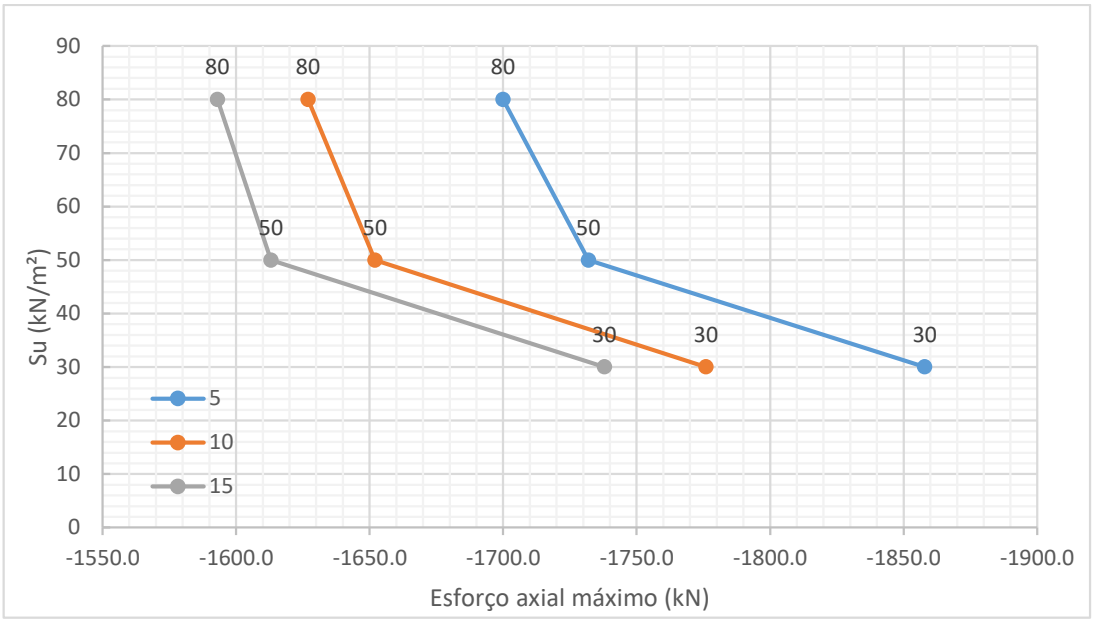

Su (kN/m²)
Momento fletor máximo (kNm)
5
10
15
80
50
30

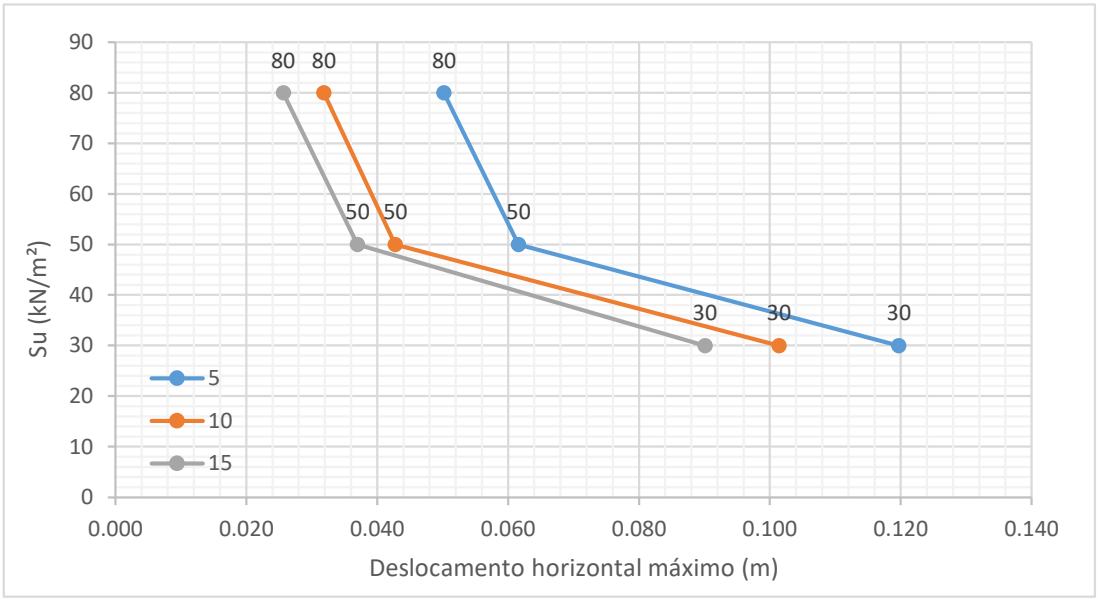

E (MPa)
Esforço axial máximo (kN)
30
50
80
15
10
5

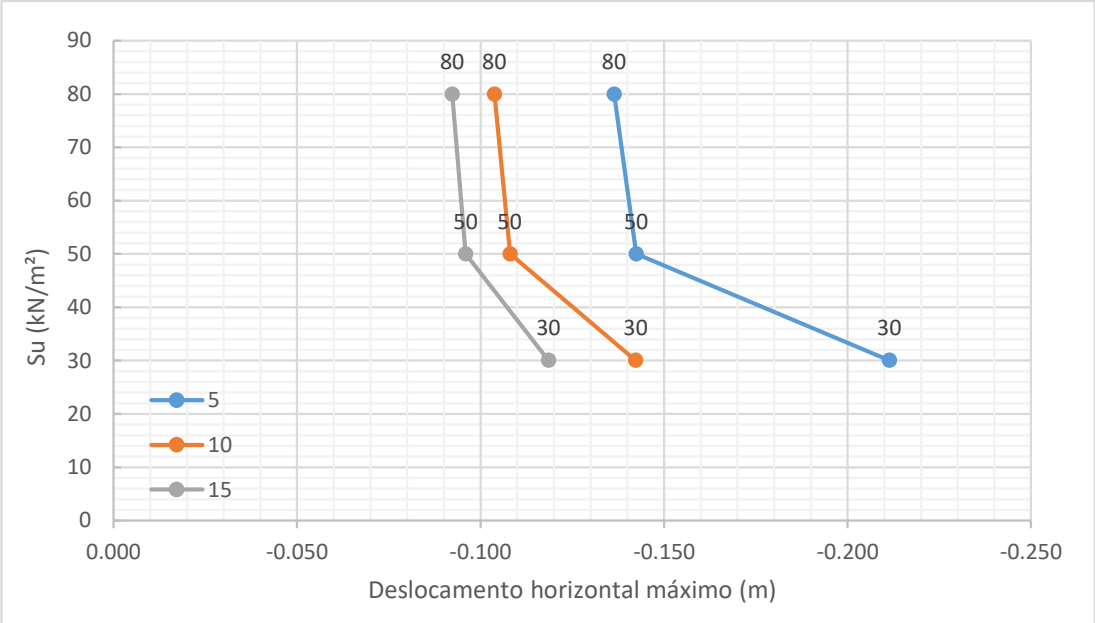

E (MPa)
Deslocamento horizontal máximo (m)
30
50
80
15
10
5


E (MPa)
Deslocamento vetical máximo (m)
30
50
80
15
10
5


Su (kN/m²)
Esforço cortante máximo (kN)
5
10
15
30
50
80


90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Su (kN/m²)
80
80
80
50
50
50
30
30
30
5
10
15
-1550.0
-1600.0
-1650.0
-1700.0
-1750.0
-1800.0
-1850.0
-1900.0
Esforço axial máximo (kN)

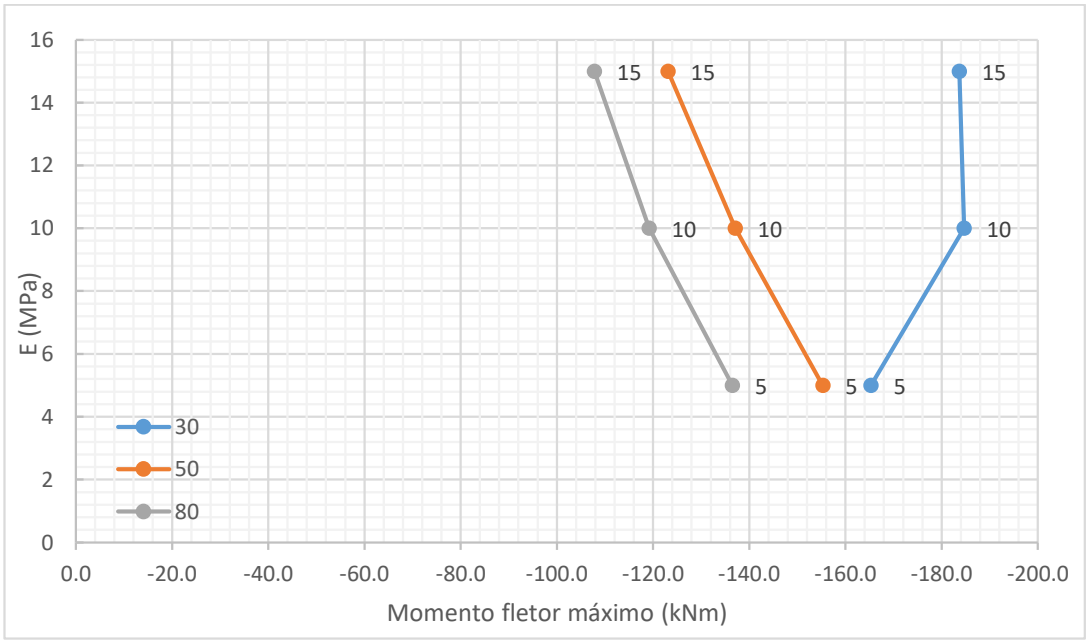

90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Su (kN/m²)
80
80
80
50
50
50
30
30
30
5
10
15
0.000
0.020
0.040
0.060
0.080
0.100
0.120
0.140
Deslocamento horizontal máximo (m)

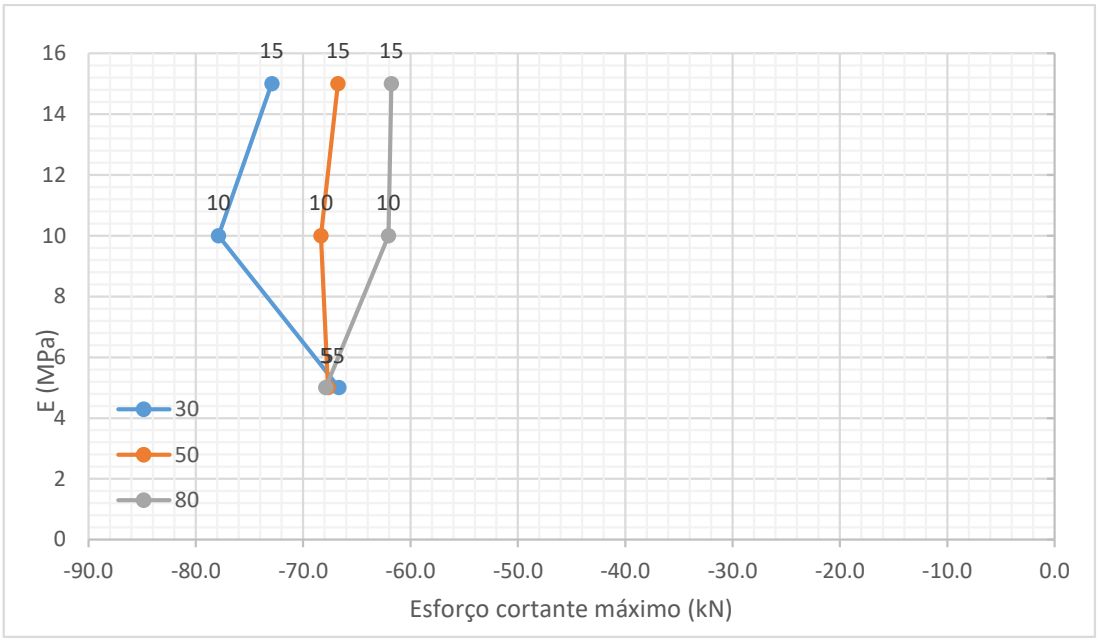

90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Su (kN/m²)
0.000
-0.050
-0.100
-0.150
-0.200
-0.250
Deslocamento horizontal máximo (m)
5
10
15
80
80
80
50
50
50
30
30
30

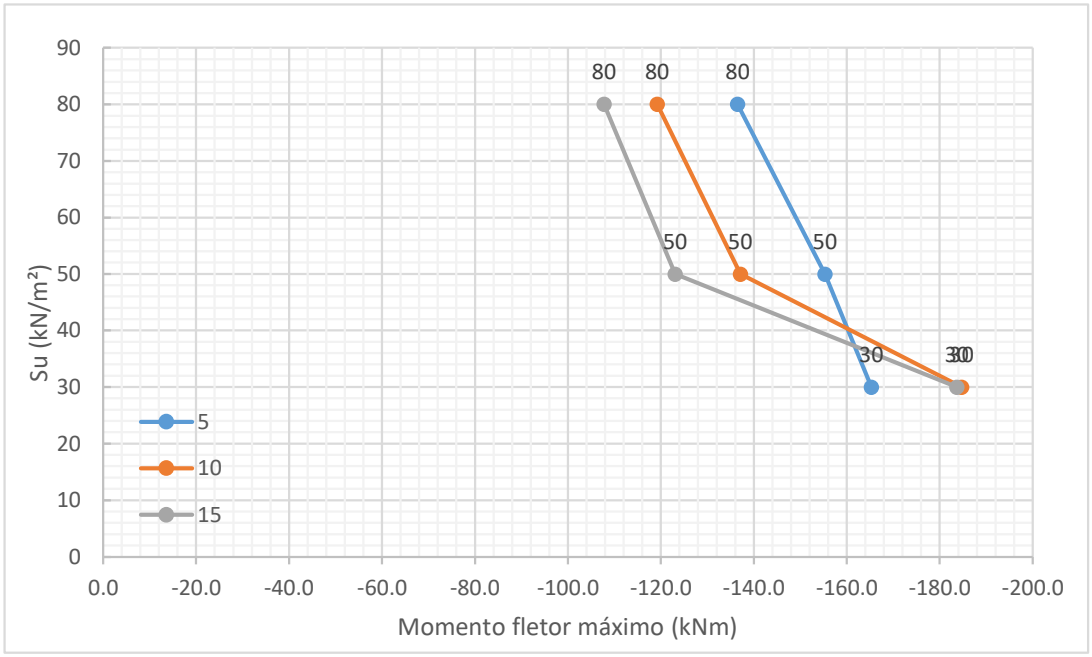
-ESTACA 2

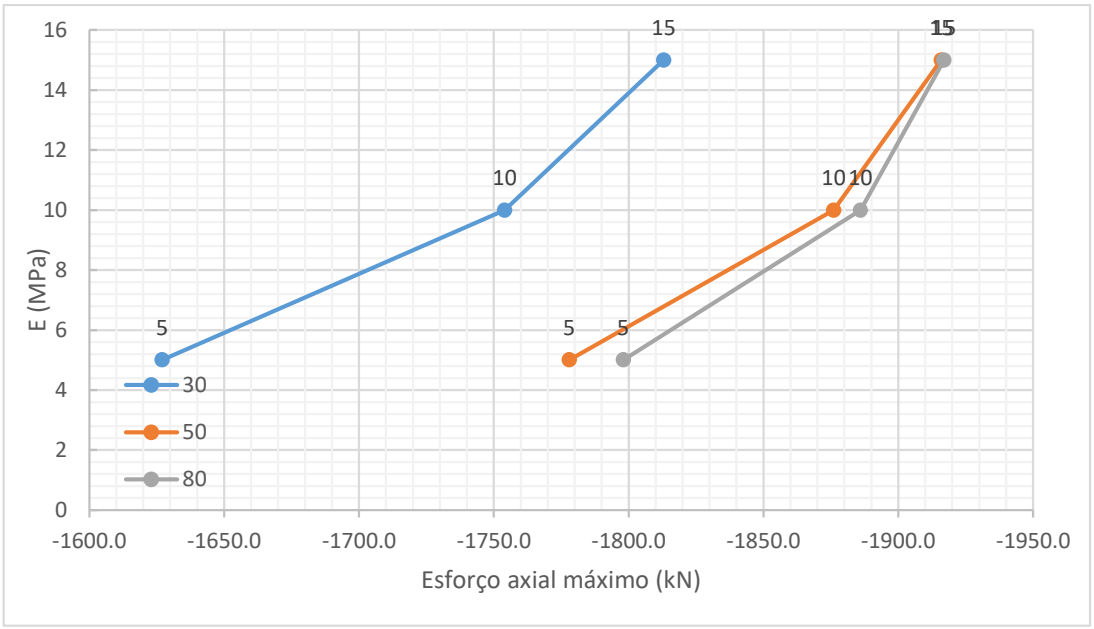
Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Desl. Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Desl. horizontal	Desl. vertical
MP1	30	5	-1627.0	-66.7	-165.3	0.120	-0.270
MP2	30	10	-1754.0	-77.9	-184.7	0.101	-0.200
MP3	30	15	-1813.0	-72.9	-183.7	0.090	-0.175
MP4	50	5	-1778.0	-67.7	-155.3	0.062	-0.191
MP5	50	10	-1876.0	-68.4	-137.1	0.043	-0.147
MP6	50	15	-1916.0	-66.8	-123.1	0.037	-0.130
MP7	80	5	-1798.0	-67.9	-136.5	0.050	-0.178
MP8	80	10	-1886.0	-62.1	-119.2	0.032	-0.137
MP9	80	15	-1917.0	-61.8	-107.8	0.026	-0.121

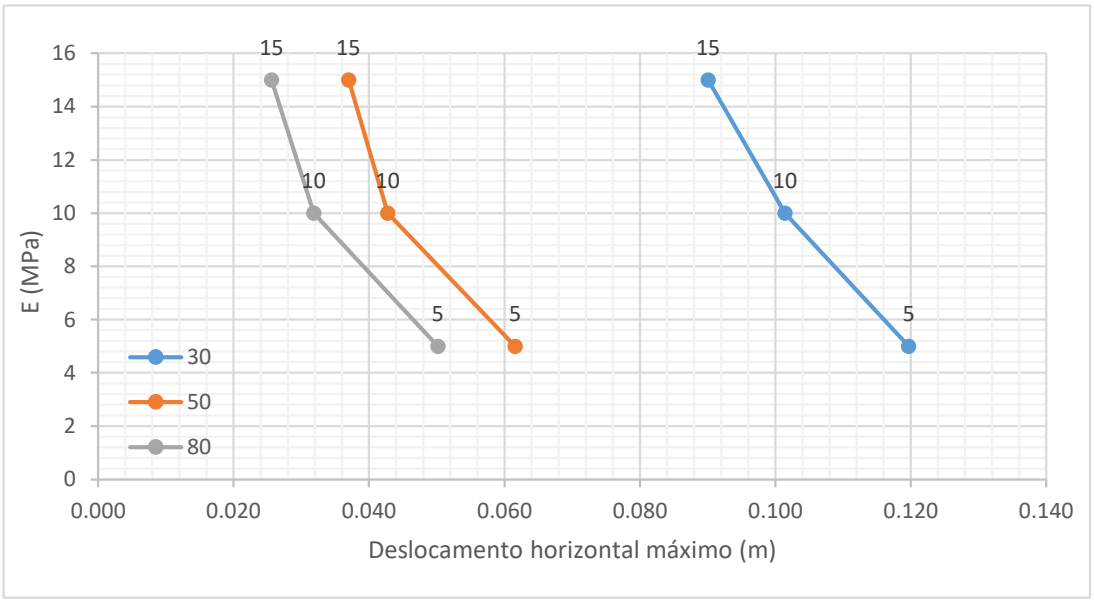
Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Desl. Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Desl. horizontal	Desl. vertical
MP1	30	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP2	30	10	-8%	-17%	-12%	15%	26%
MP3	30	15	-3%	6%	1%	11%	12%
MP4	50	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP5	50	10	-6%	-1%	12%	31%	23%
MP6	50	15	-2%	2%	10%	14%	11%
MP7	80	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP8	80	10	-5%	9%	13%	37%	23%
MP9	80	15	-2%	0%	10%	20%	12%

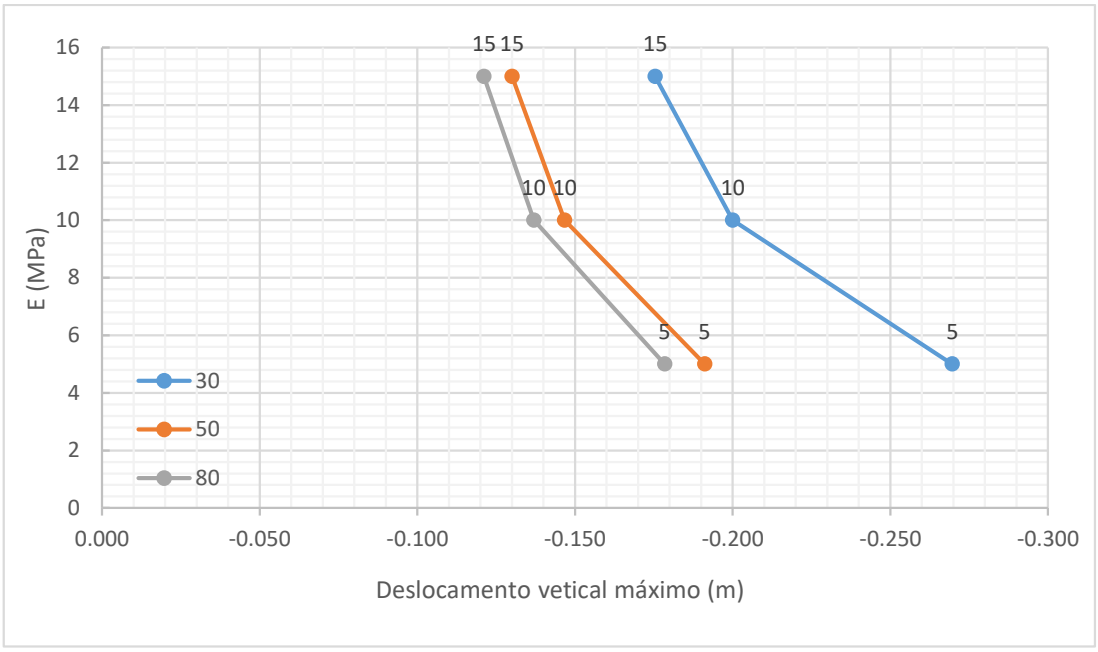


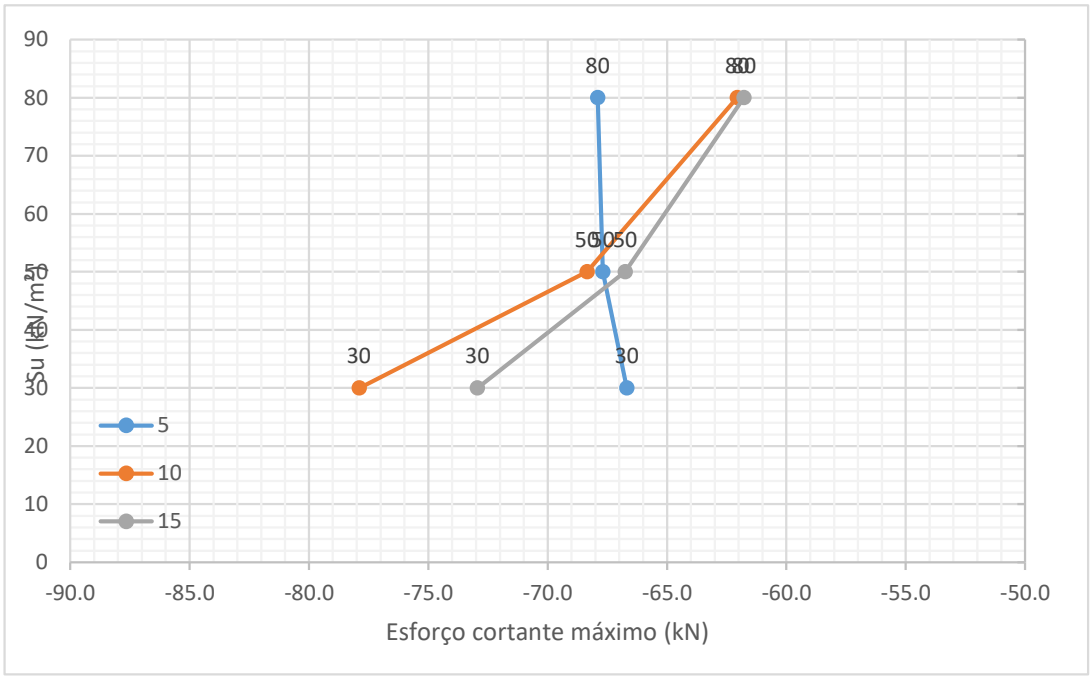

16
14
12
10
8
6
4
2
0
E (MPa)
15
15
15
10
10
10
5
5
30
50
80
-90.0
-80.0
-70.0
-60.0
-50.0
-40.0
-30.0
-20.0
-10.0
0.0
Esforço cortante máximo (kN)

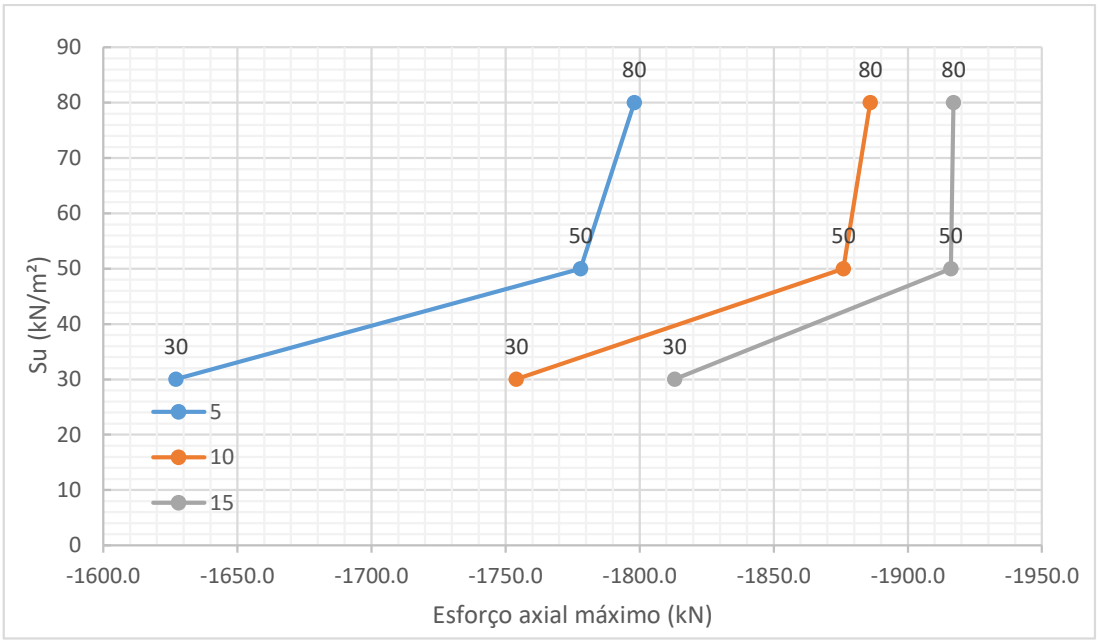

90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Su (kN/m²)
80
80
80
50
50
50
30
30
30
5
10
15
0.0
-20.0
-40.0
-60.0
-80.0
-100.0
-120.0
-140.0
-160.0
-180.0
-200.0
Momento fletor máximo (kNm)

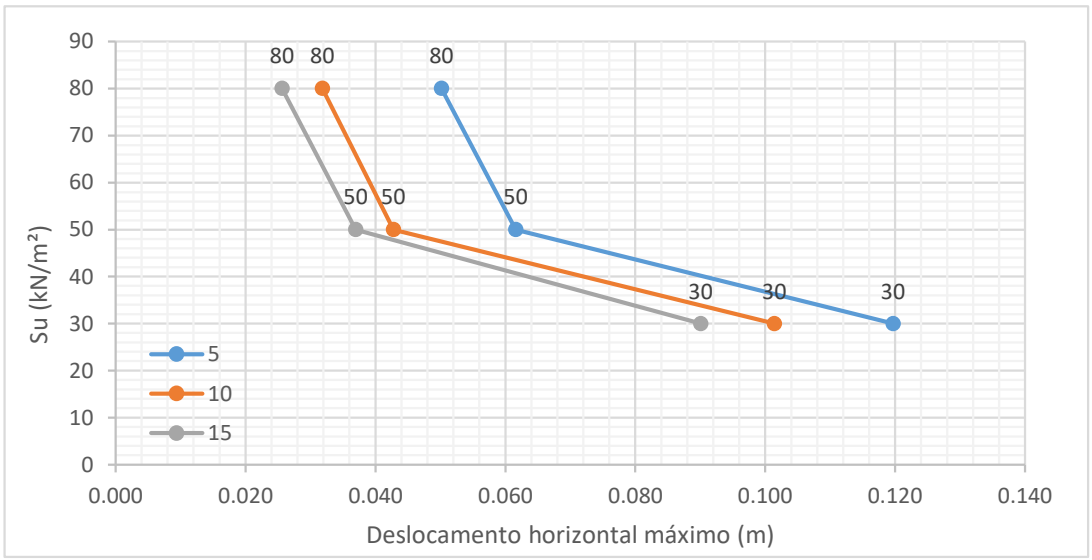

16
14
12
10
8
6
4
2
0
E (MPa)
-1600.0
-1650.0
-1700.0
-1750.0
-1800.0
-1850.0
-1900.0
-1950.0
Esforço axial máximo (kN)
5
10
15
30
50
80

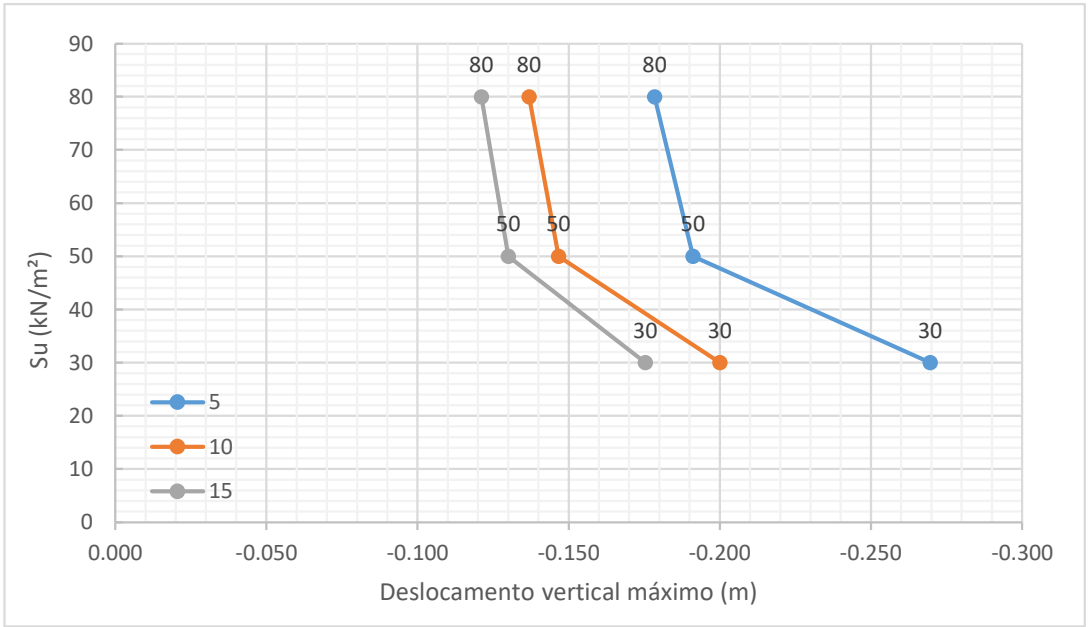

16
14
12
10
8
6
4
2
0
E (MPa)
0.000
0.020
0.040
0.060
0.080
0.100
0.120
0.140
Deslocamento horizontal máximo (m)
5
10
15
30
50
80


E (MPa)
Deslocamento vetical máximo (m)
30
50
80
15
10
5


Su (kN/m²)
Esforço cortante máximo (kN)
5
10
15
80
50
30


Su (kN/m²)
Esforço axial máximo (kN)
5
10
15
80
50
30

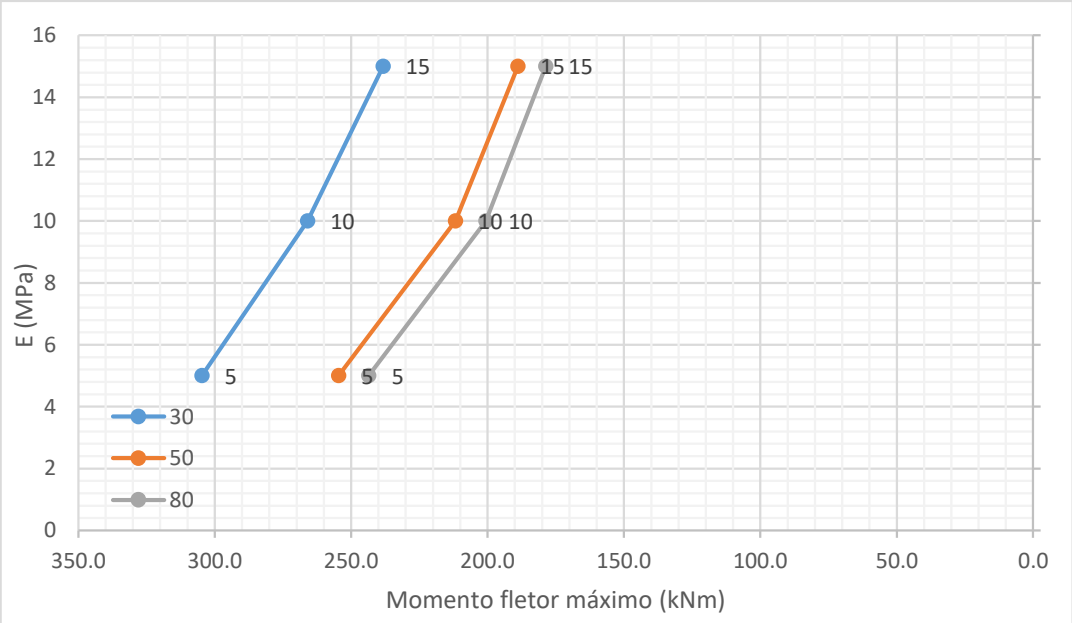

Su (kN/m²)
Deslocamento horizontal máximo (m)
5
10
15
80
50
30

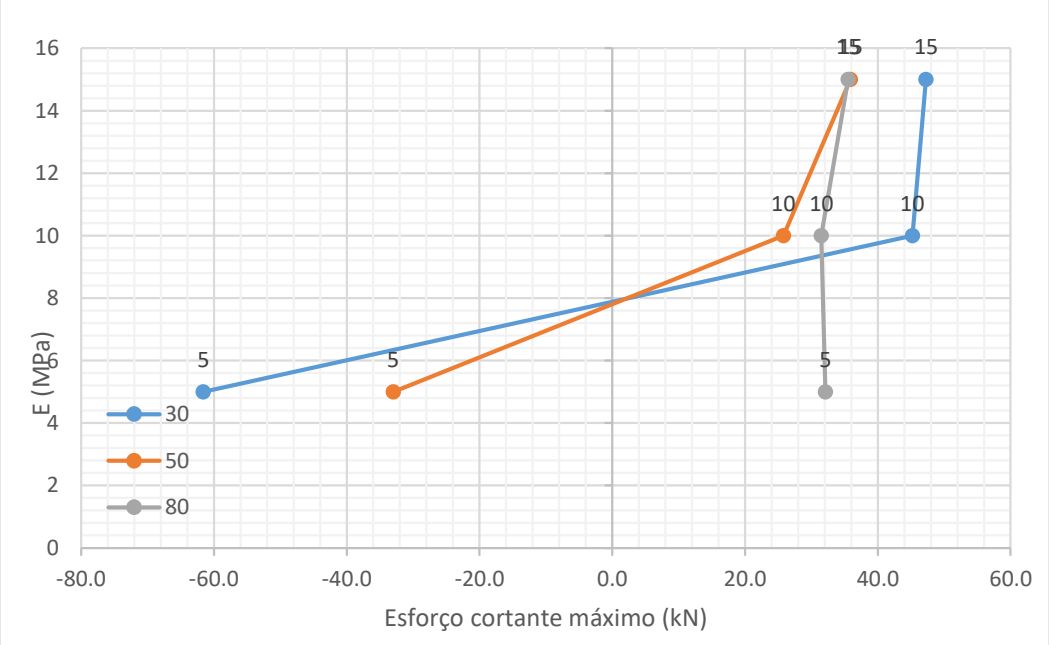

Su (kN/m²)
Deslocamento vertical máximo (m)
5
10
15
80
50
30

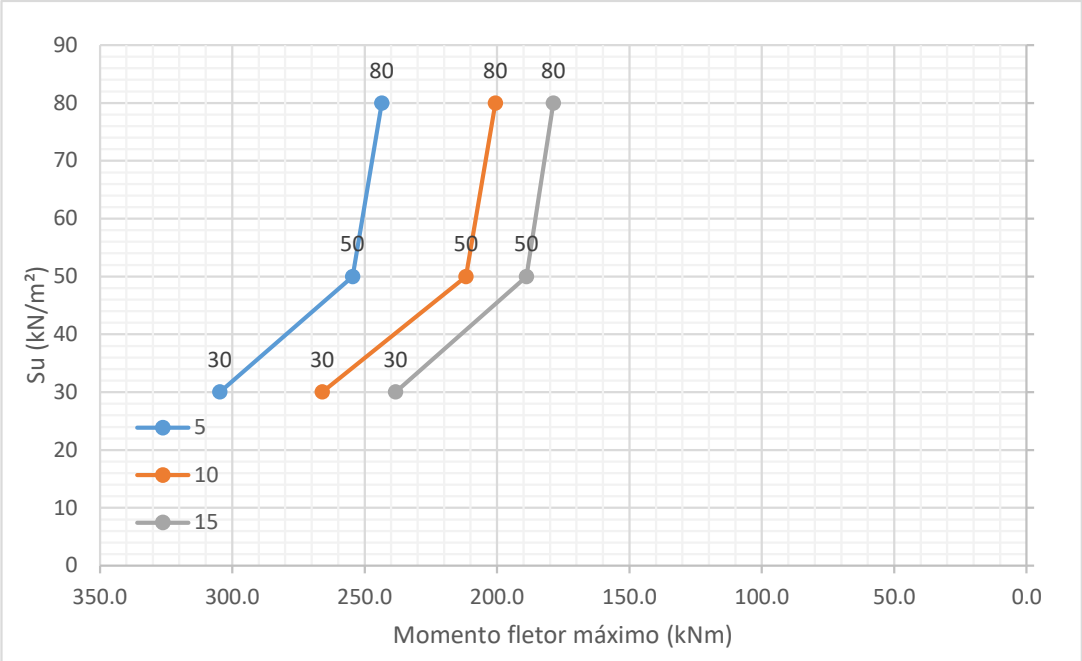
- ESTACA 3

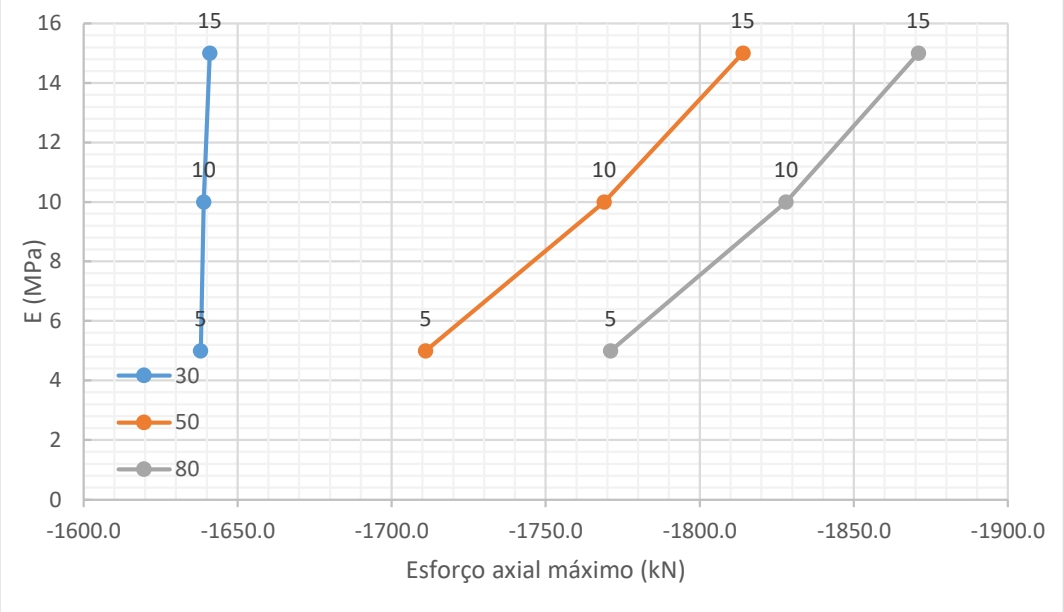
Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Deslocamento horizontal	Deslocamento vertical
MP1	30	5	-1638.0	-61.6	304.7	0.126	-0.274
MP2	30	10	-1639.0	45.2	266.0	0.103	-0.214
MP3	30	15	-1641.0	47.3	238.3	0.091	-0.190
MP4	50	5	-1711.0	-33.0	254.6	0.064	-0.199
MP5	50	10	-1769.0	25.8	211.8	0.045	-0.152
MP6	50	15	-1814.0	35.9	188.9	0.039	-0.135
MP7	80	5	-1771.0	32.1	243.5	0.053	-0.183
MP8	80	10	-1828.0	31.5	200.6	0.034	-0.140
MP9	80	15	-1871.0	35.6	178.7	0.028	-0.123

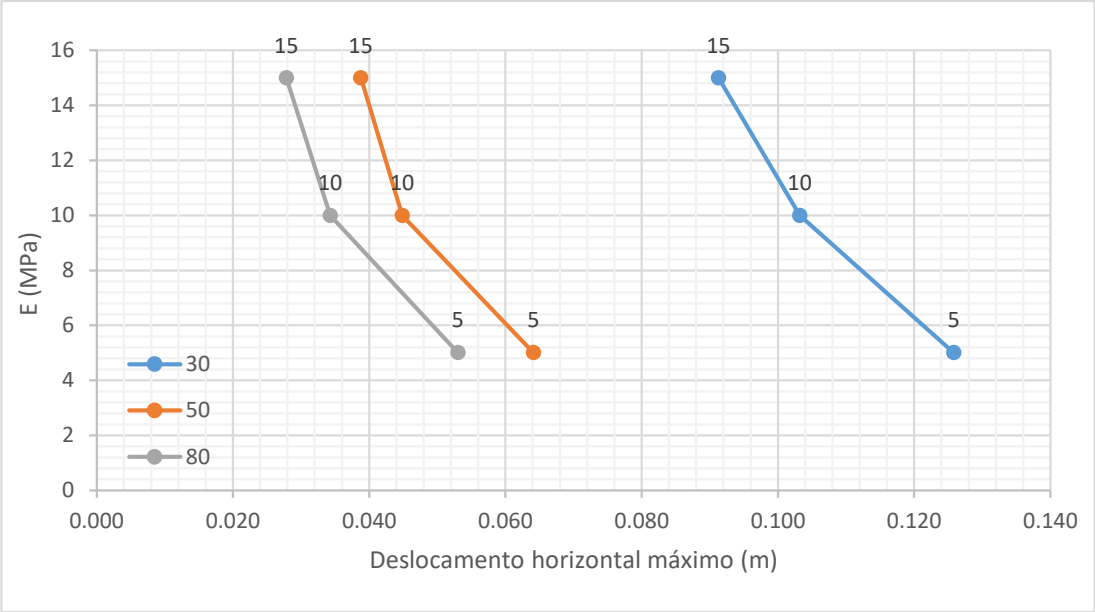
Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Deslocamento horizontal	Deslocamento vertical
MP1	30	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP2	30	10	0%	27%	13%	18%	22%
MP3	30	15	0%	-5%	10%	12%	11%
MP4	50	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP5	50	10	-3%	22%	17%	30%	24%
MP6	50	15	-3%	-39%	11%	14%	11%
MP7	80	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP8	80	10	-3%	2%	18%	35%	23%
MP9	80	15	-2%	-13%	11%	19%	12%

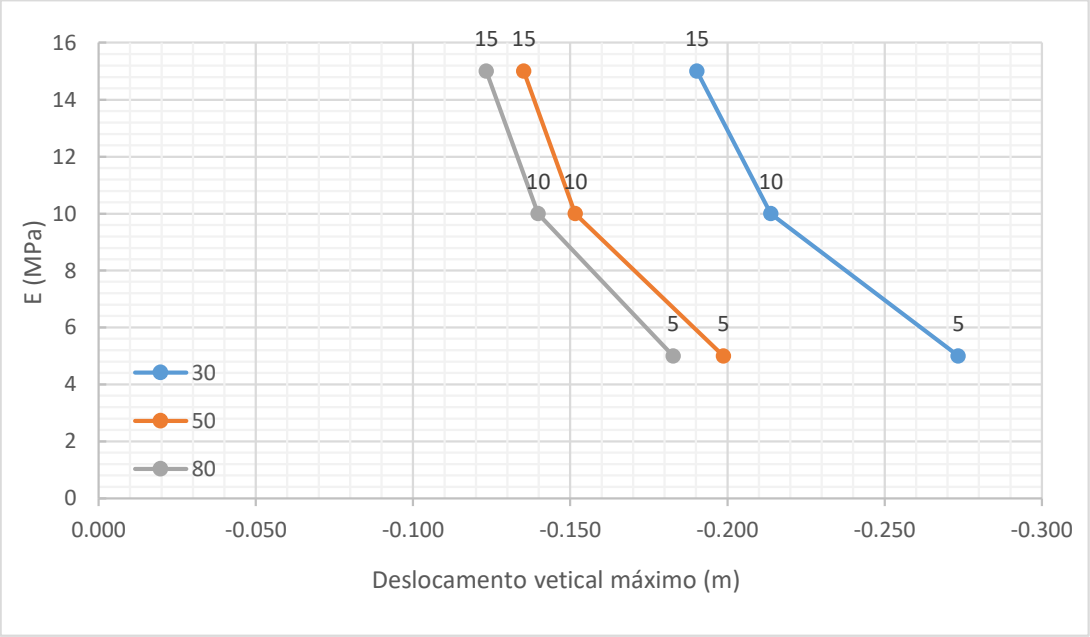

16
14
12
10
8
6
4
2
0
E (MPa)
350.0
300.0
250.0
200.0
150.0
100.0
50.0
0.0
Momento fletor máximo (kNm)
15
15 15
10
10 10
5
5 5
30
50
80

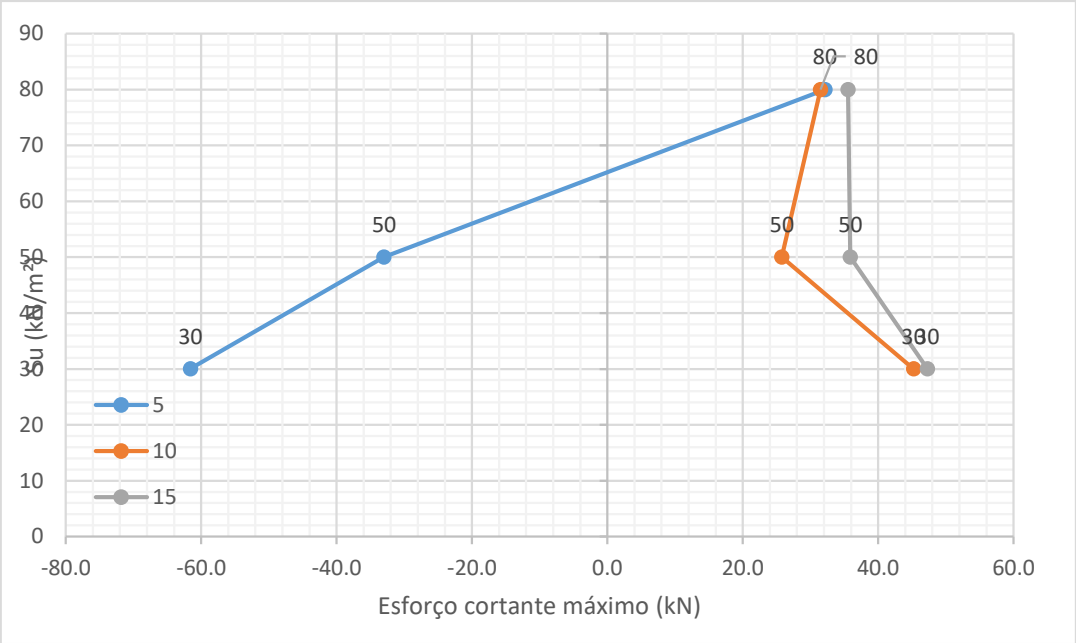

16
14
12
10
8
6
4
2
0
E (MPa)
-80.0
-60.0
-40.0
-20.0
0.0
20.0
40.0
60.0
Esforço cortante máximo (kN)
15
15
15
10
10
10
5
5
5
30
50
80

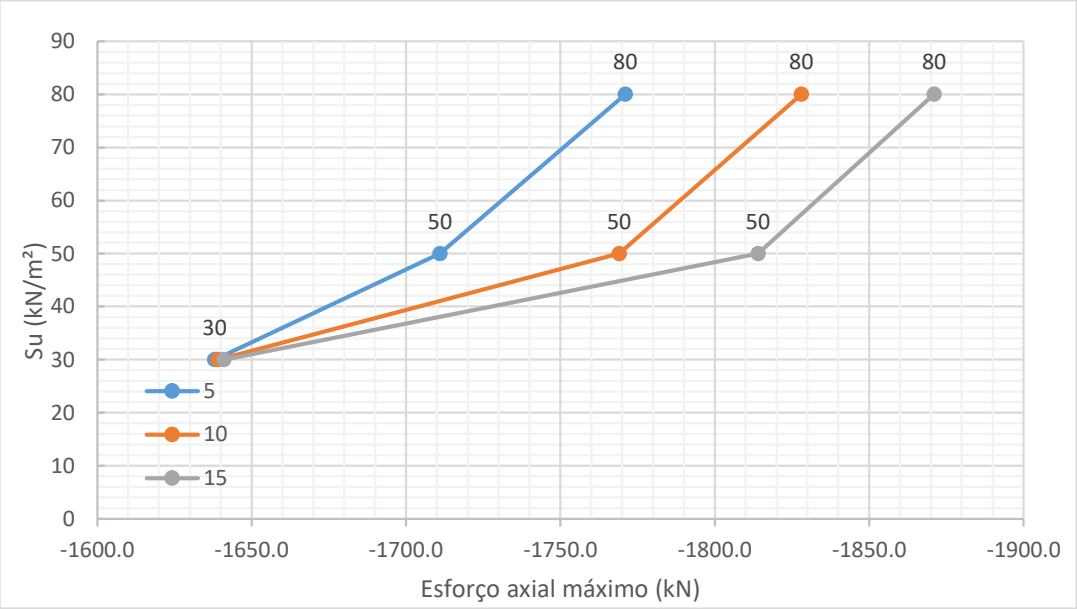

Su (kN/m²)
Momento fletor máximo (kNm)
5
10
15
30
50
80

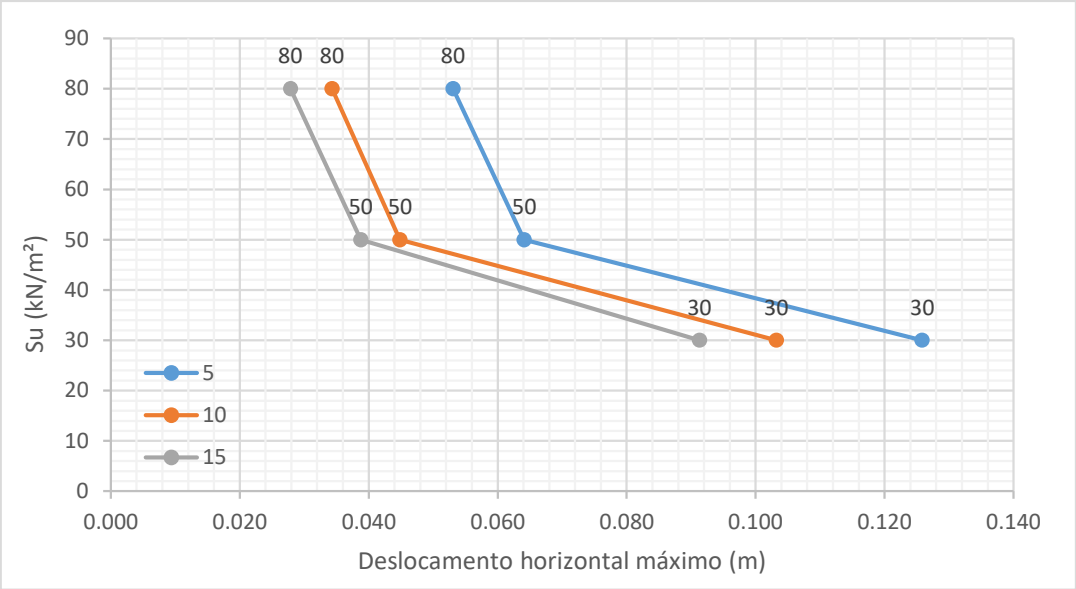

E (MPa)
Esforço axial máximo (kN)
30
50
80
5
10
15

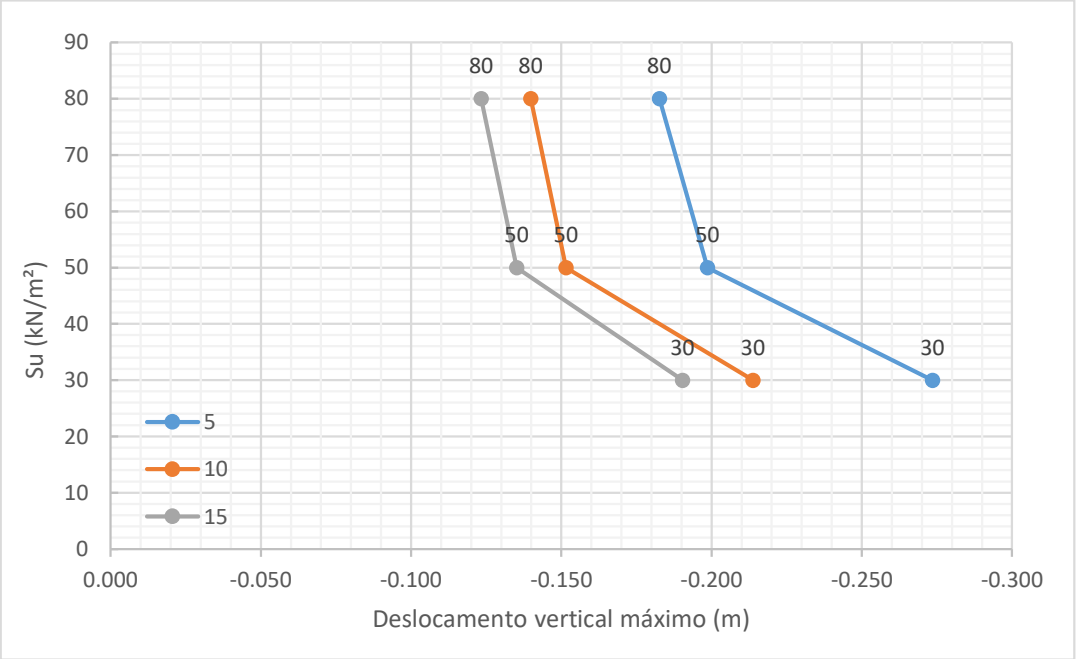

E (MPa)
Deslocamento horizontal máximo (m)
30
50
80
15
10
5


E (MPa)
Deslocamento vetical máximo (m)
30
50
80
15
10
5


90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
-80.0
-60.0
-40.0
-20.0
0.0
20.0
40.0
60.0
Su (kN/m²)
Esforço cortante máximo (kN)
5
10
15
30
50
80


90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
-1600.0
-1650.0
-1700.0
-1750.0
-1800.0
-1850.0
-1900.0
Su (kN/m²)
Esforço axial máximo (kN)
5
10
15
30
50
80

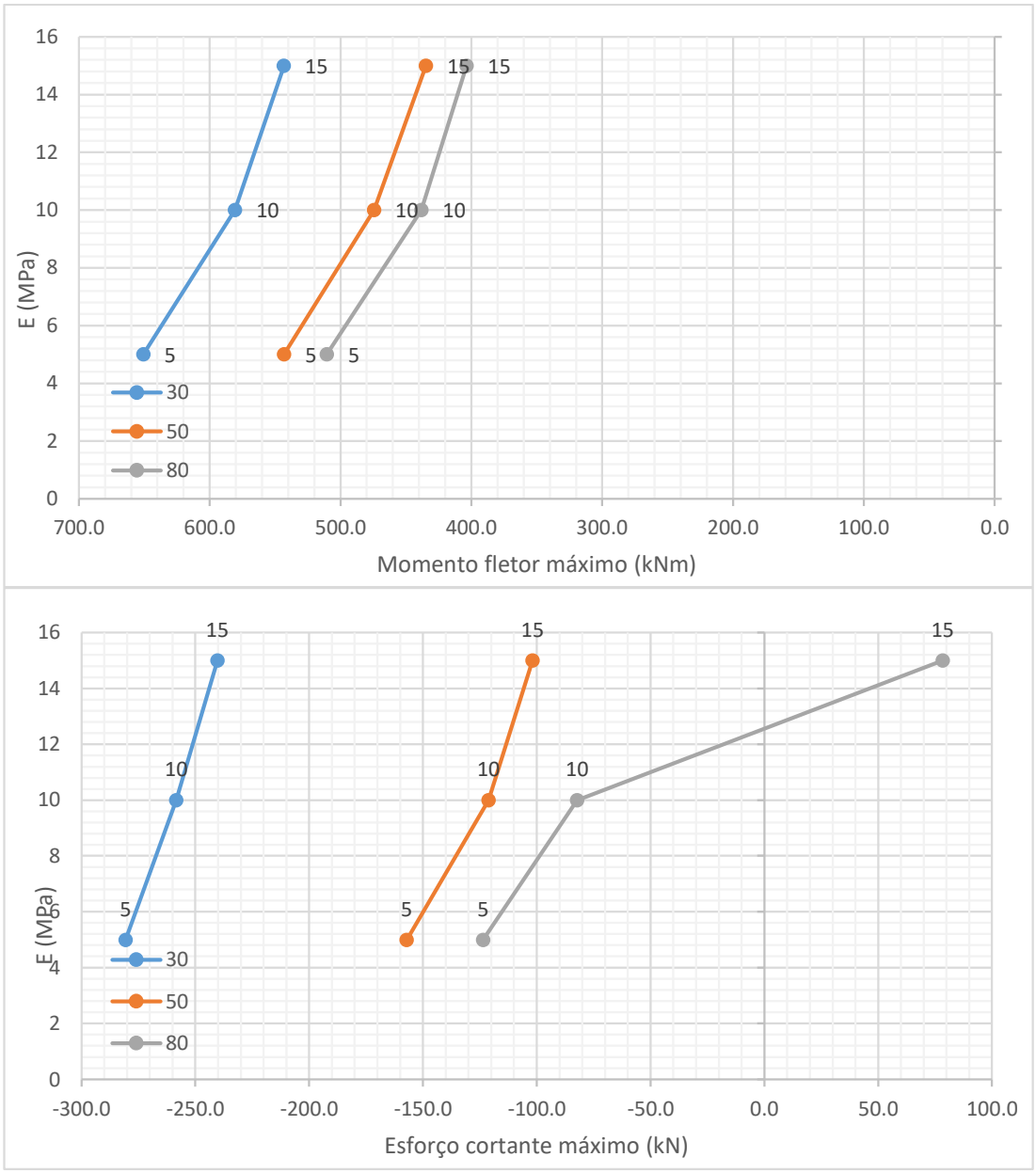

90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Su (kN/m²)
0.000
0.020
0.040
0.060
0.080
0.100
0.120
0.140
Deslocamento horizontal máximo (m)
80 80 80
50 50 50
30 30 30
5
10
15

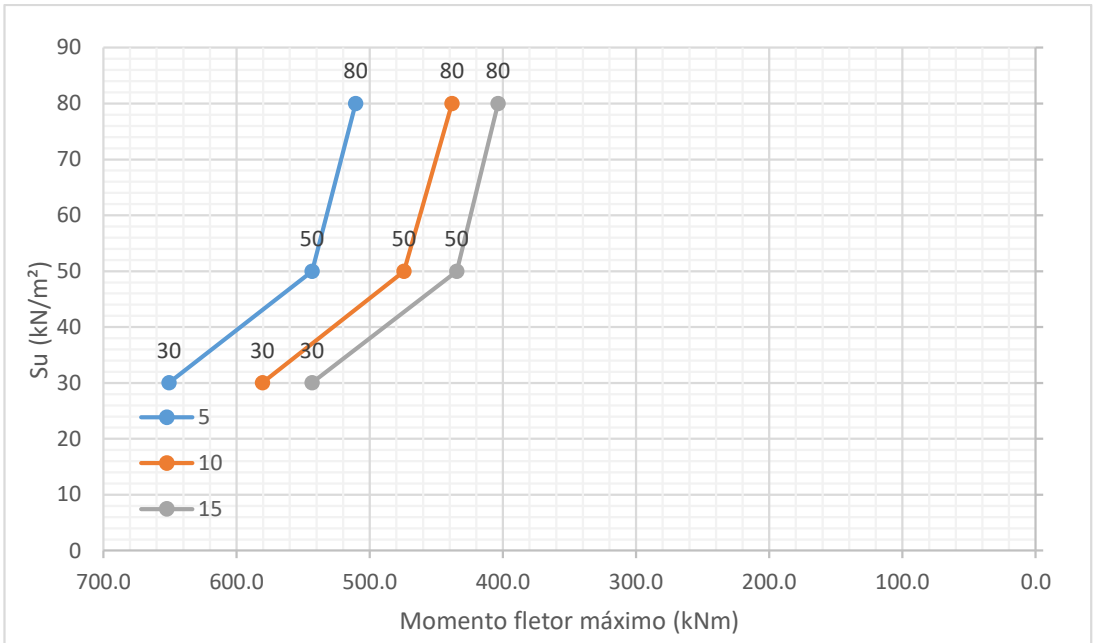

90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Su (kN/m²)
0.000
-0.050
-0.100
-0.150
-0.200
-0.250
-0.300
Deslocamento vertical máximo (m)
80 80 80
50 50 50
30 30 30
5
10
15

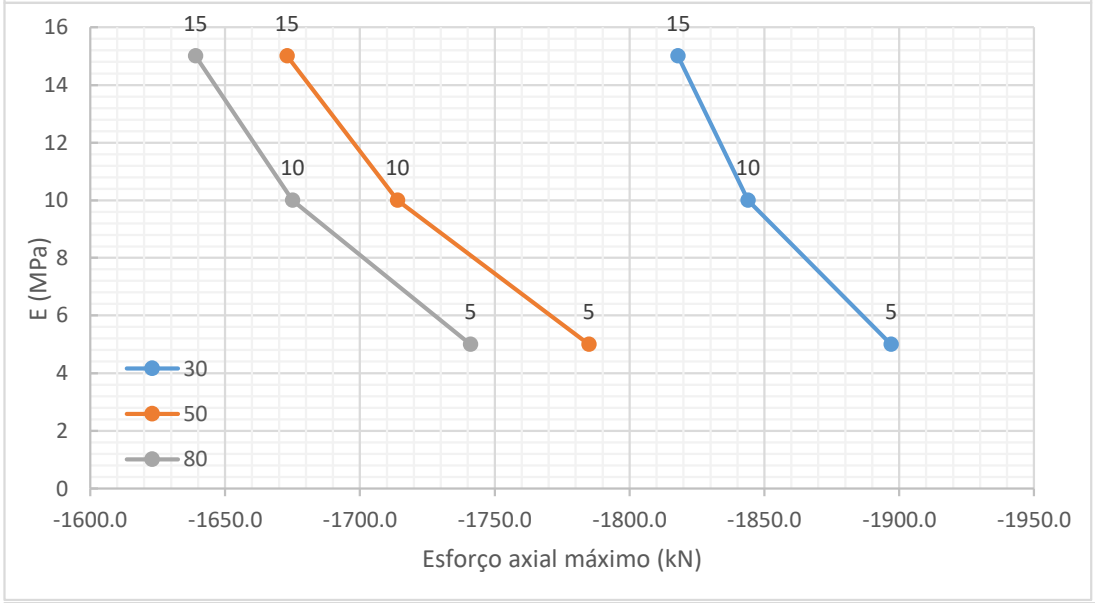
- ESTACA 4

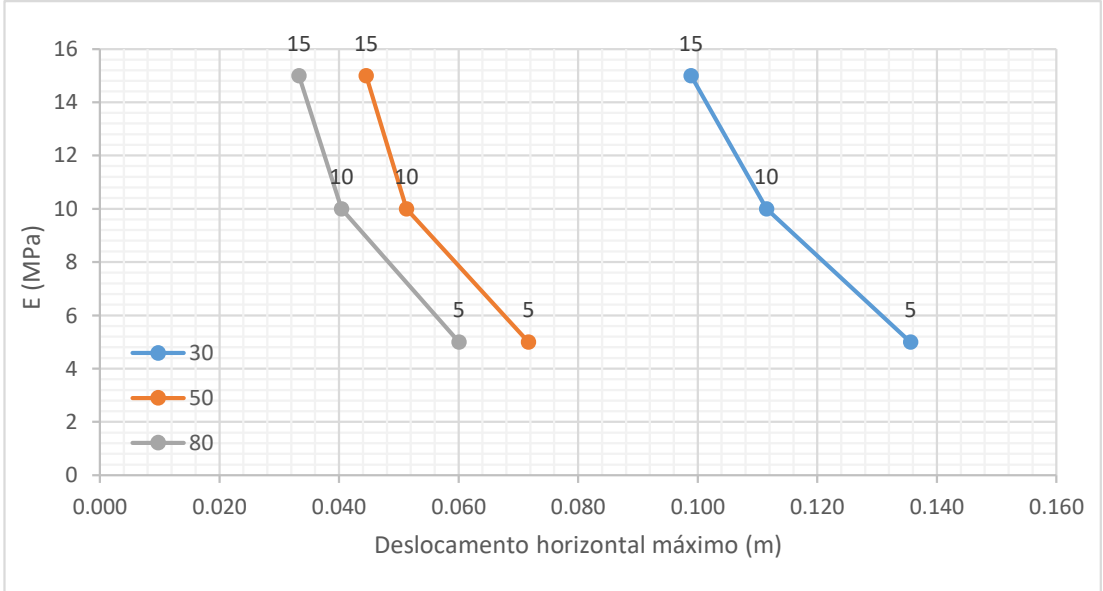
Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Deslocamento horizontal	Deslocamento vertical
MP1	30	5	-1897.0	-280.6	650.8	0.136	-0.223
MP2	30	10	-1844.0	-258.4	580.6	0.112	-0.178
MP3	30	15	-1818.0	-240.3	543.3	0.099	-0.159
MP4	50	5	-1785.0	-157.1	543.2	0.072	-0.164
MP5	50	10	-1714.0	-121.2	474.3	0.051	-0.123
MP6	50	15	-1673.0	-101.8	434.7	0.045	-0.109
MP7	80	5	-1741.0	-123.6	510.5	0.060	-0.149
MP8	80	10	-1675.0	-82.3	438.2	0.040	-0.111
MP9	80	15	-1639.0	78.4	403.6	0.033	-0.098

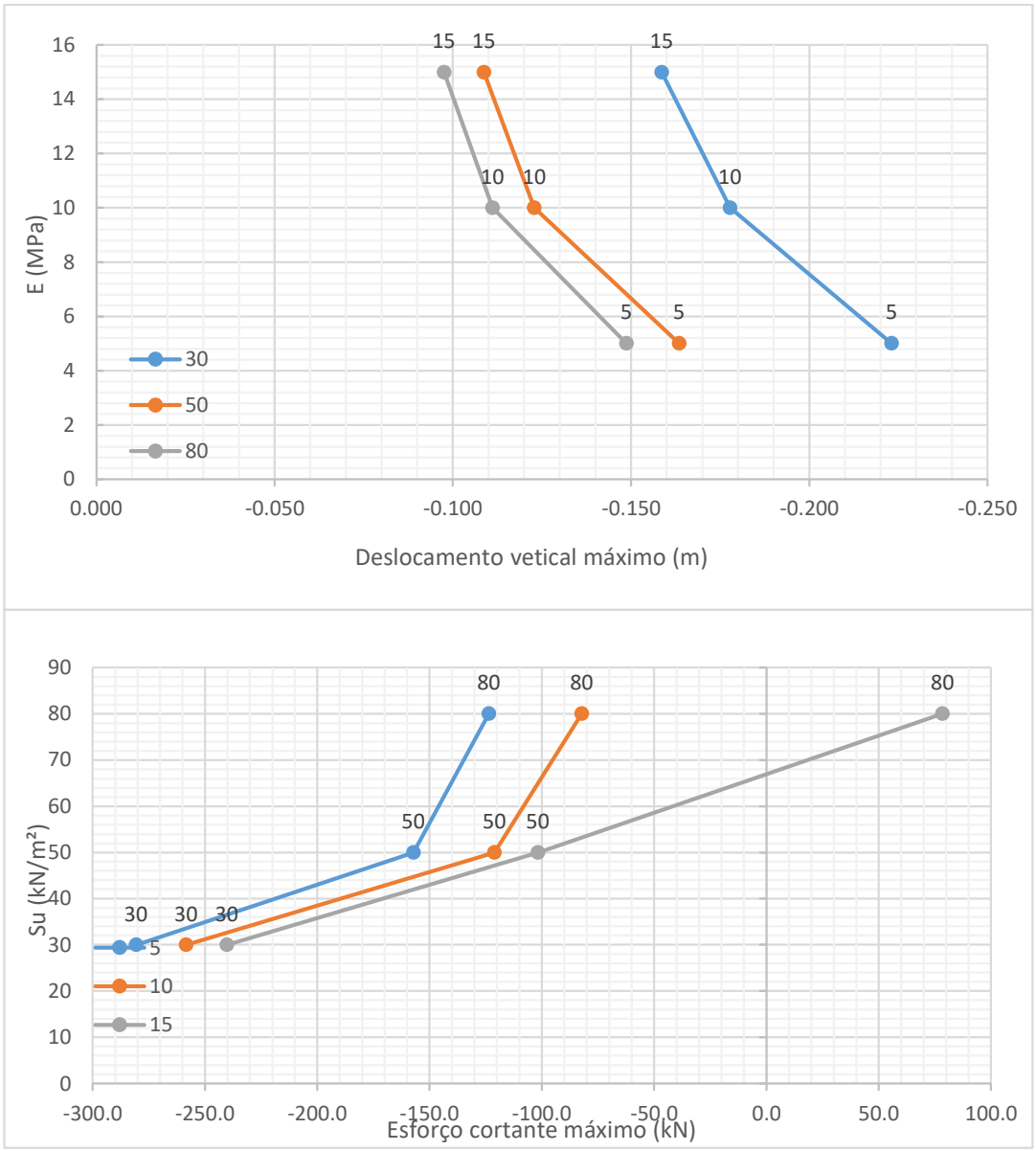
Modelo	Su (kN/m²)	E (MPa)	Esforço Máximo			Deslocamento Máximo (m)	
			Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Deslocamento horizontal	Deslocamento vertical
MP1	30	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP2	30	10	3%	8%	11%	18%	20%
MP3	30	15	1%	7%	6%	11%	11%
MP4	50	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP5	50	10	4%	23%	13%	28%	25%
MP6	50	15	2%	16%	8%	13%	11%
MP7	80	5	100%	100%	100%	100%	100%
MP8	80	10	4%	33%	14%	33%	25%
MP9	80	15	2%	5%	8%	18%	12%

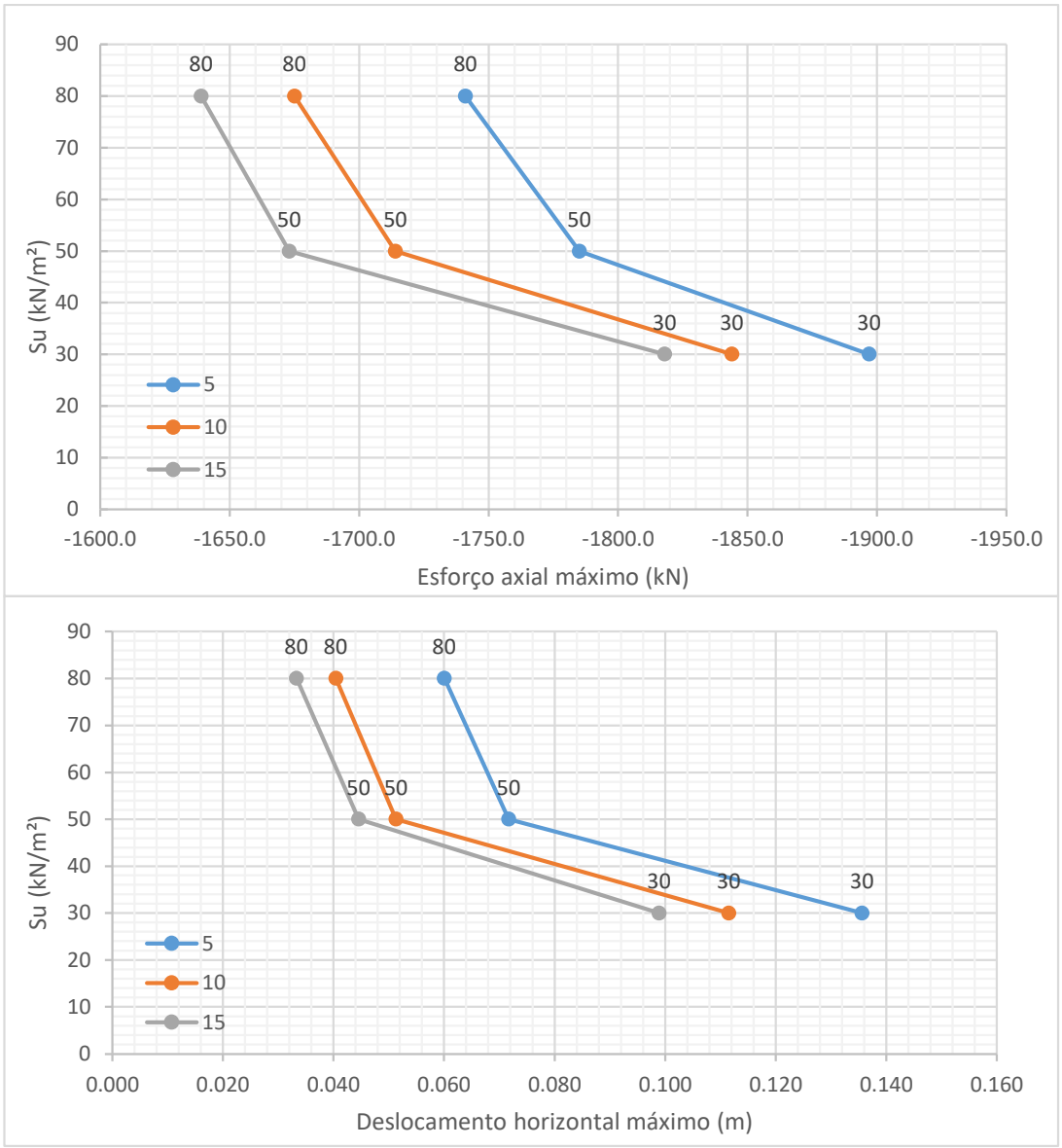

E (MPa)
Momento fletor máximo (kNm)
30
50
80
Esforço cortante máximo (kN)


Su (kN/m²)
Momento fletor máximo (kNm)
5
10
15
30
50
80


E (MPa)
Esforço axial máximo (kN)
30
50
80


E (MPa)
Deslocamento horizontal máximo (m)
30
50
80


E (MPa)
Deslocamento vetical máximo (m)
30
50
80
Su (kN/m²)
Esforço cortante máximo (kN)
10
15


Su (kN/m²)
Esforço axial máximo (kN)
5
10
15
80
50
30
Su (kN/m²)
Deslocamento horizontal máximo (m)
5
10
15
80
50
30