

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
15 a 18 de Setembro de 2020 – Campinas - SP



Avaliação da solicitação lateral em estacas. Estudo paramétrico a partir do caso do Condomínio Anêmona, Ubatuba/SP.

Gabriela Ernandes Silva Santa Fé

Estudante, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, gabriela.essantafe@gmail.com

Raquel Quadros Velloso

Professora, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, rqveloso@gmail.com

Sandro Salvador Sandroni

Professor, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, ssandroni@yahoo.com.br

RESUMO: A constante expansão ocupacional de terrenos resulta na eventual construção sobre camadas de argila mole, o que requer a utilização de fundações em estacas e, com isso, maior conhecimento sobre o material do subsolo e a interação entre as estruturas. Em um projeto de fundações, a consideração das cargas transversais atuantes na superfície nem sempre é suficiente, é necessário adicionar as solicitações também impostas ao longo do seu comprimento. Este trabalho relata o caso de um edifício em Ubatuba/SP, que entrou em colapso devido a solicitações laterais no fuste das estacas próximas ao fundo do terreno, local com maior espessura de argila mole. Este movimento foi analisado por meio de quatro métodos analíticos (Tschebotarioff, De Beer e Wallays, Stewart e Goh), além do método numérico utilizando o software Plaxis em modelagens 2D e 3D. Os métodos analíticos apresentaram momentos fletores bastante divergentes entre si, porém todos apresentaram resultados cuja ordem de grandeza foi muito maior que os obtidos por meio da análise numérica. A modelagem bidimensional mostrou que o espaçamento entre estacas no eixo fora do plano é um fator com bastante influência e interfere nos valores resultantes do modelo 2D, outra constatação foi a redução de até 50% dos momentos fletores atuantes quando considerado o efeito de grupo. Os resultados da modelagem 3D mostraram-se concordantes com os da modelagem 2D, chegando a apresentar uma divergência de 2% entre os resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas, Argila mole, Solicitação lateral, Momentos fletores.

ABSTRACT: The constant expansion of land occupation leads to the eventual construction over soft clay layers, requiring the use of foundation piles and thus, greater understanding of the subsurface material and the interaction between the structures. In a foundation design, the consideration of transverse loads acting on the surface is not always sufficient, making it necessary to include the loads imposed along its length as well. This study depicts the case of a building in Ubatuba/SP that collapsed due to lateral stresses along the middle section of the piles, located close to the farthest site boundary where a thicker layer of soft clay can be found. This movement was analysed using four conventional methods (Tschebotarioff, De Beer & Wallays, Stewart and Goh), as well as a numerical method for 2D and 3D modelling on the Plaxis software. The conventional methods presented diverging results relative to each other, of which. However, all four methods produced results with orders of magnitude much greater than those obtained through numerical analysis. The bidimensional model showed that the spacing between piles in the out-of-plane axis is a factor of great influence and interferes in the simplifications of the 2D model. Another finding was a reduction of up to 50% of the acting bending moments when considering the group effect. The results from the 3D model were in agreement with those from the 2D model, exhibiting only a 2% difference.

KEYWORDS: Piles; Soft clay; Lateral loading; Bending moments.

1 Introdução

A progressiva ocupação territorial em todo o mundo induz uma situação inevitável e um desafio crescente, que é a construção sobre solos moles. Esta expansão reforça a necessidade de conhecer profundamente este material que compõe o subsolo em busca de compreender corretamente seu comportamento e sua interação com estruturas de fundação, de forma a garantir economia, estabilidade do aterro e segurança contra a ruptura de estruturas adjacentes.

Além dos deslocamentos verticais que apresentam maior magnitude devido à própria direção da solicitação imposta, também são verificados deslocamentos horizontais devido à natureza assimétrica das cargas aplicadas ao terreno. A fim de solucionar o problema de recalques em construções sobre camada de solos moles, faz-se o uso de elementos de fundação profunda até atingir a camada de solo resistente, como estacas ou tubulões. Além das forças axiais, são consideradas em projeto forças horizontais que acontecem no topo da estrutura devido a superestrutura (solicitação ativa) e aquelas que acontecem ao longo do fuste da fundação, causadas por carregamentos ou escavações assimétricas (solicitação passiva), processo este que requer atenção quando as estruturas atravessam camadas espessas de argila mole.

Este trabalho analisa, por meio de quatro métodos analíticos e um numérico utilizando o *software* Plaxis, um caso de ruptura de estacas devido ao movimento do solo em estacas passivas ocorridos em Ubatuba, litoral de São Paulo, onde as estacas localizadas na região de maior espessura de camada de solo mole romperam por flexocompressão e o edifício colapsou.

2 Estudo de Caso

O caso trata do Condomínio Anêmona, localizado em Ubatuba/SP. As obras foram concluídas em março de 2001, e, em 17 de maio de 2001, o Bloco B do condomínio apresentou colapso em sua estrutura, cujo deslocamento vertical foi de, aproximadamente, 2 metros. A principal justificativa do acidente foi a alta compressibilidade do solo de fundação. Todas as informações sobre o caso foram obtidos em Souza (2003).

A fundação executada no condomínio é composta por estacas pré-moldadas de concreto armado com 30 cm de diâmetro, cravadas por marteletes mecânicos até a profundidade média de 25 metros abaixo do nível do terreno. Sem o intermédio de blocos de fundação, são as vigas-baldrame que transferem todo o carregamento para as estacas. A Figura 1 mostra a disposição dos elementos estruturais, além da divisão em linhas (L1 a L11) para facilitar a compreensão da análise.

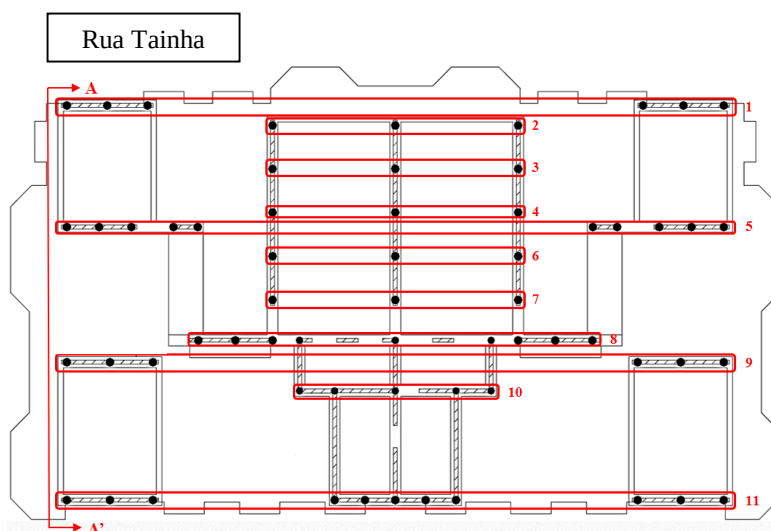


Figura 1. Planta baixa com estacas, vigas-baldrame e pilares-parede.

Ao fundo do terreno estudado (Rua Tainha – região crítica), existia uma área alagadiça, a qual foi canalizado um córrego na divisa posterior a fim de urbanizar a região. Com o objetivo de posicionar o edifício a uma altura segura de possíveis transbordamentos, foi feito um aterro em toda área delimitada pelo terreno e seu nível foi elevado aproximadamente 2 metros.

Os moradores relataram que, algumas semanas antes do acidente, um grande recalque ocorreu no piso do estacionamento do bloco B, a solução para o desconforto no tráfego foi reaterrar a região, o que aumentou a sobrecarga. Todo o conjunto cedeu até o momento em que a laje de transição do teto do andar térreo apoiou-se no solo, e o novo panorama de acomodação após o colapso está mostrado na Figura 2.



Figura 2. Nova configuração do edifício após o colapso.

A fim de conhecer o perfil geotécnico do terreno, foi feita uma investigação baseada em ensaios SPT. O solo encontrado no terreno em estudo é similar ao já amplamente pesquisado solo da baixada santista (Souza, 2003). Essa região apresenta um subsolo constituído por sedimentos quaternários, cuja estratigrafia compreende na alternância entre camadas de areia e camadas de argila orgânica (Teixeira, 1994).

A partir dos relatórios de sondagem, foi traçado o perfil estratigráfico da região no *software* AutoCAD, e ele está representada na Figura 3. A região laranja consiste na areia média a grossa, a região cinza é a argila marinha muito mole, a região roxa é a areia fofa que intercala as camadas de solo mole e, por fim, a região marrom é o solo compacto onde as estacas estão fixadas.

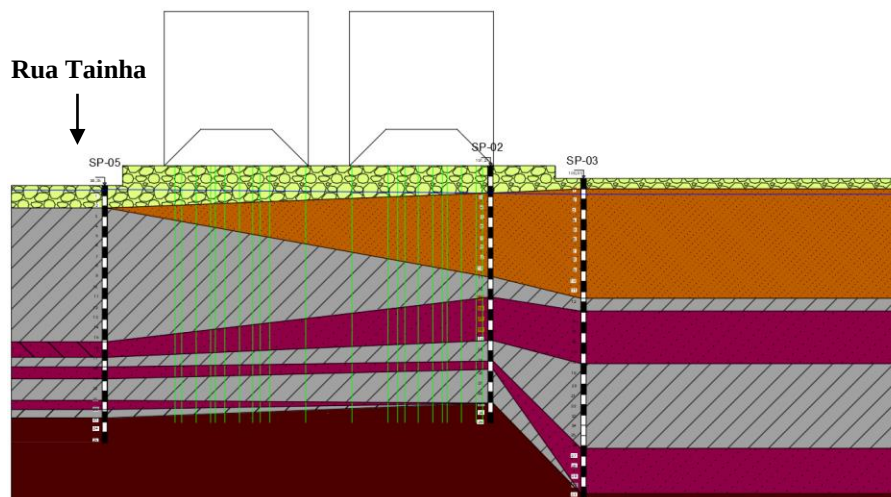


Figura 3. Perfil estratigráfico feito a partir dos boletins de sondagem.

3 Resultados e Discussões

As características das estacas são as mesmas para todas as análises e estão resumidas na Tabela 1.

Tabela 1. Características das estacas que compõem a fundação do Condomínio Anêmona.

Diâmetro D (m)	f_{ck} (MPa)	Comprimento L (m)	Momento de Inércia I (m ⁴)	Módulo de Elasticidade E_p (MPa)
0,3	25	25	0,000398	23.800

3.1 Carregamento no topo

Visto que o interesse deste tópico está relacionado com os efeitos causados pela carga transversal no topo das estacas, estas foram agrupadas em 16 grupos em função do maior valor de cargas atuantes entre os sentidos X1 e X2 de cada uma, calculadas por Souza (2003).

A Figura 4 mostra a evolução dos momentos fletores gerados de acordo com a profundidade, utilizando o método de Matlock e Reese (1961). Como essa grandeza é proporcional à carga imposta, a com maior carga transversal (Grupo 16) apresenta maior momento fletor, de aproximadamente 12 kN.m, na profundidade de 2,47 m.

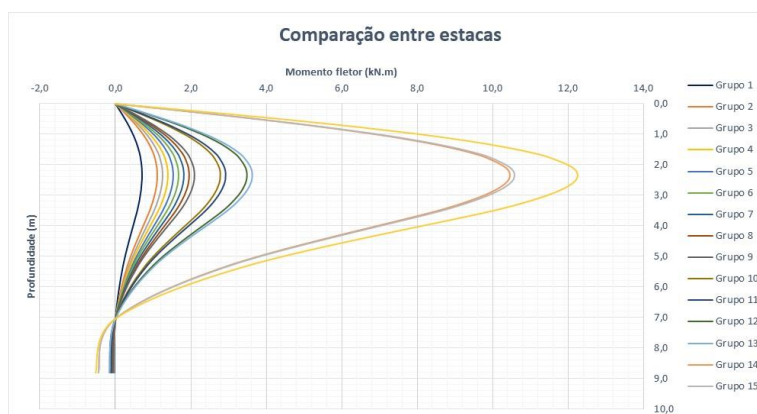


Figura 4. Gráfico comparativo entre os momentos fletores dos grupos de estaca.

3.2 Carregamento no fuste

A análise da sobrecarga gerada pela construção do aterro sobre uma irregular camada de argila mole se deu por meio de quatro métodos convencionalmente utilizados (Tschebotarioff, De Beer e Wallays, Stewart e Goh) e o método numérico, para o qual foi utilizado o *software* Plaxis.

3.2.1 Métodos convencionais

Considerando as estacas engastadas na viga-baldrame, essa conexão é representada por um engaste no topo da estaca, enquanto a extremidade inferior da camada de argila é representada por uma rótula. É com essa configuração que Tschebotarioff (1973) propõe um método com distribuição triangular de pressões e usa uma formulação para o cálculo do momento fletor máximo e o momento fletor no engaste.

Diferente do método anterior, De Beer e Wallays (1972) propõem uma distribuição uniforme de pressões e o cálculo dos momentos fletores na estaca são realizados por meio do *software* Ftool seguindo duas condições de apoio: uso de engastes nos pontos em que há a presença de camadas de areia nas extremidades, e um apoio de segundo gênero no centro, ou o uso de dos apoios em todos os locais de camada de argila.



Stewart (1994) desenvolveu um método que agrega à análise a rigidez relativa da estaca e características da camada de argila mole, como o módulo de elasticidade e a resistência ao cisalhamento não drenada, de forma indireta. É baseado em ábacos que relacionam a rigidez relativa com o parâmetro adimensional de momento M_q antes do limite, no limite e pós-limite, lembrando que o limite corresponde ao momento em que a relação q/S_u se aproxima de 3.

Goh (1997) foi o primeiro autor a considerar de forma direta a resistência ao cisalhamento não drenada da camada de argila mole. Como os únicos dados de investigação disponíveis do subsolo são os N_{SPT} do ensaio à percussão, e a argila mole do caso apresenta N_{SPT} igual a 0, não é possível utilizar essa informação para fazer correlações, sendo assim, foi realizada uma parametrização variando os valores de S_u entre 10, 15, 20 e 25 kPa, considerando este parâmetro constante ao longo da profundidade da camada.

A Tabela 2 mostra um quadro resumo dos momentos fletores máximos por meio dos métodos analíticos.

Tabela 2. Momentos fletores calculados com os métodos de Tschebotarioff, De Beer e Wallays e Stewart.

Linha	Tschebotarioff	De Beer e Wallays	Stewart			Goh			
			< Limite	Limite	> Limite	$S_u = 10$ kPa	$S_u = 15$ kPa	$S_u = 20$ kPa	$S_u = 25$ kPa
L1	234,14	275,80	14,94	103,04	500,65	483,55	260,49	208,14	191,36
L2	226,83	263,90	15,22	103,87	504,64	467,88	254,83	204,74	188,85
L3	212,07	244,40	16,22	108,06	520,84	440,79	244,90	198,73	184,40
L4	196,98	227,20	17,54	113,31	537,55	412,16	234,18	192,17	179,51
L5	192,96	221,10	17,97	115,12	541,84	406,08	231,87	190,74	178,45
L6	183,21	209,00	18,69	118,80	554,83	388,58	225,16	186,59	175,33
L7	168,89	193,10	20,06	122,66	572,63	363,65	215,42	180,50	170,74
L8	156,22	179,80	21,21	128,57	586,41	343,74	207,48	175,49	166,94
L9	149,46	172,70	21,89	131,63	600,44	332,75	203,04	172,66	164,79
L10	141,06	161,10	22,95	135,91	619,80	320,54	198,04	169,46	162,34
L11	110,25	134,70	26,67	149,43	670,74	275,00	178,81	156,96	152,69

3.2.2 Método numérico

Os momentos fletores foram calculados para três casos em modelagens bidimensionais: estacas individuais com espaçamento real, estacas individuais com espaçamentos iguais e efeito de grupo; além da modelagem tridimensional, utilizando o *software* Plaxis. Para todas as simulações, foram realizadas parametrizações variando o valor da resistência ao cisalhamento não drenado entre 10 kPa, 15 kPa, 20 kPa e 25 kPa.

A Tabela 3 apresenta os parâmetros utilizados por meio de correlações com o N_{SPT} e os modelos constituídos aplicados a cada camada.

Tabela 3. Parâmetros das camadas de solo utilizadas na modelagem.

Camada	N_{SPT}	E (kPa)	ν	ϕ'	c (kPa)	γ_{UNS} (kPa)	γ_{SAT} (kPa)	S_u (kPa)	Modelo constitutivo
Aterro	6	15.000	0,3	30	1	18	19	-	Mohr-Coulomb
Areia superior	7	20.000	0,3	31	1	19	20	-	Mohr-Coulomb
Areia intermediária	3	10.000	0,3	29	1	17	18	-	Mohr-Coulomb
Argila mole	0	600	0,48	-	-	13	13	Variável	Hardening Soil
Substrato rígido	20	50.000	0,3	36	1	21	21	-	Linear Elástico

Na modelagem bidimensional, um dos parâmetros de entrada é o espaçamento entre as estacas no eixo fora do plano. Como algumas linhas apresentam espaçamentos variáveis, foram feitas análises com os espaçamentos equivalentes aos reais (média) e com espaçamentos fixados e iguais para todas as linhas (3 metros) a fim de eliminar este parâmetro e estudar a influência apenas da espessura da camada de argila mole.

A Figura 5 associa os momentos gerados com a resistência da argila, onde o momento fletor está em função das coordenadas das linhas de estaca, a fim de destacar a influência da geometria das camadas de solo.

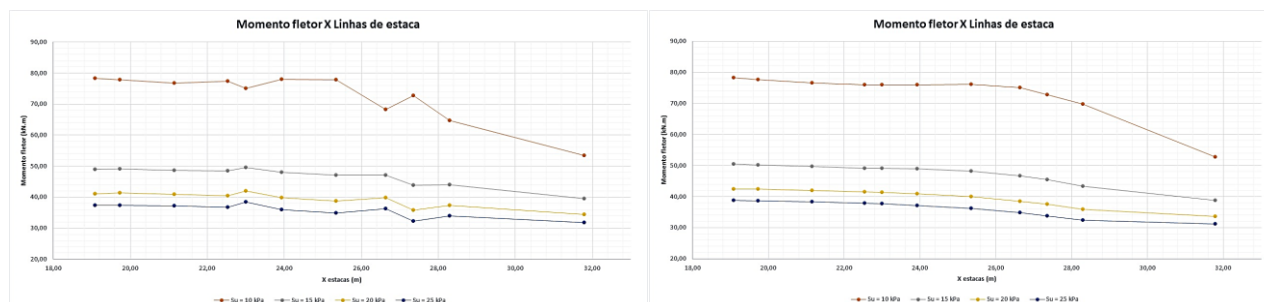


Figura 5. Gráfico que relaciona o momento fletor gerado com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado com espaçamentos reais e espaçamentos iguais, respectivamente.

Era esperado o decréscimo do momento à tendência que a espessura de argila mole diminuísse, ou seja, $MF_{L1} > MF_{L2} > MF_{L3} > \dots > MF_{L11}$, fato que não aconteceu com uniformidade no Caso 1 (em especial para os valores de L5), apenas indicou uma tendência, a fixação do espaçamento em valores iguais confirmou a sua influência e foi seguida a tendência de redução de momentos fletores gerados com a redução da espessura da camada de argila.

A consideração do efeito de grupo agrega à simulação maior compatibilidade com a realidade, onde a presença de outras estacas gera maior estabilidade à sua adjacente. Sendo assim, foram modeladas as estacas frontais do corte AA' (Figura 1), ou seja, as linhas L1, L5, L9 e L11.

A importância do efeito de grupo fica clara quando se faz a comparação entre os momentos fletores entre a análise com as linhas individualizadas e as linhas atuando em conjunto. A Tabela 4 mostra a redução na solicitação das estacas quando existem outras na solução de fundação utilizada.

Tabela 4. Diferença percentual entre os momentos fletores das linhas de estacas individuais e em grupo

	Momento - Linhas independentes (kN.m)	Momento - Efeito de grupo (cm)	Diferença (%)	Momento - Linhas independentes (kN.m)	Momento - Efeito de grupo (cm)	Diferença (%)
Linha	Su = 10 kPa			Su = 15 kPa		
L1	78,26	40,54	48,20	49,02	31,80	35,13
L5	75,07	38,81	48,31	49,56	30,38	38,69
L9	72,67	32,38	55,44	43,86	25,28	42,35
L11	53,46	28,18	47,28	39,58	23,91	39,58
Linha	Su = 20 kPa			Su = 25 kPa		
L1	41,07	28,62	30,31	37,41	26,98	27,88
L5	42,02	27,26	35,12	38,38	25,63	33,21
L9	35,78	22,62	36,78	32,21	21,20	34,18
L11	34,39	22,13	35,64	31,81	21,19	33,40

A Figura 6 mostra como foi modelado o caso considerando o efeito de grupo, inclusive com a presença das mesmas linhas de estaca do Bloco A (o qual não colapsou), prolongando o perfil. É possível perceber que,

sob o bloco A, o subsolo é composto por solos mais resistentes, garantindo maior estabilidade, o que não acontece com as estacas do Bloco B, as quais apresentam alguma movimentação lateral, em especial, aquela próxima ao limite do terreno (L1).

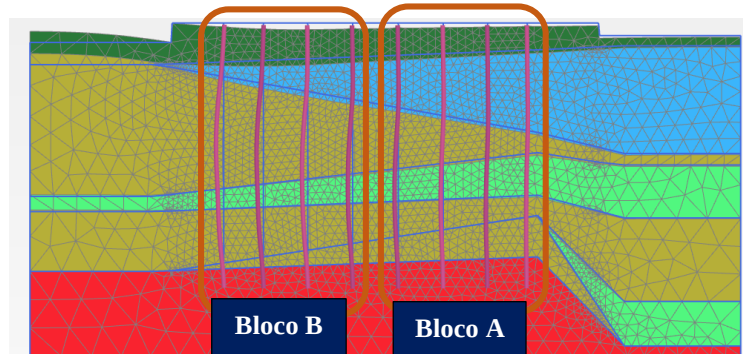


Figura 6. Corte AA' com as estacas dos Blocos A e B para $S_u = 15$ kPa.

Na modelagem tridimensional, a geometria do caso foi feita por meio dos furos de sondagem e alguns furos auxiliares para a terraplanagem do aterro, também foram adicionadas as cargas pontuais em cada estaca, segundo calculado por Souza (2003) e as vigas-baldrame. Devido a isso, existe uma irregularidade nas distribuições dos momentos ao longo do perfil, onde as linhas L2 e L9 apresentam as maiores cargas axiais aplicadas, o que gera os picos positivos no gráfico, enquanto a linha L5 apresenta espaçamentos muito pequenos, o que reduz o momento fletor atuante e gera o pico negativo no gráfico, como mostra a Figura 7.

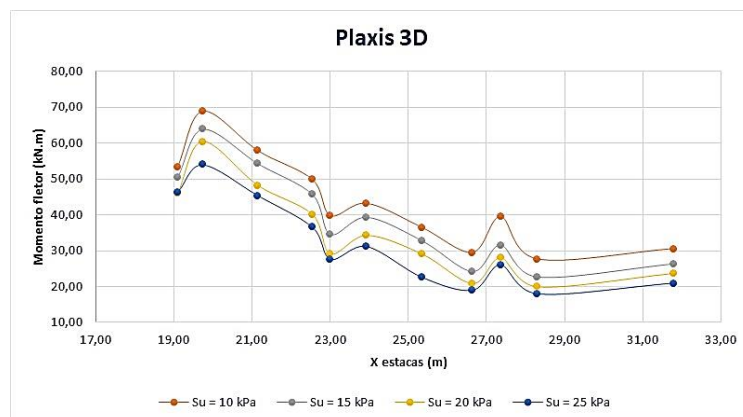


Figura 7. Momentos fletores atuantes nas estacas na modelagem 3D.

A Figura 8, por meio da resposta gráfica da deformação das estacas, além do diagrama de deslocamento horizontal, mostra o comportamento do conjunto após a simulação, o qual é compatível com o apresentado pela modelagem 2D.

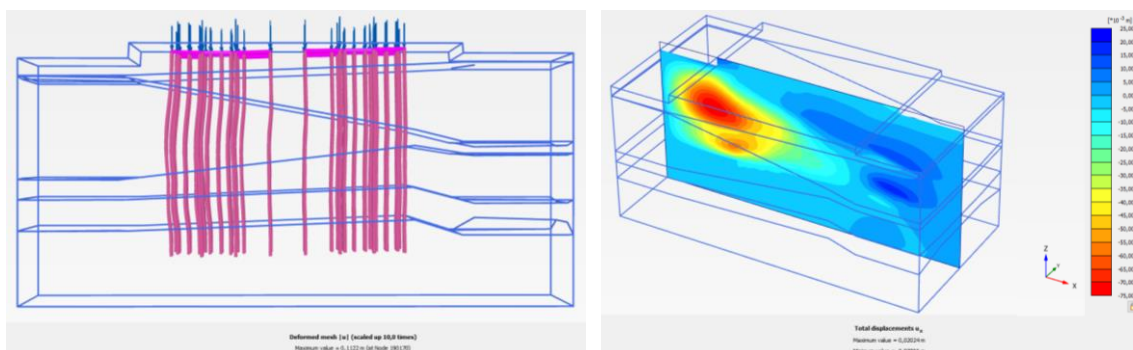


Figura 8. Deformação das estacas e diagrama de deslocamento horizontal do solo.



Foi realizada uma análise 2D também considerando as cargas pontuais nas estacas e esta que foi utilizada para comparar com os valores obtidos em 3D. Como em cada linha modelada no Plaxis 2D foi utilizada a maior carga dentre as aplicadas, a comparação será feita com a estaca também mais solicitada no Plaxis 3D. As diferenças entre as simulações 2D e 3D giram em torno de 20%, chegando a uma diferença de apenas 2% na L5 com $S_u = 20$ kPa.

4 Conclusões

Os métodos analíticos adotam simplificações que dão aos seus resultados uma ordem de grandeza muito maior quando comparados com os resultados do método numérico, sendo que o de De Beer e Wallays (1972) foi o que apresentou maiores valores. A desconsideração de importantes parâmetros resulta em momentos maiores de forma a englobar essas incertezas. Ainda assim, os métodos convencionais confirmaram a tendência de redução do momento fletor gerado ao passo em que a espessura da camada de argila diminuía, exceto o Método de Stewart (1994), o qual considera os momentos gerados na interface do solo mole com as camadas de areia adjacentes, o qual, em algumas situações, supera o valor do momento estudado neste trabalho.

Quanto ao método numérico, a modelagem com linhas individuais e espaçamentos reais não apresentou o comportamento esperado com a redução do momento acompanhando a espessura da argila, isso se deu graças à influência do espaçamento entre as estacas, o que foi comprovado com uma nova simulação com espaçamento fixado em 3 metros. A consideração do efeito de grupo agregou estabilidade ao conjunto e reduziu os momentos e deslocamentos em média de 50% para o solo com $S_u = 10$ kPa e 32% para o solo com $S_u = 25$ kPa, mostrando que quanto mais resistente o solo, menor é a influência do efeito de grupo. A modelagem tridimensional reduz as simplificações e permite que os dados de entrada apresentem maior semelhança com a realidade, seus resultados apresentaram boa concordância quando comparados com a modelagem 2D também com as cargas, cuja maior diferença foi de 35%, mas, em geral, a divergência girou em torno de 20%, chegando a 2,05% na linha de estacas que apresentou o resultado mais próximo.

Por fim, considerando todos os métodos utilizados, nenhum apresentou momento fletor no fuste com valor igual ao momento fletor gerado devido à carga no topo, ou seja, na presença de solos moles, a investigação deste fenômeno pode ser definitiva na estabilidade desta estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- De Beer, E., Wallays, M. (1977) Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles. *Proceedings, 5th. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Madrid, vol. 1, p. 325-332.
- Goh, A. T. V. et al. (1997) Analysis of Piles Subjected to Embankment induced Lateral Soil Movements *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 193, No. 9. p. 792- 801.
- Matlock, H., Reese, L. C. (1961) Foundation analysis of offshore pile supported structures. In: *ICSMFE*, Paris. p. 91-97.
- Souza, E. G. (2003) Colapso de edifício por ruptura das estacas: Estudo das causas e da recuperação. Dissertação de mestrado para a Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, São Paulo.
- Stewart, D. P. et al. (1994) Design of Piled Bridge Abutments on Soft Clay for Loading from Lateral Soil Movement. *Géotechnique* 44, n.º 2, p. 277-296.
- Teixeira, A. H. (1994) *Fundações rasas na baixada santista*. Solos do Litoral de São Paulo. ABMS/NRSP. p. 137 – 154.
- Tschebotarioff, G. P. (1973) *Foundations, Retaining and Earth Structures*, 2nd. ed., McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo.