



ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM FUNDAÇÕES DE PONTES

Alex Micael Dantas de Sousa

José Neres da Silva Filho

Yuri Daniel Jatobá Costa

Mariana Silva Freitas

Gracianne Maria Azevedo do Patrocínio

alexmicael@hotmail.com

jneres@ect.ufrn.br

ydjcosta@gmail.com

marianasf2@hotmail.com

gracie.bellini@gmail.com

Universidade Federal do Rio Grande do Norte

Avenida Senador Salgado Filho 3000 - Campus Universitário, Lagoa Nova, 59078-970, Rio Grande do Norte, Natal, Brasil.

Resumo. O trabalho apresenta um estudo analítico e numérico, via Método dos Elementos Finitos (MEF) através do software comercial Plaxis 3D Foundations 2.0, da fundação de uma ponte em concreto armado, a fim de analisar os efeitos da interação solo-estrutura nos deslocamentos horizontais e nos momentos flettores das estacas. Para tanto, utilizou-se um projeto de ponte hiperestática modelo com duas longarinas e o solo da infraestrutura foi tomado igual ao da ponte sobre o Rio Jaguararibe, situado nas proximidades do Município de Aracati, Ceará. Observou-se que os modelos analíticos tenderam a ser menos conservadores quando comparados aos resultados numéricos de estacas isoladas e mais conservadores quando considerado o efeito de grupo de estacas. Conclui-se que modelos numéricos permitem simular um maior número de variáveis do carregamento lateral de estacas, como o efeito de grupo, motivo pelo qual os resultados tenderam a se distanciar dos modelos analíticos neste estudo.

Palavras-Chave: Solo, Estrutura, Fundações, Pontes.

1 INTRODUÇÃO

O estudo de estacas carregadas horizontalmente tem sido prática corrente em projetos nos quais estas ações apresentam grande magnitude, como em fundações de torres eólicas, estruturas *offshore* e pontes. Dentre as ações horizontais atuantes em pontes podem-se citar as oriundas do vento, frenagem e aceleração de veículos, empuxo de terra, sobrecarga nas cortinas, variações térmicas (PERÍĆ *et al.*, 2016), efeito dinâmico do movimento de águas (CHEN *et al.*, 2016), sismos (FEAU *et al.*, 2015), etc.

Dentre as pesquisas mais recentes sobre o tema podem-se citar o estudo do efeito da ciclagem do carregamento horizontal devido a ações sísmicas ou do vento no deslocamento horizontal de estacas (BAHRAMI e NIKRAZ, 2017), que mostrou boa concordância entre o modelo de molas apresentado com resultados descritos na literatura. Lin *et al.* (2012) apresentaram resultados da integração entre o modelo numérico de modelagem da superestrutura de pontes com outro modelo numérico usado para a modelagem de fundações de pontes considerando as não linearidades do solo, a partir dos quais observaram-se diferenças de resultados ao considerar a interação solo-estrutura existente entre a fundação e seu entorno, concluindo que uma análise mais precisa deveria tomar conta da interação entre água, solo, estaca e os elementos da superestrutura da ponte. Estudos como os de Peng *et al.* (2010) apresentam os efeitos da interação solo-estrutura em estacas tubulares de aço carregadas lateralmente ao se adicionar abas laterais no topo, concluindo que um dos principais influenciadores dos resultados é a espessura do tubo e das abas.

Entretanto um aspecto ainda pouco tratado desta área é a apresentação de estudos de caso práticos de análise da interação solo-estrutura para o carregamento lateral de estacas em solos estratificados por métodos analíticos e numéricos. Propõem-se assim realizar diferentes estudos acerca deste tema envolvendo um conjunto de variáveis do solo, de concepções estruturais e ainda das metodologias utilizadas para determinar esforços e deslocamentos nas estacas. Objetiva-se, por exemplo, analisar a resposta nas fundações para diferentes concepções da superestrutura de pontes, como a transferência de esforços horizontais da cortina para a superestrutura ou absorção destes esforços pela própria estrutura de contenção. Propõem-se ainda o estudo do efeito isolado de ações horizontais e momentos fletores em estacas isoladas e a análise do efeito de grupo em blocos.

2 METODOLOGIA

2.1 Geometria da Ponte

A ponte possui uma extensão total de 50,0 m subdividida em 2 vãos de 20,0 m e 2 balanços de 5,0 m como pode ser observado na Fig. 1. O acesso à ponte é conseguido através das placas de transição com 4,0 m de comprimento, posicionadas em cada bordo. As vigas são supostas apoiadas em pilares de seção circular que possuem gabarito livre de 4,5 m sob a ponte. Estes são supostos engastados em blocos de coroamento sobre estacas de concreto armado. Os aparelhos de apoio são de Neoprene fretado. O concreto utilizado possui resistência característica de 50 MPa (C-50) e a carga móvel rodoviária padrão (TB), definida de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013), é de 45 toneladas. A armadura utilizada é de aço CA-50. A seção transversal da ponte possui 13,0 m de extensão, sendo 6,60 m entre eixos de longarinas e 3,2 m em balanço de cada lado. Para o capeamento asfáltico foi adotado inclinação de 1% a partir do centro do tabuleiro com espessura mínima de 7,0 cm, como mostra a Fig. 2.

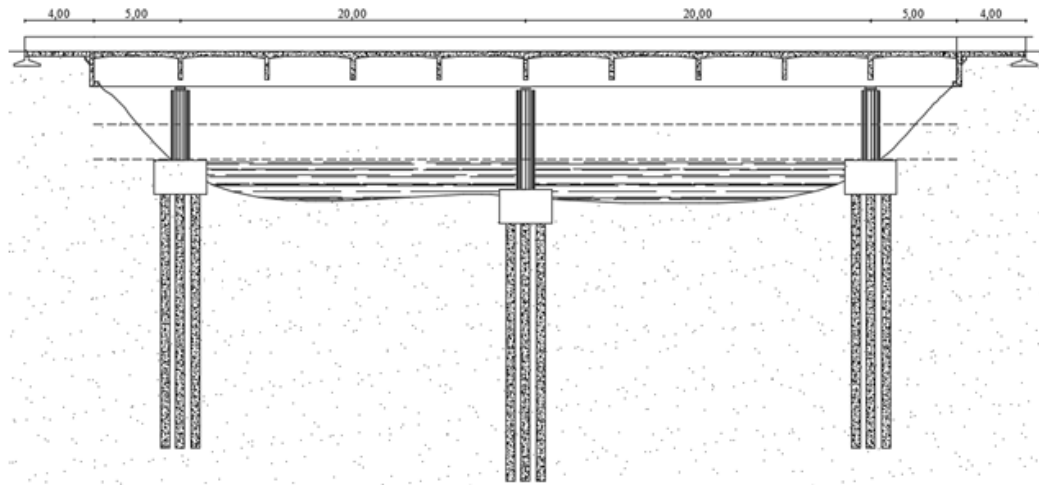


Figura 1. Esquema longitudinal da ponte.

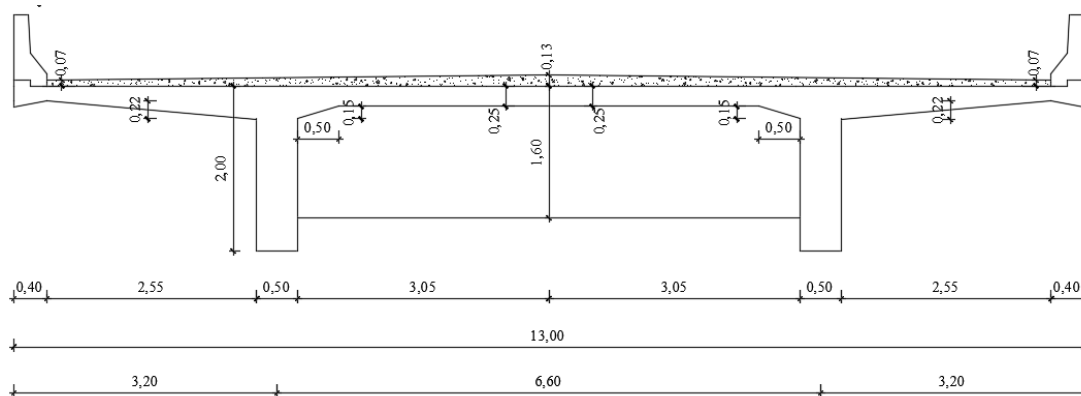


Figura 2. Seção transversal da ponte – Meio do Vão.

2.2 Ações na Ponte

O levantamento das ações representa uma das etapas mais significativas de projeto e, portanto, merece atenção especial no caso de pontes, cujas ações móveis podem resultar em inversão de esforços solicitantes e fadiga na microestrutura dos materiais. A Tabela 1 apresenta um resumo das ações que devem ser computadas no estudo de pontes.

Tabela 1. Resumos das ações levantadas em pontes.

Ações	Tipo	Causa
Verticais	Permanentes	Peso Próprio da Estrutura.
	Móveis	Carga do trem-tipo e multidão.
Horizontais	Longitudinais	Frenagem e aceleração.
		Vento longitudinal.
		Empuxo de terra no encontro.
		Empuxo de terra nos pilares.
	Transversais	Efeitos de temperatura.
		Retração.
		Vento transversal
		Pressão da água e impacto nos pilares.

As ações da ponte foram levantadas e são apresentadas na Tabela 2. Os valores das ações apresentados consideram a ação horizontal do empuxo absorvida por uma estrutura de contenção específica projetada para não deixar transferir esforços para a superestrutura e mesoestrutura da ponte. Posteriormente serão discutidos os efeitos da consideração desta carga na infraestrutura da ponte.

Tabela 2. Resumo das forças transversais e momentos fletores nos pilares.

Pilar	L (m)	Ação Horizontal Longitudinal (kN)	Ação horizontal Transversal (kN)	Ação Horizontal Resultante ¹ (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	Ação Vertical (kN)
P1	4,05	120,04	78,75	143,57	318,9546	486,16	3240,29
P2	5,7	30,52	5,03	30,93	28,6824	173,96	4007,12
P3	4,05	120,04	78,75	143,57	318,9546	486,16	3240,22

2.3 Propriedades dos Materiais

No intuito de simular o estudo de caso desenvolvido neste trabalho foram utilizados dados de sondagem da ponte sobre o Rio Jaguararibe, situado nas proximidades do município de Aracati, no Estado do Ceará, na BR 403 (km 46), e disponíveis no Projeto de Adequação do Projeto Executivo para Melhoramentos com Adequação da Capacidade de Segurança – Ponte sobre o Rio Jaguararibe.

A Tabela 3 apresenta um resumo dos parâmetros de entrada utilizados nos modelos analíticos e nas simulações numéricas e que foram obtidos por correlações com o índice de resistência a penetração do solo. Observa-se que os valores de coesão obtidos por correlações semi-empíricas são bastante elevados para argilas duras, mas isto em decorrência do elevado índice de resistência a penetração do solo naquele trecho; o mesmo ocorrendo em relação ao módulo de elasticidade transversal das últimas camadas de solo. Nesta tabela C representa a coesão do solo, φ o ângulo de atrito do solo, ν o coeficiente de Poisson do material, γ e γ_{sat} os pesos específico seco e saturado do solo e $E_{s/c}$ o módulo de elasticidade do solo ou do concreto.

Tabela 3. Parâmetros dos materiais nos modelos analíticos e numéricos.

Material	Solo	x (m)	C (kPa)	φ (°)	ν	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	$E_{s/c}$ (kN/m ²)
	Areia	0-4	1	29,7	0,2	16	19	11475
	Argila	4-5,6	180	1	0,2	19	-	66150
Solo	Argila	5,6-8,6	465	1	0,2	21	-	73237,5
	Areia	8,6-16,05	1	45	0,2	18	21	200500
	Rocha	16,05-27	1	45	0,2	25	-	25000000
Estaca	-	1-16	-	-	0,2	25	-	25000000
Bloco	-	0-1	-	-	0,2	25	-	40000000

¹Nos modelos analíticos foi considerada distribuição uniforme da força horizontal entre as estacas e os momentos fletores atuantes nos blocos, que foram simulados através de binários de forças nos modelos numéricos.

2.4 Modelo da Fundação

As soluções de fundações adotadas consistem em blocos de concreto armado sobre 7 estacas (41 cm de diâmetro) e sobre 9 estacas (30 cm de diâmetro). O f_{ck} do concreto das estacas foi adotado igual a 30 MPa e o do bloco igual a 50 MPa. A Fig. 3 apresenta as configurações dos blocos estudados. As estacas possuem 15m de comprimento (estacas longas flexíveis), enquanto o bloco possui 1 m de altura (bloco rígido). A ação horizontal foi considerada dividida igualmente entre as estacas, enquanto que o momento fletor atuante gerou somente esforço normal nas estacas, uma vez que estas foram consideradas rotuladas no topo nos modelos analíticos.

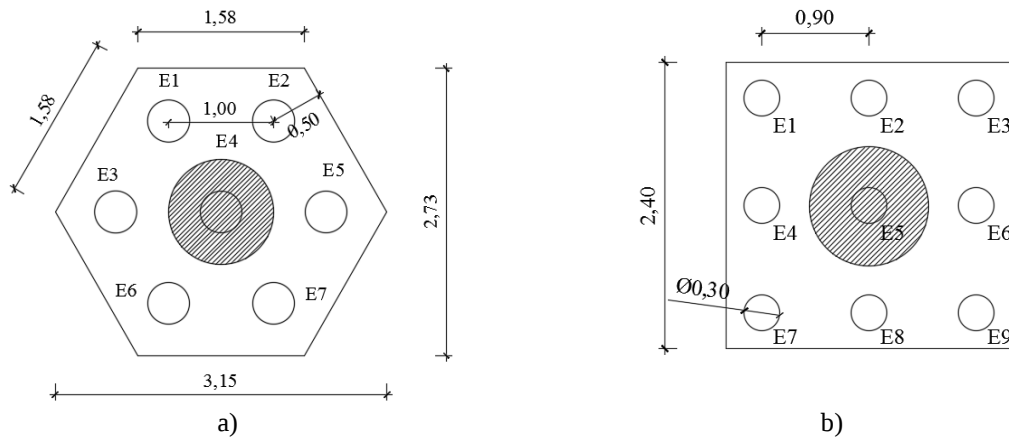


Figura 3. Blocos estudados. A) Bloco com 7 estacas D=41 cm b) Bloco com 9 estacas D=30 cm

2.5 Estudo Analítico

A Fig. 4 apresenta o roteiro de cálculo adotado nos modelos analíticos de interação solo-estrutura (ISE) para obtenção de deslocamentos e esforços.

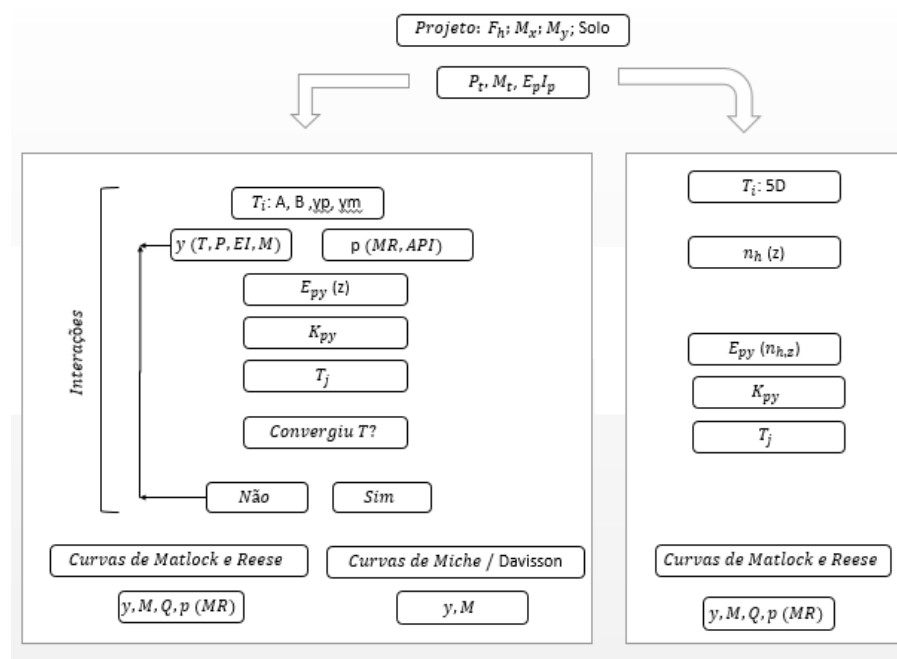


Figura 4. Fluxograma de Cálculo

Foram utilizados como modelos analíticos de calibração do módulo de reação horizontal o método de Welch e Reese (1972) para a camada argilosa e Reese *et al.* (1974) e API (2000) para areias; além de um método simplificado apresentado por Christian (2012) que correlaciona o módulo de reação horizontal com o índice N_{SPT} (Método N_{SPT}).

As curvas de deslocamentos horizontais e momentos fletores foram obtidas analiticamente através dos coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961). As variáveis F_h , M_x e M_y são os esforços solicitantes no bloco; P_t e M_t são os esforços solicitantes no topo da estaca; $E_p I_p$ é a rigidez flexional da estaca; T_i e T_f são as rigidezes relativas estaca-solo inicial e final, respectivamente; A e B são os coeficientes adimensionais de deslocamento; y_p e y_m são os deslocamentos horizontais devido à força horizontal e ao momento, respectivamente; p é a reação horizontal do solo obtido pelos métodos de Matlock e Reese (MR) ou API; E_{py} é o módulo de reação horizontal do solo e K_{py} e n_h são os coeficientes de reação horizontal do solo. Conhecidas as rotas de cálculo, apresentam-se na Tabela 4 os estudos de casos utilizando a ISE a partir da variação ou fixação de determinados parâmetros de projeto ou do método de cálculo.

Tabela 4. Estudos realizados analiticamente.

Caso	Estudo	Descrição
A	Variação na concepção estrutural	Considerar empuxo no encontro absorvido pela superestrutura ou por estrutura de contenção específica analisando a influência da força horizontal total nos deslocamentos horizontais e momentos fletores das estacas da fundação.
	Influência da estratificação	Comparar os resultados obtidos considerando ou não a estratificação do solo por diferentes métodos de calibração da reação horizontal do solo. Neste caso foi tomada a solução que considera diferentes modelos para a camada arenosa e argilosa como referência.
B		

2.6 Estudo Numérico

Para as simulações numéricas da fundação foi utilizado o software comercial *Plaxis 3D Foundations 2.0*, que permite considerar a continuidade do meio tridimensionalmente e, portanto, representa modelos mais próximos da realidade física. Os elementos da malha apresentam a configuração da Fig. 5 (Distribuição de nós e pontos de tensão em um elemento de 15 nós), utilizada devido a melhor representatividade de interação entre os elementos constituintes do solo entre si e com o concreto.

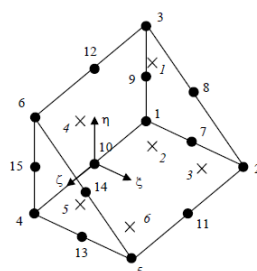


Figura 5. Elementos da malha de elementos finitos. Fonte: Plaxis 3D Foundation Manual (2004).

O estudo com as simulações numéricas objetivou averiguar algumas considerações feitas nos métodos analíticos, como o nível de esforços de flexão transferidos do bloco para a estaca, bem como a influência de momentos e esforços horizontais do bloco nas mesmas, no intuito de avaliar o nível de aproximação das simplificações adotadas nos cálculos analíticos.

O modelo constitutivo do solo utilizado nas simulações é o *Mohr Coulomb*, escolhido pela maior simplicidade de dados requeridos, compatível com o nível de informações disponíveis em projeto acerca do solo, principalmente. Além disso, este requer menor esforço computacional e, portanto, permite maior velocidade nas simulações quando comparado à outros modelos constitutivos como o *Hardening Soil*.

Os parâmetros de entrada utilizados nas simulações foram obtidos através de correlações com o índice de resistência à penetração do solo, mas também foram comparados com valores da literatura para validar a coerência destes. A Tabela 5 apresenta os estudos de casos com as simulações numéricas realizadas neste trabalho.

Tabela 5. Estudos com modelos numéricos.

Caso	Estudo	Método
A	Comparação dos modelos numéricos e analíticos	Analisar os resultados dos modelos simulados com diferentes geometrias de blocos
B	Efeito de Grupo	Simular estacas isoladas de diferentes blocos e comparar com os resultados numéricos obtidos no item A.
C	Efeito isolado de rotação e esforço transversal no bloco	Simular blocos isolados e idênticos solicitados apenas por flexão ou por esforço horizontal.
D	Influência da resistência do concreto do bloco na ligação bloco-estaca	Analisar para uma determinada rigidez das estacas qual o nível de resposta com diferentes resistências do concreto do bloco na ligação bloco-estaca.

As Fig. 6 e Fig. 7 apresentam os dois tipos de bloco avaliados na modelagem numérica. Nas Figuras 6a e 7a são mostrados, em planta, a geometria dos blocos e o esquema de aplicação de cargas. Em cada bloco existem cinco pontos de aplicação das cargas. No ponto central foram aplicadas as ações verticais e horizontais, simultaneamente. Nos pontos ao redor foram aplicados binários de força, representando os momentos fletores provenientes do pilar. A malha tridimensional de elementos finitos gerada para cada tipo de bloco é exibida nas Figuras 6b e 7b.

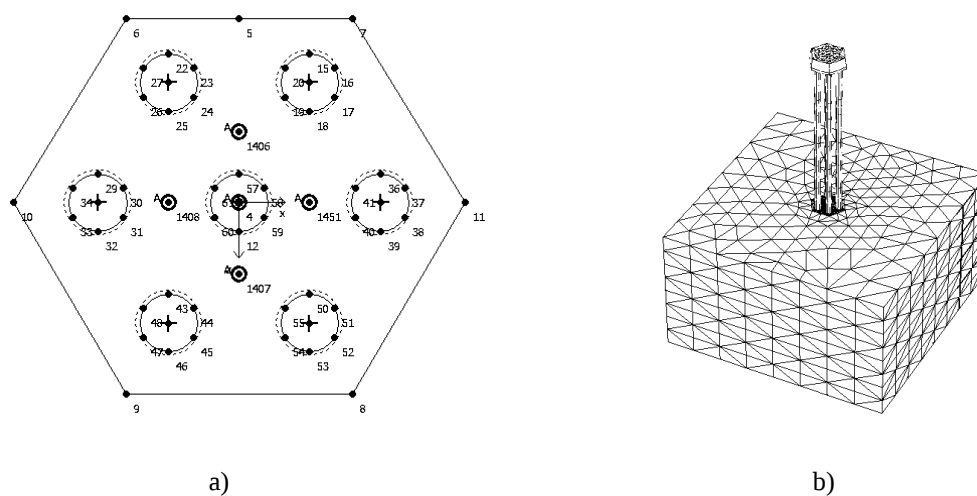


Figura 6. Modelo de Bloco hexagonal de sete estacas: a) Geometria b) Malha de elementos finitos

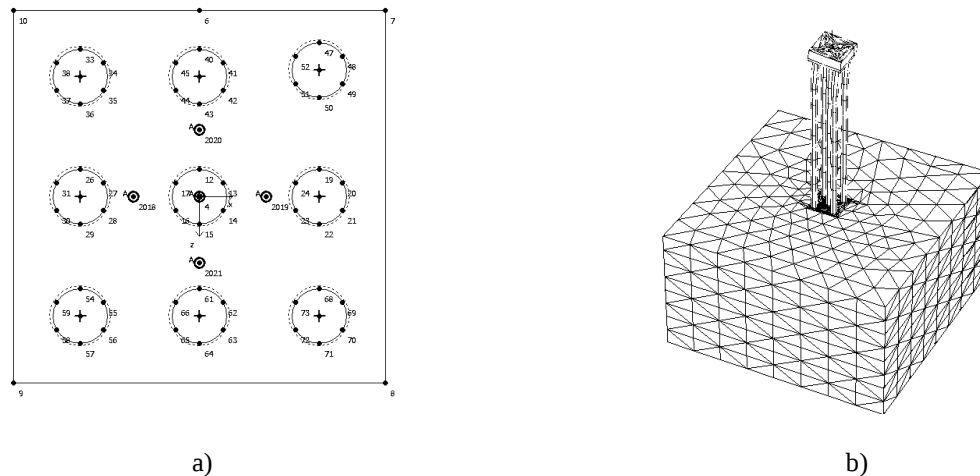


Figura 7. Modelo de Bloco quadrado de nove estacas: a) Geometria b) Malha de Elementos Finitos

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Estudo Analítico²

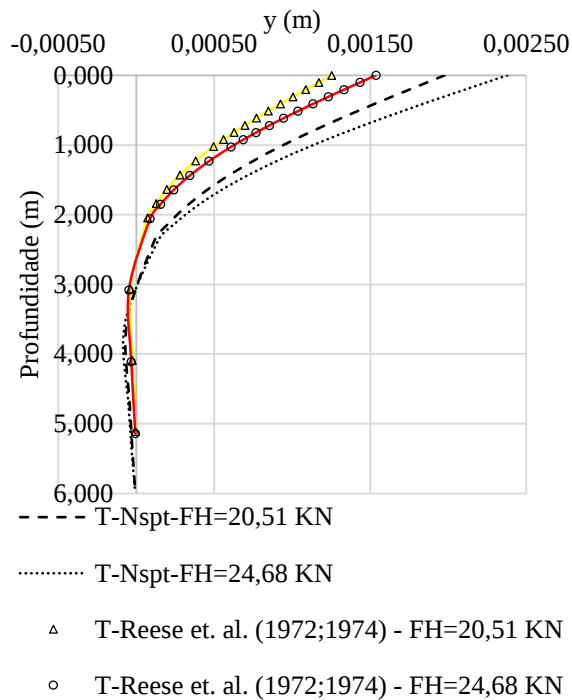
A. Variação da concepção estrutural

Há diferentes considerações de projeto que podem ser feitas na concepção de Obras de Arte Especiais (OAE), e uma delas diz respeito à região de encontro. Na primeira análise realizada neste trabalho optou-se por isolar o efeito do empuxo horizontal oriundo do solo e da passagem dos veículos no encontro como uma ação absorvida por uma estrutura de contenção devidamente ancorada no solo, resultando em uma ação horizontal por estaca de 20,51 kN no bloco hexagonal de 7 estacas.

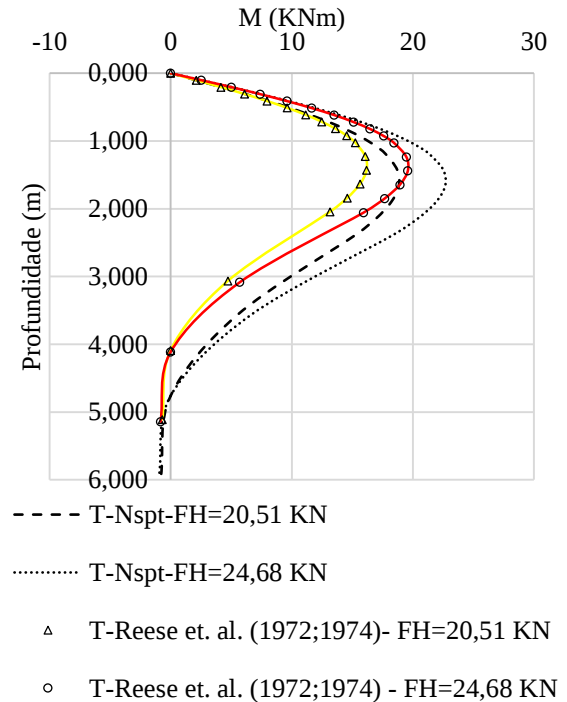
Entretanto, é possível que devido a não linearidade de contato, também conhecida como aquela associada às alterações das condições de contorno na estrutura, estes esforços sejam absorvidos pela ponte em condições não previstas ou que já em projeto são definidas como cargas a serem absorvidas pela superestrutura através de cortina devidamente ancorada nesta. Desta forma, optou-se por recalcular as ações horizontais e verificar o elemento de fundação nesta situação, resultando em uma ação horizontal por estaca de 24,68 kN.

Os resultados obtidos da distribuição de deslocamentos horizontais e esforços de flexão foram calculados com diferentes rotas, optando pelo uso ou não de curvas p-y para levar em consideração as características do solo e para calcular a rigidez relativa estaca-solo (T). Ao se utilizarem as curvas p-y variou-se o método de calibração do parâmetro T (Reese et. al. (1974) e API (2000) para areias e Reese et al. (1972) para argilas). No caso da não consideração das curvas p-y usou-se o método N_{SPT} para as duas camadas de solo, areia e argila. Os resultados de deslocamentos e esforços de flexão na estaca estão apresentados na Fig. 8.

² Nesta etapa do estudo foi utilizado apenas o bloco com 7 estacas. No estudo numérico avaliou-se também o bloco com 9 estacas.



a)



b)

Figura 8. a) Deslocamentos horizontais b) Momentos fletores.

Como pode ser observado, a consideração do empuxo do solo absorvido pela cortina resultou em acréscimo de esforços horizontais da ordem de 20%. Logo, pode-se afirmar que mesmo a força horizontal participando do processo iterativo de calibração da reação horizontal (p) nos métodos de curvas p - y , o resultado final dos deslocamentos tende a apresentar a mesma proporção do acréscimo de carga horizontal em virtude, provavelmente, do baixo grau de sollicitação horizontal das estacas. Entretanto, vale destacar que em todos os cálculos foram supostas estacas rotuladas e, portanto, blocos rígidos transformando todo o momento fletor em ação verticais nas estacas.

B. Influência da estratificação

As análises da estratificação do solo requerem trabalho árduo na aplicação de diferentes métodos de calibração das curvas p - y para as distintas camadas de solo que o compõe. Via de regra, busca-se na engenharia verificar a aplicabilidade de modelos ou métodos simplificados que apresentem bom nível de resposta em termos de segurança e utilização. Nesta vertente, propôs-se um estudo considerando a homogeneidade do solo e aplicando-se apenas um dos métodos de calibração das curvas p - y para ambas as camadas de solo. Desta forma aplicaram-se os métodos N_{SPT} , API (2000) e Reese et. al. (1974) considerando o solo totalmente arenoso para posterior comparação com os resultados considerando a estratificação do solo, sendo adotados os métodos Reese et al. (1974) para a camada arenosa e Welsh & Reese (1972) para a camada argilosa. Os resultados de deslocamentos horizontais e momentos fletores estão apresentados na Fig. 9.

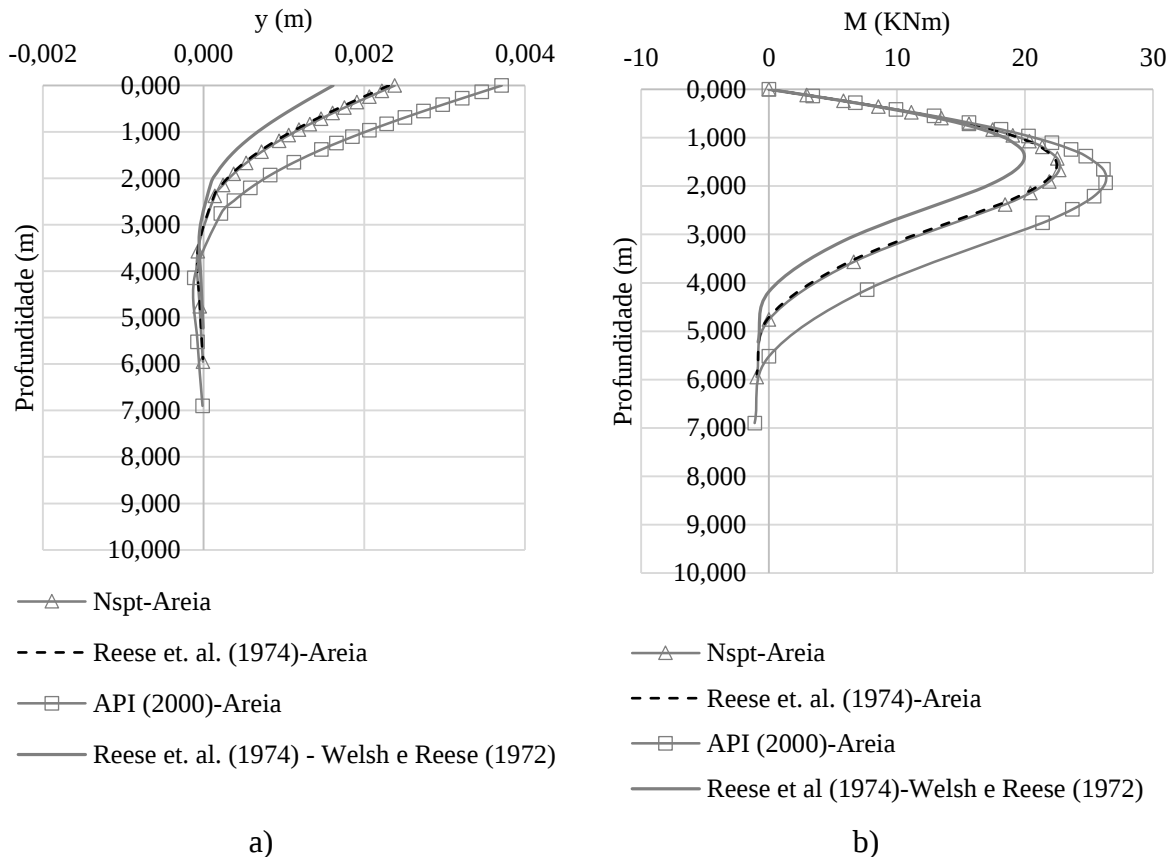


Figura 9. Influência da estratificação do solo. a) Deslocamentos horizontais b) Momentos fletores

Da Fig. 9 observou-se que todos os métodos aplicados ao solo, desconsiderando-se a distinção de camadas, ou seja, método homogeneizado no solo, resultaram em valores mais conservadores dos parâmetros avaliados. Entretanto, verifica-se que o método API destoou bastante dos outros métodos, levando-se a acreditar que sua aplicação neste estudo tal como foi verificada não seria adequada.

Por simplicidade de análise é discutível a aplicabilidade do método N_{SPT} para definir o parâmetro de elasticidade do solo, uma vez que apresenta resultados bastante semelhantes ao método de Reese et. al. (1974), sendo o primeiro de mais simples aplicação.

3.2 Estudo Numérico

A. Comparação dos Modelos Numéricos e Analíticos

Os resultados dos deslocamentos horizontais e esforços de flexão de serviço, verificados nas estacas mais solicitadas de cada um dos blocos estudados, são apresentados na Fig. 10. São comparados os resultados numéricos por MEF e analíticos pelo método de Matlock e Reese (1961).

De maneira geral, o modelo numérico utilizado foi menos conservador que o método analítico para as duas configurações de blocos estudadas. Essa constatação é coerente com os resultados de Kim et al. (2011), nos quais os deslocamentos verificados com métodos analíticos também superaram os numéricos.

Os valores de deslocamento horizontal (y) divergiram bastante na região do topo da estaca, sendo bem inferiores com as simulações numéricas. Também houve significativa

divergência entre os métodos nos resultados de momentos fletores (M) até aproximadamente 4 m de profundidade na estaca. O resultado numérico indica um pequeno momento de engastamento no topo da estaca, o que não é previsto com o modelo analítico. A previsão dos momentos máximos de serviço é muito divergente entre as duas abordagens. Contudo, tanto em um caso quanto no outro, sua magnitude é bem inferior aos momentos calculados para o estado limite último, de acordo com as taxas de armadura utilizadas.

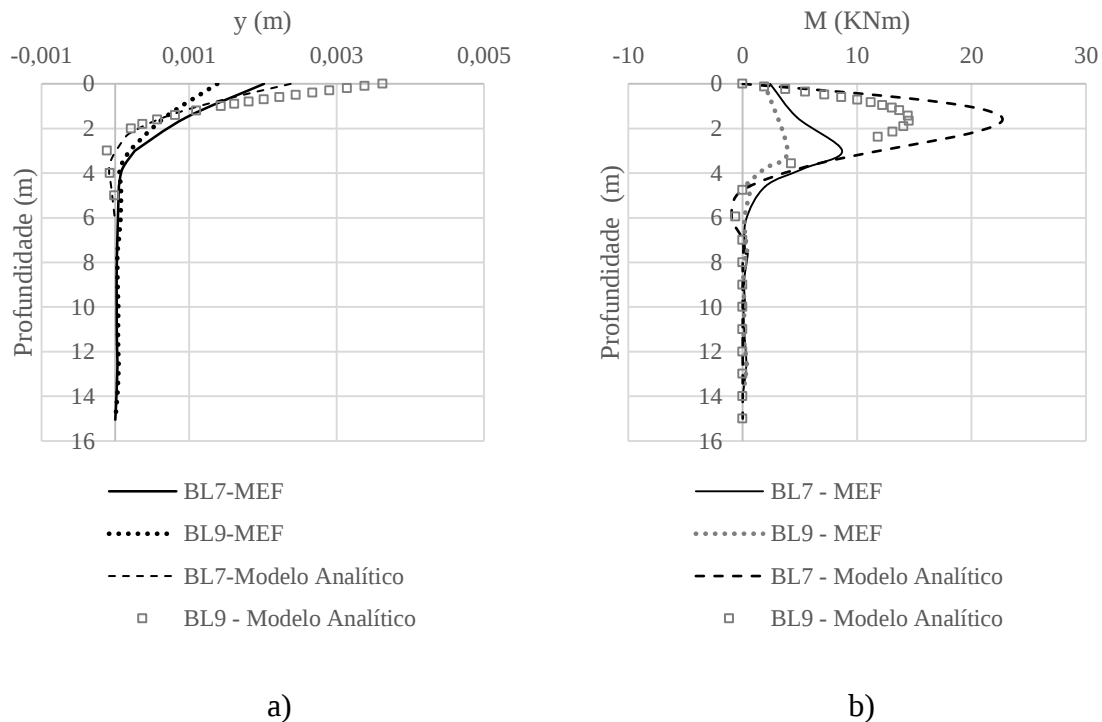


Figura 10. a) Deslocamentos horizontais b) Momentos fletores.

B. Efeito de Grupo

Com intuito de se avaliar o efeito de grupo, procedeu-se as simulações numéricas de estacas isoladas, segundo os mesmos preceitos adotados no modelo analítico. Os resultados são apresentados na Fig.11. De maneira geral, os resultados numéricos se aproximam mais dos analíticos quando se desconsideram os efeitos de grupo. A modelagem numérica resultou em valores de deslocamentos horizontais superiores, em comparação com o resultado analítico. Por outro lado, os momentos fletores obtidos numericamente foram ligeiramente inferiores aos obtidos via método analítico.

Os deslocamentos e momentos com a estaca isolada são bem superiores àqueles obtidos considerando-se as estacas em grupo. Em outras palavras, o grupo de estacas tem a tendência de atenuar os esforços e deslocamentos na estaca mais solicitada. Em nível de projeto, o cálculo apenas da estaca mais solicitada do bloco, desconsiderando-se o efeito do grupo, corrobora com a segurança.

De modo a quantificar o efeito do grupo na estaca mais solicitada nas análises numéricas, podem-se definir o parâmetro α como a razão entre o deslocamento horizontal máximo da estaca, calculado considerando a estaca isolada e em grupo ($\alpha = y_{\max,i}/y_{\max,g}$). Da mesma forma, pode-se definir β como a razão entre o momento máximo obtido para a estaca isolada e em grupo ($\beta = M_{\max,i}/M_{\max,g}$). Para o bloco hexagonal de sete estacas (BL7),

obtem-se $\alpha = 1,8$ e $\beta = 2,5$ e para o bloco quadrado de nove estacas (BL9), obtém-se $\alpha = 3,6$ e $\beta = 2,4$. Percebe-se que a consideração da influência do grupo é bastante relevante na avaliação do comportamento da estaca estudada.

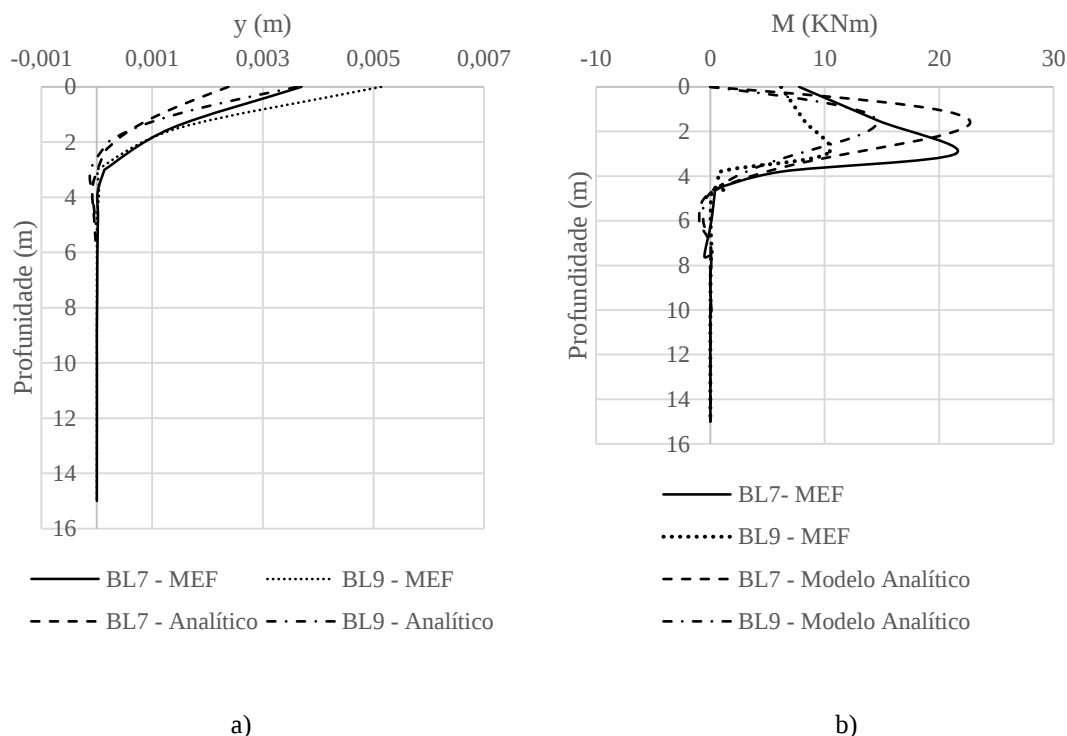


Figura 11. a) Deslocamentos horizontais b) Momentos fletores.

C. Influência da resistência do concreto do bloco na ligação bloco-estaca

Uma análise teórica fundamental, mas que merece maiores estudos, diz respeito ao momento de engastamento entre o bloco e as estacas. Nesse sentido decidiu-se investigar a influência da resistência do concreto do bloco na ligação bloco-estaca.

Foram testadas diferentes resistências do concreto do bloco hexagonal de sete estacas, sendo medidos os deslocamentos horizontais na estaca e os esforços de flexão (Fig. 12). Nas análises, a resistência característica do concreto (f_{ck}) do bloco foi adotada igual a 30, 40 e 50 MPa, enquanto que para as estacas o f_{ck} foi mantido constante e igual a 30 MPa.

A diminuição da resistência do concreto do bloco de 50 MPa para 30 MPa não influi no deslocamento horizontal e nos esforços de flexão nas estacas. Esperava-se que para valores menores de resistências os resultados se aproximariam mais da situação de estacas rotuladas no topo. Este resultado pode ter sido influenciado pelo modelo constitutivo adotado para o concreto, uma vez que o bloco foi simulado apenas como um material não poroso e especificado o módulo de elasticidade do concreto.

Em adição, o modelo numérico não permite considerar o transpasse da armadura das estacas para o bloco, o que provavelmente aumentaria a rigidez da ligação, aproximando-se de uma situação de engaste. Nesta seção, o enrijecimento da ligação foi estudado apenas em termos da reentrância da estaca no bloco (embutimento de 20 cm da estaca na região inferior do bloco), comum executivamente para garantir melhor disposição das armaduras e arranjo das estacas depois de arrasadas. Verificou-se em simulações preliminares que quanto maior o embutimento

da estaca no bloco, mais a vinculação se aproxima de uma situação engastada. Entretanto, isto pouco ocorre na prática, pois que resultaria em aumento demasiado da altura do bloco e consequente consumo de concreto.

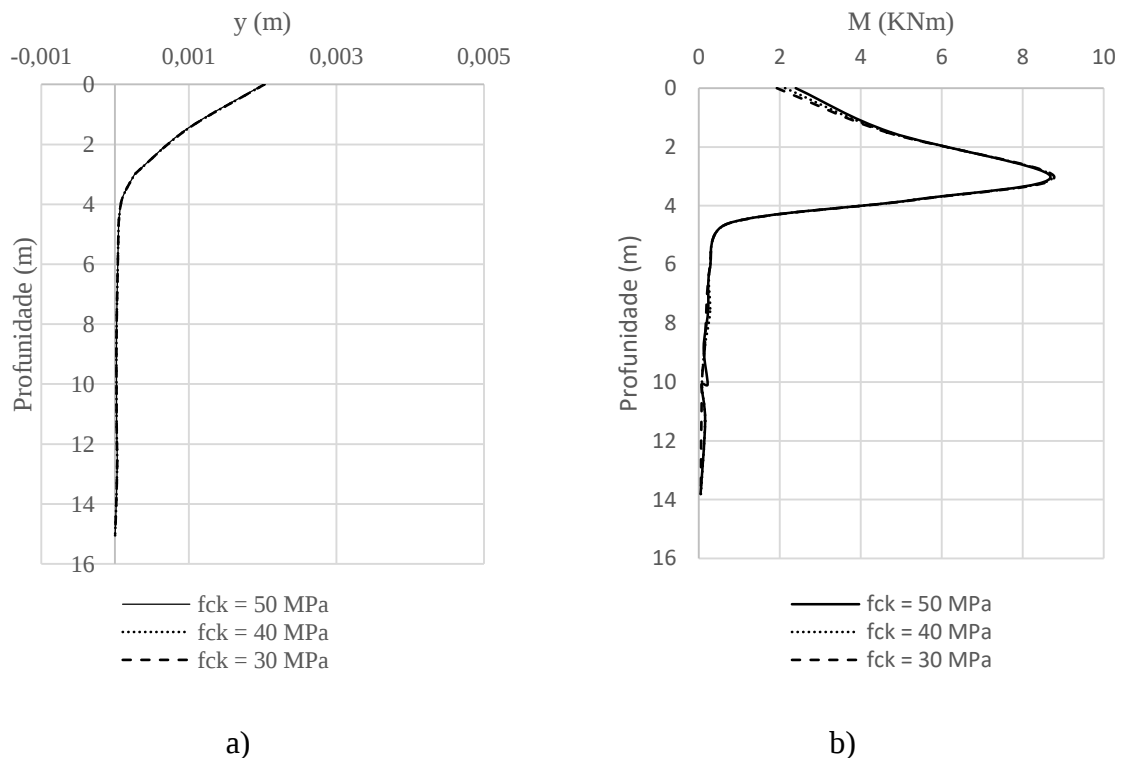


Figura 12. Resultados da análise. a) Deslocamentos b) Momentos fletores.

Os trabalhos de Kim *et al.* (2011), Araújo (2013) e Zhang *et al.* (2017) não abordam este aspecto, o que demonstra a necessidade de maiores estudos neste sentido, com vistas a avaliação dos coeficientes de engastamento propostos por Davisson (1970).

D. Efeitos isolados da rotação e translação do bloco

A Fig. 13 apresenta as curvas de deslocamentos e momentos na estaca, obtidas isolando-se os efeitos da força lateral e do momento fletor no bloco. Os resultados desta seção referem-se à estaca mais solicitada do bloco de formato hexagonal com sete estacas. O deslocamento horizontal devido à solicitação de flexão no bloco é pouco significativo, porém o mesmo não pode ser afirmado sobre o momento interno na estaca. A contribuição do esforço de flexão no bloco gera elevados momentos desde o topo da estaca até aproximadamente 3 m, profundidade onde começa a decrescer.

Hazzar *et al.* (2017) verificaram que existe uma relação entre o efeito da ação vertical atuante no bloco e o deslocamento horizontal produzido na estaca. Porém não aborda a estratificação do solo, como no presente estudo. Entretanto, uma vez que o solo superficial exerce grande influência nos deslocamentos horizontais do topo da estaca, é de se esperar, com base nos resultados do trabalho de Hazzar *et al.* (2017), que quanto maior for a solicitação vertical sobre o bloco em areias, menor será o deslocamento horizontal do conjunto, devido ao maior confinamento do solo.

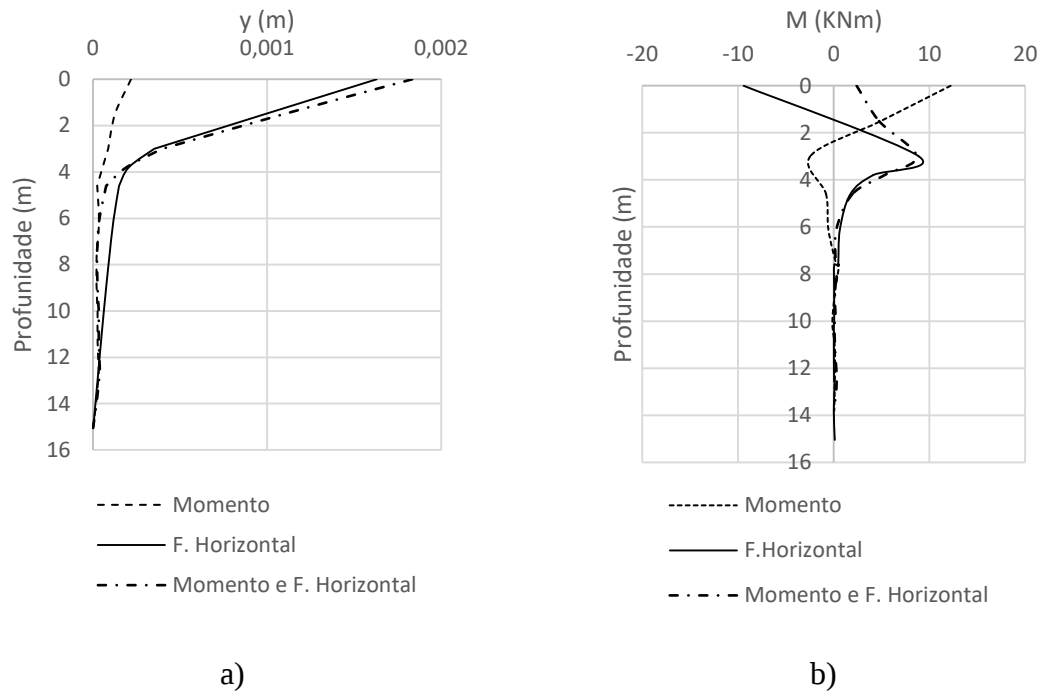


Figura 13. a) Deslocamentos horizontais b) Momentos fletores.

4 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram efetuadas modelagens numéricas tridimensionais, via método dos elementos finitos, das fundações por estacas de uma ponte atravessando um solo estratificado, a fim de se analisarem os deslocamentos horizontais e os momentos fletores nas estacas.

A consideração do grupo de estacas nas análises numéricas atenuou a resposta de esforços e deslocamentos na estaca e afastou os resultados daqueles obtidos pelo método analítico empregado. As análises numéricas considerando o grupo geraram resultados menos conservadores que o método analítico de Matlock e Reese (1961) alimentado com valores de coeficiente de reação horizontal do solo obtido por correlação com o N_{SPT} . Os valores de deslocamento lateral divergiram bastante na região do topo da estaca, sendo bem menores com as simulações numéricas. Também houve significativa divergência entre os métodos nos momentos fletores nesta região. Quando se desconsidera o grupo, os resultados numéricos se aproximaram mais dos analíticos, apresentando deslocamentos superiores e momentos fletores ligeiramente inferiores.

O aumento de resistência do concreto do bloco de coroamento não produziu diferenças na resposta do modelo numérico com relação aos deslocamentos horizontais e aos momentos fletores. Contudo, o resultado pode ter sido influenciado por limitações da modelagem numérica. O momento fletor aplicado no bloco produziu uma alteração muito pequena nos deslocamentos horizontais da estaca e muito elevada nos momentos internos na estaca. Por outro lado, o esforço lateral no bloco possui uma contribuição grande tanto nos deslocamentos horizontais quanto nos momentos fletores na estaca.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o suporte financeiro da CAPES e CNPq no desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: 2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013;

API – AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (2000). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms, Working stress design*. RP 2A-WSD, 21. Ed..

ARAÚJO, A.G.D (2013). *Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, RN.

BAHRAMI, Amir; NIKRAZ, Hamid (2017). *Generalized Winkler support properties for far field modeling of laterally vibrating piles*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 92, p. 684-691.

BRINKGREVE, R.B.J; BROERE, W. *Plaxis 3D Foundation Manual*. Delft University of Technology and Plaxis Corporation, Netherlands, 2004

CHEN, X.; ZHAN, J.M.; CHEN, Q.; COX, D. (2016). *Numerical Modeling of Wave Forces on Movable Bridge Decks*. Journal of Bridge Engineering, v. 21, n. 9, p. 04016055.

CHRISTIAN, P. DE. (2012). *Estudo da interação solo-estrutura sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos*. Dissertação (Mestrado), Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UFTPR, Curitiba, PR.

DAVISSON, M.T. (1970). Lateral Load Capacity of Piles. Highway Research Record. nº 33, Pile Foundations, National Research – Council, Washington, D.C., p. 104-112.

FEAU, C. et al. (2015). *Experimental and numerical investigation of the earthquake response of crane bridges*. Engineering Structures, v. 84, p. 89-101.

HAZZAR, L., HUSSIEN, M. N., & KARRAY, M. (2017). *On the behaviour of pile groups under combined lateral and vertical loading*. Ocean Engineering, 131, 174-185.

KIM, Y.; JEONG, S. (2011). *Analysis of soil resistance on laterally loaded piles based on 3D soil-pile interaction*. Computers and Geotechnics, v. 38, n. 2, p. 248-257.

LIN, C.; BENNETT, C.; HAN, J.; & PARSONS, R. L. (2012). *Integrated analysis of the performance of pile-supported bridges under scoured conditions*. Engineering structures, 36, 27-38.

PERIĆ, D. et al. (2016). *Thermally induced soil structure interaction in the existing integral bridge*. Engineering Structures, v. 106, p. 484-494.

PENG, J.-R.; ROUAINIA, M.; CLARKE, B. G. 9 (2010). *Finite element analysis of laterally loaded fin piles*. Computers & structures, v. 88, n. 21, p. 1239-1247.

REESE, L.C.; COX, W.R.; KOOP, F.D. (1974). *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*, Proceedings of the Sixth Annual Offshore Technology Conference Houston, Texas, nº 2. OTC 2080.

WELCH, R.C. & REESE, L.C. (1972). *Laterally loaded behavior of drilled shafts*. Research Report 3-5-65-89. Center for Highway Research. University of Texas, Austin.

ZHANG, H; CHEN, S; LIANG, F. (2017). *Effects of scour-hole dimensions and soil stress history on the behavior of laterally loaded piles in soft clay under scour conditions*. Computers and Geotechnics, v. 84, p. 198-209.