



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciência

Faculdade de Engenharia

Alessandra Conde de Freitas


**Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em
estacas cravadas em areias**

Rio de Janeiro

2010

Alessandra Conde de Freitas

Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias



Dissertação apresentada, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof.^a DSc. Bernadete Ragoni Danziger

Co-orientador (es): Prof. DSc. Marcus Peigas Pacheco

Rio de Janeiro

2010

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ/REDE SIRIUS/CTCB

F862 Freitas, Alessandra Conde.de
Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias. / Alessandra Conde de Freitas. – Rio de Janeiro, 2010.
231f.

Orientadora : Bernadete Ragoni Danziger.
Co-orientador: Marcus Peigas Pacheco.
Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Fundações (Engenharia) - Teses. 2. Estacaria (Engenharia civil) - Teses. 3. Solos arenosos - Teses. I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Pacheco, Marcus Peigas. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 62415

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação.

Assinatura

Data

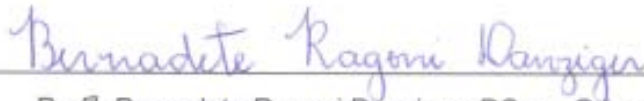
Alessandra Conde de Freitas

Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias

Dissertação apresentada, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em 19 de março de 2010.

Banca examinadora:



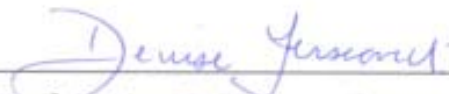
Prof.^a Bernadete Ragoni Danziger, DSc. – Orientadora

Departamento de Estruturas e Fundações - Faculdade de Engenharia da UERJ



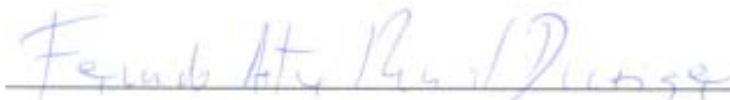
Prof. Marcus Peigas Pacheco, PhD. – Co-orientador

Departamento de Estruturas e Fundações - Faculdade de Engenharia da UERJ



Prof.^a Denise Maria Soares Gerscovich, DSc.

Departamento de Estruturas e Fundações - Faculdade de Engenharia da UERJ



Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, DSc.

Programa de Engenharia Civil – COPPE - UFRJ

Rio de Janeiro

2010

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus familiares e amigos pelo apoio incondicional, carinho e compreensão dados durante todos os anos de minha vida.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pela oportunidade de estar viva, pela possibilidade diária de crescimento moral e intelectual e pela chance de colocar em prática os frutos desse crescimento.

Aos meus familiares que fizeram comigo este mestrado, incentivando-me e suportando-me em todas as fases e compreendendo minha ausência, Gracinda, Nathália, Victor, Marcelo, Claudiane, Mauro, Marcus Vinícius, Pollianna, Sonia, Sidnei, Claudio, Rennan, Carlinhos, Dina, Nininha, Elisa, Ângelo, Marcela, Alexandre e João. E aos que se foram, mas permanecem vivos em minha memória, Elvira, Armando, Celinha, Tia Rosa, Tio Adelino, Tia Idalina e Neuza.

Aos parentes de além mar pela torcida constante, mesmo que distantes.

À Mel, amiga fiel de todas as horas.

À minha orientadora Prof^a. Bernadete pela presença constante, por sua brilhante orientação, por toda a sua ajuda, generosidade, enorme paciência, amizade, companheirismo e incentivo durante o curso e a realização deste trabalho.

Ao meu co-orientador Prof. Marcus Pacheco pelo exemplo de otimismo, pela generosidade, amizade e companheirismo e pelas observações preciosas durante a fase da dissertação.

À Prof^a. Denise por ter me inspirado, por seus ensinamentos, seu carinho, pela oportunidade de utilização do Plaxis 3D Foundation e pela carta de recomendação.

À Prof^a. Ana Cristina pela oportunidade de ingressar no mestrado, por seus ensinamentos e seu carinho.

Aos demais professores do PGCIV/UERJ.

Ao Prof. Fernando Danziger da COPPE/UFRJ pela sua disposição em ajudar antes mesmo de me conhecer e pela confiança depositada ao permitir a utilização irrestrita do Plaxis 3D Foundation.

Ao Prof. Christian Santana da COPPE/UFRJ por toda a ajuda.

Não poderia esquecer o Prof. Paulo Frederico Monteiro pelo seu apreço e pela carta de recomendação.

À Capes pelo apoio financeiro a esta pesquisa.

Aos meus amigos de curso e de sala de estudos que contribuíram para tornar ainda mais agradável a jornada dos créditos e dissertação, Anderson, Carla, Caroline, Daniele, Eduardo, Elvis, João, Jeffson, Juliano e Ludma.

Ao Rodolfo do LABBAS e à Shirlei da secretaria acadêmica por toda a ajuda.

Ao Josival, pelo carinho, por seus conselhos e pelo incentivo efetivo dado durante todos esses anos.

Aos amigos do Lar de Frei Luiz por acreditarem em minhas potencialidades e pelo carinho, Andréa, Cléa, Flávio, Glória, Glorinha, Jô, Leila, Marcus Vinícius, Neide, Rocha, Sandra e Vera.

Às crianças do Lar de Frei Luiz pelo exemplo de alegria e fé mesmo diante de circunstâncias adversas.

Às amigas do Colégio Pedro II, Cláudia, Eliane, Adriana e Ana Paula pelos momentos imensamente felizes que passamos juntas.

Aos amigos Anderson Barreto, Prof.^a Carmem, Andréa, Prof.^a Alda, Célia, Claudia, Cíntia, Belize, Deusa, Elu, Fábio Rodrigues, Fátima, Felipe Malta, Monica Mendel, Micheline, Terezinha, Priscila, Paula Nóbrega e Zé por existirem em minha vida.

À Cia. Dança Sobre Rodas pelo exemplo de superação.

Aos profissionais do INCA pelo exemplo de profissionalismo e amor ao ofício, pelos cuidados prestados e pelo eterno incentivo, Aurélia, Aurenice, Ernani, Eurídice, Fátima e Vanessa.

Aos profissionais da Oncoclínica, em especial, ao Dr. Mário Alberto pela competência e apoio.

A persistência é o caminho do êxito.

Charles Chaplin

RESUMO

FREITAS, Alessandra Conde de. *Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areia*. Rio de Janeiro, 2010. 231 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

O efeito de instalação de estacas cravadas em areia, que promove um aumento da compacidade do solo e de seus parâmetros de resistência e deformabilidade, é analisado nesta dissertação em conjunto com o efeito de grupo. O procedimento estabelecido objetiva quantificar a melhoria após a instalação de um grupo de estacas e foi desenvolvido nesta pesquisa a partir da contribuição de Alves (1998). Para a utilização deste procedimento, foram propostas correlações do módulo de Young do solo em função da resistência à penetração N_{SPT} (ou da resistência à penetração normalizada N_{60}), a partir de um banco de dados obtido da literatura, visando não apenas as aplicações implementadas neste estudo, como também nortear futuras aplicações práticas. Na análise de casos documentados da literatura, foi utilizado o programa Plaxis 3D Foundation. Inicialmente foi procedida a calibração do programa através da reprodução de um caso de instrumentação de um grupo de estacas na argila rijia de Londres, muito bem documentado por Cooke et al. (1980). Os resultados das simulações, com parâmetros do solo obtidos da literatura, se ajustaram muito bem aos resultados experimentais, seja nos valores de recalque, seja nos diagramas de transferência de carga. Posteriormente, a melhoria do solo por efeito da instalação foi estimada, através do procedimento estabelecido nesta dissertação, baseado em Alves (1998), a partir das características iniciais do solo antes da instalação de um grupo de estacas em modelo reduzido em solo arenoso. Obtidos os parâmetros melhorados previstos para o solo após a instalação, estes foram aplicados a um grupo de 9 estacas, para diferentes espaçamentos relativos, como dados de entrada no programa Plaxis. A comparação dos resultados experimentais com aqueles simulados numericamente sinaliza para o potencial tanto do programa Plaxis, na reprodução do comportamento do conjunto, como do modelo de Alves (1998), que nortear o procedimento proposto nesta pesquisa. O fator de escala, ressaltado na dissertação, bem como outros aspectos relevantes observados nas análises realizadas, são propostos como temas futuros a serem investigados na continuidade desta linha de pesquisa.

Palavras-chave: Efeito de instalação. Efeito de grupo. Estacas cravadas. Correlações. Areias.

ABSTRACT

The installation effect of piles driven in sand, which increases soil density, strength and deformability parameters, is analyzed in this research, together with the pile-group effect. The procedure has been established aiming at the soil improvement achieved after installation of the piles. The proposed procedure is based on Alves (1998). In order to apply the procedure, correlations between the soil Young modulus and the N_{SPT} blow count (or the normalized N_{60}) have been established from a database obtained in the literature, aiming not only at the applications implemented in this study but also as a guideline for future practical applications. The program Plaxis 3D Foundation has been used in the analysis of documented cases from the literature, as an initial step to implement the procedure proposed in this thesis. Initially, the program has been calibrated by application to a well-documented piling group in the London stiff clay by Cooke et al. (1980). The results of the numerical simulations with soil parameters obtained from the literature have been very close to the experimental values, not only for the settlements, but also for the load transfer diagrams. The soil improvement due to pile installation has been implemented in this thesis based on Alves (1998). It has been applied to a case of small-scale model piling group in sands, taking into consideration the initial characteristics of the soil before installation and the soil improvement after driving. The updated parameters, together with different pile spacing in the 9-pile group, have been entered as input in the program Plaxis 3D Foundation. The comparison of the experimental results with those numerically simulated shows the potentiality of Plaxis program, due to its ability to properly reproduce the piling group behavior, and also of the model by Alves (1998), which guided the soil improvement procedure proposed in this research. The scale factor, highlighted in the thesis, as well as other relevant factors observed in the analyses, are topics for further investigation in continuity of this research.

Keywords: Installation effect. Group effect. Driven piles. Correlations. Sands.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1- Resultados de ensaios em modelo de grupos de estacas instrumentadas cravadas em areia (adaptado de Vesic, 1969).....	31
Figura 1.2- Mecanismos de ruptura em grupo de estacas (adaptado de Fleming et al. 1992).....	32
Figura 1.3- Ensaios em modelos de grupos de estacas em argilas (de Mello, 1969).	33
Figura 1.4- Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo de estacas (Tomlinson, 1994).....	33
Figura 1.5- Método do radier equivalente (adaptado de Tomlinson, 1994).....	35
Figura 1.6- Método da estaca equivalente (Randolph, 1994).	35
Figura 1.7- Variação típica da razão de recalque com o número de estacas no grupo (adaptado de Fleming, 1992).....	37
Figura 1.8- Esquema do método proposto por Randolph e Wroth (1979).....	38
Figura 1.9- Estimativa do fator de eficiência da rigidez para um grupo de estacas carregado verticalmente (adaptado de Fleming et al, 1992).....	40
Figura 1.10- Sistema equivalente de forças concentradas (Aoki e Lopes, 1975).....	41
Figura 1.11- Distribuição da carga ao longo da estaca (Aoki e Lopes, 1975).	41
Figura 1.12- Parâmetros das equações de Mindlin (Aoki e Lopes, 1975).	42
Figura 1.13- Discretização da base da estaca cilíndrica (Aoki e Lopes, 1975).	42
Figura 1.14- Discretização do fuste da estaca (Aoki e Lopes, 1975).	43
Figura 1.15- Aplicação do procedimento de Steinbrenner para o caso de meio heterogêneo (Russo Neto, 2005).....	44
Figura 1.16- Influência do valor de σ (Alves, 1998).	48
Figura 1.17- Efeito da compactidade inicial do solo (Alves, 1998).	49
Figura 2.1- Indicação das componentes de tensões positivas.	54
Figura 2.2- Exemplo de sondagem (a) e de planos de trabalho (b).	55
Figura 2.3- Seção transversal de um elemento “volume pile” tubular.	58
Figura 2.4- Representação do modelo elástico perfeitamente plástico.	64
Figura 2.5- Superfície de plastificação fixa no espaço de tensões principais com $c'=0$	65
Figura 2.6- Resultados a partir de ensaio triaxial drenado (a) e a partir do modelo elastoplástico (b).	65
Figura 2.7- Módulos de elasticidade (E_0) e (E_{50}) a partir de ensaio triaxial drenado.	67
Figura 2.8- Exemplo de malha bidimensional – Plaxis 3D Foundation.	69
Figura 2.9- Exemplos de malhas tridimensionais – Plaxis 3D Foundation.	69
Figura 2.10- Distribuição de nós (*) e pontos de Gauss (x) no elemento prismático de 15 nós utilizado pelo Plaxis 3D Foundation.....	69
Figura 2.11- Vista das estacas ensaiadas por Cooke et al. (1980).....	72
Figura 2.12- Esquema da estaca, inclinômetros e trincheira (Cooke et al., 1980).	73
Figura 2.13- Estacas com bloco de coroamento ensaiadas por Cooke et al. (1980).	74
Figura 2.14- Sistema de eixos no plano horizontal – Plaxis 3D Foundation.....	78

Figura 2.15- Coeficiente de empuxo no repouso (K_0) para a argila de Londres - T5 e Ashford Common (adaptado de Hight et al., 2003).	80
Figura 2.16- Permeabilidade horizontal em diferentes locais (adaptado de Hight et al., 2003).	81
Figura 2.17- Ensaios de compressão e extensão triaxial (Hight et al., 2003).	82
Figura 2.18- Envoltória de resistência de amostras adensadas de lamas e amostras naturais cisalhadas ao longo de fissuras pré-existentes (adaptado de Skempton, 1977).	82
Figura 2.19- Envoltórias de pico e residuais para diversas amostras naturais da Argila de Londres e resistência ao longo de fissuras (Hight e Jardine, 1993).	83
Figura 2.20- Variação do módulo cisalhante com a tensão efetiva média (adaptado de Wongsaroj et al., 2004).	84
Figura 2.21- Módulos cisalhantes horizontais e verticais ao longo da profundidade em T5 (Hight et al., 2003).	84
Figura 2.22- Resistência não drenada (adaptado de Cooke et al., 1979).	85
Figura 2.23- Módulo de elasticidade secante (adaptado de Cooke et al., 1979).	85
Figura 2.24- (a) Variação do módulo cisalhante médio com o tempo e (b) do módulo cisalhante próximo ao fuste da estaca com a profundidade (adaptado de Cooke et al., 1979).	87
Figura 2.25-Variação do módulo de elasticidade não drenado com a tensão normal efetiva média para a argila de Londres, em vários locais (adaptado de Addenbrooke et al., 1997).	87
Figura 2.26- Malha tridimensional gerada para as análises sem bloco de coroamento (a) e com bloco de coroamento (b) dos ensaios de Cooke et al. (1980).	93
Figura 2.27- Nós e pontos de Gauss das malhas geradas para as análises sem bloco de coroamento (a) e com bloco de coroamento (b) dos ensaios de Cooke et al. (1980).	93
Figura 2.28- Curva carga recalque para a estaca A – Ensaio 1.	95
Figura 2.29- Recalques para a estaca A carregada isoladamente ((a) e (c)) e A e B carregadas simultaneamente ((b) e (d)), para o carregamento de 50 kN.	96
Figura 2.30- Resultados do ensaio 2 – Recalques na estaca A.	97
Figura 2.31- Transferência de carga – Estaca A - Ensaio 2.	99
Figura 2.32- Transferência de carga para estacas carregadas isoladamente e em grupo para vários níveis de carregamento (adaptado de Cooke et al., 1980).	100
Figura 2.33- Deslocamentos verticais no topo do terreno para os carregamentos de (a) 40 kN na estaca A e (b) 40 kN nas estacas A e B (estacas A e B instaladas).	100
Figura 2.34- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca A.	102
Figura 2.35- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca B.	102
Figura 2.36- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca C.	104
Figura 2.37- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Transferência de carga na estaca A.	105
Figura 2.38- Transferência de carga na estaca B (similar à estaca C) - Ensaios 4 e 5.	106
Figura 2.39- Deslocamento vertical em perspectiva (a) e em corte passando pelo eixo das estacas (b), para o carregamento simultâneo de 40 kN nas estacas B, A e C.	106
Figura 2.40- Deslocamento vertical para os ensaios 4 e 5.	108

Figura 2.41- Deslocamentos verticais no topo do terreno para o carregamento de 40kN em cada uma das estacas B, A e C.	108
Figura 2.42- Detalhes do ensaio 7 (a) as estacas e (b) o bloco e o trecho escavado.	109
Figura 2.43- Medidas de recalque em diversos pontos do bloco de coroamento.	109
Figura 2.44- Resultados do ensaio 7 – Recalques médios.	110
Figura 2.45- Resultados do ensaio 7 – Transferência de carga nas estacas B e A.	111
Figura 2.46- Perspectiva dos cortes A'A e B'B.	112
Figura 2.47- Corte A'A – Deslocamento vertical (a) e vetor deslocamento (b) e Corte B'B – Deslocamento vertical (c) e vetor deslocamento (d) – Para a carga de 39,6 kN no grupo de estacas com bloco de coroamento e placa metálica.	112
Figura 3.1- Representação esquemática das propagações (frente de onda e movimento das partículas) das ondas P e S (adaptado de Lima Junior, 2007).	118
Figura 3.2- Solos arenosos ($N_{60} \times E_{max}$) - banco de dados completo – análise 1.	126
Figura 3.3- Solos arenosos ($\log N_{60} \times \log E_{max}$) - banco de dados completo – análise 1.	126
Figura 3.4- Solos arenosos ($N_{60} \times E_{max}$) - Equação Potencial – análise 1.	127
Figura 3.5- Solos arenosos – Intervalos de confiança - Análise 1.	128
Figura 3.6- Solos arenosos ($N_{60} \times E_{max}$) - banco de dados - Análise 2.	130
Figura 3.7- Solos arenosos ($\log N_{60} \times \log E_{max}$) - banco de dados - Análise 2.	130
Figura 3.8- Solos arenosos ($N_{60} \times E_{max}$) – Equação Potencial - Análise 2.	131
Figura 3.9- Solos arenosos – Intervalos de confiança - Análise 2.	131
Figura 3.10- Módulo cisalhante versus deformação cisalhante para Ahmedabad sand (adaptado de Sitharam et al., 2004).	133
Figura 3.11- Amplitude de deformações em solos (adaptado de Moura, 2007 e Barros, 1997).	134
Figura 3.12- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e $N_{60}=1,20.N_{SPT}$ com outras expressões disponíveis na literatura.	137
Figura 3.13- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e $N_{60}=1,20.N_{SPT}$ com outras expressões disponíveis na literatura.	138
Figura 3.14- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e $N_{60}=1,37.N_{SPT}$ com outras expressões disponíveis na literatura.	138
Figura 3.15- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e $N_{60}=1,37.N_{SPT}$ com outras expressões disponíveis na literatura.	139
Figura 3.16- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ com os valores obtidos a partir da expressão $E_s = 10400 \cdot N_{SPT}^{0,80}$, corrigida para N_{60} . Na curva (a) o N_{SPT} foi corrigido em 1,20 e na curva (b) em 1,37.	140
Figura 3.17- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ com diversas expressões disponíveis na literatura corrigidas para N_{60} ($N_{60}=1,20.N_{SPT}$).	141
Figura 3.18- Incorporando também os valores obtidos por Danziger (1986) $K= 0,6 \text{ MPa/golpe/30cm}$ para areias, curva (d).	141
Figura 3.19- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ com diversas expressões disponíveis na literatura corrigidas para N_{60} ($N_{60}=1,37.N_{SPT}$).	142

Figura 3.20- Idem à anterior, incorporando os valores obtidos por Danziger (1982) $K= 0,6$ MPa/golpe/30cm para areias fofas e para areias compactas.(curva (d)).	143
Figura 4.1- Superposição de curvas de redução de porosidade	144
Figura 4.2- Esquema dos ensaios realizados por Lee e Chung (2005).	146
Figura 4.3- Configurações dos grupos de estacas utilizadas por Lee e Chung (2005).	147
Figura 4.4- Sequência de cravação das estacas (a) e sistema de aplicação de carga e medição de deformações nas estacas (b) (adaptado de Lee e Chung, 2005).	148
Figura 4.5- Definição inicial das subáreas.	150
Figura 4.6- Discretização das subáreas inicialmente propostas.	151
Figura 4.7- Configurações finais - subáreas consideradas nas análises.	151
Figura 4.8- Configuração da região externa afetada para os espaçamentos de 4d e 5d.	152
Figura 4.9- Representação das distâncias (r) utilizadas para o cálculo dos Δn para $s/d=5$.	153
Figura 4.10- Representação dos solos utilizados nas análises.	156
Figura 4.11- Efeito da compactação do solo ao redor de uma estaca (Alves, 1998).	157
Figura 4.12- Detalhes dos solos após melhoria.	157
Figura 4.13- Designações das estacas modeladas.	160
Figura 4.14- Valores adotados nas análises de Engin et al. (2008).	161
Figura 4.15- Malha de elementos finitos – Série S.	162
Figura 4.16- Malhas de elementos finitos – Série S_i .	163
Figura 4.17- Malhas de elementos finitos – Série F_i .	163
Figura 4.18- Malha de elementos finitos – Série F4.	164
Figura 4.19- Módulos estáticos para solos arenosos.	165
Figura 4.20- Resultados da Série S.	165
Figura 4.21- Resultados obtidos para a Série S_i .	167
Figura 4.22- Variação da porosidade (Δn) em função da distância ao eixo para as estacas ensaiadas por Lee e Chung (2005) e para as de maior dimensão.	168
Figura 4.23- Variação da porosidade (Δn) em função da distância ao eixo/diâmetro para as estacas ensaiadas por Lee e Chung (2005) e para as de maior dimensão.	169
Figura 4.24- Valores de carga média (a), valores de carga na estaca central (b), nas estacas laterais (c) e de canto (d) para a Série F_i .	172
Figura 4.25- Carga na estaca central para séries F_i e S_i e recalque de 0,5 mm - Plaxis.	174
Figura 4.26- Carga na estaca central para séries F_i e S_i e recalque de 0,5 mm – Experimental.	174
Figura A.1- Valores dos módulos cisalhantes não drenados adotados nas análises.	193
Figura A.2- Valores dos módulos de elasticidade não drenados adotados nas análises.	194
Figura A.3- Recalques na estaca A - Ensaio 2 utilizando o programa Aoki-Lopes - Santana (2008).	194
Figura A.4- Recalques na estaca A - Ensaio 2 utilizando o programa PIGLET - Santana (2008).	195
Figura A.5- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=25 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.	196
Figura A.6- Ensaio 2 para $E_{ref}=50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=25 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.	197

Figura A.7- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=10 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.	198
Figura A.8- Ensaio 2 para $E_{ref}=10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=10 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	199
Figura A.9- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=35 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.	200
Figura A.10- Ensaio 2 para $E_{ref}=60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=35 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	201
Figura A.11- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=23,34 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.	202
Figura A.12- Ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=23,34 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	203
Figura A.13- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=37 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.	204
Figura A.14- Ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=37 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	205
Figura A.15- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=46,67 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.	206
Figura A.16- Ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=46,67 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	207
Figura A.17- Valores da resistência não drenada adotados nas análises.....	207
Figura A.18- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $C_{ref}=10 \text{ kPa}$ e $C_{inc}=10 \text{ kPa/m}$ – Recalques.	208
Figura A.19- Ensaio 2 para $C_{ref}=10 \text{ kPa}$ e $C_{inc}=10 \text{ kPa/m}$ - Transferência de carga.	209
Figura A.20- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $K_0 = 3$ – Recalques.....	210
Figura A.21- Ensaio 2 para $K_0 = 3$ - Transferência de carga.....	211
Figura A.22- Malha de elementos finitos menos refinada.	211
Figura A.23- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para malha menos refinada – Recalques.	212
Figura A.24- Ensaio 2 para malha menos refinada - Transferência de carga.	213
Figura A.25- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para modelo linear elástico – Recalques.	214
Figura A.26- Ensaio 2 para modelo linear elástico - Transferência de carga.	215
Figura A.27- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 em termos de tensões efetivas - Recalques.	216
Figura A.28- Ensaio 2 para análise em termos de tensões efetivas - Transferência de carga.....	217
Figura B.1- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$	218
Figura B.2- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$	219
Figura B.3- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	219
Figura B.4- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	220
Figura B.5- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	220
Figura B.6- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$	221
Figura B.7- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$	221
Figura B.8- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$	222
Figura B.9- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	222
Figura C.1- Subáreas inicialmente propostas para $s/d=2$	223
Figura C.2- Subáreas de elementos trapezoidais.	224
Figura C.3- Subáreas de elementos triangulares assimétricos.	224

Figura D.1- Pontos e distâncias consideradas.....	226
Figura D.2- Módulos estáticos para solos arenosos.	227
Figura D.3- Regiões consideradas para implementação das melhorias para as séries S ₅ e F ₅	231

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1- Programas utilizados por Santana (2008) para análise de efeito de grupo.....	46
Tabela 2.1- Parâmetros do solo - Análises dos ensaios de Cooke et al. (1980).....	89
Tabela 2.2- Parâmetros das estacas - Análises dos ensaios de Cooke et al. (1980).....	90
Tabela 2.3- Parâmetros do bloco - Análises dos ensaios de Cooke et al. (1980).....	90
Tabela 2.4- Parâmetros da placa - Análises dos ensaios de Cooke et al. (1980).....	91
Tabela 2.5- Resultados do ensaio 1 - Recalques da estaca A carregada isoladamente e recalques em A obtidos quando B e A foram carregadas simultaneamente (mm).....	95
Tabela 2.6- Resultados do ensaio 2 – Recalques na estaca A (mm).....	97
Tabela 2.7- Transferência de carga experimental (kN) - Estaca A - Ensaio 2.....	98
Tabela 2.8- Transferência de carga Plaxis 3D Foundation (kN) - Estaca A - Ensaio 2.....	98
Tabela 2.9- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca A (mm).....	101
Tabela 2.10- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca B (mm).....	103
Tabela 2.11- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca C (mm).....	103
Tabela 2.12- Transferência de carga na estaca A - Experimental – Ensaios 4 e 5.....	104
Tabela 2.13- Transferência de carga na estaca A - Plaxis 3D Foundation – Ensaios 4 e 5.....	105
Tabela 2.14- Transferência de carga na estaca B - Experimental – Ensaios 4 e 5.....	107
Tabela 2.15- Transferência de carga na estaca B - Plaxis 3D Foundation – Ensaios 4 e 5.....	107
Tabela 2.16- Resultados do ensaio 7 – Recalques.....	110
Tabela 2.17- Transferência de carga na estaca B – Ensaio 7.....	111
Tabela 2.18- Transferência de carga na estaca A – Ensaio 7.....	111
Tabela 3.1- Banco de dados de correlações entre V_s e N_{SPT} para solos arenosos.....	121
Tabela 3.2- Fatores de correção C_i – (adaptado de Decourt et al., 1989).....	123
Tabela 3.3- Estados de Compacidade das Areias (Anexo A da NBR 6484, 2001).....	124
Tabela 3.4- Estados de Compacidade das Areias (Terzaghi, Peck e Mesri, 1996).....	124
Tabela 3.5- Correlações entre V_s e N_{SPT} para solos arenosos - Análise 2.....	129
Tabela 3.6- Análise de sensibilidade da equação potencial do módulo de elasticidade dinâmico máximo para solos arenosos - Análise 2.....	132
Tabela 3.7- Módulos de elasticidade - solos granulares (adaptado de Buzdugan, 1972).....	134
Tabela 3.8- Análise de sensibilidade da equação potencial do módulo de elasticidade estático máximo para solos arenosos – Análise 2.....	136
Tabela 4.1- Parâmetros do solo (Lee e Chung, 2005).....	149
Tabela 4.2. Limites sugeridos para o N_{SPT} e para o ângulo de atrito.....	153
Tabela 4.3- Parâmetros obtidos para os solos.....	155
Tabela 4.4. Parâmetros das estacas - Análises dos ensaios de Lee e Chung (2005).....	158
Tabela 4.5- Parâmetros de resistência das estacas adotadas nas análises.....	159
Tabela 4.6- Características das malhas de elementos finitos utilizadas nas análises.....	162
Tabela 4.7- Cargas aplicadas à estaca central – Série S_i	166
Tabela 4.8- Índice de vazios e porosidade inicial.....	168

Tabela 4.9- Parâmetros do bloco - Análises dos ensaios de Lee e Chung (2005).....	171
Tabela 4.10- Carga total aplicada em N - Série F_i	171
Tabela 4.11- Valores de carga em N para recalque de 0,5 mm – Série F_i	171
Tabela 4.12- Carga nas estacas centrais em N para recalque de 0,5mm - Séries S_i e F_i – Plaxis 3D Foundation.	173
Tabela 4.13- Carga nas estacas centrais em N para recalque de 0,5 mm - Séries S_i e F_i – Experimental.....	175
Tabela A.1- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=25 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.	195
Tabela A.2- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=25 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	196
Tabela A.3- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=10 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.	197
Tabela A.4- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=10 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	198
Tabela A.5- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=35 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.	199
Tabela A.6- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=35 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	200
Tabela A.7- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=23,34 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.	201
Tabela A.8- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=23,34 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	202
Tabela A.9- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=37 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.	203
Tabela A.10- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=37 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	204
Tabela A.11- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=46,67 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.	205
Tabela A.12- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=46,67 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.....	206
Tabela A.13- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $C_{ref}=10 \text{ kPa}$ e $C_{inc}=10 \text{ kPa/m}$ - Recalques.	208
Tabela A.14- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $C_{ref}=10 \text{ kPa}$ e $C_{inc}=10 \text{ kPa/m}$ - Transferência de carga.....	209
Tabela A.15- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $K_0 = 3$ - Recalques.....	210
Tabela A.16- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $K_0 = 3$ - Transferência de carga.	210
Tabela A.17- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para malha menos refinada - Recalques.	212
Tabela A.18- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para malha menos refinada - Transferência de carga.	212

Tabela A.19- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para modelo linear elástico - Recalques.	213
Tabela A.20- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para modelo linear elástico - Transferência de carga.	214
Tabela A.21- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 em termos de tensões efetivas - Recalques.	215
Tabela A.22- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 em termos de tensões efetivas - Transferência de carga.	216
Tabela D.1- Limites sugeridos para o N_{SPT}	226
Tabela D.2- Resultados obtidos para as regiões das estacas.	228
Tabela D.3- Resultados obtidos para a região entre estacas.	229
Tabela D.4- Resultados obtidos para a região externa.	230

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	23
Generalidades	23
Objetivos e Motivações	24
Estrutura da Dissertação	25
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
1.1 Generalidades	27
1.2 O efeito de grupo	28
1.2.1 <u>O efeito de grupo em termos de capacidade de carga</u>	28
1.2.2 <u>O efeito de grupo em termos de recalque</u>	33
1.2.2.1 O método do radier equivalente	34
1.2.2.2 O método da estaca equivalente	35
1.2.2.3 Métodos dos fatores de interação	36
1.2.2.4 Métodos numéricos	39
1.2.2.5 Metodologias de análise	45
1.3 O efeito de execução	46
1.3.1 <u>A contribuição de Alves (1998)</u>	47
2 CALIBRAÇÃO DA FERRAMENTA COMPUTACIONAL – PLAXIS 3D FOUNDATION	50
2.1 Generalidades	50
2.2 Principais características do Plaxis 3D Foundation	50
2.2.1 <u>Generalidades</u>	50
2.2.2 <u>Breve histórico do desenvolvimento do Plaxis 3D Foundation</u>	52
2.2.3 <u>Estrutura do Plaxis 3D Foundation</u>	52
2.2.4 <u>Desenvolvimento do modelo geométrico no Plaxis 3D Foundation</u>	54
2.2.5 <u>Elementos estruturais</u>	56
2.2.6 <u>Elementos de interface</u>	57
2.2.7 <u>Estacas</u>	58
2.2.8 <u>Ancoragens e molas (“Ground Anchors” e “Springs”)</u>	62
2.2.9 <u>Carregamentos</u>	62

2.2.10 <u>Modelo utilizado para a modelagem do comportamento do solo</u>	63
2.2.11 <u>Geração da malha de elementos finitos</u>	68
2.3 Estudo de caso documentado em argila rija	70
2.3.1 <u>Considerações iniciais</u>	70
2.3.2 <u>Estacas testadas</u>	72
2.3.3 <u>Bloco de coroamento e placa metálica</u>	73
2.3.4 <u>Provas de carga das estacas A e B</u>	74
2.3.4.1 Cronograma dos ensaios das estacas A e B	75
2.3.5 <u>Provas de carga das estacas A, B e C</u>	75
2.3.5.1 Cronograma dos ensaios das estacas A, B e C	76
2.3.6 <u>Provas de carga das estacas A, B e C com bloco de coroamento</u>	76
2.3.6.1 Cronograma dos ensaios das estacas A, B e C com bloco de coroamento	77
2.3.7 <u>Considerações finais</u>	77
2.4 Validação do programa Plaxis 3D Foundation através do estudo de caso documentado em argila rija	78
2.4.1 <u>Aspectos geométricos da modelagem computacional</u>	78
2.4.2 <u>Modelo e parâmetros do solo utilizados nas análises numéricas dos ensaios de Cooke et al. (1980)</u>	79
2.4.3 <u>Parâmetros do bloco de coroamento, da placa metálica e das estacas utilizadas nas análises</u> 89	
2.4.4 <u>Modelagem dos carregamentos das análises de Cooke et al. (1980)</u>	91
2.4.5 <u>Tipo de análise adotada</u>	92
2.4.6 <u>Interface solo-estrutura</u>	92
2.4.7 <u>Malha de elementos finitos das análises de Cooke et al. (1980)</u>	92
2.4.8 <u>Resultado do ensaio 1 - Fileira com duas estacas (B e A)</u>	93
2.4.9 <u>Resultado do ensaio 2 - Fileira com duas estacas (B e A)</u>	96
2.4.10 <u>Ensaio 4 e 5 - Fileira com três estacas (B, A e C)</u>	101
2.4.11 <u>Ensaio 7 - Fileira com três estacas (B, A e C) e bloco de coroamento</u>	108
2.4.12 <u>Análise de sensibilidade para o ensaio 2 - Fileira com duas estacas (B e A)</u>	113
3 ESTIMATIVA DE MÓDULOS DE ELASTICIDADE DE SOLOS ARENOSOS	116
3.1 Objetivos	116
3.2 Generalidades	116
3.3 Ondas elásticas utilizadas na caracterização de solos	117
3.4 Estabelecimento das correlações	119
3.4.1 <u>Generalidades</u>	119
3.4.2 <u>Correlações existentes</u>	119

3.4.3 <u>Banco de correlações</u>	121
3.4.3.1 <u>Fatores de correção</u>	122
3.4.3.2 <u>Determinação dos intervalos (I)</u>	123
3.4.4 <u>Metodologia adotada</u>	125
3.4.5 <u>Solos arenosos – Análise 1</u>	126
3.4.6 <u>Solos arenosos – Análise 2</u>	129
3.5 Módulos de elasticidade estáticos	133
3.5.1 <u>Generalidades</u>	133
3.5.2 <u>Critério adotado</u>	134
3.5.3 <u>Determinação dos módulos estáticos - Solos arenosos – Análise 2</u>	135

4 PREVISÃO DO EFEITO DE INSTALAÇÃO ATRAVÉS DA PROPOSTA DE MELHORAMENTO DO SOLO DE ALVES (1998).....144

4.1 Procedimento proposto nesta pesquisa	144
4.2 Ensaio de Lee e Chung (2005)	145
4.3 Desenvolvimento do procedimento proposto nesta pesquisa	148
4.3.1 <u>Determinação das subáreas</u>	150
4.3.2 <u>Redução da porosidade após instalação das estacas</u>	152
4.3.3 <u>Determinação dos demais parâmetros dos solos</u>	153
4.3.4 <u>Parâmetros obtidos</u>	154
4.3.5 <u>Determinação dos parâmetros das estacas</u>	157
4.3.6 <u>Determinação das malhas de elementos finitos</u>	161
4.3.7 <u>Resultados obtidos para a Série S</u>	164
4.3.8 <u>Resultados obtidos para a Série S_i</u>	166
4.3.9 <u>Resultados obtidos para a Série F_i</u>	170
4.3.10 <u>Efeito da interação estaca – solo – estaca</u>	172

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS176

5.1 Conclusões	176
5.1.1 <u>Referentes ao estudo de caso – Cooke et al. (1980)</u>	176
5.1.2 <u>Referentes à estimativa dos módulos de elasticidade</u>	178
5.1.3 <u>Referentes ao procedimento proposto para previsão do efeito de instalação e de grupo sob carga</u>	178
5.2 Sugestões para trabalhos futuros	181

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	183
ANEXO A - Resultados da análise de sensibilidade – ensaio 2	197
ANEXO B - Resultados da análise de sensibilidade – Módulos de Elasticidade dinâmicos.	222
ANEXO C - Malhas de subáreas para implementação da melhoria.	227
ANEXO D – Desenvolvimento do procedimento proposto.	229

INTRODUÇÃO

Generalidades

A interação entre estacas num grupo é um tema considerado bastante complexo. Quando o espaçamento entre estacas é reduzido, as tensões e deformações induzidas ao maciço de solo se superpõem e tanto a capacidade de carga do grupo, como o recalque do grupo sob cargas de trabalho, diferem daquela correspondente à estaca isolada.

Lee e Chung (2005) destacam dois tipos distintos de interação que podem ocorrer num grupo de estacas: a interação entre estacas (estaca-solo-estaca) e a interação entre o bloco de coroamento e a estaca (bloco-solo-estaca).

A interação pode ser desfavorável, induzindo recalques adicionais ou atrito negativo nas estacas, por ação do aumento das tensões verticais e, conseqüentemente, das deformações no maciço causadas pelas cargas aplicadas às estacas adjacentes e ao próprio bloco, reduzindo a rigidez do solo próximo às estacas e tendendo a sobrecarregar as estacas periféricas, com menor susceptibilidade de interação no grupo.

A interação pode, por outro lado, exercer um papel favorável no comportamento do grupo. De fato, as cargas aplicadas ao maciço pelas estacas adjacentes ou mesmo pelo contato superficial do bloco resultam no acréscimo das tensões horizontais no fuste das estacas, e, com isso, aumentam a capacidade de carga das estacas mais internas do grupo (mais susceptíveis à interação).

Outro fator de extrema importância no desempenho de um grupo de estacas é a mudança das propriedades do solo causada pelo processo de instalação das estacas. Um grande desafio na prática da engenharia tem sido, portanto, a separação entre o efeito de grupo devido à instalação e aquele devido ao comportamento do grupo de estacas sob carga, bem como a compreensão e quantificação destes efeitos para diferentes espaçamentos relativos entre estacas.

Objetivos e Motivações

Esta dissertação tem como objetivos:

- i) Proceder a uma análise dos diferentes enfoques disponíveis na prática para a consideração do efeito de grupo, bem como dos fatores mais relevantes que intervêm no processo.
- ii) Verificar o potencial de utilização do programa Plaxis 3D Foundation na prática da engenharia para a análise de grupo de estacas.
- iii) No caso de solos de natureza arenosa, tentar isolar e quantificar o efeito de grupo devido à instalação e aquele devido ao comportamento do grupo de estacas sob carga.

A motivação desta dissertação surgiu do trabalho recente de Santana (2008), que comparou diversas metodologias de análise de efeito de grupo de estacas através dos programas Piglet, Defpig, Group 7, Aoki Lopes, Aoki Lopes modificado e da estaca equivalente. Cabe destacar que a metodologia Aoki Lopes modificado foi proposta por Santana (2008) como uma alternativa simples, e com razoável aproximação, para aplicação em projetos correntes.

Santana (2008) propôs como sugestão para pesquisa futura o desenvolvimento de metodologia que contemple a quantificação do efeito da instalação de estacas, além do efeito de interação, no comportamento do grupo.

A melhoria de solo de natureza arenosa em profundidade é um recurso muito utilizado na prática para possibilitar uma maior economia no projeto e execução de fundações, seja pela adoção de fundações diretas, seja pela redução do comprimento de estacas profundas. No entanto, não há registro, na literatura, de um procedimento simples capaz de prever o efeito favorável desta melhoria na análise do efeito de grupo, bem como quantificá-lo quando da sua ocorrência simultânea com o efeito desfavorável da interação entre estacas em razão do acréscimo de recalque.

Na presente pesquisa foi desenvolvido um procedimento para a quantificação do acréscimo do módulo de deformabilidade de solos arenosos, para análise de grupo de estacas, com base no modelo de avaliação do efeito da compactação do solo pela cravação de estacas proposto por Alves (1998), também descrito por Alves e Lopes (2001).

O procedimento proposto foi verificado através da aplicação do programa Plaxis 3D Foundation a um caso de grupo de estacas em modelo reduzido em areias. A disponibilidade de resultados experimentais motivou esta aplicação que contempla, simultaneamente, os efeitos de instalação e de comportamento sob carga, para um bloco de nove estacas, com diferentes espaçamentos entre eixos.

Estrutura da Dissertação

A introdução apresenta a motivação e os principais objetivos para o desenvolvimento da pesquisa. Em seguida são descritos os conteúdos de cada capítulo, com as diferentes etapas do trabalho científico.

O Capítulo 1 apresenta uma revisão bibliográfica, descrevendo-se inicialmente a influência do processo de instalação de uma estaca no seu comportamento e, em seguida é feita uma breve discussão sobre o efeito de grupo em estacas, resumindo-se as principais metodologias de análise. Também é introduzido um resumo da contribuição de Alves (1998).

O Capítulo 2 descreve, de forma sucinta, as principais características do Programa Plaxis 3D Foundation e apresenta a calibração do programa através de sua aplicação a um caso de obra de efeito de grupo bem documentado na literatura, na argila rija de Londres.

No Capítulo 3 são estabelecidas correlações entre os valores de N_{60} , ou seja, o valor de N_{SPT} convertido para 60% da energia potencial teórica, e o módulo de deformabilidade dos solos. Tais correlações, desenvolvidas com base em resultados da literatura, irão possibilitar as aplicações ao caso em estudo, envolvendo a previsão do efeito de instalação, bem como futuras aplicações práticas.

O Capítulo 4 descreve a metodologia proposta para o aumento do módulo de elasticidade do solo arenoso como resultado de sua melhoria decorrente da compactação gerada pela cravação, com base no trabalho de Alves (1998). Este capítulo apresenta a previsão do efeito de instalação e de comportamento sob carga em solos arenosos pela aplicação do programa Plaxis 3D Foundation ao caso em modelo reduzido documentado por Lee e Chung (2005). São confrontados os resultados simulados com os experimentais e procedida uma comparação da relevância entre os efeitos de instalação e de comportamento sob carga. Neste capítulo se concentram as principais contribuições deste trabalho científico.

O Capítulo 5 resume as conclusões e propõe alguns temas para pesquisas futuras.

O Capítulo 6 contém a lista das referências bibliográficas que serviram de base para o desenvolvimento da pesquisa.

Seguem-se os anexos que detalham alguns aspectos das aplicações.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Generalidades

Diferentemente de uma fundação direta, na qual o solo suporte não sofre influência do processo executivo, exceto pelas mudanças no nível de tensões efetivas ocasionadas pela escavação, no caso de fundações profundas, conforme ressalta Vesic (1977), o maciço de solo é, na grande maioria dos casos, afetado pelo processo executivo. O grau de perturbação ocasionado, segundo Vesic (1977), depende do tipo de solo e do processo executivo.

Santana (2008) salienta que a cravação de estacas em areias e em argilas não saturadas pode causar aumento de densidade do solo em seu entorno, contribuindo para o aumento da capacidade de carga e redução dos recalques, sendo este ganho de densidade tão mais pronunciado quanto mais próximo da estaca. Velloso e Lopes (2002) chamam a atenção para o fato de que existem casos, porém, de areias compactas, em que a cravação, ao invés de aumentar a compacidade, causa simplesmente deslocamento da massa de solo, o que pode ocasionar danos a estruturas próximas.

Uma vez que as estacas são usualmente projetadas em grupos, Vesic (1977) chama a atenção para o fato de que o problema se torna ainda mais complexo pela dificuldade de se conhecer o efeito da cravação das estacas adjacentes no grupo. Em solos arenosos ocorrem mudanças permanentes nas tensões horizontais e verticais, além do fato de cravações difíceis, em estacas com porcentagem de ponta significativa, gerar grandes tensões residuais tanto no solo como na estaca. O conhecimento destas tensões é essencial ao conhecimento do comportamento do sistema estaca-solo.

Nos subitens que se seguem se abordará inicialmente o efeito de comportamento sob carga para, em seguida, se reportar ao efeito de execução. Cabe destacar que o trabalho de Santana (2008), por focar diferentes aspectos do mesmo assunto, se constituiu numa fonte de pesquisa bibliográfica importante. A maior parte dos trabalhos já comentados em detalhe por Santana (2008) é descrita de forma mais resumida nesta dissertação. Por outro lado, alguns trabalhos citados

por Santana (2008) são descritos de forma mais extensa nos capítulos 2 e 4, uma vez que foram tratados em detalhe na presente dissertação, seja na calibração das análises com o Plaxis 3D Foundation, seja na análise do efeito de execução.

1.2 O efeito de grupo

Segundo a NBR 6122/96, define-se efeito de grupo de estacas ou tubulões como o processo de interação das diversas estacas ou tubulões que constituem uma fundação, ao transmitirem ao solo as cargas que lhes são aplicadas.

Chan (2006) comenta que a análise de um grupo de estacas se constitui num problema complexo de interação solo x estrutura, uma vez que o comportamento do grupo é influenciado por:

- i) Método de instalação (com deslocamento ou com substituição do solo);
- ii) Modo dominante de transferência de carga (estaca flutuante ou de ponta);
- iii) Natureza do maciço de solo de fundação;
- iv) Geometria tri-dimensional da configuração do grupo;
- v) Presença (e rigidez) do bloco de coroamento;
- vi) Rigidez relativa do bloco, das estacas e do solo.

Velloso e Lopes (2002) lembram que o efeito de grupo costuma ser estudado de forma separada em termos de capacidade de carga e em termos de recalque. Embora na presente pesquisa, bem como na dissertação de Santana (2008), o aspecto que se analisa é relativo ao recalque, é incluído um resumo contendo os avanços mais significativos também dos aspectos ligados ao efeito de grupo em termos de capacidade de carga.

1.2.1 O efeito de grupo em termos de capacidade de carga

Tradicionalmente a capacidade de carga de um grupo de estacas é relacionada à soma da capacidade de carga das estacas individuais através da eficiência do grupo (η), definido como:

$$\eta = \frac{\text{Capacidade de carga do grupo de estacas}}{\text{Soma da capacidade de carga das estacas individuais no grupo}} \quad (1)$$

Várias fórmulas empíricas foram propostas no passado, geralmente relacionando a eficiência do grupo (η) ao número de estacas e seu espaçamento. Um estudo comparativo realizado por Chellis (1961) mostra uma variação sensível

nos valores de η para uma dada configuração de grupo para as diferentes formulações empíricas. Há, neste aspecto, segundo Fleming e Thorburn (1983), uma falta de base teórica consistente e de dados de campo que forneçam suporte às formulações empíricas, não sendo, assim, recomendável o cálculo de fatores de eficiência de grupo de estacas através destas fórmulas.

Um enfoque mais racional para se estimar a capacidade de carga do grupo é se considerar tanto a capacidade de carga das estacas individualmente como a capacidade de carga do grupo como se fora um bloco, ou uma fileira de estacas, determinando-se o modo de ruptura mais crítico.

O fator de eficiência do grupo pode ser obtido com base em observações feitas em modelo reduzido e ensaios de campo, sendo alguns resultados indicados a seguir. O Canadian Foundation Engineering Manual, CGE (1992), recomenda que o efeito de interação do grupo não precisa ser considerado quando o espaçamento entre estacas supera oito diâmetros. Porém, a experiência indica valores de espaçamento relativo da ordem de 3 como os mais utilizados na prática brasileira, indicando ser este assunto de muita relevância aos engenheiros de fundações no Brasil.

Lambe e Whitmann (1979) citam que no caso de areias compactas a cravação poderia reduzir a capacidade dos solos devido à dilatância, e η poderia, neste caso, ser menor do que a unidade. Chan (2006) comenta que este efeito foi também observado nos ensaios em modelo realizados por Valsangler e Meerhof (1983) para solos com ângulo de atrito superior a 40° .

Vesic (1969) desenvolveu um programa de ensaios em modelo reduzido em grupos de 4 e 9 estacas instrumentadas em areia, com e sem bloco de coroamento. As estacas, com cerca de 10 cm de diâmetro e 150 cm de comprimento, foram instaladas por prensagem com espaçamentos relativos variando de 2 a 6 em depósitos artificiais de areia seca e submersa, em duas situações i) depósito homogêneo, medianamente compacto ($D_r = 65\%$) e ii) depósito composto por duas camadas, a superior de areia muito fofa ($D_r = 20\%$), superposta a uma camada de areia densa ($D_r = 80\%$).

Vesic (1969) comparou a capacidade de carga de grupos de estacas com a capacidade de carga das estacas isoladas. Uma vez que a capacidade das areias variou nos diversos ensaios, as curvas de capacidade de carga das estacas isoladas em função do peso específico foram utilizadas para encontrar a capacidade de carga

das estacas isoladas correspondentes às densidades do solo no grupo, para o estabelecimento das comparações. As eficiências foram avaliadas separadamente para as parcelas da capacidade de carga de ponta e de atrito, bem como para a capacidade de carga global sem bloco e com o bloco de coroamento.

Vesic (1969) apresentou, conforme Figura 1.1, os valores de eficiência do grupo versus espaçamento relativo para a situação (i), ou seja, depósito homogêneo, medianamente compacto. Os pontos cheios e as linhas contínuas indicam a eficiência global, enquanto os pontos vazados e linhas pontilhadas se referem às eficiências das parcelas de ponta, de atrito e da global, esta última incluindo o efeito do bloco de coroamento.

A Figura 1.1 mostra que a eficiência global, para um grupo de 4 estacas com bloco de coroamento em areia medianamente compacta, homogênea, aumenta com o espaçamento relativo até um valor máximo de 1,7, para espaçamentos relativos entre 3 e 4, reduzindo para maiores espaçamentos relativos. Uma parcela considerável do aumento de capacidade de carga resulta do bloco de coroamento. Reduzindo-se a parcela referente ao bloco, a eficiência máxima do grupo cai para cerca de 1,3.

Vesic (1969) mostrou que o valor médio da eficiência de ponta para todos os ensaios realizados na situação (i) foi de cerca de 1,01. O autor ressaltou que, tendo em vista o intervalo de variação da dispersão dos dados individuais dos ensaios para o espaçamento relativo de 2, provavelmente não teria sentido a tendência aparente de redução da eficiência da ponta a maiores espaçamentos relativos. No entanto, em contraste com este aspecto, as eficiências da parcela de atrito lateral são maiores, indicando uma tendência de aumento com o espaçamento, sendo de cerca de 1,8, para espaçamento relativo de 2, até cerca de 3 para espaçamento relativo de 5.

A autora da presente dissertação discorda desta conclusão de Vesic (1969), que considera que a parcela de ponta exiba uma eficiência de 1,0, como um comportamento médio a ser estendido a toda a faixa de espaçamento relativo. Sendo a eficiência da parcela de atrito crescente, se a parcela de ponta fosse constante a eficiência global não poderia apresentar um pico, pois seria também crescente com o espaçamento relativo. Assim, a autora da presente pesquisa apresentaria uma forma de curva, para a eficiência da ponta, crescente até o

espaçamento relativo de 3 e decrescente para maiores valores de espaçamento relativo, conforme os valores obtidos a partir dos ensaios parecem, de fato, indicar.

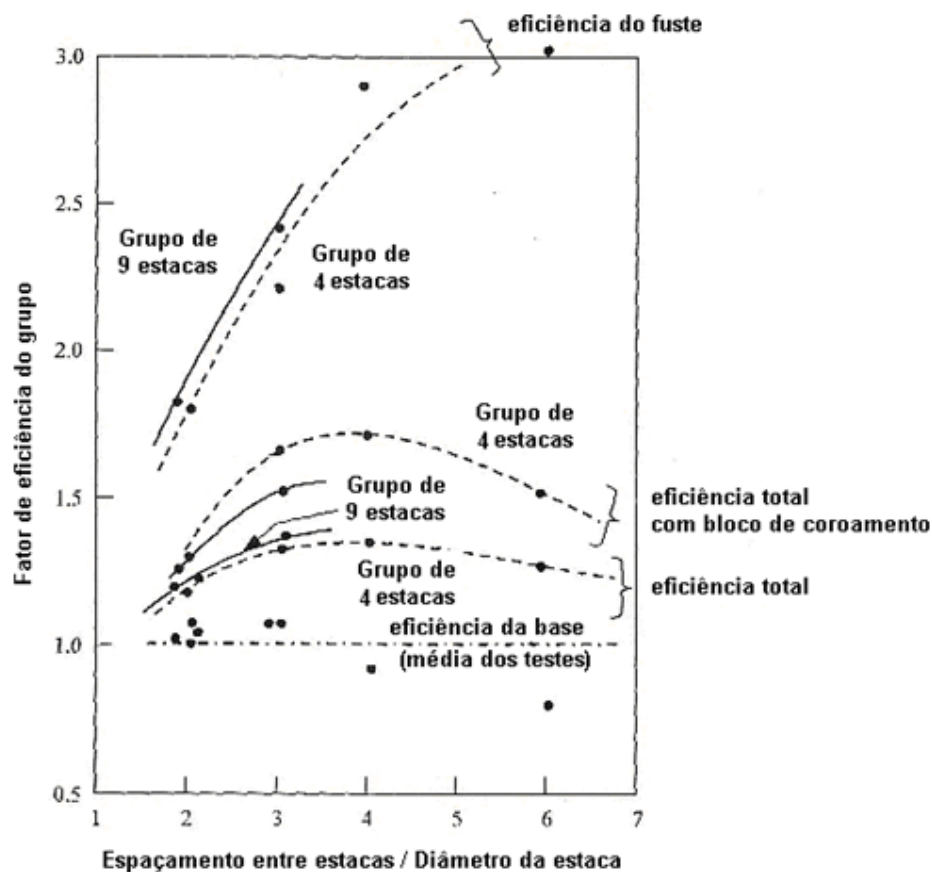


Figura 1.1- Resultados de ensaios em modelo de grupos de estacas instrumentadas cravadas em areia (adaptado de Vesic, 1969).

Chan (2006) ressalta ser geralmente aceito que, para espaçamentos usuais entre estacas, a interação que surge face à superposição do campo de tensões afeta somente a capacidade de carga por atrito lateral, sendo independente do tipo de estaca e da natureza do solo. Chan (2006) também lembra que o comportamento de estacas cravadas pode ser afetado pelas tensões residuais originadas por efeito da cravação. Na prática, segundo aquele autor, a cravação de estacas afeta as tensões residuais das estacas vizinhas de forma diferente, nos ensaios em modelo e em protótipo, como resultado de efeitos de escala, podendo compensar os efeitos benéficos da densificação. Em termos de projeto, o autor recomenda que uma eficiência de grupo unitária seja empregada, de forma conservativa, no projeto de estacas de deslocamento.

Em seu trabalho clássico sobre “Capacidade de Carga e Recalques de Fundações Profundas”, Meyerhof (1976) sugere, para grupos de estacas escavadas em areias, um valor de eficiência de $2/3$ para espaçamentos usuais de 2 a 4 diâmetros, porém nenhum dado de instrumentação de campo foi fornecido por aquele autor para justificar sua proposta. Resultados experimentais de O’Neill (1983) mostraram um limite inferior de 0,7 para eficiência de grupo de estacas escavadas em areia. Chan (2006) recomenda, para efeito de projeto, a utilização de um valor de 0,85 para a eficiência da parcela de atrito e 1,0 para a parcela de ponta.

Chan (2006) ressalta que a prática corrente é de que se a estaca isolada apresenta adequada margem de segurança à ruptura, não há risco de ruptura em bloco para grupo de estacas de ponta em areia, sem camada subjacente mais fraca. No caso de predominar ponta e atrito em areia, deve-se verificar tanto a ruptura da estaca isolada como do grupo, como ilustra a Figura 1.2. A possibilidade de ruptura do bloco, ou da linha de estacas, deve ser verificada considerando-se a parcela de atrito e ponta na ruptura, de forma apropriada.

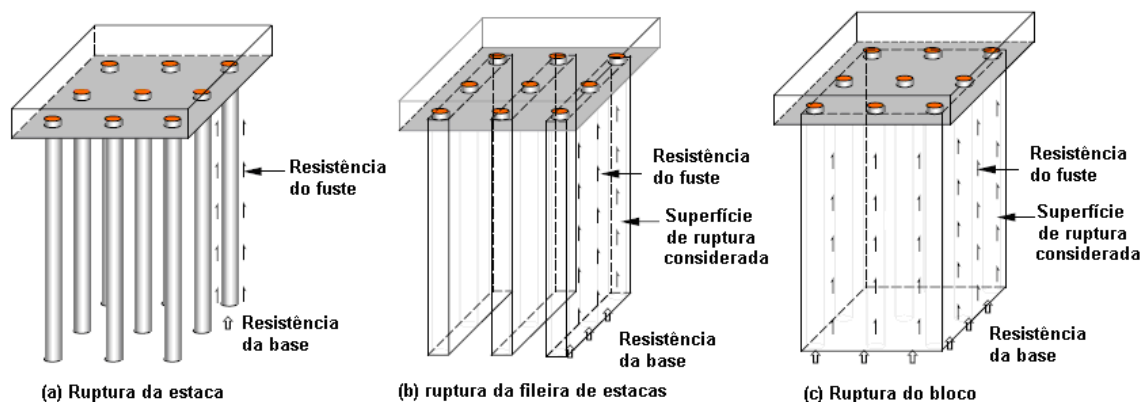


Figura 1.2- Mecanismos de ruptura em grupo de estacas (adaptado de Fleming et al. 1992).

O efeito de instalação em grupos de estacas cravadas ou escavadas em argila é geralmente menor comparado aos solos arenosos. A velocidade de dissipação do excesso de poro-pressão desenvolvido durante a cravação em argilas é menor no grupo do que em estacas isoladas, e deve ser considerado quando da aplicação das cargas de projeto antes do período de re-consolidação do maciço argiloso (Chan, 2006). A capacidade de carga do grupo deve ser verificada como o valor inferior entre a soma das estacas isoladas e do grupo, conforme Figura 1.2. De Mello (1969) analisa resultados em modelos de grupos em argila e indica que a

eficiência costuma ser inferior à unidade, sendo função do espaçamento entre estacas (Figura 1.3).

Cabe destacar que a contribuição do bloco de coroamento na capacidade de carga do grupo não foi considerada na revisão bibliográfica, por fugir do escopo da presente pesquisa.

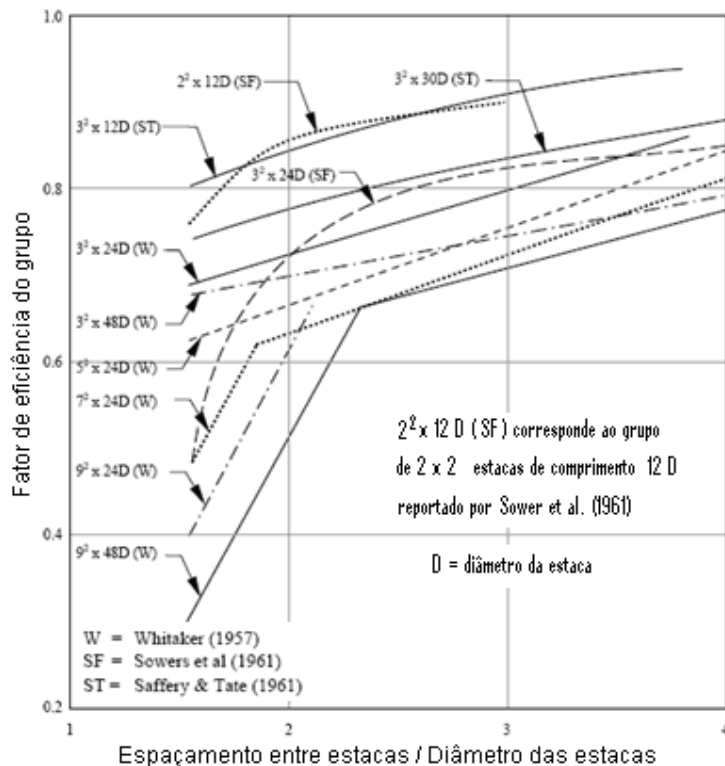


Figura 1.3- Ensaios em modelos de grupos de estacas em argilas (de Mello, 1969).

1.2.2 O efeito de grupo em termos de recalque

O recalque de um grupo de estacas sujeito a certa carga média por estaca é geralmente maior do que o da estaca isolada sob a mesma carga, como exemplifica a Figura 1.4.

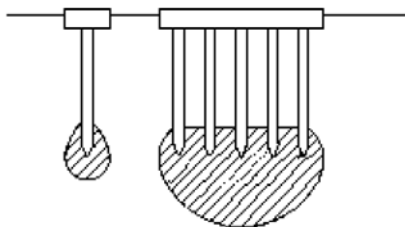


Figura 1.4- Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo de estacas (Tomlinson, 1994).

A razão entre o recalque médio do grupo e o recalque da estaca isolada sob carga média por estaca do grupo é denominada relação (ou razão) de recalque, R_s .

O'Neill (1983), conforme citado por Chan (2006), resume as relações de recalques observadas em ensaios de grupos de estacas em escala real assentes em maciço arenoso. O'Neill (1983) verificou valores de relação de recalques superiores a 1, exceto em estacas cravadas em areias fofas, face ao elevado aumento da rigidez do solo do grupo de estacas devido aos efeitos da compactação.

Dentre os vários enfoques propostos para avaliar o efeito de grupo em termos de recalque, cabe destacar (Chan, 2006):

- i) Métodos semi-empíricos
- ii) Método do radier equivalente
- iii) Método da estaca equivalente
- iv) Métodos dos fatores de interação
- v) Métodos numéricos

Várias fórmulas semi-empíricas originárias de observações de campo em locais restritos foram propostas para a previsão de recalques de grupos de estacas em areias, destacando-se aquelas recomendadas por Skempton (1953), Vesic (1969) e Meyerhof (1976). As fórmulas empíricas são sujeitas à falta de uma melhor calibração de seus resultados, uma vez terem sido concebidas em função de resultados experimentais pontuais, sem uma verificação capaz de permitir sua aplicação em outras situações em depósitos de natureza distinta. Por este motivo, não são detalhadas neste item, podendo ser consultadas nos trabalhos anteriormente citados.

1.2.2.1 O método do radier equivalente

Trata-se de um procedimento simples e amplamente utilizado na prática para o cálculo de recalques de grupos de estacas, apresentado por Terzaghi e Peck (1967). O grupo de estacas é idealizado como um radier equivalente, considerado como completamente flexível. A profundidade e dimensão do radier equivalente dependem do modo de transferência de carga, associado às características do terreno de fundação como ilustrado na Figura 1.5.

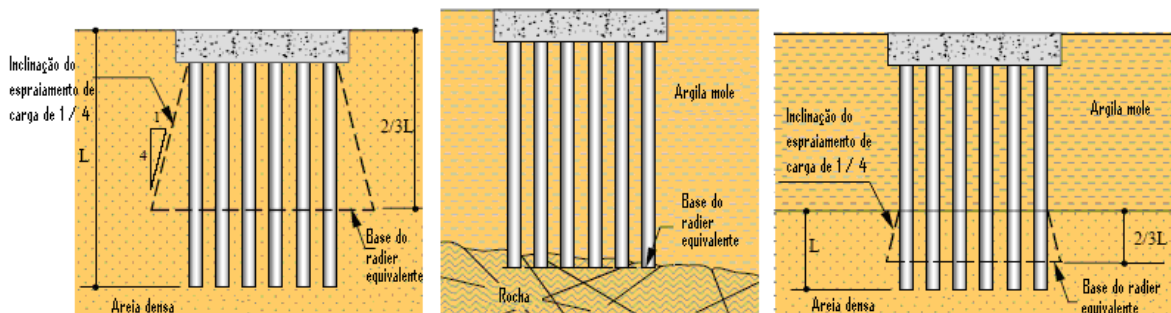


Figura 1.5- Método do radier equivalente (adaptado de Tomlinson, 1994).

O recalque do radier equivalente pode ser calculado utilizando-se a teoria da elasticidade, para solos granulares, e a teoria do adensamento, para solos argilosos. O recalque no nível do topo é obtido pela soma do recalque do radier e da compressão elástica correspondente ao trecho do comprimento da estaca acima do radier equivalente. Este método é geralmente adequado para cálculos rotineiros envolvendo grupos de geometria simples, de forma a se obter uma primeira ordem de grandeza do recalque do grupo.

1.2.2.2 O método da estaca equivalente

Poulos e Davis (1980) apresentaram a metodologia da estaca equivalente, que consiste em se calcular o recalque médio de um grupo transformando-o em uma estaca circular com área equivalente àquela do grupo, A_g , como indicado na Figura 1.6.

O diâmetro desta estaca (d_{eq}) é dado pela equação (2). A estaca equivalente terá um módulo de Young equivalente, E_{eq} , dado pela equação (3), sendo E_s o módulo de Young do solo, E_p o da estaca e A_T a soma das áreas das seções das estacas do grupo.

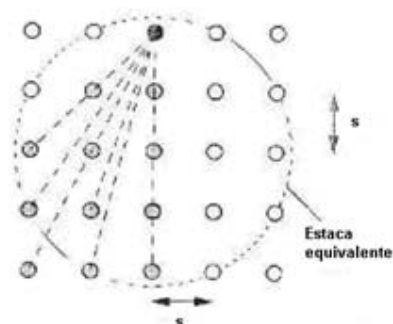


Figura 1.6- Método da estaca equivalente (Randolph, 1994).

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_s} \quad (2)$$

$$E_{eq} = E_s + (E_p - E_s) \left(\frac{A_T}{A_g} \right) \quad (3)$$

Randolph (1994) também indica o uso dessa metodologia para a estimativa de recalques de grupos de estacas pouco espaçadas, sendo a técnica do radier equivalente, segundo este autor, mais adequada para espaçamentos maiores.

1.2.2.3 Métodos dos fatores de interação

Chan (2006) e Santana (2008) resumem os métodos dos fatores de interação de forma bastante didática, razão pela qual se apresentará, neste subitem, um resumo selecionando-se o conteúdo apresentado pelos citados autores.

A relação entre o recalque adicional de uma estaca pertencente a um grupo e o recalque de uma estaca isolada submetida a carregamento equivalente pode ser expressa pelo fator de interação α (equação 4), segundo Poulos (1968).

$$\alpha_{ij} = \frac{\text{recalque adicional da estaca em um grupo}}{\text{recalque da estaca isolada sob carga equivalente}} \quad (4)$$

sendo (i) a estaca que sofre o acréscimo de recalque (estaca receptora) e (j) a estaca que gera este efeito (estaca fonte).

Segundo Chan (2006), trata-se de uma extensão do método de análise de recalque de um meio elástico contínuo para o recalque de estacas isoladas, em que o efeito do grupo de estacas é obtido por superposição. De fato, num grupo de 2 estacas o valor de α varia de 1 para uma distância “nula” entre estacas até 0 para estacas infinitamente afastadas.

O recalque da estaca (i) pertencente a um grupo de n estacas é dado pela equação (5), sendo w_{1j} o recalque da estaca (j) isolada e sob carregamento unitário, Q_j a carga na estaca (j) e α_{ij} o fator de interação na estaca (i) devido ao carregamento unitário na estaca (j), sendo $\alpha_{ii}=1$.

$$w_i = \left[\sum_{j=1}^n (Q_j \alpha_{ij} w_{1j}) \right] \quad (5)$$

Santana (2008) resume o método proposto por Mylonakis e Gazetas (1998), que considera que o efeito da deformação do solo ao redor da estaca em um solo homogêneo decai aproximadamente como uma função logarítmica.

Santana (2008) comenta a forma de se analisar o efeito do grupo num estaqueamento (em termos de recalque) através da relação de recalque R_s , já referida no item 1.2.2, expressa também, em forma numérica, na equação (6).

$$R_s = \frac{\text{recalque médio do grupo}}{\text{recalque da estaca isolada sob carga média por estaca do grupo}} \quad (6)$$

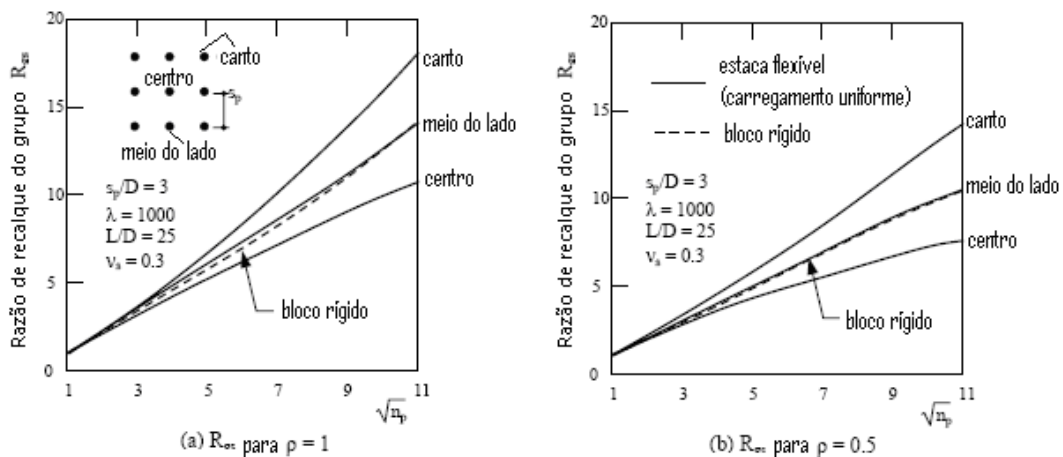
Desta forma, Poulos (1968) explicita o recalque médio no grupo como:

$$w_G = w_i R_s \quad (7)$$

Chan (2006) indica os valores de relação entre R_s e o número de estacas obtidos por Fleming et al. (1992) para dois casos simples, ilustrados nas Figura 1.7.a e b. As soluções fornecidas se referem a grupos de estacas uniformemente carregados e também para grupos de estacas carregados através de um bloco rígido. Observa-se que os efeitos de interação são menos relevantes em maciços que exibem rigidez crescente com a profundidade do que em maciços homogêneos.

Uma forma alternativa e simplificada de método baseado em fator de interação foi proposto por Randolph e Wroth (1979), ilustrado na Figura 1.8.

Para grupos de estacas rígidas, a interação entre os fustes e as bases pode ser tratada separadamente.



- n_p = número de estacas no grupo
- G^* = $G (1 + 0,75 \nu_s)$
- r_o = raio da estaca
- L = comprimento da estaca
- ν_s = coeficiente de Poisson do solo
- D = diâmetro da estaca
- G_L = valor de G na profundidade L
- $G^*_{0,25L_c}$ = valor de G^* na profundidade $0,25 L_c$
- E_p = módulo de Young da estaca

- p = variação do módulo do solo com a profundidade = $G_{0,5L}/G_L$
- p_c' = grau de homogeneidade até $L_c = G^*_{0,25L_c}/G_c$
- G = módulo cisalhante do solo
- L_c = comprimento crítico da estaca para carregamento lateral
- G_c = valor médio de G^* até L_c
- s_p = espaçamento entre estacas
- $G_{0,5L}$ = valor de G na profundidade $0,5 L$
- λ = rigidez relativa da estaca (= E_p/G_L)

Figura 1.7- Variação típica da razão de recalque com o número de estacas no grupo (adaptado de Fleming, 1992).

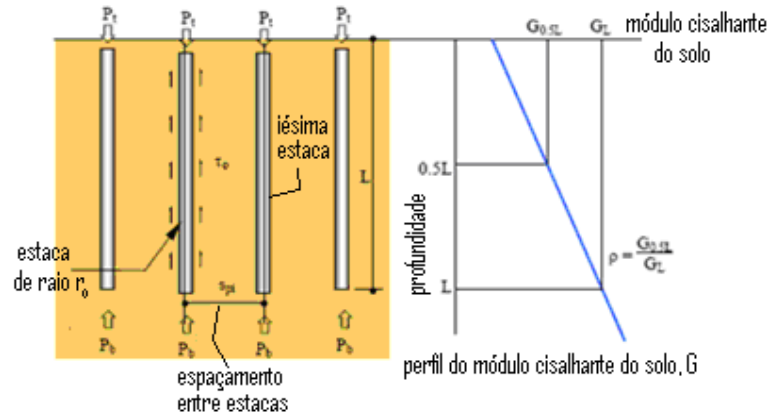


Figura 1.8- Esquema do método proposto por Randolph e Wroth (1979).

Para os fustes, o método de Randolph e Wroth (1979) apresenta o seguinte desenvolvimento:

$$\delta_l = \sum_{i=1}^{n_p} \delta_{li} \quad (8)$$

onde δ_{li} é o recalque do fuste devido à interação com a estaca (i), sendo igual a:

$$\delta_{li} = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{r_m}{s_{pi}} \quad (9)$$

sendo τ_0 a tensão cisalhante média ao longo do fuste, r_0 o raio da estaca, n_p o número de estacas, G o módulo cisalhante e r_m o raio máximo de influência da estaca sob carregamento axial, expresso por:

$$r_m = 2,5\rho L(1 - \nu_s) \quad (10)$$

O valor de (ρ) está indicado na Figura 1.8.

Sendo (P_s) a carga transmitida ao longo do fuste, Randolph e Wroth (1979) resumiram seu procedimento através da seguinte relação para o fuste:

$$\frac{P_s}{G_L r_0 \delta_l} = \frac{2\pi\rho}{\left[\ln \frac{r_m}{r_0} + \sum_{i=2}^{n_p} \ln \frac{r_m}{s_{pi}} \right]} \quad (11)$$

Para as bases, o método de Randolph e Wroth (1979) apresenta o seguinte desenvolvimento:

$$\delta_b = \sum_{i=1}^{n_p} \delta_{bi} \quad (12)$$

onde (δ_{bi}) é o recalque da base devido à interação com a estaca (i), sendo igual a:

$$\delta_{bi} = \frac{P_b (1 - \nu_s) 2 r_0}{4r_0 G_L \pi S_{pi}} \quad (13)$$

Sendo (P_b) a carga transmitida ao longo da base, Randolph e Wroth (1979) desenvolveram a seguinte relação para a base:

$$\frac{P_b}{G_L r_0 \delta_b} = \frac{4}{\pi} \frac{1}{\left[\frac{2}{\pi} + \sum_{i=2}^{n_b} \frac{2 r_0}{\pi S_{pi}} \right]} \quad (14)$$

O recalque total da cabeça da estaca pode ser computado assumindo compatibilidade entre a rigidez da base e do fuste da estaca, equação (15).

$$P_t = \delta_t \left(\frac{P_b}{\delta_b} + \frac{P_s}{\delta_t} \right) \quad (15)$$

Os fatores de interação entre estacas adjacentes podem ser computados rearranjando as equações anteriores e expressando-os conforme equação (16).

$$\delta_t = \frac{(1 + \alpha') P_t}{G_L r_0} \quad (16)$$

sendo (α') o fator de interação e (ν_s) o coeficiente de Poisson.

1.2.2.4 Métodos numéricos

Vários métodos numéricos têm sido propostos para a estimativa dos efeitos de interação de grupos de estacas. Os métodos numéricos costumam prover uma análise detalhada dos mecanismos envolvidos no comportamento do grupo.

Chan (2006) ressalta a conveniência de se alertar sobre as possibilidades e limitações dos métodos numéricos disponíveis e salienta que o uso de tais métodos só se justifica em problemas complexos.

Uma solução mais geral do problema de interação foi desenvolvida por Butterfield e Bannerjee (1971) através do método dos elementos de contorno. Chan (2006) relata que os resultados de sua aplicação são comparáveis àqueles que se obtêm através dos métodos que utilizam os fatores de interação. Uma forma alternativa de se focar o problema, empregada por Hooper e Wood (1977), segundo Chan (2006), é a substituição do grupo de estacas por um bloco de solo reforçado numa análise pelo método dos elementos finitos.

Chan (2006) resume também os resultados de Butterfield e Douglas (1981), que apresentaram análises pelo método dos elementos de contorno em um conjunto

de ábacos adimensionais, com resultados relacionados a um fator de eficiência relativo à rigidez, (R_g), definido como a razão entre a rigidez total do grupo e a soma das rigidezes das estacas isoladas, sendo esta razão o inverso da relação de recalques do grupo ($R_g = 1/ R_{gs}$). Fleming et al (1992), conforme descreve Santana (2008), observaram que o fator de eficiência da rigidez é aproximadamente proporcional ao número de estacas, (n_p), plotados numa escala logarítmica, sendo:

$$R_g = n_p^{-a} \quad (17)$$

Fleming et al. (1992) apresentam ábacos para o cálculo do valor do expoente a , como ilustrado na Figura 1.9.

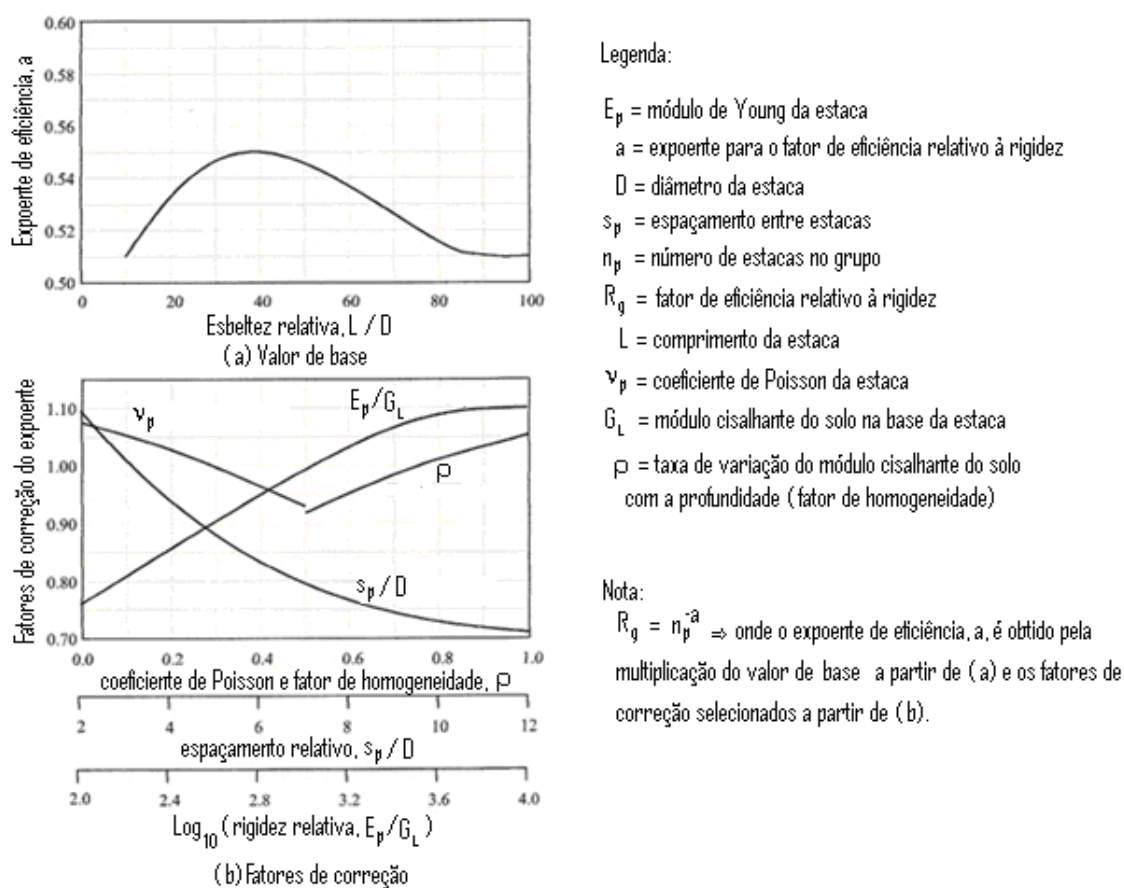


Figura 1.9- Estimativa do fator de eficiência da rigidez para um grupo de estacas carregado verticalmente (adaptado de Fleming et al, 1992).

Chan (2006) cita ainda outros métodos numéricos, como o de Cheung et al. (1988), conhecido como método da camada infinita para solos estratificados e a formulação de Chow (1989).

Outro método numérico, reportado por Aoki¹ (2009) como similar e com resultados próximos aos da aplicação do método dos elementos de contorno, é o método de Aoki e Lopes (1975), baseado nas equações de Mindlin, muito utilizado no Brasil.

Resumido por Velloso e Lopes (2002), o método de Aoki e Lopes (1975) fornece, em qualquer ponto do interior de um meio elástico, o recalque (e também as tensões) causado pelo carregamento transmitido por uma estaca (ou um conjunto de estacas).

Admite-se que a carga na estaca seja dividida numa parcela de ponta, P_b , e outra de atrito lateral, P_s . Considera-se que o atrito lateral é linearmente distribuído ao longo de cada trecho, definindo-se F_2 como o valor do atrito lateral na profundidade D_2 e $F_1 = \zeta \cdot F_2$, na profundidade D_1 . A carga na base é suposta uniformemente distribuída (Figura 1.10 e 1.11).

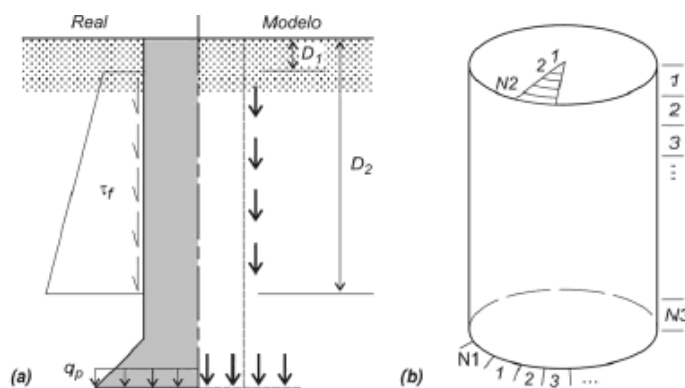


Figura 1.10- Sistema equivalente de forças concentradas (Aoki e Lopes, 1975).

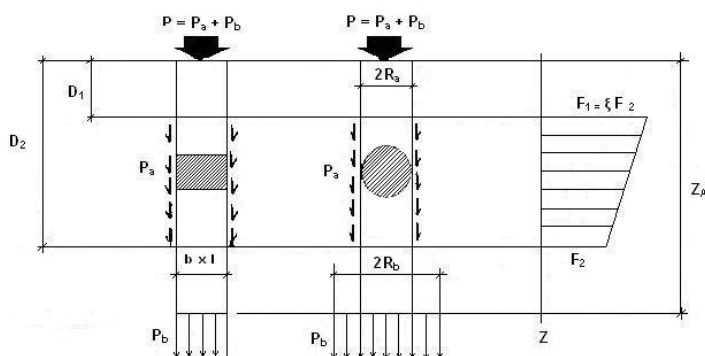


Figura 1.11- Distribuição da carga ao longo da estaca (Aoki e Lopes, 1975).

¹ Comunicação pessoal.

As tensões e os deslocamentos verticais produzidos por uma carga concentrada no interior do semi-espço infinito, homogêneo, isotrópico e linear elástico podem ser obtidos pelas equações de Mindlin (1936). Para isso é preciso conhecer a força concentrada P , a profundidade (c) do ponto em estudo (B), as coordenadas (x, y) do ponto B , a distância horizontal (r) do ponto B ao eixo da estaca, o Módulo de Young e o Coeficiente de Poisson do meio (Figura 1.12).

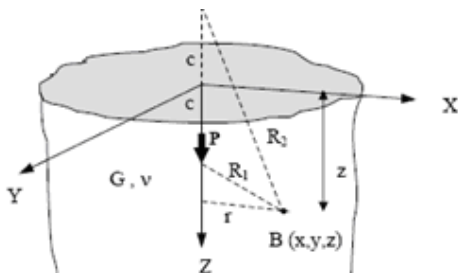


Figura 1.12- Parâmetros das equações de Mindlin (Aoki e Lopes, 1975).

A estaca é definida pelas coordenadas cartesianas (X_A, Y_A, Z_A), centro da área da base, além do raio da base (R_B) e do raio do fuste (R_S). A base é dividida em $n_1 \times n_2$ subáreas iguais, sendo n_1 e n_2 , respectivamente, o número de divisões da circunferência e do raio (Figura 1.13).

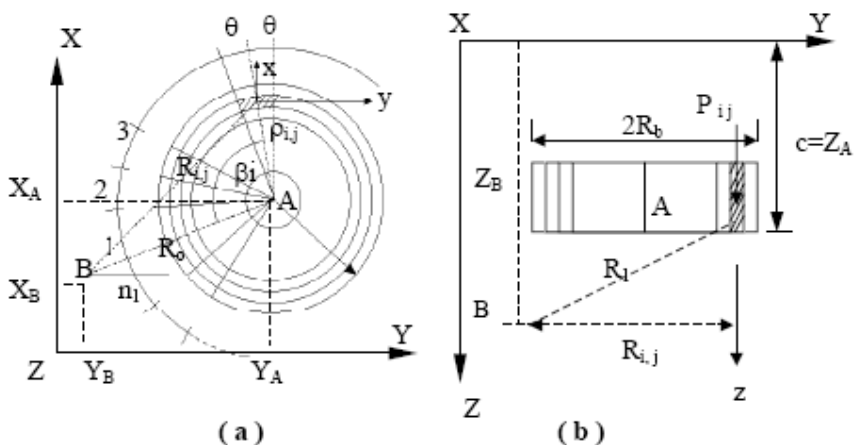


Figura 1.13- Discretização da base da estaca cilíndrica (Aoki e Lopes, 1975).

A carga de atrito P_s é equivalente a um sistema de forças $P_{i,k}$ aplicadas no ponto $l_{i,k}$, na profundidade c_k (Figura 1.14).

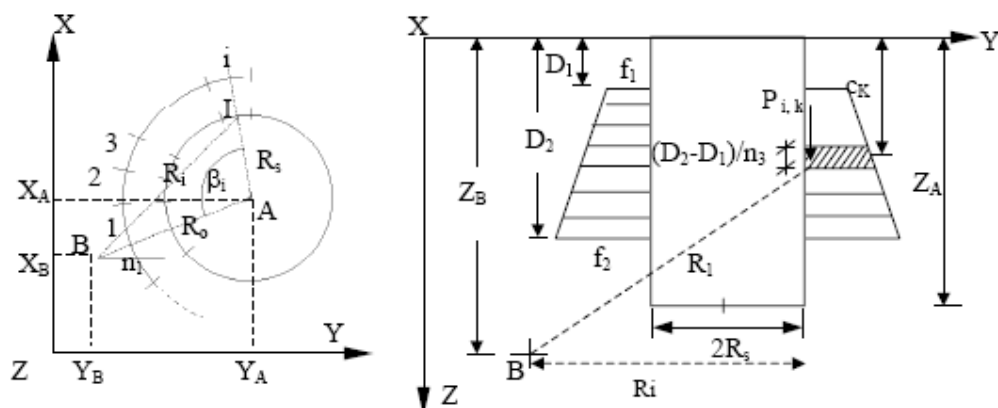


Figura 1.14- Discretização do fuste da estaca (Aoki e Lopes, 1975).

As equações que descrevem a decomposição das forças, as coordenadas dos diversos pontos onde se deseja calcular os recalques, bem como outras informações necessárias para a aplicação das equações de Mindlin são desenvolvidas e detalhadas por Aoki e Lopes (1975). De uma forma geral, a superposição das parcelas de recalque e de tensões, em cada um dos n pontos em que se deseja conhecê-las, é expressa pelas equações (18) e (19) a seguir.

$$w = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} w_{ij} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} w_{ik} \quad (18)$$

$$\sigma = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \sigma_{ij} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} \sigma_{ik} \quad (19)$$

Como os perfis de solos na natureza encontram-se em geral estratificados e as equações de Mindlin admitem apenas um semi-espaco infinito, homogêneo, isotrópico e linear elástico, Aoki e Lopes (1975) sugerem a adoção do procedimento de Steinbrenner (1934). Tal procedimento permite que o recalque seja obtido a partir da solução de Mindlin (1936) para espessura infinita, através da diferença entre o recalque no ponto em estudo e no ponto onde é considerada a superfície indeslocável. A Figura 1.15, obtida de Russo Neto (2005), ilustra a aplicação deste procedimento.

Para efeito de cálculo, o Módulo de Young e o Coeficiente de Poisson são estimados a partir de correlações propostas na literatura.

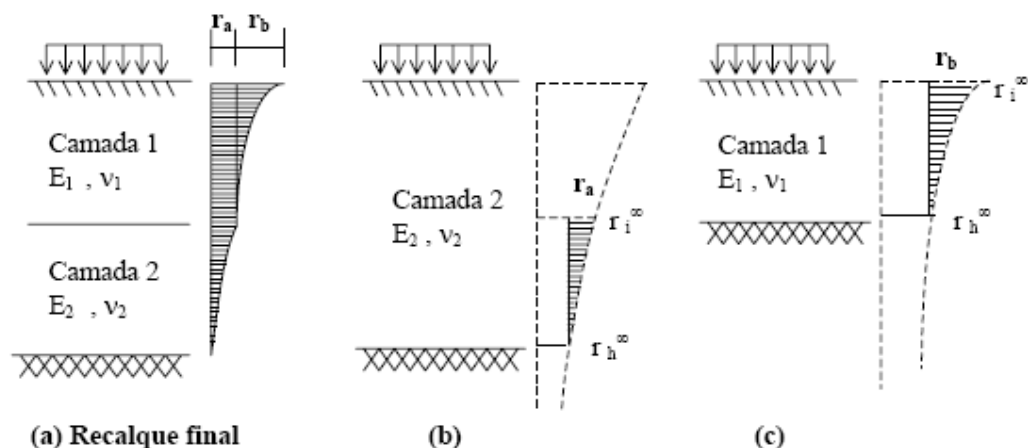


Figura 1.15- Aplicação do procedimento de Steinbrenner para o caso de meio heterogêneo (Russo Neto, 2005).

Quanto ao carregamento, o método de Aoki e Lopes (1975) requer o modo de transferência de carga ao longo do fuste da estaca. É comum se assumir que toda a capacidade de carga disponível do solo no fuste seja mobilizada antes de iniciada a mobilização da resistência de ponta. Sendo assim, apenas a parcela da carga de trabalho que excede o atrito lateral é transmitida à ponta.

Ao recalque previsto do solo deve ser acrescida a parcela referente ao encurtamento elástico do fuste, considerando-se o Módulo de Young do material da estaca.

O método Aoki-Lopes modificado por Santana (2008) teve por objetivo analisar blocos de estacas rígidos, como usualmente se adota em projeto. De forma a resolver este problema, Santana (2008) propôs uma extensão do método original de forma a contemplar a situação de bloco rígido. Esta extensão compatibiliza os deslocamentos nas estacas a partir da variação de carga nas mesmas, por meio do processo iterativo concebido por aquele autor e resumido abaixo:

- i) Admitir inicialmente que todas as n estacas do grupo recebem a mesma carga, que será igual à carga do bloco (P) dividida por n ;
- ii) Calcular o recalque em cada estaca pelo método de Aoki e Lopes (1975);
- iii) Calcular a rigidez (k_i) de cada estaca (relação entre a carga aplicada e o recalque);
- iv) Buscar a estaca com menor rigidez;
- v) Calcular o fator de rigidez da estaca (F_i), dividindo sua rigidez pela da estaca de menor rigidez;

vi) Calcular a nova carga (P_i) em cada estaca (i) pela equação:

$$P_i = \frac{PF_i}{\sum_{i=1}^n F_i} \quad (20)$$

vii) Repetir os passos (ii) a (vi) até que a diferença de recalques entre todas as estacas do grupo seja menor que uma dada tolerância.

Santana (2008) ressalta que este método é válido para o caso de grupos de estacas com dupla simetria e submetidos a carga vertical aplicada em seu centro de gravidade.

Santana (2008) salienta também que a extensão por ele proposta do método Aoki-Lopes (1975) traz, como conseqüência da compatibilização dos deslocamentos no estaqueamento, a obtenção da carga em cada estaca do grupo. O autor da presente dissertação chama a atenção que, no desenvolvimento das equações de Aoki-Lopes (1975), com base nas equações de Mindlin (1936), se faz uso também de coeficientes que podem ser descritos como fatores de interação.

1.2.2.5 Metodologias de análise

Santana (2008) comparou a extensão do método Aoki-Lopes modificado com outras metodologias de análise, através do uso de diversos programas disponibilizados para emprego em sua pesquisa. Santana (2008) apresenta, assim, para algumas situações onde eram disponíveis resultados instrumentados, comparações entre estas diversas metodologias. O autor utilizou os programas *PIGLET*, *AOKI-LOPES*, *AOKI-LOPES MODIFICADO*, *DEFPIG* e *GROUP 7.0*.

Interessante reproduzir a Tabela 1.1, extraída de Santana (2008), que resume as características principais dos programas que permitem a análise de grupos de estacas.

Tabela 1.1- Programas utilizados por Santana (2008) para análise de efeito de grupo.

Característica	Aoki-Lopes Modificado	Piglet	Defpig	Group 7.0
Modelo de análise	Elástico linear, baseado na solução de Mindlin (1936)	Elástico linear, baseado na solução de Randolph e Wroth (1978)	Elasto-plástico, baseado na solução de Mindlin (1936)	Elasto-plástico, baseado em modelo de molas não-lineares
Camadas do terreno	Solo estratificado	Variação linear do módulo do solo ao longo do fuste e base assente em camada mais rígida	Solo estratificado	Solo estratificado
Heterogeneidade Horizontal	Admite	Não admite	Não admite	Não admite
Tipo de bloco de coroamento	Rígido ou Flexível	Rígido ou Flexível	Rígido	Rígido
Contato bloco de coroamento - solo	Não admite	Não admite	Admite	Admite
Permite estacas diferentes no grupo	Sim	Sim	Não	Sim
Geometria das estacas	Cilíndrica ou Prismática	Cilíndrica	Cilíndrica	Cilíndrica
Interação entre estacas	Superposição dos campos de deslocamento de todas as estacas	Fatores de interação propostos por Mylonakis e Gazetas (1998)	Fatores de interação propostos por: Poulos e Mattes (1971), Randolph e Wroth (1979) ou fornecidos pelo usuário	Não considera diretamente. Permite que o usuário entre com fator de majoração de recalques do grupo

1.3 O efeito de execução

As mudanças nas propriedades do solo causadas pela instalação das estacas consistem num importante fator que afeta o comportamento de um grupo de estacas. Assim, a interação entre estacas de um grupo não pode ser entendida de forma clara pela simples comparação do comportamento de uma estaca isolada e do comportamento de estacas num grupo.

No caso de solos arenosos, a técnica de densificação por compactação é um processo construtivo muito conhecido e eficiente, já que as características de

resistência e deformabilidade das areias são diretamente relacionadas à sua densidade.

Na prática corrente de fundações, o processo de compactação é utilizado não apenas para aumentar a compacidade de um depósito superficial originalmente fofo, aumentando a capacidade de carga e reduzindo a deformabilidade do maciço, permitindo, assim, o uso de fundações diretas. Este processo construtivo é também utilizado para a redução do comprimento de estacas, otimizando o custo das fundações. Esta técnica é particularmente empregada no Nordeste, tal como relatado em inúmeros trabalhos de Gusmão Filho e, em particular, Gusmão Filho (2006).

Alves (1998) apresenta uma contribuição relevante ao estudo de estacas de compactação em solos granulares. Como o procedimento de quantificação da melhoria do solo de natureza arenosa, proposto nesta dissertação, teve por base o trabalho de Alves (1998), é feito um resumo deste modelo nesta dissertação. Cabe salientar que Alves (1998) aborda de forma detalhada este assunto, descrevendo os demais métodos propostos na literatura, bem como analisando vários casos de obra na cidade de Recife, onde a técnica é muito utilizada.

1.3.1 A contribuição de Alves (1998)

Alves (1998) observou que alguns dados relacionando o N_{SPT} versus distância ao eixo após a cravação da estaca, comparados aos valores de N_{SPT} antes da cravação (dados de Gusmão Filho, 1995), sugerem que a variação da densificação no solo poderia ser representada pela Curva Normal de Probabilidade. Segundo Alves (1998), o uso desta curva não tem justificativa do ponto de vista da Teoria da Probabilidade, mas sua utilização foi uma escolha daquele autor, que resolveu selecionar esta função matemática para estimar a compactação ao redor de estacas cravadas em areia, uma vez que tal função poderia representar de forma clara as evidências experimentais disponíveis.

A Curva Normal é representada, em duas dimensões, pela seguinte equação:

$$p(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m_x)^2}{2\sigma^2}} \quad (21)$$

onde $p(x)$ é a densidade de probabilidade, x é a variável aleatória, σ é o desvio padrão e m_x o valor médio da variável x .

Segundo Alves (1998), esta curva apresenta algumas propriedades muito pertinentes:

- i) A curva normal apresenta um coeficiente de assimetria (que costuma ser designado por α_3) igual a zero, ou seja, a curva é simétrica;
- ii) A área abaixo da curva é numericamente igual a 1;
- iii) O desvio padrão (σ) define o formato da curva (Figura 1.16).

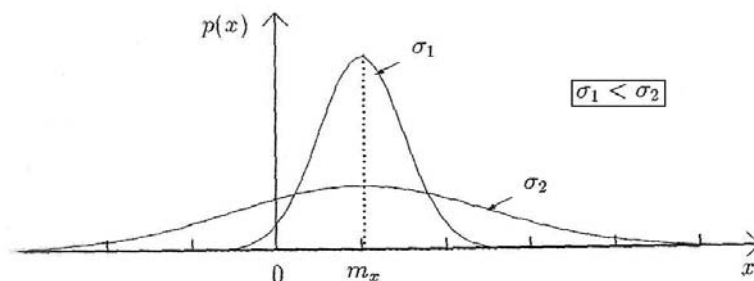


Figura 1.16- Influência do valor de σ (Alves, 1998).

Alves (1998) mostra, inicialmente, o desenvolvimento da equação da Curva Normal para o caso de duas variáveis aleatórias. Em seguida, o autor analisa um elemento infinitesimal de solo na zona de influência da estaca e determina, através das expressões de índices físicos, a variação da porosidade do elemento infinitesimal decorrente da compactação do solo ao redor da estaca. Em seguida, Alves (1998) faz o somatório das variações de porosidade de todos os elementos infinitesimais de solo dentro do volume de influência da estaca, que deve ser igual à variação total no volume de vazios do solo ao redor da estaca, que por sua vez deve ser igual ao volume da estaca introduzida.

As hipóteses utilizadas por Alves (1998) no desenvolvimento de suas equações foram as seguintes:

- i) A função densidade de probabilidade equivale à função de redução da porosidade do solo ao redor da estaca;
- ii) O grau de compactação máximo ocorre no eixo da estaca;
- iii) O solo é considerado como isotrópico, assim a compactação passa a ser função exclusivamente da distância ao eixo da estaca.

Com as hipóteses consideradas acima, Alves (1998) desenvolveu as equações da variação da porosidade com as distâncias ao eixo da estaca, inicialmente em coordenadas cartesianas. Em seguida, pelo fato do modelo ser

axissimétrico, procedeu a transformação para coordenadas cilíndricas, chegando à seguinte equação final:

$$\Delta n = \frac{1}{8} \cdot n_0^2 \cdot e^{\left(\frac{1}{2} \frac{r^2 \cdot n_0^2}{d^2} \right)} \quad (22)$$

Alves (1998) chama a atenção que pela equação (22) a redução na porosidade do solo devido à cravação da estaca, Δn , fica sendo função de três parâmetros reconhecidamente influentes na compactação: a distância ao eixo da estaca, r , o diâmetro da estaca, d , e a porosidade inicial do solo, n_0 .

Como mostrado anteriormente, na Figura 1.16, o desvio padrão da distribuição normal define o formato da superfície. Quanto menor o desvio padrão, mais alto o pico e menor a sua extensão. Alves (1998) admitiu no desenvolvimento da equação (22), e depois verificou, que Δn é função da compacidade inicial do solo. Quanto mais compacto for o solo em seu estado natural, menor a variação máxima na porosidade (Δn_{\max}), que corresponde ao pico da curva e maior a área afetada pela estaca, ou seja, maior o “desvio padrão”, que, no caso da compactação, se refere ao raio de influência da estaca. A Figura 1.17 ilustra bem este aspecto do trabalho de Alves (1998).

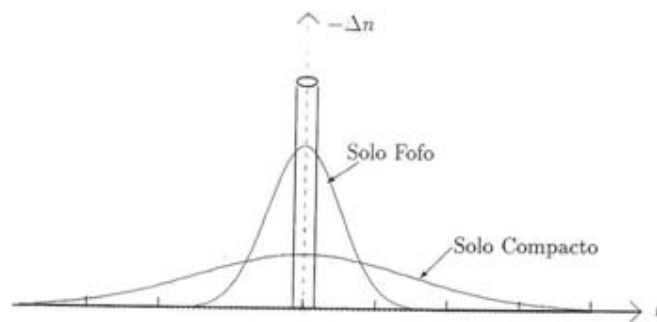


Figura 1.17- Efeito da compacidade inicial do solo (Alves, 1998).

Alves (1998) observa ainda que, no caso de uma malha de estacas, os efeitos se superpõem entre estacas.

2 CALIBRAÇÃO DA FERRAMENTA COMPUTACIONAL – PLAXIS 3D FOUNDATION

2.1 Generalidades

Este capítulo apresenta, inicialmente, um resumo da aplicação do Método dos Elementos Finitos tridimensional à Geotecnia.

Em seguida, apresenta-se a ferramenta computacional utilizada para as simulações numéricas desta pesquisa. Este material baseia-se, principalmente, nos manuais do programa Plaxis 3D Foundation, versão 2.1, de onde se extraiu as principais informações acerca da estrutura do mesmo, da geração de malha, dos modelos constitutivos, das diferentes etapas de cálculo, bem como dos diferentes tipos de saída reportados. As ilustrações apresentadas são também parte integrante do manual, cuja referência é Brinkgreve et al. (2007).

Finalmente, este capítulo procura reproduzir numericamente os resultados de uma ampla pesquisa experimental contemplando o efeito de grupo em estacas prensadas na argila de Londres. Cooke et al. (1980) analisaram o comportamento de uma estaca isolada, um grupo de duas estacas sem bloco de coroamento, um grupo de três estacas sem bloco de coroamento e um grupo de três estacas com bloco de coroamento. A análise destes ensaios bem documentados e extensivamente instrumentados, além de permitir a validação das aplicações do programa Plaxis 3D Foundation, norteou o desenvolvimento das análises do capítulo 4 que contemplam o estudo conjunto do efeito de instalação e do comportamento sob carga em estacas cravadas em solos granulares.

2.2 Principais características do Plaxis 3D Foundation

2.2.1 Generalidades

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na prática atual em razão da sua capacidade de simular diversas

condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos.

Santos (2007) ressalta que, embora utilizado há mais de trinta anos em muitas áreas da engenharia, apenas muito recentemente seu uso se intensificou para a análise de problemas geotécnicos. Segundo Potts e Zdravkovic (1999), a razão da utilização recente na Geotecnia se deve, possivelmente, a aspectos bastante complexos que são específicos da engenharia geotécnica.

Na resolução de um problema pelo MEF são utilizadas as aproximações baseadas no método dos deslocamentos, método de equilíbrio e método misto. As incógnitas principais são os deslocamentos, no método dos deslocamentos, enquanto que no método de equilíbrio as incógnitas são as tensões. Já o método misto apresenta como incógnitas tanto os deslocamentos quanto as tensões.

A resolução de um problema pelo Método dos Elementos Finitos, onde os deslocamentos são as incógnitas, envolve, conforme Meneses (2007), os seguintes procedimentos:

- i) Discretização do domínio: subdivisão do domínio em zonas, designadas por elementos finitos, que se ligam entre si através dos nós localizados nas suas fronteiras;
- ii) Seleção das funções de interpolação, que definem aproximadamente o campo dos deslocamentos no interior do elemento finito, em função do comportamento dos seus nós. Estas funções podem ser polinomiais, trigonométricas ou de outro tipo;
- iii) Obtenção das matrizes de rigidez dos elementos com recurso ao teorema dos trabalhos virtuais ou ao princípio da energia potencial mínima;
- iv) Construção da matriz de rigidez global e do vetor de solicitação global tendo em vista a contribuição de cada elemento finito;
- v) Resolução do sistema de equações, levando em conta as condições de fronteira, com a finalidade de obter os deslocamentos nodais incógnitos e as reações de apoio em nós de deslocamento prescrito;
- vi) Determinação, a partir das funções de aproximação, dos deslocamentos no interior dos elementos e posteriormente as deformações e tensões.

2.2.2 Breve histórico do desenvolvimento do Plaxis 3D Foundation

O desenvolvimento do Plaxis iniciou-se em 1987 na Universidade Tecnológica de Delft (Delft University of Technology) como uma iniciativa do Ministério Holandês das Obras Públicas e dos Recursos Hídricos (Dutch Ministry of Public Works and Water Management) com objetivo de desenvolver um programa bidimensional para análise de estabilidade de aterros sobre solos moles na Holanda. Nos anos subseqüentes sua utilização estendeu-se para outros projetos geotécnicos.

Em 1983 a empresa Plaxis foi fundada (PLAXIS bv), em 1998 o primeiro programa bidimensional (Plaxis 2D) para análise de tensões e deformações foi disponibilizado, em 2001 o programa de análise tridimensional Plaxis 3D tunnel foi apresentado à comunidade geotécnica e em 2004 o mesmo ocorreu com o programa de análise tridimensional Plaxis 3D Foundation.

O Plaxis 3D Foundation representa uma ferramenta importante em termos de análise numérica voltada para projetos geotécnicos e foi concebido a partir da união, em 1999, das competências da TNO (mecânica estrutural e métodos numéricos) e da PLAXIS bv (Modelos para solos e métodos numéricos para engenharia geotécnica).

Segundo Brinkgreve et al. (2007) o Plaxis 3D Foundation é um programa de elementos finitos tridimensional cujo principal objetivo é a realização de análises de deformação e de estabilidade para vários tipos de estruturas de fundações e escavações em solos e rochas, incluindo radiers estacados e estruturas offshore, como estacas de sucção, podendo também ser utilizado para outros tipos de estruturas geotécnicas.

2.2.3 Estrutura do Plaxis 3D Foundation

O programa Plaxis 3D Foundation (versão 2.1), utilizado nesta dissertação, funciona em ambiente Windows e possui como interface com o usuário dois subprogramas, denominados: Input e Output. O subprograma Input é um pré-processador usado para definir a geometria do problema e as fases de cálculo (“model” e “calculation”). Já o subprograma Output é um pós-processador, usado para inspecionar os resultados das etapas calculadas a partir da vista tridimensional ou de seções transversais de interesse e para traçar gráficos a partir de pontos pré-selecionados.

No “model” são introduzidos ou modificados os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelo de comportamento do solo e as condições de contorno, além da geração das malhas bidimensional e tridimensional.

Com a malha de elementos finitos tridimensional gerada, a modelagem geométrica está completa e a fase “calculation” pode ser acessada. Cada fase de cálculo corresponde a um estágio de construção específico ou a um dado carregamento e a primeira etapa de cálculo é sempre a determinação das tensões e poro pressões iniciais, quer ocorra a condição geostática de tensões ou não.

Segundo Brinkgreve et al. (2007), o programa, ao realizar a série de cálculos de elementos finitos, considera apenas a análise de deformações que pode ser diferenciada em: Plastic, Consolidation Analysis, Phi-c Reduction, Gravity Loading e K_0 Procedure. Em termos gerais, estas análises são, respectivamente, plásticas, análises de adensamento, de determinação do fator de segurança (o programa compara a resistência ao cisalhamento do solo em um determinado ponto e em uma determinada direção com as tensões cisalhantes mobilizadas neste ponto), de determinação das tensões iniciais e de determinação das tensões iniciais para a condição geostática de tensões.

O processo de cálculo é dividido em fases, permitindo a ativação de uma dada carga num determinado tempo, a simulação de um estágio de carregamento ou descarregamento, a inserção de um período de adensamento e o cálculo do fator de segurança em qualquer etapa do processo. Cada fase é normalmente dividida em um número de passos de cálculos, uma vez que o comportamento não linear dos materiais geotécnicos, como solos e rochas, requer carregamentos em pequenos intervalos.

A saída de resultados (Output) fornece, em sua essência, os deslocamentos e as deformações nos nós e as tensões nos pontos de tensões para cada etapa de cálculo. Adicionalmente, quando o modelo apresenta elementos estruturais, forças estruturais e momentos fletores são calculados nesses elementos e no caso de estacas (embedded pile) a transferência de carga é disponibilizada.

As deformações nos nós podem ser visualizadas como malha tridimensional deformada, deslocamentos verticais e horizontais, deformações totais, cartesianas, volumétricas, cisalhantes e os acréscimos destes em cada fase. Assim como as deformações, as tensões podem ser visualizadas em termos de tensões totais,

efetivas e cisalhantes. É possível também a visualização da vista de topo de cada plano de trabalho assim como a realização de cortes na malha tridimensional que pode ser também visualizada a partir de um referencial qualquer.

Vale salientar que a convenção de sinais utilizada no programa Plaxis, apresentada na Figura 2.1, é diferente da usual na Geotecnia, considerando as tensões de tração positivas. Quando algum ponto de tensão atinge a envoltória de Mohr-Coulomb, ele é representado por um cubo vermelho sólido (pontos de plastificação), enquanto que quando algum ponto excede a resistência à tração é representado por um cubo branco sólido.

Os resultados, tanto de deformações quanto de tensões, podem ser apresentados em forma gráfica ou em tabela, facilitando assim a compreensão do comportamento tensão-deformação do problema em estudo. A possibilidade de obtenção dos dados tabelados também ocorre com os esforços nos elementos estruturais e a transferência de carga nas estacas.

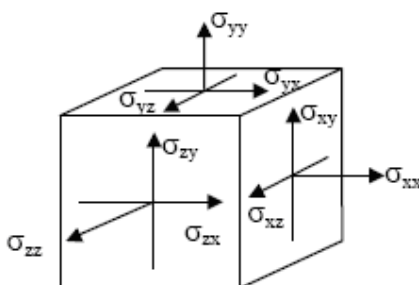


Figura 2.1- Indicação das componentes de tensões positivas.

2.2.4 Desenvolvimento do modelo geométrico no Plaxis 3D Foundation

Para cada projeto geotécnico a ser analisado deve ser primeiramente definido o modelo geométrico que o represente. No caso da análise tridimensional tal modelo é definido através de dois elementos, a saber: planos de trabalho e sondagens.

O modelo geométrico deve incluir uma divisão estratigráfica representativa do subsolo através de camadas distintas, elementos estruturais, estágios de construção e de carregamentos. O modelo deve ser suficientemente grande para que os limites da área modelada não influenciem os resultados do projeto a ser analisado.

Os dois componentes do modelo geométrico serão descritos a seguir com mais detalhes.

As sondagens (“boreholes”), Figura 2.2(a), são objetos no modelo geométrico, que definem o perfil geotécnico do subsolo, ou seja, a estratigrafia local através do posicionamento das diversas camadas de solo existentes, o nível do terreno, a distribuição de poro pressões e as propriedades dos materiais que compoem cada camada. Múltiplas sondagens podem ser utilizadas para definir a estratigrafia do terreno. Durante a geração da malha de elementos finitos tridimensionais, a posição das camadas de solos é interpolada entre as sondagens.

Os limites das coordenadas de (y) são determinados pela sondagem (borehole).

Os planos de trabalho (“work planes”), Figura 2.2(b), são planos horizontais com diferentes coordenadas (y), presentes na vista de topo do modelo geométrico num nível vertical especificado.

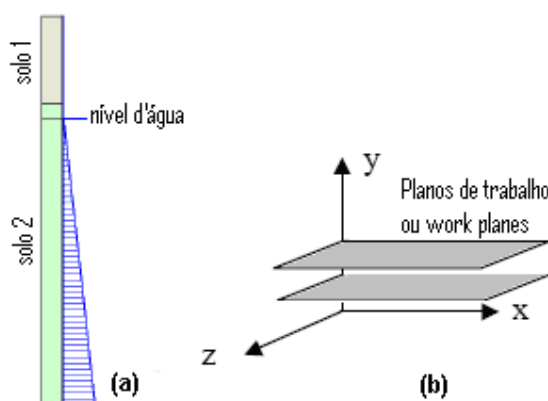


Figura 2.2- Exemplo de sondagem (a) e de planos de trabalho (b).

A quantidade de planos de trabalho ao longo do eixo y é função da geometria a ser modelada, já que a função destes planos é permitir a inclusão de elementos geométricos, estruturas e carregamentos no modelo, assim como para ativar ou desativar os referidos elementos estruturais e carregamentos. A distância entre planos de trabalho pode variar já que é definida pelas coordenadas (y).

Dentro de cada plano de trabalho, pontos, linhas e regiões delimitadas pelas linhas são utilizados para a definição do modelo geométrico bidimensional. Adicionalmente elementos estruturais, a serem detalhados nos itens seguintes, podem ser definidos para a modelagem de vigas horizontais e verticais, pisos, paredes, muros, estacas, ancoragens, molas, restrições horizontais ou verticais, mecanismo de interação solo-estrutura e carregamentos.

As condições de restrição de deslocamentos na geometria, nos contornos da região modelada no Plaxis 3D, são determinadas automaticamente consistindo em restrições verticais e horizontais no entorno da área modelada, de acordo com as seguintes regras:

- i) Limite vertical do modelo com normal na direção (x), isto é, paralelo ao plano (YZ), fixo na direção (x), ($u_x=0$) e livre nas direções (y) e (z);
- ii) Limite vertical do modelo com normal na direção (z), isto é, paralelo ao plano (XY), fixo na direção (z), ($u_z=0$) e livre nas direções (x) e (y);
- iii) Limite vertical do modelo cuja normal não está nem na direção (x) nem na direção (z), fixo nas direções (x) e (z), ($u_x=u_z=0$) e livre na direção (y);
- iv) A superfície inferior do modelo é fixa em todas as direções ($u_x=u_y=u_z=0$);
- v) A superfície do solo é livre em todas as direções;
- vi) Vigas horizontais e verticais, pisos e paredes que se estendem até os limites da área modelada, onde há restrição de deslocamento em pelo menos uma direção, têm pelo menos duas restrições de rotação nos pontos limítrofes.

2.2.5 Elementos estruturais

Neste item é feito um resumo dos elementos estruturais disponíveis no Plaxis 3D Foundation – versão 2.1 e de suas características principais.

Elementos de viga horizontais ou verticais (“vertical beam” e “horizontal beam”) podem ser utilizados para modelar estruturas esbeltas unidimensionais com uma significativa rigidez à flexão. A rigidez destes elementos é definida através da utilização de parâmetros elásticos de rigidez (módulo de elasticidade e inércias) ou através de curvas de deformação não lineares.

Para a modelagem de paredes, muros, cortinas, radiers, placas metálicas e pisos são utilizados elementos de placa bidimensionais (“walls” e “floors”). O comportamento destes elementos é definido através de propriedades elásticas de rigidez (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) ou através de curvas de deformação não lineares. Também são necessários o peso específico do material e a espessura do piso ou parede.

Enquanto os elementos de placa para pisos possuem elementos triangulares de 6 nós com 6 graus de liberdade por nó (3 translacionais e 3 rotacionais), os

elementos de placa para paredes são quadriláterais de 8 nós com 6 graus de liberdade por nó (3 translacionais e 3 rotacionais).

No caso em que há conexão de elementos estruturais (“vertical beam”, “horizontal beam”, “wall” e “floor”) a ligação entre estes elementos é rígida.

2.2.6 Elementos de interface

No caso de interfaces solo-estrutura, para evitar descontinuidades na distribuição de tensões e deformações, já que são regiões de mudança abrupta de condições de contorno, o programa disponibiliza um elemento específico (elemento de interface), regido pelo modelo elastoplástico.

Os elementos de interface permitem a representação da ocorrência de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura. Já o critério de Coulomb diferencia o comportamento elástico, em que pequenos deslocamentos podem ocorrer na interface, do comportamento plástico, em que “deslizamentos” permanentes podem ocorrer.

A magnitude e natureza da interação solo-estrutura são modeladas escolhendo um valor adequado para o fator de redução de resistência da interface (R_{inter}). Este fator relaciona a resistência da interface (atrito e adesão) à resistência do solo (atrito e coesão), conforme as equações definidas para as diferentes situações:

Para a interface manter-se num comportamento elástico:

$$|\tau| < \sigma_n \cdot \tan\phi_{inter} + c_{inter} \quad (23)$$

sendo:

$$|\tau| = \sqrt{\tau_{s1}^2 + \tau_{s2}^2} \quad (24)$$

Para um comportamento plástico (τ) é dado por:

$$|\tau| = \sigma_n \cdot \tan\phi_{inter} + c_{inter} \quad (25)$$

onde:

$$c_{inter} = R_{inter} \cdot c_{solo} \quad (26)$$

$$\tan\phi_{inter} = R_{inter} \cdot \tan\phi_{solo} \leq \tan\phi_{solo} \quad (27)$$

$$\psi_{inter} = 0^0 \text{ para } R_{inter} < 1, \text{ senão, } \psi_{inter} = \psi_{solo} \quad (28)$$

onde ψ_{inter} é a dilatância na interface, ψ_{solo} a dilatância do solo, C_{inter} a adesão na interface, C_{solo} a coesão do solo, φ_{inter} o ângulo de atrito da interface, φ_{solo} o ângulo de atrito do solo, τ_{s1} e τ_{s2} as tensões cisalhantes em direções perpendiculares, τ a tensão cisalhante e σ_n a tensão normal efetiva.

Se a interface é rugosa, o parâmetro R_{inter} é igual a 1,0. Caso contrário, R_{inter} assume valores menores que a unidade.

Existem também elementos especiais de interface utilizados, por exemplo, na estaca do tipo “embedded pile” e que serão descritos oportunamente.

2.2.7 Estacas

O Plaxis 3D Foundation versão 2 disponibiliza dois elementos para a modelagem de estacas denominados “volume pile” e “embedded pile”.

O elemento denominado “volume pile” é utilizado para criar estacas que ocupem um dado volume na geometria, embora não contemplem os efeitos de instalação e que podem ter seções transversais circulares ou quadradas (maciças ou tubulares) ou uma seção qualquer pré-definida. Tais seções transversais são compostas de linhas ou arcos, divididas em seções típicas às quais opcionalmente pode-se atribuir propriedades de elementos de placa e/ou de interface conforme Figura 2.3.

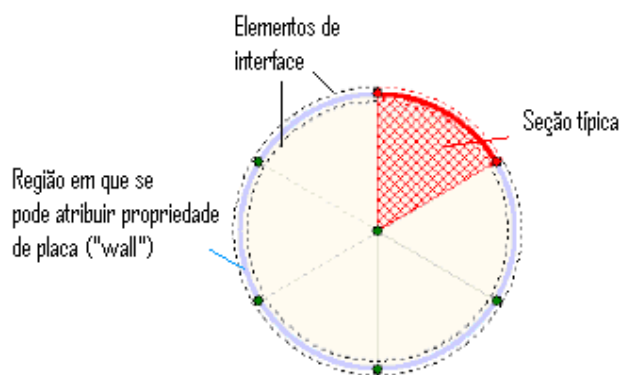


Figura 2.3- Seção transversal de um elemento “volume pile” tubular.

A quantidade de seções típicas influenciará a malha de elementos finitos gerada. Quanto maior o número de seções, mais refinada é a malha.

Este tipo de elemento só pode ser introduzido no modelo estacas verticais.

Já o elemento denominado “embedded pile” representa uma estaca composta por elementos de viga e que pode ser posicionado em qualquer direção na massa de solo. A interação com o subsolo é feita através de elementos especiais de interface. Podem ser fornecidos os valores limites de atrito lateral e ponta e obtidos os diagramas de transferência de carga.

Embora este tipo de estaca não ocupe um volume real na modelagem, um volume particular em torno da estaca (zona elástica) é considerado. Nesta região a possibilidade de comportamento plástico é excluída e seu tamanho é função da geometria da estaca. Este artifício faz com que este tipo de estaca comporte-se como um elemento (pile) contendo volume. De qualquer modo, os efeitos de instalação da estaca também não são considerados e a interação estaca solo é modelada no centro, ao invés de ocorrer no entorno da circunferência.

Para simular a interação estaca-solo, no caso da embedded pile, o Plaxis 3D Foundation utiliza elementos especiais de interface. Um modelo elasto plástico é definido para descrever o comportamento desta interface. Tanto para a resistência por atrito quanto para a resistência de ponta, um critério de falha é definido para diferenciar entre um comportamento elástico da interface e um comportamento plástico. Para o comportamento elástico, somente pequenas diferenças de deslocamentos entre a estaca e o solo podem ocorrer e para um comportamento plástico, deslocamentos permanentes (“slip”) podem estar presentes.

Para a interface permanecer elástica, a força cisalhante (t_s) num dado ponto é definida pela equação (29). Já para um comportamento plástico, (t_s) é definido pela equação (30).

$$|t_s| < T_{\max} \quad (29)$$

$$|t_s| = T_{\max} \quad (30)$$

onde T_{\max} é a resistência por atrito local por metro linear equivalente no ponto considerado.

Adicionalmente à resistência por atrito da estaca “embedded pile” (em unidade de força por unidade de comprimento), a capacidade de carga deste elemento possui uma parcela resistida pela ponta (em unidade de força). A parcela máxima resistida pela ponta é definida como (F_{\max}).

A resistência por atrito local equivalente é baseada na distribuição da resistência por atrito que pode ser definida de três maneiras distintas:

- i) Distribuição linear da resistência por atrito ao longo da estaca;
- ii) Distribuição multi linear;
- iii) Resistência por atrito dependente das camadas de solo, com um valor máximo.

A primeira opção é utilizada com a atribuição de valores para resistência por atrito no topo da estaca ($T_{top,max}$), resistência por atrito na ponta da estaca ($T_{bot,max}$) e uma parcela resistida pela ponta (F_{max}). Esta maneira de definir a distribuição da parcela da carga resistida por atrito é mais conveniente para solos homogêneos. Usando esta abordagem a capacidade de carga da estaca (N_{pile}) para uma estaca de comprimento L_{pile} , é assim definida:

$$N_{pile} = F_{max} + \frac{1}{2} \cdot L_{pile} \cdot (T_{top,max} + T_{bot,max}) \quad (31)$$

Uma distribuição multilinear pode ser utilizada nos casos em que múltiplas camadas de solos com diferentes propriedades e, conseqüentemente, diferentes resistências ocorrem.

Neste caso o valor de (T_{max}) é definido em uma tabela em diferentes posições ao longo do comprimento da estaca. Usando esta abordagem a capacidade de carga da estaca (N_{pile}) para uma estaca de comprimento (L_{pile}), é assim definida:

$$N_{pile} = F_{max} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \cdot (L_{i+1} - L_i) \cdot (T_i + T_{i+1}) \quad (32)$$

onde (i) é o índice numérico da tabela.

A terceira opção pode ser usada para relacionar a resistência por atrito aos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) da camada de solo na qual a estaca está localizada e ao fator de redução na interface (R_{inter}) definido para a referida camada de solo.

Usando esta abordagem, a capacidade de carga da estaca é baseada no estado de tensões do solo, e, portanto, desconhecida no início do cálculo. Para evitar que a resistência por atrito aumente de maneira indesejada, assumindo valores demasiadamente altos, um valor limite máximo em força por unidade de comprimento pode ser especificado.

Ao contrário do que é comumente utilizado no MEF, a capacidade de carga de uma “embedded pile” é considerada como um parâmetro a ser introduzido nas análises, ao invés de um resultado do cálculo do MEF. O usuário deve perceber a

importância dos valores considerados na análise. Preferencialmente tais valores devem ser baseados em dados representativos de provas de carga. Além disso, é aconselhável a calibração das análises através da comparação do comportamento da “embedded pile” com os valores obtidos em tais provas de carga. Caso a estaca do tipo “embedded pile” seja utilizada em grupo, o efeito de grupo deve ser contemplado ao ser definida a capacidade de carga da mesma.

O topo de uma “embedded pile” deve coincidir com um plano de trabalho ativo (work plane). Deste modo, os planos de trabalho devem ser previamente definidos. E a conexão do topo da estaca com os demais elementos do modelo pode ser definida, conforme o manual referencial do Plaxis 3D Foundation, de três maneiras:

- i) “Free” – o topo da estaca não é diretamente acoplado ao material em que está localizado, portanto não sofre restrição ao deslocamento no topo, mas a interação nos elementos de interface está presente;
- ii) “Hinged” – o deslocamento no topo da estaca está diretamente acoplado ao deslocamento do material no qual o topo da estaca está localizado, o que significa que ambos terão os mesmos deslocamentos. O momento é nulo no topo (rotação livre);
- iii) “Rigid” – o deslocamento e rotação no topo da estaca estão acoplados ao deslocamento e rotação do material em que está localizado, fazendo com que a estaca tenha graus de liberdade rotacionais. Este modo deve ser utilizado quando o topo da estaca coincidir com elementos estruturais (“floors”, “walls” ou “beams”).

Segundo o manual referencial do Plaxis, este tipo de seleção para modelagem de estaca (“embedded pile”) deve ser uma opção para estacas que envolvam perturbação limitada na região de solo em seu entorno, isto é, deve ser usada preferencialmente para estacas escavadas e evitadas nos casos de estacas que gerem grandes deslocamentos. Apesar de as estacas a serem modeladas nesta dissertação, ou seja, as utilizadas por Cooke et al. (1980) cravadas por prensagem e as de Lee e Chung (2005) cravadas com utilização de martelo, terem metodologias executivas que pressupõe perturbação no solo adjacente, o que inviabilizaria a utilização deste tipo de estaca, ainda assim ela foi utilizada na modelagem computacional de ambos os casos, pelos motivos principais, a saber:

- i) Ambos os casos utilizaram estacas de dimensões mais reduzidas que as usualmente utilizadas (0,168m e 0,032m de diâmetro);

- ii) Como se dispunha de dados de instrumentação das parcelas resistidas pelo fuste e pela ponta, Cooke et al. (1979), a transferência de carga obtida a partir da modelagem com esta estaca, cuja entrada de dados requer a estimativa dos parâmetros de resistência, representaria melhor o comportamento das estacas testadas. Já na modelagem de Lee e Chung (2005), o método teórico de cálculo de capacidade de carga utilizado (US Corps) contemplou bem a previsão de mecanismos de transferência de carga para as diversas análises;
- iii) Este tipo de estaca dispõe de mais recursos com relação às saídas gráficas (outputs);
- iv) A instalação por prensagem lenta causa muito menos perturbação quando comparada à cravação dinâmica;
- v) No caso das estacas cravadas dinamicamente de Lee e Chung (2005), a possível perturbação tende a melhorar o solo já que há um aumento na compacidade do solo arenoso, o que foi considerado na análise através de procedimento proposto nesta dissertação, a partir de Alves (1998).

2.2.8 Ancoragens e molas (“Ground Anchors” e “Springs”)

Por não fazerem parte do escopo desta dissertação, tais elementos não são aqui detalhados.

2.2.9 Carregamentos

O programa Plaxis 3D Foundation disponibiliza uma série de tipos de carregamentos, a saber:

- i) Carregamento pontual;
- ii) Carregamento distribuído em plano horizontal;
- iii) Carregamento distribuído em plano vertical;
- iv) Carregamento em linha horizontal;
- v) Carregamento em linha vertical.

Diferentes tipos e níveis de carregamento podem ser ativados ou desativados de forma independente, em cada etapa a ser calculada.

2.2.10 Modelo utilizado para a modelagem do comportamento do solo

O programa Plaxis 3D Foundation versão 2.1 possui vários modelos constitutivos representativos do comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um dado problema geotécnico. São eles: modelo elástico linear, modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb, modelo hiperbólico (Hardening Soil e Hardening Soil with Small Strain Stiffness) e modelo para solos moles (Soft Soil Creep).

Ressalta-se que, no presente trabalho, os materiais foram representados pelos modelos elástico linear e elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Modelo Mohr-Coulomb), de acordo com os dados disponíveis. Desta forma, procurou-se apresentar uma descrição mais detalhada destes modelos. Quanto aos demais modelos (Hardening Soil e Soft Soil Creep), não constituindo o escopo do presente trabalho, não são tratados aqui.

Maiores detalhes sobre estes modelos podem ser obtidos no manual do Plaxis, Brinkgreve et al. (2007).

O modelo elástico linear representa a Lei de Hooke de elasticidade linear isotrópica e, segundo salienta Brinkgreve et al. (2007), é muito limitado para uma simulação mais abrangente do comportamento do material geotécnico, visto que este possui comportamento marcadamente não linear. Contudo, pode ser usado para a modelagem de estruturas maciças e camadas de rocha.

Neste modelo os módulos cisalhante (G) e volumétrico (K) são relacionados ao módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν), através das expressões:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (33)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (34)$$

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, ou seja, o material comporta-se como linear elástico até atingir a condição de ruptura, definida pela envoltória de resistência de Mohr-Coulomb.

O princípio básico da elasto-plasticidade define que as deformações e razões de deformação são decompostas em duas parcelas, uma elástica e outra plástica, conforme Figura 2.4 e equações (35) e (36). No comportamento elástico, o corpo recupera todas as deformações, enquanto que a plasticidade está associada ao

desenvolvimento de deformações irreversíveis. Três princípios básicos regem os problemas que envolvem deformações plásticas, a saber, função de plastificação, lei de endurecimento e lei de fluxo.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (35)$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (36)$$

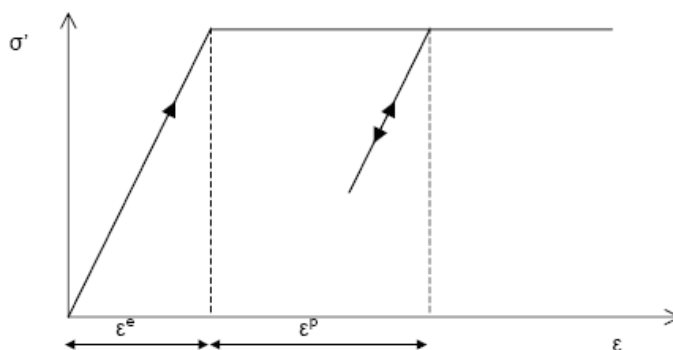


Figura 2.4- Representação do modelo elástico perfeitamente plástico.

Como a plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis, na intenção de avaliar se a plasticidade ocorre ou não no processo de cálculo, uma função de escoamento (f) é apresentada como uma função tensão-deformação. O escoamento plástico é associado com a condição de $f = 0$. Esta condição pode muitas vezes ser apresentada como uma superfície no espaço de tensões principais.

Um modelo perfeitamente plástico é um modelo constitutivo com superfície de escoamento fixa, isto é, uma superfície de escoamento que é completamente definida pelos parâmetros do modelo e que não é afetada pelas deformações plásticas.

No modelo de Mohr-Coulomb, em que a superfície de plastificação, conforme Figura 2.5, é fixa, os parâmetros representativos, conforme Figura 2.6 são: módulo de deformabilidade (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e ângulo de dilatância (ψ).

Devem ser fornecidos também, na modelagem, os pesos específicos (γ) e as permeabilidades (k) dos diversos horizontes de solo.

Vale observar que estados de tensões representados por pontos dentro da superfície fixa da Figura 2.5, apresentam comportamento puramente elástico, sendo todas as deformações reversíveis.

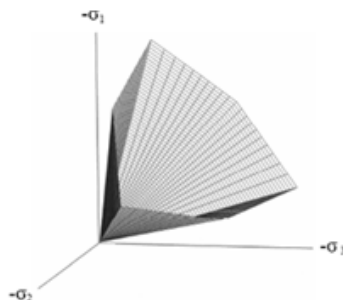


Figura 2.5- Superfície de plastificação fixa no espaço de tensões principais com $c'=0$.

Para entender os cinco parâmetros básicos, curvas típicas de tensão deformação, como as obtidas a partir de ensaio triaxial drenado, são utilizadas, como mostra a Figura 2.6.

O material é comprimido isotropicamente até uma dada tensão confinante σ_3 . Após esta etapa a tensão σ_1 é aumentada, enquanto que a tensão radial é mantida constante. Neste segundo estágio de carregamento, os geomateriais tendem a produzir curvas como a mostrada na Figura 2.6 (a). O aumento de volume é típico das areias densas e argilas pré-adensadas e também frequentemente observado em rochas. A Figura 2.6 (b) mostra os resultados do ensaio colocados de forma idealizada, usando o modelo de Mohr-Coulomb. A figura fornece uma indicação do comportamento e influência dos cinco parâmetros básicos do modelo. Percebe-se que o ângulo de dilatância (ψ) é necessário para a modelagem de aumento de volume irreversível.

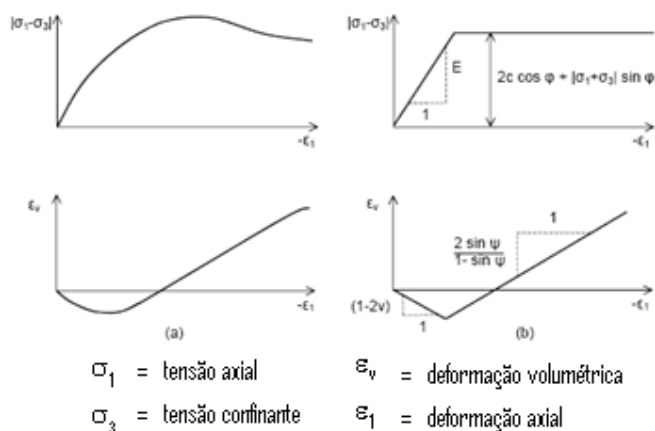


Figura 2.6- Resultados a partir de ensaio triaxial drenado (a) e a partir do modelo elastoplástico (b).

A condição de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb. De fato, esta condição assegura que a lei de atrito de Coulomb seja obedecida em

qualquer plano dentro de um elemento do material. A condição de Mohr-Coulomb pode ser definida por seis funções formuladas em termos das tensões principais σ_1 , σ_2 , e σ_3 . Smith e Griffith (1982), segundo Brinkgreve et al. (2007):

$$f_{1a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad (37)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad (38)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad (39)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad (40)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad (41)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad (42)$$

Os dois parâmetros plásticos que aparecem nas equações (37) a (42) são: o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c). Estas funções representam um cone hexagonal no espaço de tensões principais (Figura 2.5), para o caso de coesão nula.

As funções potenciais plásticas contêm um terceiro parâmetro de plasticidade, o ângulo de dilatância (ψ). Este parâmetro é requerido para modelar incrementos de deformação volumétrica plástica (dilatância) que ocorrem nos solos de comportamento compacto. As funções potenciais plásticas, incluindo este parâmetro, são as seguintes:

$$g_{1a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\psi \quad (43)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\psi \quad (44)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \text{sen}\psi \quad (45)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\psi \quad (46)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\psi \quad (47)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \text{sen}\psi \quad (48)$$

Quando se implementa o modelo de Mohr-Coulomb para um estado de tensões genérico, um tratamento especial é requerido para a interseção de duas superfícies de plastificação. Alguns programas usam uma transição suave de uma superfície para a outra, isto é, arredondando os cantos. No programa Plaxis 3D Foundation, contudo, a forma exata do modelo de Mohr-Coulomb completo é implementada, usando uma transição brusca de uma superfície de plastificação para a outra.

Vale observar que para estados de tensões dentro da superfície de plastificação, o comportamento é elástico e obedece a Lei de Hooke para elasticidade linear isotrópica, como mencionado anteriormente. Por isso, além dos parâmetros plásticos (c), (ϕ) e (ψ), são necessários os parâmetros elásticos (E) e (ν).

O módulo de elasticidade é um parâmetro que requer atenção especial, visto que boa parte dos geomateriais mostram um comportamento não linear na fase inicial do carregamento. Em mecânica dos solos, o módulo tangente inicial é indicado por E_0 e o módulo secante correspondente a cinquenta por cento da tensão de ruptura é denominado E_{50} (Figura 2.7).

Para materiais com larga faixa linear elástica é realista usar o E_0 , mas para carregamento do solo é usual usar o E_{50} . Ao considerar problemas de descarregamento, como no caso de escavações e túneis, é necessária a adoção de E_{ur} ao invés de E_{50} .

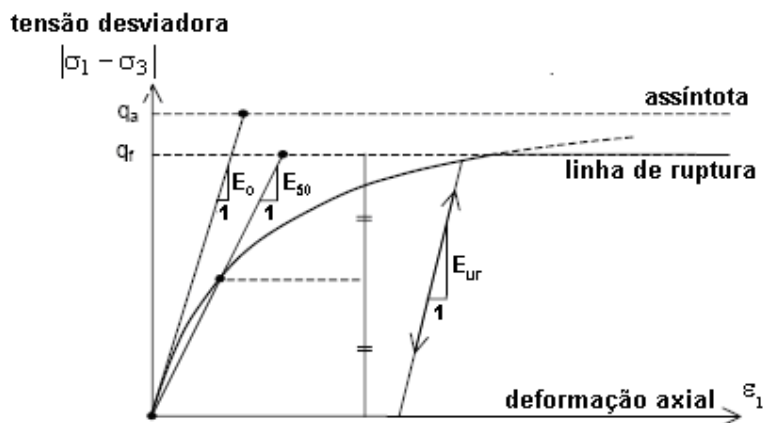


Figura 2.7- Módulos de elasticidade (E_0) e (E_{50}) a partir de ensaio triaxial drenado.

Para solos, ambos os módulos E_{50} e E_{ur} tendem a aumentar com o aumento da tensão confinante. Assim, camadas mais profundas tendem a ter módulos mais elevados que camadas rasas. A rigidez observada é também função do caminho de tensões. A rigidez é maior para recarregamento e descarregamento do que para

carregamento primário. Adicionalmente, o módulo de elasticidade tende a ser menor para compressão (drenada) que para cisalhamento. Deve-se, então, adotar um valor para este parâmetro que seja consistente com a análise a ser realizada (nível de tensões, caminho de tensões e comportamento do material). Para modelar o comportamento não drenado das argilas, por exemplo, o Plaxis disponibiliza quatro alternativas de análise, a saber:

- i) Análise não drenada em termos de tensões efetivas, usando parâmetros elásticos efetivos. Nesta análise seleciona-se a opção “não drenada” (“undrained”) para o solo. Deve-se fornecer valores drenados de E e ν e o Plaxis automaticamente calcula os respectivos valores não drenados, E_u e ν_u . Esta opção é disponível para todos os modelos (material models) do Plaxis;
- ii) Análise não drenada em termos de tensões efetivas, usando parâmetros de resistência efetivos. Nesta análise seleciona-se a opção “não drenada” (“undrained”) para o solo. Deve-se utilizar os parâmetros ϕ' e c' da envoltória efetiva;
- iii) Análise não drenada em termos de tensões efetivas, usando parâmetros de resistência não drenados. Nesta análise seleciona-se a opção “não drenada” (“undrained”) para o solo. Deve-se fornecer os parâmetros $\phi = 0$ e $C_u = S_u$ da envoltória total. Esta opção está disponível apenas para os modelos Mohr-Coulomb, Hardening Soil e HS Small, mas não está disponível para o Soft Soil Creep model;
- iv) Análise não drenada em termos de tensões totais, usando parâmetros não drenados. Nesta análise seleciona-se a opção “Não poroso” (“non porous”) para o solo. As permeabilidades em todas as direções são consideradas nulas. Utiliza-se valores de E_u e ν_u ao invés de E e ν . Para o parâmetro ν_u , deve ser adotado um valor entre 0,495 e 0,499, não se podendo utilizar 0,5, pois isto tornaria a matriz de rigidez singular. São utilizados os parâmetros $\phi = 0$ e $C_u = S_u$ da envoltória total. É aconselhável usar este tipo de análise com o modelo Mohr-Coulomb.

2.2.11 Geração da malha de elementos finitos

Neste item são apresentados os aspectos relevantes na geração da malha de elementos finitos tridimensional.

Após a criação da geometria, uma malha de elementos finitos bidimensionais, conforme Figura 2.8, composta por elementos triangulares de 6 nós, é automaticamente gerada, a partir da qual é gerada a malha de elementos finitos tridimensional, conforme Figura 2.9.

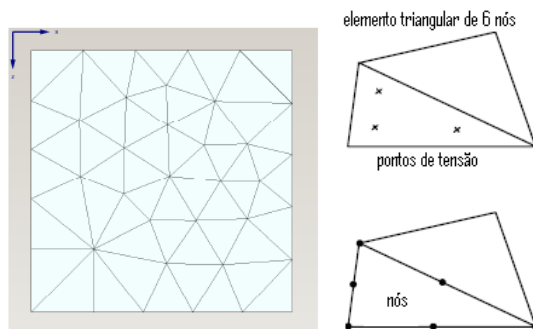


Figura 2.8- Exemplo de malha bidimensional – Plaxis 3D Foundation

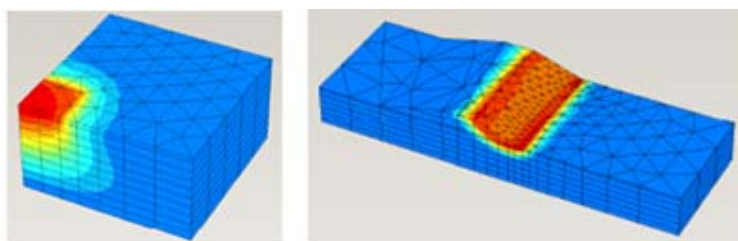


Figura 2.9- Exemplos de malhas tridimensionais – Plaxis 3D Foundation.

A malha tridimensional é composta por elementos prismáticos de 15 nós. Estes elementos, conforme Figura 2.10, são compostos por 6 nós em cada face triangular do elemento, pertencente a certo plano de trabalho e por 8 nós em cada face quadrilateral, na direção (y). Cada elemento prismático possui também 6 pontos de integração de Gauss.

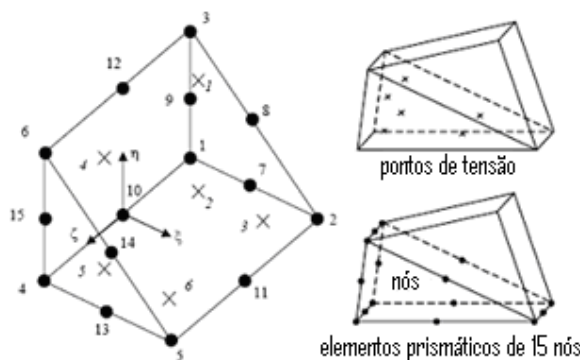


Figura 2.10- Distribuição de nós (•) e pontos de Gauss (x) no elemento prismático de 15 nós utilizado pelo Plaxis 3D Foundation.

Os deslocamentos u_x , u_y e u_z são calculados nos nós, já as tensões e deformações são calculadas nos pontos de integração de Gauss.

No caso de não horizontalidade estratigráfica, os elementos prismáticos de 15 nós podem degenerar num elemento de 13 ou dois elementos tetraédricos de 10 nós.

Malhas mais refinadas resultam em valores mais acurados. Por esse motivo, o programa permite refinamento da malha em locais de maior interesse, cabendo ao usuário definir regiões em que a malha deva ser mais refinada, tanto no plano da malha bidimensional (plano XZ) quanto ao longo da profundidade (y) da malha tridimensional. Este procedimento é bastante conveniente para a análise numérica tridimensional, já que a mesma requer esforço computacional e tempo para os cálculos muito superior àquele necessário numa análise bidimensional.

2.3 Estudo de caso documentado em argila rija

Trata-se da validação do programa Plaxis 3D Foundation em análises do efeito de grupo em estacas através da reprodução de parte dos ensaios descritos por Cooke et al. (1980), cujos resultados experimentais incluem principalmente os recalques e mecanismos de transferência de carga.

Santana (2008) simulou parte dos ensaios de Cooke et al. (1980) utilizando a metodologia de Aoki e Lopes (1975), resumida no capítulo 1, que utiliza modelo elástico linear e a solução de Mindlin (1936), o programa PIGLET, que utiliza modelo elástico linear e a solução de Randolph e Wroth (1978) e o programa DEFPIG, que utiliza modelo elasto-plástico e a solução de Mindlin (1936).

2.3.1 Considerações iniciais

Estacas carregadas axialmente em solos argilosos desenvolvem boa parte de sua capacidade de suporte através do atrito lateral ao longo do fuste, sendo as forças mobilizadas transferidas ao solo através de tensões cisalhantes (Cooke et al., 1980).

O deslizamento entre o fuste da estaca e o solo é insignificante em condições de trabalho, sendo o recalque das estacas considerado igual ao do solo adjacente, que decresce com a distância radial ao eixo da estaca (Cooke et al., 1980).

Cooke et al. (1979) mostraram que a distância de influência dos recalques era de pelo menos 12 diâmetros para estacas carregadas a 50% de sua capacidade de carga na argila de Londres. Cooke et al. (1980) afirmam também que estacas situadas na região de influência do maciço de solo mobilizado por uma estaca carregada são “deslocadas para baixo” mesmo que elas não estejam carregadas. Para que estas estacas suportem carga, recalques adicionais são necessários, resultando em mais deslocamento da estaca inicialmente carregada, bem como de cada uma das estacas adicionais. Ocorrem, assim, interações complexas de deslocamentos, sendo o recalque de cada estaca dependente não somente de suas próprias características, como também das características das estacas próximas, dos espaçamentos e das cargas aplicadas a cada uma delas. Desta forma, o recalque de um grupo de estacas em solos argilosos costuma ser maior que aquele obtido para uma estaca isolada carregada com a mesma carga média do grupo.

Cooke et al. (1980) citam que o princípio da superposição tem sido utilizado nas análises de grupos de estacas em função do recalque de uma estaca isolada.

A pesquisa de Cooke et al. (1980) foi concebida e motivada pela falta de verificações experimentais in situ da abordagem de superposição de efeitos para projetos de grupo de estacas. Este estudo foi precedido pela instrumentação de uma estaca isolada, incluindo a verificação da distribuição dos deslocamentos no maciço argiloso circundante (Cooke et al., 1979). As mesmas estacas foram utilizadas por Cooke et al. (1980), mas a instrumentação de campo foi mais extensa.

Duas e três estacas enfileiradas foram testadas e, em cada caso, foi examinada a influência nos recalques de se carregar as estacas separadamente ou simultaneamente, a mobilização do atrito lateral e os deslocamentos da massa de solo. As três estacas enfileiradas foram testadas em condição de carregamento idêntico e condição de deslocamento uniforme. Finalmente, o efeito no comportamento da fundação de um bloco de coroamento rígido, moldado na superfície do terreno, foi também investigado.

Os ensaios foram realizados em Hendon, norte de Londres, onde a argila se estende da superfície do terreno até a profundidade de 30 metros.

2.3.2 Estacas testadas

Estacas tubulares metálicas de diâmetro externo de 168 mm, paredes de 6,4 mm de espessura e comprimento de cerca de 5 m, sendo 4,5 m embutidos no solo, foram instaladas por prensagem, seguindo a ordem A, B, C, Figura 2.11, com distância entre eixos (s) de 3 diâmetros. As estacas A e B possuíam células de carga imediatamente acima da base e em outros três níveis do fuste. A estaca C não foi equipada com células de carga, já que, devido à simetria, sua distribuição de carga seria similar à da estaca B. As três estacas foram monitoradas com inclinômetros horizontais, cujo acesso foi possibilitado pela execução de trincheiras escavadas.

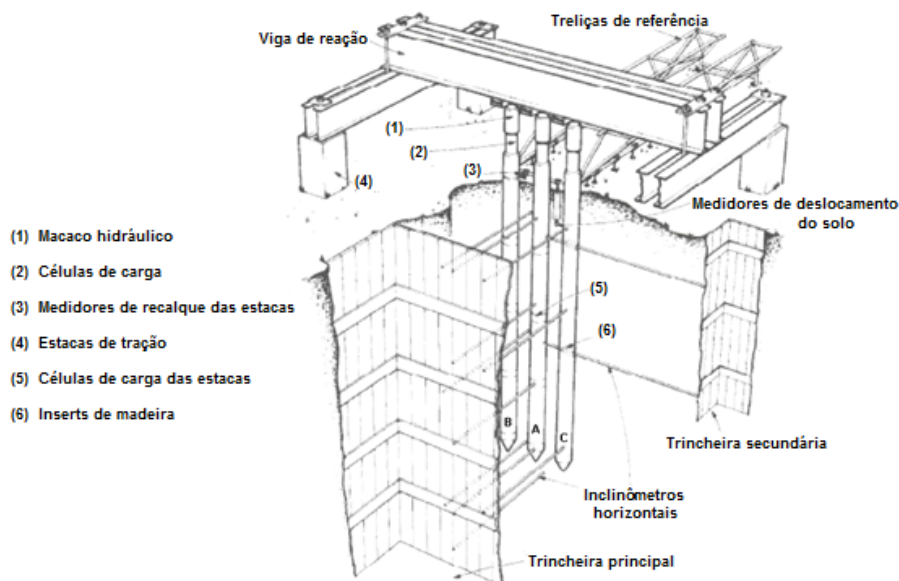


Figura 2.11- Vista das estacas ensaiadas por Cooke et al. (1980).

A trincheira principal, executada 6 meses antes da instalação da estaca A, apresentava 5,2 m de profundidade e sua face de trabalho estava a uma distância mínima de 2,1 m (12,5 diâmetros) em relação às estacas testadas. Já a trincheira secundária possuía 3 m de comprimento, 1,2 m de largura e 3,3 m de profundidade e sua face de trabalho estava a uma distância de 2,7 m em relação ao eixo da estaca A. Esta trincheira secundária foi executada após os ensaios das estacas A e B, mas antes da instalação da estaca C. Cooke et al. (1980) citam que embora os efeitos das perfurações, para instrumentação, e das trincheiras, para observação, na rigidez global estaca-solo não sejam conhecidos, evidências sugerem que tais efeitos sejam pequenos.

A uma distância de 12,5 diâmetros das estacas, do lado oposto às trincheiras, o deslocamento vertical da superfície do terreno durante a instalação das estacas foi somente 5% do levantamento máximo, que ocorreu a uma distância radial de 2 diâmetros (Cooke et al., 1979). Logo, ambas as trincheiras estavam fora da região de solo afetada durante a instalação das estacas. Cooke et al (1980) concluem que os efeitos das perfurações e das trincheiras na rigidez estaca-solo no curto prazo, Figura 2.12, não devam ter importância quando comparados às vantagens na facilidade de obtenção dos registros, ressaltando que este não seria o caso em uma análise a longo prazo.

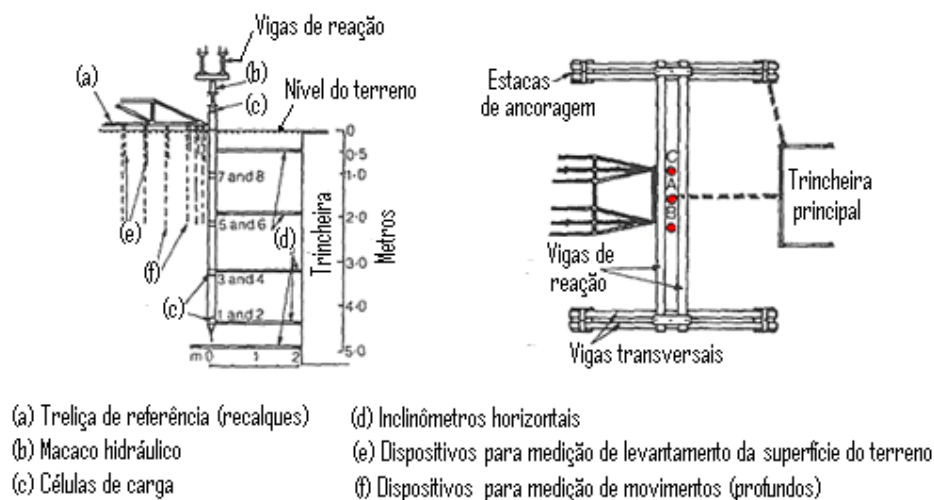


Figura 2.12- Esquema da estaca, inclinômetros e trincheira (adaptado de Cooke et al., 1980).

Estas observações justificam a não inclusão das trincheiras e inclinômetros na análise numérica que se efetuará nesta dissertação. A validade desta abordagem é verificada posteriormente ao serem apresentados os valores, praticamente insignificantes, de deslocamento no nível do terreno a distâncias de 12,5 diâmetros, obtidos através da análise numérica com o programa Plaxis 3D Foundation.

2.3.3 Bloco de coroamento e placa metálica

O bloco de coroamento em concreto armado com 1,5 m de comprimento, 0,5 m de largura e 0,3 m de espessura foi moldado em torno das cabeças das estacas e rigidamente conectado a elas. A base do bloco foi posicionada a 0,2 m abaixo do nível do terreno, mas sem que houvesse contato entre as laterais do bloco e o solo adjacente.

Para assegurar que os recalques das estacas e do bloco fossem idênticos, espreiadores de carga metálicos reforçados e flanges, indicados na Figura 2.13, foram aparafusados na cabeça de cada estaca e grauteados na superfície superior do concreto. A fundação foi então enrijecida por uma placa metálica de 25 mm de espessura no flange do topo de cada espreiador de cargas e a aplicação das cargas efetuada no eixo de cada estaca, conforme ilustra a Figura 2.13.

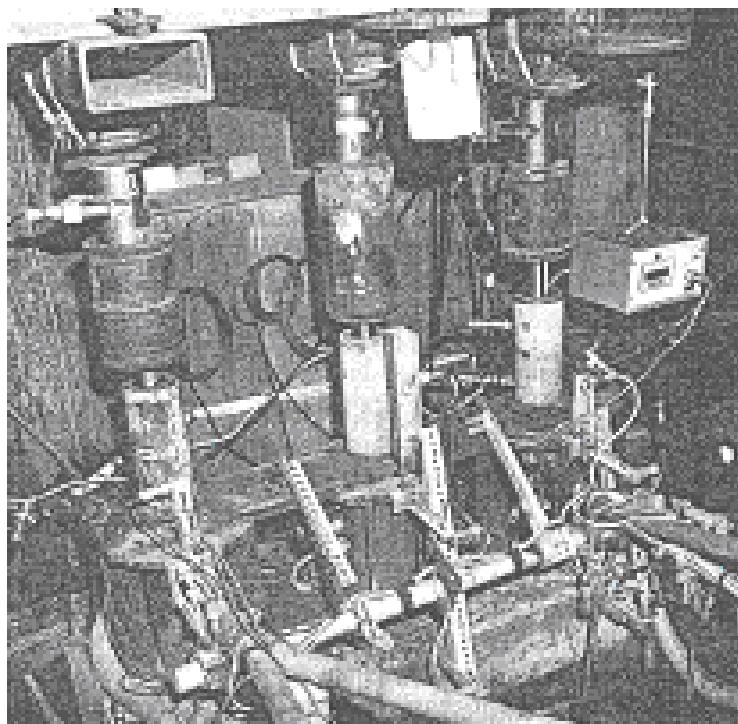


Figura 2.13- Estacas com bloco de coroamento ensaiadas por Cooke et al. (1980).

2.3.4 Provas de carga das estacas A e B

No final dos ensaios do comportamento isolado da estaca A, foram registradas forças residuais compressivas similares àquelas observadas por ocasião de sua instalação. A estaca B foi, então, instalada a três diâmetros da estaca A, e, devido ao deslocamento de solo gerado, tensões/forças significativas foram desenvolvidas na estaca A. As tensões residuais desapareceram no final da instalação da estaca B e, quando esta estaca alcançou sua penetração completa, ambas estavam em estados similares de tensões residuais (Cooke et al., 1980).

Os resultados apresentados por Cooke et al. (1980) não são valores absolutos, mas medidas das mudanças a partir dos valores existentes no início de cada ensaio, quando nenhuma carga era aplicada.

Já que o propósito do estudo foi o de investigar as características carga-recalque e os mecanismos de transferência de carga sob condições de trabalho, foram tomados os cuidados necessários para que nenhuma das estacas ficasse sujeita a mais que 60% da força de instalação por prensagem. As cargas eram aplicadas de forma incremental, e cada incremento era mantido por um período em torno de 3 minutos, até que nenhuma mudança nos valores de recalque de cada estaca pudesse ser verificada. Para os baixos valores de carga empregados, observou-se um comportamento geralmente elástico da fundação. A duração de cada ensaio raramente ultrapassou 1 hora (Cooke et al., 1980).

2.3.4.1 Cronograma dos ensaios das estacas A e B

No ensaio 1 as estacas A e B foram carregadas de forma incremental, cada uma com carga até 60% da carga de ruptura, ou seja, 57,5 kN, para comparar com o comportamento medido previamente para a estaca A isolada. O ensaio 1 ocorreu 6 semanas após o fim do ensaio em A e 1 semana após instalação da B.

No ensaio 2 cada estaca foi carregada separadamente de forma incremental até 40 kN (40% do valor estimado na ruptura) para comparar o comportamento carga-recalque, a transferência de carga e os deslocamentos do solo com os valores obtidos quando ambas foram carregadas simultaneamente até a carga de 80 kN (40 kN em cada). O ensaio 2 ocorreu 4 semanas após a instalação da estaca B.

Similar ao ensaio 2, o ensaio 3, ocorrido 10 semanas após a instalação da estaca B, objetivou investigar a influência do tempo na interação entre as duas estacas e no comportamento carga-recalque.

2.3.5 Provas de carga das estacas A, B e C

Durante a instalação da estaca C, modificações na distribuição das tensões residuais no fuste das estacas A e B foram observadas por Cooke et al. (1979).

Como a estaca C não foi equipada com células de carga, as tensões residuais não foram medidas. A força necessária para a cravação por prensagem ao final da instalação, segundo Cooke et al. (1980), foi de 95 kN comparada com 82 kN no caso da estaca A e 94 kN no caso da estaca B.

Conforme Cooke et al. (1980), quando o número de estacas em um grupo é tal que as estacas possam estar presentes em mais de uma posição, isto é, estaca

central, estaca do canto, estaca do meio da face, etc. a forma do carregamento torna-se importante e é aconselhável considerar duas condições extremas, a saber: estacas igualmente carregadas e estacas com iguais deslocamentos. Embora no caso de uma fileira de três estacas a diferença entre as duas condições de carregamento seja pequena, foi percebida a importância de investigar ambos os casos.

Os ensaios no grupo de 3 estacas em linha, e em cada uma individualmente, foram executados de modo similar àqueles executados para as estacas A e B, sendo a carga em cada estaca limitada em 40 kN.

Os ensaios para análise das estacas com iguais deslocamentos levaram mais tempo que os das estacas igualmente carregadas, já que necessitava se equalizar os recalques através de manipulação da pressão do macaco hidráulico e devido à dificuldade de manter a carga constante até que os recalques estabilizassem.

2.3.5.1 Cronograma dos ensaios das estacas A, B e C

No ensaio 4 incrementos de carga iguais foram aplicados às três estacas (conectando os macacos hidráulicos em paralelo) até 40 kN em cada estaca, com medidas de transferência de carga nas estacas A e B e deslocamentos do solo. O ensaio 4 ocorreu 13 meses após a instalação da B e 6 meses após a instalação da C.

No ensaio 5 foram efetuados carregamentos incrementais em cada uma das estacas separadamente até 40 kN com medidas de transferência de carga e deslocamentos do solo para interpretação dos ensaios 4, 6 e 7. O ensaio 5 ocorreu 13 meses após a instalação da estaca B e 6 meses após a instalação da estaca C.

No ensaio 6 foram efetuados carregamentos incrementais até a carga máxima de 40 kN nas estacas das extremidades com ajustes individuais dos macacos hidráulicos, incluindo a estaca central, a fim de obter recalques idênticos nas três estacas. Medidas de transferência de carga e deslocamentos do solo também foram obtidas. O ensaio 6 ocorreu 13 meses após a instalação da estaca B e 6 meses após a instalação da estaca C.

2.3.6 Provas de carga das estacas A, B e C com bloco de coroamento

Após a conclusão dos ensaios com as estacas A, B e C, um bloco de coroamento em concreto armado foi executado no topo das estacas. Os recalques do bloco foram medidos por transdutores para os incrementos de carga até 120 kN.

A pressão em cada macaco hidráulico foi controlada separadamente e pequenos ajustes foram realizados durante os incrementos de carga para que os recalques do bloco fossem tão uniformes quanto possível (Cooke et al., 1980).

2.3.6.1 Cronograma dos ensaios das estacas A, B e C com bloco de coroamento

No ensaio 7, o grupo de três estacas com bloco de coroamento em contato com a superfície do terreno argiloso foi carregado de forma incremental até 120 kN e a distribuição do carregamento foi ajustada para assegurar, tanto quanto possível, recalques uniformes do bloco. O ensaio 7 ocorreu 8 meses após a instalação da estaca C e 2 semanas após a execução do bloco de coroamento.

2.3.7 Considerações finais

Nesta dissertação foram reproduzidos, através da modelagem computacional, os ensaios 1, 2, 4, 5 e 7. Face à reduzida permeabilidade do maciço e ao pequeno intervalo entre os ensaios 2 e 3 (6 semanas), seus resultados foram praticamente equivalentes, não justificando a modelagem de ambos. O ensaio 6 contemplou uma série de ajustes nos equipamentos de medidas, que dificultariam sua reprodução numérica, fugindo do escopo do presente estudo. Além deste aspecto, o resultado do ensaio 6 foi muito semelhante ao do ensaio 4, contemplado nas análises com o Plaxis.3D Foundation

Como salientado, o principal objetivo do trabalho de Cooke et al. (1980) era observar a extensão na qual o princípio da superposição pudesse ser aplicado com relação às cargas e deslocamentos do solo quando pequenos grupos de estacas são carregados. Para fazer isto de forma simples e clara é necessário examinar as mudanças nos “esforços” das estacas e nos deslocamentos do solo resultantes da aplicação de cargas nas estacas.

Finalmente, a existência de tensões residuais ao final da instalação das estacas, e após cada ensaio, já foi citada. Os efeitos destas tensões residuais no

comportamento subsequente das estacas em condições de trabalho foi discutido em detalhe em Cooke et al. (1979). Este assunto foge ao escopo desta dissertação.

2.4 Validação do programa Plaxis 3D Foundation através do estudo de caso documentado em argila rija

Inicialmente, são apresentados os aspectos envolvidos na modelagem, tais como geometria do estaqueamento, condições de contorno, geração da malha, elementos representativos das estacas, do bloco de coroamento e da placa metálica, modelos constitutivos e parâmetros representativos dos solos. Em seguida são apresentadas as fontes dos dados utilizados nas análises e os resultados obtidos para o ensaio 1. Posteriormente são discutidos alguns fatores que influenciam os resultados numéricos e, finalmente, são apresentadas as análises dos resultados obtidos na modelagem dos demais ensaios.

2.4.1 Aspectos geométricos da modelagem computacional

Este item resume os aspectos relevantes na determinação da geometria, condições de contorno e materiais, procurando-se respeitar a ordem em que foram utilizados na modelagem do caso proposto. Procurou-se utilizar o sistema internacional de unidades e o tempo em dias.

São admitidos pelo programa aceleração da gravidade de $9,8 \text{ m/s}^2$, atuando na direção do eixo (y) negativo, e peso específico da água (γ_w) de 10 kN/m^3 .

Os limites geométricos da modelagem no plano horizontal (X-Z), paralelo ao terraplano, conforme Figura 2.14, compreendem, no caso, a região delimitada pelas seguintes coordenadas: $x_{\min} = -20\text{m}$; $x_{\max} = 20\text{m}$; $z_{\min} = -20\text{m}$ e $z_{\max} = 20\text{m}$.

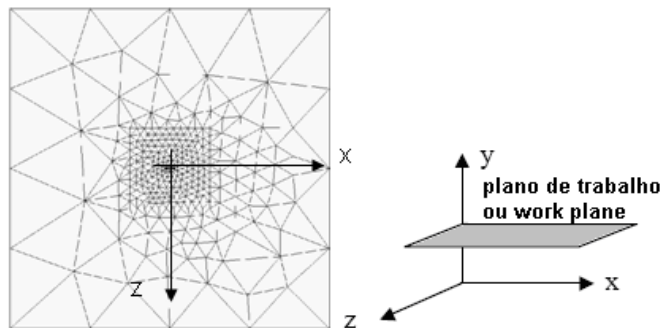


Figura 2.14- Sistema de eixos no plano horizontal – Plaxis 3D Foundation.

Estas dimensões foram suficientes para evitar a influência dos contornos na magnitude dos deslocamentos previstos, já que para distâncias em relação às estacas testadas maiores que 12,5 diâmetros (2,1 m), os efeitos nos deslocamentos devido ao carregamento da estaca são mínimos, conforme Cooke et al. (1980).

No presente caso, o terrapleno foi determinado na cota $Y=0$ m, a partir da qual foi definida uma camada única de argila (London Clay) até a cota de $Y=-30$ m. As propriedades geotécnicas da mesma serão descritas mais adiante.

As condições de restrição de deslocamentos nos contornos da região são determinadas automaticamente, consistindo em restrições verticais e horizontais.

Um aspecto relevante na modelagem é a presença da água. No caso em estudo, admitiu-se condição hidrostática, em que o nível d'água considerado coincide com o topo do terreno ($y=0$ m).

Várias sondagens podem ser introduzidas para a definição de camadas não horizontais. Porém, como no caso analisado ocorre situação de perfil uniforme, foi suficiente uma única sondagem.

2.4.2 Modelo e parâmetros do solo utilizados nas análises numéricas dos ensaios de Cooke et al. (1980)

Para representação do comportamento do solo, o programa Plaxis possui vários modelos constitutivos que devem se adequar às características do perfil. O modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb foi adotado.

Neste modelo, os parâmetros representativos são: módulo de deformabilidade (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e ângulo de dilatância (ψ). Devem ser também fornecidos os pesos específicos (γ) e as permeabilidades (k) dos diversos horizontes de solo. Para definição destes parâmetros, foram consultados, selecionados e utilizados dados apresentados por diversos autores.

O peso específico foi obtido de Kovacevic et al. (2001), citados por Davies et al. (2008). Os autores sugerem peso específico (γ) variando entre 18,1 a 18,8 kN/m³ para a argila de Londres e permeabilidade na faixa de $2 \cdot 10^{-10}$ a $5 \cdot 10^{-9}$ m/s. Adotou-se nas análises o valor de 18 kN/m³ para o peso específico.

Gaspare (2005) cita extensa investigação realizada por Bishop et al. (1965), Ward et al. (1959, 1965), Webb (1964) e Skempton et al. (1969) sobre a argila de Londres, especialmente as do Sudoeste. Os dados também foram analisados por

Wroth (1972) e revisitados por Burland (1990). Hight e Jardine (1993) investigaram as características da argila do centro de Londres correlacionadas com a sua Geologia. Standing e Burland (2005) salientaram os efeitos das características geológicas da argila nas aplicações de engenharia. Hight et al. (2003) adicionaram informações sobre a argila com base em ensaios realizados no terminal 5 do aeroporto de Heathrow.

O alto grau de pré-adensamento da argila de Londres dá origem a elevadas tensões horizontais, resultando em valores de K_0 superiores a 1. Skempton (1961) e Skempton e La Rochelle (1965) verificaram que no trecho superior (até 10 m), K_0 varia entre 2,0 e 2,5, tendendo a diminuir com o aumento da profundidade, chegando a 1,5 a cerca de 30 m de profundidade. Na Figura 2.15, os perfis de K_0 sugeridos por Bishop et al. (1965) e Hight et al. (2003) para alguns locais são traçados.

Hight e Higgins (1995), citados por Addenbrooke et al. (1997), sugerem o valor de K_0 de 1,5 entre as profundidades de 10 m e 30 m. Na presente aplicação, que contempla estacas a profundidades de 4,5m, adotou-se K_0 de 2.

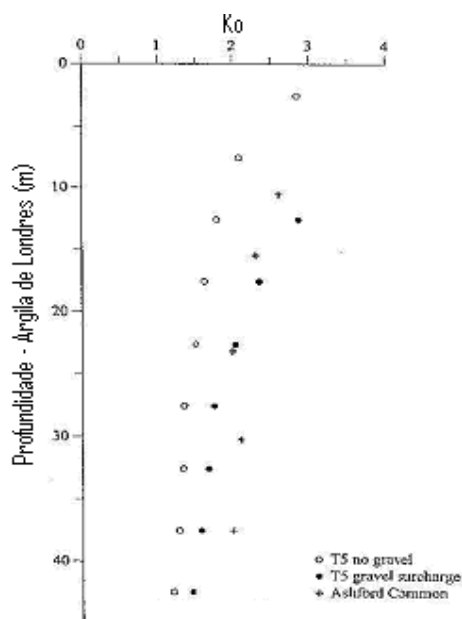


Figura 2.15- Coeficiente de empuxo no repouso (K_0) para a argila de Londres - T5 e Ashford Common (adaptado de Hight et al., 2003).

A permeabilidade da argila de Londres é fortemente associada às suas unidades litológicas. Hight et al. (2003) resumiram as permeabilidades horizontais em diferentes locais do centro de Londres (Figura 2.16).

Já Standing e Burland, (2005) observaram em St. James' Park um valor de permeabilidade de cerca de $1 \cdot 10^{-11}$ m/s, que aumentou para $4 \cdot 10^{-11}$ m/s em áreas que haviam sido submetidas à erosão.

Tais valores estão em consonância com os sugeridos por Kovacevic et al. (2001) ($2 \cdot 10^{-10}$ a $5 \cdot 10^{-9}$ m/s). Adotou-se o valor de $5 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Os autores consultados citam que a argila de Londres é um exemplo típico de uma argila plástica rígida e que apresenta fissuras. Hight e Jardine (1993) observaram que a fragilidade desta argila tende a aumentar com a profundidade.

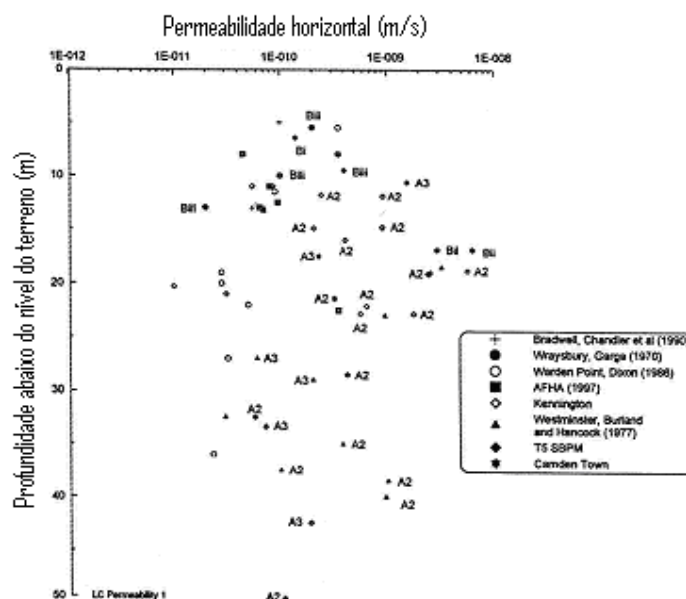


Figura 2.16- Permeabilidade horizontal em diferentes locais (adaptado de Hight et al., 2003).

Hight et al. (2003) observaram que a envoltória de resistência de amostras que cisalharam ao longo de fissuras pré-existent apresentaram $c' = 0$ e $\phi' = 20^\circ$, correspondendo a uma envoltória residual, Figura 2.17.

Estes autores também notaram que algumas amostras mobilizaram uma resistência residual correspondente a $c' = 0$ e $\phi' = 12^\circ$, próxima aos valores de $c' = 0$ e $\phi' = 15^\circ$ encontrados por Bishop et al. (1965) e por Skempton (1944), citados por Gasparre (2005). Skempton (1977) verificou que a resistência ao longo das fissuras e juntas deve ser semelhante à de amostras normalmente adensadas reconstituídas, conforme Figura 2.18.

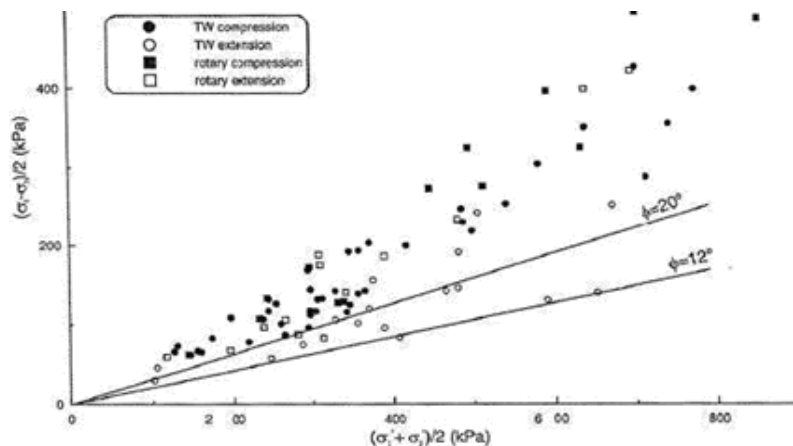


Figura 2.17- Ensaios de compressão e extensão triaxial (Hight et al., 2003).

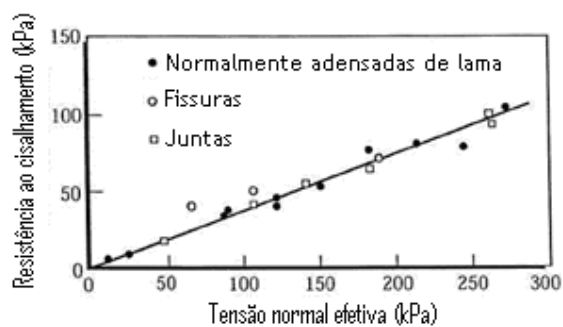


Figura 2.18- Envoltória de resistência de amostras adensadas de lamas e amostras naturais cisalhadas ao longo de fissuras pré-existent (adaptado de Skempton, 1977).

Hight e Jardine (1993) verificaram que mudanças na litologia da argila de Londres influenciam a envoltória de resistência não drenada. Os autores observaram que as zonas com maior teor de areia, são associadas a uma maior resistência efetiva do que as argilas plásticas adjacentes. Este fato induz a uma mudança do intercepto de coesão com a profundidade. Observaram também que ocorrem camadas arenosas nas profundidades entre 15-18 m, 24-27 m e abaixo de 30 m, de modo na que profundidade inferior a 25 m o material pode ser classificado como argila dura. As diferentes envoltórias para amostras de diferentes profundidades, do centro de Londres são mostradas na Figura 2.19. As envoltórias obtidas por Hight et al. (2003) no terminal 5 do aeroporto de Heathrow está em concordância com esse padrão. No trabalho de Cooke et al (1980) tais camadas arenosas não foram citadas.

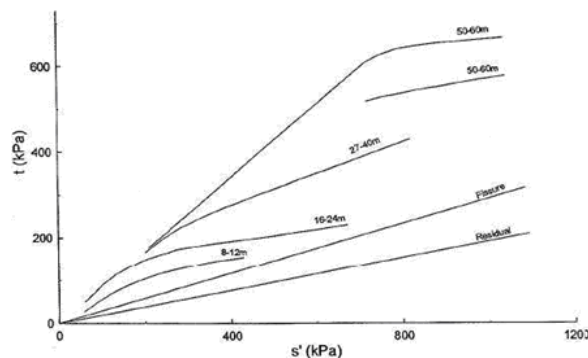


Figura 2.19- Envoltórias de pico e residuais para diversas amostras naturais da Argila de Londres e resistência ao longo de fissuras (Hight e Jardine, 1993).

Standing e Burland (2005) correlacionaram as mudanças na resistência não drenada da argila de Londres com mudanças no teor de umidade e, portanto, com a litologia. Os autores observaram que em St. James' Park a resistência tende a diminuir nas unidades litológicas com maior umidade.

O comportamento anisotrópico da argila de Londres foi primeiramente abordado por Bishop et al. (1965), Bishop (1966) e Atkinson (1973), comparando amostras cisalhadas horizontalmente e verticalmente. As amostras deformam mais na direção de deposição, a vertical, do que no plano de deposição, o horizontal (Atkinson, 1973, Hight et al., 1997, Wongsaroj et al. 2004).

Dados de ensaios de laboratório, ilustrados na Figura 2.20, mostram que o parâmetro elástico G_{max} para a argila de Londres é dependente do nível de tensão. (Wongsaroj et al., 2004).

A magnitude dos módulos cisalhantes G_{hh} , G_{vh} e G_{hv} muda com a localização e profundidade, mas G_{hh} é superior a G_{vh} e G_{hv} , onde (G_{hh}) é o módulo cisalhante no plano horizontal e (G_{vh} e G_{hv}) são os módulos cisalhantes no plano vertical.

A partir de ensaios em amostras indeformadas da argila de Londres, cisalhadas horizontal e verticalmente, Jovicic e Coop (1998) verificaram que G_{vh} e G_{hv} eram idênticos. O autores também encontraram a razão G_{hh}/G_{vh} constante com a profundidade e igual a cerca de 1,5. Estas observações foram confirmadas por outras medições em diferentes locais no centro de Londres (Hight et al., 2003; Wongsaroj et al., 2004).

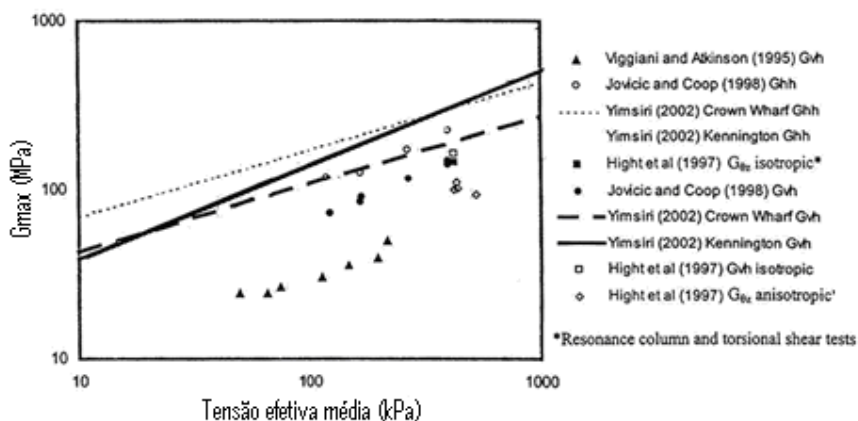


Figura 2.20- Variação do módulo cisalhante com a tensão efetiva média (adaptado de Wongsaroj et al., 2004).

Velocidades das ondas sísmicas cisalhantes medidas em ensaios do tipo cross-hole e down-hole no terminal 5 do aeroporto Heathrow mostram que neste local o módulo cisalhante G_{hh} é cerca de 50-100% superior aos G_{vh} ou G_{hv} , que foram iguais, conforme Figura 2.21. Estes valores mostraram-se coerentes com módulos obtidos em outros locais na região central de Londres.

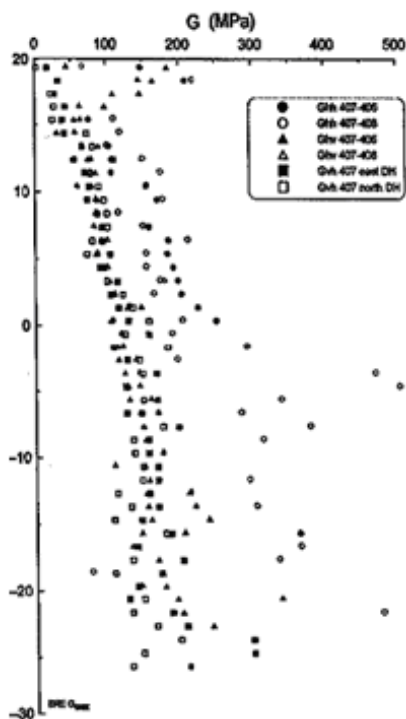


Figura 2.21- Módulos cisalhantes horizontais e verticais ao longo da profundidade em T5 (Hight et al, 2003).

Na Figura 2.22 e Figura 2.23 são apresentados a resistência não drenada e valores do módulo de elasticidade não drenado (E_u) a partir de ensaios de laboratório. Tais resultados foram obtidos em trabalho de Marsland (1971 e 1974), citados por Cooke et al. (1979). Valores da resistência não drenada variando de 35 kN/m^2 , no nível do terreno, e crescente com a profundidade, 9,25 $\text{kN/m}^2/\text{m}$, chegando a 78 kN/m^2 na profundidade de 4,6m, foram utilizados na modelagem.

Já os valores do módulo de elasticidade não drenado na Figura 2.23 variam de 7 MN/m^2 no nível do terreno, aumentando em 1,09 $\text{MN/m}^2/\text{m}$ com a profundidade, chegando ao valor de 12 MN/m^2 na profundidade de 4,6 m. (Cooke et al., 1979).

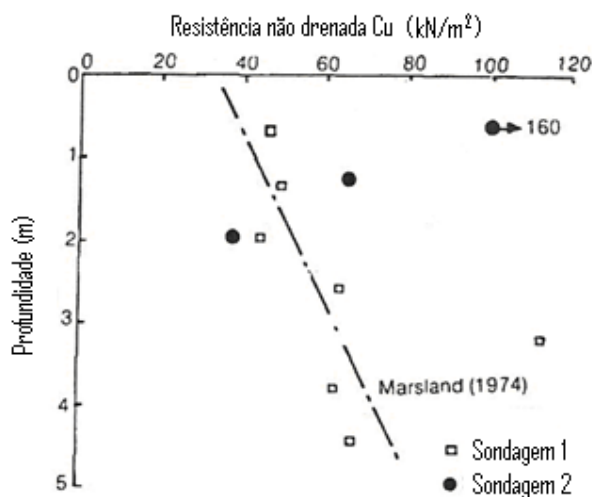


Figura 2.22- Resistência não drenada (adaptado de Cooke et al., 1979).

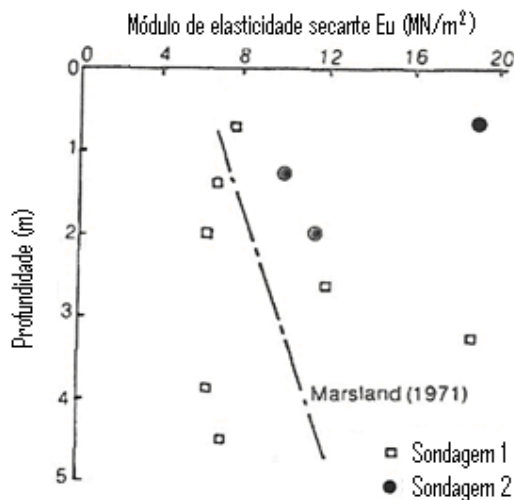


Figura 2.23- Módulo de elasticidade secante (adaptado de Cooke et al., 1979).

Jardine et al. (1986) citam que a acurácia das previsões de comportamento dos casos de obra é função da determinação adequada dos parâmetros elásticos (E , G , etc) e suas variações com a profundidade. No entanto, os autores provaram ser difícil medir esses parâmetros elásticos. Em especial, os resultados dos ensaios de laboratório convencionais freqüentemente fornecem parâmetros muito inferiores àqueles obtidos em medições de campo. Esta discrepância foi explorada para a argila de Londres por St John (1975) e resultou em um forte movimento no sentido da realização de ensaios in situ (Marsland, 1971, Windle e Wroth, 1977).

Ensaio realizado por Marsland (1971) em placas de 865 mm de diâmetro no mesmo local, citados por Cooke et al. (1979), sugerem módulo não drenado superior a 50 MN/m^2 para um carregamento de 50% da capacidade de carga. Marsland considerou os valores mais elevados obtidos neste ensaio mais apropriados que os dos demais ensaios para a análise do comportamento de fundações.

Cooke et al. (1979) mostram graficamente a variação do módulo cisalhante médio ao longo da execução das séries de ensaios, conforme Figura 2.24(a). O valor do módulo cisalhante médio, graficamente, é de 32 MN/m^2 , chegando até 35 MN/m^2 .

Na Figura 2.24(b) são plotados os módulos cisalhantes de Butterfield and Banerjee's (1971), citados por Cooke et al. (1979), de cerca de 10 MN/m^2 no topo do terreno e 60 MN/m^2 a 4,5 m, muito próximos dos de Hight et al (2003), de aproximadamente 11 MN/m^2 no topo do terreno e 59 MN/m^2 na profundidade de 4,5 m. Addenbrooke et al. (1997) apresentam diversas relações do módulo não drenado (E_u) com a tensão efetiva média, reproduzidas na Figura 2.25.

Outros autores estimaram os parâmetros elásticos para a argila de Londres, a saber: Abbiss² (1977) citado por Cooke et al. (1979), usando métodos geofísicos, registrou valores de G variando de 12 MN/m^2 a 2m de profundidade até 21 MN/m^2 na profundidade de 5 m. Randolph e Wroth (1979) estimaram os módulos cisalhantes em 10 MN/m^2 ao nível do terreno e 45 MN/m^2 na profundidade da base das estacas ensaiadas por Cooke et al. (1980). Estes valores foram também utilizados por Santana (2008). Gasparre (2005) estimou G_{nv} de 47 MN/m^2 na profundidade de 5 m, chegando a 60 MN/m^2 a 10m. Fleming (1992) utilizou valores de E de 50 MN/m^2 e $C_u = 200 \text{ MN/m}^2$.

² Comunicação pessoal de Abbiss para Cooke et al..

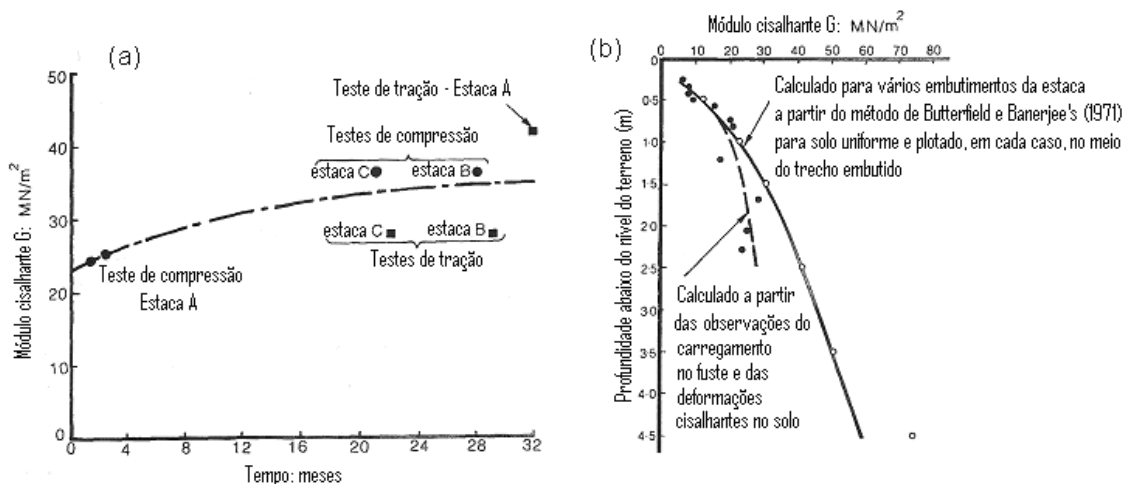


Figura 2.24- (a) Variação do módulo cisalhante médio com o tempo e (b) do módulo cisalhante próximo ao fuste da estaca com a profundidade (adaptado de Cooke et al., 1979).

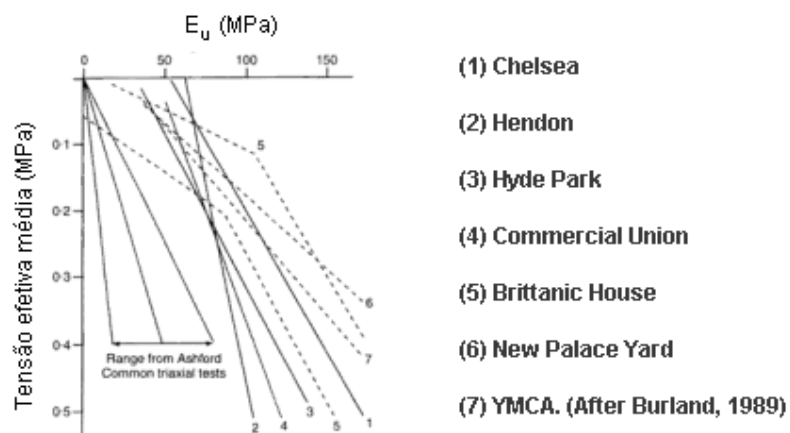


Figura 2.25-Variação do módulo de elasticidade não drenado com a tensão normal efetiva média para a argila de Londres, em vários locais (adaptado de Addenbrooke et al., 1997).

Vale observar que para velocidades de cisalhamento lentas e médias em ensaios na argila de Londres, Sandroni (1977) observou que até a poropressão máxima, o comportamento da argila de Londres foi insensível às velocidades de cisalhamento. Porém, para velocidades mais elevadas, a resistência não drenada do solo aumentou. O autor observou que o comportamento da argila foi influenciado pela poropressão negativa gerada no plano de cisalhamento e para velocidades de cisalhamento mais rápidas o tempo de equalização das poropressões foi menor.

No caso em apreço, com base na bibliografia consultada, são adotados nas análises do Plaxis os módulos cisalhantes variando de 11 MN/m², próximo à superfície do terreno, até 59 MN/m², na profundidade de 4,5 m, o que resulta num valor médio de 35 MN/m². Tais valores correspondem aos módulos de elasticidade de 33 MN/m² na superfície e 177 MN/m² na profundidade de 4,5 m. Há que salientar que no Plaxis são adotados um valor referencial e um valor incremental, a saber:

$$E(0) = 33.000 \text{ kN/m}^2 = 33 \text{ MN/m}^2, \text{ ou seja, } G(0) = 11 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{\text{inc}} = 32.000 \text{ kN/m}^2 / \text{m}, \text{ ou seja, } G_{\text{inc}} = 10,7 \cong 11 \text{ MN/m}^2/\text{m}$$

Vale observar que Butterfield and Banerjee's (1971), citados por Cooke et al. (1980), consideram o solo com módulo de elasticidade crescente com a profundidade, através da equação:

$$E(z) = E(0) + mz \tag{49}$$

onde $E(z)$ é o módulo na profundidade z ; $E(0)$ é o módulo na superfície do terreno e (m) relaciona o aumento de (E) com a profundidade (z) .

Cooke et al. (1980) comentam que: para $E(0) = 0$ e $m = 35 \text{ MN/m}^2$, tem-se $E(4,6 \text{ m}) = 161 \text{ MN/m}^2$ e consideram tais valores como aceitáveis. Com o módulo de elasticidade (E) igual a $3G$ para uma condição não drenada, tem-se $G(4,6 \text{ m}) = 54 \text{ MN/m}^2$. Este valor é consistente com os valores adotados na análise numérica de Butterfield and Banerjee's (1971), com os valores de ensaios sísmicos reportados por Hight et al. (2003), com os módulos cisalhantes médios apresentados em Cooke et al (1979) também concordantes com o valor superior a 50 MN/m^2 sugerido por Marsland (1971).

Nas tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 são apresentados os parâmetros utilizados nesta dissertação na modelagem numérica dos ensaios 1, 2, 4, 5 e 7.

Cabe observar que na ocasião em que as análises principais foram efetuadas não foram encontrados valores representativos para o índice de vazios da argila de Londres, adotou-se então a opção padrão do Plaxis 3D Foundation ($e=0,5$). Ao efetuar-se a análise de sensibilidade encontrou-se referência citando valor superior ao arbitrado inicialmente ($e=0,9$), contudo nenhuma variação foi observada, em termos de recalque e de transferência de carga, ao realizar-se análise do ensaio 2 com tal valor.

Com relação ao parâmetro de resistência na interface (R_{inter}), no item 2.4.6 são descritos alguns aspectos relevantes.

Tabela 2.1- Parâmetros do solo - Análises dos ensaios de Cooke et al. (1980).

Peso específico natural	γ_{unsat}	16	kN/m^3
Peso específico saturado	γ_{sat}	18	kN/m^3
Módulo de Elasticidade referencial	E_{ref}	33 000	kN/m^2
Módulo de Elasticidade incremental	E_{inc}	32 000	$\text{kN/m}^2/\text{m}$
Coesão referencial	C_{ref}	35	kN/m^2
Coesão incremental	C_{inc}	9,25	$\text{kN/m}^2/\text{m}$
Cota de referência para incrementos	y_{ref}	0	M
Coefficiente de Poisson	ν	0,499	-
Ângulo de atrito	ϕ	0	(°)
Ângulo de Dilatância	ψ	0	(°)
Coefficiente de Empuxo no Repouso	K_o	2	-
Índice de vazios inicial	e_i	0,5	-
Fator de redução de resistência nas interfaces	R_{inter}	0,75	-
Permeabilidades	k	$5 \cdot 10^{-9}$	m/dia
Módulo cisalhante referencial	G_{ref}	11	MN/m^2
Módulo cisalhante incremental	G_{inc}	$10,7 \cong 11$	MN/m^2

2.4.3 Parâmetros do bloco de coroamento, da placa metálica e das estacas utilizadas nas análises

Como as estacas ensaiadas possuíam ponta cônica fechada, as mesmas foram modeladas como estacas maciças com peso específico equivalente como mostrado a seguir, através da equação (50). Ao final deste item segue também o resumo dos parâmetros adotados para as estacas (Tabela 2.2), para o bloco de coroamento (Tabela 2.3) e para a placa metálica, (Tabela 2.4).

$$\gamma_{\text{eq}} = \frac{A_{\text{real}} \cdot \gamma_{\text{real}}}{A_{\text{eq}}} \quad (50)$$

$$A_{\text{real}} = \frac{\pi \cdot \phi_{\text{ext}}^2}{4} - \frac{\pi \cdot \phi_{\text{int}}^2}{4} \quad (51)$$

$$A_{\text{eq}} = \frac{\pi \cdot \phi_{\text{eq}}^2}{4} \quad (52)$$

em que A_{real} é a área da estaca tubular metálica real ($0,0032 \text{ m}^2$), ϕ_{ext} é o diâmetro externo ($0,168 \text{ m}$), ϕ_{int} é o diâmetro interno ($0,1552 \text{ m}$), γ_{real} é o peso específico real

(78,5 kN/m³), A_{eq} é a área da estaca metálica maciça equivalente (0,0222 m²), ϕ_{eq} é o diâmetro (0,168 m) e γ_{eq} é o peso específico equivalente (11,32 kN/m³).

Para a determinação dos momentos de inércia I_2 e I_3 das estacas, usou-se a equação (53) e chegou-se ao valor de $1,08 \cdot 10^{-5}$ m⁴. Já o momento de inércia I_{23} , conforme o manual do Plaxis, é nulo para estacas simétricas.

$$I_2 = I_3 = \frac{\pi}{64} \cdot (\phi_{ext}^2 - \phi_{int}^2) \quad (53)$$

O módulo de elasticidade adotado para a estaca em aço é de 210 GPa, ou seja, $2,1 \cdot 10^8$ kN/m².

Tabela 2.2- Parâmetros das estacas - Análises dos ensaios de Cooke et al. (1980).

Tipo de estaca utilizada na modelagem	–	Embedded pile	-
Módulo de Elasticidade referencial	E_{ref}	$2,1 \cdot 10^8$	kN/m ²
Peso específico equivalente	γ_{eq}	11,32	kN/m ³
Área real da seção transversal	A	$3,2 \cdot 10^{-3}$	M ²
Momento de inércia	$I_2 = I_3$	$1,08 \cdot 10^{-5}$	M ⁴
Momento de inércia	I_{23}	0	kN/m ² /m
Distribuição da resistência por atrito	-	Linear	-
Resistência por atrito no topo da estaca	$T_{top,max}$	11	kN/m
Resistência por atrito na ponta da estaca	$T_{bot,max}$	18	kN/m
Resistência na ponta	F_{max}	30	kN

Tabela 2.3- Parâmetros do bloco - Análises dos ensaios de Cooke et al. (1980).

Material model	–	Linear elástico	-
Material type		Non porous	
Peso específico natural	γ_{unsat}	24	kN/m ³
Peso específico saturado	γ_{sat}	24	kN/m ³
Módulo de Elasticidade referencial	E_{ref}	$2,1 \cdot 10^7$	kN/m ²
Módulo de Elasticidade incremental	E_{inc}	0	kN/m ² /m
Cota de referência para incrementos	y_{ref}	0	m
Coefficiente de Poisson	ν	0,2	-
Fator de redução de resistência nas interfaces	R_{inter}	1	-
Permeabilidades	k	0	m/dia

Tabela 2.4- Parâmetros da placa - Análises dos ensaios de Cooke et al. (1980).

Elemento utilizado na modelagem	–	“floor”	-
Material Model	–	Linear elástico	-
Peso específico	γ	78,5	kN/m ³
Espessura da placa	d	0,025	m
Módulo de Elasticidade	E	2,1.10 ⁸	kN/m ²
Coefficiente de Poisson	ν	0,1	-

2.4.4 Modelagem dos carregamentos das análises de Cooke et al. (1980)

As séries de carregamentos foram modeladas através de incrementos de cargas pontuais (point load) seguindo o seguinte critério: a partir do estágio inicial (tensões iniciais), são simuladas a execução das estacas e seus respectivos carregamentos. Por exemplo, para o carregamento de 40 kN na estaca A com as estacas A, B e C instaladas, tem-se:

- i) Fase 0 - Fase inicial;
- ii) Fase 1 – A partir da fase inicial, estacas A, B e C instaladas simultaneamente, já que o programa não contempla o efeito de execução, e carregamento em A de 10 kN;
- iii) Fase 2 - A partir da fase inicial, idem Fase 1 e carregamento em A de 20 kN;
- iv) Fase 3 - A partir da fase inicial, idem Fase 1 e carregamento em A de 30 kN;
- v) Fase 4 - A partir da fase inicial, idem Fase 1 e carregamento em A de 40 kN.

No caso de bloco de coroamento, a partir do estágio inicial, são incluídos o bloco de coroamento, a placa metálica, as estacas e seus respectivos carregamentos.

Tal procedimento foi necessário para a obtenção do recalque e da transferência de carga para cada incremento de carga (10 kN, 20 kN, 30 kN e 40 kN), conforme instrumentado por Cooke et al. (1980).

Tal procedimento foi repetido para carregamento de uma única estaca (isoladamente, com duas estacas instaladas e com três estacas instaladas) para os ensaios sem bloco de coroamento e para o carregamento de três estacas simultaneamente (com três estacas instaladas) com e sem bloco de coroamento.

2.4.5 Tipo de análise adotada

Para modelar o comportamento não drenado da argila, o Plaxis disponibiliza quatro alternativas de análise, conforme citado anteriormente. Na presente aplicação foram realizadas análises não drenadas em termos de tensões totais. Neste tipo de análise, Brinkgreve et al. (2007) sugerem a adoção de valor nulo para a dilatância, $\psi=0$, até mesmo no caso de argila fortemente pré-adensada.

Para a determinação das tensões iniciais, o Plaxis 3D Foundation disponibiliza dois procedimentos: procedimento K_0 (“ K_0 procedure”) e carregamento gravitacional (“Gravity loading”). Na análise foram consideradas as tensões no repouso, calculadas a partir do procedimento K_0 , que corresponde ao cálculo das tensões geostáticas com coeficiente de empuxo no repouso (K_0) igual a 2.

2.4.6 Interface solo-estrutura

Na modelagem dos casos em que não há bloco de coroamento, optou-se por variar o parâmetro R_{inter} mesmo que este não interferisse no ajuste entre as previsões numéricas e os dados experimentais. Isto porque no caso da estaca adotada (“embedded pile”) a interação estaca-solo (no caso de uma distribuição linear da resistência por atrito) não é regida por este parâmetro. O mecanismo de interação envolve apenas a capacidade de carga da estaca e o mecanismo de transferência de carga (resistência por atrito e parcela resistida pela ponta), conforme apresentado no item 2.2.7. Este procedimento de variação de R_{inter} foi realizado para ilustrar a não interferência deste parâmetro nos resultados. Já na modelagem do caso em que há bloco de coroamento, optou-se por adotar para R_{inter} o valor 0,75, valor mais comumente adotado, para a interface estaca-solo e 1 para a interface bloco-solo, sendo que esta última é regida pelas expressões citadas anteriormente.

2.4.7 Malha de elementos finitos das análises de Cooke et al. (1980)

Na tentativa de otimizar o esforço computacional e o tempo das análises, a malha bidimensional foi refinada junto ao grupo de estacas e menos refinada a maiores distâncias das estacas. Detalhes das malhas geradas são mostrados nas Figura 2.26 e Figura 2.27.

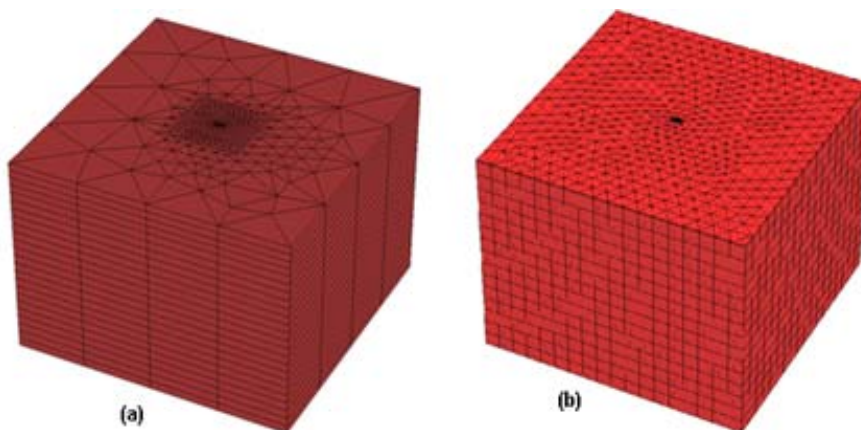


Figura 2.26- Malha tridimensional gerada para as análises sem bloco de coroamento (a) e com bloco de coroamento (b) dos ensaios de Cooke et al. (1980).

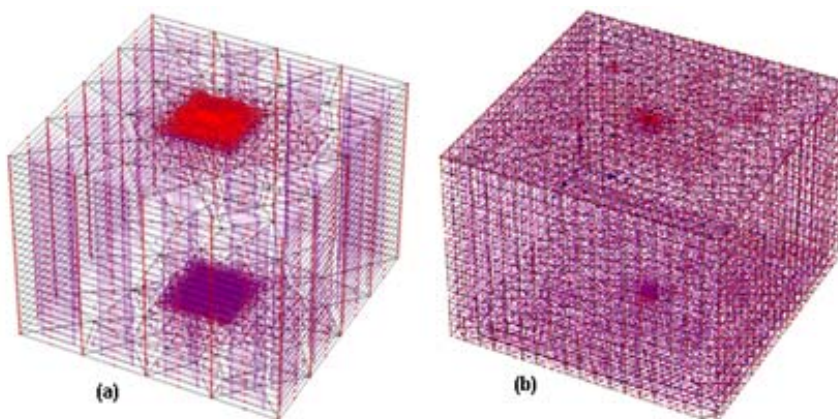


Figura 2.27- Nós e pontos de Gauss das malhas geradas para as análises sem bloco de coroamento (a) e com bloco de coroamento (b) dos ensaios de Cooke et al. (1980).

A malha tridimensional gerada foi refinada na direção vertical, a fim de melhorar a análise do mecanismo de transferência de carga. Para as análises dos ensaios de Cooke et al. (1980), sem bloco de coroamento, a malha possui 15450 elementos e 40561 nós e para as análises com bloco de coroamento, 17496 elementos e 47752 nós.

2.4.8 Resultado do ensaio 1 - Fileira com duas estacas (B e A)

Na intenção de avaliar a interação entre estacas igualmente carregadas Poulos (1968), item (1.2.2.3), introduziu o fator de interação (α):

$$\alpha = \frac{\rho_{12}}{\rho_{11}} \quad (54)$$

que equivale à equação (4), onde (ρ_{12}) é o recalque adicional da estaca (1) devido à estaca adjacente (2) e (ρ_{11}) é o recalque da estaca (1) devido ao seu próprio carregamento. Fatores deste tipo são de grande auxílio para a compreensão do comportamento de grupo de estacas, mas para conveniência na interpretação dos dados obtidos o fator de interação foi redefinido por Cooke et al. (1980) como:

$$\Omega = \frac{\bar{\rho}_{12}}{\rho_{22}} \quad (55)$$

em que $(\bar{\rho}_{12})$ é o recalque induzido na estaca (1) devido ao carregamento da estaca (2) e (ρ_{22}) é o recalque da estaca carregada (2).

Outro termo de grande utilidade é a relação de recalque (R_S), item 1.2.2, definida como a razão entre o recalque médio do grupo e o recalque de uma estaca isolada suportando uma carga igual à carga média suportada pelas estacas do grupo.

No caso particular de duas estacas similares, igualmente carregadas no mesmo solo, os deslocamentos ou recalques adicionais de ambas as estacas devido à sua interação são iguais. Então:

$$R_S = 1 + \Omega_s \quad (56)$$

onde Ω_s é o valor do fator de interação para o espaçamento s , sendo que é uma prática usual medir o espaçamento entre estacas verticais através de seus eixos e expressar a distância como múltiplo do diâmetro da estaca.

Cooke et al. (1980) observam que quando ambas as estacas são carregadas simultaneamente seus recalques são praticamente iguais para todos os níveis de carregamento e ambos são cerca de 25% maiores do que o recalque da estaca carregada isoladamente, ou seja, para um espaçamento de 3 diâmetros R_S é igual a 1,25. A análise numérica utilizando o Plaxis mostrou boa concordância com os resultados obtidos conforme apresentado na Tabela 2.5 e Figura 2.28. O valor do fator de interação Ω_3 obtido da análise numérica para um espaçamento de três diâmetros foi de 0,20 e o valor de R_S foi de 1,20.

As curvas carga-recalque, das estacas A e B carregadas simultaneamente são apresentadas na Figura 2.28 e comparadas com a curva carga-recalque obtida ao final do ensaio da estaca A, antes da estaca B ser instalada, tanto para os valores obtidos numericamente quanto para os obtidos experimentalmente (Tabela

2.5). Na Figura 2.29 são mostrados os deslocamentos verticais obtidos num plano passando pelo eixo das estacas e as respectivas vistas, para ambas as análises.

Tabela 2.5- Resultados do ensaio 1 - Recalques da estaca A carregada isoladamente e recalques em A obtidos quando B e A foram carregadas simultaneamente (mm).

	Carga (kN)					
	10	20	30	40	50	57.5
Experimental						
Carregamento em A	0,09	0,17	0,25	0,34	0,42	0,49
Carregamento em B e A	0,11	0,20	0,31	0,42	0,52	0,63
Análise Plaxis 3D Foundation						
Carregamento em A	0,09	0,17	0,26	0,35	0,44	0,51
Carregamento em B e A	0,10	0,20	0,31	0,41	0,51	0,60

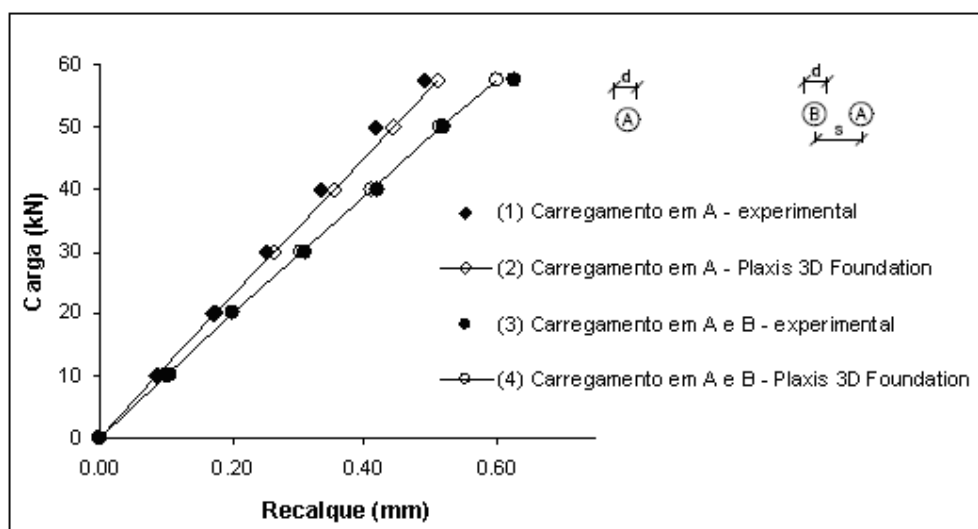


Figura 2.28- Curva carga recalque para a estaca A – Ensaio 1.

Cooke et al. (1980) ressaltam que as curvas carga-recalque tendem a se afastar de um comportamento tipicamente linear acima de 40 kN e, por essa razão, as cargas aplicadas em cada estaca individualmente nos ensaios subsequentes foram limitadas a este patamar. Na análise numérica este limite não é facilmente percebido, ainda assim, de forma geral, os resultados apresentados no ensaio 1 viabilizam a utilização do programa Plaxis 3D Foundation para a análise dos demais ensaios realizados por Cooke et al (1980) com a finalidade de validar a utilização do programa nos casos práticos de grupos de estacas .

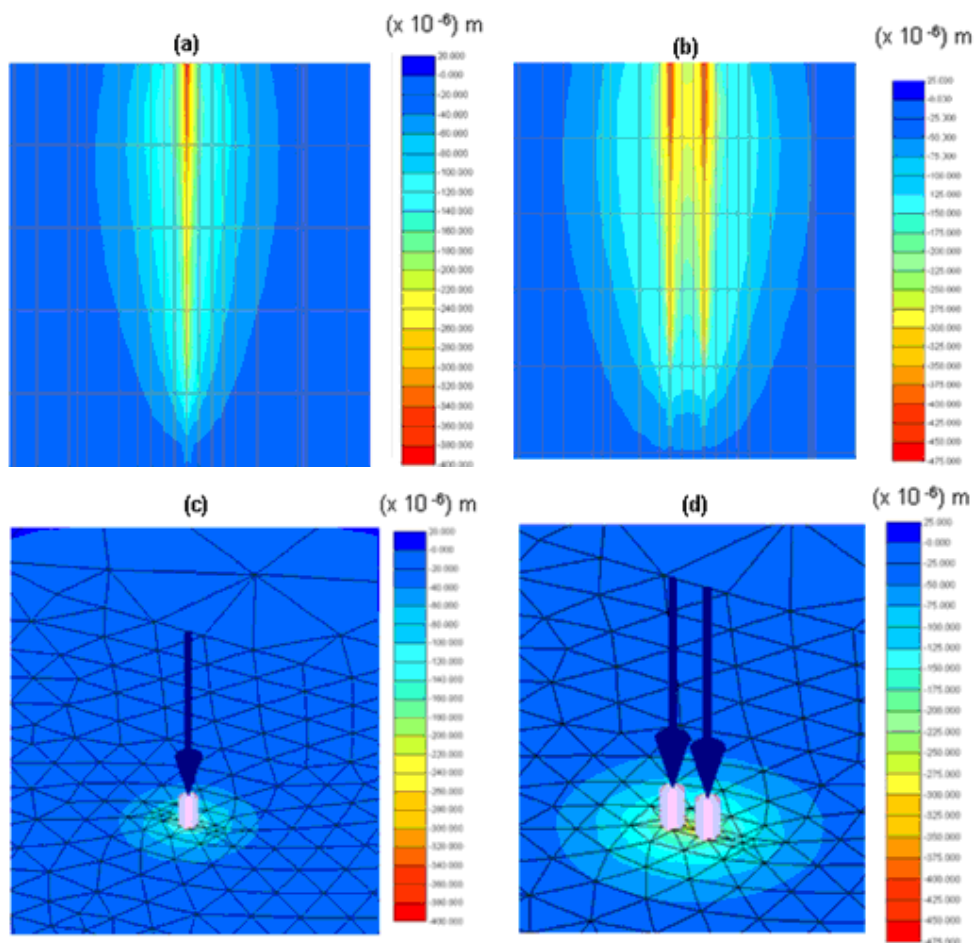


Figura 2.29- Recalques para a estaca A carregada isoladamente ((a) e (c)) e A e B carregadas simultaneamente ((b) e (d)), para o carregamento de 50 kN.

2.4.9 Resultado do ensaio 2 - Fileira com duas estacas (B e A)

No ensaio 2 são comparados os recalques da estaca A carregada isoladamente e do efeito em A do carregamento na estaca B, com aqueles obtidos com B e A carregadas simultaneamente, conforme Tabela 2.6 e Figura 2.30.

Os valores experimentais utilizados neste trabalho foram obtidos graficamente a partir do trabalho de Cooke et al. (1980). No entanto, cabe observar que o valor experimental obtido para a carga de 40 kN aplicada em ambas as estacas simultaneamente (0,335 mm), conforme Tabela 2.6, apesar de próximo, é diferente daquele citado pelo mesmo autor em trabalho anterior, Cooke et al. (1979). Os citados autores observam, para o mesmo ensaio e estágio de carregamento, um comportamento sensivelmente linear da curva carga recalque até 40 kN e salientam

que a magnitude do recalque nesta etapa é de 0,350 mm, convergindo ainda mais para os resultados obtidos pela análise do Plaxis 3D Foundation (0.353 mm).

Tabela 2.6- Resultados do ensaio 2 – Recalques na estaca A (mm).

	Carga (kN)			
	10	20	30	40
Experimental				
Carregamento em A	0,090	0,170	0,250	0,335
Carregamento em B	0,018	0,033	0,050	0,070
Soma das duas anteriores	0,108	0,203	0,300	0,405
Duas estacas carregadas simultaneamente	0,105	0,200	0,310	0,420
Análise Plaxis 3D Foundation				
Carregamento em A	0,087	0,174	0,263	0,353
Carregamento em B	0,015	0,028	0,042	0,055
Soma das duas anteriores	0,102	0,202	0,305	0,408
Duas estacas carregadas simultaneamente	0,100	0,202	0,305	0,409

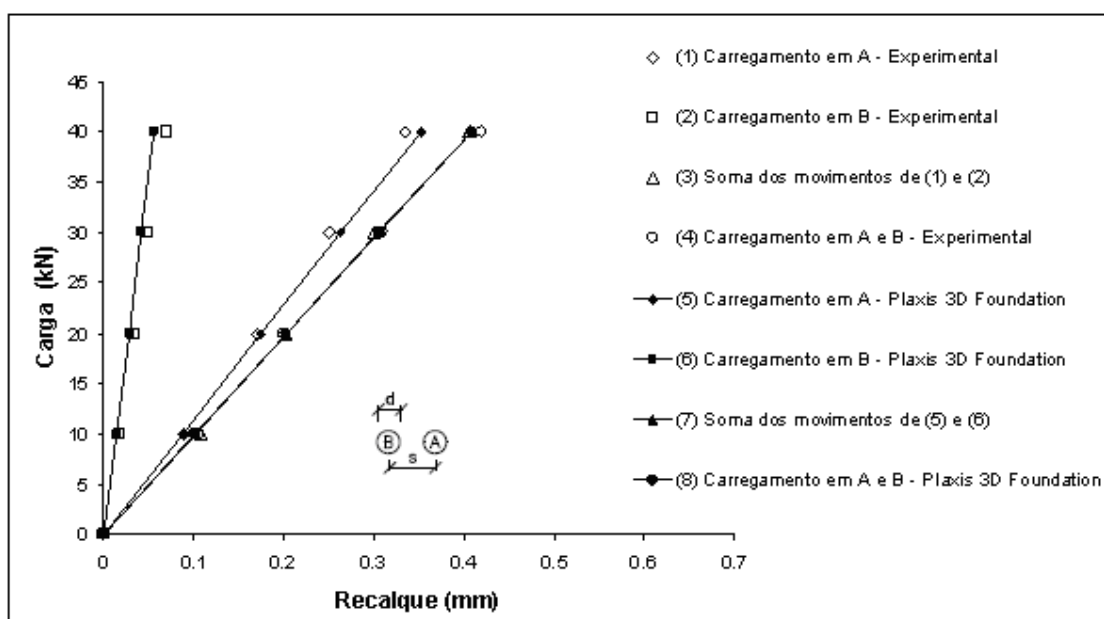


Figura 2.30- Resultados do ensaio 2 – Recalques na estaca A.

Observa-se que os recalques na estaca A obtidos numericamente são ligeiramente menores que os experimentais, quando o carregamento é na estaca vizinha B, ligeiramente superiores, a partir da carga de 30 kN, para carregamento na própria estaca A e convergem para os valores experimentais no caso em que ambas estacas são carregadas simultaneamente. Observa-se também que, na análise numérica, a soma dos efeitos das estacas carregadas separadamente aproxima-se

mais do efeito obtido quando ambas são carregadas simultaneamente que nos resultados experimentais.

As Tabelas 2.7 e 2.8 ilustram, respectivamente, os resultados experimentais e numéricos do ensaio 2 quanto à transferência de carga da estaca A carregada isoladamente com aquela obtida quando as estacas B e A foram carregadas simultaneamente, sendo (N) o esforço normal e (y) a cota do nível do terreno. A Figura 2.31 apresenta os resultados obtidos quanto à transferência de carga para a estaca A.

Tabela 2.7- Transferência de carga experimental (kN) - Estaca A - Ensaio 2.

y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	10,0	20,0	30,0	40,0	10,0	20,0	30,0	40,0
-0,75	9,1	17,0	26,0	35,0	9,2	18,0	27,0	36,0
-2,00	6,3	12,5	18,6	25,5	6,5	13,5	20,5	28,0
-3,20	4,0	8,0	12,3	16,2	4,5	9,0	13,5	18,5
-4,50	0,7	1,5	2,3	2,7	1,0	1,7	2,5	3,0

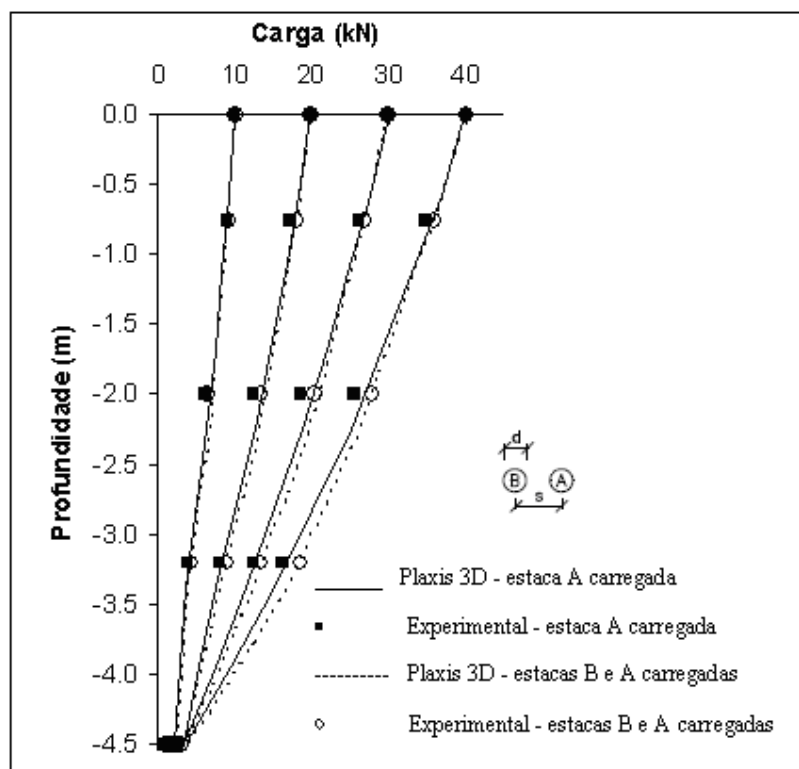
Tabela 2.8- Transferência de carga Plaxis 3D Foundation (kN) - Estaca A - Ensaio 2.

y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	9,99	19,97	29,95	39,93	9,96	19,91	29,87	39,83
-0,56	9,26	18,47	27,67	36,86	9,30	18,54	27,77	36,99
-1,13	8,37	16,67	24,92	33,16	8,45	16,80	25,12	33,43
-1,69	7,43	14,75	22,00	29,25	7,58	15,04	22,45	29,85
-2,25	6,45	12,77	18,97	25,17	6,69	13,22	19,68	26,13
-3,38	3,71	7,50	11,44	15,38	3,96	8,10	12,41	16,70
-3,94	2,91	5,43	7,46	9,46	3,19	5,79	8,00	10,23
-4,50	2,11	3,37	3,48	3,53	2,42	3,49	3,60	3,76

Cooke et al. (1980) apresentam as transferências de carga para as estacas A e B (Figura 2.32). Todavia, na análise numérica, por questão de simetria geométrica do estaqueamento, as transferências de carga são numericamente muito próximas, o que torna desnecessária a representação da transferência de carga da estaca B. Vale observar que as mínimas diferenças podem ser atribuídas ao fato da malha ser ligeiramente assimétrica. Os resultados obtidos para a estaca A encontram-se na Figura 2.31.

Santana (2008) observa que para o grupo de estacas uma proporção maior da carga é transferida pela parte inferior da estaca do que ocorre em estacas isoladas sob condições equivalentes, fato este ocorrido nas análises numéricas

efetuadas (Figura 2.31). Segundo Cooke et al. (1980) o deslocamento induzido pela estaca fonte (a que induz deslocamento a outras) gera atrito negativo nas estacas adjacentes. Esse atrito negativo reduz o atrito positivo transferido pela estaca ao solo. Deste modo a estaca transfere mais carga pela sua porção inferior, como pode ser observado nos resultados apresentados na Figura 2.31 e nos resultados apresentados por Cooke et al. (1980), Figura 2.32.



As Figuras 2.33 (a), para a estaca A carregada isoladamente, e (b) para A e B carregadas simultaneamente, demonstram que, conforme citado no item 2.3.2, os deslocamentos no topo do terreno, para distâncias maiores que 12,5 diâmetros (2,1 m) são extremamente pequenos (Cooke et al., 1980).

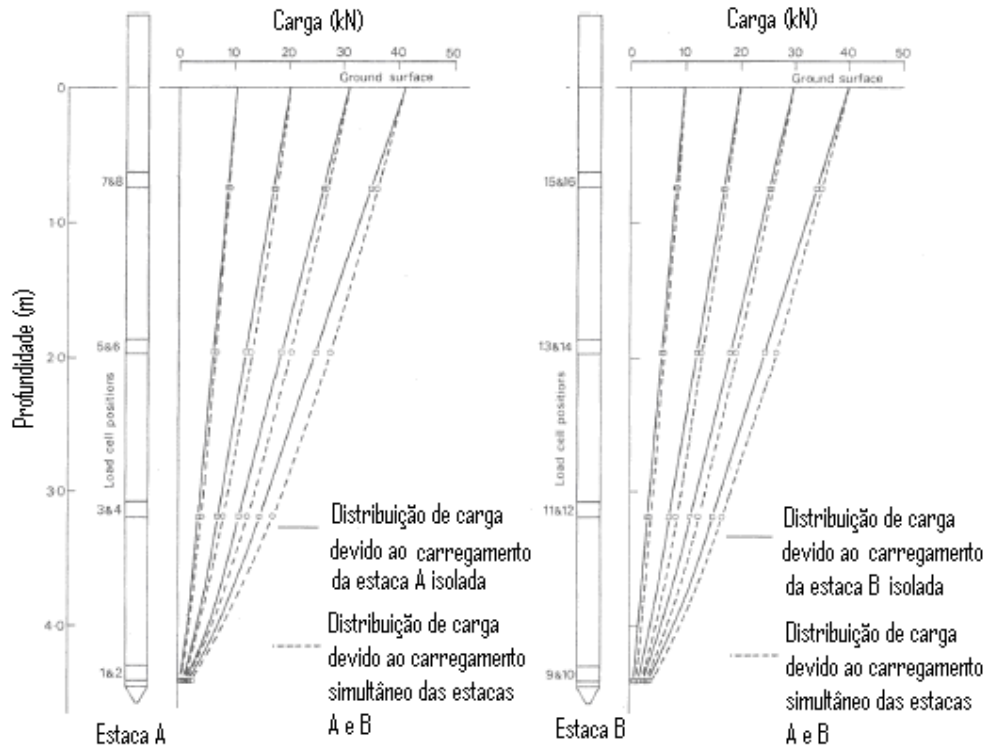


Figura 2.32- Transferência de carga para estacas carregadas isoladamente e em grupo para vários níveis de carregamento (adaptado de Cooke et al., 1980).

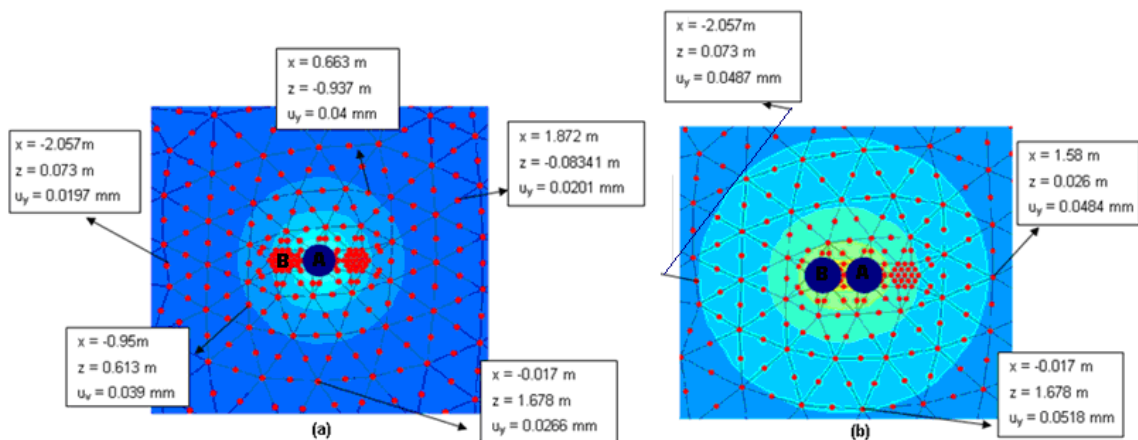


Figura 2.33- Deslocamentos verticais no topo do terreno para os carregamentos de (a) 40 kN na estaca A e (b) 40 kN nas estacas A e B (estacas A e B instaladas).

Vale observar que o ponto correspondente a $(x,y)=(0,0)$ m, Figura 2.33, corresponde ao eixo da estaca A, conforme sistema de eixos apresentados nas Figura 2.2 e Figura 2.14, e que (u_y) representa o deslocamento vertical, neste caso no nível do terreno.

2.4.10 Ensaio 4 e 5 - Fileira com três estacas (B, A e C)

Nos ensaios 4 e 5 é realizada análise comparativa dos recalques da estaca A, carregada isoladamente, e do efeito em A do carregamento na estaca B e na estaca C, em relação àqueles obtidos quando as estacas B, A e C foram carregadas simultaneamente. Também apresenta a análise comparativa dos recalques da estaca C carregada isoladamente e do efeito em C do carregamento na B e na A, em relação aos obtidos quando B, A e C foram carregadas simultaneamente.

Conforme Tabela 2.9 e Figura 2.34, os resultados numéricos, para o carregamento na estaca A, forneceram valores de recalque, em A, ligeiramente superiores que os obtidos experimentalmente. Já o efeito em A para o carregamento em B, ou por simetria em C, coincide com os registros experimentais. Experimentalmente, os resultados da soma dos efeitos dos carregamentos em cada estaca na estaca A são inferiores aos resultados obtidos quando as três estacas foram carregadas simultaneamente. Já na análise numérica, exceto para o nível de carregamento de 10 kN, ambas abordagens obtiveram resultados similares. Os recalques de A, no grupo de estacas carregadas simultaneamente, foram idênticos aos obtidos experimentalmente.

Tabela 2.9- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca A (mm).

	Carga (kN)			
	10	20	30	40
Experimental				
carregamento em A	0,080	0,163	0,240	0,325
carregamento em B	0,015	0,030	0,045	0,060
carregamento em C	0,015	0,030	0,045	0,065
soma das três anteriores	0,110	0,223	0,330	0,450
três estacas carregadas simultaneamente	0,113	0,230	0,350	0,474
Análise Plaxis 3D Foundation				
carregamento em A	0,087	0,174	0,263	0,352
carregamento em B	0,015	0,028	0,042	0,055
carregamento em C	0,015	0,028	0,042	0,055
soma das três anteriores	0,117	0,230	0,346	0,462
três estacas carregadas simultaneamente	0,113	0,229	0,347	0,464

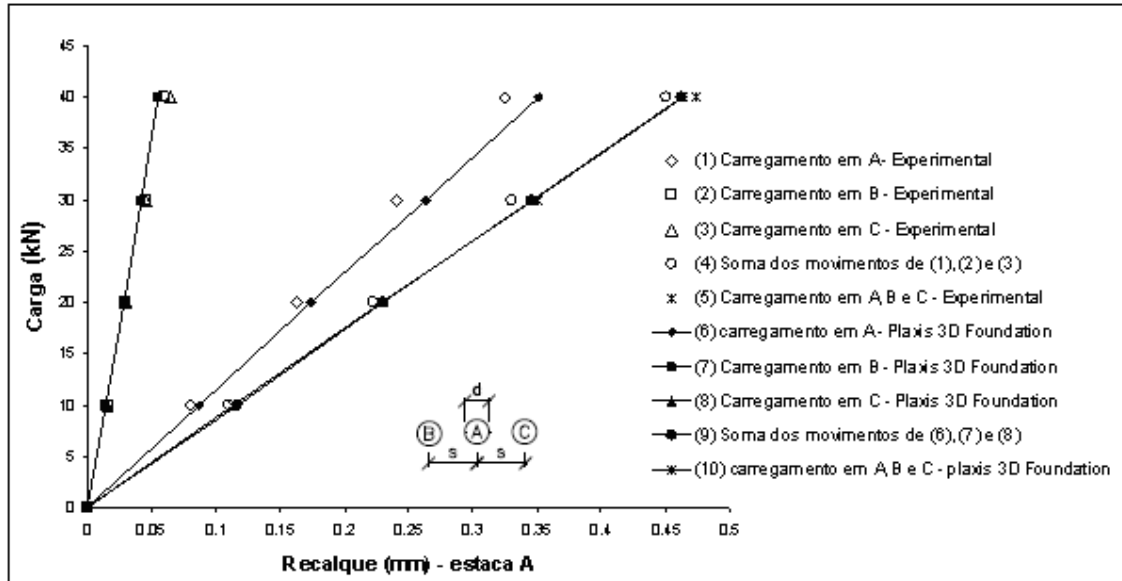


Figura 2.34- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca A.

Os resultados numéricos, para o carregamento na estaca B, forneceram valores de recalque em B superiores aos obtidos experimentalmente. Os valores obtidos numericamente para a estaca B quando as três estacas foram carregadas simultaneamente também foram superiores aos experimentais, conforme Figura 2.35 e Tabela 2.10.

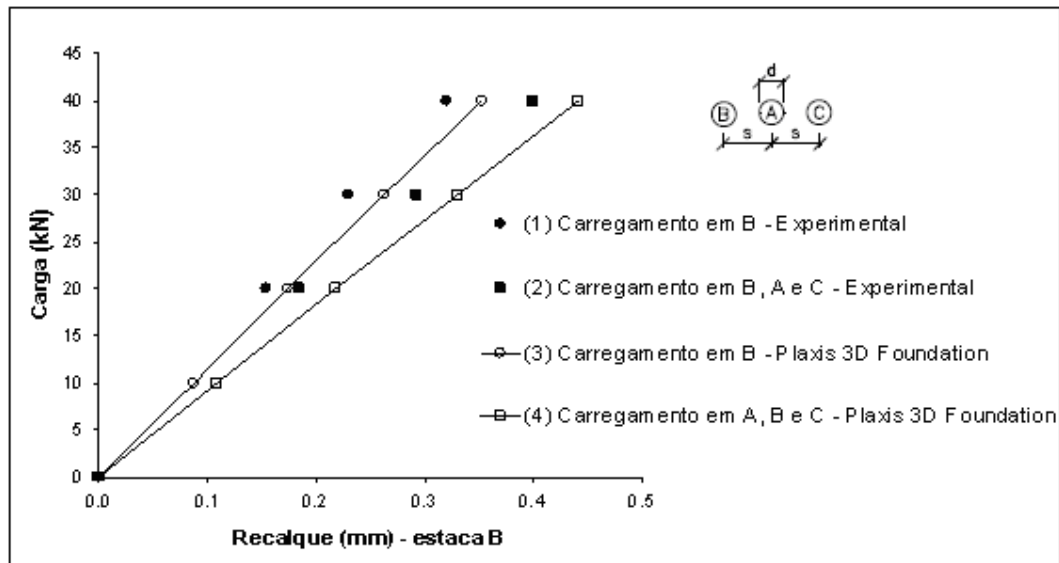


Figura 2.35- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca B.

Tabela 2.10- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca B (mm).

	Carga (kN)			
	10	20	30	40
Experimental				
carregamento em B	0,760	0,154	0,230	0,320
três estacas carregadas simultaneamente	0,890	0,184	0,292	0,400
Análise Plaxis 3D Foundation				
carregamento em B	0,087	0,174	0,263	0,352
três estacas carregadas simultaneamente	0,108	0,218	0,330	0,441

Conforme Tabela 2.11 e Figura 2.36, os resultados numéricos, para o carregamento na estaca C, forneceram valores de recalque, em C, ligeiramente superiores aos obtidos experimentalmente. Já o efeito em C para o carregamento em B, coincide com os dados experimentais e para o carregamento em A foi ligeiramente inferior.

Tabela 2.11- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca C (mm).

	Carga (kN)			
	10	20	30	40
Experimental				
carregamento em A	0,017	0,030	0,047	0,062
carregamento em B	0,009	0,017	0,023	0,030
carregamento em C	0,083	0,160	0,240	0,330
soma das três anteriores	0,109	0,207	0,310	0,422
três estacas carregadas simultaneamente	0,100	0,198	0,325	0,425
Análise Plaxis 3D Foundation				
carregamento em A	0,015	0,028	0,042	0,055
carregamento em B	0,009	0,017	0,025	0,033
carregamento em C	0,087	0,174	0,263	0,352
soma das três anteriores	0,111	0,219	0,330	0,440
três estacas carregadas simultaneamente	0,108	0,218	0,330	0,441

Experimentalmente, os resultados da soma dos efeitos dos carregamentos em cada estaca na estaca C são inferiores aos registros obtidos quando as três estacas foram carregadas simultaneamente. Já na análise numérica ambas abordagens obtiveram resultados equivalentes. Os recalques de C, no grupo de estacas carregadas simultaneamente, foram similares aos obtidos experimentalmente.

O comportamento da estaca B, devido à simetria do estaqueamento, deveria ser similar à da C. Porém, observa-se que apesar de ocuparem a mesma posição, ambas de canto, os recalques medidos são diferentes. Os recalques experimentais de B são menores que os da C, nos ensaios com três estacas, divergindo mais dos

resultados do Plaxis 3D Foundation, que não considera o fato da estaca B ter sido ensaiada previamente nos ensaios com apenas duas estacas, o que deve possivelmente ter causado um pré-adensamento ainda mais intenso na região ensaiada. Além desse aspecto, o solo, mesmo homogêneo, costuma apresentar certa variabilidade na natureza, sendo pouco provável se obter resultados experimentais idênticos.

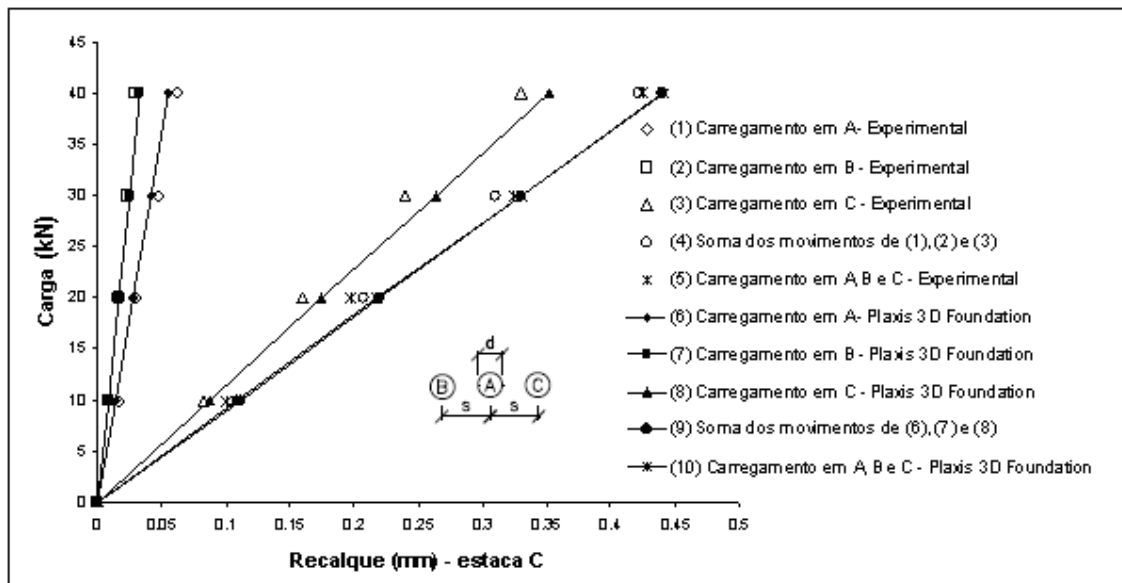


Figura 2.36- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Recalques na estaca C.

Para a estaca A, nas Tabelas 2.12 e 2.13 constam, respectivamente, os valores de transferência de carga experimentais e numéricos, apresentados também na Figura 2.37. Pode-se perceber que o mecanismo de transferência de carga, obtido numericamente, representou melhor o observado experimentalmente para o grupo de estacas do que para a estaca isolada.

Tabela 2.12- Transferência de carga na estaca A - Experimental – Ensaios 4 e 5.

y (m)	isoladamente		simultaneamente
	Estaca A carregada	Estacas B (ou C) carregada	Estacas A, B e C carregadas
	20 kN	20 kN	20 kN em cada estaca
0,00	20,00	0,00	20,00
-1,00	16,00	0,35	16,80
-2,00	11,80	0,70	13,70
-3,00	7,30	1,00	9,80
-4,00	3,30	0,65	5,00
-4,50	1,50	0,60	2,30

Tabela 2.13- Transferência de carga na estaca A - Plaxis 3D Foundation – Ensaios 4 e 5.

y (m)	isoladamente		simultaneamente
	Estaca A carregada	Estacas B (ou C) carregada	Estacas A, B e C carregadas
	20 kN	20 kN	20 kN em cada estaca
0,00	19,97	-0,03	19,87
-0,56	18,46	0,10	18,59
-1,13	16,65	0,23	16,89
-1,69	14,71	0,35	15,27
-2,25	12,71	0,53	13,58
-2,81	9,99	0,55	10,81
-3,38	7,43	0,53	8,60
-3,94	5,40	0,60	6,10
-4,50	3,37	0,67	3,59

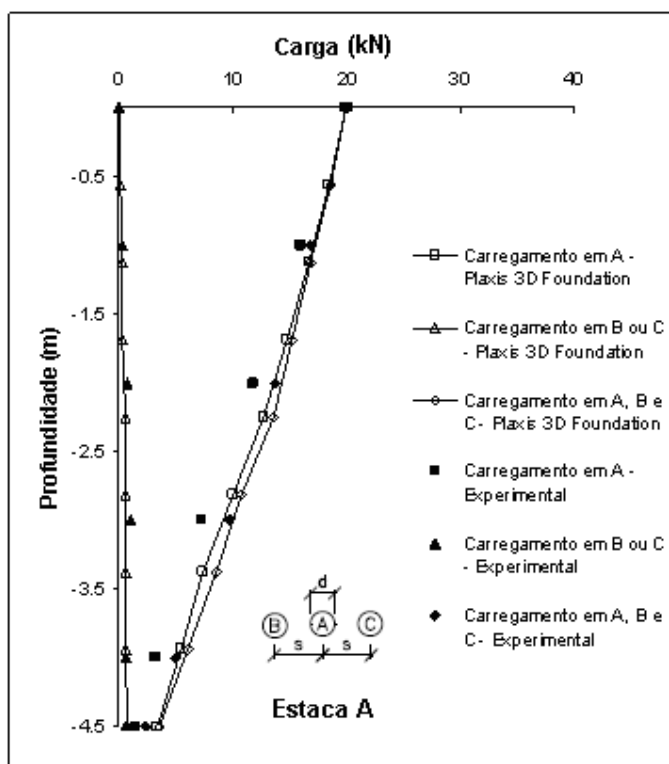


Figura 2.37- Resultados dos ensaios 4 e 5 – Transferência de carga na estaca A.

Para a estaca C tem-se transferência de carga similar à da Figura 2.38 para a estaca B, visto que ambas ocupam a mesma posição relativa no estaqueamento, ou seja, ambas de canto. Já os valores de transferência de carga experimentais e numéricos são apresentados, respectivamente, nas Tabela 2.14 e Tabela 2.15.

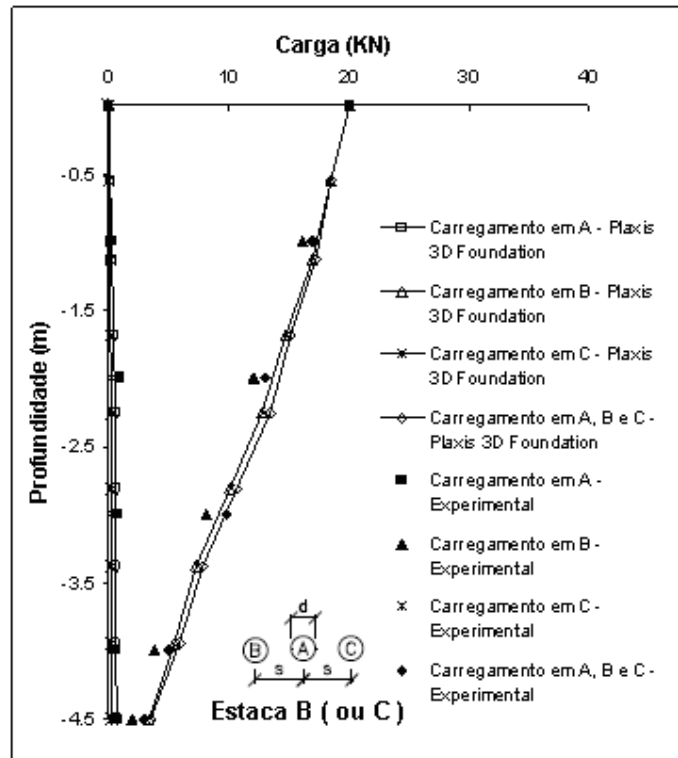


Figura 2.38- Transferência de carga na estaca B (similar à estaca C) - Ensaios 4 e 5.

Na Figura 2.39 é apresentado o campo de deslocamentos verticais para o caso em que as três estacas estão instaladas e são simultaneamente carregadas com carga idêntica de 40 kN.

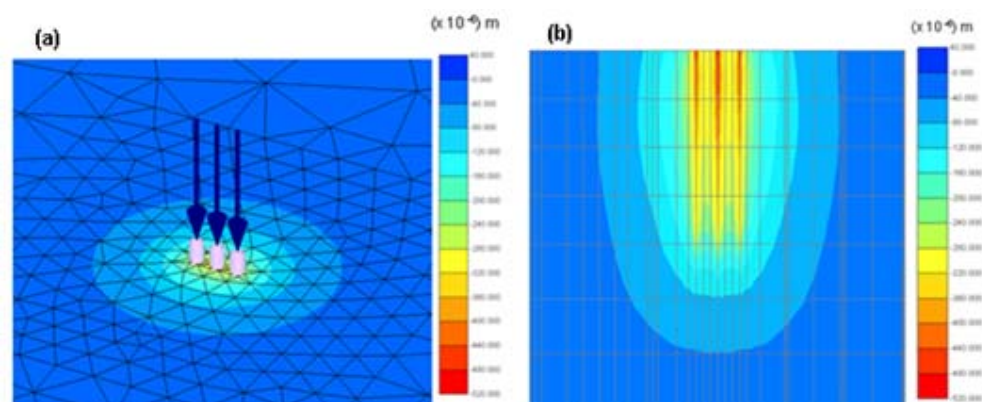


Figura 2.39- Deslocamento vertical em perspectiva (a) e em corte passando pelo eixo das estacas (b), para o carregamento simultâneo de 40 kN nas estacas B, A e C.

Tabela 2.14- Transferência de carga na estaca B - Experimental – Ensaios 4 e 5.

y (m)	isoladamente			simultaneamente
	Estaca B carregada	Estaca A carregada	Estaca C carregada	Estacas A, B e C carregadas
	20 kN	20 kN	20 kN	20 kN em cada estaca
0,00	0,00	20,00	0,00	20,00
-1,00	16,20	0,25	0,10	17,00
-2,00	12,00	1,00	0,23	13,10
-3,00	8,10	0,70	0,33	9,80
-4,00	3,80	0,60	0,29	5,00
-4,50	2,00	0,50	0,25	3,00

Tabela 2.15-Transferência de carga na estaca B - Plaxis 3D Foundation – Ensaios 4 e 5.

y (m)	isoladamente			simultaneamente
	Estaca B carregada	Estaca A carregada	Estaca C carregada	Estacas A, B e C carregadas
	20 kN	20 kN	20 kN	20 kN em cada estaca
0,00	20,02	0,02	0,02	20,02
-0,56	18,47	0,10	0,05	18,55
-1,13	16,97	0,24	0,09	17,20
-1,69	14,75	0,36	0,15	15,13
-2,25	12,83	0,53	0,24	13,45
-2,81	10,04	0,55	0,26	10,63
-3,38	7,31	0,58	0,28	7,88
-3,94	5,43	0,61	0,29	5,94
-4,50	3,37	0,69	0,33	3,51

Já na Figura 2.40 são apresentadas as vistas de topo do nível do terreno com os campos de deslocamentos relativos às etapas em que as três estacas estão instaladas e o carregamento é realizado na estaca B isoladamente (Figura 2.40 a), na estaca A isoladamente (Figura 2.40 b) e nas três estacas simultaneamente (Figura 2.40 c), para a carga de 40 kN em cada elemento, obtidos nas simulações dos ensaios 4 e 5. Nesta figura observa-se que o efeito do carregamento em B é maior na estaca A que na C. Já o efeito do carregamento em A (estaca central) na estaca B é, por simetria, semelhante ao efeito na estaca C. Já o campo de deslocamentos gerado quando as três estacas são carregadas simultaneamente apresenta magnitudes maiores que os outros dois casos e, neste caso, a estaca A é a que mais se desloca.

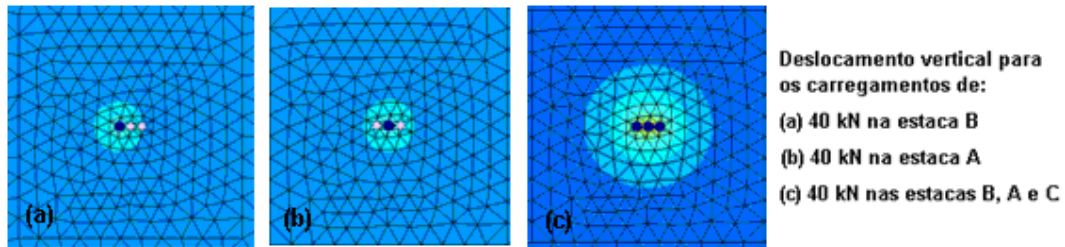


Figura 2.40- Deslocamento vertical para os ensaios 4 e 5.

A Figura 2.41, similar a Figura 2.33, ilustra também, para B, A e C carregadas simultaneamente, que os deslocamentos no topo do terreno, para distâncias maiores que 12,5 diâmetros (2,1 m) são extremamente pequenos (Cooke et al.,1980).

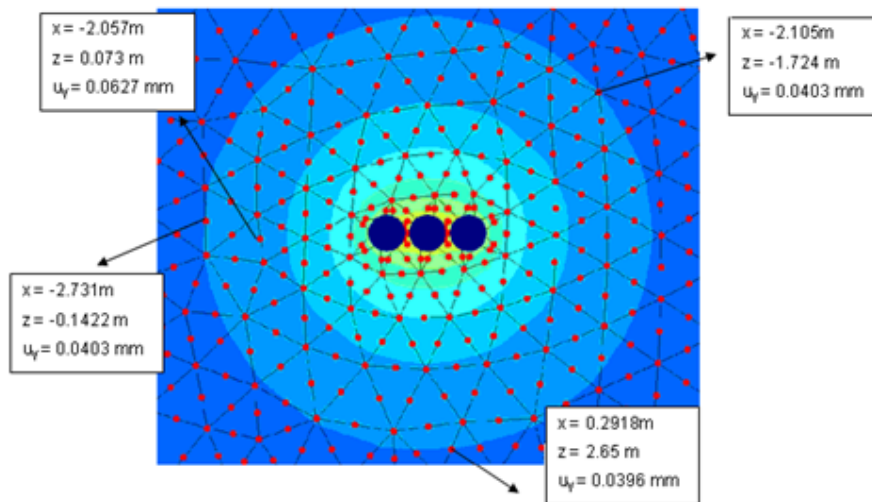


Figura 2.41- Deslocamentos verticais no topo do terreno para o carregamento de 40kN em cada uma das estacas B, A e C.

2.4.11 Ensaio 7 - Fileira com três estacas (B, A e C) e bloco de coroamento

No ensaio 7 é realizada análise comparativa dos recalques obtidos quando as estacas B, A e C foram carregadas simultaneamente, com bloco de coroamento, Figura 2.42 (a) e (b), em relação àqueles obtidos quando as estacas B, A e C foram carregadas simultaneamente sem bloco de coroamento.

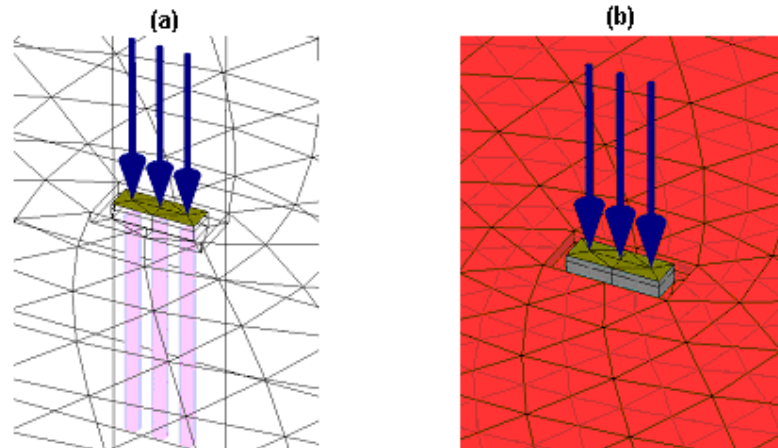


Figura 2.42- Detalhes do ensaio 7 (a) as estacas e (b) o bloco e o trecho escavado.

Cooke et al. (1980) citam que para o grupo de três estacas com bloco de coroamento carregado de forma incremental, até a carga de 118,7 kN, foram realizados ajustes na distribuição do carregamento, na tentativa de assegurar, tanto quanto possível, recalques uniformes do bloco. Apesar de tais ajustes não terem sido modelados na análise numérica com o Plaxis 3D Foundation, ainda assim o comportamento do bloco foi mais rígido nesta análise do que nas medidas obtidas experimentalmente, como mostra a Figura 2.43.

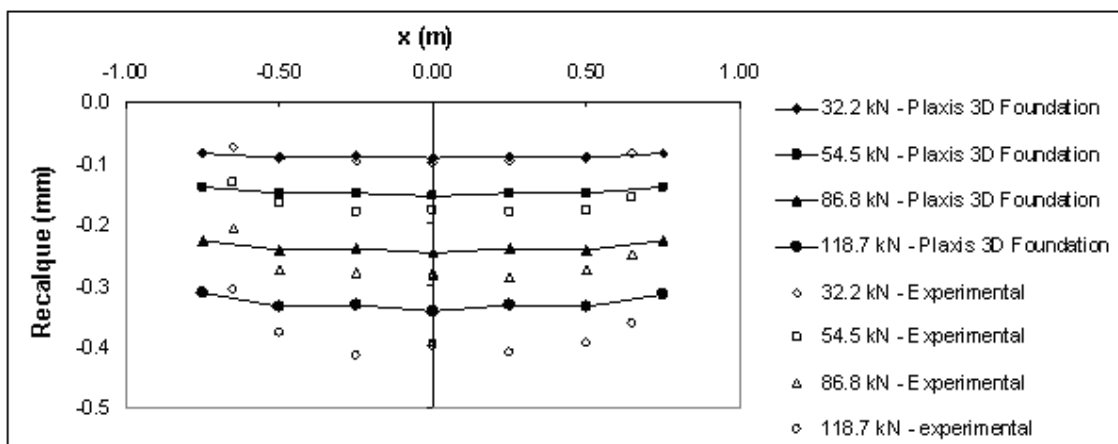


Figura 2.43- Medidas de recalque em diversos pontos do bloco de coroamento.

A autora credita a diferença entre os resultados experimentais e os resultados da modelagem numérica a deficiências no ensaio das estacas, onde a tentativa de produzir um comportamento de bloco rígido não logrou êxito. Isto gerou, no experimento, a necessidade de ajustes no carregamento das três estacas de difícil reprodução na modelagem numérica, que efetivamente simulou o comportamento de um bloco aproximadamente rígido.

Para a análise em termos de tensões totais, têm-se os resultados dos recalques médios obtidos na Figura 2.44, conforme valores da Tabela 2.16.

Tabela 2.16- Resultados do ensaio 7 – Recalques.

Recalques das estacas B, A e C sem bloco de coroamento (mm)				
Para as três estacas carregadas simultaneamente	Carga (kN)			
	10	20	30	40
Experimental				
Estaca B	0,089	0,184	0,292	0,400
Estaca A	0,113	0,230	0,350	0,474
Estaca C	0,100	0,198	0,325	0,425
Recalque médio	0,101	0,204	0,322	0,433
Análise Plaxis 3D Foundation				
Estaca B	0,108	0,218	0,330	0,441
Estaca A	0,113	0,229	0,347	0,464
Estaca C	0,108	0,218	0,330	0,441
Recalque médio	0,110	0,222	0,336	0,449
Recalques das estacas B, A e C com bloco de coroamento (mm)				
	Carga (kN)			
	32,2	54,5	86,8	118,7
Experimental	0,095	0,162	0,272	0,390
Análise Plaxis 3D Foundation	0,094	0,154	0,249	0,343

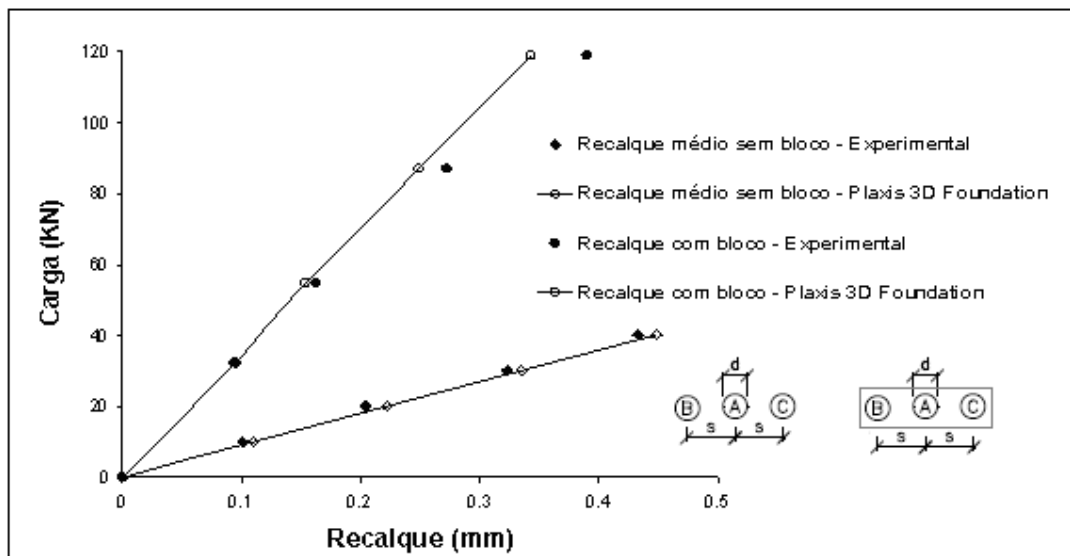


Figura 2.44- Resultados do ensaio 7 – Recalques médios.

Já nas Tabelas 2.17 e 2.18 e na Figura 2.45 são apresentados os resultados dos mecanismos de transferência de carga.

Tabela 2.17- Transferência de carga na estaca B – Ensaio 7.

N (kN) - Estaca B - Plaxis 3D Foundation					N (kN) - Estaca B - Experimental				
y (m)	Carga aplicada no bloco				y (m)	Carga aplicada no bloco			
	32,2 kN	54,5 kN	86,8 kN	118,7 kN		32,2 kN	54,5 kN	86,8 kN	118,7 kN
-0,20	8,42	13,92	22,10	30,27	-0,20	10,10	17,00	28,00	38,00
-1,28	7,66	12,67	19,63	26,57	-0,76	9,60	16,00	25,20	35,00
-2,35	6,90	11,42	17,15	22,86	-1,92	7,80	12,30	19,80	27,00
-3,43	4,72	7,76	10,87	13,87	-3,16	4,50	8,20	13,50	18,00
-4,50	3,80	6,16	6,10	5,86	-4,35	1,50	2,50	3,50	5,00

Tabela 2.18- Transferência de carga na estaca A – Ensaio 7.

N (kN) - Estaca A - Plaxis 3D Foundation					N (kN) - Estaca A - experimental				
y (m)	Carga aplicada no bloco				y (m)	Carga aplicada no bloco			
	32,2 kN	54,5 kN	86,8 kN	118,7 kN		32,2 kN	54,5 kN	86,8 kN	118,7 kN
-0,20	7,92	13,07	20,70	28,30	-0,20	8,80	15,00	24,80	34,00
-1,28	7,15	11,82	18,20	24,52	-0,76	8,00	14,00	23,00	31,00
-2,35	6,38	10,57	15,70	20,74	-1,92	6,40	11,50	18,00	24,50
-3,43	4,49	7,42	10,38	13,17	-3,16	4,20	8,00	12,50	16,80
-4,50	3,76	6,18	6,41	6,34	-4,35	1,00	2,00	2,90	3,60

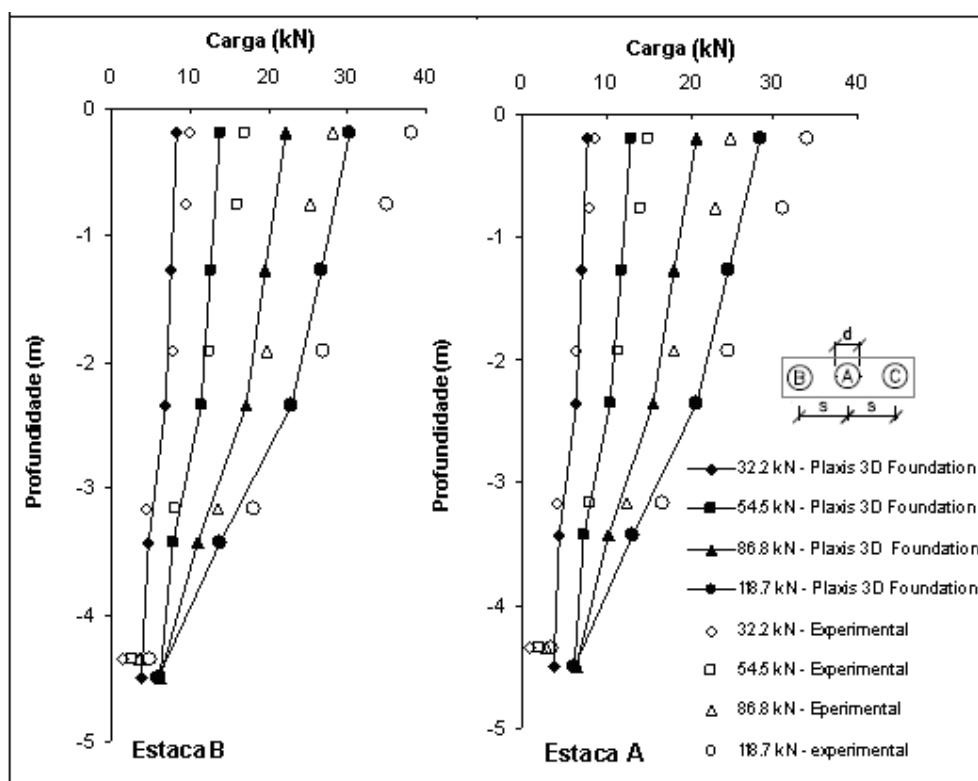


Figura 2.45- Resultados do ensaio 7 – Transferência de carga nas estacas B e A.

Na Figura 2.46 visualiza-se a perspectiva do modelo e os cortes A'A e B'B para os quais, para o carregamento de 39,6 kN, tem-se os resultados do campo de deslocamentos verticais e do campo de vetores de deslocamentos, para a mesma análise em termos de tensões totais (Figura 2.47).

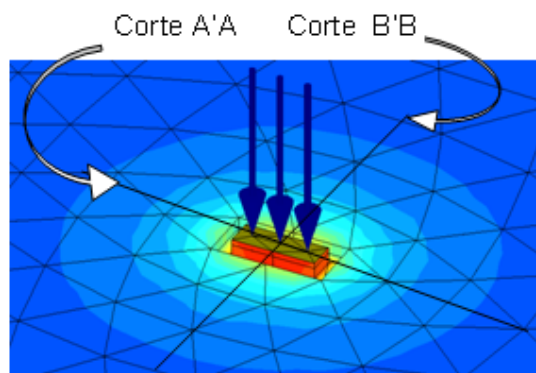


Figura 2.46- Perspectiva dos cortes A'A e B'B.

Na Figura 2.47 observa-se, tanto para o corte A'A quanto para o B'B, que os campos de deslocamentos aumentam ao serem consideradas as parcelas de deslocamentos horizontais (b) e (d) em relação aos campos obtidos ao considerar-se apenas o deslocamento vertical (a) e (c).

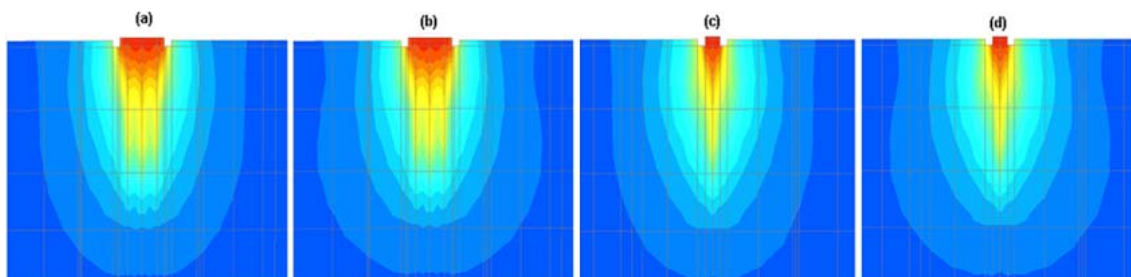


Figura 2.47- Corte A'A – Deslocamento vertical (a) e vetor deslocamento (b) e Corte B'B – Deslocamento vertical (c) e vetor deslocamento (d) – Para a carga de 39,6 kN no grupo de estacas com bloco de coroamento e placa metálica.

No caso do grupo de estacas com bloco de coroamento, experimentalmente foram verificadas cargas maiores para níveis mais elevados de carregamento (Figura 2.45), tanto para a estaca central (A) quanto para a de canto (B).

Sabe-se que a presença do bloco, por ocasião do carregamento, gera tensões induzidas ao maciço. Tais tensões tenderiam a aumentar a parcela resistida por atrito pelas estacas, fato que foi verificado experimentalmente. No entanto, numericamente o mesmo não ocorreu, talvez devido à estimativa de um elevado módulo de elasticidade junto à superfície, que não interferiu nas análises sem bloco,

mas para as análises com bloco fez com que o sistema ficasse enrijecido, fazendo com que o bloco contribuísse mais como elemento de fundação do que o observado in situ.

2.4.12 Análise de sensibilidade para o ensaio 2 - Fileira com duas estacas (B e A)

Procurou proceder à análise variando-se alguns parâmetros do solo, na expectativa de verificar os parâmetros mais relevantes no comportamento do grupo. Os parâmetros foram variados na faixa indicada nas referências consultadas sobre a argila de Londres nas proximidades da região dos ensaios.

As figuras e tabelas correspondentes foram incluídas no Anexo A, visando incluir no presente item, de forma concisa, as observações mais relevantes.

A variação do peso específico do solo não apresentou qualquer influência nos resultados, conforme esperado, uma vez que se procedeu uma análise a curto prazo, com parâmetros em tensões totais.

O módulo de elasticidade se mostrou o parâmetro mais relevante, como previsto, tanto na estimativa de recalques como na transferência de carga. As várias alternativas de módulos utilizados nas análises, dentro da faixa prevista pelos diferentes autores que pesquisaram a argila rija de Londres são apresentados nas Figuras A.1 e A.2 do Anexo A.

Em termos da curva carga-recalque, para diferentes curvas do módulo de elasticidade com a profundidade, desde que com um valor médio equivalente, foram observados resultados muito próximos.

Santana (2008) utilizou duas metodologias na reprodução do ensaio 2 de Cooke et al. (1980): Aoki-Lopes e Piglet. Na utilização do método Aoki-Lopes, Santana (2008) considerou algumas hipóteses simplificadoras, uma vez que este método não permite analisar estacas com módulo crescente com a profundidade e nem realiza, através do programa, a transferência de carga ao longo do fuste da estaca. Na análise com o Aoki-Lopes, Santana (2008) utilizou diagrama de transferência de carga com atrito uniforme no fuste e resistência de ponta nula, além de solo homogêneo com módulo correspondente ao da metade da profundidade da estaca. Utilizando-se o mesmo perfil original de módulo crescente com a profundidade de Santana (2008), obtido de Randolph e Wroth (1979), para o ensaio 2, encontrou-se na análise do Plaxis 3D Foundation maiores valores de recalque,

como se pode observar comparando-se a Figura 2.30 e a Figura A.3 do Anexo A. Resultado similar ao obtido na presente pesquisa, Figura 2.30, foi observado quando comparado com a aplicação de Santana (2008) utilizando-se o Piglet, Figura A.4 do Anexo A.

Cabe destacar que as curvas de transferência de carga não apresentaram diferenças sensíveis para a faixa de valores de módulo de elasticidade empregados nas análises, obtida dos diferentes autores consultados. Verificou-se na análise do grupo uma maior transferência de carga a maiores profundidades, semelhante ao observado experimentalmente.

Quanto aos parâmetros de resistência na análise não drenada, não se observou mudança mensurável na estimativa dos recalques e na transferência de carga com a variação dos mesmos. De fato, como as cargas analisadas são reduzidas, em relação à capacidade de carga, os valores de resistência mobilizados, para as cargas atuantes, estão distantes da ruptura. Das curvas analisadas, dentro da faixa mostrada na Figura A.17 do Anexo A, apenas uma ($C_{ref}=10$ kPa e $C_{inc}=0$) apresentou resultados afastados da análise principal, as demais não sinalizaram diferenças significativas. Este único resultado que revelou diferença no recalque e na transferência de carga correspondeu à curva do limite inferior de resistência não drenada. Este limite inferior foi fixado pela autora, sendo inferior dos valores propostos na literatura. Neste caso, e apenas para este, os recalques foram maiores, pois menores foram os valores absorvidos por atrito, face à reduzida resistência, e maior a carga transferida à ponta, conforme Figura A.18, Figura A.19, Tabela A.13 e Tabela A.14 do Anexo A.

Também não se observou variações significativas nas análises em termos de tensões totais para diferentes valores do coeficiente de empuxo no repouso ($K_0=0,5$ e $K_0=3$) em relação ao valor adotado inicialmente ($K_0=2$). É claro que qualquer mudança no valor do empuxo no repouso deveria resultar em mudanças também no coeficiente de Poisson e no módulo cisalhante do solo, cuja variação deve ter uma influência mais expressiva no valor dos recalques e na transferência de carga. Porém, como se alterou apenas o K_0 , mantendo-se o coeficiente de Poisson de 0,5 (análise não drenada), não se obteve variação significativa. Para $K_0=0,5$ os resultados obtidos coincidiram com os da análise principal. Já para $K_0=3$, houve uma pequena variação, conforme Figura A.20, Figura A.21, Tabela A.15 e Tabela A.16 do Anexo A.

Foram analisados os valores de fatores de interação de $R_{inter}=0,5$ e $R_{inter}=1$ e não houve variação em relação à análise original, em que adotou-se $R_{inter} = 0,75$, cujos resultados foram apresentados nas Figuras 2.30 e 2.31. Tal comportamento corresponde ao previsto e citado no item 2.4.6.

Quanto ao refinamento da malha, em relação aos resultados apresentados nas Tabelas 2.6, 2.7 e 2.8 e nas Figuras 2.30 e 2.31, a malha de elementos finitos com menor refinamento, (940 elementos e 2 830 nós) conforme Figura A.22 do Anexo A, resultou em uma diminuição significativa dos valores de recalque obtidos numericamente, conforme Tabela A.17 e Figura A.23 do Anexo A, afastando-se dos resultados obtidos experimentalmente. O mecanismo de transferência de carga também foi afetado devido a pouca discretização vertical da região estudada. O formato passou de curvo para retilíneo e a parcela resistida pela ponta aumentou de forma significativa, conforme Tabela A.18 e Figura A.24 do Anexo A.

Em relação aos modelos constitutivos, adotando-se o modelo linear elástico ao invés do modelo elasto plástico de Mohr-Coulomb, obtiveram-se recalques menores que os experimentais, conforme Tabela A.19 e Figura A.25 do Anexo A. Com relação ao mecanismo de transferência de carga, uma parcela maior da carga foi resistida pela ponta, conforme Tabela A.20 e Figura A.26 do Anexo A. Observa-se também uma modificação da inclinação da curva de transferência de carga entre as cotas de -3 m e -3,5 m, atribui-se tal fato a problemas numéricos.

Para a análise em termos de tensões efetivas (opção de comportamento “Undrained” e Coeficiente de Poisson=0,30) ao invés da análise em termos de tensões totais (opção de comportamento “Non porous” e Coeficiente de Poisson=0,499), foram obtidos recalques de menor magnitude, conforme Tabela A.21 e Figura A.27 do Anexo A. Com relação à transferência de carga, nesta análise o mecanismo de transferência de carga para a estaca A carregada isoladamente, ao contrário da análise principal, aproximou-se mais dos valores obtidos experimentalmente enquanto que os valores obtidos para as estacas A e B carregadas simultaneamente afastou-se dos valores obtidos experimentalmente, como pode ser percebido na Tabela A.22 e na Figura A.28 do Anexo A.

3 ESTIMATIVA DE MÓDULOS DE ELASTICIDADE DE SOLOS ARENOSOS

3.1 Objetivos

Para se proceder ao estudo que consistirá na contribuição principal da presente dissertação, que objetiva analisar o efeito de grupo e o efeito da execução de estacas em solos arenosos, torna-se necessária a estimativa do módulo de elasticidade inicial do solo, bem como após o efeito da execução das estacas vizinhas. Procurou-se estabelecer, assim, correlações entre o módulo de elasticidade inicial, dinâmico, do solo e a resistência à penetração N_{SPT} , ou mais especificamente, N_{SPT} corrigido para a eficiência de 60% da energia teórica de queda livre, N_{60} . Como a literatura disponibiliza diversas correlações através de ensaios dinâmicos, procedeu-se a uma pesquisa bibliográfica destes módulos dinâmicos para, posteriormente, convertê-los em módulos estáticos, comparando-os com algumas correlações conhecidas.

3.2 Generalidades

Segundo Barros (1997), os modelos teóricos que tratam da resposta dos solos a solicitações dinâmicas consideram, em sua maioria, como principais parâmetros do solo o módulo de cisalhamento dinâmico e a razão de amortecimento. Diversos ensaios de laboratório e de campo podem ser utilizados para a determinação desses parâmetros, sendo que os ensaios de campo apresentam a vantagem de eliminar os problemas associados à amostragem.

Os resultados de ensaios dinâmicos têm tido utilização crescente na avaliação da deformabilidade dos solos, mesmo em obras de engenharia com solicitações não dinâmicas (Burland, 1989 e De Mello, 1995, citados por Barros, 1997). Sempre que o nível das deformações for de baixa magnitude, torna-se atraente o emprego de resultados de ensaios dinâmicos, também associados a baixos níveis de deformação, ao contrário dos ensaios de laboratório e mesmo ensaios de campo convencionais. Porém, quando o nível de deformação não estiver nos limites adequados aos ensaios dinâmicos ($\cong 10^{-3}\%$ até $10^{-6}\%$), o que em geral

ocorre para a maioria das solicitações estáticas (chegando a 1%), os módulos elásticos dinâmicos estarão acima dos módulos estáticos recomendados para utilização em projeto, já que os módulos elásticos decrescem com o aumento do nível de deformação.

Nesta dissertação procura-se propor uma metodologia para determinação de módulos elásticos em areias, associados a níveis de deformação mais elevados, a partir de ensaios dinâmicos associados a baixos níveis de deformação.

Por meio de uma série de correlações de diversos países entre a velocidade da onda cisalhante (V_s), obtida de ensaios dinâmicos, e a resistência à penetração N_{SPT} , compiladas por Hanumantharao e Ramana (2008), gerou-se um banco de dados. A partir do tratamento estatístico destes dados foram propostas correlações entre módulos de elasticidade de solos arenosos e N_{SPT} (ou, alternativamente, N_{60}), através de uma função potencial do tipo $E = a.N_{SPT}^b$ ou $E = a.N_{60}^b$. De fato, a experiência tem indicado que as correlações potenciais têm sido as mais indicadas para os solos de natureza arenosa quando se dispõe do SPT (ver, por exemplo, Souza, 2009).

Para cada correlação obtida estatisticamente, por análise de regressão, são propostos intervalos de confiança e efetuadas análises de sensibilidade em função do peso específico do solo arenoso, confrontando os resultados com correlações conhecidas da literatura.

3.3 Ondas elásticas utilizadas na caracterização de solos

Conforme Lima Junior (2007), a aplicação ou a variação repentina de uma força em um corpo produz uma deformação que pode ser transmitida de partícula a partícula sob a forma de ondas elásticas. Existem diferentes tipos de ondas elásticas, dependendo das suas características de propagação, sendo chamadas de ondas de corpo (ondas compressionais P e ondas cisalhantes S) e ondas superficiais (ondas Rayleigh e ondas Love), Richart et al. (1970).

Os diversos métodos sísmicos existentes se utilizam de diferentes tipos de ondas ou de aspectos específicos da sua propagação. Nesta dissertação, ênfase é dada às ondas cisalhantes.

As ondas internas em meios homogêneos propagam-se em todas as direções como frentes de ondas, com velocidades de propagação dependentes dos módulos elásticos do meio, denominando-se ondas compressoriais e cisalhantes.

Segundo Barros (1997), a onda compressional é capaz de atravessar materiais sólidos e líquidos e é governada pela compressibilidade volumétrica do meio. Assim, visto que a água é relativamente incompressível se comparada ao esqueleto sólido, a velocidade da onda compressional (V_p) em solos saturados usualmente representa a velocidade de propagação da onda P na água, não fornecendo nenhuma informação sobre as propriedades elásticas do material. Em um meio elástico infinito a velocidade da propagação dessa onda é dada por:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu) \cdot (1+\nu)}} \quad (57)$$

em que (E) é o módulo de Young, (ν) o coeficiente de Poisson e (ρ) a massa específica.

Nas ondas cisalhantes, também chamadas transversais ou secundárias (S), o movimento das partículas se dá perpendicularmente ao sentido da sua propagação, conforme Figura 3.1, e com velocidade menor que a da onda compressional (P).

Segundo Barros (1997), como a água não apresenta resistência ao cisalhamento, a determinação da velocidade (V_s) da onda cisalhante, representada na Figura 3.1, permite uma avaliação direta do módulo de cisalhamento do solo, mesmo quando saturado.

Sua velocidade de propagação em um meio elástico infinito é dada por:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\rho}} \quad (58)$$

onde (G_{\max}) é o módulo de cisalhamento dinâmico máximo do solo, associado a baixos níveis de deformações cisalhantes e (ρ) é a massa específica.

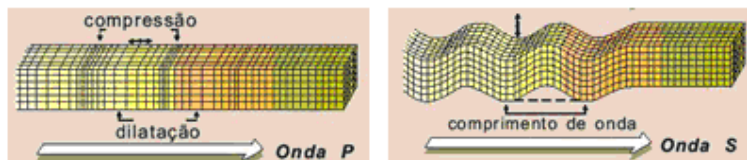


Figura 3.1- Representação esquemática das propagações (frente de onda e movimento das partículas) das ondas P e S (adaptado de Lima Junior, 2007).

A partir da determinação do módulo cisalhante inicial do solo (G_0 ou $G_{\max}=V_s^2 \cdot \rho$), podem ser obtidos também o módulo de elasticidade dinâmico e estático, como será mostrado posteriormente.

Silveira (1984) apresentou valores de V_p/V_s , para diferentes litologias, variando de 1,58 a 1,78 para arenitos a 2,05 para granitos. Observa-se, deste modo, que a velocidade da onda compressional (V_p) é superior à da onda cisalhante (V_s).

Há também as ondas superficiais, geradas somente próximas à superfície livre de um semi-espaço, conhecidas como ondas Rayleigh e ondas Love, que por não fazerem parte do escopo deste trabalho, não são detalhadas.

3.4 Estabelecimento das correlações

3.4.1 Generalidades

A utilização de ensaios sísmicos para obtenção de correlações da velocidade da onda cisalhante V_s a partir de N_{SPT} ou N_{60} tem ampla utilização nas várias áreas da Geotecnia, especialmente em projetos de fundações. Entretanto, a maioria dos trabalhos existentes não fornece os fundamentos dos processos estatísticos empregados no estabelecimento das correlações.

Um aspecto importante a ser mencionado é a correção de energia do ensaio SPT, que em boa parte das correlações estabelecidas nem sequer se comenta. Nesta dissertação optou-se por estabelecer correlações com base em N_{60} , como citado anteriormente.

3.4.2 Correlações existentes

Lima Junior (2007) cita que, além da obtenção dos chamados módulos elásticos dinâmicos a partir dos valores das velocidades das ondas compressonais e cisalhantes e da densidade dos materiais, há diversos estudos apresentando correlações empíricas entre os valores das velocidades sísmicas e parâmetros geotécnicos como número de golpes do ensaio SPT (Giacheti, 1991 e Prado, 1994), grau de fraturamento (Turk e Dearman, 1987), ou fator de qualidade do maciço (Barton et al., 1974), entre outros.

No trabalho de Hanumantharao e Ramana (2008) foram compiladas uma série de correlações entre V_s e N_{SPT} utilizadas em diferentes países.

A importância dessas correlações vem do fato de a velocidade de propagação da onda cisalhante estar diretamente relacionada à resistência do solo através do qual a onda se propaga. A partir dos valores da velocidade de propagação das ondas cisalhantes e das densidades dos materiais, pode-se obter o módulo de cisalhamento dinâmico, que é um dos principais parâmetros utilizados na previsão do comportamento tensão-deformação dos solos sob solicitação dinâmica de baixa amplitude.

No entanto, sabe-se que os ensaios sísmicos são menos difundidos que os demais ensaios, e que, por outro lado, em muitos países, o ensaio SPT continua a ser a técnica de investigação do subsolo mais utilizada por engenheiros geotécnicos. Provavelmente, devido a essa enorme utilização, as várias correlações entre V_s e N_{SPT} são citadas na literatura.

A relação mais comumente considerada é a apresentada na equação (59). No entanto, também são utilizadas equações do tipo da equação (60), onde A, B e C* são constantes e N pode representar N_{SPT} ou N_{60} .

$$V_s = A \cdot N^B \quad (59)$$

$$V_s = C + A \cdot N^B \quad (60)$$

Hanumantharao e Ramana (2008) compilaram uma série de correlações para diversos tipos de solos, além de terem estabelecidos as correlações abaixo.

$$V_s = 79 \cdot N_{SPT}^{0,434} \text{ m/s para areias} \quad (61)$$

$$V_s = 86 \cdot N_{SPT}^{0,42} \text{ m/s para areias siltsosas e siltes arenosos} \quad (62)$$

$$V_s = 82,6 \cdot N_{SPT}^{0,43} \text{ m/s para todos os tipos de solos} \quad (63)$$

As correlações relativas às areias que constam no trabalho de Hanumantharao e Ramana (2008) são utilizadas para a formação do banco de dados a ser utilizado na presente pesquisa, em que são apresentadas novas correlações, bem como seus respectivos intervalos de confiança.

Vale observar que a velocidade da onda cisalhante pode ser obtida, no campo, por meio de uma série de ensaios, como: crosshole, downhole, uphole, piezocone sísmico, refração sísmica, segundo Barros (1997), que os relaciona a deformações da ordem de 10^{-4} %.

Hanumantharao e Ramana (2008) citam que a diferença nos valores medidos da velocidade da onda cisalhante entre diversos métodos é da ordem de 10 a 15%. Essas diferenças podem ser consideradas desprezíveis face às incertezas na estimativa dos módulos dinâmicos e tornam viável a utilização das correlações entre V_s e N_{SPT} (medidos no campo) compiladas por estes autores, mesmo que tenham sido obtidas por ensaios distintos. Destaca-se que Giachetti et al. (2006) (citados por Moura, 2007) obtiveram para uma areia fina e pouco argilosa da região de Bauru uma diferença relativa média de 6,7% entre os ensaios crosshole e downhole, na determinação da velocidade de onda cisalhante.

3.4.3 Banco de correlações

As correlações compiladas por Hanumantharao e Ramana (2008) foram grupadas em função do tipo de solo, sendo neste trabalho ênfase dada apenas às areias, conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1- Banco de dados de correlações entre V_s e N_{SPT} para solos arenosos.

Autor	Correlação	Compacidade	País	C	I
Shibata (1970)*	$V_s = 32,0N_{SPT}^{0,50}$	**	Japão	1,27	1,27 a 49,53
Ohta et al. (1972) [§]	$V_s = 87,0N_{SPT}^{0,36}$	**	Japão	1,27	1,27 a 49,53
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$V_s = 59,0N_{SPT}^{0,47}$	**	Japão	1,27	1,27 a 49,53
JRA (1980)*	$V_s = 80,0N_{SPT}^{0,33}$	**	Japão	1,27	1,27 a 49,53
Seed et al. (1983)	$V_s = 56,4N_{SPT}^{0,50}$	**	USA	1	1 a 50
Sykora and Stokoe (1983)	$V_s = 106,7N_{SPT}^{0,27}$	**	USA	1	1 a 50
Fumal and Tinsley (1985)	$V_s = 152 + 5,1N_{SPT}^{0,27}$	**	USA	1	1 a 50
Lee (1990)	$V_s = 57,0N_{SPT}^{0,49}$	**	USA	1	1 a 50
Kalteziotis et al. (1992)~	$V_s = 49,1N_{SPT}^{0,50}$	**	Grécia	1	1 a 50
Raptakis et al. (1995)	$V_s = 123,4N_{SPT}^{0,29}$	fofa	Grécia	1	4 a 10
Raptakis et al. (1995)	$V_s = 100,0N_{SPT}^{0,24}$	Medianamente compacta	Grécia	1	10 a 30
Kayabali (1996)	$V_s = 175 + 3,75N_{SPT}$	**	Turquia	1	1 a 50
Hanumantharao e Ramana (2008)	$V_s = 79,1N_{SPT}^{0,434}$	**	India	1	1 a 50

[§] em Ohsaki and Iwasaki (1973) * em Jafari et al. (2002) ~ em Athanasopoulos (1995) ** não informada pelos autores

onde C é o Fator de correção de N_{SPT} para N_{60} e I é o intervalo de N_{60} adotado conforme descrito, respectivamente, nos itens 3.4.3.1 e 3.4.3.2.

Cabe destacar que a correlação de Shibata (1970) foi obtida de Jafari et al. (2002), a de Ohta et al. (1972), em Ohsaki e Iwasaki (1973) e a de Kalteziotis et al. (1992) em Athanasopoulos (1995).

3.4.3.1 Fatores de correção

O trabalho de Danziger et al. (2008) trata, de forma resumida, a questão da energia no SPT. Vários autores têm estudado a questão da energia nos sistemas SPT (e.g., De Mello, 1971, Kovacs et al., 1977 e Belincanta, 1985).

Souza (2009) cita também que a pesquisa desenvolvida por Palacios (1977) e Schmertmann e Palacios (1979) tem sido considerada um marco na análise quantitativa do SPT. Aqueles autores mostraram que o número de golpes no ensaio, N , é inversamente proporcional à energia que chega ao topo da composição de hastes, ao menos para N até 50. A ISSMFE (1989) estabeleceu 60% da energia potencial teórica como a referência internacional. Ou seja, uma vez realizado o ensaio SPT, o valor de N deve ser convertido para N_{60} , através da expressão

$$N_{60} = N \frac{E}{E_{60}} \quad (64)$$

Na equação acima E é a energia real aplicada ao amostrador, correspondente a N , e E_{60} corresponde a 60% da energia potencial teórica. Se a energia E é conhecida, a expressão acima deve ser usada. Caso não o seja, há necessidade de uma estimativa do valor de E .

Portanto, a padronização do número de golpes N_{SPT} é essencial para viabilizar a comparação das correlações de diferentes países. Assim sendo, é determinado o valor de N_{60} a partir dos fatores de correção ($C_{adotado}$) obtidos a partir da média dos valores sugeridos por Decourt et al. (1989). Para os países que não constam do trabalho de Decourt et al. (1989) (Tabela 3.2), adotou-se o fator de correção igual a 1, onde:

$$C = \frac{E}{E_{60}} \quad (65)$$

$$N_{60} = C_{adotado} \cdot N_{SPT} \quad (66)$$

Tabela 3.2- Fatores de correção C_i – (adaptado de Decourt et al., 1989).

	Tipo de martelo	Mecanismo	Eficiência (%)	C_i	$C_{adotado}$
Argentina	Donut	Rope-cathead	45	0,75	0,75
Brasil	Pinweight	Manual	72	1,20	1,20
China	Donut	Free-fall	60	1,00	1,00
Colômbia	Donut	Rope-cathead	50	0,83	0,83
Japão	Donut	Free-fall	85	1,40	1,265 \cong 1,27
	Donut	Rope-cathead	68	1,13	
Paraguai	Pinweight	Manual	72	1,20	1,20
Reino Unido	Donut	Free-fall	60	1,00	0,915 \cong 0,92
	Donut	Rope-cathead	50	0,83	
U.S.A.	Donut	Rope-cathead	45	0,75	1,05 \cong 1,00
	Safety	Rope-cathead	60	1,00	
	Safety	Free-fall	85	1,40	
Venezuela	Donut	Rope-cathead	43	0,72	0,72

Vale observar que em Souza (2009), o valor de N_{60} foi estimado a partir da expressão (67). O valor de 1,37 na expressão (67), no lugar do valor de 1,20 proposto por Decourt et al., 1989, é um valor médio baseado em medidas de energia realizadas em equipamentos utilizados rotineiramente no Brasil (e.g., Belincanta, 1985, 1998, Cavalcante, 2002, Odebrecht, 2003).

$$N_{60} = 1,37 \cdot N_{SPT} \quad (67)$$

Velloso e Lopes (2002) ressaltam que no Brasil é comum o uso de sistemas manuais para a liberação da queda do martelo enquanto nos E.U.A. e Europa o sistema costuma ser mecanizado.

3.4.3.2 Determinação dos intervalos (I)

Conforme citado anteriormente, após os dados terem sido relacionados e agrupados, foram estabelecidos intervalos (I) de N_{60} (Tabela 3.1), de acordo com a compacidade das areias, coerentes com as expressões utilizadas.

Dois critérios podem ser empregados: no primeiro os dados podem ser definidos pela compacidade das areias de acordo simplesmente com o proposto pela norma da ABNT Solos - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, NBR 6484 (2001), conforme Tabela 3.3.

Tabela 3.3- Estados de Compacidade das Areias (Anexo A da NBR 6484, 2001).

Índice de resistência à penetração	Designação
≤ 4	Areia Fofa
5 a 8	Areia Pouco compacta
9 a 18	Areia Medianamente compacta
19 a 40	Areia Compacta
> 40	Areia Muito compacta

No segundo critério, que foi o adotado na presente pesquisa, a compacidade das areias pode ser estimada segundo a classificação proposta por Terzaghi, Peck e Mesri (1996), conforme Tabela 3.4.

Tabela 3.4- Estados de Compacidade das Areias (Terzaghi, Peck e Mesri, 1996).

Areia	
N₆₀	Densidade
<4	Muito fofa
4 – 10	Fofa
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Compacta
>50	Muito compacta

Cabe aqui ressaltar que não se observou diferenças significativas, em análises efetuadas usando o critério ABNT para determinação das equações potenciais. Por este motivo, já que ambas alternativas se mostraram equivalentes, adotou-se a classificação de Terzaghi e Peck (1948), por se tratar de critério adotado mundialmente. Todavia, nada impede que se utilize o critério ABNT para posterior estimativa de módulos a partir das curvas a serem determinadas posteriormente, conforme demonstrado nas análises efetuadas nesta dissertação para simulação dos ensaios de Lee e Chung (2005).

Vale observar que na Tabela 3.1, que define o banco de dados para solos arenosos, foi adotado o valor máximo de 50 para N₆₀, visto que Hanumantharao e Ramana (2008) comentam que com as correlações entre V_s e N por eles obtidas costuma-se obter uma boa previsão de V_s para valores de N até 40. Para valores entre 40 e 50, as correlações devem ser usadas com certo julgamento, e não são aplicáveis para valores de N acima de 50. Por este motivo, tal sugestão foi estendida à análise realizada nesta dissertação.

Assim, fica evidente a importância do julgamento técnico na utilização destas e de quaisquer outras correlações.

3.4.4 Metodologia adotada

Para a obtenção dos parâmetros elásticos dinâmicos a partir do banco de dados gerado pelas correlações grupadas (Tabela 3.1), foram utilizadas as seguintes expressões:

Da teoria da elasticidade tem-se:

$$E_{\max} = 2 \cdot G_{\max} \cdot (1 + \nu) \quad (68)$$

Rearranjando a expressão (58), já sugerida para a velocidade da onda cisalhante, tem-se a expressão (69), que aplicada na expressão (68), chega-se a expressão (70).

$$G_{\max} = V_s^2 \cdot \rho \quad (69)$$

$$E_{\max} = 2 \cdot \left(V_s^2 \cdot \frac{\gamma}{g} \right) \cdot (1 + \nu) \quad (70)$$

onde G_{\max} é o módulo de cisalhamento dinâmico máximo do solo, associado a baixas deformações cisalhantes em kN/m^2 , E_{\max} é o módulo de elasticidade dinâmico máximo do solo em kN/m^2 , ν é o coeficiente de Poisson, V_s é a velocidade da onda cisalhante em m/s , ρ é a massa específica em $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$, γ é o peso específico em kN/m^3 e g é a aceleração da gravidade em m/s^2 .

Para cada correlação entre V_s e N_{SPT} para solos arenosos, publicada anteriormente por diversos autores (Tabela 3.1), definiu-se para o intervalo de N_{SPT} variando de 1 a 50, o valor correspondente de V_s . Corrigiu-se, a seguir, o N_{SPT} para N_{60} , já que as correlações entre V_s e N_{SPT} originaram-se de diversos países, redefinindo-se o intervalo de N_{60} , para as diferentes compacidades.

A partir dos valores de V_s foram calculados os valores de E_{\max} correspondentes, expressão (70), admitindo-se um valor de 0,3 para o coeficiente de Poisson.

Para areias, adotou-se um valor de $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ para o peso específico e $g=9,8 \text{ m/s}^2$ para a aceleração da gravidade. O banco de dados para cada análise foi gerado a partir do conjunto de pontos obtidos de todas as curvas correspondentes aos solos arenosos. É apresentada, nos itens 3.4.6 e 3.5.3 (Tabela 3.6 e Tabela

3.8), uma análise de sensibilidade realizada em relação à massa específica do solo ($\rho = \gamma/g$).

3.4.5 Solos arenosos – Análise 1

Neste caso parte-se das correlações apresentadas na Tabela 3.1, onde constam diversas correlações entre V_s e N_{spt} para areias, a partir das quais se definiu os pares de pontos N_{60} versus E_{max} (dinâmico) representados na Figura 3.2. Designou-se esta análise como 1.

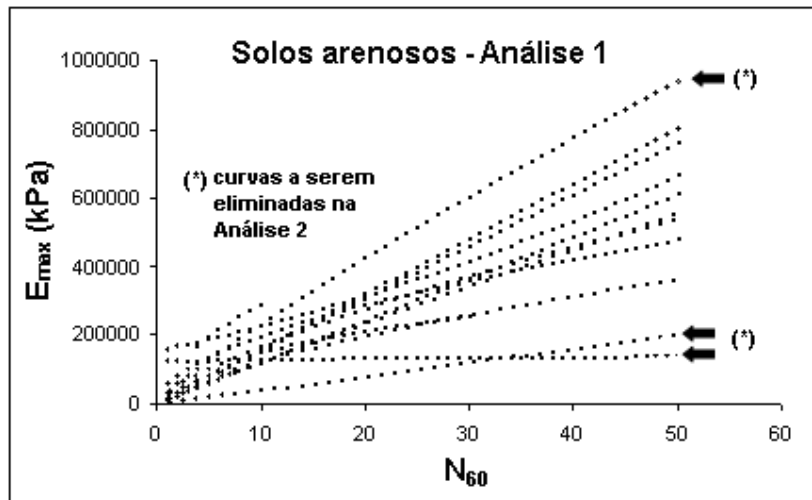


Figura 3.2- Solos arenosos ($N_{60} \times E_{max}$) - banco de dados completo – análise 1.

Com base nos resultados obtidos apresentados na Figura 3.2, foi estabelecida uma correlação linear na escala logarítmica (Figura 3.3), que serve de base para a correlação potencial desejada (Figura 3.4).

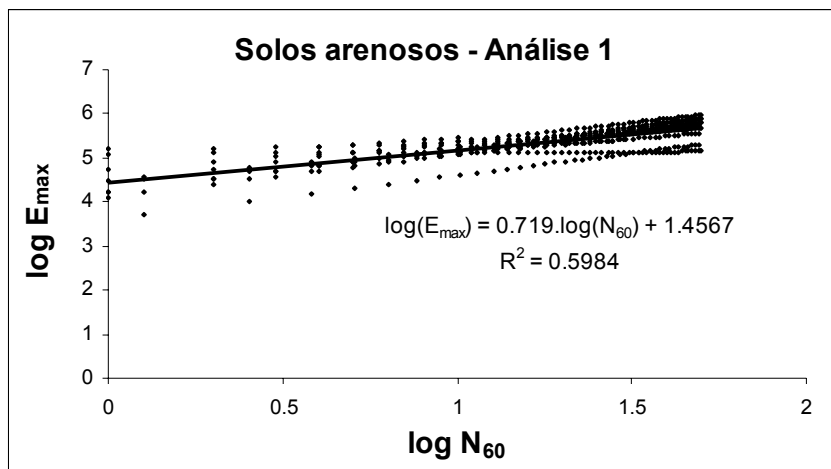


Figura 3.3- Solos arenosos ($\log N_{60} \times \log E_{max}$) - banco de dados completo – análise 1.

Assim, para solos arenosos com $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$, $\nu =0,3$ e com base nos 534 pares de pontos do banco de dados gerado, obteve-se a seguinte equação potencial (Figura 3.4) para o módulo de elasticidade dinâmico:

$$E_{\max} = 28622 \cdot N_{60}^{0.72} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (71)$$

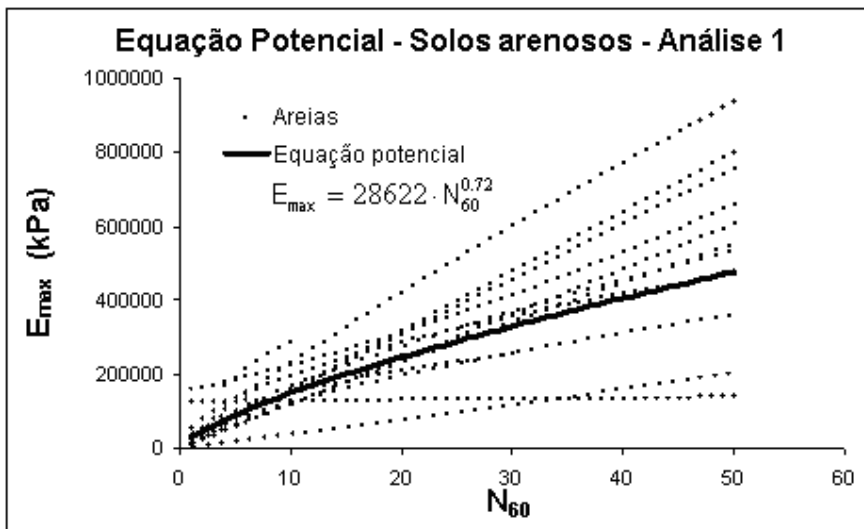


Figura 3.4- Solos arenosos ($N_{60} \times E_{\max}$) - Equação Potencial – análise 1.

Cabe destacar que no processo de obtenção indireta do módulo de cisalhamento dinâmico (G_{\max}) existem incertezas que dependem dos erros na estimativa da massa específica (ρ) e na estimativa da velocidade da onda cisalhante. Barros (1997) enumera uma série de fatores que afetam o módulo de cisalhamento máximo, sendo os mais relevantes, para solos arenosos, o índice de vazios, o teor de partículas finas e a forma dos grãos. Adicionalmente, tem-se a incerteza quanto a determinados parâmetros do maciço, como o teor de umidade/grau de saturação, entre outros, por ocasião da realização dos ensaios sísmicos in situ.

Deste modo, na tentativa de quantificar de forma aproximada o efeito dessas incertezas, foram adotados intervalos de confiança para vários desvios padrões.

Assim, a partir da equação potencial linearizada, foram determinados intervalos correspondentes à variância individual para determinado desvio padrão. Para a determinação destes intervalos de confiança, foram utilizadas as seguintes expressões ((72) a (76)), conforme Neter et al. (1982) e Pacheco et al. (1996).

$$y_{\text{inf}} = \hat{y}_i - h \cdot \sqrt{V_{y_{\text{individual}}}} \quad (72)$$

$$y_{\text{sup}} = \hat{y}_i + h \cdot \sqrt{V_{y_{\text{individual}}}} \quad (73)$$

$$V_{y_{\text{individual}}} = V_{y_{\text{média}}} + \text{EMQ} \quad (74)$$

$$V_{y_{\text{média}}} = \text{EMQ} \cdot \left\{ \frac{1}{n} + \frac{(x_i - \bar{x})^2}{\sum_1^n [(x_i - \bar{x})^2]} \right\} \quad (75)$$

$$\text{EMQ} = \frac{\sum_1^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n-2} \quad (76)$$

onde y_{inf} é o limite de confiança inferior do intervalo para um dado desvio padrão, y_{sup} o limite de confiança superior do intervalo para um dado desvio padrão, h o número de desvios padrão acima ou abaixo da média, EMQ o erro médio quadrado (equivalente a uma variância constante), y_i o log E_{max} de cada ponto do banco de dados, \hat{y}_i o log E_{max} da equação potencial, n o número de pontos do banco de dados, x_i o log N_{60} de cada ponto do banco de dados, \bar{x} a média dos valores de x_i do banco de dados, $V_{y_{\text{média}}}$ a variância da média e $V_{y_{\text{individual}}}$ a variância individual.

Os intervalos de confiança assim obtidos, para o número de desvios padrão variando de 0,5 a 2,5, estão representados na Figura 3.5, no espaço não linearizado, para o banco de dados completo de solos arenosos. Os pontos correspondentes à regressão são aqueles mostrados na Figura 3.4.

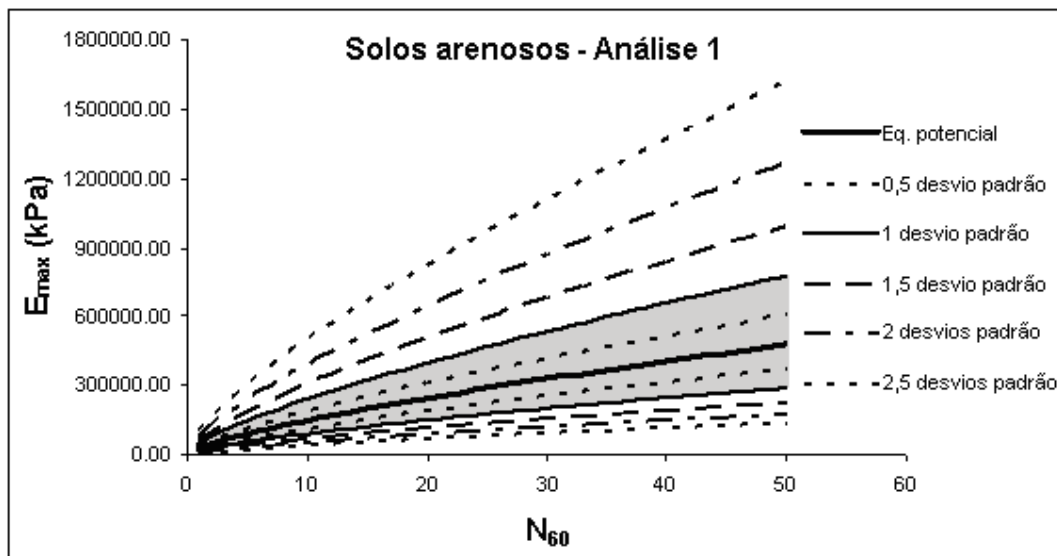


Figura 3.5- Solos arenosos – Intervalos de confiança - Análise 1.

3.4.6 Solos arenosos – Análise 2

Verifica-se na Figura 3.2 (análise 1) que os pontos correspondentes às correlações de Shibata (1970) e Fumal e Tinsley (1985), compiladas por Hanumantharao e Ramana (2008), bem como a própria correlação proposta por Hanumantharao e Ramana (2008) encontram-se significativamente mais distantes das demais correlações, afastando-se da curva média de regressão em mais de um desvio padrão. Adicionalmente, a influência desses pontos acarreta uma assimetria acentuada dos limites de confiança na Figura 3.5. Dessa forma, na análise 2, foram expurgadas aquelas correlações, onde a maioria dos pontos situa-se fora dos limites correspondentes a um desvio padrão.

Assim, para os solos arenosos, tem-se para a análise 2 o banco de dados representado na Tabela 3.5 e na Figura 3.6.

Cabe ressaltar que as correlações utilizadas são válidas para areias sedimentares.

Tabela 3.5- Correlações entre V_s e N_{spt} para solos arenosos - Análise 2.

Autor	Correlação	Compacidade	País	C	Intervalo de N_{60} (I)
Ohta et al (1972) [§]	$V_s = 87,0N^{0,36}$	**	Japão	1,27	1,27 a 49,53
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$V_s = 59,0N^{0,47}$	**	Japão	1,27	1,27 a 49,53
JRA (1980)*	$V_s = 80,0N^{0,33}$	**	Japão	1,27	1,27 a 49,53
Seed et al (1983)	$V_s = 56,4N^{0,50}$	**	USA	1	1 a 50
Sykora and Stokoe (1983)	$V_s = 106,7N^{0,27}$	**	USA	1	1 a 50
Lee (1990)	$V_s = 57,0N^{0,49}$	**	USA	1	1 a 50
Kalteziotis et al (1992)~	$V_s = 49,1N^{0,50}$	**	Grécia	1	1 a 50
Raptakis et al (1995)	$V_s = 123,4N^{0,29}$	fofa	Grécia	1	4 a 10
Raptakis et al (1995)	$V_s = 100,0N^{0,24}$	Medianamente compacta	Grécia	1	10 a 30
Kayabali (1996)	$V_s = 175 + 3,75N$	**	Turquia	1	1 a 50

[§] em Ohsaki and Iwasaki (1973) * em Jafari et al. (2002) ~ em Athanasopoulos (1995) ** não informada pelos autores

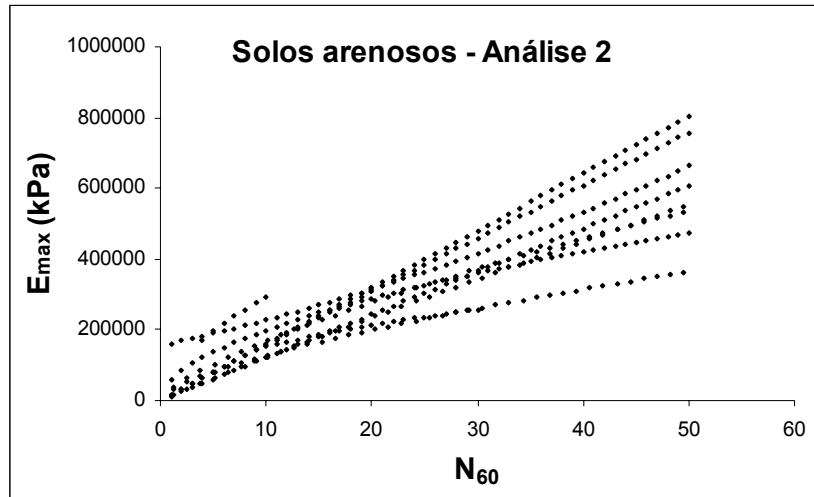


Figura 3.6- Solos arenosos ($N_{60} \times E_{\max}$) - banco de dados - Análise 2.

Para o banco de dados modificado (análise 2) foi também estabelecida uma correlação potencial, Figura 3.7 e Figura 3.8. Assim, para os solos arenosos com $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$, $\nu=0,3$ e com base nesta análise 2, agora com 395 pares de pontos, obteve-se a seguinte expressão para o módulo de elasticidade dinâmico (em kN/m^2):

$$E_{\max} = 27977 \cdot N_{60}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (77)$$

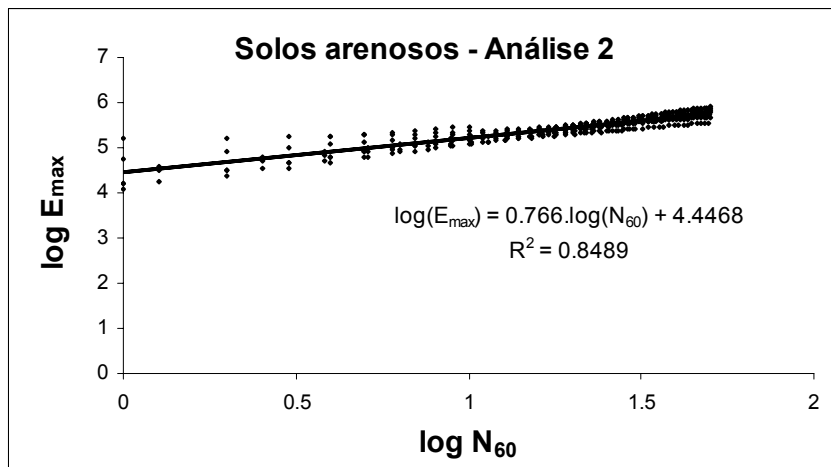


Figura 3.7- Solos arenosos ($\log N_{60} \times \log E_{\max}$) - banco de dados - Análise 2.

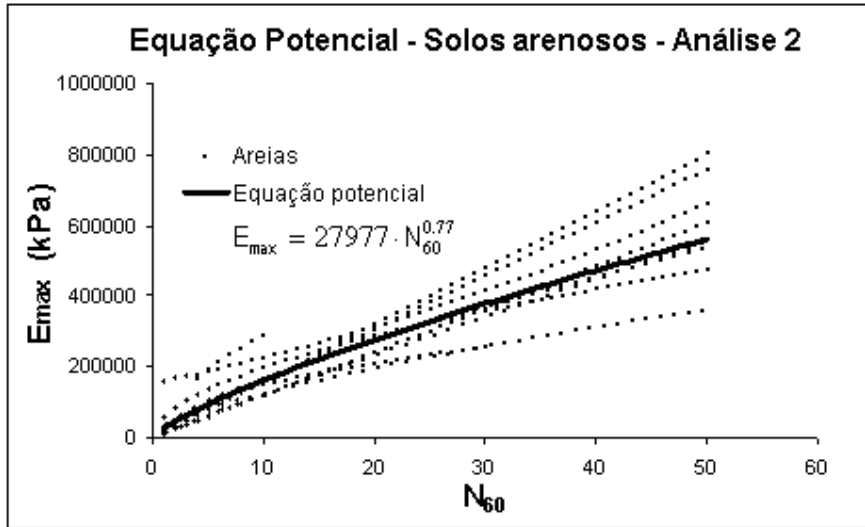


Figura 3.8- Solos arenosos ($N_{60} \times E_{\max}$) – Equação Potencial - Análise 2.

Os intervalos de confiança assim obtidos para o desvio padrão variando de 0,5 a 2,5 estão representados no espaço não linearizado para o banco de dados modificado de solos arenosos, conforme Figura 3.9.

Verifica-se na Figura 3.9 uma menor assimetria e uma menor dispersão dos limites de confiança em relação à curva média de regressão, comparativamente à Figura 3.5.

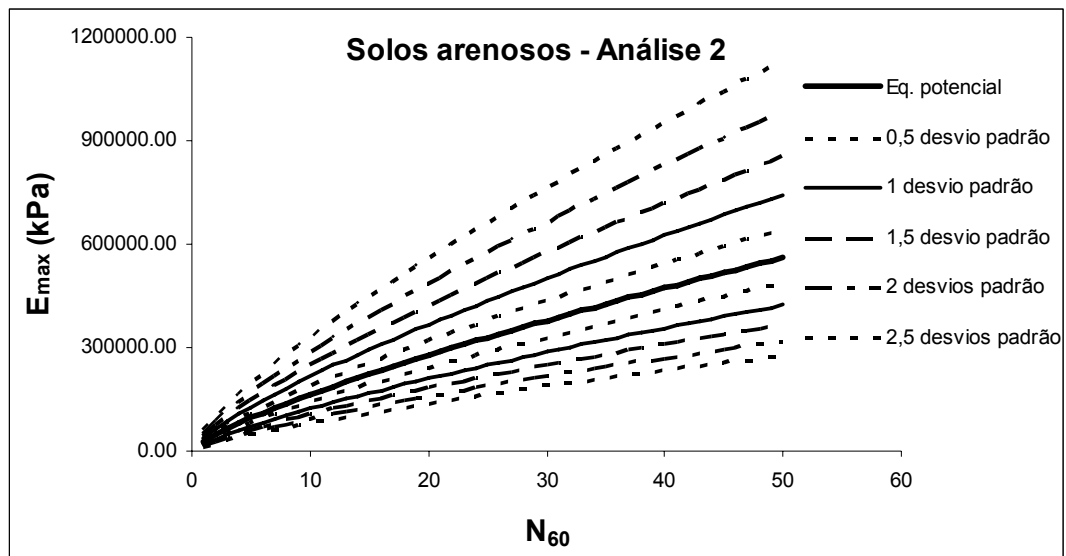


Figura 3.9- Solos arenosos – Intervalos de confiança - Análise 2.

Observa-se, que as equações potenciais obtidas (Tabela 3.6) são sensíveis ao aumento do peso específico do material, conforme expressões abaixo:

$$E_{\max} = (23556 + 1472 \cdot \Delta\gamma) \cdot N_{60}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (78)$$

$$E_{\max} = (27106 + 1694 \cdot \Delta\gamma) \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para } N_{60}=1,20 \cdot N_{\text{SPT}} \quad (79)$$

$$E_{\max} = (30018 + 1876 \cdot \Delta\gamma) \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para } N_{60}=1,37 \cdot N_{\text{SPT}} \quad (80)$$

onde $\Delta\gamma$ é o aumento do peso específico a partir do valor inicial de 16 kN/m^3 (em que $\Delta\gamma = 0$).

Exemplificando, para $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, tem-se $\Delta\gamma = 4 \text{ kN/m}^3$, logo:

$$E_{\max} = (23556 + 1472 \cdot 4) \cdot N_{60}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para } \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad (81)$$

$$E_{\max} = 29444 \cdot N_{60}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para } \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad (82)$$

Cabe destacar que, para todas as expressões da Tabela 3.6, a potência encontrada foi de 0,77, valor este próximo ao encontrado por Souza (2009):

$q_c = 13,0 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.72}$, em que q_c é a resistência de ponta no ensaio de cone.

Tabela 3.6- Análise de sensibilidade da equação potencial do módulo de elasticidade dinâmico máximo para solos arenosos - Análise 2.

Peso específico (γ) (kN/m^3)	Eq. Potencial (kN/m^2)	Eq. Potencial ($N_{60}=1,20 \cdot N_{\text{SPT}}$) (kN/m^2)	Eq. Potencial ($N_{60}=1,37 \cdot N_{\text{SPT}}$) (kN/m^2)
16	$E_{\max} = 23556 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 27106 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 30018 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$
17	$E_{\max} = 25027 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 28799 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 31892 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$
18	$E_{\max} = 26503 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 30498 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 33773 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$
19	$E_{\max} = 27977 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 32194 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 35651 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$
20	$E_{\max} = 29444 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 33882 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 37521 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$
21	$E_{\max} = 30917 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 35577 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 39398 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$
22	$E_{\max} = 32389 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 37271 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 41274 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$
23	$E_{\max} = 33861 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 38965 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 43149 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$
24	$E_{\max} = 35335 \cdot N_{60}^{0.77}$	$E_{\max} = 40661 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$	$E_{\max} = 45028 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77}$

Os intervalos de confiança para as equações potenciais do módulo de elasticidade dinâmico máximo obtidas para solos arenosos, para os diversos valores atribuídos ao peso específico, encontram-se no Anexo B.

3.5 Módulos de elasticidade estáticos

3.5.1 Generalidades

Como o módulo de cisalhamento é função da deformação, seu valor pode ser reduzido em mais de dez vezes ao se passar de uma amplitude de deformação cisalhante de $10^{-3}\%$ para 1% (Barros, 1997 e Moura, 2007). Segundo Kulhawy e Mayne (1990), citados por Moura (2007), o módulo de deformação cisalhante para carregamentos estáticos é cerca de 5 a 10% do G_{max} . Assim é importante lembrar que a avaliação desse parâmetro deve ser realizada em função dos níveis de deformação compatíveis com o problema em questão (Silveira et al., 2006). As Figuras 3.10 e 3.11 mostram a relevância deste aspecto.

A partir das correlações estabelecidas anteriormente para os módulos dinâmicos, neste item estas são corrigidas de forma a considerarem níveis de deformações compatíveis com carregamentos estáticos.

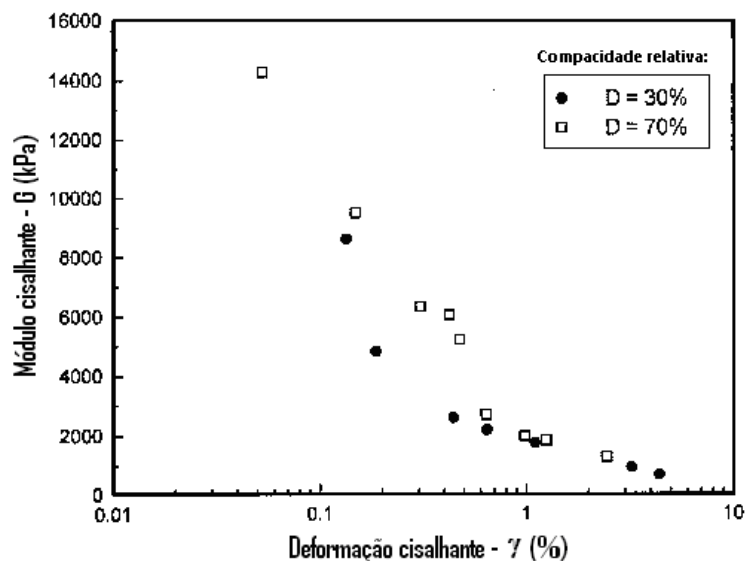


Figura 3.10- Módulo cisalhante versus deformação cisalhante para Ahmedabad sand (adaptado de Sitharam et al., 2004).

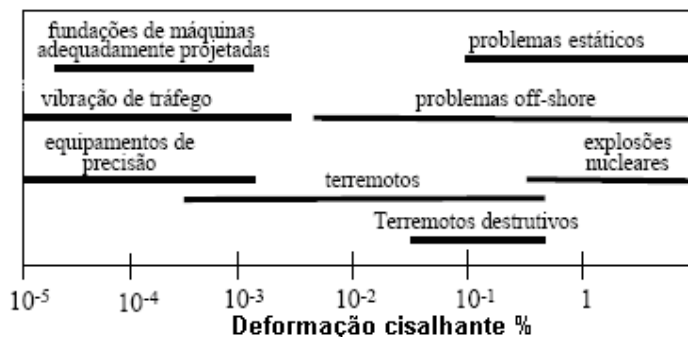


Figura 3.11- Amplitude de deformações em solos (adaptado de Moura, 2007 e Barros, 1997).

3.5.2 Critério adotado

Buzdugan (1972) relaciona, para uma série de solos, o intervalo de variação dos módulos de elasticidade estáticos e dinâmicos. Tais intervalos foram reproduzidos para os solos granulares na Tabela 3.7. A partir desses valores determinou-se a razão E_d / E_s , tanto para o limite inferior quanto para o limite superior do intervalo.

Tabela 3.7- Módulos de elasticidade - solos granulares (adaptado de Buzdugan, 1972).

Natureza dos solos granulares utilizados em Buzdugan (1972).						
(1) areia fofa com grãos arredondados						
(2) areia fofa com grãos angulares						
(3) areia medianamente compacta com grãos arredondados						
(4) areia medianamente compacta com grãos angulares						
(5) pedregulho/ cascalho sem areia						
(6) pedregulho natural com grãos angulares						
Natureza dos solos	Módulo de elasticidade ($\times 10^5 \text{ N/m}^2$)				Relação E_d / E_s	
	Intervalo de E_s (estático)		Intervalo de E_d (dinâmico)		limite inferior	limite superior
(1)	400	800	1500	3000	3,75	3,75
(2)	500	800	1500	3000	3,00	3,75
(3)	800	1600	2000	5000	2,50	3,13
(4)	1000	2000	2000	5000	2,00	2,50
(5)	1000	2000	3000	8000	3,00	4,00
(6)	1500	3000	3000	8000	2,00	2,67
Valores médios de E_d / E_s para os limites do intervalo					2,71	3,30
Valor médio de E_d / E_s para solos granulares					3,00	

Com base nos valores propostos por Buzdugan (1972), foram acrescentadas pelo presente autor as colunas correspondentes à relação E_d / E_s , chegando-se a um valor médio da ordem de 3 para esta razão, a ser adotada nesta pesquisa para os solos arenosos. Vale observar que tal valor encontra-se em consonância com os valores citados por Sitharam et al. (2004) para areia, conforme Figura 3.10.

3.5.3 Determinação dos módulos estáticos - Solos arenosos – Análise 2

A partir dos resultados obtidos para módulos dinâmicos, conforme Tabela 3.6, e da relação $E_d/E_s=3$ estimada para solos arenosos, tem-se os módulos de elasticidade estáticos listados na Tabela 3.8. Observa-se, que as equações potenciais obtidas (Tabela 3.8) são também sensíveis ao aumento do peso específico do material, conforme expressões (83) a (85).

$$E_s = (7852 + 490 \cdot \Delta\gamma) \cdot N_{60}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (83)$$

$$E_s = (9035 + 565 \cdot \Delta\gamma) \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para } N_{60}=1,20 \cdot N_{\text{SPT}} \quad (84)$$

$$E_s = (10006 + 625 \cdot \Delta\gamma) \cdot N_{\text{SPT}}^{0.77} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para } N_{60}=1,37 \cdot N_{\text{SPT}} \quad (85)$$

onde $\Delta\gamma$ é o aumento do peso específico a partir do valor inicial de 16 kN/m^3 (em que $\Delta\gamma = 0$).

Para o caso de solos arenosos, comparou-se os valores a partir das equações potenciais obtidas nesta dissertação com aqueles sugeridos por Dahlberg (1975), quais sejam, $E=9 \cdot q_c$ para areias fofas e $E=6 \cdot q_c$ para areias compactas, sendo q_c a resistência de ponta do ensaio de cone, conforme mostrado a seguir.

Tem-se nas Figura 3.12 a Figura 3.15 para os valores de N_{SPT} corrigidos em função de $N_{60}=1,20 \cdot N_{\text{SPT}}$ e $N_{60}=1,37 \cdot N_{\text{SPT}}$, respectivamente, a equação potencial para solos arenosos – análise 2 (para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$). Nestas figuras são ilustrados os valores sugeridos por Dahlberg (1975), incorporando as correlações $q_c = K N_{\text{SPT}}$ ou $q_c = K N_{60}$, com valores de K propostos por Aoki e Velloso (1975), por Danziger (1982) bem como por Souza (2009). Incluiu-se também os valores determinados através da expressão $E_{\text{max}} = 10400 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.80}$, obtida a partir de $G_{\text{max}} = 12000 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.80}$, bastante utilizada na área de petróleo e gás como critério de projeto de fundações de máquinas na ausência de dados específicos de ensaios crosshole (ver equações 86 a 90).

Tabela 3.8- Análise de sensibilidade da equação potencial do módulo de elasticidade estático máximo para solos arenosos – Análise 2.

Peso específico (γ) (kN/m ³)	Eq. Potencial do módulo estático (E_s)	Eq. Potencial do módulo estático (E_s) ($N_{60}=1,20 \cdot N_{SPT}$)	Eq. Potencial do módulo estático (E_s) ($N_{60}=1,37 \cdot N_{SPT}$)
16	$E_s = 7852 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 9035 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 10006 \cdot N_{SPT}^{0,77}$
17	$E_s = 8342 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 9600 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 10631 \cdot N_{SPT}^{0,77}$
18	$E_s = 8834 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 10166 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 11258 \cdot N_{SPT}^{0,77}$
19	$E_s = 9326 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 10731 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 11884 \cdot N_{SPT}^{0,77}$
20	$E_s = 9815 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 11294 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 12507 \cdot N_{SPT}^{0,77}$
21	$E_s = 10306 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 11859 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 13133 \cdot N_{SPT}^{0,77}$
22	$E_s = 10796 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 12424 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 13758 \cdot N_{SPT}^{0,77}$
23	$E_s = 11287 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 12988 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 14383 \cdot N_{SPT}^{0,77}$
24	$E_s = 11778 \cdot N_{60}^{0,77}$	$E_s = 13554 \cdot N_{SPT}^{0,77}$	$E_s = 15009 \cdot N_{SPT}^{0,77}$

Observa-se que, em todos os casos, a equação potencial obtida nesta dissertação é bastante representativa, quando comparada às expressões já conhecidas.

A partir da expressão $G_{max} = 12000 \cdot N_{SPT}^{0,80}$, chega-se à forma desejada:

$$E_{max} = (24000 \cdot N_{SPT}^{0,80}) \cdot (1 + \nu) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (86)$$

Para $\nu=0.3$, tem-se:

$$E_{max} = 31200 \cdot N_{SPT}^{0,80} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para o módulo dinâmico} \quad (87)$$

Adotando $E_d/E_s=3$ para solos arenosos, tem-se:

$$E_{max} = E_s = 10400 \cdot N_{SPT}^{0,80} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para o módulo estático} \quad (88)$$

Com $N_{60}=1.20N_{SPT}$, segundo Decourt et al.(1989),chega-se a:

$$E_{max} = E_s = 8988 \cdot N_{60}^{0,80} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para o módulo estático} \quad (89)$$

Com $N_{60}=1.37N_{SPT}$, segundo Cavalcante (2002), chega-se a:

$$E_{max} = E_s = 8084 \cdot N_{60}^{0,80} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{para o módulo estático} \quad (90)$$

Na Figura 3.12 compara-se a equação potencial para solos arenosos – análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e $N_{60}=1,20 \cdot N_{SPT}$ com os valores sugeridos por Dahlberg

(1975), incorporando os valores de $K = q_c/N_{SPT}$ de Aoki e Velloso (1975), $K= 1$ MPa/golpe/30cm, de Danziger (1982), $K= 0,6$ MPa/golpe/30 cm com a expressão $E_{max} = 10400 \cdot N_{SPT}^{0.80}$. Já na Figura 3.13 faz-se comparação da mesma equação potencial apresentada na Figura 3.12, incorporando, desta vez, os valores de q_c de Aoki e Velloso (1975), $K= 1$ MPa/golpe/30 cm, de Souza (2009), ($K= 1,1$ MPa/golpe/30 cm para areias fofas e $K= 0,5$ MPa/golpe/30cm para areias compactas) com os valores obtidos a partir da expressão $E_{max} = 10400 \cdot N_{SPT}^{0.80}$.

Na Figura 3.14 é comparada a equação potencial para solos arenosos – análise 2 - para $\gamma=18$ kN/m³ e $N_{60}=1,37 \cdot N_{SPT}$, com os valores sugeridos por Dahlberg (1975), incorporando os valores de K de Aoki e Velloso (1975), $K= 1$ MPa/golpe/30cm, de Danziger (1982), $K= 0,6$ MPa/golpe/30cm e com os valores obtidos a partir da expressão $E_{max} = 10400 \cdot N_{SPT}^{0.80}$. Na Figura 3.15 é comparada a mesma equação potencial da Figura 3.14, com os valores sugeridos por Dahlberg (1975), incorporando os valores de K de Aoki e Velloso (1975), $K= 1$ MPa/golpe/30cm, de Souza (2009) ($K= 1,1$ MPa/golpe/30cm para areias fofas e $K= 0,5$ MPa/golpe/30cm para areias compactas) e valores obtidos a partir da expressão $E_{max} = 10400 \cdot N_{SPT}^{0.80}$.

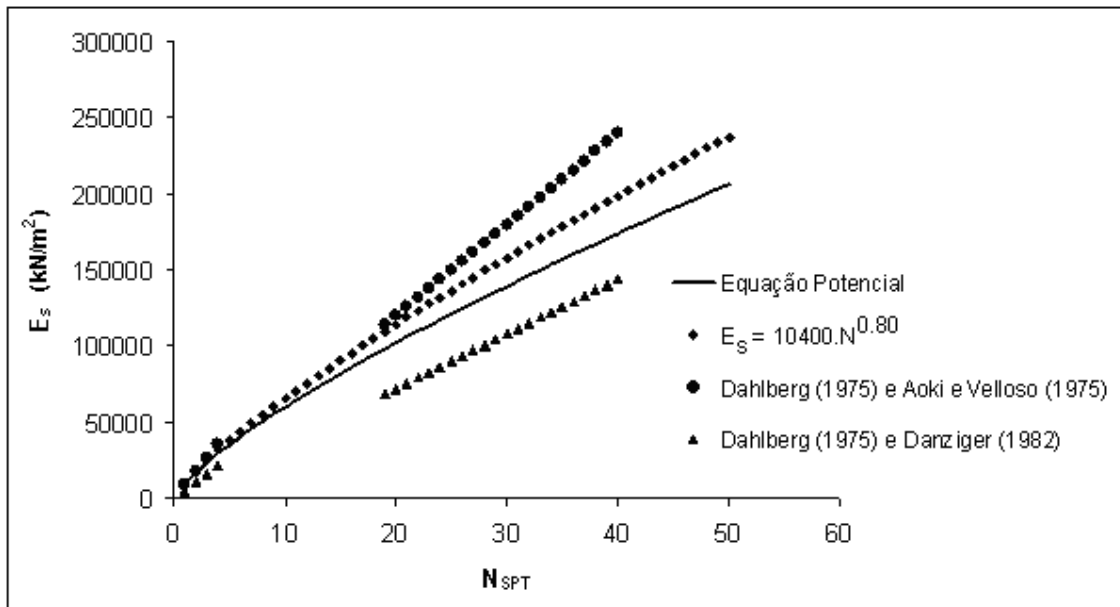


Figura 3.12- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18$ kN/m³ e $N_{60}=1,20 \cdot N_{SPT}$ com outras expressões disponíveis na literatura.

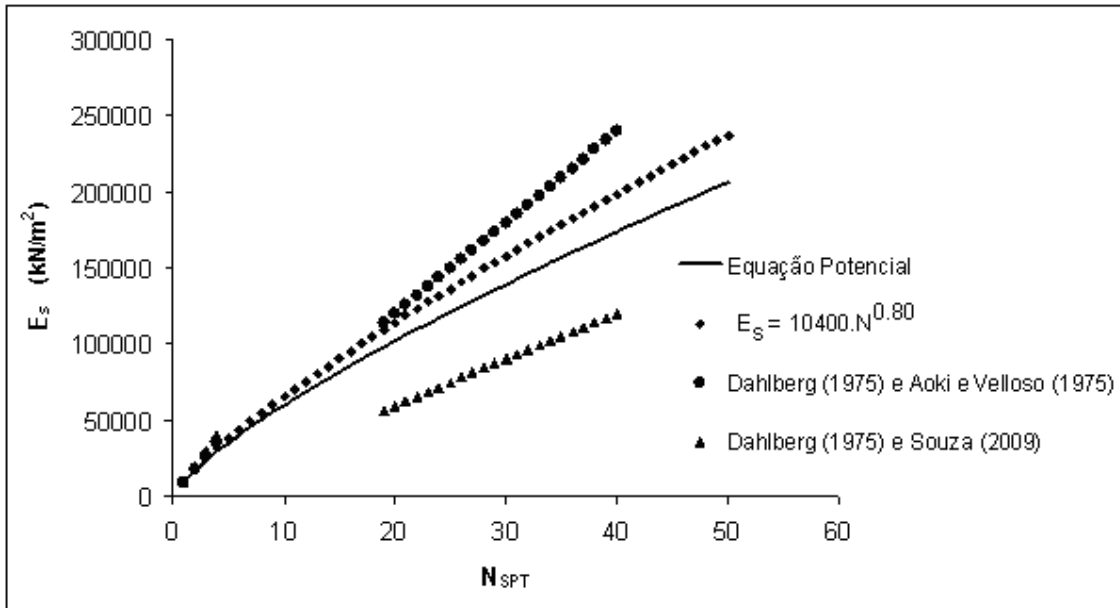


Figura 3.13- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e $N_{60}=1,20.N_{SPT}$ com outras expressões disponíveis na literatura.

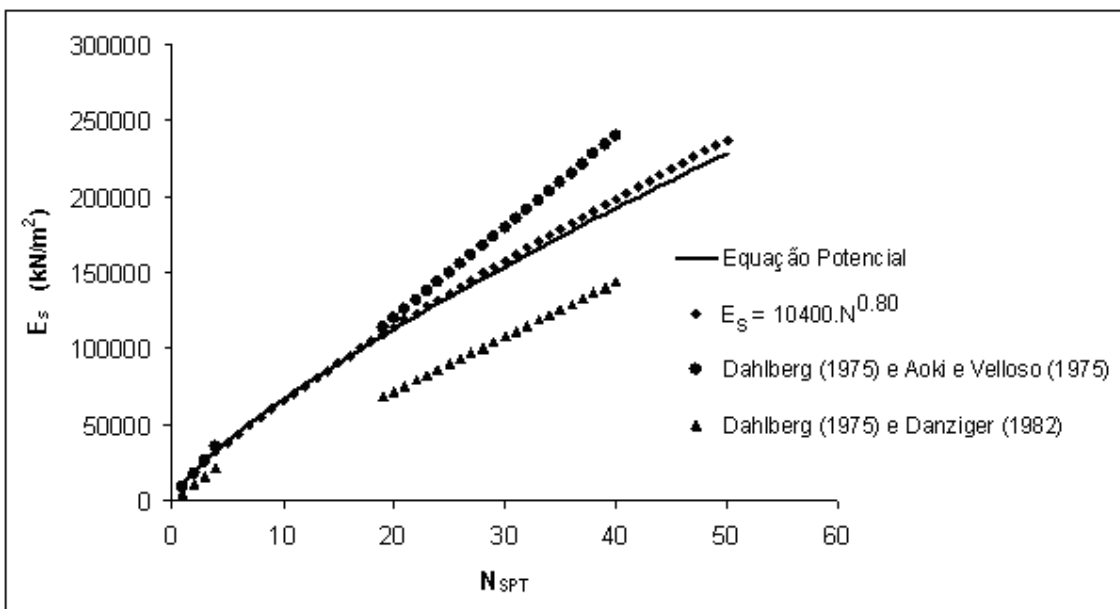


Figura 3.14- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e $N_{60}=1,37.N_{SPT}$ com outras expressões disponíveis na literatura.

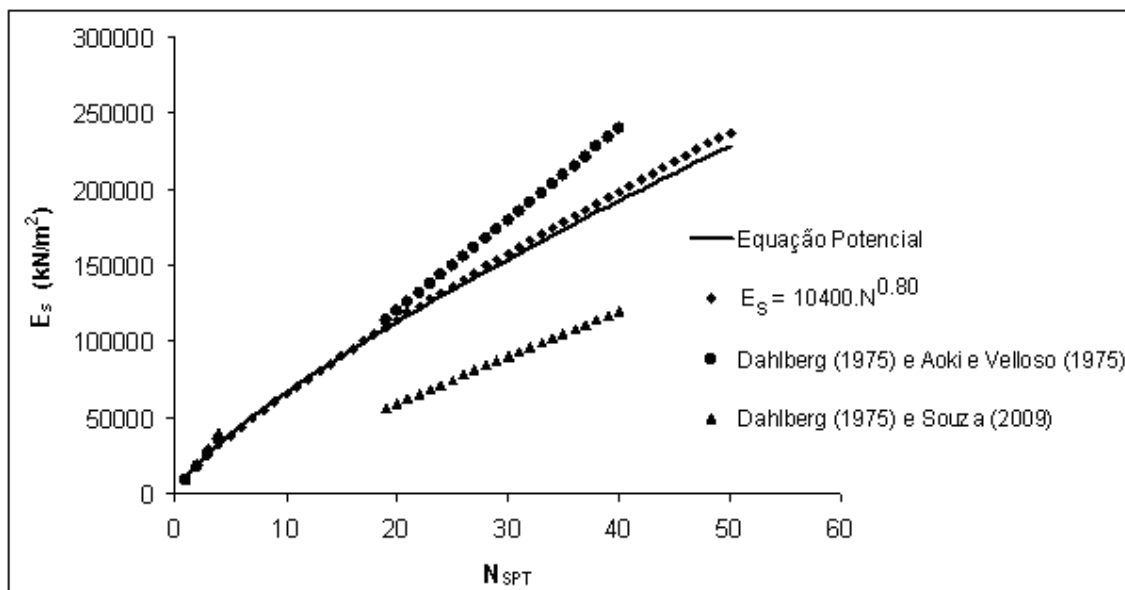


Figura 3.15- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e $N_{60}=1,37N_{\text{SPT}}$ com outras expressões disponíveis na literatura.

Na Figura 3.16, faz-se uma comparação da equação potencial para solos arenosos – análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ($E_{\text{max}} = 8834 \cdot N_{60}^{0.77}$) e seus respectivos intervalos de confiança, com os valores obtidos a partir da expressão $E_{\text{max}} = 10400 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.80}$, utilizada na área de petróleo e gás, corrigida para N_{60} . Verifica-se que esta última é representada pelas curvas (a) e (b). Observa-se que a curva (a), corrigida por $N_{\text{SPT}}=N_{60}/1,20$, está dentro do intervalo de meio desvio padrão acima da equação potencial (curva média), enquanto a curva (b), corrigida por $N_{\text{SPT}}=N_{60}/1,37$, está praticamente coincidente com a equação potencial obtida nesta pesquisa.

Esses resultados indicam que a equação potencial ilustrada na Figura 3.16 mostra-se adequada à estimativa do módulo de Young estático em areias, permitindo ainda estimar, para fins práticos, variações desse módulo em relação à curva média, que pode ser expressa por:

$$E_s = 8000 \cdot N_{60}^{0.80} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (91)$$

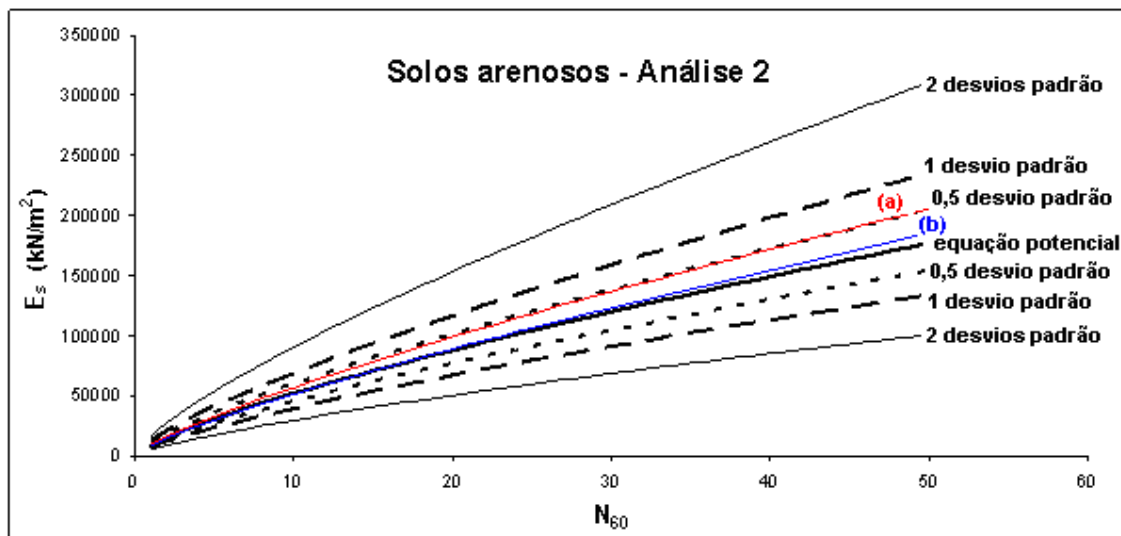


Figura 3.16- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ com os valores obtidos a partir da expressão $E_s = 10400 \cdot N_{\text{SPT}}^{0,80}$, corrigida para N_{60} . Na curva (a) o N_{SPT} foi corrigido em 1,20 e na curva (b) em 1,37.

Bastante interessante é observar o resultado obtido (Figura 3.17 à Figura 3.20) no espaço $E_s \times N_{60}$, com os respectivos intervalos de confiança determinados neste estudo, em comparação aos mostrados nas Figura 3.12 a Figura 3.15 (no espaço $E_s \times N_{\text{SPT}}$).

A partir da Figura 3.17, pode-se comparar as diferentes curvas: a curva **(a)**, em negrito no centro, representa a equação potencial para solos arenosos – análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ($E_s = 8834 \cdot N_{60}^{0,77}$); A curva **(b)**, situada no intervalo de meio desvio padrão acima da equação potencial, representando os valores obtidos a partir da expressão (88) $E_{\text{max}} = 10400 \cdot N_{\text{SPT}}^{0,80}$, corrigida para N_{60} ($N_{60}=1,20 \cdot N_{\text{SPT}}$); A curva **(c)**, situada entre os intervalos de meio e um desvio padrão acima da equação potencial, representando os limites sugeridos por Dahlberg (1975) incorporando os valores obtidos por Aoki e Velloso (1975), com $K= 1 \text{ MPa/golpe/30cm}$, também corrigidos para N_{60} ($N_{60}=1,20 \cdot N_{\text{SPT}}$), e a curva **(d)**, situada entre os intervalos de um e dois desvios padrão abaixo da equação potencial, representando os limites sugeridos por Dahlberg (1975), também corrigidos para N_{60} ($N_{60}=1,20 \cdot N_{\text{SPT}}$), incorporando os valores obtidos por Souza (2009), com $K= 1,1 \text{ MPa/golpe/30cm}$ para areias fofas e $K= 0,5 \text{ MPa/golpe/30cm}$ para areias compactas.

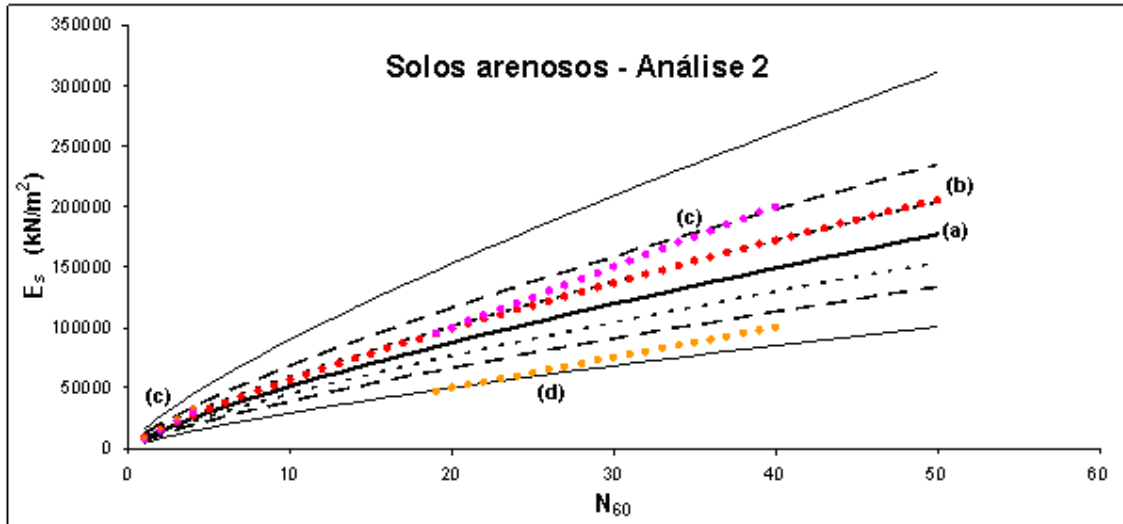


Figura 3.17- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ com diversas expressões disponíveis na literatura corrigidas para N_{60} ($N_{60}=1,20.N_{\text{SPT}}$).

Nesta Figura 3.18, a curva (d) passa a representar os limites sugeridos por Dahlberg (1975), mas incorporando os valores obtidos por Danziger (1982) com $K=0,6 \text{ MPa/golpe/30cm}$ para areias fofas e para areias compactas, também corrigidos para N_{60} , através da expressão $N_{60}=1,20.N_{\text{SPT}}$. Nesta mesma figura observa-se que apesar da equação potencial fornecer valores mais conservativos, os demais pontos plotados estão dentro do intervalo de um desvio padrão, o que é considerado um excelente resultado.

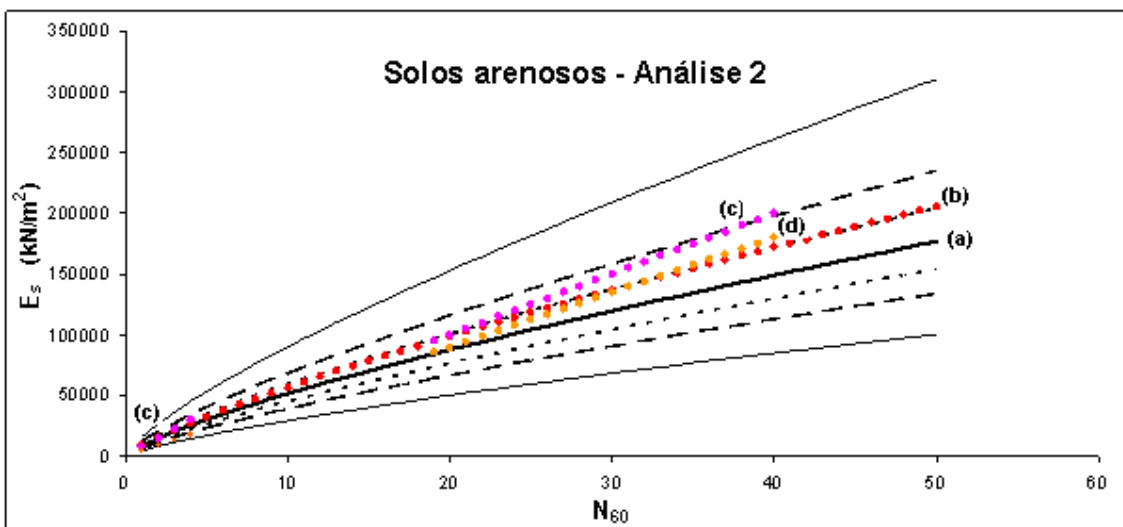


Figura 3.18- Incorporando também os valores obtidos por Danziger (1986) $K=0,6 \text{ MPa/golpe/30cm}$ para areias, curva (d).

Ao corrigir-se os dados através da expressão $N_{60}=1,37.N_{SPT}$, conforme Figura 3.19 e 3.20, pode-se verificar que a equação potencial obtida nesta dissertação e as demais expressões aproximam-se ainda mais.

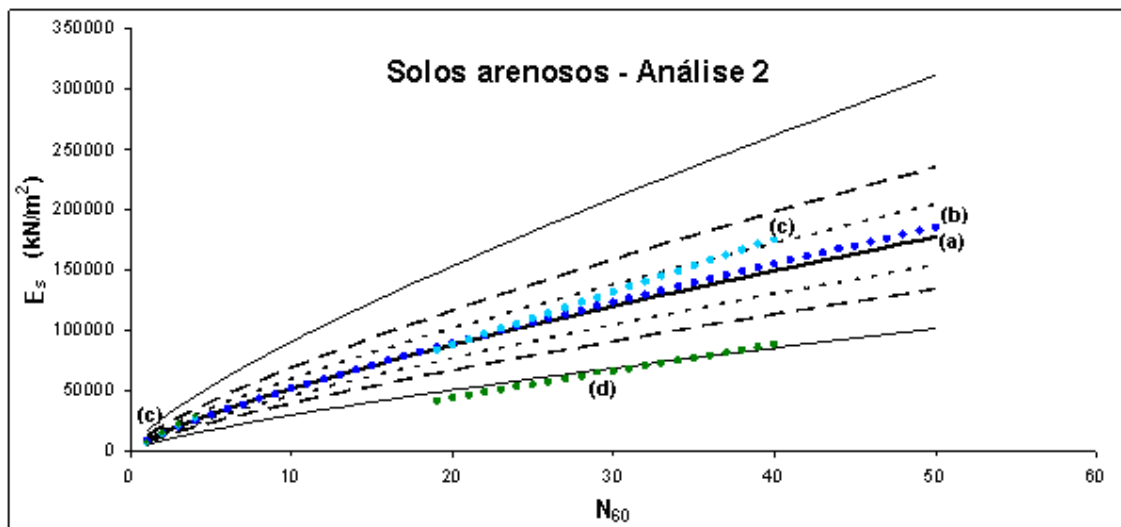


Figura 3.19- Comparação da equação potencial para solos arenosos – Análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ com diversas expressões disponíveis na literatura corrigidas para N_{60} ($N_{60}=1,37.N_{SPT}$).

Na Figura 3.19 é realizada a comparação entre as seguintes curvas: a curva **(a)**, em negrito no centro, representa a equação potencial para solos arenosos – análise 2 - para $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ($E_s = 8834 \cdot N_{60}^{0,77}$). A curva **(b)**, praticamente coincidindo com a equação potencial, representa os valores obtidos a partir da expressão (88) $E_{\max} = 10400 \cdot N_{SPT}^{0,80}$ corrigida para N_{60} ($N_{60}=1,37.N_{SPT}$). A curva **(c)**, situada entre a equação potencial e o intervalo de meio desvio padrão acima, representa os limites de Dahlberg (1975), incorporando os valores sugeridos por Aoki e Velloso (1975) com $K= 1 \text{ MPa/golpe/30cm}$, também corrigidos para N_{60} ($N_{60}=1,37.N_{SPT}$). Finalmente a curva **(d)**, praticamente coincidente com a curva de dois (2) desvios padrão abaixo da equação potencial (curva **(a)**), representa os limites sugeridos por Dahlberg (1975), também corrigidos para N_{60} ($N_{60}=1,37.N_{SPT}$), incorporando os valores obtidos por Souza (2009) com $K= 1,1 \text{ MPa/golpe/30cm}$ para areias fofas e $K= 0,5 \text{ MPa/golpe/30cm}$ para areias compactas.

Na Figura 3.20, a curva **(d)** passa a representar os limites sugeridos por Dahlberg (1975), mas incorporando os valores obtidos por Danziger (1982), com $K= 0,6 \text{ MPa/golpe/30cm}$ para areias fofas e para areias compactas, também corrigidos

para N_{60} , através da expressão $N_{60}=1,37.N_{SPT}$. A curva (d) está agora entre os intervalos de meio desvio padrão, praticamente coincidente com a equação potencial. Esta figura representa a melhor concordância entre os valores propostos neste trabalho e os valores obtidos através de expressões já difundidas na comunidade geotécnica.

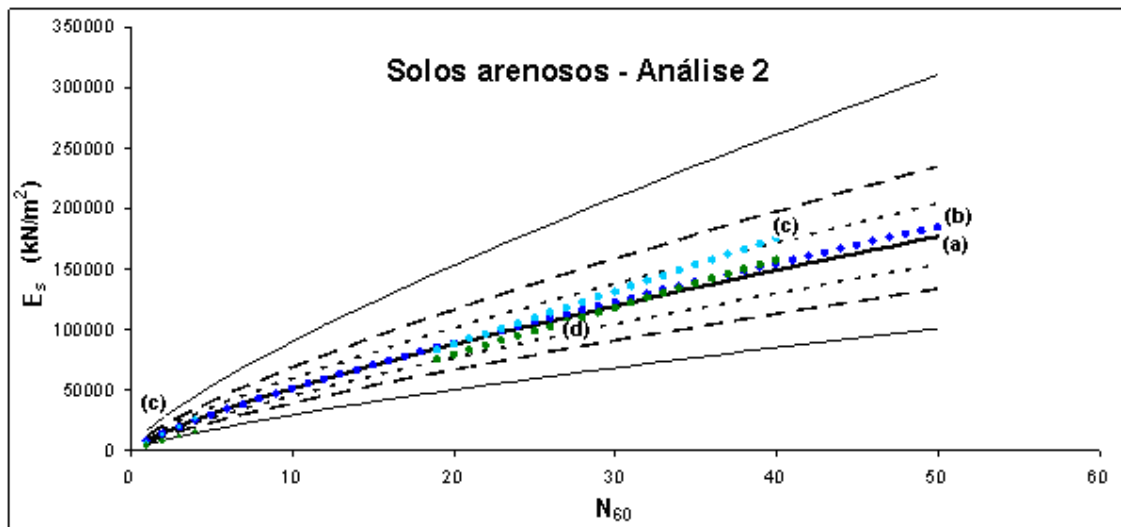


Figura 3.20- Idem à anterior, incorporando os valores obtidos por Danziger (1982) $K=0,6$ MPa/golpe/30cm para areias fofas e para areias compactas.(curva (d)).

Deste modo sugere-se, para o caso de solos arenosos, a utilização das equações potenciais obtidas nesta dissertação correlacionando E_s e N_{60} , ou as que correlacionam E_s e N_{SPT} corrigido através da expressão $N_{60}=1,37.N_{SPT}$. (ao invés das corrigidas através de $N_{60}=1,20.N_{SPT}$).

Resumindo, no presente capítulo são apresentadas correlações entre o módulo de Young estático e a resistência à penetração SPT normalizada N_{60} , válidas para areias, baseadas em fundamentos estatísticos de regressão e correlação. Os valores médios recomendados são aqueles obtidos através da equação (91). Variações acima e abaixo dos valores médios dependem do conhecimento prévio da formação do depósito em estudo, onde os valores acima da média aplicam-se aos depósitos mais antigos e sobreadensados, enquanto os valores abaixo da média aplicam-se aos depósitos recentes, levemente sobreadensados.

Em relação aos intervalos de confiança, na simulação dos ensaios de Lee e Chung (2005), a ser apresentada no capítulo seguinte, é exemplificada uma abordagem para definição de faixa de valores de módulos de elasticidade a serem adotados, que contemplem as especificidades do caso em questão.

4 PREVISÃO DO EFEITO DE INSTALAÇÃO ATRAVÉS DA PROPOSTA DE MELHORAMENTO DO SOLO DE ALVES (1998)

4.1 Procedimento proposto nesta pesquisa

No item 1.3.1 se resumiu a contribuição de Alves (1998) para a previsão do efeito de instalação no melhoramento do solo. A expressão final de Alves (1998), reproduzida abaixo, determina a redução Δn da porosidade a uma distância r do eixo da estaca cravada de diâmetro d num depósito arenoso de porosidade inicial n_0 .

$$\Delta n = \frac{1}{8} \cdot n_0^2 \cdot e^{\left(-\frac{1}{2} \frac{r^2 \cdot n_0^2}{d^2} \right)} \quad (92)$$

Com base nos valores conhecidos de n_0 (calculados a partir do índice de vazios inicial do solo), além dos valores de r e d , e utilizando-se a superposição de efeitos proposta por Alves (1998), exemplificada na Figura 4.1, determina-se a redução da porosidade final, em cada região em planta do estaqueamento, causada pela instalação de cada uma das estacas do grupo. A porosidade final é calculada como:

$$n_f = n_0 - \sum_{i=1}^{n_e} \Delta n \quad (93)$$

onde n_e representa o número de estacas do grupo.

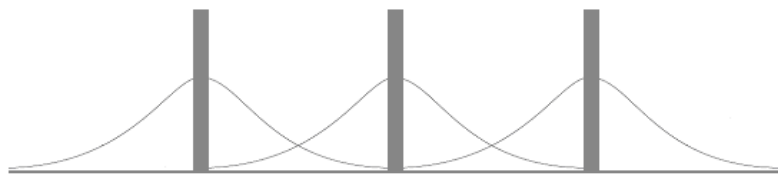


Figura 4.1- Superposição de curvas de redução de porosidade

A partir da porosidade final, determina-se o índice de vazios final e_f ($e_0 > e_f \geq e_{\min}$), conforme Tabela 4.3 e a nova densidade relativa da região em estudo.

A compacidade relativa final permite que se determine o valor do N_{SPT} ou do N_{60} , com base no número de golpes normalizado para uma energia de 60% da energia potencial teórica de queda livre, utilizando-se os valores tabelados no Anexo A (Tabela dos estados de compacidade) da NBR 6484.

Com o valor do N_{SPT} , ou do N_{60} , seleciona-se o módulo de compressibilidade do solo arenoso a partir das correlações estabelecidas nesta pesquisa, mostradas no item 3.5.3.

Foi desenvolvida uma planilha eletrônica para facilitar os cálculos numéricos. No item 4.3, onde se aplica o procedimento estabelecido nesta pesquisa, são indicados os Anexos que contemplam algumas aplicações.

4.2 Ensaio de Lee e Chung (2005)

Lee e Chung (2005) citam que investigações teóricas acerca da interação entre elementos (efeito de grupo) avançaram notavelmente, mas a aplicabilidade de seus resultados não foi verificada, devido à ausência de medidas de campo ou de dados experimentais relevantes.

A interação entre elementos de um grupo de estacas pode ser classificada em duas categorias, a saber: interação entre estacas (estaca – solo – estaca) e interação entre bloco e estaca (bloco – solo – estaca). Estas interações podem aumentar ou diminuir a capacidade de carga do grupo. Assim, dois efeitos opostos de interação em um grupo de estacas podem ser reportados.

A interação desfavorável, que induz recalque adicional nas estacas e no bloco, ou atrito negativo nas estacas, pode ser causada pelo aumento da tensão vertical e da deformação do solo circundante devido ao carregamento aplicado em estaca adjacente ou no bloco. Esta superposição de efeitos diminui a rigidez do solo adjacente às estacas ou bloco do grupo e tende a aumentar a carga das estacas periféricas do grupo. Cooke et al. (1980) encontraram tais efeitos de interação nos resultados dos ensaios realizados em estacas cravadas por prensagem na argila de Londres, no item 2.3.

Na análise de grupo de estacas, estas interações têm sido geralmente consideradas através do método de “superposição de campos de deslocamentos”, conforme citam Lee e Chung (2005). Yamashita et al. (1993) demonstraram a validade do critério de superposição através da utilização de recalques medidos em um prédio de cinco andares.

Conforme Lee e Chung (2005) as interações podem ter, por outro lado, influências favoráveis no comportamento do grupo de estacas. As cargas aplicadas nas estacas vizinhas ou a pressão de contato entre o bloco e o solo aumentam a

tensão lateral normal ao fuste da estaca e, conseqüentemente, aumentam a capacidade de carga da estaca e a carga transmitida às estacas interiores do grupo (estacas mais interativas).

A mudança nas propriedades do solo causada pela instalação de uma estaca é um importante fator que afeta o comportamento de grupo de estacas. As características de interação em um grupo de estacas não podem ser compreendidas simplesmente através da comparação entre o comportamento de uma estaca isolada e aquele de estacas em um grupo (Lee e Chung, 2005). Ao invés disso, ensaios comparativos são necessários para identificar, separadamente, o efeito de instalação e de comportamento sob carga em grupo de estacas.

No artigo de Lee e Chung (2005), baseado em séries de ensaios em modelos reduzidos de grupo de estacas, verticalmente carregadas, instaladas em areias, os efeitos de comportamento do grupo de estacas sob carga e os efeitos de instalação das estacas foram investigados. A influência do espaçamento entre estacas nas características de interação foi estudada em detalhe. Utilizando o mesmo procedimento padrão de ensaio e a mesma condição de solo, os autores, conforme Figura 4.2, efetuaram ensaios em:

- i) Estaca isolada (série S);
- ii) Estaca central carregada isoladamente em um grupo quadrangular de 9 estacas sem bloco de coroamento, com espaçamentos entre estacas variando entre 2 e 5 diâmetros (séries S2; S3; S4 e S5);
- iii) Bloco isolado (sem estacas);
- iv) Grupo quadrangular de 9 estacas com bloco de coroamento sem contato direto com o solo e espaçamentos entre estacas variando entre 2 e 5 diâmetros (séries F2; F3; F4 e F5);
- v) Grupo quadrangular de 9 estacas com bloco de coroamento em contato direto com o solo e espaçamentos entre estacas variando entre 2 e 5 diâmetros (séries P2; P3; P4 e P5).

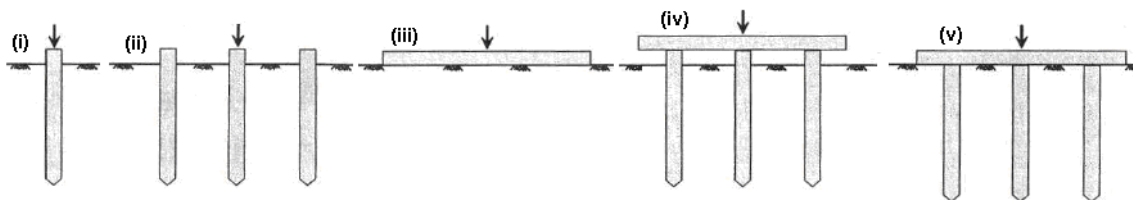


Figura 4.2- Esquema dos ensaios realizados por Lee e Chung (2005).

Os números presentes em cada série dos ensaios, por exemplo, S2, F3 e P4 referem-se aos espaçamentos entre estacas considerados para cada ensaio, conforme Figura 4.3.

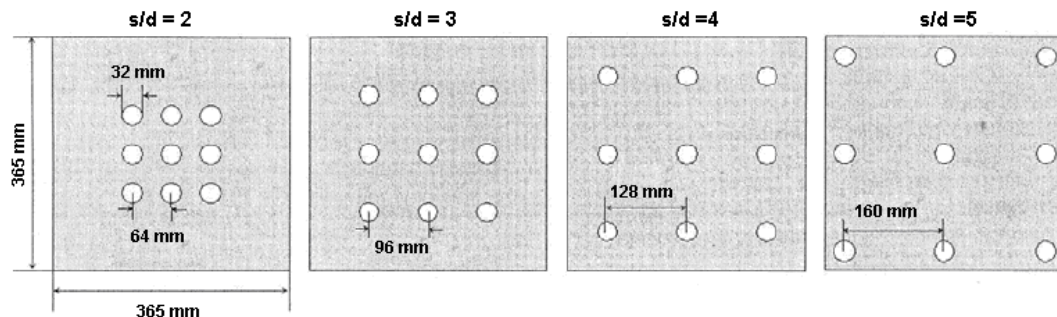


Figura 4.3- Configurações dos grupos de estacas utilizadas por Lee e Chung (2005).

As estacas de alumínio utilizadas por Lee e Chung (2005) foram cravadas em uma caixa de 1,4 m de comprimento, 1,0 m de largura e 2,5 m de profundidade, preenchida com areia seca em camadas compactadas de 40 cm, com auxílio de um martelo de 5 Kgf. As estacas possuíam superfície polida e lisa e seção tubular de 32 mm de diâmetro com 1,2 mm de espessura de parede, comprimento total de 620 mm sendo que embutidos no terreno apenas 580 mm nos ensaios (i), (ii) e (iv) e 600 mm no ensaio (v), conforme Figura 4.2. As pontas das estacas eram cônicas, formando um ângulo de 60° para que a cravação fosse facilitada e o módulo de elasticidade das mesmas era de 72,7 GPa.

Nos ensaios (iii), (iv) e (v) utilizou-se bloco de coroamento em aço, de dimensões 365 mm x 365 mm e espessura de 20 mm, considerado rígido pelos autores.

Em todos os ensaios realizados por Lee e Chung (2005) seguiu-se a sequência de cravação ilustrada na Figura 4.4(a). Devido à dificuldade de selecionar, segundo Lee e Chung (2005), um critério único para determinação da carga última para cada ensaio realizado, os autores estabeleceram como critério de análise as medidas de carga para dois níveis distintos de recalque no elemento carregado, a saber: 0,5 mm e 3,0 mm. O sistema de aplicação de carga assim como o de medição de deformações, está representado na Figura 4.4 (b). Nesta dissertação são realizadas análises para se atingir o nível de deslocamento de 0,5 mm. As cargas obtidas são comparadas àquelas experimentais.

Cabe ressaltar também que o trabalho de Lee e Chung (2005), segundo os próprios autores, faz apenas uma estimativa qualitativa do comportamento do grupo,

devido à dificuldade de extrapolar os resultados obtidos em modelo reduzido para a escala real (em função da diferença entre o nível de tensões atuantes no solo do modelo reduzido e aqueles encontrados em casos reais de fundações). Para a aplicação prática dos resultados de ensaios em modelos reduzidos, os autores sugerem que estudos adicionais devem ser realizados.

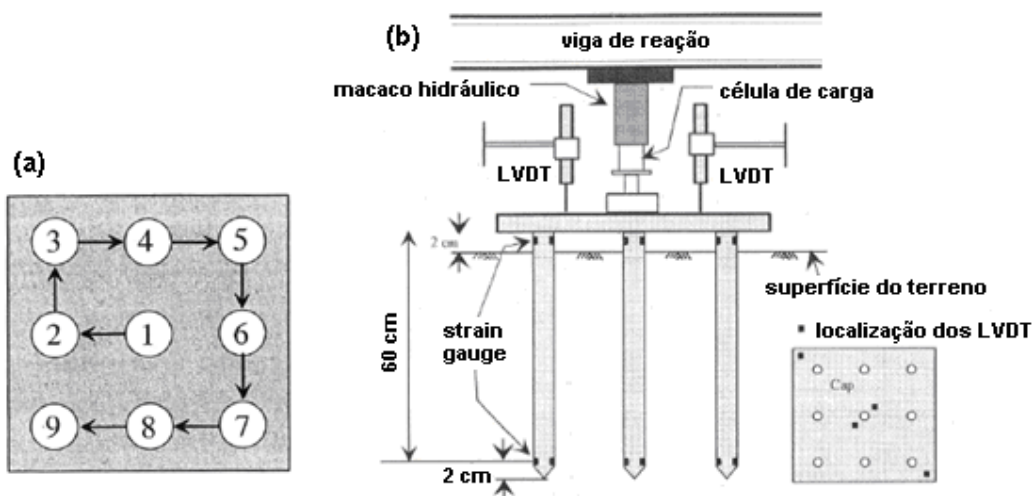


Figura 4.4- Sequência de cravação das estacas (a) e sistema de aplicação de carga e medição de deformações nas estacas (b) (adaptado de Lee e Chung, 2005).

Altaee e Fellenius (1994) frisaram a limitação dos ensaios em modelo reduzido devido ao efeito do nível de tensões e propuseram uma abordagem para extrapolação dos resultados obtidos a partir de tais modelos (Lee e Chung, 2005).

4.3 Desenvolvimento do procedimento proposto nesta pesquisa

Com base nos parâmetros fornecidos por Lee e Chung (2005) para a areia, estimados através de ensaios granulométricos e de cisalhamento direto, conforme Tabela 4.1, calculou-se o peso específico seco do solo, γ_d , a partir da expressão (94), chegando-se ao valor de 15,6 kN/m³.

$$D_r = \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_d} \right) \quad (94)$$

Tabela 4.1- Parâmetros do solo (Lee e Chung, 2005).

Densidade dos grãos (G)	2,66	-
Peso específico seco mínimo (γ_{dmin})	13,1	kN/m ³
Peso específico seco máximo (γ_{dmax})	16,9	kN/m ³
Ângulo de atrito interno de pico (ϕ'_{peak})	35	°
Ângulo de atrito interno a volume constante (ϕ'_{cv})	32	°
Densidade/Compacidade relativa média do solo (D_r)	70	%

A partir das expressões (95) e (96), foram estimados tanto o índice de vazios inicial ($e_0=0,71$) quanto a porosidade inicial ($n_0=0,415$), correspondentes à fase anterior à instalação das estacas. Adotou-se para o peso específico da água (γ_w) o valor de 10 kN/m³. A porosidade ao final da instalação das estacas, considerando os diversos espaçamentos estudados, foi estimada com base no procedimento ilustrado no item 4.3.1, a partir da expressão (93). Chegou-se, assim, ao índice de vazios final (expressão (97)), com base na porosidade final correspondente à etapa posterior à instalação das estacas e anterior ao seu carregamento. ($e_0 \geq e_f \geq e_{min}$) Para esta situação, determinou-se a nova compacidade relativa, conforme expressão (98), que se utiliza do índice de vazios mínimo ($e_{min}=0,57$) e do índice de vazios máximo ($e_{max}=1,03$), estimados através das expressões (99) e (100), em função dos pesos específicos secos mínimo e máximo determinados por Lee e Chung (2005) para a areia em estudo.

$$e_0 = \frac{G \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (95)$$

$$n_0 = \frac{e_0}{(1 + e_0)} \quad (96)$$

$$e_f = \frac{n_f}{(1 - n_f)} \quad (97)$$

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (98)$$

$$\gamma_{dmax} = \frac{G \cdot \gamma_w}{1 + e_{min}} \quad (99)$$

$$\gamma_{dmin} = \frac{G \cdot \gamma_w}{1 + e_{max}} \quad (100)$$

4.3.1 Determinação das subáreas

Para a determinação das regiões em que se calcularam as porosidades após a instalação das estacas, seguiu-se o seguinte procedimento: em torno de cada estaca instalada definiu-se uma região quadrangular de lado igual a duas vezes o diâmetro da estaca (0,064 m), conforme Figura 4.5. A região quadrangular externa possui lados idênticos às dimensões da placa utilizada nos ensaios (placa com 0,365 m de lado). Cabe ressaltar também, que nas figuras que se seguem, o símbolo que representa cada uma das estacas (\oplus) não possui dimensões compatíveis com o diâmetro das mesmas, sendo apenas um recurso gráfico do Plaxis 3D Foundation para representá-las. Os demais detalhes nas figuras respeitam a escala adotada.

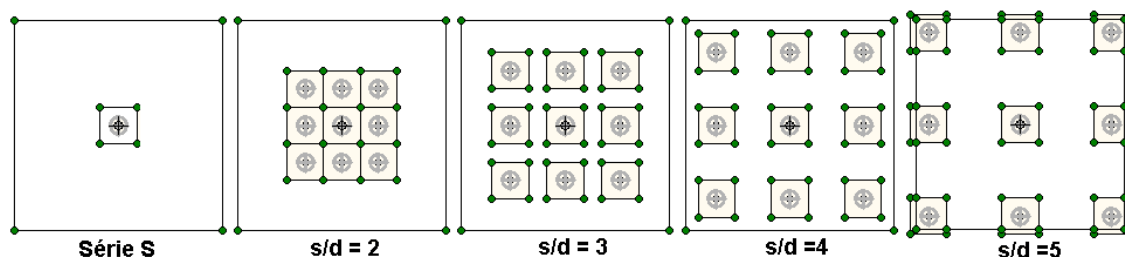


Figura 4.5- Definição inicial das subáreas.

A fim de melhor representar o comportamento do solo após a instalação das estacas, a partir das áreas geradas anteriormente, foram definidas novas subáreas (Figura 4.6), a saber:

No caso da série S, em que uma estaca isolada é carregada, definiu-se em torno da mesma uma segunda região quadrangular de lado igual a seis vezes o diâmetro da estaca (0,192 m).

Para os ensaios com espaçamento entre estacas igual a $2d$, manteve-se o layout inicial da Figura 4.5. Para os ensaios com espaçamento entre estacas de $3d$, $4d$ e $5d$, foram definidas regiões internas, representadas na Figura 4.6.

Para $s=5d$, desprezou-se a região fora dos limites que representam as dimensões da placa, pois devido à proximidade entre pontos gerados, a mesma representou um fator complicador no processo de geração de malha de elementos finitos. Assim, chegou-se às configurações finais da Figura 4.7 para a determinação da porosidade e demais parâmetros após instalação das estacas.

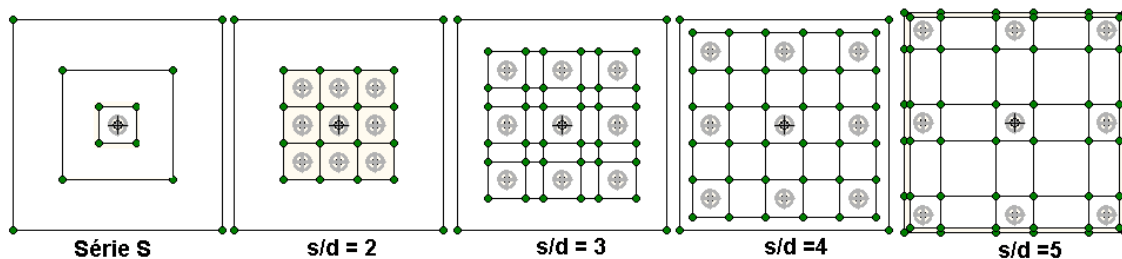


Figura 4.6- Discretização das subáreas inicialmente propostas.

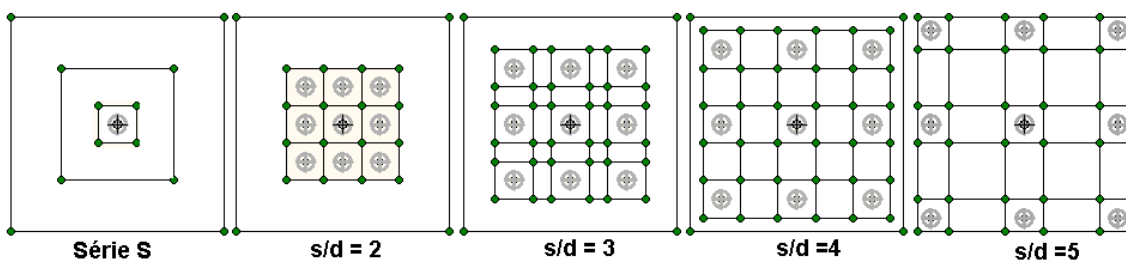


Figura 4.7- Configurações finais - subáreas consideradas nas análises.

Cabe observar que, assim como na Figura 4.3 proposta por Lee e Chung (2005), nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 desta dissertação, não foram apresentadas as dimensões da região modelada. Apresentou-se apenas as configurações dos grupos, pois as mesmas serão visualizadas posteriormente, ao serem detalhadas as malhas de elementos finitos geradas para cada caso.

Para as simulações dos ensaios com espaçamento entre estacas de $s = 4d$ e $s = 5d$, uma região fora dos limites da placa foi também considerada nas análises, pois nestes casos, as estacas encontravam-se mais afastadas do centro e mais próximas da região limítrofe considerada. Conseqüentemente a região externa, nestes casos, foi sensível ao efeito de instalação das estacas (Figura 4.8). As dimensões destas regiões externas afetadas pela instalação das estacas apresentam 0,72 m de lado para $s=4d$ e 0,78 m de lado para $s= 5d$, visto que para as estacas ensaiadas por Lee e Chung (2005) o raio de influência da melhoria, ou seja, a distância a partir da qual não há variação da porosidade, conforme expressão (92) sugerida por Alves (1998), é de aproximadamente 0,23 m.

Para o espaçamento $s=4d$ o índice de vazios nesta região externa reduziu de 0,71 para 0,692 e para $s= 5d$ reduziu para 0,699. Para os demais casos, a variação do índice de vazios foi insignificante e, portanto desprezada. Até mesmo porque uma variação mínima no índice de vazios ocasiona também mínima variação na compacidade relativa e conseqüentemente no N_{SPT} e no módulo de elasticidade.

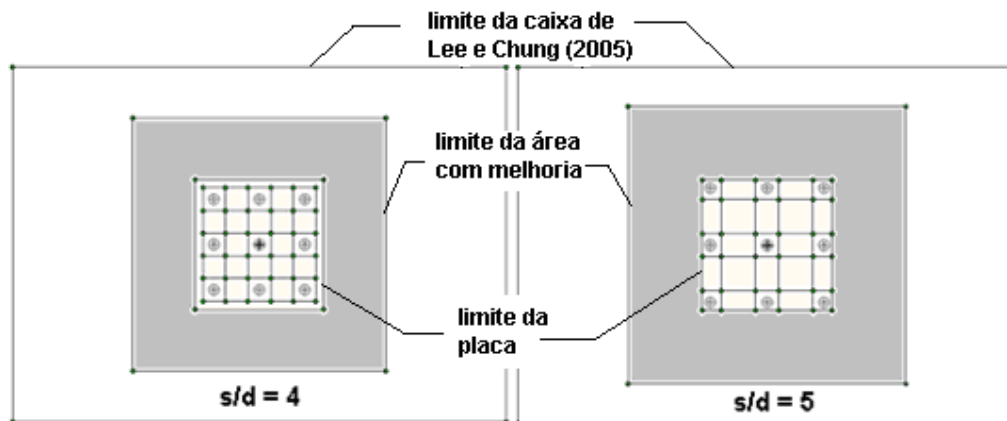


Figura 4.8- Configuração da região externa afetada para os espaçamentos de 4d e 5d.

Adicionalmente são apresentadas no Anexo C diferentes malhas para a implementação da melhoria em função da instalação das estacas.

4.3.2 Redução da porosidade após instalação das estacas

Para cada subárea das configurações finais obtidas (Figura 4.7 e 4.8) foram calculadas as respectivas reduções da porosidade devido ao efeito de instalação de cada uma das estacas.

A Figura 4.9 ilustra, para o espaçamento $s = 5d$, as distâncias r (a partir do eixo de cada estaca de diâmetro d) consideradas para o cálculo da redução Δn da porosidade através da expressão (92). Na Figura 4.9 (a) para a subárea central, na Figura 4.9 (b) para a subárea lateral, na Figura 4.9 (c) para a subárea de canto, na Figura 4.9 (d), (e) e (f) para as subáreas internas. É facilmente observável que devido à simetria do estaqueamento, a redução Δn da porosidade nas demais subáreas é idêntica às indicadas nas figuras, conforme as posições que ocupam.

Para contemplar o efeito de instalação da própria estaca na subárea em que está posicionada, nos casos das Figura 4.9 (a), (b) e (c), adotou-se o valor de r igual à metade do diâmetro da estaca.

Nas Figura 4.9 (g) e (h) foram representados os pontos, para a subárea externa (que ocorre apenas para os espaçamentos $s=4d$ e $s=5d$), através dos quais se determinou a redução Δn da porosidade (média dos dois pontos) na região considerada.

Realizou-se procedimento equivalente para os demais espaçamentos e para a série S, em que uma estaca é testada isoladamente.

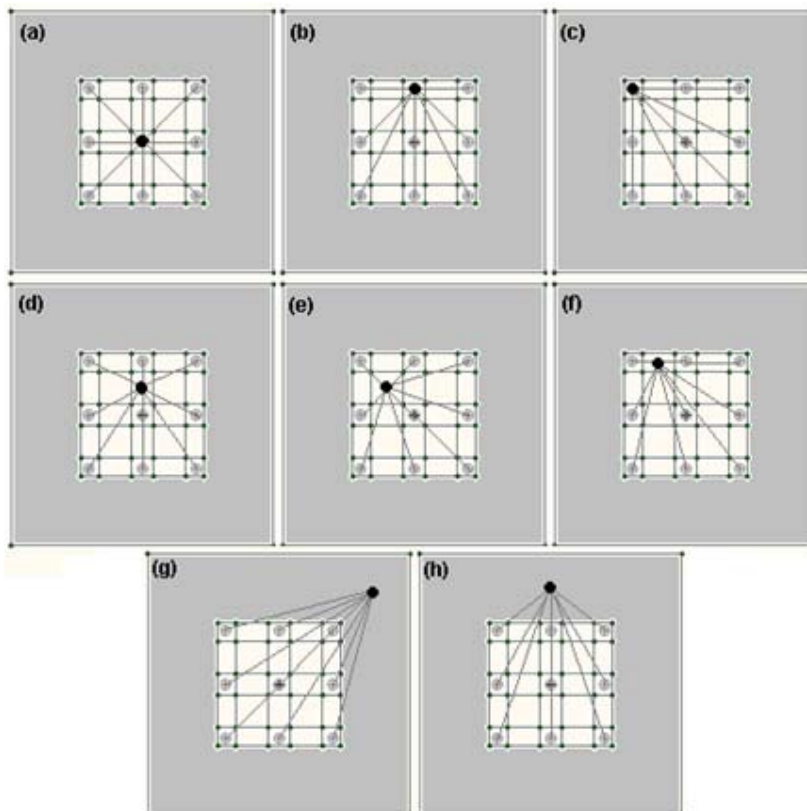


Figura 4.9- Representação das distâncias (r) utilizadas para o cálculo dos Δn para $s/d=5$.

4.3.3 Determinação dos demais parâmetros dos solos

Os valores dos ângulos de atrito e de N_{SPT} considerados nas análises foram interpolados a partir dos valores relacionados na Tabela 4.2.

Cabe ressaltar que chamou-se de solo original o solo em que não foi implementado o efeito de melhoria devido à instalação das estacas e de solos melhorados àqueles em que a instalação das estacas proporcionou a melhoria das propriedades dos mesmos.

Tabela 4.2. Limites sugeridos para o N_{SPT} e para o ângulo de atrito .

	D_r (%)	N_{SPT}	ϕ'
Para o solo original	70	19	35°
Limite máximo sugerido para os solos melhorados	100	40	40°

O ângulo de dilatação (ψ) foi estimado, conforme Brinkgreve et al. (2007), para os casos em que $\phi' > 30^\circ$, a partir da expressão (101).

$$\psi = \phi' - 30^\circ \quad (101)$$

O intervalo sugerido para o N_{SPT} foi estimado com base na densidade relativa a partir da NBR 6484 (2001) e o intervalo sugerido para o ângulo de atrito foi estimado a partir de Souza Pinto (2000).

Porém, ao invés de se considerar o limite superior de 40, para o N_{SPT} , utilizou-se o limite de 30, pela seguinte razão: um valor tão elevado de N_{SPT} , ao longo de todo o perfil do solo em contato com as estacas, não permitiria a sua instalação, seja por prensagem, seja por cravação. Os limites de N_{SPT} conhecidos na prática como impenetrável para execução utilizando equipamentos convencionais para cravação de estacas pré-moldadas, segundo Aoki (2003) são da ordem de 25 a 35.

Quanto aos ângulos de atrito da Tabela 4.2, cabe destacar que Souza Pinto (2000) considera os limites de 35° a 43° para areias mal graduadas com grãos angulares. Como a areia utilizada nos ensaios de Lee e Chung (2005) foi classificada como SP, pelo Sistema Unificado de Classificação, (SP, poorly graded), mas de grãos arredondados, utilizou-se os limites de 35° a 40° .

A partir da porosidade ao final da instalação das estacas determina-se o índice de vazios e , com base na expressão (97), a nova densidade relativa. A partir da densidade relativa, interpolando-se na faixa de valores da NBR 6484 (2001) obtém-se o N_{SPT} que é utilizado nas correlações estabelecidas para a determinação do módulo de elasticidade.

Determinou-se também o peso específico seco, submerso e saturado do material, após instalação das estacas, a partir da porosidade ao final da instalação das estacas, conforme as expressões (102), (103) e (104).

$$\gamma_d = G \cdot (1 - n_f) \cdot \gamma_w \quad (102)$$

$$\gamma_{sub} = \frac{G - 1}{1 + e_f} \cdot \gamma_w \quad (103)$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_{sub} + \gamma_w \quad (104)$$

4.3.4 Parâmetros obtidos

Conforme procedimentos indicados anteriormente chegou-se aos resultados relacionados a seguir (Tabela 4.3).

Tabela 4.3- Parâmetros obtidos para os solos.

Características dos solos										
Análise	Solo	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e_f	D_r (%)	N_{SPT}	N_{60}	E (kN/m ²)	ϕ' (°)	ψ (°)
todas	S_{original}	15,60	19,70	0,710	70	19	26,00	47470	35	5,0
Série S	S_a	16,12	20,06	0,650	83	24	32,56	56881	37,2	7,2
	S_b	15,96	19,96	0,667	79	22	30,55	54252	36,5	6,5
	S_c	15,69	19,79	0,695	73	20	27,54	50221	35,5	5,5
s/d = 2	S_{int 2d}	16,94	20,57	0,570	100	30	41,00	67003	40	10,0
	S_{ext 2d}	16,34	20,20	0,628	87,4	25	35,00	59468	38	8,0
s/d = 3	S_{int 3d}	16,94	20,57	0,570	100	30	41,00	67003	40	10,0
	S_{ext 3d}	16,23	20,13	0,638	85	25	34,25	58180	37,5	3,8
s/d = 4	S_{int 4d}	16,81	20,49	0,582	97	29	39,59	65769	39,5	9,5
	S_{lateral 4d}	16,57	20,34	0,605	92	27	36,99	62016	38,7	8,7
	S_{canto 4d}	16,41	20,24	0,621	89	26	35,57	60747	38,2	8,2
	S_{ext 4d}	16,27	20,16	0,635	86	25	34,00	58180	37,7	7,7
	S_{fora placa 4d}	15,72	19,81	0,692	73	20	26,88	48852	35,3	5,3
s/d = 5	S_{int 5d}	16,44	20,26	0,618	90	26	36,00	60747	38,3	8,3
	S_{lateral 5d}	16,36	20,21	0,626	88	26	35,00	59468	38	8,0
	S_{canto 5d}	16,29	20,17	0,633	86	25	34,00	58180	37,7	7,7
	S_{fora placa 5d}	15,73	19,82	0,699	73	20	28,00	50221	35,7	5,7

Para todos os solos utilizados nas análises, considerou-se: $R_{inter} = 0,75$, coesão de 0,2 kPa e coeficiente de Poisson de 0,3 e adotou-se também, para todas as análises, o Modelo Mohr-Coulomb e o material com comportamento drenado.

As designações utilizadas para os solos na Tabela 4.3 referem-se às configurações ilustradas na Figura 4.10 além, obviamente do solo original, ou seja, o solo sem melhoria não representado nesta figura. Cabe destacar que algumas das sub-áreas indicadas na Figura 4.7 não aparecem na Figura 4.10, uma vez que foram

obtidos valores de porosidade final muito próximos, o que motivou a incorporação de algumas regiões, simplificando a geometria final.

No Anexo D são apresentados os cálculos efetuados para o espaçamento relativo $s/d=5$, objetivando a determinação das reduções na porosidade necessárias para a determinação do índice de vazios após a melhoria e demais parâmetros do solo listados na Tabela 4.3.

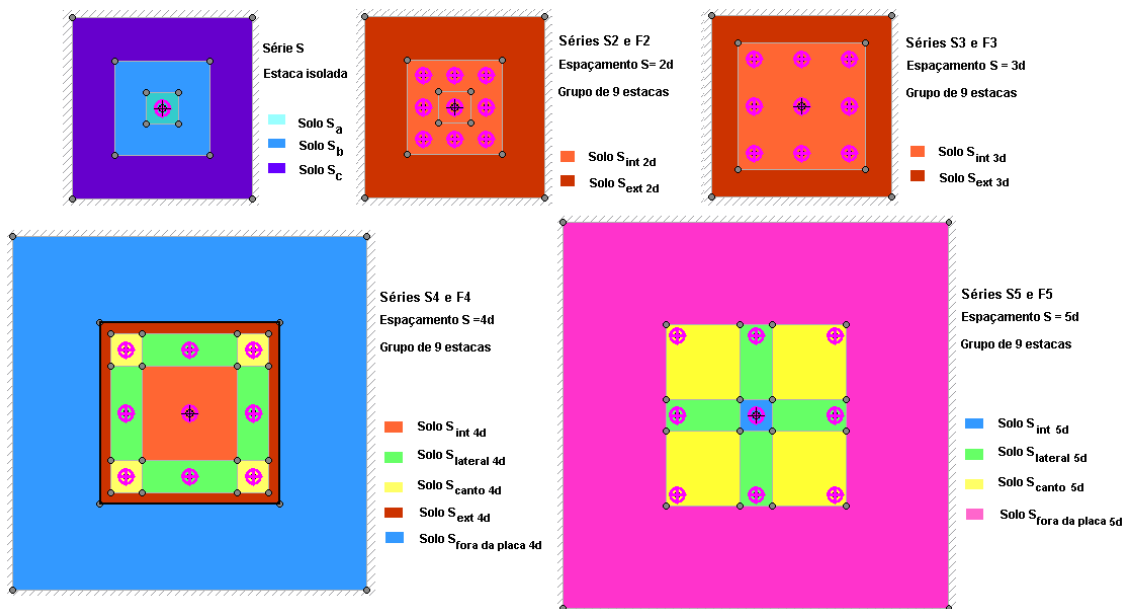


Figura 4.10- Representação dos solos utilizados nas análises.

Os módulos de elasticidade (E) foram obtidos a partir da equação potencial, definida conforme critério proposto no item 3.5.3, para o peso específico de 16 kN/m^3 . Para as simulações efetuadas nessa dissertação foram adotados os valores referentes ao intervalo inferior da equação potencial para 2,5 desvios padrão, na tentativa de ajustar as análises ao efeito de escala e níveis reduzidos de tensões. Tal procedimento é detalhado no item 4.3.7 em que, para a Série S, foi verificada a necessidade do ajuste dos módulos.

É facilmente observável que as variações ocorridas no peso específico do solo melhorado, para as diversas subáreas definidas, são compatíveis com o modelo proposto por Alves (1998), conforme Figura 4.11, para o caso de uma estaca isolada, ressaltando que foi utilizada a superposição de efeitos para as nove estacas.

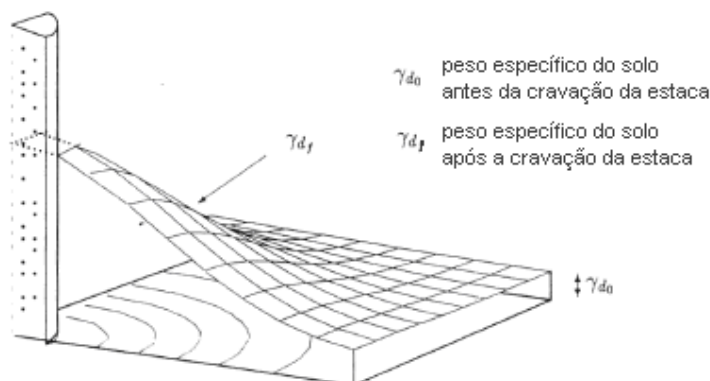


Figura 4.11- Efeito da compactação do solo ao redor de uma estaca (Alves, 1998).

Observa-se na Figura 4.12, em que foram comparadas as Figura 4.7 e Figura 4.10, que para os espaçamentos de $s=2d$ e $s=3d$ há uma região denominada interna, delimitada pelas subáreas quadrangulares sugeridas na Figura 4.7, em que a melhoria foi idêntica. Já para $s=4d$ e $s=5d$, devido aos espaçamentos maiores, o mesmo não ocorreu, nestes casos surgiram áreas com melhorias distintas.

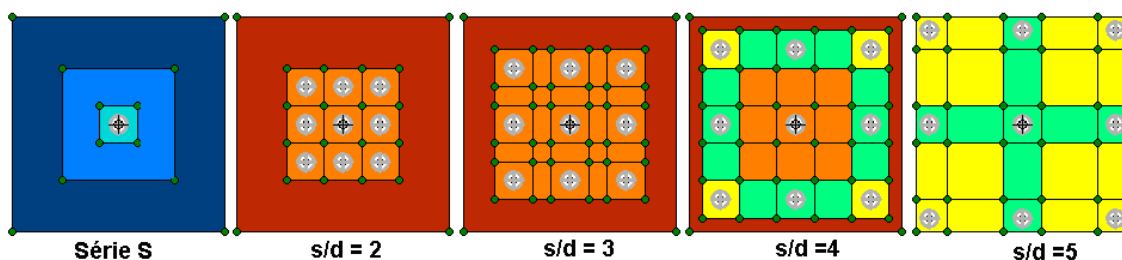


Figura 4.12- Detalhes dos solos após melhoria.

4.3.5 Determinação dos parâmetros das estacas

Neste item são apresentados os aspectos relevantes para a modelagem das estacas.

As estacas tubulares de ponta cônica fechada utilizadas por Lee e Chung (2005) foram modeladas como maciças com peso específico equivalente, conforme Tabela 4.4, similarmente ao realizado no item 2.4.3, nos ensaios de Cooke et al. (1980). O peso específico do alumínio foi considerado como 1/3 do peso específico do aço, ou seja, 26 kN/m^3 , conforme consulta feita a alguns fabricantes.

Tabela 4.4. Parâmetros das estacas - Análises dos ensaios de Lee e Chung (2005).

Tipo de estaca utilizada na modelagem	–	Embedded pile	-
Módulo de Elasticidade equivalente	E_{eq}	$1,096 \cdot 10^7$	kN/m^2
Peso específico equivalente	γ_{eq}	3,75	kN/m^3
Tipo de estaca utilizada	-	Circular maciça	-
Diâmetro da estaca	D	0,032	M

Os parâmetros de resistência por atrito lateral no contato solo x estacas foram estimados através da metodologia sugerida pelo US Army Corps of Engineers (2005) para estacas metálicas em solos de comportamento drenado, incorporando, para cada região, os valores de ϕ' e γ_d previamente definidos na Tabela 4.3.

O atrito lateral varia linearmente com a profundidade até uma profundidade crítica, D_c , permanecendo constante abaixo da mesma. Neste caso D_c é de 0,64 m, conforme expressão (105) para areias densas, em que B é a largura da estaca (neste caso equivale ao diâmetro D da estaca). Após determinação da tensão efetiva vertical, em que se utilizou $h = 0,6$ m, estimou-se o atrito lateral crescente com a profundidade a partir da expressão (106), onde K_c é o coeficiente de empuxo lateral. O valor de K_c varia de 1 a 2 para areias, no método do US Corps, tendo sido adotado o limite inferior. No caso de estacas metálicas, δ , o ângulo de atrito entre o solo e a estaca, foi estimado através da expressão (107).

$$D_c = 20 \cdot B \quad (105)$$

$$f_s = K_c \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (106)$$

$$\delta = 0.67 \cdot \phi' \quad (107)$$

A resistência total por atrito é dada pela expressão (108) onde A_s é a área lateral da estaca em contato com o solo.

$$P_L = (f_s / 2) \cdot A_s \quad (108)$$

Para a modelagem numérica é necessário fornecer a resistência por atrito no topo da estaca, que neste caso é nula ($T_{top \text{ Max}}$), bem como na ponta da estaca ($T_{bot \text{ Max}}$) conforme expressão (109), em que D é o diâmetro da estaca. Tais valores são apresentados na Tabela 4.5.

$$T_{bot \text{ Max}} = f_s \cdot \pi \cdot D \quad (\text{kN/m}) \quad (109)$$

Estimou-se a parcela resistida pela ponta, a partir da diferença entre o valor de 1291 N, que equivale à carga máxima mobilizada nas estacas dos ensaios de

Lee e Chung (2005), e o valor da resistência total por atrito em cada caso. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5- Parâmetros de resistência das estacas adotadas nas análises.

Análise	Estacas		δ ($^{\circ}$)	σ'_v (kN/m 2)	f_s (kN/m 2)	$T_{bot Max}$ (kN/m)	P_L (N)	F_{max} (N)	N_q	F_{max}	P_{rupt}
										US Corps (N)	US Corps (N)
Série S	(a)	$E_{original}$	23,45	9,36	4,0601	0,4081	122,45	1169	58	436,6	559,06
	(a)	E_a	24,92	9,67	4,4945	0,4518	135,55	1155	92	715,64	851,19
s/d =2	(b)	$E_{int 2d}$	26,80	10,16	5,1342	0,5161	154,84	1136	117	956,4	1111,25
s/d =3	(c)	$E_{int 3d}$	26,80	10,16	5,1342	0,5161	154,84	1136	117	956,4	1111,25
s/d =4	(d)	$E_{int 4d}$	26,47	10,09	5,0210	0,5047	151,43	1140	112	908,51	1059,94
	(e)	$E_{lateral 4d}$	25,93	9,94	4,8338	0,4859	145,78	1145	106	847,56	993,34
	(f)	$E_{canto 4d}$	25,59	9,85	4,7161	0,4741	142,24	1149	104	823,54	965,77
s/d =5	(g)	$E_{int 5d}$	25,66	9,86	4,7389	0,4764	142,92	1148	100	793,31	936,24
	(h)	$E_{lateral 5d}$	25,46	9,82	4,6736	0,4698	140,95	1150	98	773,66	914,62
	(i)	$E_{canto 5d}$	25,26	9,77	4,6116	0,4636	139,08	1152	97	762,49	901,57

Deste modo, os valores de F_{max} , carga de ruptura na ponta, são superiores àqueles calculados pelo critério sugerido pelo US Corps of Engineers ($F_{max US Corps}$) como observado na Tabela 4.5. O critério adotado não interferiu nos resultados obtidos nas análises efetuadas, já que para o nível de recalque de 0,5 mm, utilizado nas análises, o comportamento do sistema estaca-solo está longe do limite de plastificação. Além deste aspecto, o cálculo pelo US Corps, expressão (110) para a parcela de ponta, costuma ser algo conservativo.

$$F_{max US-Corps} = \sigma'_v \cdot N_q \cdot A_{ponta} \quad (110)$$

em que σ'_v é a tensão efetiva vertical, N_q o fator de capacidade de carga e A_{ponta} a área da ponta da estaca.

Na Tabela 4.5, a designação das estacas corresponde à sua posição no grupo, em cada ensaio, sendo $E_{original}$ a estaca isolada, série S, sem contemplar melhoria e E_a a estaca isolada, série S, com melhoria. A designação de cada estaca é ilustrada na Figura 4.13.

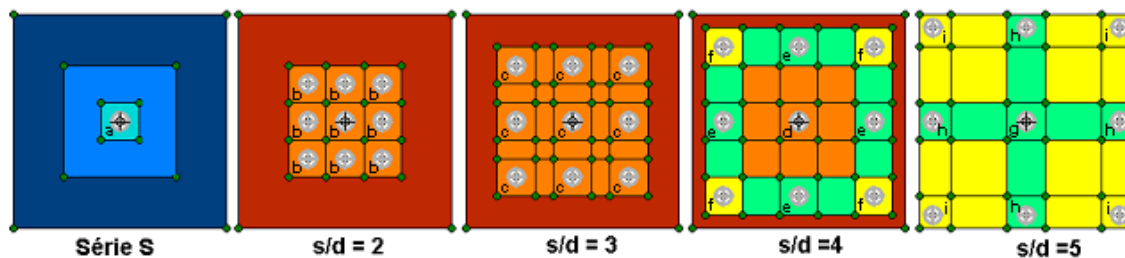


Figura 4.13- Designações das estacas modeladas.

Cabe destacar, conforme citado no item 2.2.7, que ao contrário do que é comumente utilizado no MEF, a capacidade de carga de uma “embedded pile” é considerada um parâmetro a ser fornecido nas análises, ao invés de um resultado do cálculo do MEF. Segundo Brinkgreve et al. (2007), o usuário deve perceber a importância dos valores considerados na análise, preferencialmente tais valores devem ser baseados em dados representativos de provas de carga. Além disso, é aconselhável a calibração das análises através da comparação do comportamento da “embedded pile” com os valores obtidos em tais provas de carga. Segundo os referidos autores, caso a estaca do tipo “embedded pile” seja utilizada num grupo, o efeito de grupo deve ser contemplado ao ser definida a capacidade de carga da mesma. No entanto, nesta pesquisa, calculou-se a capacidade de carga por atrito da estaca isolada no solo melhorado e utilizou-se este valor para a estaca no grupo, na falta de um critério para estimar o efeito de grupo, que na verdade é o que se deseja obter como resultado.

Porém a utilização da capacidade de carga da estaca como se fora isolada, ao invés de considerar-se o efeito do grupo, como recomendam Brinkgreve et al. (2007), é um critério utilizado quando do desconhecimento dos efeitos do grupo no mecanismo de transferência de carga de cada estaca. Destaca-se aqui o trabalho de Engin et al. (2008), em que o próprio Brinkgreve é um dos autores, que estima o comportamento de grupo de estacas utilizando as mesmas estacas (“embedded pile”) adotadas nessa pesquisa. Os referidos autores assumiram em suas análises, de grupos de 9 estacas, as resistências por atrito e de ponta calculadas para estacas isoladas, como ilustrado na Figura 4.14.

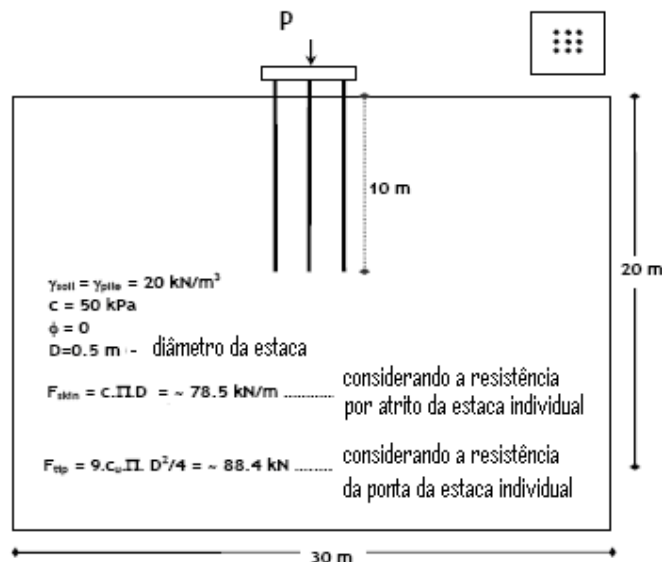


Figura 4.14- Valores adotados nas análises de Engin et al. (2008).

4.3.6 Determinação das malhas de elementos finitos

Neste item são apresentadas as malhas de elementos finitos geradas para cada ensaio simulado numericamente. Como pode ser observado nas Tabela 4.3 e Tabela 4.5, os valores de entrada no programa não são valores inteiros, mas sim fracionários. Além deste aspecto a variação brusca das propriedades do solo em pequenos intervalos pode gerar alguma dificuldade de ordem numérica. Tal fato dificultou o processo de modelagem dos ensaios com mesma razão s/d num único arquivo, ou seja, com mesma malha de elementos finitos. Deste modo, para cada ensaio foi gerado, a partir de várias tentativas, um arquivo para análise.

As características das malhas geradas são apresentadas na Tabela 4.6 e podem ser visualizadas nas figuras apresentadas a seguir. Na Figura 4.15 é apresentada a malha gerada para a série S, em que a estaca é testada isoladamente. Na Figura 4.16 são apresentadas as malhas geradas para a série S_i , em que a estaca central de um grupo de nove estacas sem bloco de coroamento é ensaiada. Já na Figura 4.17 são ilustradas as malhas geradas para o grupo de nove estacas com bloco de coroamento, ou seja, a série F_i . Na Figura 4.18 é apresentada a malha tridimensional gerada para a série F4. Cabe observar que para os demais ensaios o refinamento da malha na direção vertical é similar a esta apresentada, sendo, portanto, desnecessária sua ilustração.

Tabela 4.6- Características das malhas de elementos finitos utilizadas nas análises.

Análises	Número de		Tamanho médio dos elementos (m)
	elementos	nós	
Série S	5886	15636	$24,48 \cdot 10^{-3}$
Série S2	2700	7555	$36,15 \cdot 10^{-3}$
Série S3	2244	6273	$39,65 \cdot 10^{-3}$
Série S4	9450	25843	$19,32 \cdot 10^{-3}$
Série S5	8100	22036	$20,87 \cdot 10^{-3}$
Série F2	1972	5720	$42,30 \cdot 10^{-3}$
Série F3	2244	6524	$39,65 \cdot 10^{-3}$
Série F4	2278	6362	$39,35 \cdot 10^{-3}$
Série F5	2970	8226	$34,47 \cdot 10^{-3}$

Cabe observar que o refinamento das malhas de elementos finitos geradas, apresentadas na Tabela 4.6, não é idêntico para cada série simulada e seus respectivos espaçamentos. Isto se deveu à dificuldade citada anteriormente. No entanto, um refinamento mínimo em torno de cada estaca foi requerido a fim de que as análises fossem satisfatórias. Todavia, em determinadas análises, ocorreram erros numéricos na fase de cálculo ao refinar-se a malha apenas na região da projeção da placa. De fato, nos casos de maior espaçamento relativo (4d e 5d) as estacas periféricas se aproximam da extremidade da projeção da placa, requerendo um refinamento numa região mais extensa. Assim, nesses casos, optou-se pelo refinamento global da malha. Por este motivo as malhas geradas para as Séries S4 e S5 possuem um número de elementos maior que as demais.

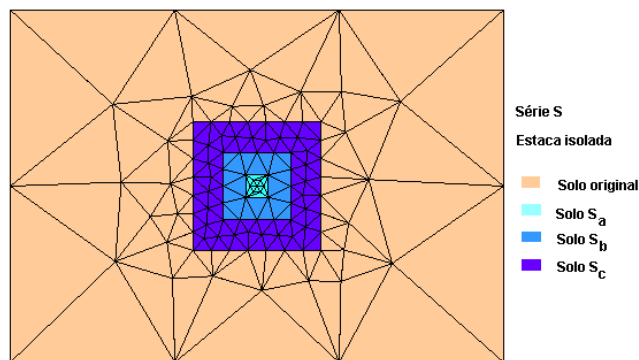


Figura 4.15- Malha de elementos finitos – Série S.

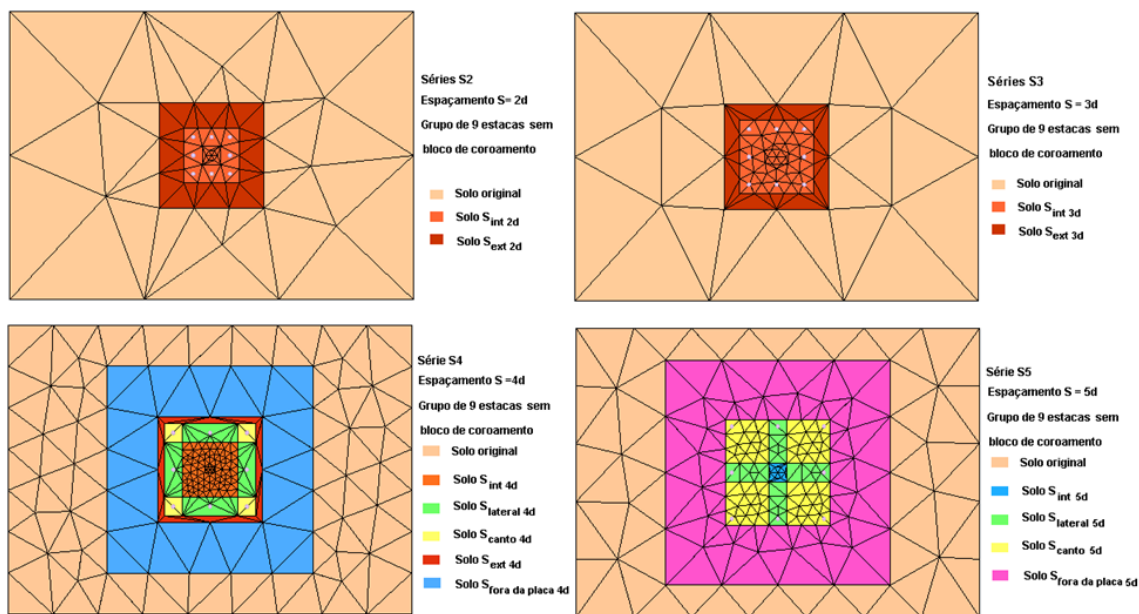


Figura 4.16- Malhas de elementos finitos – Série S_i .

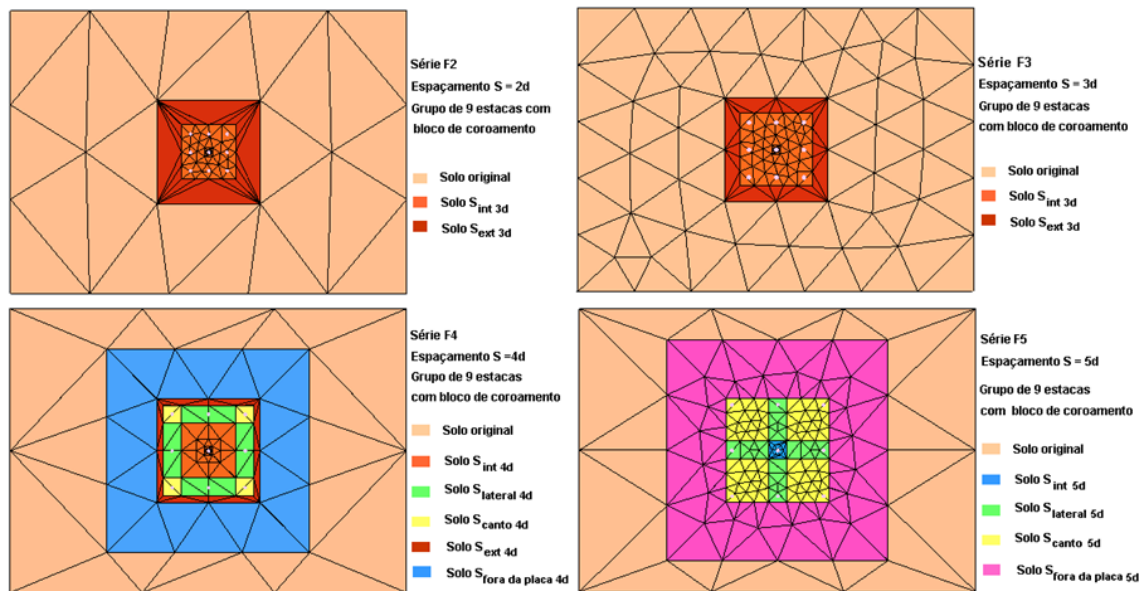


Figura 4.17- Malhas de elementos finitos – Série F_i .

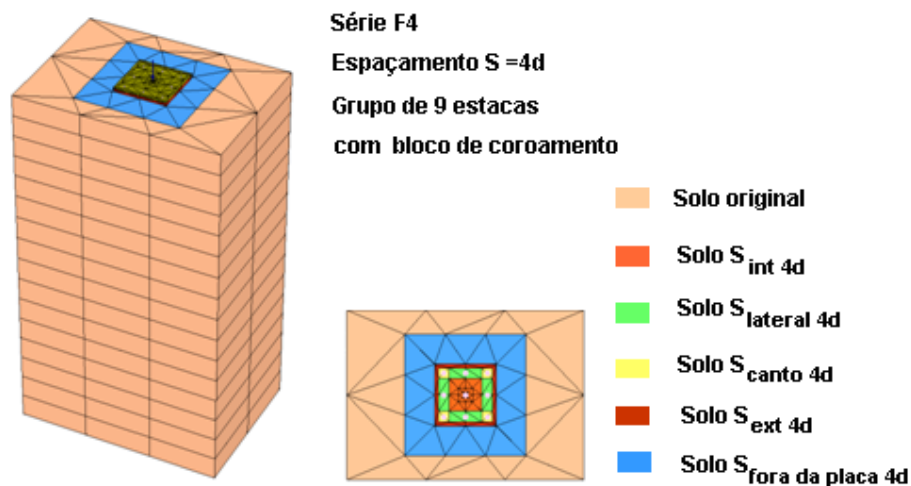


Figura 4.18- Malha de elementos finitos – Série F4.

4.3.7 Resultados obtidos para a Série S

Para a Série S, em que a estaca é carregada isoladamente, foram realizadas duas análises para o carregamento de 383 N. Na primeira foi verificado o recalque para a condição original do solo e na segunda após o efeito da melhoria devido à instalação da estaca.

Por intermédio dessas análises efetuou-se, como mencionado no item 4.3.4, o ajuste dos módulos de elasticidade do solo. Primeiramente foram realizadas simulações para módulos de elasticidade obtidos a partir da expressão potencial $E_s = 7852 \cdot N_{60}^{0,77}$, para o peso específico de 16 kN/m^3 (Tabela 3.8). Como os recalques assim obtidos foram inferiores aos medidos experimentalmente, novas simulações foram efetuadas para valores dos módulos de elasticidade estimados para limite de confiança inferior do intervalo correspondente a 1, 2 e 2,5 desvios padrão, conforme Figura 4.19, sendo que, para o intervalo correspondente a 2,5 desvios padrão, houve convergência dos resultados.

De fato, algumas expressões da literatura correlacionam o módulo de Young com o nível de tensões efetivas nos solos arenosos, como se pode observar em Vesic (1975). No caso em pauta, face às reduzidas dimensões das estacas do modelo experimental de Lee e Chung (2005), pequenos são os níveis de tensões envolvidos e pequena a profundidade quando comparada ao início de um eventual registro de N_{SPT} em uma sondagem.

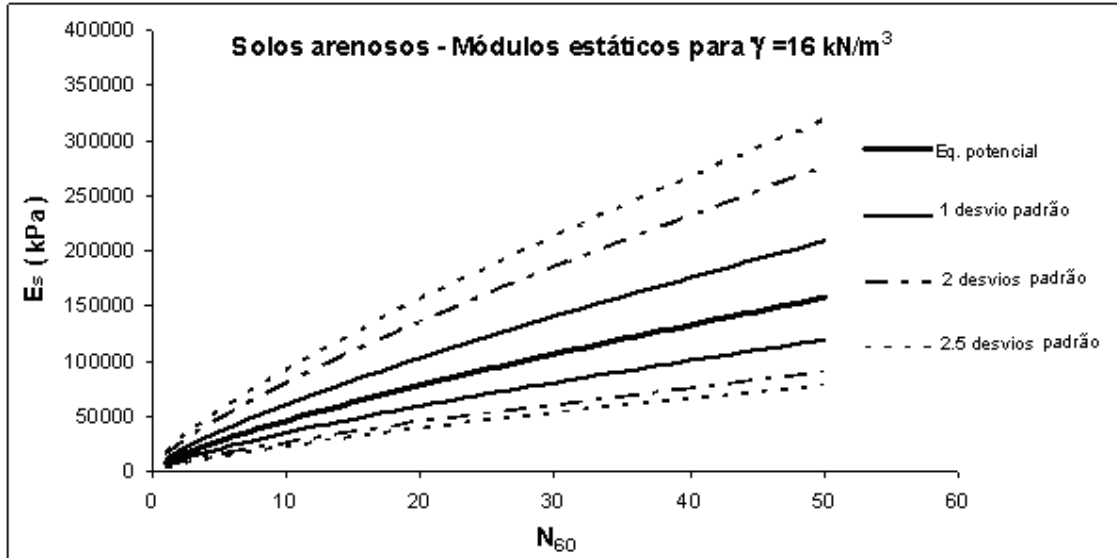


Figura 4.19- Módulos estáticos para solos arenosos.

Assim, para a simulação da Série S com solo sem melhoria, o recalque obtido foi de 0,61 mm. Para a simulação contemplando a melhoria, o que corresponde à realidade, o recalque encontrado na análise foi de 0,51 mm, equivalente ao valor de 0,5 mm obtido experimentalmente.

Quanto ao mecanismo de transferência de carga observado na análise numérica, uma parcela maior da carga total foi resistida por atrito e, conseqüentemente, uma parcela menor foi resistida pela ponta, comparados aos valores experimentais, conforme Figura 4.20.

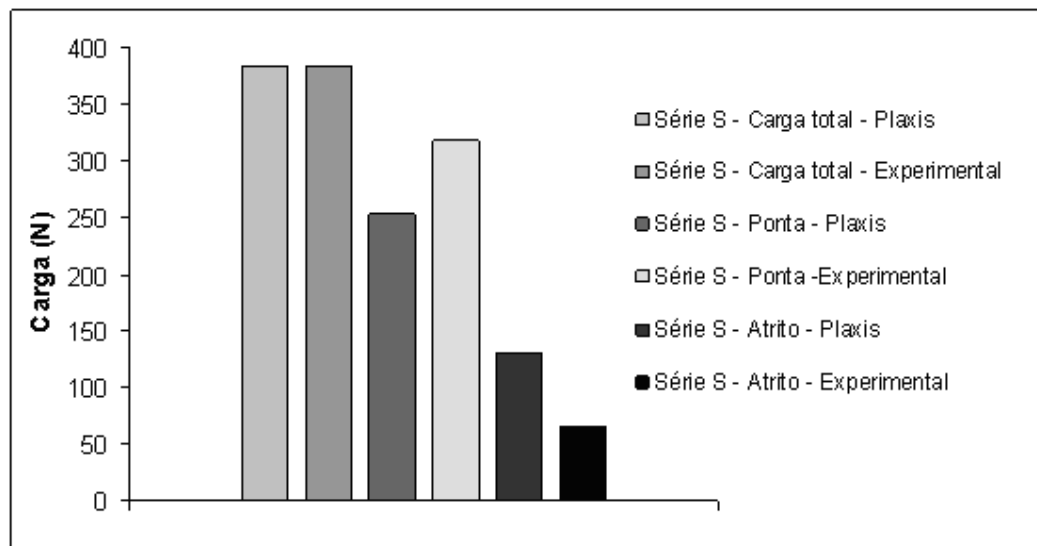


Figura 4.20- Resultados da Série S.

4.3.8 Resultados obtidos para a Série S_i

Para os ensaios da Série S_i em que a estaca central, do grupo de nove estacas instaladas, é carregada, foram efetuados ajustes dos carregamentos nas análises numéricas, até que os recalques obtidos chegassem ao nível de recalque fixado experimentalmente (0,5 mm).

Os resultados ajustados são comparados aos experimentais na Tabela 4.7. Os resultados obtidos com relação às parcelas resistidas pela ponta e atrito, além da resistência total para cada relação s/d são apresentados na Figura 4.21.

Cabe observar que em todas as análises foram implementadas as melhorias dos parâmetros do solo calculadas para as configurações em planta ilustradas na Figura 4.10.

Observa-se, na Figura 4.21, o mesmo padrão de variação da resistência total com o espaçamento relativo, s/d. Resultados muito próximos foram obtidos com a utilização do Plaxis 3D Foundation, contemplando o procedimento de melhoria proposto nesta pesquisa com base em Alves (1998), quando comparados aos obtidos experimentalmente. A mesma tendência de aumento da carga, para o deslocamento de 0,5 mm, ou seja, uma maior rigidez total foi observada para o espaçamento relativo s/d igual a 3, tanto na simulação numérica como na instrumentação.

Tabela 4.7- Cargas aplicadas à estaca central – Série S_i.

Análises	Cargas aplicadas para o nível de recalque de 0,5 mm (em Newtons)	
	Experimental	Plaxis 3D Foundation
Série S2	464	440
Série S3	512	480
Série S4	410	400
Série S5	418	420

O aspecto da curva da Figura 4.21, em termos de resistência total, sugere indicar, de acordo com a interpretação da autora, que para a densidade original da areia de 70% o efeito de instalação é mais pronunciado para s/d igual a 3. Para menores espaçamentos, as estacas são tão próximas que a parcela de deslocamento é relevante em relação à densificação real. À medida que o espaçamento aumenta, além do valor s/d de 3, a tendência é o efeito se reduzir.

De fato, para os espaçamentos relativos de 2 e 3, o índice de vazios final calculado (e_f), através da superposição, chegou a valores inferiores ao índice de vazios mínimo (e_{min}). Como se limitou o índice de vazios final calculado ao e_{min} , a autora da presente pesquisa atribui uma maior diferença entre o e_{min} e o e_f calculado a uma maior parcela de deslocamento a volume constante. Observou-se na estimativa da melhoria uma maior diferença entre o e_{min} e o e_f para o espaçamento relativo de 2. Para o espaçamento relativo de 3 a mesma ocorrência foi observada, porém de forma menos acentuada. Já para os espaçamentos relativos de 4 e 5 este aspecto não foi observado.

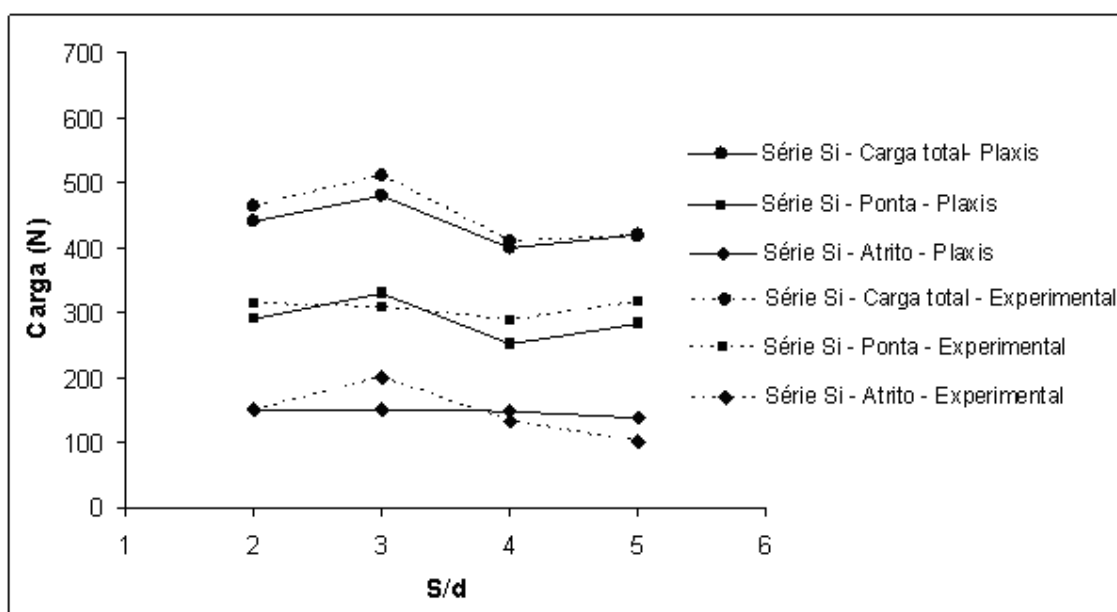


Figura 4.21- Resultados obtidos para a Série S_i .

Neste ponto a autora da presente pesquisa sugere que se volte à interpretação da Figura 1.1 de Vesic (1969), incluída no capítulo 1.

Cabe destacar a discordância da autora em relação à interpretação de Vesic (1969) que considerou um comportamento uniforme da eficiência da ponta, de valor 1,05, como um comportamento médio a ser estendido a toda a faixa de espaçamento relativo, o que se mostra inconsistente com o comportamento da eficiência global.

De fato, embora a Figura 1.1 de Vesic (1969) descreva o fator de eficiência em função de s/d , enquanto a Figura 4.21 ilustre a carga medida para um recalque de 0,5 mm, as curvas assemelham-se revelando uma máxima carga para $s/d=3$.

Observa-se também que a carga simulada pelo Plaxis 3D Foundation na ponta da estaca apresenta, também, um valor que cresce e depois decresce com o espaçamento relativo, justamente como a curva experimental da Figura 1.1 de Vesic (1969) sugere. Este aspecto justifica o parecer da autora da presente pesquisa e o provável equívoco da interpretação de Vesic (1969).

Na Figura 4.22 é apresentada a variação da porosidade (Δn) em função da distância ao eixo de uma estaca isolada conforme Alves (1998) para solo de compactidade compacta (70%) e fofa (25%). Para ambos os casos considerou-se o índice de vazios mínimo ($e_{\min}=0,57$) e o índice de vazios máximo ($e_{\max}=1,03$), já estimados no item 4.3, em função dos pesos específicos secos mínimo e máximo determinados por Lee e Chung (2005) para a areia em estudo. Assim, conforme Tabela 4.8, para cada compactidade relativa (70% e 25%) obteve-se o índice de vazios inicial a partir da expressão (98) e a partir deste e da equação (96), obteve-se a porosidade inicial.

Tabela 4.8- Índice de vazios e porosidade inicial.

Dr (%)	70 %	25 %
e_o	0,708	0,915
n_o	0,415	0,478

Nesta Figura 4.22 são representados tanto os resultados obtidos para as estacas de dimensões reduzidas utilizadas por Lee e Chung (2005), quanto os para estacas hipotéticas de dimensões mais comumente utilizadas na prática.

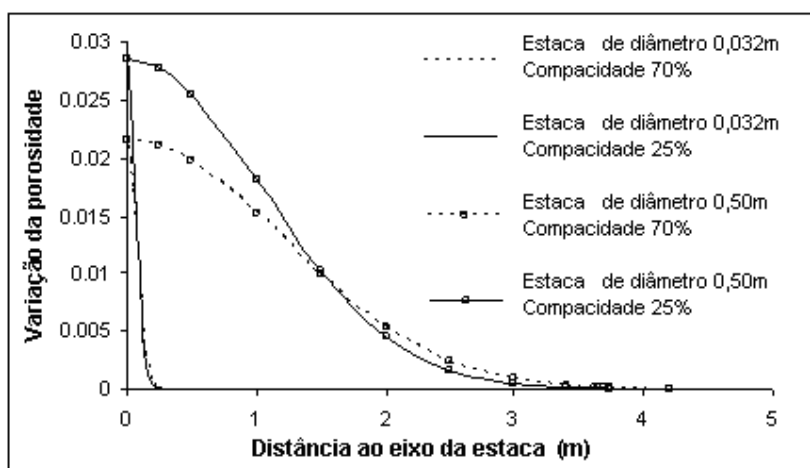


Figura 4.22- Variação da porosidade (Δn) em função da distância ao eixo para as estacas ensaiadas por Lee e Chung (2005) e para as de maior dimensão.

Observa-se ainda nesta Figura 4.22 que, quanto maior o diâmetro da estaca, maior a distância em relação ao eixo da mesma em que ocorre a melhoria devido à sua instalação. Assim, o efeito na porosidade percebido quando da utilização da estaca em modelo reduzido de Lee e Chung (2005) é menor que o efeito para a de diâmetro 0,50 m, por razões óbvias, já que o volume ocupado pela estaca é bem maior nesse último caso.

Contudo, ao se adimensionalizar o eixo das abscissas, conforme Figura 4.23, observa-se que a curva de variação da porosidade (Δn) passa a depender somente da compactidade do solo.

Com relação à Figura 4.23, pode-se observar que para a relação r/d (distância ao eixo da estaca/diâmetro da estaca) aproximadamente igual a 3, a variação da porosidade (Δn) também independe da compactidade inicial do solo, ou seja, para uma distância em relação ao eixo da estaca de três vezes o seu diâmetro, a melhoria devido sua instalação (variação da porosidade) é a mesma quer o solo tenha compactidade fofa ou compacta. Ressalta-se aqui que apesar da Figura 4.23 apresentar curvas para duas compactidades apenas, foram determinadas curvas para várias outras compactidades, tendo, todas essas curvas, apresentado a característica de interceptarem-se no mesmo ponto relativo à posição $r/d=3$.

Para valores superiores a três a variação da porosidade é similar para ambas compactidades. Para valores inferiores a três a variação da porosidade é mais pronunciada para a compactidade fofa. Cabe destacar que o comportamento das Figuras 4.22 e 4.23 se refere a uma estaca isolada.

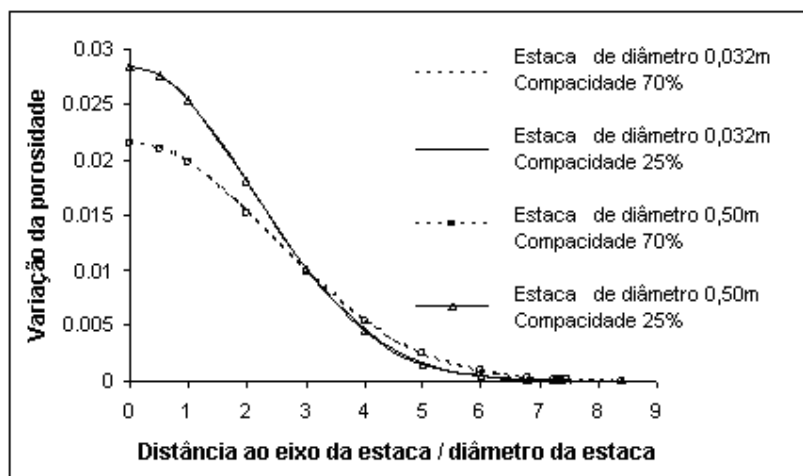


Figura 4.23- Variação da porosidade (Δn) em função da distância ao eixo/diâmetro para as estacas ensaiadas por Lee e Chung (2005) e para as de maior dimensão.

Cabe lembrar que o modelo de melhoria de Alves (1998) parte do princípio que a melhoria é implementada apenas lateralmente, ao longo do trecho do fuste, não havendo melhoria abaixo do nível da ponta da estaca.

Tal aspecto não foi percebido nas análises numéricas. De fato, a Figura 4.21 ilustra um valor de resistência por atrito mobilizado obtido numericamente quase constante, ligeiramente decrescente com o espaçamento. Tal ocorrência pode ser explicada a partir do fato de que as características de transferência de carga das estacas simuladas (Tabela 4.5) foram determinadas pelo critério sugerido pelo US Corps of Engineers. Como os valores do ângulo de atrito e do peso específico do solo (com as melhorias devido à instalação das estacas) variaram pouco (Tabela 4.3), o mesmo ocorreu para os limites de atrito disponibilizados (122,45 a 154,84 N). Deste modo, os resultados das análises efetuadas com o Plaxis 3D Foundation mostraram um comportamento do atrito mobilizado quase constante, ligeiramente decrescente com o espaçamento relativo (Figura 4.21).

Já a resistência de ponta revela, na análise numérica, o mesmo pico para o espaçamento relativo s/d de 3, o que não foi observado experimentalmente. Porém, em termos médios, os resultados foram bem próximos, indicando o potencial do Plaxis 3D Foundation, bem como a adequação do procedimento estabelecido nesta dissertação do estudo do efeito de execução em função do modelo de Alves (1998).

4.3.9 Resultados obtidos para a Série F_i .

Para a Série F_i , relativa ao grupo de nove estacas carregado com bloco de coroamento sem contato direto com o solo, cujas características estão indicadas na Tabela 4.9, foram efetuados ajustes dos carregamentos nas análises numéricas, conforme valores apresentados na Tabela 4.10, até que os recalques obtidos chegassem ao nível de recalque fixado experimentalmente (0,5 mm).

Cabe observar que, assim como na simulação da série S_i , em todas essas análises também foram implementadas as melhorias dos parâmetros do solo avaliadas para as configurações em planta ilustradas na Figura 4.10.

Os resultados obtidos com relação às cargas mobilizadas, para cada relação s/d , para o nível de recalque de 0,5 mm são apresentados na Tabela 4.11, em que, conforme posição que ocupam, ilustrada na Figura 4.4 (a), designou-se a estaca 1

como a central, as estacas 2, 4, 6 e 8 como as laterais e as estacas 3, 5, 7 e 9 como as de canto.

Tabela 4.9- Parâmetros do bloco - Análises dos ensaios de Lee e Chung (2005).

Elemento utilizado na modelagem	–	“floor”	-
Material Model	–	Linear elástico	-
Peso específico	γ	78,5	kN/m ³
Espessura da placa	d	0,020	m
Módulo de Elasticidade	E	2,1.10 ⁸	kN/m ²
Coefficiente de Poisson	ν	0,1	-

Tabela 4.10- Carga total aplicada em N - Série F_i.

Análises	Carga total experimental	Carga total Plaxis 3D Foundation
Série F2	3384	3550
Série F3	3807	4100
Série F4	3906	3840
Série F5	3915	3840

Tabela 4.11- Valores de carga em N para recalque de 0,5 mm – Série F_i.

Análises	Média	Central	Lateral	Canto
Série F2	394 (376)	254 (463)	435 (357)	442 (372)
Série F3	456 (423)	251 (384)	516 (429)	499 (425)
Série F4	427 (434)	341 (574)	504 (393)	423 (440)
Série F5	427 (435)	395 (502)	475 (426)	438 (427)
Obs.: Valores da análise Plaxis 3D Foundation e experimentais (em parênteses)				

Os valores de carga média por estaca no grupo foram bastante próximos para a série F_i, para cada espaçamento relativo, quer nos resultados experimentais, quer nas simulações pelo Plaxis 3D Foundation. A maior diferença ocorreu para o ensaio F2, da ordem de 5%. Cabe aqui observar que, para este ensaio F2, foi gerada a malha de elementos finitos menos refinada, conforme Tabela 4.6, o que justificaria a diferença obtida .

A análise numérica revelou uma maior redistribuição de cargas, com maior transferência de carga para as estacas periféricas, em relação às centrais. Por outro lado, os resultados experimentais revelam o contrário, ou seja, maiores valores de

carga no centro em relação à periferia da placa, como indicado na Figura 4.24. A impressão que se tem é que a placa utilizada nos ensaios experimentais era mais flexível do que aquela simulada numericamente. Porém, os dados da placa utilizados nas análises foram os mesmos descritos por Lee e Chung (2005) e apresentados na Tabela 4.9.

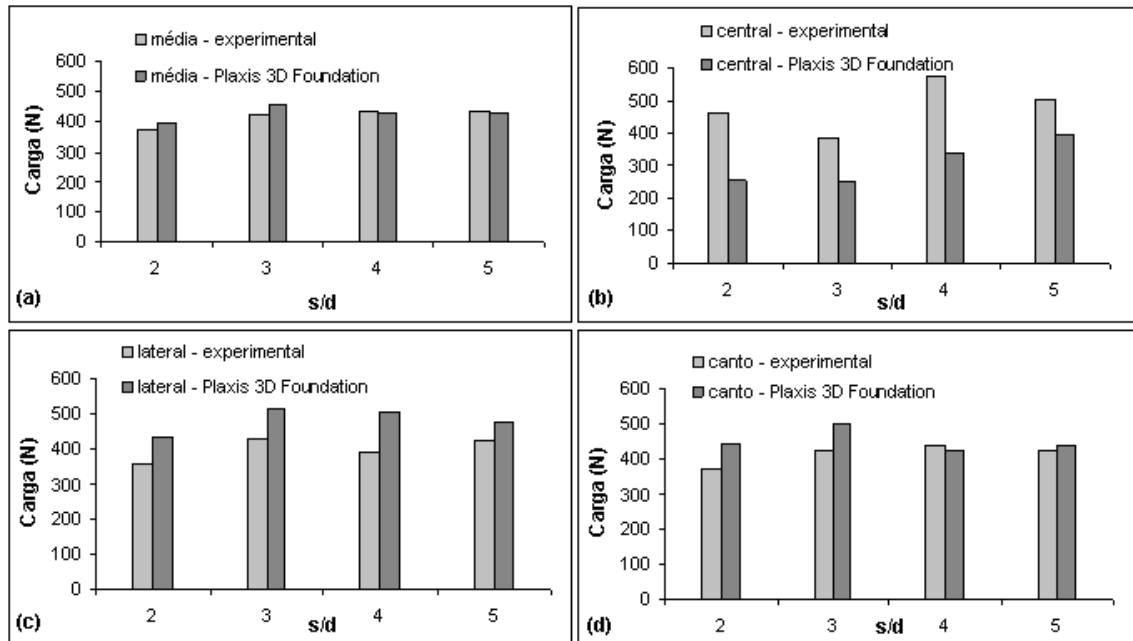


Figura 4.24- Valores de carga média (a), valores de carga na estaca central (b), nas estacas laterais (c) e de canto (d) para a Série F_i.

4.3.10 Efeito da interação estaca – solo – estaca.

Segundo Lee e Chung (2005) a comparação entre o comportamento das estacas centrais na série F_i e na série S_i resulta numa estimativa do efeito da interação estaca solo estaca. Os referidos autores ressaltam que as estacas centrais das séries S_i e F_i, para os diferentes espaçamentos relativos adotados, estão submetidas ao mesmo efeito de execução, de tal forma que este efeito pode ser excluído desta comparação.

A autora da presente pesquisa discorda da abordagem de Lee e Chung (2005), uma vez que a situação (ii) da Figura 4.2, que se refere à série S_i, em que apenas a estaca central é carregada apresenta, além do efeito de execução, também o efeito de interação entre estacas. De fato, ao se carregar a estaca central, as cargas atuantes sobre esta são transmitidas ao maciço de solo, resultando em

recalques também no nível da ponta das estacas adjacentes. Sendo assim, o solo desloca as estacas adjacentes para baixo, provocando o atrito negativo em um trecho do fuste da estaca. Esta é uma forma clara de interação, cuidadosamente estudada por Cooke et al. (1980) conforme itens 2.3 e 2.4.

De qualquer forma, para estabelecer uma comparação entre os resultados de Lee e Chung (2005) entre as situações (ii) e (iv) (séries S_i e F_i), a mesma análise é realizada, confrontando-se os resultados numéricos com os experimentais.

A Tabela 4.12 apresenta, para cada espaçamento relativo, nas últimas três colunas, as cargas mobilizadas e as diferenças das cargas mobilizadas por atrito lateral, ponta e total entre os dois grupos, obtidos pela subtração dos resultados da série F_i e S_i para estacas centrais. Uma diferença positiva indica um aumento da carga devido à interação entre estacas, enquanto uma diferença negativa indica um decréscimo de carga devido à interação.

Observa-se que o efeito de interação mais pronunciado na série F_i resulta num decréscimo da carga na estaca central. De fato, com a interação há uma superposição de tensões e de recalques maior no centro do que na periferia. Um maior recalque no centro leva a uma redução na rigidez do solo no centro e, conseqüentemente, uma redução da carga na estaca central.

Tabela 4.12- Carga nas estacas centrais em N para recalque de 0,5mm - Séries S_i e F_i – Plaxis 3D Foundation.

Série	Atrito	Ponta	Total	Série	Atrito	Ponta	Total	Diferença ($F_i - S_i$)		
								Atrito	Ponta	Total
F2	150	104	254	S2	149	291	440	1	-187	-186
F3	148	103	251	S3	150	330	480	-2	-377	-229
F4	149	192	341	S4	149	251	400	0	-59	-59
F5	134	261	395	S5	137	283	420	-3	-22	-25

Os resultados das simulações numéricas sugerem que a interação, por resultar na tendência maior ao aumento dos recalques no centro do bloco, reduz a rigidez do solo na região da estaca central, fazendo com que as cargas destas sejam inferiores na série F_i quando se compara aos resultados das cargas observadas na série S_i , conforme ilustrado na Figura 4.25. Observa-se, ainda, que à medida que o espaçamento relativo aumenta, reduz a diferença devida à interação,

o que também é bastante consistente. Interessante observar, também, que para o espaçamento relativo de 3, ocorre a maior diferença entre as cargas da série S_i e F_i .

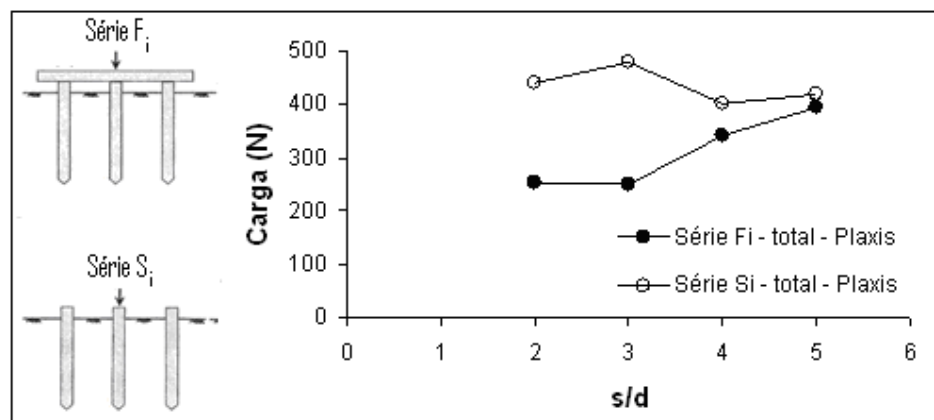


Figura 4.25- Carga na estaca central para séries F_i e S_i e recalque de 0,5 mm - Plaxis.

A Figura 4.26 compara os resultados experimentais das séries F_i e S_i , para a estaca central, indicados também na Tabela 4.13.

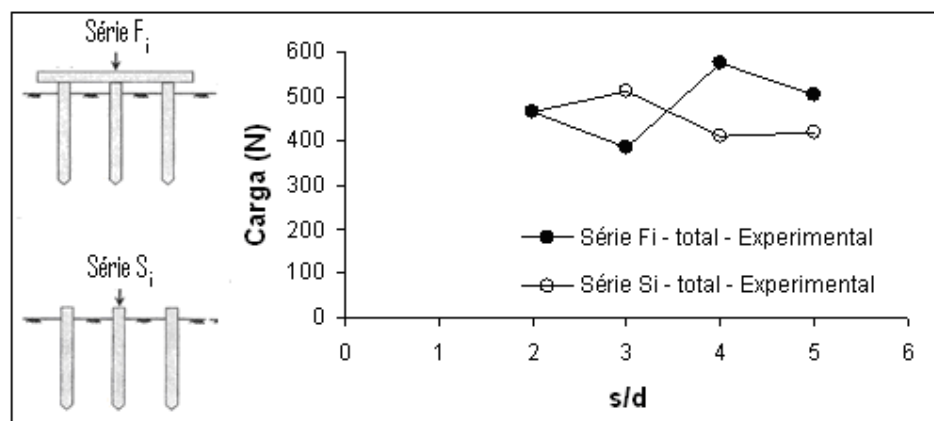


Figura 4.26- Carga na estaca central para séries F_i e S_i e recalque de 0,5 mm - Experimental.

Cabe observar que enquanto para a série S_i o comportamento das cargas na estaca central para os diversos espaçamentos relativos foi similar nas análises numérica e experimental, como verificado no item 4.3.8, na série F_i o mesmo não ocorreu. Não foi observado um comportamento consistente de redução do efeito de interação entre estacas com o aumento do espaçamento relativo. Como na série S_i a instrumentação ocorreu apenas na estaca central, sem a presença do bloco, atribui-se que, na série F_i , em função da presença do bloco e necessidade de instrumentação simultânea das nove estacas do grupo, os resultados podem ter sido mais susceptíveis a erros de medição.

**Tabela 4.13- Carga nas estacas centrais em N para recalque de 0,5 mm - Séries S_i e F_i
– Experimental.**

Série	Total	Série	Total	Diferença (F _i – S _i)
F2	463	S2	464	-1
F3	384	S3	512	-128
F4	574	S4	410	164
F5	502	S5	418	84

Maior número de análises deve ser procedido, principalmente com estacas de dimensões usuais, de forma a melhor investigar o comportamento observado. De fato, conforme se enfatizou anteriormente, a proposta de Lee e Chung (2005) foi de se proceder apenas a uma estimativa qualitativa do comportamento do grupo. Cabe ressaltar a dificuldade de se extrapolar os resultados obtidos em modelo reduzido para a escala real (em função da diferença entre o nível de tensões atuantes no solo do modelo reduzido e aquele encontrado em casos reais de fundações). De qualquer forma, acompanhando a expectativa da pesquisa experimental de Lee e Chung (2005) de obter resultados qualitativos, as análises numéricas procedidas neste capítulo acompanharam a mesma tendência qualitativa dos resultados experimentais. Todavia, para a série F_i apenas os valores médios experimentais forneceram resultados compatíveis com as análises numéricas.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 Conclusões

5.1.1 Referentes ao estudo de caso – Cooke et al. (1980)

i) Ensaio 1

De forma geral, os resultados apresentados no ensaio 1 viabilizam a utilização do programa Plaxis 3D Foundation para a análise dos demais ensaios realizados por Cooke et al (1980) com a finalidade de validar a utilização do programa nos casos práticos de grupos de estacas .

ii) Ensaio 2

No ensaio 2 observou-se que os recalques na estaca A, obtidos numericamente, são i) ligeiramente menores que os experimentais quando o carregamento é na estaca vizinha B, ii) ligeiramente superiores, a partir da carga de 30 kN, para carregamento na própria estaca A iii) e convergem para os valores experimentais no caso em que ambas estacas são carregadas simultaneamente. Observa-se também que, na análise numérica, a soma dos efeitos das estacas carregadas separadamente aproxima-se mais do efeito obtido quando ambas são carregadas simultaneamente do que nos resultados experimentais. Vale observar que as mínimas diferenças em relação à transferência de carga, nas medições experimentais e na simulação, podem ser atribuídas ao fato da malha ser ligeiramente assimétrica.

iii) Ensaios 4 e 5

Nos ensaios 4 e 5 os resultados numéricos, para o carregamento na estaca A, forneceram valores de recalque, em A, ligeiramente superiores que os obtidos experimentalmente. Já o efeito em A para o carregamento em B, ou por simetria em C, coincide com os registros experimentais. Experimentalmente, os resultados da soma dos efeitos dos carregamentos em cada estaca na estaca A são inferiores aos

resultados obtidos quando as três estacas foram carregadas simultaneamente. Já na análise numérica, exceto para o nível de carregamento de 10 kN, ambas abordagens obtiveram resultados similares. Os recalques de A, no grupo de estacas carregadas simultaneamente, foram idênticos aos obtidos experimentalmente.

Os resultados numéricos, para o carregamento na estaca C, forneceram valores de recalque, em C, ligeiramente superiores aos obtidos experimentalmente. Já o efeito em C para o carregamento em B, coincide com os dados experimentais e para o carregamento em A foi ligeiramente inferior.

Experimentalmente, os resultados da soma dos efeitos dos carregamentos em cada estaca na estaca C são inferiores aos registros obtidos quando as três estacas foram carregadas simultaneamente. Já na análise numérica ambas abordagens obtiveram resultados equivalentes. Os recalques de C, no grupo de carregado simultaneamente, foram similares aos obtidos experimentalmente.

O comportamento da estaca B, devido à simetria do estaqueamento, deveria ser similar à da C. Porém, apesar de ocuparem a mesma posição, ambas de canto, os recalques medidos são diferentes. Os recalques experimentais de B são menores que os da C, nos ensaios com três estacas, divergindo mais dos resultados do Plaxis 3D Foundation, que não considera o fato da estaca B ter sido ensaiada previamente nos ensaios com apenas duas estacas, o que deve possivelmente ter causado um pré-adensamento ainda mais intenso na região ensaiada.

O mecanismo de transferência de carga, obtido numericamente, representou melhor o observado experimentalmente para o grupo de estacas do que para a estaca isolada.

iv) Ensaio 7

No ensaio 7, a diferença entre os resultados experimentais e os resultados da modelagem numérica foi atribuída a deficiências no ensaio das estacas, onde a tentativa de produzir um comportamento de bloco rígido não logrou êxito. Isto gerou, no experimento, a necessidade de ajustes no carregamento das três estacas de difícil reprodução na modelagem numérica, que efetivamente simulou o comportamento de um bloco aproximadamente rígido.

v) Análise de sensibilidade para o ensaio 2.

O módulo de elasticidade se mostrou o parâmetro mais relevante, como previsto, tanto na estimativa de recalques como na transferência de carga. Os demais parâmetros não tiveram significância nas análises.

O estudo paramétrico indicou que o programa computacional é potencialmente capaz de reproduzir o comportamento de grupo de estacas sob condição de carga de trabalho.

5.1.2 Referentes à estimativa dos módulos de elasticidade

As expressões indicadas entre o módulo de Young estático e a resistência à penetração SPT normalizada N_{60} , estabelecidas nesta dissertação, são válidas para as areias, tendo sido baseadas em fundamentos estatísticos de regressão e correlação. Acredita-se que, na maior parte do banco de dados formado, os depósitos sejam de origem sedimentar.

Os valores médios recomendados são aqueles obtidos através da equação (91).

Variações acima e abaixo dos valores médios dependem do conhecimento prévio da formação do depósito em estudo, onde os valores acima da média aplicam-se aos depósitos mais antigos e sobreadensados, enquanto os valores abaixo da média aplicam-se aos depósitos recentes, levemente sobreadensados.

5.1.3 Referentes ao procedimento proposto para previsão do efeito de instalação e de grupo sob carga

Foi estabelecido um procedimento para a estimativa da melhoria após a instalação de um grupo de estacas, desenvolvido nesta pesquisa a partir da contribuição de Alves (1998). A melhoria do solo devida à instalação foi estimada, a partir das características iniciais do solo antes da instalação de um grupo de estacas em modelo reduzido em solo arenoso.

i) Série S

Para a simulação da Série S, com solo contemplando a melhoria, o recalque encontrado na análise foi de 0,51 mm, equivalente ao valor de 0,5 mm obtido experimentalmente.

Quanto ao mecanismo de transferência de carga observado na análise numérica, uma parcela maior da carga total foi resistida por atrito e, conseqüentemente, uma parcela menor foi resistida pela ponta, comparados aos valores experimentais.

ii) Série S_i

Para a série S_i, o mesmo padrão de variação da resistência total com o espaçamento relativo s/d foi observado, tanto na instrumentação como também nas simulações numéricas. Os resultados foram, de fato, muito próximos com a utilização do Plaxis 3D Foundation, contemplando o procedimento de melhoria proposto nesta pesquisa com base em Alves (1998), quando comparados aos obtidos experimentalmente. A mesma tendência de aumento da carga, para o deslocamento de 0,5 mm foi observada, ou seja, uma maior rigidez foi observada para o espaçamento relativo s/d igual a 3, tanto na simulação numérica como na instrumentação. O aspecto da curva de resistência total versus deslocamento relativo sugere indicar que para a densidade original da areia, de 70%, o efeito de instalação é mais pronunciado para s/d igual a 3. Para menores espaçamentos relativos, as estacas são tão próximas que a parcela de deslocamento é relevante em relação à densificação real. À medida que o espaçamento aumenta, além do valor s/d de 3, a tendência é o efeito se reduzir.

iii) Variação da porosidade em função da distância ao eixo de uma estaca isolada

Foi verificada a variação da porosidade (Δn) em função da distância ao eixo de uma estaca isolada conforme Alves (1998) para solo de compactidade densa (70%) e fofa (25%). Para ambos os casos considerou-se o índice de vazios mínimo ($e_{\min}=0,57$) e o índice de vazios máximo ($e_{\max}=1,03$), estimados em função dos pesos específicos secos mínimo e máximo determinados por Lee e Chung (2005). Para a areia em estudo, ao adimensionalizar-se o eixo das abscissas observou-se que a curva de variação da porosidade (Δn) passa a depender somente da compactidade do solo. Para uma distância em relação ao eixo da estaca de três

vezes o seu diâmetro, a melhoria devido à sua instalação (variação da porosidade) é a mesma, quer o solo tenha compacidade fofa ou compacta.

iv) Série F_i

Para a série F_i , os valores de carga média por estaca no grupo foram bastante próximos para cada espaçamento relativo, quer nos resultados experimentais, quer nas simulações pelo Plaxis 3D Foundation.

A análise numérica revelou uma maior redistribuição de cargas, com maior transferência de carga para as estacas periféricas, em relação às centrais. Por outro lado, os resultados experimentais revelam o contrário, ou seja, maiores valores de carga no centro em relação à periferia da placa.

v) Efeito da interação

Os resultados das simulações numéricas sugerem que a interação, por resultar na tendência maior ao aumento dos recalques no centro do bloco, reduz a rigidez do solo na região da estaca central, fazendo com que as cargas destas sejam inferiores na série F_i quando se compara aos resultados das cargas observadas na série S_i . Observa-se ainda, que à medida que o espaçamento relativo aumenta, reduz a diferença devida à interação, o que também é bastante consistente. Interessante observar, também, que para o espaçamento relativo de 3, ocorre a maior diferença entre as cargas da série S_i e F_i .

Enquanto para a série S_i o comportamento das cargas na estaca central para os diversos espaçamentos relativos foi similar nas análises numérica e experimental, na série F_i o mesmo não ocorreu. Não foi observado, experimentalmente, um comportamento consistente de redução do efeito de interação entre estacas com o aumento do espaçamento relativo. Como na série S_i a instrumentação ocorreu apenas na estaca central, sem a presença do bloco, atribui-se que, na série F_i , em função da presença do bloco e necessidade de instrumentação simultânea das nove estacas do grupo, os resultados podem ter sido mais susceptíveis a erros de medição.

Maior número de análises deve ser procedido, principalmente com estacas de dimensões usuais, de forma a melhor investigar o comportamento observado. Acompanhando a expectativa da pesquisa experimental de Lee e Chung (2005) de obter resultados qualitativos, as análises numéricas procedidas em areia

acompanharam a mesma tendência qualitativa dos resultados experimentais. Todavia, para a série F_i , apenas os valores médios experimentais forneceram resultados compatíveis com as análises numéricas.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Para a continuidade dos estudos envolvendo tanto o efeito de grupo, quanto o efeito de melhoria devido à instalação de estacas, sugere-se:

1. Implementar outros modelos de melhoria devido à instalação das estacas para fins de comparação com o de Alves (1998);
2. Estudo detalhado da influência das regiões ou malhas para o estudo do efeito de instalação nos resultados, a partir da adoção de malhas diferentes da quadrada;
3. Utilização de diferentes modelos representativos do comportamento do solo nas análises numéricas, para fins de comparação com o modelo de Mohr-Coulomb;
4. Análise do efeito da ordem de cravação das estacas no comportamento do conjunto;
5. Utilização de outros programas de elementos finitos para fins de comparação com o Plaxis 3D Foundation;
6. Procedimento de análises para níveis de deformação mais próximos da ruptura;
7. Estimativa de comportamento de grupo com estacas de diferentes comprimentos, mais curtas no centro, onde a melhoria deve ser mais eficiente;
8. Procedimento de análises para verificação do efeito de instalação e de grupo sob carga para a situação em que a base do bloco também contribui na mobilização do carregamento;
9. Procedimento de análises com solo de compactação fofa, com o objetivo de avaliar a influência da compactação inicial na melhoria obtida devido à instalação das estacas, bem como na resposta em relação ao nível de recalques e transferência de carga;
10. Realização de ensaios em grupo de estacas instrumentadas no campo;

11. Utilização da equação potencial para módulo de elasticidade estático em outras análises a fim de ajustar esta equação geral, localmente, com base nos intervalos de confiança;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADDENBROOKE, T.I.; POTTS, D.M.; PUZRIM, A.M. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Geotechnique*, London, 47, 1997, n. 3, p. 693-717.

ALTAEE, A.; FELLENIUS, B.H. Physical modeling in sand. *Geotechnical Journal*, 31, 1994, n. 3, p. 420-431.

ALVES, A. M. L. *Contribuição ao estudo de estacas de compactação em solos granulares*. 1998, 190f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

ALVES, A. M. L., LOPES, F. R. A contribution to the study of compaction piles in granular soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 15., 2001, Istanbul. *Proceedings...* [S.I.], 2001. p. 1683-1686.

AOKI, N. *Notas de aulas do curso de fundações*. São Carlos : USP. Departamento de Geotecnia, 2003. Notas de aula.

AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. *Proceedings...* [S.I.], 1975. v. 1, p. 377-386.

AOKI, N.; VELOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. *Proceedings...* [S.I.], 1975. v.1, p. 367-376.

ATHANASOPOULOS, G.A. Empirical correlations V_{so} – NSPT for soils of Greece: A comparative study of reliability. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL DYNAMIC EARTHQUAKE ENGINEERING, 7., 1995, *Proceedings...* Boston : Computation Mechanics Publications, 1995.

ATKINSON, J. H. *The deformation of undisturbed London Clay*. 1973. Tese (PhD) - Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, London, 1973.

BARROS, J.M.C. *Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais*. 1997. 637f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*. v. 6, n. 4, p. 189-236, 1974.

BELINCANTA, A. *Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT*. 1998. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BELINCANTA, A. *Energia dinâmica no SPT: resultados de uma investigação teórico-experimental*. 1985. Tese (Dissertação) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.

BISHOP, A.W. *Soils and soft rocks as engineering materials*. London: University of London. Imperial College, 1996. Inaugural Lecture.

BISHOP, A.W.; WEBB, D.L.; LEWIN, P.I. Undisturbed samples of London Clay from the Ashford Common shaft: strength-effective stress relationships. *Géotechnique*, London, v. 15, n. 1, p.1-31, 1965.

BRINKGREVE, R.B.J. et al. *Plaxis 3D Foundation*. Version 2. Netherlands: Plaxis BV, 2007. 5 v.

BURLAND, J. B. On the compressibility and shear strength of natural soils. *Géotechnique*, London, v. 40, n. 3, p. 329-378, 1990.

BURLAND, J. B. Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful" - The stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*. Canada, v. 26, p. 499-516, 1989.

BUTTERFIELD, R. e BANERJEE, P.K. The elastic analysis of compressible piles and pile groups. *Géotechnique*, London, v. 21, n. 1, p. 43-60, 1971.

BUTTERFIELD, R.; DOUGLAS, R. A. *Flexibility Coefficients for the Design of Piles and Pile Groups*. London : Construction Industry Research and Information Association, 1981. 79 p. (CIRIA Report, n. 108).

BUZDUGAN, G. *Dynamique des fondations de machines*. Paris: Éditions Eyrolles, 1972.

CAVALCANTE, E. H. *Investigação teórico-experimental do SPT*. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

CHAN, R. K. S. *Foundation Design and Construction*. Hong Kong : The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2006. (Geo Publication, n. 1).

CHELLIS, R.D. *Pile Foundations*. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Inc., 1961. 704 p.

CHEUNG, Y.K., THAM, L.G.; GUO, D.J. Analysis of pile group by infinite layer method. *Géotechnique*, London, v. 38, p 415-431, 1988.

CHOW, Y.K. Axially loaded piles and pile groups embedded in a cross-anisotropic soil. *Géotechnique*, London, v. 39, p 203-212, 1989.

CGE. *Canadian Foundation Engineering Manual*. 3th ed. Ottawa: Canadian Geotechnical Society, 1992. 512 p.

COOKE, R.W.; PRICE, G.; TARR, K. Interaction and group behaviour under working conditions. *Géotechnique*, London, v. 30, n. 2, p. 97-136, 1980.

COOKE, R.W.; PRICE, G.; TARR, K. Jacked piles in London clay: a study of load transfer and settlement under working conditions. *Géotechnique*, London, v. 29, n. 2, p. 113-147, 1979.

DAHLBERG, R. *Settlement characteristics of preconsolidated natural sands*. 1975. Thesis (PhD) - Swedish Council for Building Research, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1975.

DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R.; CAVALCANTE, E. H. Reflexões sobre a Energia no SPT e o Significado do Valor de N em Circunstâncias Particulares. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 14., 2008, Búzios, *Anais... Búzios, 2008*. 1 CD-ROM.

DANZIGER, B. R. *Estudo de correlações entre os ensaios de penetração Estática e Dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas*. 1982, 265 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.

DAVIES, O. et al. Assessing the influence of climate change on the progressive failure of a railway embankment. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS, 12., 2008, Goa, *Proceedings...* [Índia], 2008.

DECOURT, L. *The standard penetration test: State-of-the-art report*. General Report presented in Session 2. In: INTERNATIONAL CONFERENCE IN SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rio de Janeiro, 1989. v. 4

DE MELLO, V. F. B. Revisitations on Sample Foundation Designs. *Soils and Rocks*, São Paulo, v. 18, n. 2, p. 75-92, 1995.

DE MELLO, V. F. B. The standard penetration test. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1971. San Juan (Puerto Rico). *Proceedings...* Puerto Rico, 1971.

DE MELLO, V. F. B. Foundations of buildings on clay. State of the Art Report. In: STATE OF THE ART VOLUME: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7., 1969, Mexico City. *Proceedings...* Mexico City, 1969. p 49-136.

ENGIN, H.K.; SEPTANIKA, E.G.; BRINGREVE, B.J. Estimation of Pile Group Behavior using Embedded Piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS (IACMAG), 12., 2008, Goa. *Proceedings...* [Índia], 2008.

FLEMING, W.G.K.; THORBURN, S. Recent piling advances. In: CONFERENCE ON ADVANCES IN PILING AND GROUND TREATMENT FOR FOUNDATIONS, 1983, London. *Proceedings ...* London, 1983. p 1-16.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON. *Piling Engineering*. 2nd ed. London: Surrey University Press, 1992.

FUMAL, T. E.; TINSLEY, J.C. *Mapping shear wave velocities of near surface geological materials: evaluation of earthquake hazards in the Los Angeles region – An earth science perspective*. USGS Paper, n. 1360, p. 127-150, 1985.

GASPARRE, A. *Advanced laboratory characterization of London clay*. 2005. 598p. Thesis (PhD) - Department of Civil and Environmental Engineering, University of London, Imperial College, London, 2005.

GIACHETI, H.L. et al. Comparação entre resultados de ensaios sísmicos down-hole e cross-hole no campo experimental da UNESP de Bauru. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2006, Curitiba. *Anais...* Curitiba, 2006.

GIACHETI, H.L. *Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo*. 1991. 232f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991.

GUSMÃO FILHO, J. *Contribuição à prática de fundações: a experiência do Recife*. 1995. 251f. Tese de Professor Titular do Departamento de Tecnologia e Geociências da Escola de Engenharia - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.

GUSMÃO FILHO, J. *Desempenho de Obras Geotécnicas*. Pernambuco: Editora Universitária da Universidade Federal de Pernambuco, 2006.

HANUMANTHARAO, C.; RAMANA, G.V. Dynamic soil properties for microzonation of Delhi, Índia. *Journal of. Earth Syst. Sci.*, Índia, v. 117, n.2, p. 719-730, november. 2008.

HIGHT, D.W. et al. *Some characteristics of London Clay*. In: Conference on Characterisation and Engineering, 2003, Singapore. *Proceedings...*Balkema: National University Singapore, 2003. p. 851-907. v.2.

HIGHT, D.W. et al. Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell. *Geotechnique*, London, v.47, n.3, p. 451-474, 1997.

HIGHT, D.J.; JARDINE, R.J. Small strain stiffness and strength characteristics of hard London Clay Tertiary clays. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON HARD SOILS-SOFT ROCKS, 1993, Athens. *Proceedings...* Rotterdam, 1993. p.533-522. v.1.

HOOPER, J.A.; WOOD, L. A. Comparative behaviour of raft and piled foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9, 1977, Tokyo. *Proceedings...* Tokyo, 1977. v. 1. p 545-550.

INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. *International reference test procedure for the standard penetration test (SPT): report of the ISSMFE – TC 16 – Technical committee on penetration testing of soils, with reference test procedures - CPT- SPT - DP - WST.* [S.I : s.n.], 1989. p. 17-19.

JAFARI, M.K.; SHAFIEE, A.; RAZMKHAH, A. Dynamic properties of fine grained soils in south of Tehran. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, v. 4, p. 25-35, 2002.

JARDINE, R.J.; PORRS, D.M.; FOURIE, A.B.;BURLAND, J.B. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Géotechnique*, n. 3, p. 377-396, 1969.

JOVICIC, V.; COOP, M.R. The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the triaxial apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, v. 21, n. 1, p. 3-10, 1998.

KAYABALI K. Soil liquefaction evaluation using shear wave velocity. *Engineering Geology*, v. 44, n. 1, p. 121 – 127, 1996.

KOVACEVIC, K.; POTTS, D. M.; VAUGHAN, P.R. Progressive failure in clay embankments due to seasonal climate changes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 5., 2001, Istanbul. *Proceedings...* Istanbul, 2001. p. 2127-2130.

KOVACS, W.D.; EVANS, J.C.; GRIFFITH, A.H. Towards a More Standardized SPT. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11, 1977, Tokyo. *Proceedings...* Tokyo, 1977. v. 2. p. 269-276.

KULHAWY, F.H. e MAYNE, F.H. *Manual on estimating soil properties for foundation design.* New York: Cornell University. Geotechnical Engineering Group, 1990.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. *Soil Mechanics (SI Version).* New York: John Wiley & Sons, 1979. 553 p.

LEE, S.; CHUNG, C. An Experimental Study of the Interaction of Vertically Loaded Pile Groups in Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, n. 42, p. 1486-1493, 2005.

LEE, S.H.H. Regression models of shear wave velocities. *Journal of Chinese Institute of Engineers*, n. 13; p. 515-532, 1990.

LIMA JUNIOR, S.B. *Emprego das ondas Rayleigh visando à caracterização geotécnica de solos superficiais de encosta numa área teste em Ubatuba/SP*. 2007. 81 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

MARSLAND, A. Comparisons of the results from static penetration tests and large in situ plate tests in London Clay. In: EUROPEAN SYMPOSIUM OF PENETRATION TESTING. 1974, Stockholm. *Proceedings...* Stockholm, 1974. p. 245-252.

MARSLAND, A. Laboratory and in situ measurements of the deformation moduli of London Clay. In: SYMPOSIUM ON INTERACTION OF STRUCTURE AND FOUNDATION, 1971, London. *Proceedings...* London: University of Birmingham, 1971. p. 7-17.

MENESES, P.J.B. de S. *Grupos de Estacas sob Acções Horizontais : análise com Recurso a Multiplicadores*-p. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2007.

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlements of piled foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 102, p 197-228, 1976.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Physics*, v. 7, n. 5, p. 195, 1936.

MOURA, A. S. *Avaliação de metodologias de projeto de Fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna*. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Brasília, Brasília, 2007.

MYLONAKIS, G.; GAZETAS, G. Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil. *Geotechnique*, London, v. 48, n. 1, p. 55-72, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6484: solo - sondagens de simples reconhecimentos com SPT - método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122/96: projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 1996.

NETER, J.; WASSERMAN, W.; WHITMORE, G.A. *Applied Statistics*. 2nd ed. Boston: Allyn and Bacon Inc, 1982.

ODEBRECHT, E. *Medidas de energia no ensaio do SPT*. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

OHSAKI, Y.; IWASAKI, R. Dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. *Soils and Foundation*, v. 13, p. 61-73, 1973.

- O'NEILL, M.W. Group action in offshore piles. In: CONFERENCE ON GEOTECHNICAL PRACTICE IN OFFSHORE ENGINEERING, 1983, Austin. *Proceedings...* Austin, 1983. p. 25-64.
- PACHECO, M.P.; LIMA, L. S. A. Um critério estatístico para a interpretação de ensaios geotécnicos. *Revista Solos e Rochas*, v. 19, n. 3, p. 177-188, 1986.
- PALACIOS, A. *Theory and measurements of energy transfer during standard penetration test sampling*. Thesis (Ph.D.) - University of Florida, Gainesville, USA. 1977.
- POTTS, D. M., ZDRAVKOVIC, I. *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. London: Thomas Telford, 1999.
- POULOS, H. G. Analysis of the settlement of pile groups. *Geotechnique*, London, v. 18, n. 4, p. 449-471, 1968.
- PRADO, R. L. *O ensaio sísmico entre furos ("crosshole") no estudo de maciços terrosos e rochosos*. 1994. 123 f. Dissertação (Mestrado em geofísica) - Instituto Astronômico e Geofísico, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- RANDOLPH, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. *Proceedings...* New Delhi, 1994. v. 5, p 61-82.
- RANDOLPH, M.F.; WROTH, C.P. An analysis of the vertical deformation of pile groups. *Géotechnique*, London, v. 29. n. 4, p 423-439, 1979.
- RANDOLPH, M.F.; WROTH, C.P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v. 104, GT12, p. 1465-1488, 1978.
- RAPTAKIS D.G., ANASTASIADIS S. A.J., PITILAKIS K.D.; LONTZETIDIS K.S. Shear wave velocities and damping of Greek natural soils. In: EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, 10., 1995, Vienna. *Proceedings...* Vienna, 1995. p. 477-482.
- RICHART, F. E. Jr.; HALL, J. R. Jr.; WOODS, R. D. *Vibrations of soils and foundations*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentic-Hall Inc., 1970. 414 p.
- RUSSO NETO, L. *Interpretação de Deformação e Recalque na Fase de Montagem de Estrutura de Concreto com Fundação em Estaca Cravada*. 2005. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- SANDRONI, S. S. *The strength of London Clay in total and effective stress terms*. 1977. Thesis (PhD) - University of London, London, 1977.

SANTANA, C. M. *Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas*. 2008. 160 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SANTOS, M. D. *Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas*. 2007. 148 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

SCHMERTMANN, J. H.; PALACIOS, A. Energy dynamics of SPT. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1979, v. 105, GT8, p. 909-926, 1979.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M.; ARANGO, I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109, p. 458-482, 1983.

SILVEIRA, R. M. da S.; BARROS, J. M. de C.; AMARAL, C. dos S. Redução do módulo de cisalhamento com a deformação numa argila marinha remoldada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2006, Curitiba. Anais...Curitiba, 2006.

SILVEIRA, D.P. *Análise das velocidades compressionais e cisalhantes do poço 1 - TP - 3 – SC – Ondas planas*. 1984. Dissertação (Mestrado em Geofísica) – Universidade Federal da Bahia, Salvador, 1984.

SITHARAM, T. G.; GOVINDARAJU, L.; SRIDHARAN, A. Special section: Geotechnics and Earthquake Hazards Dynamic properties and liquefaction potential of soils. *Current Science, India*, v. 87, n. 10, nov. 2004.

SKEMPTON, A. W. Slope stability of cutting in brown London clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE IN SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. Proceedings... Tokyo, 1977. p. 261-270.

SKEMPTON, A. W. Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE IN SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING , 5., 1961, Paris. Proceedings...Paris, 1961. p. 351-357.

SKEMPTON, A. W. Discussion on piles and pile foundations: settlement of pile foundations. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3.,1953, Switzerland. *Proceedings...* Switzerland, 1953, v. 3.

SKEMPTON, A. W. Notes on the compressibility of clays. *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, London, v. C, p. 119-135, July 1944.

SKEMPTON, A. W.; SCHUSTER, F. R. S.; PETLEY, D. J. Joints and fissures in the London Clay at Wraybury and Edgware. *Géotechnique*, London, v. 19, n. 2, p. 205-217,1969.

SKEMPTON, A. W. ; LA ROCHELLE, P. The Bradwell slip: a short-term failure in London Clay. *Géotechnique*, London, v. 15, n. 3, p. 221-242, 1965.

SMITH, I. M.; GRIFFITH, D. V. *Programming the finite element method*. 2nd ed. Chisester, U.K: John Wiley & Sons, Inc., 1982.

SOUZA, J. M .S. *A influência da compactação das areias nas correlações entre os ensaios de cone e o SPT*. 2009. 249 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

STANDING, J.R.; BURLAND, J.B. Investigation on variations in tunneling volume loss: a case study. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL ASPECTS OF UNDERGROUND CONSTRUCTION IN SOFT GROUND, 2005, Balkema. *Proceedings...*, Amsterdam, 2005.

STEINBRENNER, W. Tafeln sur Setzungsberechnung. *Die Satrasse*, v. 1, p. 121, 1934.

ST. JOHN, H.D. *Field and theoretical studies of the behaviour of ground around deep excavations in London clay*. 1975. Thesis (PhD) - University of Cambridge, Cambridge, UK, 1975.

SYKORA D.W.; STOKOE K.H. Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity, soil characteristics, and site conditions. In: UNIVERSITY OF TEXAS. *Geotechnical Engineering Report: GR 83-33*. Austin, 1983. 484 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. 2nd ed. New York: Wiley, 1967. 729 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil exploration, soil mechanics in engineering practice*. New York: John Willey & Sons, Inc., 1948.

TERZAGHI, K., PECK, R. B.; MESRI, G. *Soil mechanics in engineering practice*. 3rd ed. New York: John Willey & Sons, Inc, 1996.

TOMLINSON, M. J. *Pile Design and Construction Practice*. 4th ed. London: Spon Press, 1994. 411 p.

TURK, N., DEARMAN, W.R. Assesment of grouting efficiency in rock mass in terms of seismic velocities. *Bulletin of IAEG* , France, n. 36, p. 101-108, 1987.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Design of pile foundations*. Honolulu, Hawaii: University Press of the Pacific, 2005.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações*. Rio de Janeiro: Editora COPPE/ UFRJ, 2002. v. 2.

VESIC, A. S. Experiments with instrumented pile groups in sand. In: AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Performance of deep foundations*. Philadelphia, 1969. (ASTM Special Technical Publication, n. 444). p. 177-222.

VESIC, A. S. Pile-soil interaction, Chap4. In: NATIONAL COOPERATIVE HIGH RESEARCH PROGRAM OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. *Design of pile foundation*. Washington, DC, 1977. (Synthesis of Highway Practice, n. 42). p. 22-31.

VESIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations, Chapter 3. In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. *Foundation Engineering Handbook*. [S.I.]: Van Nostrand Reinhold, 1975.

WARD, W. H.; MARSLAND, A.; SAMUELS, S. G. Properties of the London Clay at the Ashford Common shaft: in-situ and undrained strength tests. *Géotechnique*, London, v. 15, n. 4, p. 321-344, 1965.

WARD, W. H.; SAMUELS, S. G.; BUTLER, M. E. Further studies of the properties of London Clay. *Géotechnique*, London, v. 9, n. 2, p.33-58, 1959.

WEBB, D. L. *The mechanical properties of undisturbed samples of London Clay and Pierre shale*. 1964. Thesis (PhD) - University of London, London, 1964.

WONGSAROJ, J.; SOGA, K.; YIMSIRI, S.; MAIR, R. J. Stiffness anisotropy of London Clay and its modelling: Laboratory and Field. In: AW SKEMPTON MEMORIAL CONFERENCE, 2004, Thomas Telford, London. *Proceedings...*. London, 2004.

WROTH, C. P. Some aspects of the elastic behaviour of overconsolidated clay. In: ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, 1972, Foulis. *Proceedings...* Foulis, 1972. p.347-361.

WINDLE, D.; WROTH, C. P. Insitu measurements of the properties of stiff clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. *Proceedings...* Tokyo, 1977. p. 347-352.

YAMASHITA, K.; KAKURAI, M.; YAMADA, T.; KUWABARA, F. Settlement behaviour of a five-storey building on a piled raft foundation. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2., 1993, Belgium. *Proceedings...* Belgium: Ghent University, 1993. p. 351 – 356.

ANEXO A - Resultados da análise de sensibilidade – ensaio 2

As várias alternativas de módulos utilizados nas análises referentes ao ensaio 2 de Cooke et al. (1980), dentro da faixa prevista pelos diferentes autores que pesquisaram a argila rija de Londres, são apresentados nas Figuras A.1 e A.2.

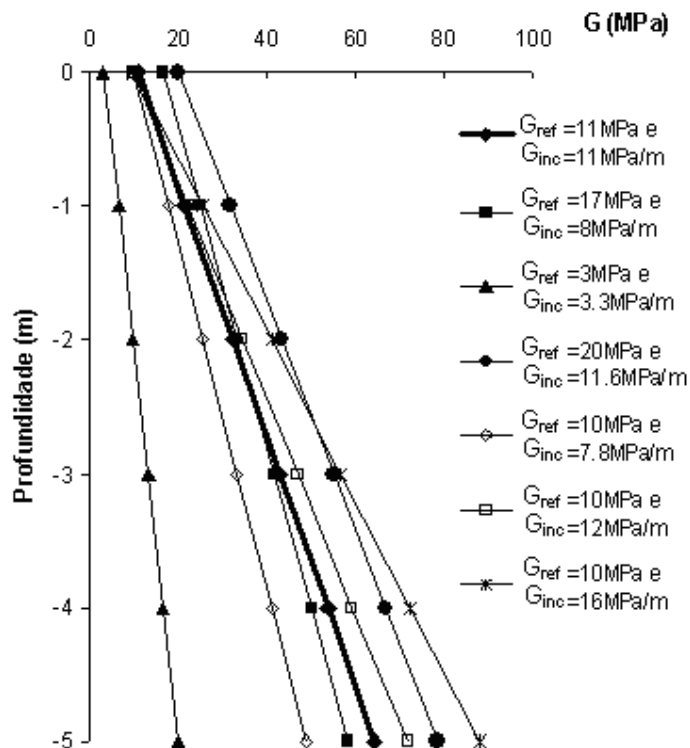


Figura A.1- Valores dos módulos cisalhantes não drenados adotados nas análises.

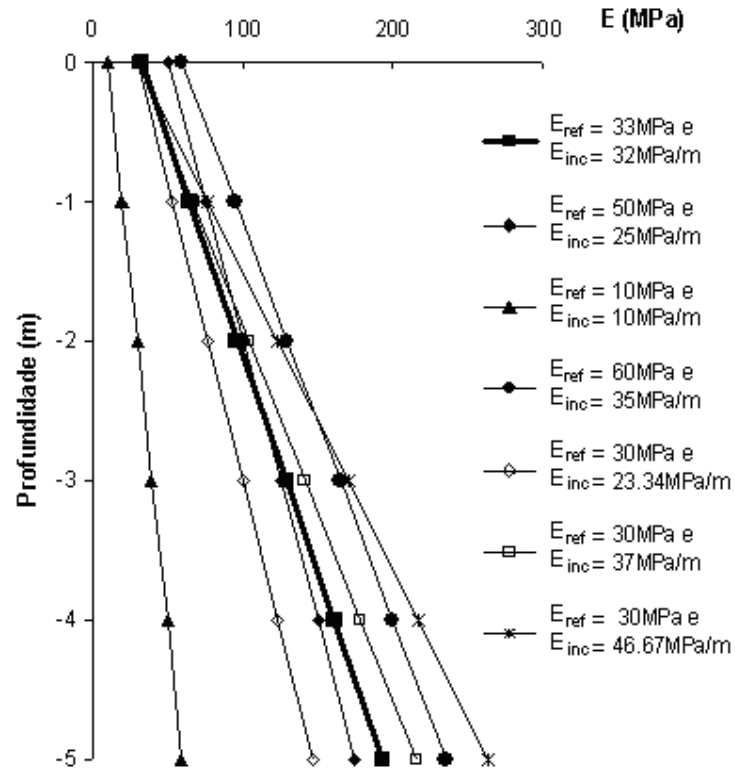


Figura A.2- Valores dos módulos de elasticidade não drenados adotados nas análises.

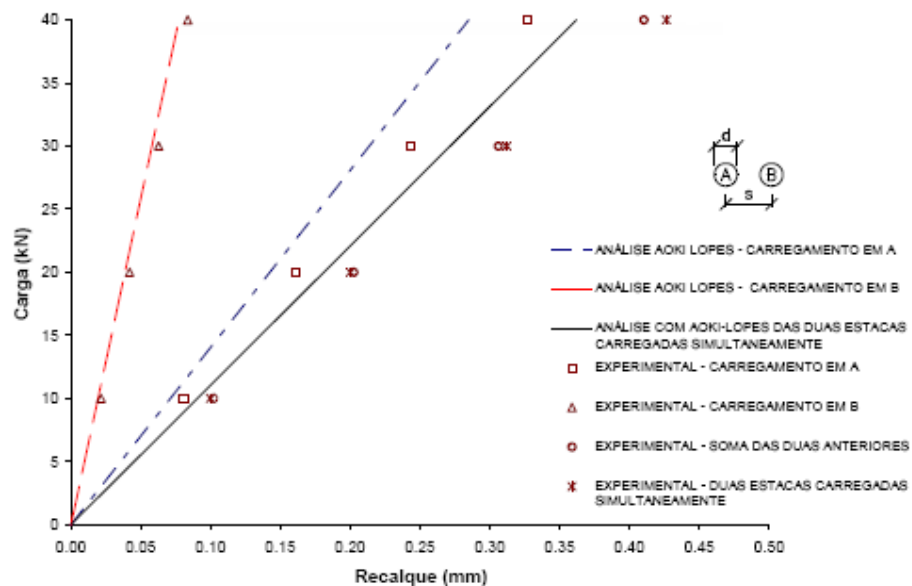


Figura A.3- Recalques na estaca A - Ensaio 2 utilizando o programa Aoki-Lopes - Santana (2008).

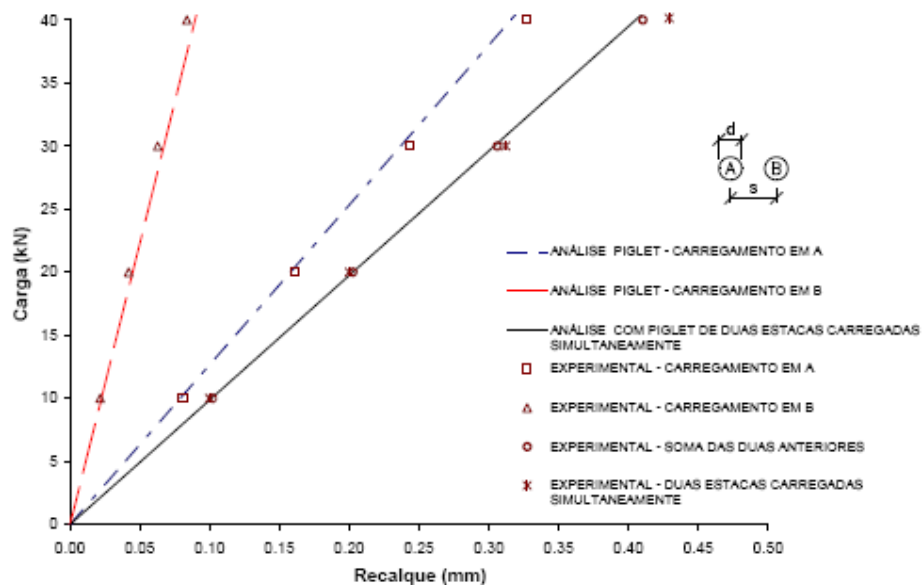


Figura A.4- Recalques na estaca A - Ensaio 2 utilizando o programa PIGLET - Santana (2008).

Para $E_{ref} = 50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc} = 25 \text{ MN/m}^2 / \text{m}$, tem-se:

Tabela A.1- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=25 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,086	0,171	0,259	0,347
carregamento em B	0,016	0,030	0,045	0,059
soma das duas anteriores	0,101	0,201	0,303	0,406
duas estacas carregadas simultaneamente	0,100	0,201	0,304	0,406

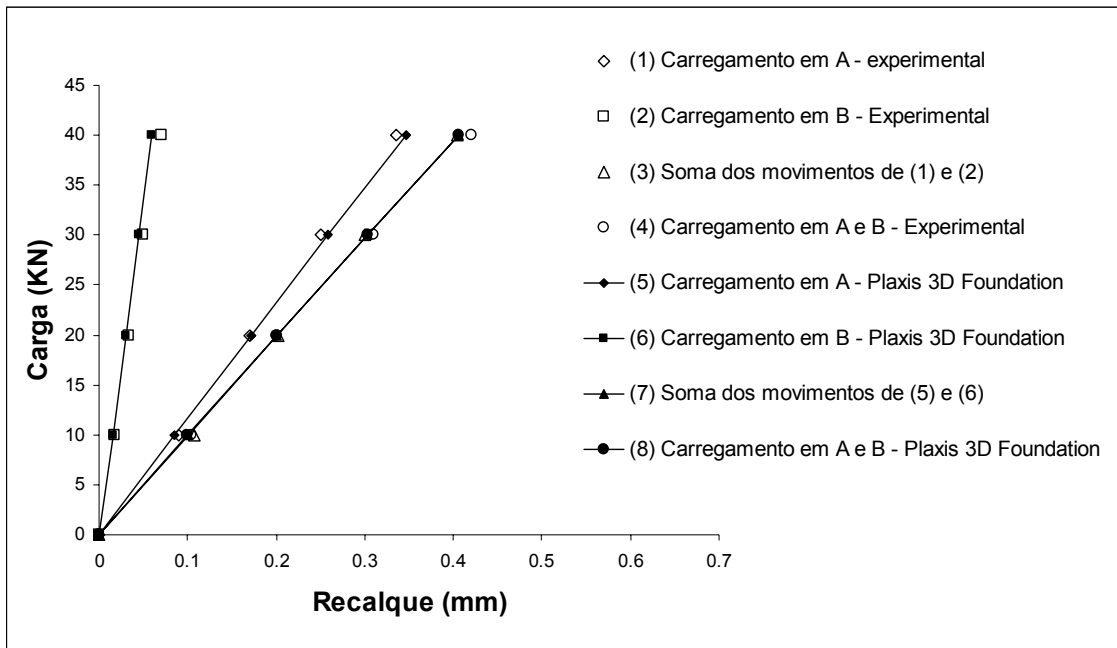


Figura A.5- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=25 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.

Tabela A.2- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=25 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	9,93	19,85	29,78	39,70	9,90	19,79	29,68	39,58
-0,56	9,06	18,07	27,06	36,05	9,11	18,17	27,20	36,24
-1,13	8,01	15,96	23,84	31,72	8,11	16,14	24,11	32,09
-1,69	7,05	14,02	20,89	27,76	7,23	14,36	21,42	28,47
-2,25	6,04	11,97	17,77	23,55	6,31	12,48	18,56	24,63
-3,38	3,43	6,89	10,52	14,16	3,69	7,51	11,51	15,50
-3,94	2,69	5,13	7,00	8,84	2,97	5,48	7,57	9,62
-4,50	1,95	3,36	3,49	3,52	2,26	3,45	3,63	3,73

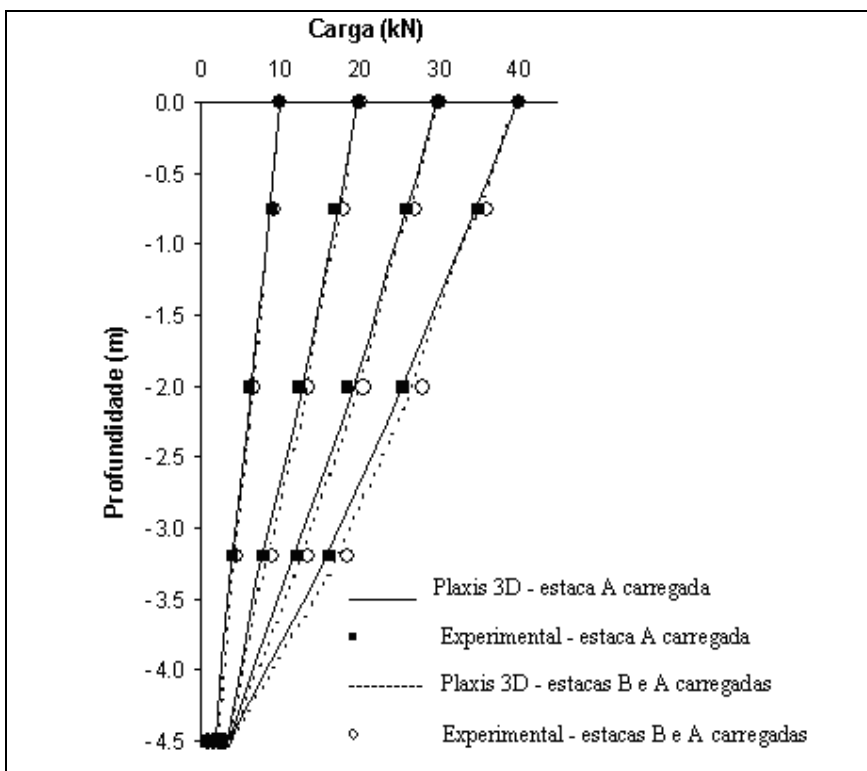


Figura A.6- Ensaio 2 para $E_{ref}=50 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=25 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

Para $E_{ref} = 10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc} = 10 \text{ MN/m}^2 / \text{m}$, tem-se:

Tabela A.3- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=10 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0.197	0.401	0.610	0.819
carregamento em B	0.044	0.086	0.128	0.170
soma das duas anteriores	0.242	0.487	0.738	0.989
duas estacas carregadas simultaneamente	0.238	0.487	0.740	0.992

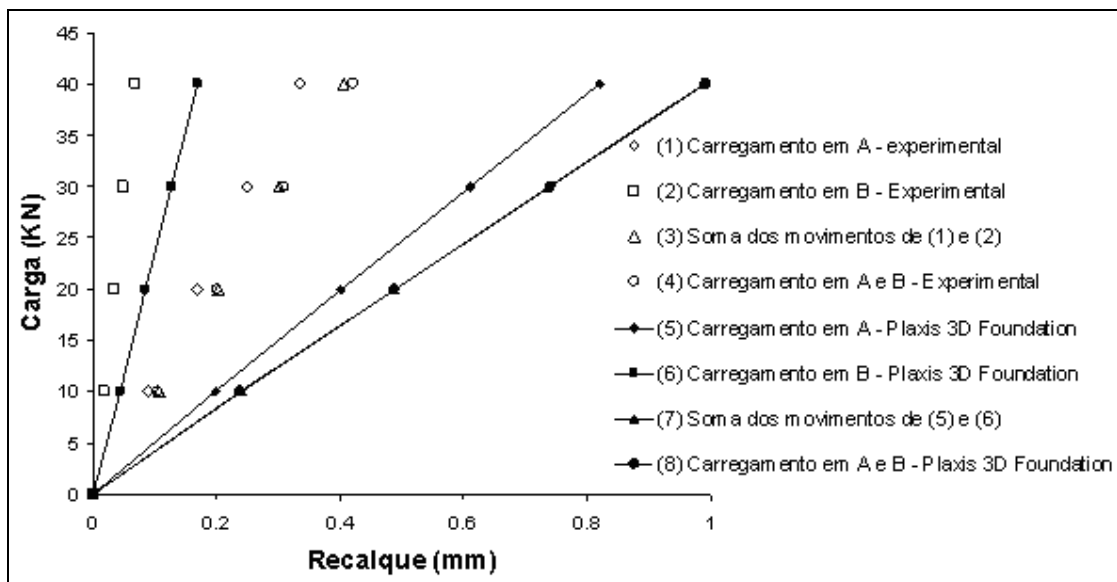


Figura A.7- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=10 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.

Tabela A.4- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=10 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	10,02	20,03	30,04	40,05	10,00	19,98	29,97	39,96
-0,56	9,47	18,88	28,27	37,66	9,49	18,91	28,32	37,73
-1,13	8,81	17,50	26,16	34,82	8,85	17,56	26,24	34,93
-1,69	7,99	15,81	23,57	31,34	8,09	16,00	23,87	31,74
-2,25	7,19	14,14	21,00	27,86	7,35	14,46	21,52	28,56
-3,38	4,32	8,79	13,35	17,90	4,51	9,31	14,19	19,04
-3,94	3,43	6,10	8,41	10,74	3,67	6,41	8,92	11,43
-4,50	2,54	3,41	3,46	3,58	2,84	3,52	3,64	3,83

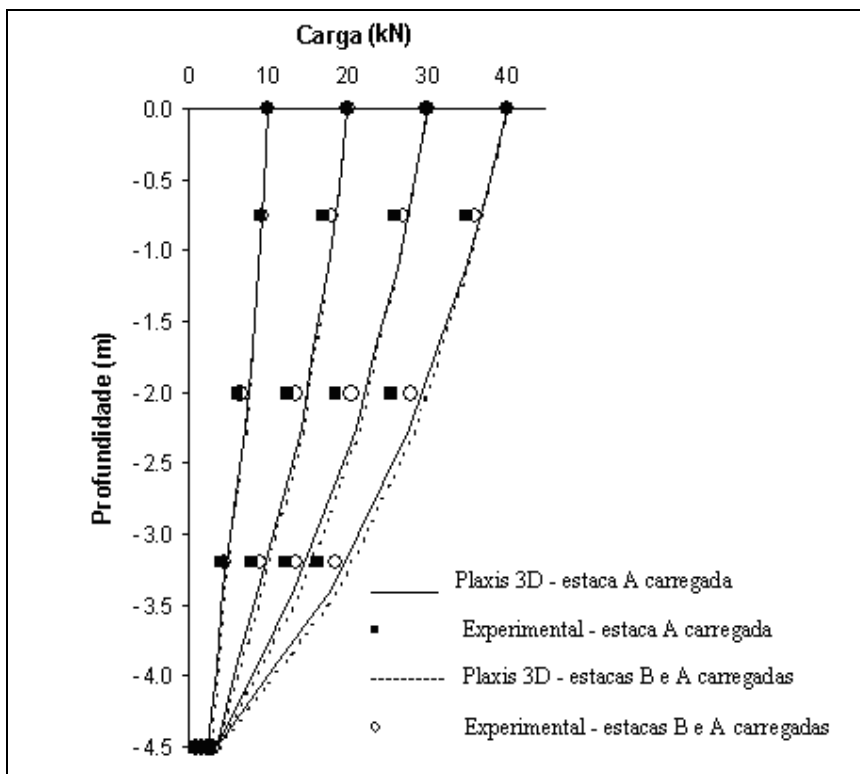


Figura A.8- Ensaio 2 para $E_{ref}=10 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=10 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

Para $E_{ref} = 60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc} = 35 \text{ MN/m}^2 / \text{m}$, tem-se:

Tabela A.5- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=35 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,074	0,147	0,221	0,296
carregamento em B	0,012	0,023	0,034	0,046
soma das duas anteriores	0,086	0,170	0,256	0,342
duas estacas carregadas simultaneamente	0,085	0,169	0,256	0,342

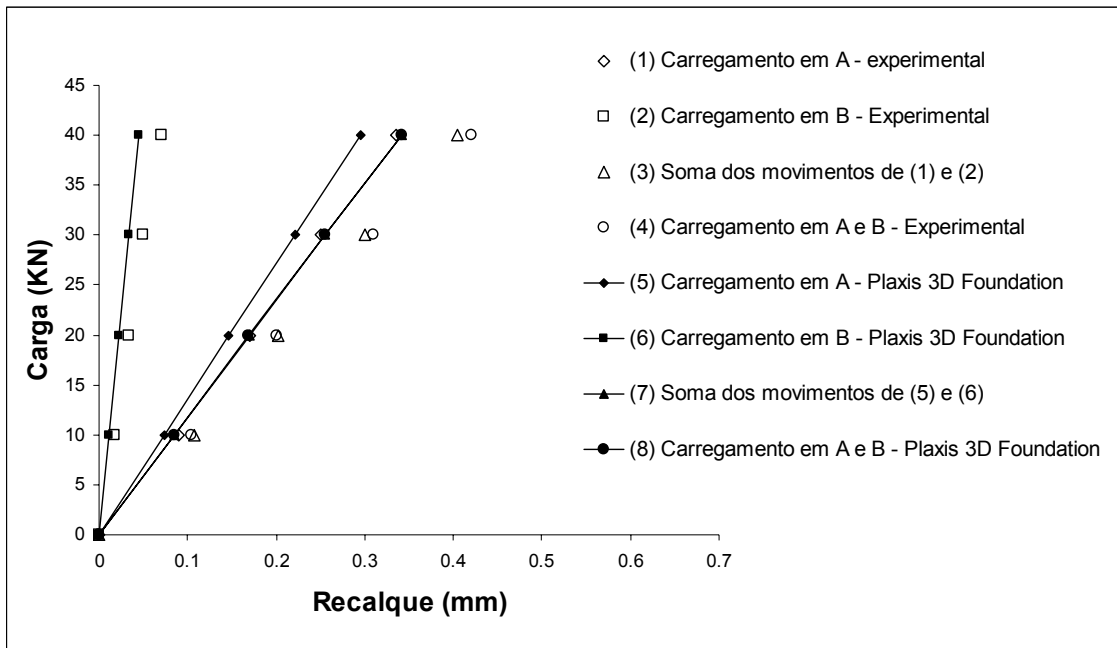


Figura A.9- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=35 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.

Tabela A.6- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=35 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	9,93	19,84	29,76	39,68	9,90	19,78	29,67	39,55
-0,56	9,01	17,98	26,93	35,87	9,06	18,08	27,08	36,08
-1,13	7,90	15,76	23,55	31,34	8,01	15,96	23,85	31,75
-1,69	6,91	13,76	20,51	27,26	7,11	14,13	21,08	28,02
-2,25	5,85	11,63	17,26	22,89	6,14	12,17	18,10	24,03
-3,38	3,28	6,56	10,04	13,53	3,55	7,21	11,06	14,92
-3,94	2,56	4,96	6,75	8,53	2,85	5,33	7,34	9,33
-4,50	1,84	3,35	3,47	3,53	2,15	3,46	3,62	3,74

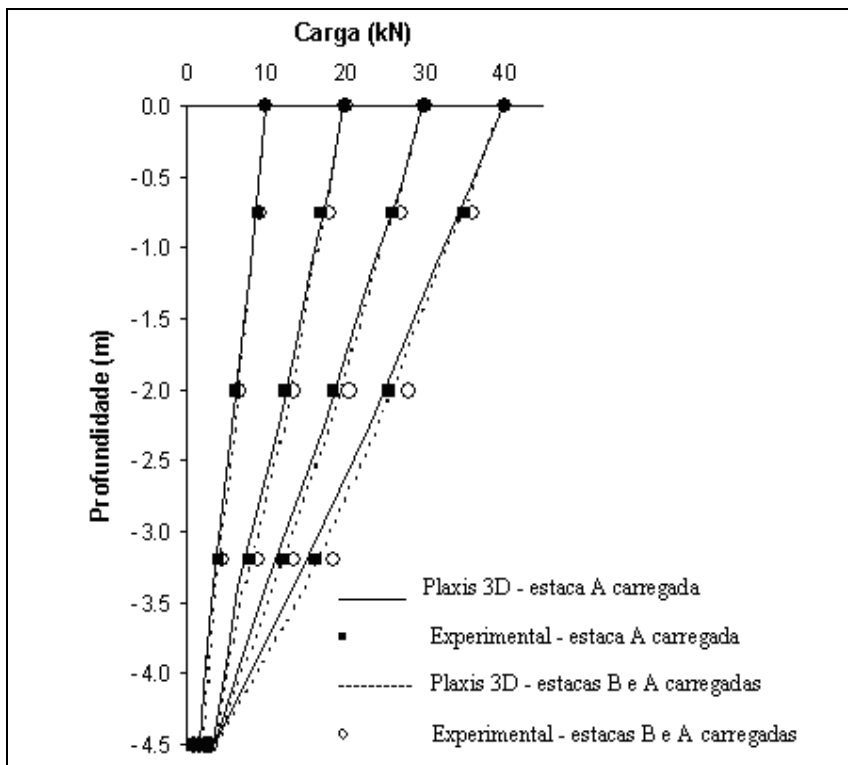


Figura A.10- Ensaio 2 para $E_{ref}=60 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=35 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

Para $E_{ref} = 30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc} = 23,34 \text{ MN/m}^2 / \text{m}$, tem-se:

Tabela A.7- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=23,34 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,101	0,202	0,306	0,410
carregamento em B	0,019	0,036	0,053	0,071
soma das duas anteriores	0,119	0,238	0,359	0,481
duas estacas carregadas simultaneamente	0,118	0,238	0,360	0,482

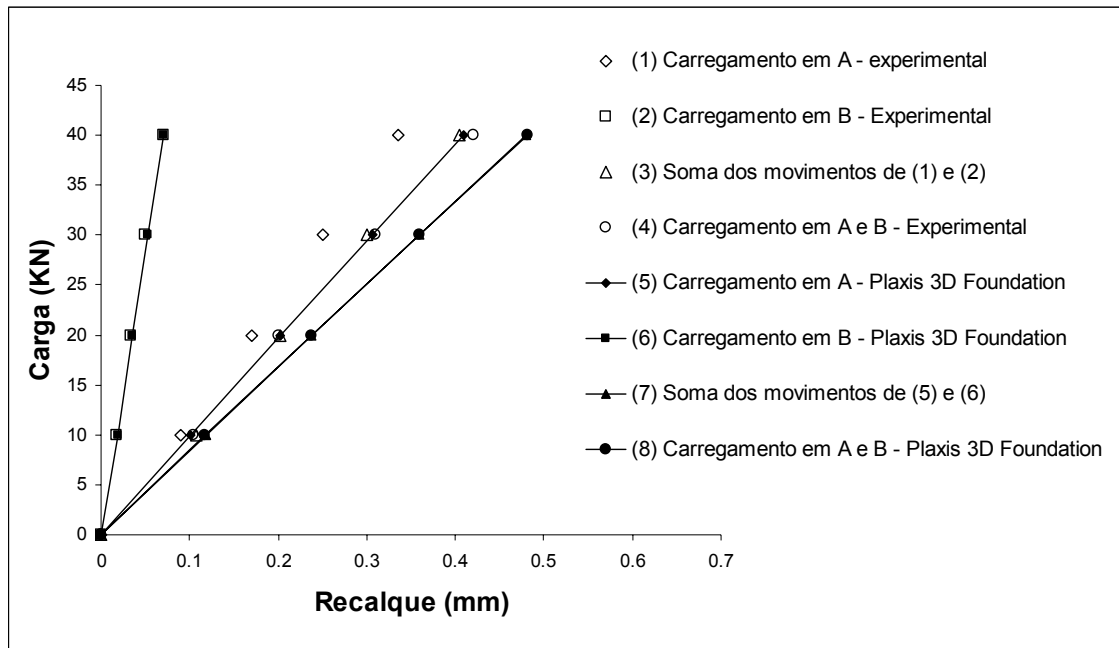


Figura A.11- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=23,34 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.

Tabela A.8- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=23,34 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	9,98	19,95	29,93	39,90	9,96	19,90	29,85	39,79
-0,56	9,26	18,47	27,66	36,85	9,30	18,53	27,76	36,98
-1,13	8,39	16,69	24,95	33,20	8,46	16,82	25,14	33,46
-1,69	7,47	14,83	22,11	29,40	7,62	15,11	22,54	29,97
-2,25	6,53	12,91	19,18	25,44	6,76	13,35	19,86	26,36
-3,38	3,79	7,67	11,69	15,70	4,03	8,26	12,63	17,00
-3,94	2,99	5,53	7,59	9,65	3,26	5,88	8,14	10,37
-4,50	2,18	3,39	3,49	3,60	2,49	3,50	3,64	3,75

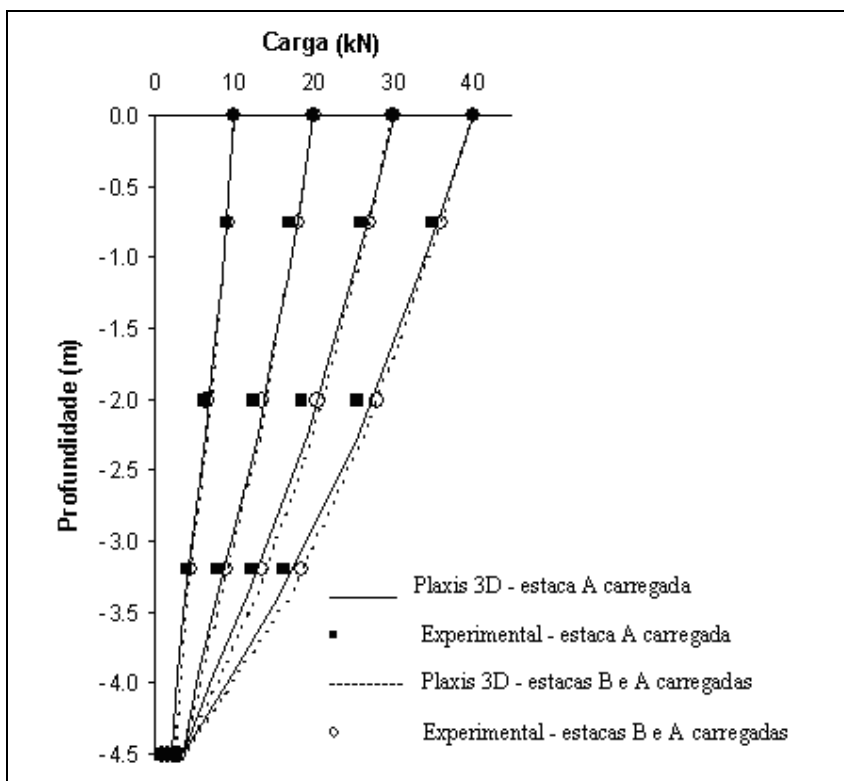


Figura A.12- Ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=23,34 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

Para $E_{ref} = 30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc} = 37 \text{ MN/m}^2 / \text{m}$, tem-se:

Tabela A.9- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=37 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,084	0,167	0,253	0,338
carregamento em B	0,013	0,026	0,038	0,051
soma das duas anteriores	0,097	0,193	0,291	0,389
duas estacas carregadas simultaneamente	0,096	0,192	0,291	0,390

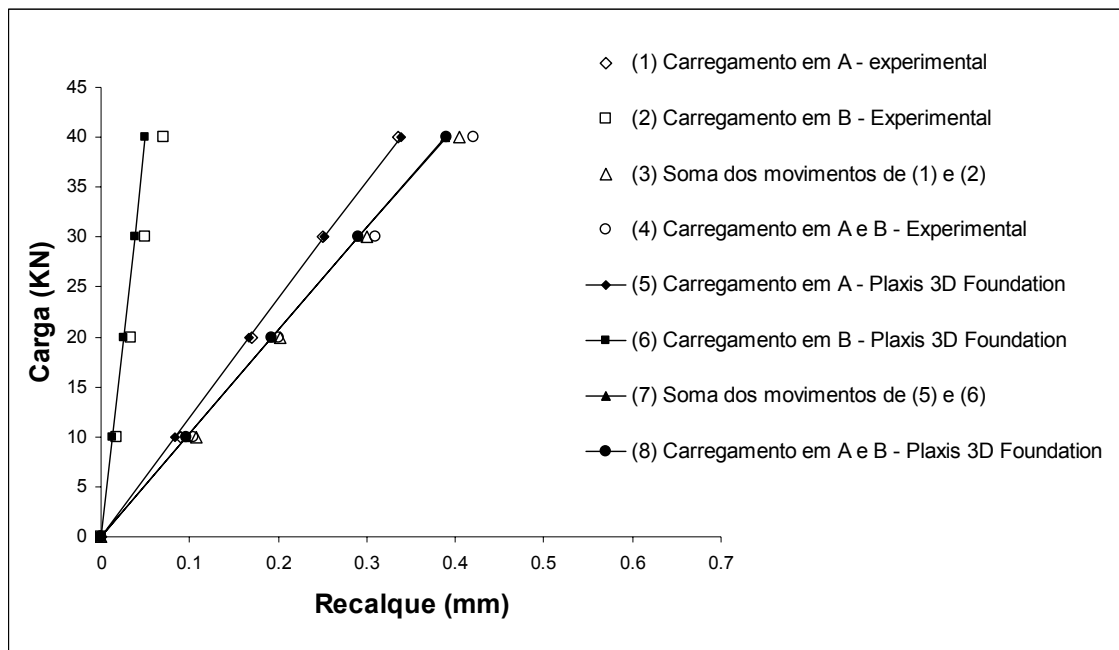


Figura A.13- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=37 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.

Tabela A.10- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=37 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	10,01	20,00	30,00	39,99	9,98	19,95	29,92	39,89
-0,56	9,30	18,56	27,80	37,04	9,34	18,62	27,90	37,17
-1,13	8,44	16,82	25,14	33,47	8,51	16,94	25,33	33,72
-1,69	7,49	14,88	22,20	29,52	7,64	15,16	22,63	30,11
-2,25	6,51	12,88	19,15	25,42	6,74	13,33	19,85	26,37
-3,38	3,74	7,55	11,53	15,51	3,98	8,16	12,51	16,83
-3,94	2,93	5,46	7,51	9,53	3,21	5,83	8,05	10,30
-4,50	2,12	3,37	3,48	3,54	2,43	3,49	3,60	3,77

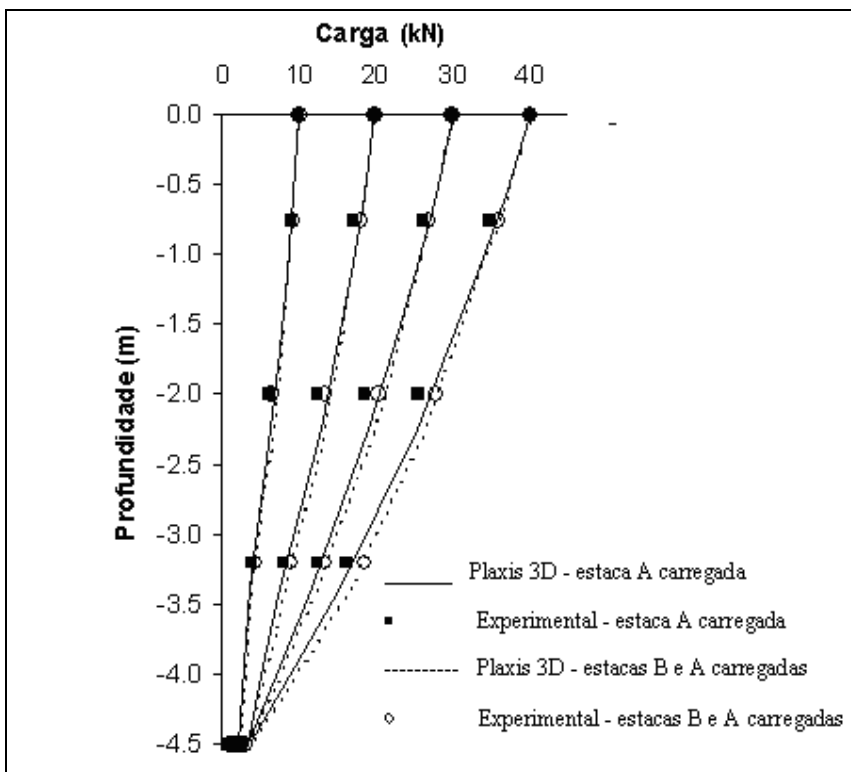


Figura A.14- Ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=37 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

Para $E_{ref} = 30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc} = 46,67 \text{ MN/m}^2 / \text{m}$, tem-se:

Tabela A.11- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=46,67 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,076	0,152	0,230	0,308
carregamento em B	0,011	0,021	0,032	0,042
soma das duas anteriores	0,087	0,174	0,262	0,350
duas estacas carregadas simultaneamente	0,086	0,173	0,262	0,350

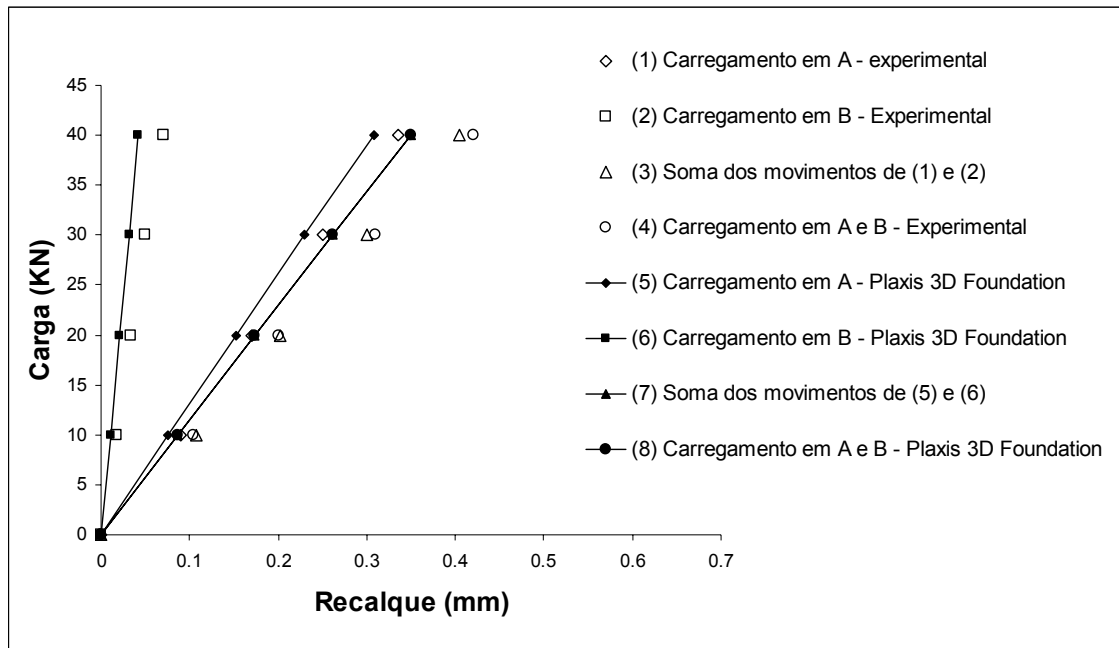


Figura A.15- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=46,67 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ – Recalques.

Tabela A.12- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=46,67 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	10,02	20,02	30,03	40,04	9,99	19,97	29,96	39,94
-0,56	9,31	18,59	27,84	37,10	9,35	18,65	27,93	37,22
-1,13	8,44	16,82	25,16	33,49	8,51	16,95	25,34	33,74
-1,69	7,46	14,83	22,13	29,43	7,61	15,12	22,57	30,02
-2,25	6,44	12,76	18,98	25,19	6,68	13,22	19,69	26,16
-3,38	3,66	7,39	11,29	15,20	3,92	8,01	12,28	16,54
-3,94	2,86	5,37	7,38	9,37	3,14	5,74	7,95	10,16
-4,50	2,05	3,35	3,47	3,54	2,36	3,48	3,62	3,78

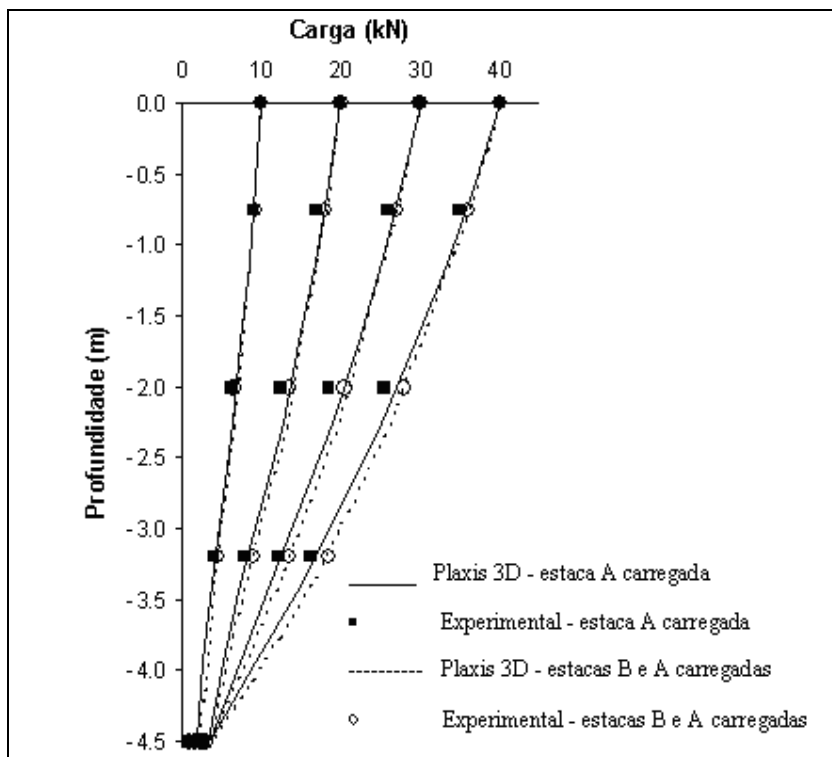


Figura A.16- Ensaio 2 para $E_{ref}=30 \text{ MN/m}^2$ e $E_{inc}=46,67 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ - Transferência de carga.

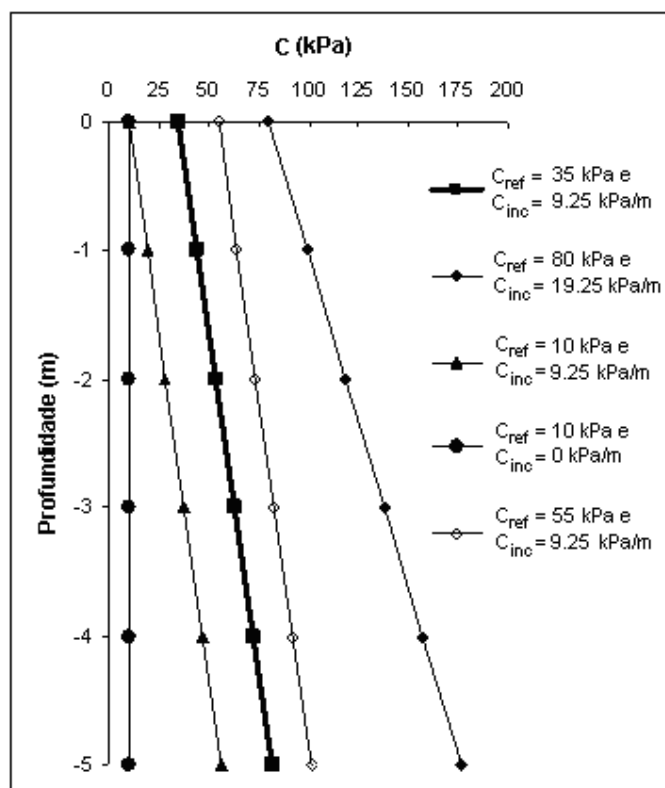


Figura A.17- Valores da resistência não drenada adotados nas análises.

Para $C_{ref} = 10$ kPa e $C_{inc} = 10$ kPa/m, tem-se:

Tabela A.13- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $C_{ref}=10$ kPa e $C_{inc}=10$ kPa/m - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,088	0,176	0,269	0,367
carregamento em B	0,015	0,029	0,043	0,057
soma das duas anteriores	0,103	0,205	0,312	0,424
duas estacas carregadas simultaneamente	0,101	0,205	0,314	0,430

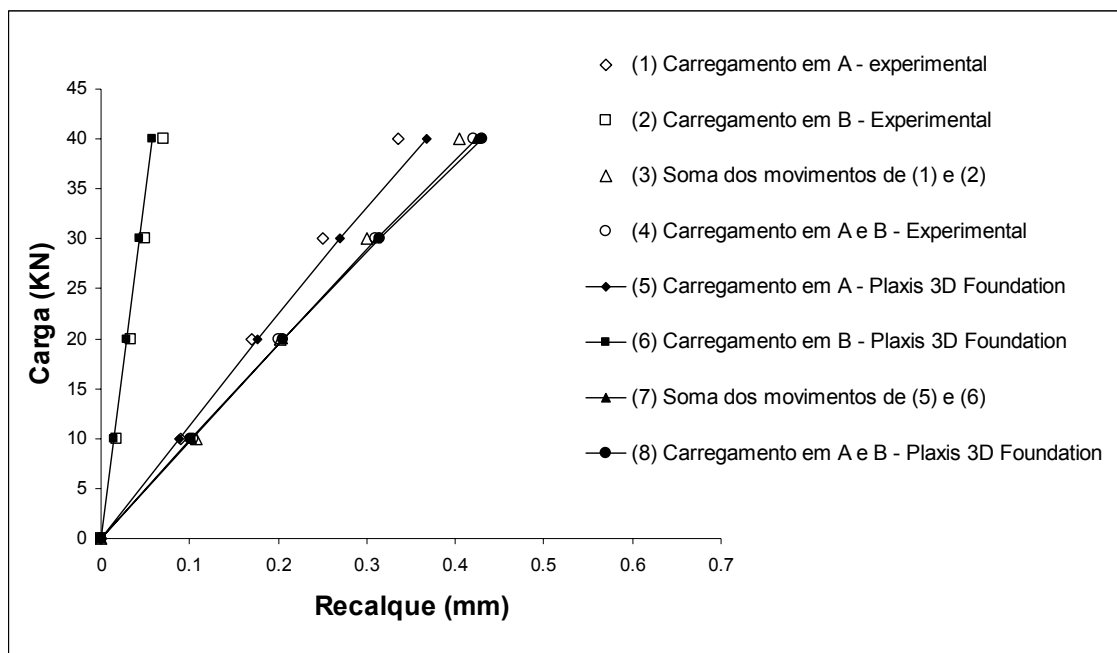


Figura A.18- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $C_{ref}=10$ kPa e $C_{inc}=10$ kPa/m – Recalques.

Tabela A.14- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $C_{ref}=10$ kPa e $C_{inc}=10$ kPa/m - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	9,99	19,96	29,95	39,95	9,96	19,91	29,87	39,82
-0,56	9,26	18,47	27,62	36,70	9,30	18,53	27,71	36,80
-1,13	8,38	16,67	24,82	32,81	8,46	16,80	25,01	33,04
-1,69	7,44	14,72	21,80	28,68	7,61	15,01	22,22	29,15
-2,25	6,47	12,70	18,68	24,38	6,72	13,16	19,35	25,17
-3,38	3,71	7,21	10,75	14,12	3,96	7,79	11,61	15,19
-3,94	2,88	5,24	7,08	8,88	3,15	5,60	7,60	9,57
-4,50	2,06	3,28	3,42	3,65	2,35	3,40	3,59	3,95

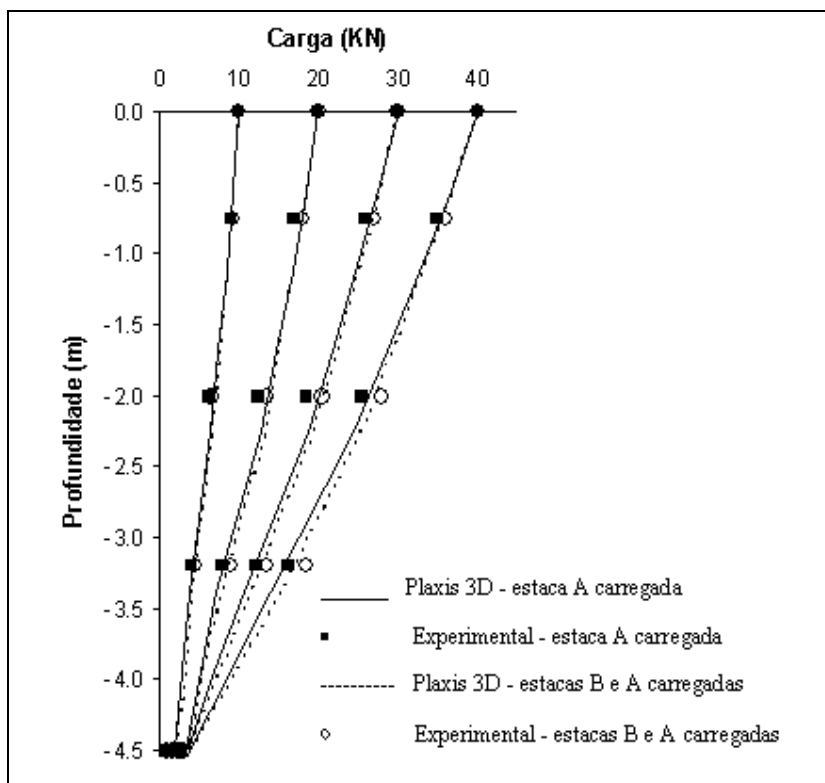


Figura A.19- Ensaio 2 para $C_{ref}=10$ kPa e $C_{inc}=10$ kPa/m - Transferência de carga.

Para $K_0=3$ tem-se:

Tabela A.15- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $K_0 = 3$ - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,088	0,175	0,265	0,354
carregamento em B	0,015	0,029	0,043	0,057
soma das duas anteriores	0,103	0,205	0,308	0,411
duas estacas carregadas simultaneamente	0,101	0,204	0,308	0,412

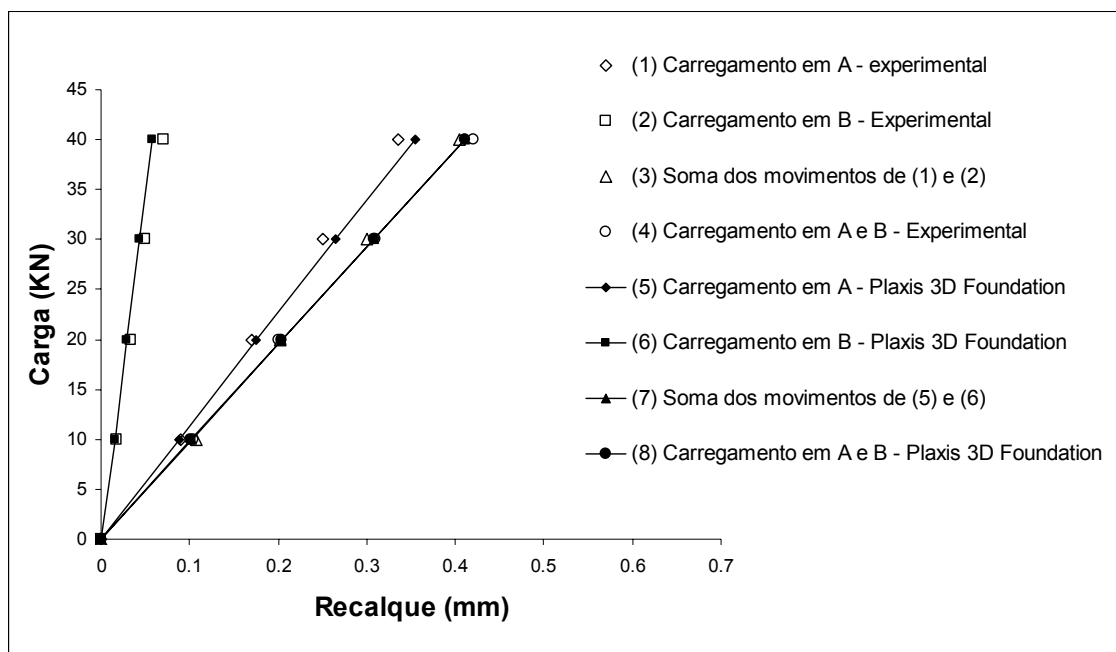


Figura A.20- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $K_0 = 3$ – Recalques.

Tabela A.16- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para $K_0 = 3$ - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	9,99	19,97	29,95	39,93	9,96	19,91	29,87	39,82
-0,56	9,26	18,47	27,66	36,85	9,29	18,53	27,76	36,99
-1,13	8,36	16,66	24,91	33,15	8,44	16,79	25,10	33,42
-1,69	7,42	14,74	21,99	29,24	7,57	15,03	22,44	29,84
-2,25	6,44	12,76	18,96	25,16	6,68	13,21	19,67	26,12
-3,38	3,70	7,49	11,43	15,38	3,95	8,10	12,40	16,70
-3,94	2,91	5,43	7,46	9,45	3,19	5,80	8,02	10,23
-4,50	2,11	3,37	3,48	3,53	2,43	3,49	3,63	3,76

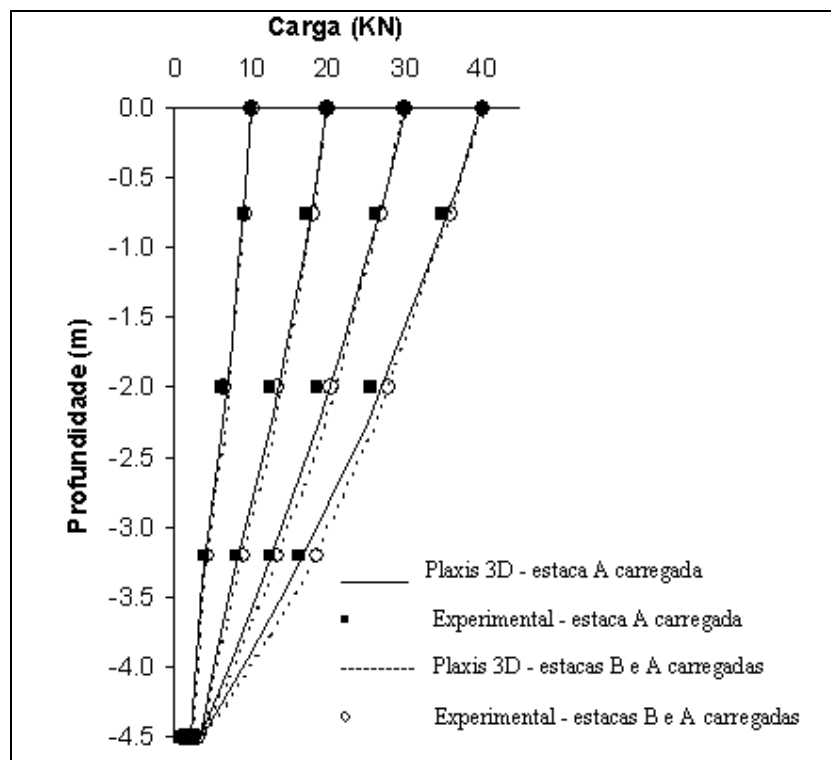


Figura A.21- Ensaio 2 para $K_0 = 3$ - Transferência de carga.

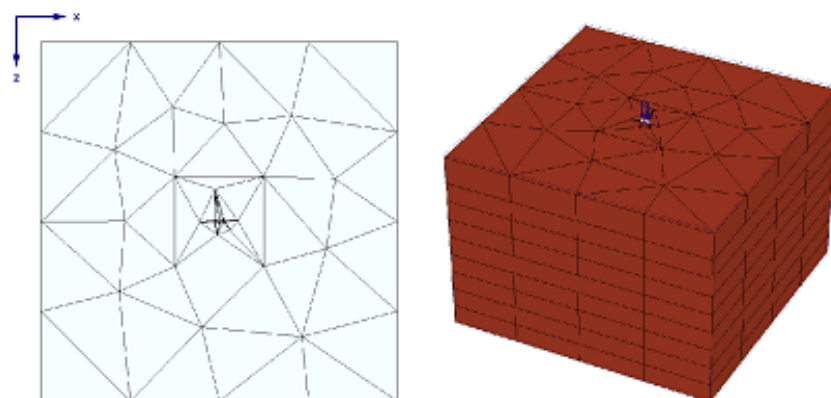


Figura A.22- Malha de elementos finitos menos refinada.

Para a malha menos refinada da Figura A.22, tem-se:

Tabela A.17- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para malha menos refinada - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,080	0,159	0,238	0,321
carregamento em B	0,013	0,024	0,035	0,047
soma das duas anteriores	0,093	0,183	0,273	0,368
duas estacas carregadas simultaneamente	0,091	0,182	0,272	0,374

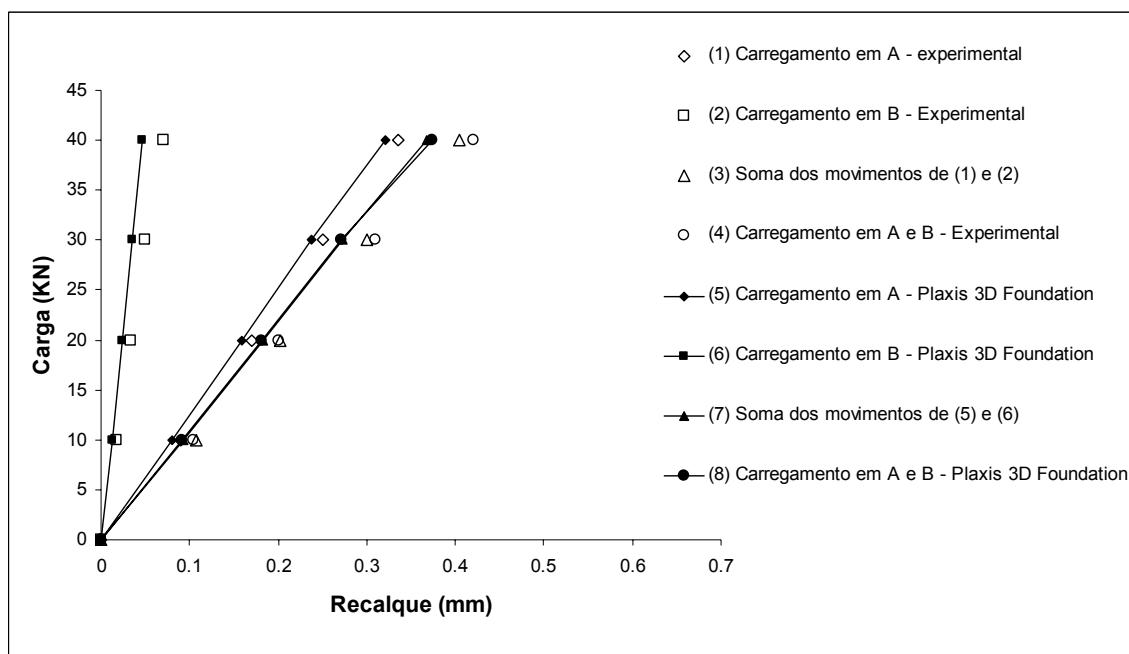


Figura A.23- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para malha menos refinada – Recalques.

Tabela A.18- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para malha menos refinada - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	10,02	20,02	30,02	40,02	10,02	20,02	30,01	40,02
0,00	9,88	19,73	29,58	39,62	9,82	19,62	29,43	39,67
-2,25	6,27	12,49	18,71	24,52	6,48	12,90	19,33	24,80
-4,50	2,66	5,26	7,84	9,42	3,13	6,18	9,23	9,93

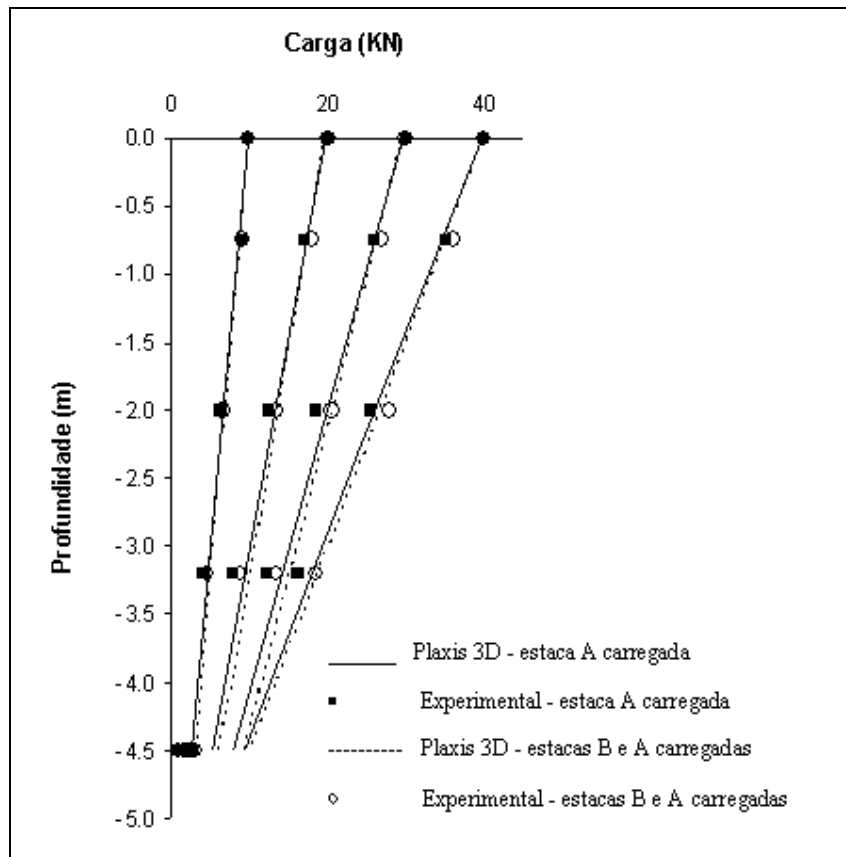


Figura A.24- Ensaio 2 para malha menos refinada - Transferência de carga.

Para o modelo linear elástico, tem-se:

Tabela A.19- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para modelo linear elástico - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,087	0,173	0,259	0,344
carregamento em B	0,015	0,028	0,041	0,054
soma das duas anteriores	0,102	0,201	0,300	0,399
duas estacas carregadas simultaneamente	0,100	0,199	0,298	0,397

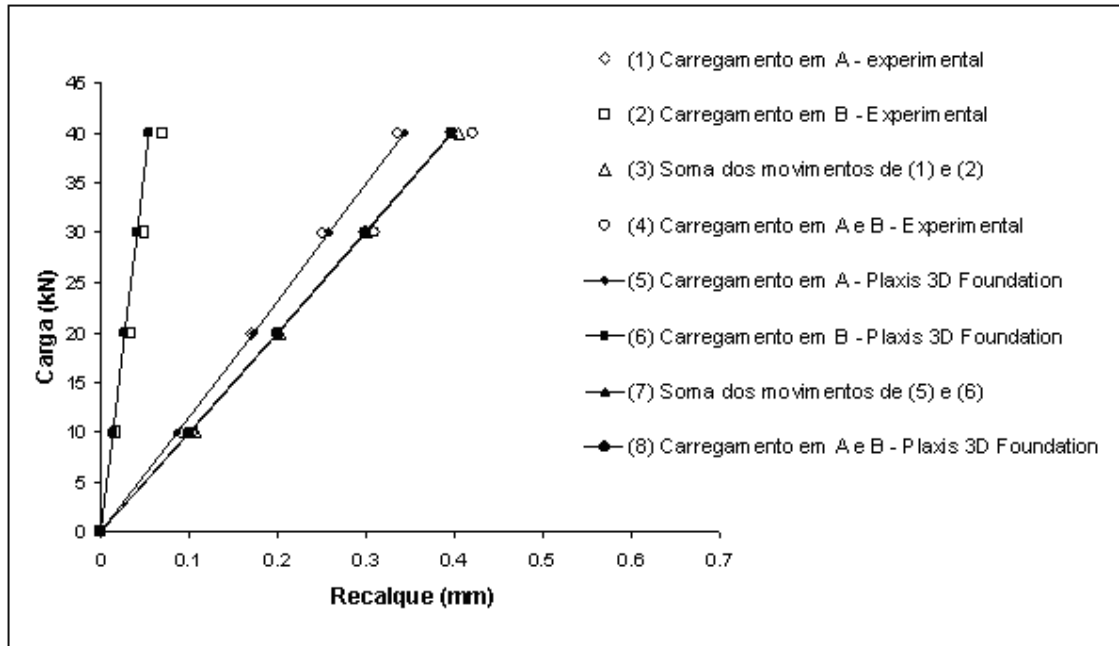


Figura A.25- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para modelo linear elástico – Recalques.

Tabela A.20- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 para modelo linear elástico - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	9,99	19,96	29,93	39,91	9,96	19,91	29,85	39,80
-0,56	9,26	18,49	27,72	36,95	9,30	18,56	27,83	37,09
-1,13	8,37	16,70	25,03	33,37	8,45	16,85	25,26	33,67
-1,69	7,43	14,81	22,19	29,57	7,58	15,12	22,66	30,20
-2,25	6,45	12,85	19,25	25,64	6,69	13,33	19,97	26,61
-3,38	3,71	7,39	11,06	14,73	3,96	7,88	11,79	15,71
-3,94	2,91	5,78	8,65	11,52	3,19	6,33	9,48	12,62
-4,50	2,11	4,17	6,24	8,30	2,42	4,79	7,16	9,54

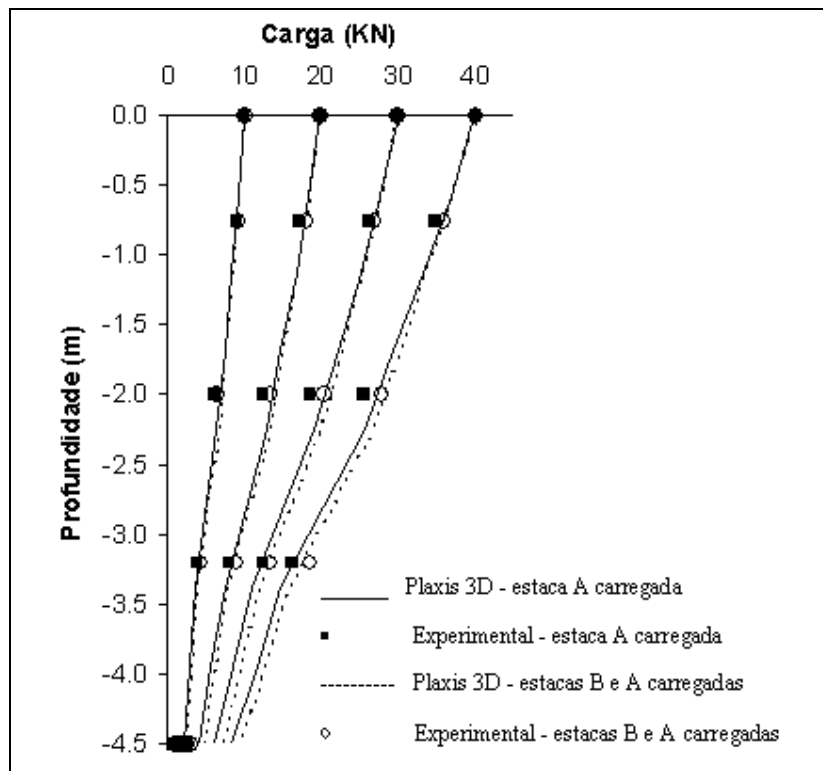


Figura A.26- Ensaio 2 para modelo linear elástico - Transferência de carga.

Para análise em termos de tensões efetivas, tem-se:

Tabela A.21- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 em termos de tensões efetivas - Recalques.

Valores de recalque na estaca A (mm)				
Análise Plaxis 3D Foundation	Carga (kN)			
	10	20	30	40
carregamento em A	0,081	0,161	0,243	0,325
carregamento em B	0,013	0,025	0,037	0,049
soma das duas anteriores	0,094	0,186	0,280	0,375
duas estacas carregadas simultaneamente	0,093	0,185	0,280	0,375

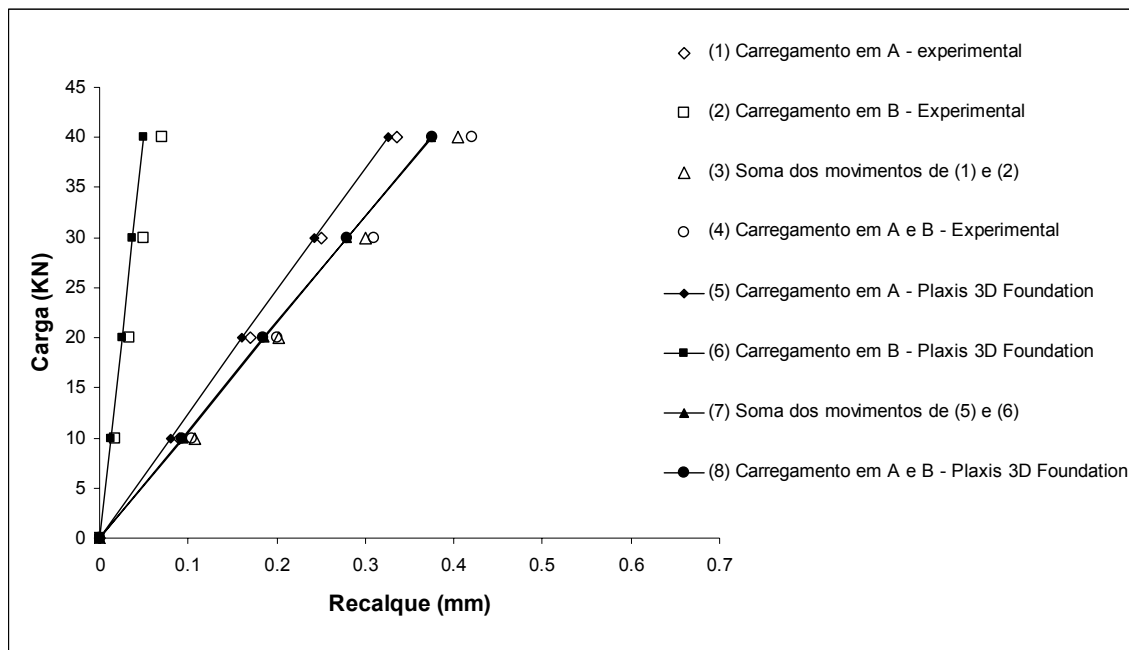


Figura A.27- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 em termos de tensões efetivas - Recalques.

Tabela A.22- Resultados obtidos na análise do ensaio 2 em termos de tensões efetivas - Transferência de carga.

N [kN] - PLAXIS 3D FOUNDATION								
y (m)	Estaca A carregada isoladamente				Estacas A e B carregadas simultaneamente			
	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN	10 kN	20 kN	30 kN	40 kN
0,00	10,00	19,97	29,96	39,96	9,97	19,93	29,90	39,88
-0,56	9,21	18,39	27,57	36,74	9,25	18,47	27,68	36,89
-1,13	8,30	16,57	24,83	33,10	8,40	16,76	25,10	33,47
-1,69	7,28	14,52	21,70	28,87	7,45	14,85	22,18	29,52
-2,25	6,19	12,34	18,37	24,39	6,44	12,83	19,08	25,35
-3,38	3,64	7,24	10,82	14,41	3,92	7,80	11,70	15,62
-3,94	2,52	5,00	6,99	8,89	2,77	5,44	7,53	9,61
-4,50	1,40	2,76	3,15	3,38	1,62	3,07	3,35	3,61

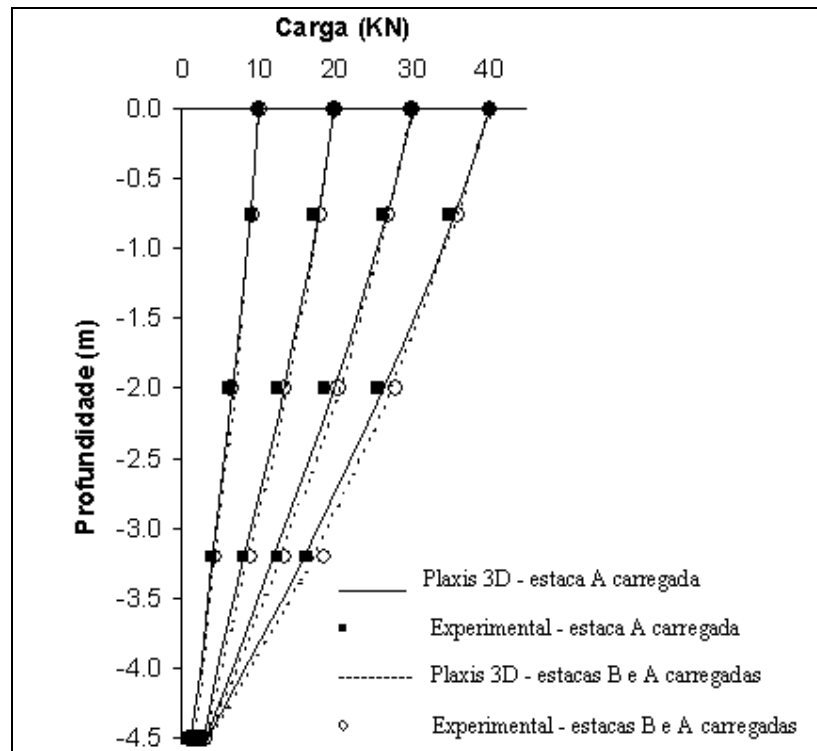


Figura A.28- Ensaio 2 para análise em termos de tensões efetivas - Transferência de carga.

ANEXO B - Resultados da análise de sensibilidade – Módulos de Elasticidade dinâmicos.

Os intervalos de confiança obtidos para o desvio padrão variando de 0,5 a 2, no espaço não linearizado para para as equações potenciais do módulo de elasticidade dinâmico máximo, obtidas na análise de sensibilidade do peso específico efetuada com o banco de dados modificado de solos arenosos (análise 2), conforme Tabela 3.6, estão representados a seguir, seguindo a legenda abaixo:

.	Banco de dados de solos arenosos – análise 2
————	Equação potencial de E_{\max} (kPa)
- - - - -	Limite de confiança para 0,5 desvio padrão
- - - - -	Limite de confiança para 1 desvio padrão
————	Limite de confiança para 2 desvios padrão

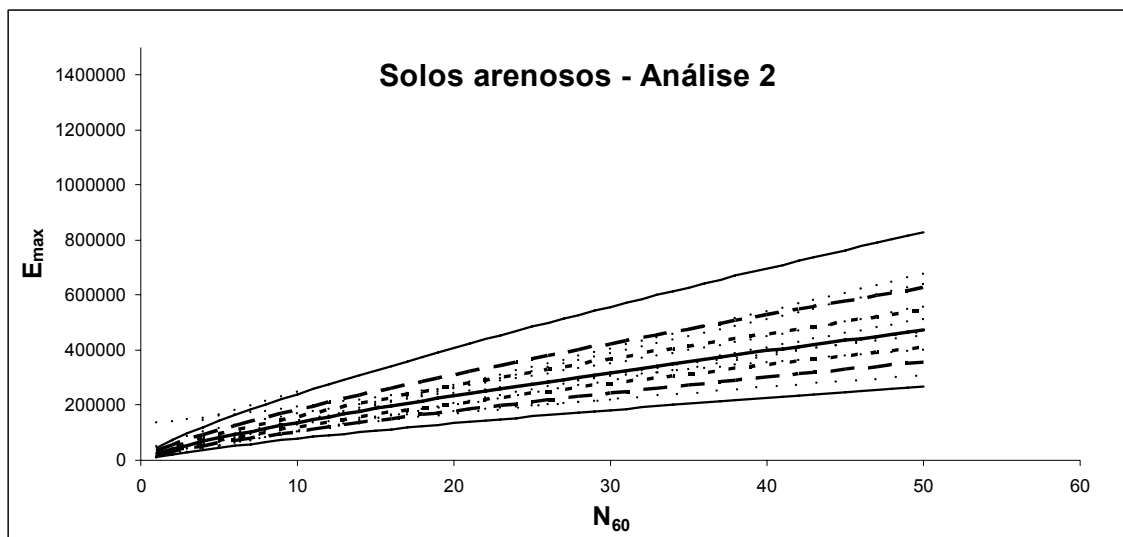


Figura B.1- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 23556 \cdot N_{60}^{0.77} \quad (\text{kPa}) \quad \text{para } \gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$

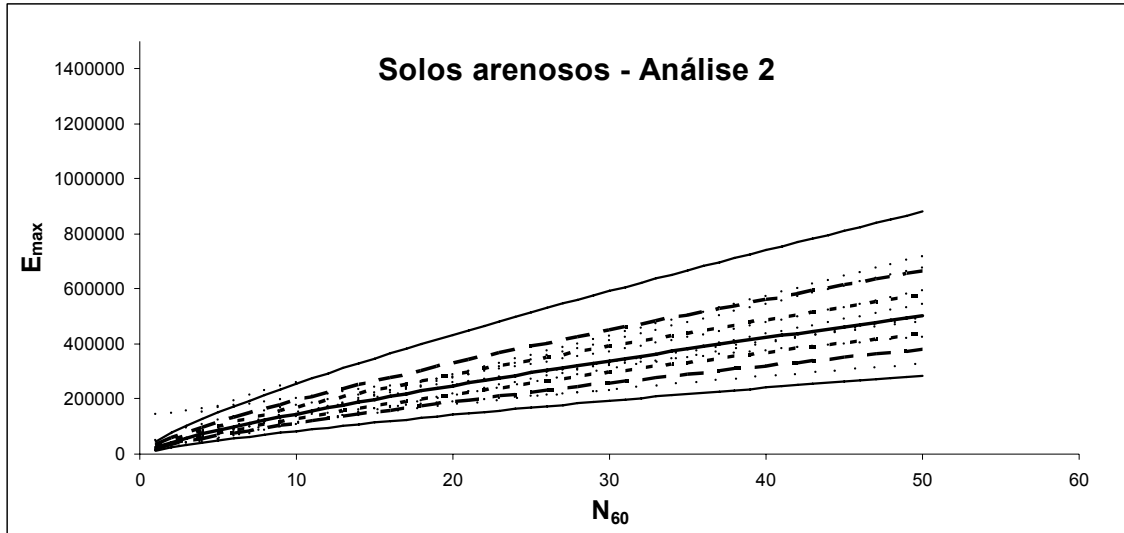


Figura B.2- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 25027 \cdot N_{60}^{0.77} \text{ (kPa)} \quad \text{para } \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

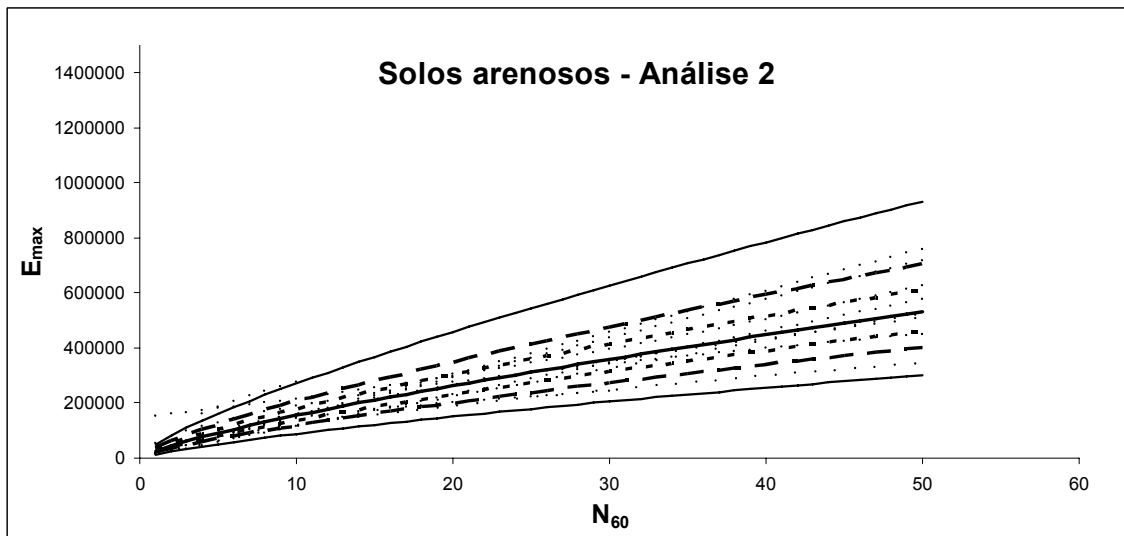


Figura B.3- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 26503 \cdot N_{60}^{0.77} \text{ (kPa)} \quad \text{para } \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

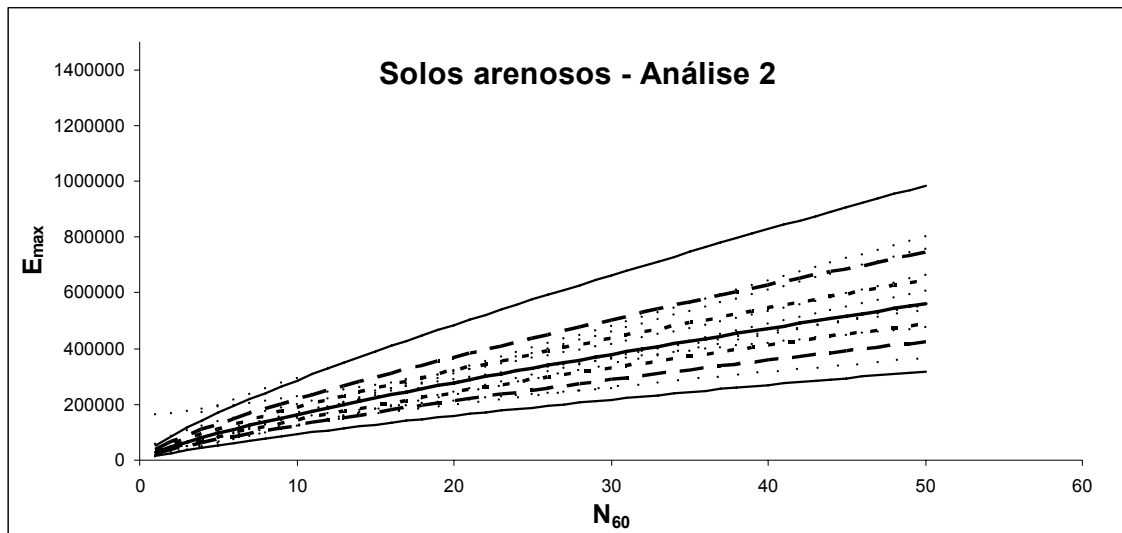


Figura B.4- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 27977 \cdot N_{60}^{0.77} \text{ (kPa)} \quad \text{para } \gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

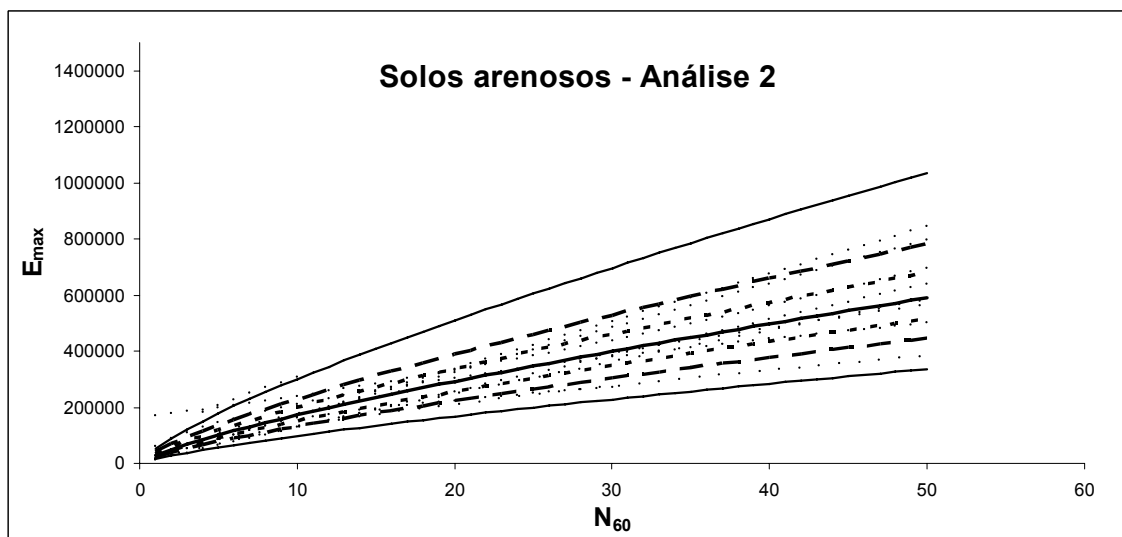


Figura B.5- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 29444 \cdot N_{60}^{0.77} \text{ (kPa)} \quad \text{para } \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

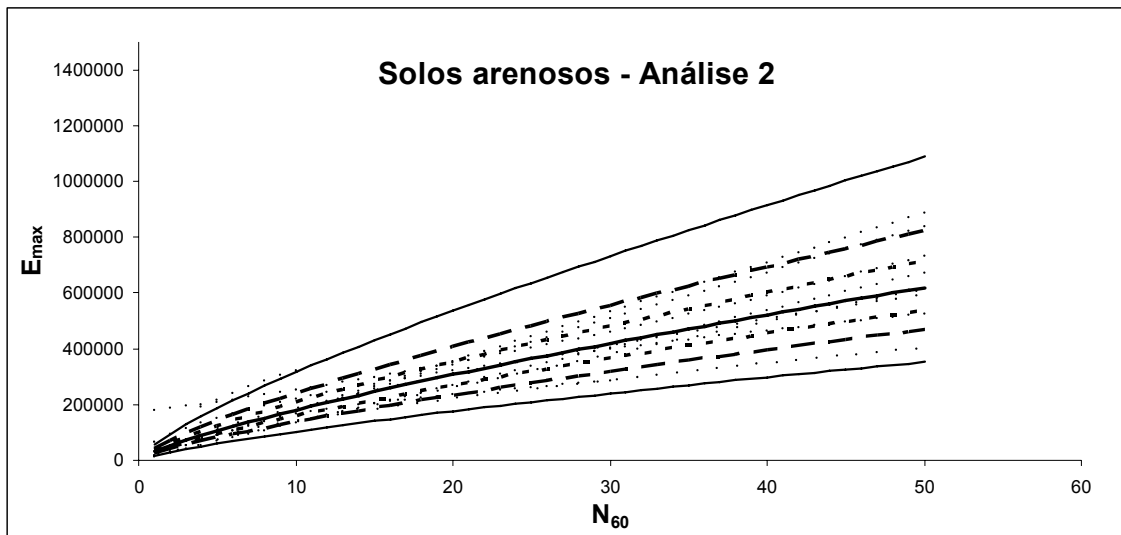


Figura B.6- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 30917 \cdot N_{60}^{0.77} \text{ (kPa)} \quad \text{para } \gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

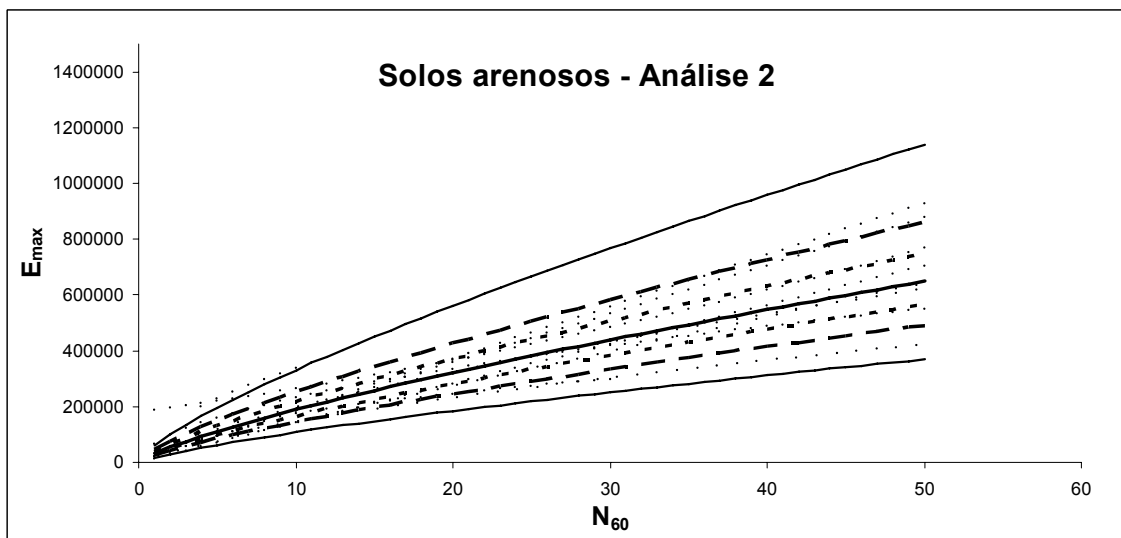


Figura B.7- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 32389 \cdot N_{60}^{0.77} \text{ (kPa)} \quad \text{para } \gamma = 22 \text{ kN/m}^3$$

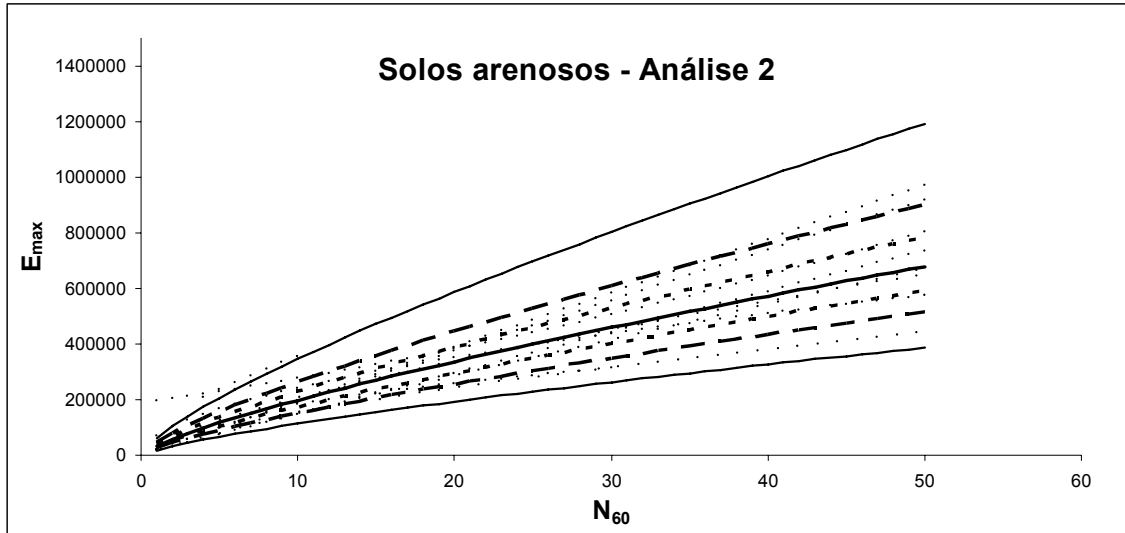


Figura B.8- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 33861 \cdot N_{60}^{0.77} \text{ (kPa)} \quad \text{para } \gamma = 23 \text{ kN/m}^3$$

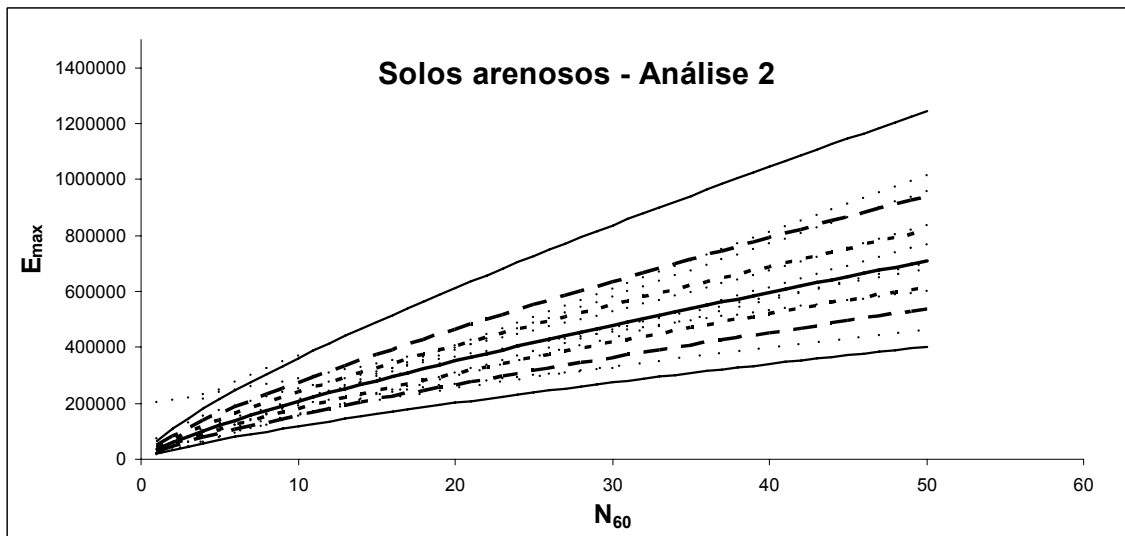


Figura B.9- Solos arenosos – banco de dados modificado – $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

$$E_{\max} = 35335 \cdot N_{60}^{0.77} \text{ (kPa)} \quad \text{para } \gamma = 24 \text{ kN/m}^3$$

ANEXO C - Malhas de subáreas para implementação da melhoria.

Com relação ao procedimento proposto para a previsão do efeito de instalação, cabe aqui destacar que, a princípio, modelou-se para o espaçamento relativo $s/d=2$ uma malha de subáreas devido à melhoria proposta por Alves (1998) de elementos quadrangulares mais refinados, conforme Figura C.1. No entanto houve vários problemas de geração de malha de elementos finitos e de divergências de ordem numérica. Talvez em função das dimensões reduzidas do modelo.

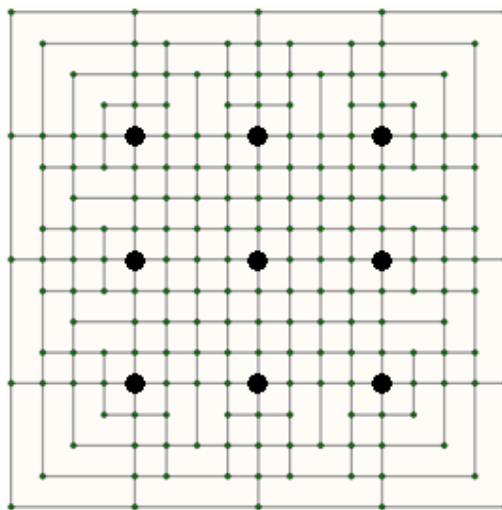


Figura C.1- Subáreas inicialmente propostas para $s/d=2$.

Outras malhas de subáreas para implementação da melhoria proposta por Alves (1998) foram elaboradas, conforme as figuras a seguir, onde são apresentados os “layouts” para estaca isolada e para grupo de quatro estacas. Na Figura C.2 estabeleceu-se elementos trapezoidais dispostos simetricamente em torno de cada estaca e, na Figura C.3, elementos triangulares dispostos assimetricamente. No entanto, pela dificuldade já encontrada para o “layout” da Figura C.1, estas configurações não puderam ser estendidas e aplicadas ao arranjo de 9 estacas, não tendo sido testadas.

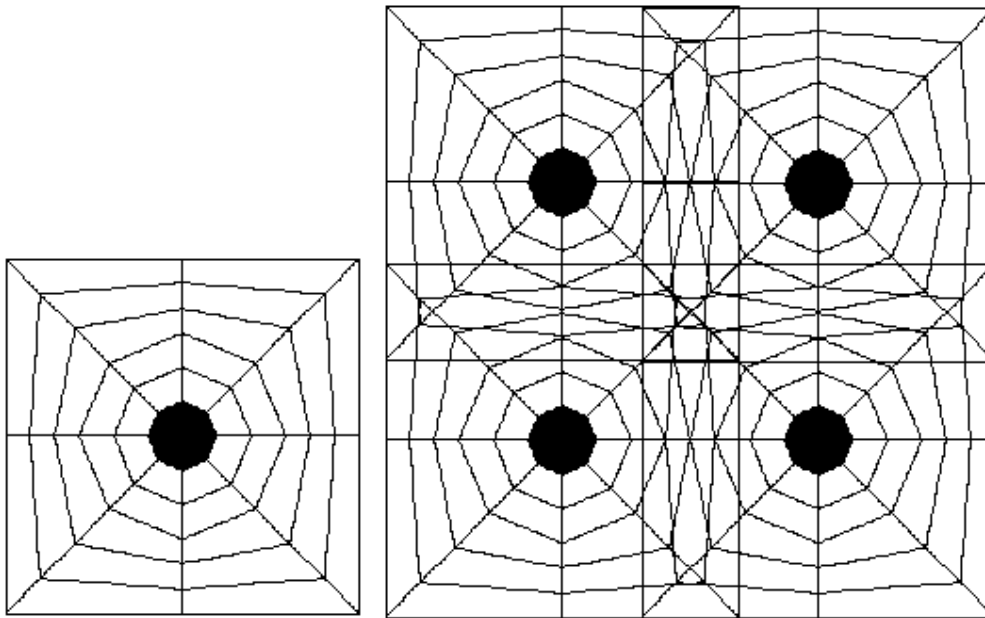


Figura C.2- Subáreas de elementos trapezoidais.

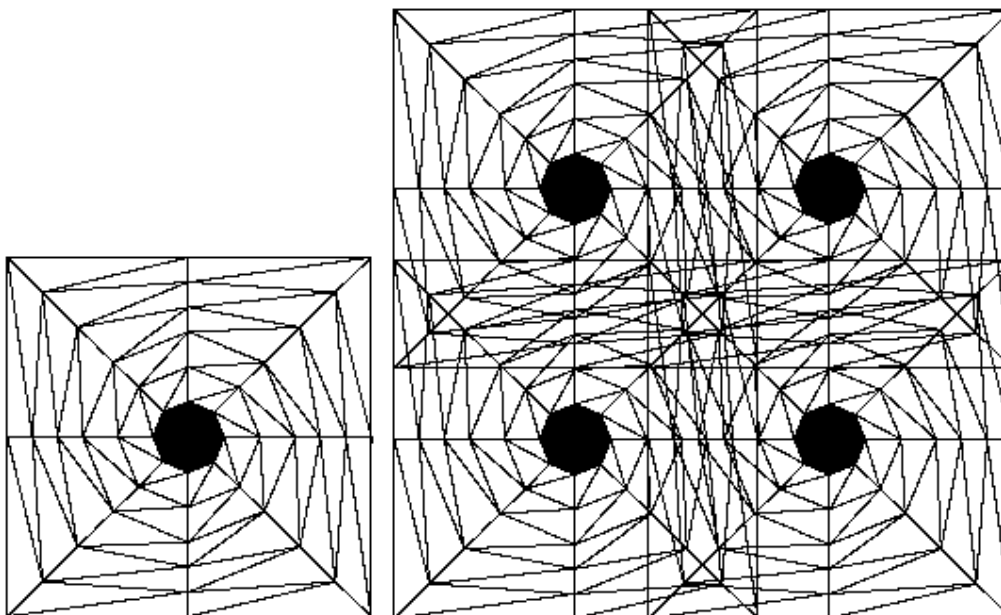


Figura C.3- Subáreas de elementos triangulares assimétricos.

ANEXO D – Desenvolvimento do procedimento proposto.

No item 4.1 comentou-se que foi desenvolvida uma planilha eletrônica para facilitar os cálculos numéricos das reduções na porosidade para as diversas subáreas em que foi dividida a região em planta do estaqueamento para os diversos espaçamentos relativos adotados nas simulações dos ensaios de Lee e Chung (2005). Neste Anexo D são apresentadas as etapas de cálculo utilizadas para o desenvolvimento do procedimento proposto para o espaçamento relativo de $s/d=5$, visto que para os demais espaçamentos relativos o procedimento é similar e os resultados constam da Tabela 4.3.

No item 1.3.1 se resumiu a contribuição de Alves (1998) para a previsão do efeito de instalação no melhoramento do solo. A expressão final de Alves (1998), reproduzida abaixo, determina a redução $\Delta n_{i,j}$ da porosidade no ponto i a uma distância $r_{i,j}$ do eixo da estaca cravada j de diâmetro d num depósito arenoso de porosidade inicial n_0 .

$$\Delta n_{i,j} = \frac{1}{8} \cdot n_0^2 \cdot e^{\left(-\frac{1}{2} \frac{r_{i,j}^2 \cdot n_0^2}{d^2} \right)} \quad (D.1)$$

Com base nos valores conhecidos de $n_0=0,415$ (calculados a partir do índice de vazios inicial do solo), além dos valores de $r_{i,j}$ (Figura D.1) e $d=0,032$ m, e utilizando-se a superposição de efeitos sugerida por Alves (1998), é determinada a redução da porosidade final, em cada região em planta do estaqueamento, causada pela instalação de cada uma das estacas do bloco. A porosidade final é calculada como:

$$n_{\text{final}} = n_0 - \sum_{i=1}^{n_e} \Delta n \quad (D.2)$$

onde n_e representa o número de estacas do grupo.

A partir da porosidade final, determina-se o índice de vazios final. A partir da porosidade final determina-se também a nova densidade relativa da região em estudo.

A compacidade relativa final permite que se determine o valor do N_{SPT} ou do N_{60} , com base no número de golpes normalizado para uma energia de 60% da

energia potencial teórica de queda livre, utilizando-se os valores tabelados no Anexo A (Tabela dos estados de compacidade) da NBR 6484.

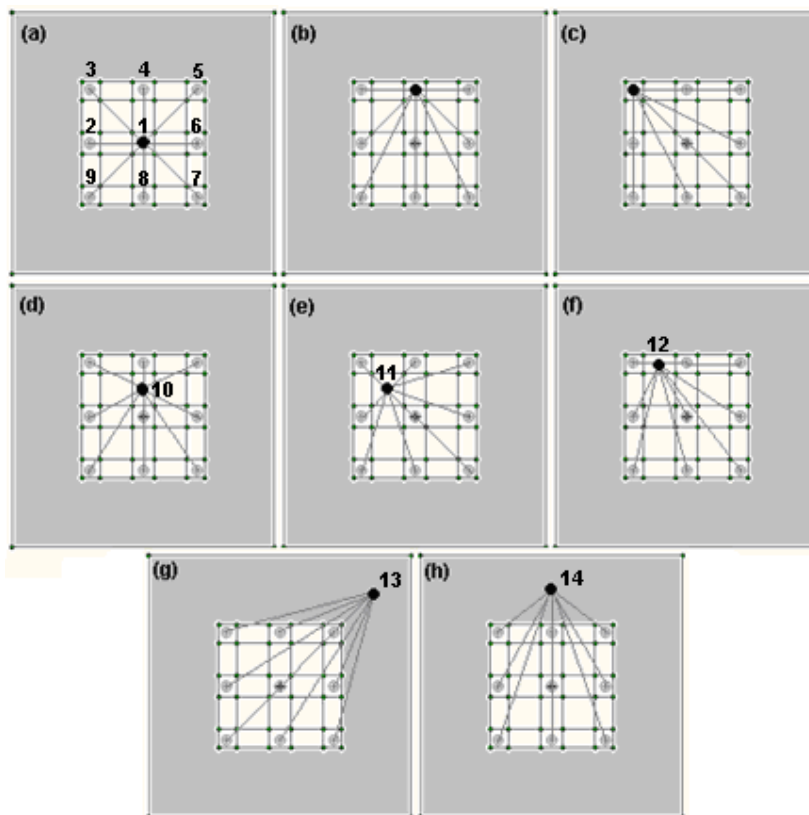


Figura D.1- Pontos e distâncias consideradas.

Os valores de N_{SPT} considerados nas análises foram interpolados a partir dos valores relacionados na Tabela D.1, sendo também corrigidos para N_{60} através da expressão $N_{60}=1,37N_{SPT}$.

Cabe ressaltar que chamou-se de solo original o solo em que não foi implementado o efeito de melhoria devido à instalação das estacas e de solos melhorados àqueles em que a instalação das estacas proporcionou a melhoria das propriedades dos mesmos.

Tabela D.1- Limites sugeridos para o N_{SPT} .

	D_r (%)	N_{SPT}
Para o solo original	70	19
Limite máximo sugerido para os solos melhorados	100	40

O intervalo sugerido para o N_{SPT} foi estimado com base na densidade relativa a partir da NBR 6484 (2001) e o intervalo sugerido para o ângulo de atrito foi estimado a partir de Souza Pinto (2000).

No entanto, ao invés de se considerar o limite superior de 40, para o N_{SPT} , utilizou-se o limite de 30, pela seguinte razão: um valor tão elevado de N_{SPT} , ao longo de todo o perfil do solo em contato com as estacas, não permitiria a sua instalação, seja por prensagem, seja por cravação. Os limites de N_{SPT} conhecidos na prática como impenetrável para execução utilizando equipamentos convencionais para cravação de estacas pré-moldadas, segundo Aoki (2003) são da ordem de 25 a 35.

Com o valor do N_{SPT} , ou do N_{60} , estima-se o módulo de compressibilidade do solo arenoso a partir das correlações estabelecidas nesta pesquisa, mostradas no item 3.5.3. A definição de tais valores foi determinada no item 4.3.7, em que se detalhou o procedimento utilizado para a determinação do limite inferior da curva a ser adotado nas análises. A Figura D.2 ilustra a equação potencial e seus respectivos intervalos de confiança.

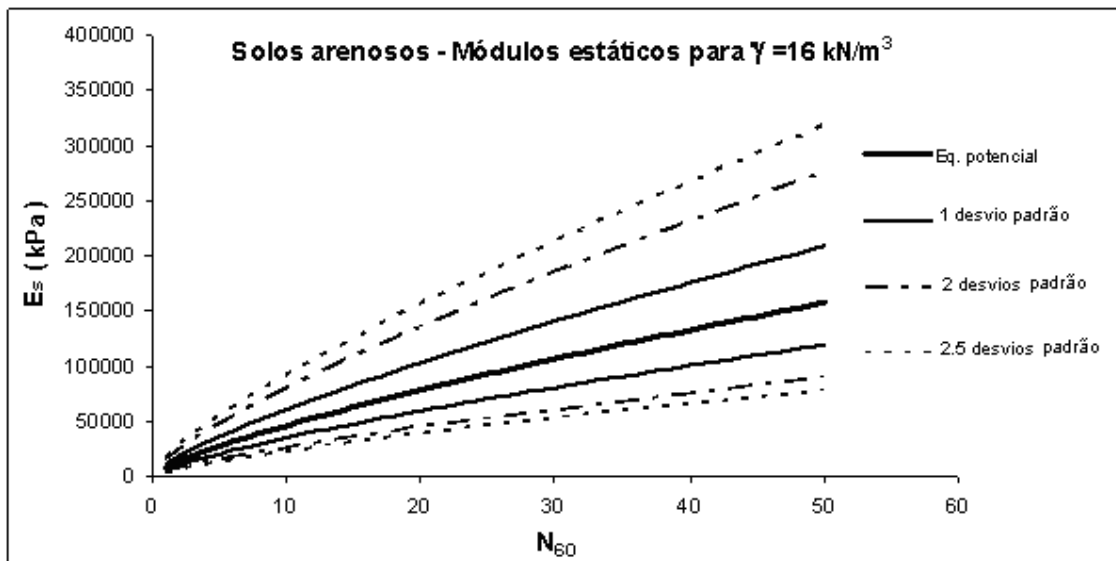


Figura D.2- Módulos estáticos para solos arenosos.

Na Tabela D.2 são apresentados os resultados para as subáreas que circundam cada uma das estacas, que, na Figura D.1.a, são representadas pelos números de 1 à 9. Na Tabela D.3 são apresentados os resultados para as subáreas que situam-se entre as subáreas que circundam cada uma das estacas, que, na Figura D.1 (d,e, f), são representadas pelos números 10, 11 e 12.

Tabela D.2- Resultados obtidos para as regiões das estacas.

Ponto considerado	r_{ij}	r_{ij} (m)	Δn_{ij}	$\sum \Delta n_{ij}$	n_{final} e e_{final}	D_r (%)	N_{SPT}	N_{60}	E (kN/m ²)
Região central Figura D.1.a (ponto 1)	$r_{1,1} = d/2$	0,016	0,021	0,033	0,382 0,618	90	26	36	60747
	$r_{1,2} = 5d$	0,160	0,003						
	$r_{1,3} = 5d\sqrt{2}$	0,226	0						
Região lateral Figura D.1.b (pontos 2, 4, 6 e 8)	$r_{2,1} = 5d$	0,160	0,003	0,030	0,385 0,626	88	26	35	59468
	$r_{2,2} = d/2$	0,016	0,021						
	$r_{2,4} = 5d\sqrt{2}$	0,226	0						
	$r_{2,6} = 10d$	0,320	0						
	$r_{2,5} = 11,18d$	0,358	0						
Região de canto Figura D.1.c (pontos 3, 5, 7 e 9)	$r_{3,1} = 5d\sqrt{2}$	0,226	0	0,027	0,388 0,634	86	25	34	58180
	$r_{3,2} = 5d$	0,160	0,003						
	$r_{3,5} = 10d$	0,320	0						
	$r_{3,6} = 11,18d$	0,358	0						
	$r_{3,7} = 10d\sqrt{2}$	0,452	0						
	$r_{3,3} = d/2$	0,016	0,021						

As subáreas citadas anteriormente referem-se à região que está compreendida nos limites definidos pelas dimensões da placa utilizada na série F_i .

No entanto, nas simulações dos ensaios com espaçamento entre estacas de $s = 4d$ e $s = 5d$, uma região fora dos limites da placa foi considerada necessária, pois nestes casos, as estacas encontravam-se mais afastadas do centro e mais

próximas da região limítrofe considerada. Consequentemente a região externa, nestes casos, foi sensível ao efeito de instalação das estacas.

As dimensões desta região externa afetada pela instalação das estacas apresentam 0,78 m de lado para $s = 5d$ (Figura D.3), visto que para as estacas ensaiadas por Lee e Chung (2005) o raio de influência da melhoria, ou seja, a distância a partir da qual não há variação da porosidade, conforme expressão (92) sugerida por Alves (1998), é de aproximadamente 0,23 m.

Tabela D.3- Resultados obtidos para a região entre estacas.

Ponto considerado	$r_{i,j}$	$r_{i,j}$ (m)	$\Delta n_{i,j}$	$\sum \Delta n_{i,j}$	n_{final} e e_{final}	D_r (%)	N_{SPT}	N_{60}	E (kN/m ²)
Região interna Figura D.1.d (ponto 10)	$r_{10,1} = 2,5d$	0,080	0,013	0,030	0,385 0,626	88	26	35	59468
	$r_{10,3} = 5,59d$	0,179	0,001						
	$r_{10,5} = 9,01d$	0,288	0						
	$r_{10,6} = 7,5d$	0,240	0						
Região interna Figura D.1.e (ponto 11)	$r_{11,1} = \frac{5d\sqrt{2}}{2}$	0,113	0,007	0,028	0,387 0,631	87	25	34	58180
	$r_{11,5} = 7,91d$	0,253	0						
	$r_{11,7} = 10,6d$	0,339	0						
Região interna Figura D.1.f (ponto 12)	$r_{12,1} = 5,59d$	0,179	0,001	0,028	0,387 0,631	87	25	34	58180
	$r_{12,2} = 2,5d$	0,080	0,013						
	$r_{12,5} = 10,3d$	0,329	0						
	$r_{12,9} = 7,5d$	0,240	0						
	$r_{12,8} = 9,01d$	0,288	0						
	$r_{12,7} = 12,5d$	0,400	0						

Na Tabela D.4 são apresentados os resultados para as subáreas que se situam nesta região externa à placa em que ocorre a melhoria, que, na Figura D.1 (g, h), são representadas pelos pontos 13 e 14 (meio do lado e meio da diagonal), tendo sido adotada a média dos valores obtidos para estes pontos como representativa para esta região externa.

Tabela D.4- Resultados obtidos para a região externa.

Ponto considerado	r_{ij}	r_{ij} (m)	Δn_{ij}	$\sum \Delta n_{ij}$	n_{final} e e_{final}	D_r (%)	N_{SPT}	N_{60}	E (kN/m ²)
Região externa Figura D.1.g (ponto 13)	$r_{13,1}$	0,412	0	0,001	0,414 0,707	73	20	28	50221
	$r_{13,2}$ (x 2)	$\rangle r_{13,1}$	0						
	$r_{13,3}$ (x 2)	$\rangle r_{13,1}$	0						
	$r_{13,4}$ (x 2)	0,319	0						
	$r_{13,5}$	0,185	0,001						
	$r_{13,9}$	$\rangle r_{13,1}$	0						
Região externa Figura D.1.h (ponto 14)	$r_{14,1}$	0,291	0	0,006	0,409 0,691	73	20	28	50221
	$r_{14,2}$	0,131	0,005						
	$r_{14,3}$ (x 2)	0,207	0,0006						
	$r_{14,4}$ (x 2)	$\rangle r_{14,1}$	0						
	$r_{14,5}$ (x 2)	$\rangle r_{14,1}$	0						
	$r_{14,6}$	$\rangle r_{14,1}$	0						

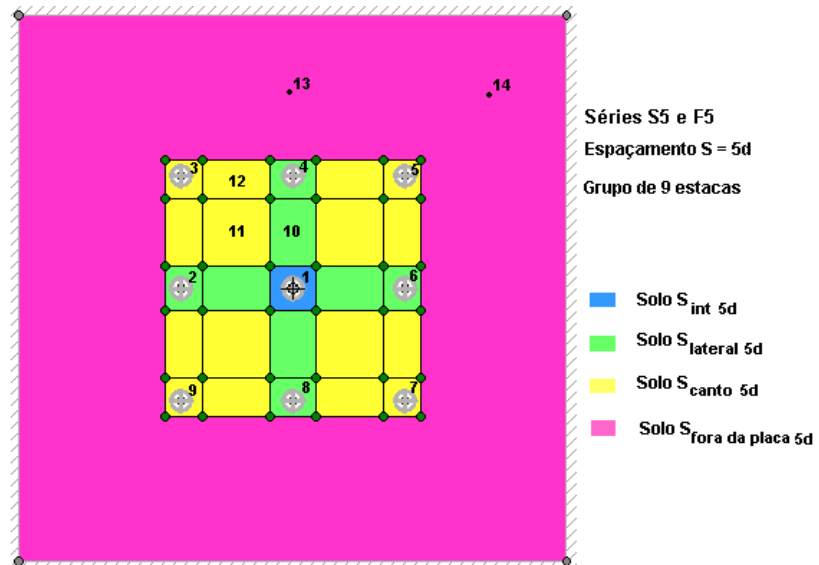


Figura D.3- Regiões consideradas para implementação das melhorias para as séries S_5 e F_5 .