

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS EXECUTIVAS NO  
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MICROESTACAS  
TUBULARES AUTOPERFURANTES EM SOLO TROPICAL**

**LUCAS GABRIEL LOPES DA SILVA**

**ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.**

**CO-ORIENTADOR: PAULO JOSÉ ROCHA DE  
ALBUQUERQUE, D.Sc.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM - 384/2023**

**BRASÍLIA/DF: JANEIRO/ 2023**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS EXECUTIVAS NO  
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MICROESTACAS  
TUBULARES AUTOPERFURANTES EM SOLO TROPICAL**

**LUCAS GABRIEL LOPES DA SILVA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE.**

**APROVADO POR:**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)**  
(ORIENTADOR)

---

**PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE, D.Sc. (UNICAMP)**  
(COORIENTADOR)

---

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph. D. (UnB)**  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

**LEANDRO NEVES DUARTE, D. Sc. (UFSJ)**  
(EXAMINADOR EXTERNO)

**DATA: BRASÍLIA/DF, 16 DE JANEIRO DE 2023.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, LUCAS GABRIEL LOPES DA

Influência de variáveis executivas no comportamento mecânico de microestacas tubulares autoperfurantes em solo tropical [Distrito Federal] 2023.

xx, 148p., 297x210mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2023)

Tese de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia civil e Ambiental.

1. Microestacas tubulares autoperfurantes

2. Pressão de injeção

3. Solos tropicais

4. Fundações profundas

I. ENC/FT/UnB

I. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, L. G. L. D. (2023). Influência de variáveis executivas no comportamento mecânico de microestacas tubulares autoperfurantes em solo tropical. Dissertação de mestrado, Publicação G. DM-384/2023, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 148 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Lucas Gabriel Lopes da Silva

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Influência de variáveis executivas no comportamento mecânico de microestacas tubulares autoperfurantes em solo tropical [Distrito Federal] 2023.

GRAU/ ANO: Mestre/2023

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

*Lucas Gabriel Lopes da Silva*

**Lucas Gabriel Lopes da Silva**

lukkagabriel0@gmail.com

Universidade de Brasília, Campus Darcy Ribeiro

Programa de Pós graduação em Geotecnia

## DEDICATÓRIA

*“Aos meus pais, Antonio Francisco da Silva Sobrinho e Luciana da Silva Lopes,  
que sempre estiveram presentes e me incentivando”*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus que sempre esteve cuidando de mim e abrindo os caminhos da minha jornada.

Ao meu pai, Antônio Francisco, por ser um exemplo de pai, carinho, amor e honestidade. Para mim, é uma inspiração. A minha mãe pelo companheirismo, paciência, amor e apoio espiritual. A minha tia Maria Gardênia que sempre me incentivou na jornada dos estudos. Sem eles eu não teria chegado até aqui.

Um agradecimento especial ao Heitor Bernardes por ter me ajudado tanto nessa pesquisa, me sinto muito grato pela disposição e atenção para com este trabalho. Agradeço a minha namorada Maria Amélia Carneiro Koenigkan por toda paciência, incentivo, carinho e amor que teve comigo durante o tempo do mestrado. Aos amigos do mestrado, Gabriella Vieira, Juan Camilo, Erick Rógenes, Alessandra, Camila Turon, Matheus Praciano, agradeço por toda ajuda, conversas e risadas durante esse período.

Agradeço também aos meus chefes: Rodrigo Ferreira Nogueira, Wilson Ricardo Blanco e José Roberto Ferreira Machado pela compreensão que tiveram comigo durante o período do mestrado e pelos ensinamentos de Engenharia. Agradeço ao mestre de obras Manoel da Silva Sousa que além de ser um parceiro de trabalho se tornou um amigo e me ensinou muito sobre a Engenharia prática.

Agradeço ao meu orientador Renato Pinto da Cunha e coorientador Paulo José Rocha de Albuquerque por toda a paciência, orientação e ajuda durante a realização deste trabalho.

Também agradeço a Universidade de Brasília, Conselho Nacional de Desenvolvimento científico e Tecnológico (CNPQ), Max Barbosa e equipe da Solotrat por tanta ajuda no processo de desenvolvimento dessa pesquisa, agradeço pela oportunidade de cursar o mestrado e pelo auxílio financeiro.

## RESUMO

Este trabalho tem o intuito de contribuir com o conhecimento das microestacas tubulares autoperfurantes instaladas no solo de Brasília. Essa estaca é do tipo “moldada in loco” e para sua moldagem é utilizada uma perfuração rotativa com injeção simultânea. Foram executadas oito provas de carga em estacas isoladas, variando os parâmetros de pressão de injeção, diâmetro e comprimento; e outras quatro provas de carga em grupos de duas, três, quatro e cinco estacas, todas com as mesmas características executivas. Os diâmetros analisados para as estacas isoladas foram de 200 e 260 mm, e o diâmetro utilizado para as estacas em grupo foi de 200 mm. As pressões de injeção utilizadas foram de 200 kPa e 250 kPa para as estacas isoladas e de 200 kPa para as estacas em grupo. O comprimento utilizado para as estacas isoladas foi de 8 m e 12 m e para as estacas em grupo o comprimento foi de 8 m. Foi analisada também a eficiência do grupo de estacas em 10% do recalque normalizado pelo diâmetro. Pode-se concluir desse trabalho que a escolha adequada das características executivas da estaca permite a otimização do sistema de fundação. Esse tipo de estaca se mostrou como uma alternativa viável para solos porosos e de baixa resistência à penetração ( $N_{spt}$ ) como os de Brasília, pois pode oferecer vantagens técnicas, econômicas e ambientais em relação a outros tipos de estacas, principalmente as relacionadas à sua elevada velocidade de execução e baixo custo.

**Palavras-chave:** Microestacas tubulares autoperfurantes, pressão de injeção, solo tropical, fundações profundas.

## ABSTRACT

This work aims to contribute to the knowledge of self-drilling tubular micropiles installed in the soil of Brasilia. This pile is one of the “Cast-in-place” type and for its molding a rotary drilling with simultaneous injection is used. Eight load tests were carried out on isolated piles, varying the parameters of injection pressure, diameter and length; and four other load tests in groups of two, three, four and five piles, all with the same executive characteristics. The diameters analyzed for the isolated piles were 200 and 260 mm, and the diameter used for the group piles was 200 mm. The injection pressures used were 200 kPa and 250 kPa for isolated piles and 200 kPa for group piles. The length used for the isolated piles was 8 m and 12 m and for the group piles the length was 8 m. The efficiency of the group of piles at 10% of settlement normalized by diameter was also analyzed. It can be concluded from this work that the adequate choice of the executive characteristics of the pile allows the optimization of the foundation system. This type of pile proved to be a viable alternative for porous soils with low resistance to penetration ( $N_{spt}$ ) such as those in Brasilia, as it can offer technical, economic and environmental advantages in relation to other types of piles, mainly those related to their high execution speed and low cost.

**Keywords:** Self-drilling tubular micropiles, injection pressure, tropical soil, deep foundations.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Série histórica de precipitação mensal (CPTEC/INPE, INMET e Centros Regionais de Meteorologia, 2020) .....	6
Figura 2. Desenho genérico de microestaca injetada. ....	8
Figura 3. Seção típica de uma estaca injetada autoperfurante exumada Silva (2011) apud Cerqueira da Silva (2017).....	9
Figura 4. Processo construtivo de microestacas tubulares autoperfurantes (Desenho genérico). Imagem adaptada de (Barbosa, 2009) .....	11
Figura 5. Primeira obra no Brasil utilizando microestaca tubular autoperfurante. Localização: Chapadão do Sul/MS (1999) (Barbosa, 2020).....	12
Figura 6. Ponteira da estaca Alluvial Anker e tubos rosqueados (Zuluaga, 2015).....	13
Figura 7. Tubo <i>schedule</i> em perfil e seção transversal da estaca Alluvial Anker. ....	14
Figura 8. Obra da EPTG em Brasília executada pela empresa Solotrat em 2008. (Barbosa, 2020). .....	15
Figura 9. Efeitos da injeção de calda de cimento no solo (Salione, 1985).....	17
Figura 10. Simplificação da curva carga-recalque (Hirany & Kulhawy, 1989).....	22
Figura 11. Curva típica de solos argilosos da tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento vertical da estaca. Figura adaptada de Poulos e Davis (1980) .....	25
Figura 12. Método da transferência de carga extraído de Ni et al. (2017) .....	26
Figura 13. Gráfico de resistência lateral <i>versus</i> recalque cisalhante (Ni et al., 2017).....	28
Figura 14. Localização do campo experimental da Solotrat .....	37
Figura 15. Provas de carga, ensaios SPT e DMT realizados por Mendoza (2013).....	38
Figura 16. Estacas isoladas numeradas de 1 a 8 e grupo de estacas numerados de 2 a 5 .....	39
Figura 17. Corte transversal do terreno da Solotrat e indicação das estacas isoladas e estacas em grupo.....	40
Figura 18. Projeto genérico da instrumentação das microestacas tubulares realizadas pela Solotrat (2018).....	41
Figura 19. Detalhamento da instrumentação .....	42
Figura 20. Leitura de resistência dos fios da instrumentação em campo. ....	43
Figura 21. Esquema da prova de carga. Corte longitudinal.....	44
Figura 22. Esquema de prova de carga. Corte transversal.....	44
Figura 23. Posicionamento dos deflectômetros para se realizar a prova de carga .....	45
Figura 24. Equipamentos para se realizar a prova de carga do grupo de 4 estacas .....	46
Figura 25. Equipamentos para se realizar a prova de carga do grupo de 5 estacas e a disposição	



dos outros grupos de estaca (estaca isolada, G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> , G <sub>4</sub> e G <sub>5</sub> ) .....	47
Figura 26. Peso específico e índice de vazios .....	49
Figura 27. Porosidade e índice de plasticidade.....	50
Figura 28. Grau de saturação .....	51
Figura 29. Resultados dos ensaios de Spt1, Spt2, $N_{spt}$ médio e coeficiente de variação da Zona A .....	54
Figura 30. Resultados dos ensaios de Spt2, Spt3, Spt4, $N_{spt}$ médio e coeficiente de variação da Zona B .....	56
Figura 31. Gráfico de E médio (MPa) e $\Phi$ (°) ao longo da profundidade .....	58
Figura 32. Coesão ao longo da profundidade .....	59
Figura 33. Gráfico de carga <i>versus</i> deformação - Instrumentação em campo da Estaca 7 .....	61
Figura 34. Carga-recalque da estaca instrumentada medida em campo e carga-recalque estimada pelo método da transferência de Ni et al. (2017).....	62
Figura 35. Tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro da estaca instrumentada medida em campo e estimados pelo método de Ni et al. (2017) .....	63
Figura 36. Tensão de ponta <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro da estaca instrumentada medida em campo e estimados pelo método de Ni et al. (2017) .....	64
Figura 37. Sequência da metodologia deste trabalho .....	66
Figura 38. Curvas carga e recalque das estacas 1, 2, 3 e 4 e extrapolações Van der Veen .....	67
Figura 39. Curvas carga-recalque das Estacas 5, 6, 7 e 8 e extrapolações de Van der Veen .....	68
Figura 40. Análise da Estaca 1, Estaca 4 e Estaca 8 (método de ruptura 10% do diâmetro). .....	70
Figura 41. Gráfico A - análise da Estaca 4 e Estaca 8 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	72
Figura 42. Gráfico B- Análise da Estaca 1 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	72
Figura 43. Relação de carga de base e $N_{spt}$ .....	73
Figura 44. Análise da Estaca 1, Estaca 4 e Estaca 8 (tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro).....	74
Figura 45. Análise da Estaca 1, Estaca 4 e Estaca 8 (tensão de ponta <i>versus</i> diâmetro normalizado pelo recalque). .....	75
Figura 46. Análise da Estaca 2, Estaca 6 e Estaca 7. Gráfico carga <i>versus</i> recalque (método de ruptura 10% do diâmetro).....	76
Figura 47. Gráfico A - Análise da Estaca 2 e Estaca 7 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	77

Figura 48. Gráfico B - análise da Estaca 6 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	77
Figura 49. Análise da Estaca 2, Estaca 6 e Estaca 7 (tensão lateral <i>versus</i> diâmetro normalizado). .....	78
Figura 50. Análise da Estaca 2, Estaca 6 e Estaca 7 (tensão de ponta <i>versus</i> recalque normalizado). .....	79
Figura 51. Análise gráfica da tensão lateral e de ponta para o primeiro de grupo de comparação e segundo grupo de comparação das estacas isoladas .....	81
Figura 52. Gráfico de tensão lateral e tensão de ponta <i>versus</i> pressão de injeção da estaca.....	81
Figura 53. Análise da Estaca 3, Estaca 4 e Estaca 8 (método de ruptura 10% do diâmetro) .....	83
Figura 54. Gráfico A - análise da Estaca 4 e Estaca 8 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	84
Figura 55. Gráfico B - análise da Estaca 3 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	84
Figura 56. Análise da Estaca 3, Estaca 4 e Estaca 8 (análise da tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro). .....	85
Figura 57. Análise da Estaca 3, Estaca 4 e Estaca 8 (análise da tensão de ponta <i>versus</i> diâmetro normalizado). .....	86
Figura 58. Análise da Estaca 5, Estaca 6 e Estaca 7 (método de ruptura 10% do diâmetro) .....	87
Figura 59. Gráfico A - Estaca 6 e Estaca 7 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	88
Figura 60. Gráfico B - análise da Estaca 5 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	88
Figura 61. Análise da Estaca 5, Estaca 6 e Estaca 7 (tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro). .....	89
Figura 62. Análise da Estaca 5, estaca 6 e estaca 7(tensão de ponta <i>versus</i> diâmetro normalizado). .....	90
Figura 63. Análise gráfica da tensão lateral e de ponta para o primeiro de grupo de comparação e segundo grupo de comparação das estacas isoladas .....	92
Figura 64. Gráfico de tensão lateral e tensão de ponta <i>versus</i> comprimento da estaca.....	92
Figura 65. Análise da Estaca 1 e Estaca 2 (método de ruptura 10% do diâmetro).....	93
Figura 66. Análise da Estaca 1 e Estaca 2 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	94
Figura 67. Análise da Estaca 1 e Estaca 2 (tensão lateral <i>versus</i> diâmetro normalizado). .....	95
Figura 68. Análise da Estaca 1 e Estaca 2 (tensão de ponta <i>versus</i> diâmetro normalizado). .....	95

Figura 69. Análise da Estaca 3 e Estaca 5 (método de ruptura 10% do diâmetro).....	96
Figura 70. Análise da Estaca 3 e Estaca 5 - Gráfico carga <i>versus</i> recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga). .....	97
Figura 71. Análise da Estaca 3 e Estaca 5 (tensão lateral <i>versus</i> diâmetro normalizado).....	97
Figura 72. Análise da Estaca 3 e estaca 5 (tensão de ponta <i>versus</i> diâmetro normalizado).....	98
Figura 73. Análise da Estaca 4, Estaca 6, Estaca 7 e Estaca 8 (método de ruptura 10% do diâmetro).....	99
Figura 74. Gráfico A - análise da Estaca 4 e Estaca 6 (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).....	100
Figura 75. Gráfico B - análise da Estaca 7 e Estaca 8 (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).....	100
Figura 76. Análise da Estaca 4, Estaca 6, Estaca 7 e Estaca 8 (tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro).....	101
Figura 77. Análise da Estaca 4, Estaca 6, Estaca 7 e Estaca 8 (tensão de ponta <i>versus</i> diâmetro normalizado).....	102
Figura 78. Análise gráfica da tensão lateral e de ponta para o primeiro de grupo de comparação e segundo grupo de comparação das estacas isoladas .....	104
Figura 79. Gráfico de tensão lateral e tensão de ponta <i>versus</i> pressão de injeção da estaca.....	105
Figura 80. Curva carga-recalque dos grupos de estaca .....	107
Figura 81. Curva carga-recalque do grupo de 2 estacas .....	108
Figura 82. Gráfico de tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro.....	109
Figura 83. Gráfico de tensão de ponta <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro .....	110
Figura 84. Gráfico carga-recalque do grupo de 3 estacas.....	111
Figura 85. Gráfico de tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro.....	112
Figura 86. Gráfico de tensão de ponta <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro .....	113
Figura 87. Gráfico carga-recalque do grupo de quatro estacas .....	114
Figura 88. Gráfico de tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro para o grupo de 4 estacas .....	115
Figura 89. Gráfico de tensão de ponta <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro para o grupo de 4 estacas .....	116
Figura 90. Gráfico carga-recalque do grupo de 5 estacas.....	116
Figura 91. Gráfico de tensão lateral <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro para o grupo de 5 estacas .....	117
Figura 92. Gráfico de tensão de ponta <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro .....	118
Figura 93. Valores de eficiência calculados com diferentes metodologias .....	119

Figura 94. Gráfico carga <i>versus</i> recalque normalizado pelo diâmetro da Estaca 8, G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> , G <sub>4</sub> e G <sub>5</sub> . .....	120
Figura 95. Gráfico de tensão lateral da Estaca 8, G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> , G <sub>4</sub> e G <sub>5</sub> .....	121
Figura 96. Gráfico de tensão de ponta da Estaca 8, G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> , G <sub>4</sub> e G <sub>5</sub> .....	122
Figura 97. Gráfico de tensão lateral e tensão de ponta das estacas isoladas e estacas instrumentadas de G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> , G <sub>4</sub> e G <sub>5</sub> .....	124
Figura 98. Gráfico de rigidez da Estaca 8 e estacas instrumentadas de G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> , G <sub>4</sub> e G <sub>5</sub> .....	127

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Propriedades mecânicas da calda de cimento Injetada. (Barbosa, 2020). .....	12
Tabela 2. Propriedades estruturais do tubo <i>Schedule</i> de 2 ½ polegadas. (Barbosa, 2020).....	13
Tabela 3. Graus de injetabilidade para tipos de compactidade e consistência em diferentes tipos de solos (Novais, 2021 apud Pérez More, 2003).....	18
Tabela 4. Resumo do número das estacas e suas características .....	39
Tabela 5. Caracterização do material por Mendoza (2013).....	48
Tabela 6. Parâmetros obtidos do campo experimental da UnB (Caracterização geotécnica). Mendoza (2013) apud Guimarães (2002). .....	48
Tabela 7. Resumo dos ensaios de campo feitos no campo experimental da Solotrat.....	52
Tabela 8. Parâmetros do campo experimental da Solotrat estimados por Mendoza (2013) .....	57
Tabela 9. Parâmetros utilizados para calibrar o método de transferência de carga de Ni et al. (2017) com a estaca instrumentada .....	60
Tabela 10. Cargas máximas alcançadas pelo ensaio de prova de carga das estacas isoladas do campo experimental da Solotrat. ....	69
Tabela 11. Critério de ruptura para método convencional, carga de trabalho, recalque de ruptura e recalque de trabalho.....	69
Tabela 12. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, lateral e ponta pelo método de Ni et al. (2017). .....	73
Tabela 13. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, lateral e ponta pelo método de Ni et al. (2017). .....	78
Tabela 14. Resumo dos valores de tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio .....	80
Tabela 15. Resumo dos valores de tensão de ponta máxima.....	80
Tabela 16. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, lateral e ponta pelo método de Ni et al. (2017). .....	83
Tabela 17. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, tensão lateral e tensão de ponta pelo método de Ni et al. (2017). .....	87
Tabela 18. Resumo dos valores de tensão lateral máxima. ....	90
Tabela 19. Resumo dos valores de tensão de ponta máxima.....	91
Tabela 20. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, tensão lateral e tensão de ponta pelo método de Ni et al. (2017). .....	94
Tabela 21. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, tensão lateral e tensão de	

ponta pelo método de Ni et al. (2017). .....	96
Tabela 22. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, tensão lateral e tensão de ponta pelo método de Ni et al. (2017). .....	99
Tabela 23. Resumo dos valores de tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio, .....	103
Tabela 24. Resumo dos valores de tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio,.....	103
Tabela 25. Cargas máximas encontradas pelo ensaio de prova de carga, recalque máximo do ensaio e extrapolação da carga por Van der Veen (carga última pelo método de Van der Veen).107	
Tabela 26. Eficiência de grupo segundo várias metodologias.....	118
Tabela 27. Tabela resumos de tensão lateral máxima e tensão de ponta máxima.....	123
Tabela 28. Carga de compressão da estaca em 10 % do recalque normalizado pelo diâmetro e carga de trabalho (carga em $w / D=10\%$ dividido por 2) .....	125
Tabela 29. Valor de tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio .....	125
Tabela 30. Tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio. ....	126
Tabela 31. Rigidez tangente das estacas em $w / D = 5\%$ e $10\%$ .....	126

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIACOES

AASHTO	- American Association of state Highway and transportation officials
DER	- Departamento de estradas de rodagem do Distrito Federal
DIN-4128	- Small diameter injection piles
DMT	- Dilatômetro de Marchetti
FHWA	- Federal Highway Administration
NBR	- Norma Brasileira Regulamentadora
$N_{spt}$	- Índice de resistência à penetração do solo
OCR	- Razão de pr consolidaco
SPT	- Standard penetration test
SPT-T	- Standard penetration test com medição de torque
UnB	- Universidade de Brasília
Unicamp	- Universidade Estadual de Campinas

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	-	Área da seção transversal da estaca
$A_o$	-	Área inicial
$\alpha$	-	Coefficiente que define a forma da curva
$A_{(1\%)}$	-	Alongamento percentual
$B$	-	Fator de deslocamento da curva proposto por Aoki (1976)
$C$	-	Coessão
$C_c$	-	Índice de compressibilidade
$C_s$	-	Índice de recompressão
$D$	-	Diâmetro da estaca
$D_b$	-	Diâmetro final da estaca
$D_h$	-	Diâmetro do tubo de injeção
$e_o$	-	Índice de vazios
$E$	-	Módulo de elasticidade
$E_{cs}$	-	Módulo de elasticidade secante
$E_s$	-	Módulo de elasticidade na base da estaca
$f_{ck}$	-	Resistência à compressão
$F_m$	-	Força máxima
$F_{p(0,2\%)}$	-	Força de escoamento em 0,2%
$G$	-	Coefficiente de ajuste da curvatura da hipérbole
$\gamma$	-	Peso específico
$\gamma_s$	-	Peso específico dos sólidos
$\gamma_d$	-	Peso específico seco
$G_s$	-	Módulo cisalhante em pequenas deformações
$G_2$	-	Grupo de 2 estacas
$G_3$	-	Grupo de 3 estacas
$G_4$	-	Grupo de 4 estacas
$G_5$	-	Grupo de 5 estacas
$I_p$	-	Índice de plasticidade
$L$	-	Comprimento da estaca
$D_o$	-	Diâmetro interno inicial do tubo



$D_u$	-	Diâmetro interno final do tubo
$n$	-	Parâmetro de calibração da curva t-z
$n_l$	-	Número de linhas
$m_c$	-	Número de colunas
$n_{(ev)}$	-	Número de estacas vizinhas
$n_{(ef)}$	-	Eficiência
$n_{(10\%)}$	-	Eficiência experimental do grupo em 10% de $w / D$
$n_o$	-	Porosidade
$P$	-	Pressão de injeção
$P_i$	-	Força axial
$P_u$	-	Ruptura convencional (10% do diâmetro)
Pull up	-	Força de extração
Pull down	-	Força de empuxo axial
$P_{u-t}$	-	Carga de trabalho
$P_{u-VDV}$	-	Carga última de Van der Veen (1953)
$Q$	-	Carga aplicada no topo da estaca
$q_b$	-	Carga na base da estaca
$q_{b,max}$	-	Carga máxima na base da estaca
$q_l$	-	Tensão de aderência média entre o solo e a estaca
$q_l (1\%)$	-	Tensão de aderência média em 1% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_l (2\%)$	-	Tensão de aderência média em 2% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_l (3\%)$	-	Tensão de aderência média em 3% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_l (4\%)$	-	Tensão de aderência média em 4% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_l (5\%)$	-	Tensão de aderência média em 5% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_l (max)$	-	Tensão de aderência máxima alcançada pelo ensaio
$q_p$	-	Tensão de ponta da estaca
$q_p (1\%)$	-	Tensão de ponta em 1% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_p (2\%)$	-	Tensão de ponta em 2% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_p (3\%)$	-	Tensão de ponta em 3% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_p (4\%)$	-	Tensão de ponta em 4% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_p (5\%)$	-	Tensão de ponta em 5% do recalque normalizado pelo diâmetro
$q_p (max)$	-	Tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio
$Q_{ult}$	-	Carga de ruptura da estaca
$r_o$	-	Raio nominal da estaca
$r_f$	-	Coefficiente de ruptura da hipérbole
$R_p (0,2\%)$	-	Tensão de escoamento em 0,2%
$R_t$	-	Ajuste de curva
$S$	-	Grau de saturação

$\tau_y$	-	Resistência lateral inicial
$\tau_r$	-	Resistência lateral após o pico de resistência
$\tau_u$	-	Tensão lateral de cisalhamento última
U	-	Perímetro da estaca
$\nu$	-	Coefficiente de Poisson
$w_l$	-	Limite de liquidez
$w_p$	-	Limite de plasticidade
$z_i$	-	Recalque correspondente a força axial $P_i$
$z_r$	-	Deslocamento cisalhante correspondente a $\tau_r$
$z_y$	-	Deslocamento cisalhante correspondente a $\tau_y$
$z_u$	-	Deslocamento cisalhante máximo
$\Delta L$	-	Comprimento do segmento da estaca discretizado
$\Delta \varepsilon$	-	Deformação da estaca lida na instrumentação
$\Delta P$	-	Carga aplicada no ensaio
$\sigma_m$	-	Tensão máxima
$\sigma'_{pa}$	-	Tensão de pré consolidação
$\sigma_{e(0,5\%)}$	-	Escoamento sob tensão em 0,5%
$\sigma_{f(0,5\%)}$	-	Escoamento sob força em 0,5%
$\rho$	-	Recalque
$\rho_t$	-	Recalque de trabalho
$\phi$	-	Ângulo de atrito
$\theta$	-	Arco tangente do diâmetro dividido pela distância entre os eixos

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	Contexto Geral.....	1
1.2	Objetivos .....	3
1.2.1	Objetivo Geral .....	3
1.2.2	Objetivos específicos .....	3
1.3	Organização do Trabalho.....	3
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>4</b>
2.1	Solo tropical de Brasília.....	4
2.1.1	Clima do Distrito federal .....	5
2.1.2	Microestacas injetadas .....	7
2.1.3	Microestacas injetadas autoperfurantes “Alluvial Anker”.....	8
2.2	Processo construtivo de estacas tubulares autoperfurantes do tipo “Alluvial Anker” .....	9
2.2.1	Influência da pressão de injeção no comportamento da estaca .....	16
2.2.2	Influência do diâmetro no comportamento da estaca.....	19
2.2.3	Influência do comprimento no comportamento da estaca .....	20
2.3	Carga de ruptura da estaca .....	21
2.4	Método da transferência de carga .....	24
2.5	Método da transferência de carga por Ni et al. (2017) .....	28
2.6	Eficiência de grupo.....	31
2.7	Sumário da revisão bibliográfica .....	35
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>36</b>
3.1	Local de estudo: campo experimental da Solotrat .....	36
3.2	Instrumentação e prova de carga .....	40
3.3	Caracterização do campo experimental da Solotrat: ensaios laboratoriais e ensaios de campo.....	47
3.4	Calibração do método da transferência de carga de Ni et al. (2017) utilizando os dados da estaca instrumentada. ....	60

<b>3.5</b>	<b>Sumário da metodologia .....</b>	<b>65</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>67</b>
<b>4.1</b>	<b>Estacas isoladas – curvas carga-recalque.....</b>	<b>67</b>
<b>4.2</b>	<b>Análise do comportamento das estacas isoladas.....</b>	<b>70</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Influência da pressão de injeção .....</b>	<b>70</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Influência do comprimento .....</b>	<b>83</b>
<b>4.2.3</b>	<b>Influência do diâmetro.....</b>	<b>93</b>
<b>4.3</b>	<b>Estacas em grupo – curvas carga-recalque.....</b>	<b>107</b>
<b>4.4</b>	<b>Análise do comportamento das estacas em grupo.....</b>	<b>108</b>
<b>4.5</b>	<b>Sumário dos principais resultados.....</b>	<b>128</b>
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>130</b>
<b>5.1</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>130</b>
<b>5.2</b>	<b>Sugestões para Trabalhos Futuros .....</b>	<b>132</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>133</b>
	<b>APÊNDICE I – PARÂMETROS PARA ESTIMATIVAS DE NI ET AL. (2017) .....</b>	<b>143</b>
	<b>APÊNDICE II – VARIAÇÃO PERCENTUAL DE CARGA DE RUPTURA, CARGA DE TRABALHO, TENSÃO LATERAL E TENSÃO DE PONTA EM RELAÇÃO A ESTACA INSTRUMENTADA (ESTACA 7) .....</b>	<b>144</b>
	<b>APÊNDICE III – GRÁFICO DA CARGA VERSUS DEFORMAÇÃO (DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO ELETRÔNICA).....</b>	<b>146</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contexto Geral

O solo de Brasília é composto por uma alta concentração de óxidos de alumínio e ferro devido a lixiviação das camadas antigas. A lixiviação foi um fator preponderante para tornar poroso o solo da região.

Esse fenômeno ocorreu em camadas superiores do solo da região do centro oeste e resultou em um solo com granulometria de areia, alta porosidade, elevado índice de vazios (da ordem de até 2), alta permeabilidade (0,001 a 0,0001 cm/s) e uma estrutura cimentada altamente instável que apresenta forte variação de volume (colapso) quando submetida a alterações de tensão e/ou umidade (Mendoza & Farias, 2020).

As fundações podem ser definidas como elementos estruturais que fazem a transferência de carga da superestrutura para o solo. Para a elaboração de um projeto de fundação é necessário avaliar muitas variáveis tais como: topografia da área, dados geológicos-geotécnicos, informações sobre edificações vizinhas, dentre outras (Velloso et al., 2004).

As estacas injetadas são utilizadas desde a década de 50 e podem ser executadas tanto como elemento de fundação, quanto como reforço. Podem ser utilizadas em solos muito resistentes, inclusive em rochas. Ademais, mesmo tendo um diâmetro muito pequeno (usualmente menor ou igual a 30 cm), podem apresentar maiores capacidades de carga quando comparadas com outras estacas (Castro Neto, 2021). No Brasil, o uso das microestacas começou na década de 80 e seu modelo mais conhecido é a estaca Raiz.

Para se avaliar o comportamento das fundações em microestacas, provas de carga instrumentadas são eficientes meios de estudo, permitindo a obtenção da curva carga-recalque, da mobilização de atrito lateral e da resistência de ponta da estaca. (Castro Neto, 2021).

As microestacas autoperfurantes são uma ótima opção para serem inseridas no solo mole e colapsível de Brasília. A microestaca do tipo Alluvial Anker já foi realizada na região do Distrito Federal sob um reforço de aterro utilizando Geogrelha, obra do departamento de estradas de rodagem do Distrito Federal (DER), e pode-se observar vantagens técnicas, econômicas e ambientais em relação às estacas pré-moldadas, tendo como grande diferencial a velocidade de execução e o baixo custo (Barbosa, 2009).

Bin (2012) em seu estudo, concluiu que estacas Alluvial Anker tem uma viabilidade tanto técnica quanto econômica, para apoiar aterros sob solo mole, no caso dessa pesquisa em específico, o aterro possui 2200 metros de extensão.

Uma das vantagens da microestaca injetada autoperfurante é que precisam de equipamentos muito simples, gerando uma execução mais simplificada, de fácil controle e rapidez na instalação. Dentre a gama de diferentes estacas injetadas, Cerqueira da Silva (2017) ressalta que o tipo “Alluvial Anker” é o que possui menor relação custo/carga.

A microestaca “Alluvial Anker” é um tipo de fundação moldada in loco, que possui pequeno diâmetro e é inserida no solo por perfuração rotativa e injeção simultânea. Mostra-se como uma alternativa eficiente de fundação para os solos de Brasília. Apresenta vantagens ambientais, uma vez que pode-se utilizar menos materiais naturais do que estacas do tipo hélice contínua e estaca broca, em virtude do seu pequeno diâmetro. Tem-se também o aproveitamento do tubo *Schedule* (que antes era utilizado como gasoduto da Petrobras) e agora está sendo aproveitado na construção civil. Contudo, necessita-se de mais estudos para compreender totalmente as particularidades desse tipo de estaca (Zuluaga, 2015).

Para se entender os mecanismos de transferência de carga e caracterizar as parcelas de resistência lateral e resistência de ponta, é necessário realizar o ensaio de prova de carga instrumentada. Contudo, o uso da instrumentação ainda é pouco empregado em obras no Brasil. Apesar da instrumentação de estacas ser comumente utilizada em centros de pesquisa, seu elevado custo e a necessidade de mão de obra especializada limitam sua aplicação prática (Castro Neto, 2021).

Dadas as características específicas do solo de Brasília, torna-se necessário entender como as estacas profundas se comportam nesse tipo de solo e no seu entorno. Não há norma específica para estacas injetadas autoperfurantes e por isso torna-se necessário um estudo aprofundado do tema em relação à capacidade de carga vertical (resistência lateral e de ponta).

A instrumentação faz-se necessária para estimar de maneira correta as parcelas de resistência, já que é comum se desprezar a resistência de ponta em microestacas, o que pode ser uma premissa não realista e pouco econômica a ser adotada em projetos.

Os autores Mendoza (2013) e Zuluaga (2015) já estudaram as microestacas injetadas autoperfurantes no solo de Brasília, contudo não conseguiram discriminar com precisão o atrito lateral das estacas, pois não dispunham de instrumentação eletrônica de deformações ao longo do comprimento das estacas. Na presente pesquisa busca-se elucidar essa lacuna.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral desse trabalho consiste em analisar o comportamento mecânico de microestacas tubulares autoperfurantes construídas em solo de Brasília. Serão analisadas estacas isoladas, sob diferentes condições executivas, e estacas em grupo. Para complementar o objetivo dessa pesquisa também serão feitas interpretações de ensaios de laboratório, de campo e provas de carga instrumentadas.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Entender como as estacas isoladas se comportam em diferentes condições executivas de diâmetro, pressão e comprimento, em termos de capacidade de carga e rigidez;
- Avaliar o comportamento de estacas isoladas e em grupo utilizando a instrumentação para avaliar a mobilização por atrito lateral e a compressão da base das estacas;
- Analisar o efeito da interação das estacas em termos de carga e recalque e a mobilização de cargas ao longo da profundidade;

## **1.3 Organização do Trabalho**

O presente trabalho foi dividido em 5 capítulos, os quais estão descritos a seguir:

1. Introdução: esse capítulo apresenta a introdução da pesquisa, abordando as principais motivações e os objetivos do trabalho.
2. Fundamentação teórica: apresentação da revisão da literatura, uma abordagem descritiva e teórica sobre o solo de Brasília, clima, microestacas injetadas autoperfurantes do tipo “Alluvial Anker”, processos construtivos, processos executivos, carga de ruptura, método da transferência de carga e eficiência de estacas em grupo.
3. Metodologia: descrição geral do solo e do campo experimental em que foram realizados os ensaios, ensaios laboratoriais, instrumentação, método de transferência de carga e calibração da estaca instrumentada.
4. Resultados: apresentação e discussão dos resultados obtidos nessa pesquisa.
5. Conclusões: apresentação das conclusões obtidas ao final das análises, incluindo considerações finais acerca deste trabalho e sugestões para pesquisas futuras;

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A seguir serão elucidados os conceitos e estudos que contribuem para a fundamentação teórica da pesquisa.

### 2.1 Solo tropical de Brasília

Os solos tropicais são aqueles que apresentam características resultantes do processo geológico e pedológico, provenientes de regiões tropicais e úmidas. Os argilominerais presentes no solo laterítico podem proporcionar maiores resistências e rigidez quando comparados a outros tipos de solos (Nogami & Villibor, 1995). Schulze (2013) sugere que sejam incorporados nos métodos semi-empíricos a influência do solo laterítico nas análises de resistência.

O solo tropical se origina de processos geológicos e pedológicos característicos de regiões de clima quente. As chuvas são moderadas a intensas, o que confere propriedades e comportamento diferentes das regiões que apresentam clima temperado (Vargas, 1985). As características do solo do Distrito Federal estão associadas ao relevo, clima e geologia (Blanco, 1995).

Os solos lateríticos são originados em regiões com intemperismo intenso e rápido, com altas temperaturas, ambiente úmido, chuvas abundantes e percolação de água. Tudo isso influencia o solo a passar por um processo de laterização. A espessura de solo laterítico pode variar de alguns centímetros até metros, dificilmente ultrapassando mais de 10 m de espessura (Nogami & Villibor, 1995).

O solo de Brasília é caracterizado por ser argiloso, possuir coloração avermelhada e textura variando de fina a média. Os trabalhos de Anjos (2006) e Mendoza (2013) reforçam que o solo de Brasília tem uma matriz fortemente argilosa e elevado teor de óxidos de ferro e alumínio, o que o torna propício para a geração de aglomerados de argila de alta permeabilidade e com baixa resistência à penetração pelo  $N_{spt}$  (número de golpes medido em ensaio do tipo SPT - *Standard penetration test*).

A lixiviação das camadas superiores do solo de Brasília resulta em uma granulometria predominantemente arenosa, dotada de alta porosidade e elevado índice de vazios (Guimarães, 2002; Mota, 2003; Camapum de Carvalho et al., 2006; Mendoza & Farias, 2020; Cordão Neto et al., 2018).

O processo de laterização e posteriormente a lixiviação torna o solo de Brasília mais susceptível ao fenômeno de “colapso”, que ocorre pela abrupta diminuição do índice de vazios do solo quando submetido a uma variação de tensão ou do teor umidade. Camapum de Carvalho &



Mortari (1994) afirmam que o solo do centro-oeste apresenta micro e macro poros, fato que também contribui para a ocorrência de colapso. O termo para esse solo “Argila porosa de Brasília” é comumente adotado por geotécnicos reconhecidos da região (Camapum de Carvalho et al. 1993; Anjos 2006).

Ortigão (1993) aponta que em Brasília, mais especificamente na região do plano piloto, a camada de argila porosa apresenta espessura variável, com intervalo de 20 a 30 m e índices de  $N_{spt}$  entre 2 e 3 golpes, em geral com nível de água profundo, abaixo de 5 m de profundidade.

Na maior parte da região de Brasília encontra-se um solo mole a muito mole, com profundidade estimada entre 15 e 30 m (Cardoso, 1995). Este solo apresenta-se como um material de baixo índice de resistência a penetração em algumas partes ( $N_{spt} < 6$  golpes) e com níveis do lençol freático em média à 5 m, especialmente na região próximo ao lago Paranoá. (Blanco, 1995; Guimarães, 2002).

Neste trabalho, o local de estudo foi o campo experimental da Solotrat, localizado na região de Brasília. O perfil geotécnico dessa região apresenta um solo residual laterítico que sofreu o processo de intemperismo e é caracterizado como argila arenosa, com potencial colapsível.

### **2.1.1 Clima do Distrito federal**

A classificação de Köppen-Geiger apresenta o clima do Distrito Federal como típico do cerrado Brasileiro, sendo um clima tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco, com altas temperaturas durante todo o ano, chuvas concentradas no período de verão entre outubro a abril e estação seca e fria entre maio e setembro (Codeplan, 1984).

O clima da região de Brasília tem uma influência significativa para a formação de micro agregados unidos por estruturas cimentantes de argila, o que confere uma estrutura bastante porosa (Araki, 1997; Zuluaga, 2015).

Segundo Coimbra (1987), aproximadamente 12% da precipitação total infiltra na zona vadosa e alcançam efetivamente a zona saturada do aquífero, isso influencia a formação de poros na argila, confere uma textura arenosa e com permeabilidade de solos granulares finos ( $10^{-3}$  a  $10^{-4}$  cm/s) (Blanco, 1995; Araki, 1997; Guimarães, 2002; Mascarenha, 2003).

Na Figura 1 observa-se a série histórica mensal de pluviometria da região de Brasília.

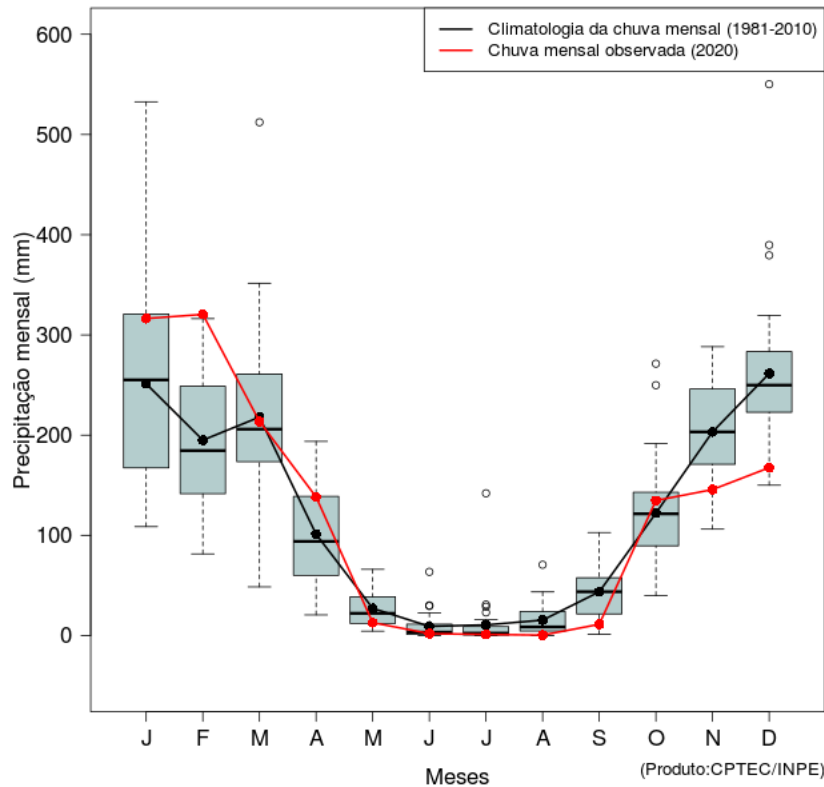


Figura 1. Série histórica de precipitação mensal (CPTEC/INPE, INMET e Centros Regionais de Meteorologia, 2020).

O intemperismo do solo da região de Brasília está atrelado às características climatológicas, uma vez que existe uma distribuição bastante irregular de chuvas ao longo do ano (Zuluaga, 2015). A precipitação da região pode ser relacionada com a estrutura porosa do solo e com o comportamento de estacas inseridas no mesmo. Assim, é necessário que se analise previamente a data na qual serão realizadas as estruturas de fundação, levando-se em conta os períodos de chuva da região.

Os períodos de chuva, podem influenciar a rigidez do comportamento carga-recalque das estacas. Provas de carga realizadas em períodos de maior precipitação podem oferecer menor rigidez, levando à ocorrência de maiores recalques.

Tal influencia pode ser verificada no trabalho de Iwamoto (2000), que analisou os recalques de um edifício em um monitoramento de longo prazo. O autor ressalta que em alguns pontos da fundação obteve-se maiores recalques (cerca de 7 a 9 mm) enquanto outros pilares apresentaram recalques que não passaram de 4 mm, apesar do edifício apresentar uma planta praticamente simétrica. Lobo et al. (1996) apud Iwamoto (2000) destacam que os pontos de fundação com maiores recalques apresentavam acúmulo de águas pluviais durante a estação chuvosa.

Em seu trabalho, Mota (2003) afirma que as medidas de umidade no perfil em diferentes

épocas do ano mostram que a variação de saturação no solo é significativa para os primeiros três metros do solo. Assim, no solo do Distrito Federal deve-se tomar cuidado com fundações rasas e obras de contenção, pois esses tipos de obras sofrem às influências de variação do teor de umidade nos metros iniciais do perfil de solo poroso de Brasília.

### **2.1.2 Microestacas injetadas**

As microestacas injetadas são fundações moldadas *in loco*, preenchidas com calda de cimento e armadas geralmente com tubo metálico. Após a 2ª guerra mundial foram necessários fazer reparos em diversas edificações, o que popularizou e disseminou o uso da tecnologia de microestacas.

Tendo em vista que se necessitava reparar as edificações com o mínimo de vibrações possível, o engenheiro italiano Fernando Lizzi desenvolveu uma estaca de pequeno diâmetro que era escavada, moldada *in loco* e com o mínimo de armação. Assim, obteve-se um grande avanço na capacidade de carga dessas fundações, chegando a 400 kN, enquanto as fundações convencionais daquela época alcançavam apenas 100 kN (FHWA, 2005).

O manual da *Federal Highway Administration* (FHWA), publicado em 2005, intitulado *Micropile Design and Construction*, é uma das normas técnicas mais relevantes sobre o assunto das microestacas. Ele define que as microestacas são estacas sem deslocamento (escavadas), de pequeno diâmetro (menor que 300 mm), injetada e armada. Pode suportar cargas axiais (compressão e tração) e também cargas laterais. Esse manual fala que a parcela de ponta é insignificante frente à capacidade de carga total da estaca.

A norma brasileira regulamentadora 6122/2022 define microestaca como sendo uma estaca moldada *in loco* executada através de perfuração rotativa com tubos metálicos (revestimento) ou rotopercurativa por dentro dos tubos, no caso de matacão ou rocha. Esta estaca é armada e injetada com calda de cimento ou argamassa, através de tubo “manchete”, visando aumentar a resistência do atrito lateral. Contudo, a norma faz referência apenas as microestacas que possuem válvula manchete.

As principais vantagens das microestacas são: possibilidade de utilização em centros urbanos como uma solução silenciosa, ocorrência de pouca vibração durante sua execução, possibilidade de execução em locais de difícil acesso e a utilização de estacas de pequeno porte (Cabral, 1986; Velloso & Lopez 2002).

A Figura 2 representa um desenho genérico de uma microestaca injetada.

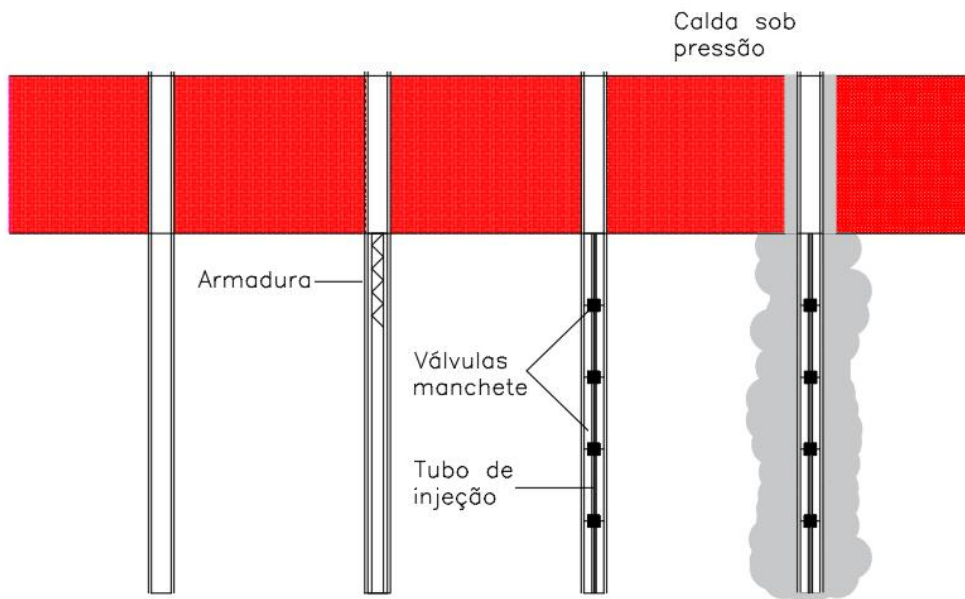


Figura 2. Desenho genérico de microestaca injetada.

### 2.1.3 Microestacas injetadas autoperfurantes “Alluvial Anker”

A estaca “Alluvial Anker” é uma estaca moldada *in loco* e armada com tubo de aço *Schedule* sem costura, com comprimento de cerca de 10 m e diâmetro de 6,35 cm. (Zuluaga, 2015). Os tubos de aço *Schedule* eram utilizados como gasodutos da Petrobrás e agora estão sendo reutilizados como armação de microestacas no ramo da construção civil.

Essa fundação é baseada na estaca Ischeback TITAN (Barbosa, 2020), que são microestacas injetadas e são utilizadas quando as cargas transmitidas ao solo são pequenas ou quando se tem um lugar de difícil acesso (DIN-4128, 1983).

Abdraham & Hesham El Naggar (2018) dissertam que as microestacas tubulares (tubo vazado) se tornaram uma opção popular de fundação devido a seu rápido processo de instalação e melhoria do solo ao mesmo tempo, possuindo como vantagem o fato de que o tubo de revestimento serve para perfuração e como um condutor de calda de cimento, o que elimina a necessidade de revestimento durante a perfuração.

Na Figura 3 tem-se a seção típica de uma estaca injetada autoperfurante exumada.

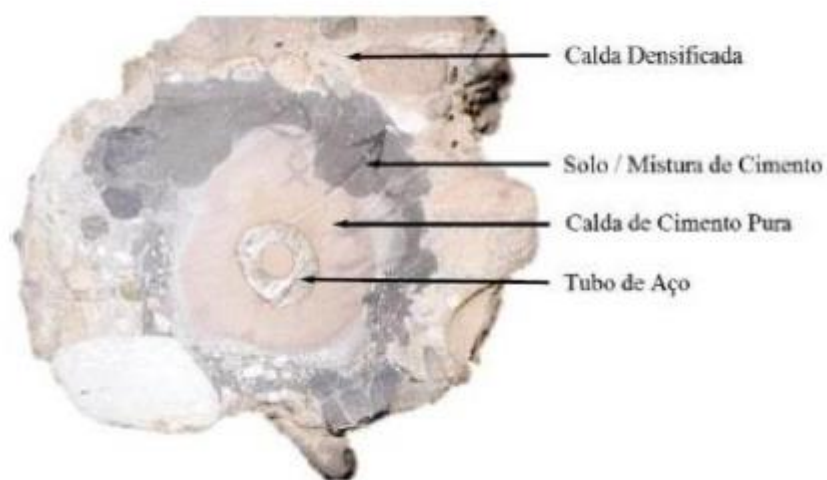


Figura 3. Seção típica de uma estaca injetada autoperfurante exumada Silva (2011) apud Cerqueira da Silva (2017).

Segundo Zuluaga (2015) esse tipo de estaca encontra-se na fronteira entre uma estaca simples escavada e uma estaca injetada convencional. Zuluaga & Cunha (2016) estudaram o mecanismo de tensão-deformação da microestaca Alluvial Anker que apresentou maior pressão de injeção na base da estaca a qual vai diminuindo ao longo do seu comprimento (até a ponta da estaca), o que é típico de um perfil triangular de pressão.

A microestaca injetada Alluvial Anker possui um processo executivo diferente do sistema de válvulas manchete. O mecanismo de estaca que utiliza válvulas manchetes funciona de forma que as válvulas vão sendo estouradas de baixo para cima com a pressão de injeção definida para conformar o fuste, e assim apresenta um perfil de pressão de injeção mais retangular ao longo do seu comprimento, garantindo assim uma maior proximidade com o diâmetro nominal (Zuluaga & Cunha, 2016).

No Brasil ainda não existe norma específica para microestacas injetadas tubulares autoperfurantes, como as estacas dessa pesquisa. Pode-se observar na NBR 6122/2022 que quando se refere a “Microestaca ou estaca injetada” a mesma faz alusão às válvulas manchetes e não considera outros tipos de estacas injetadas (Castro Neto, 2021).

## 2.2 Processo construtivo de estacas tubulares autoperfurantes do tipo “Alluvial Anker”

A empresa Solotrat foi uma das pioneiras no desenvolvimento de microestacas injetadas autoperfurantes no solo colapsível de Brasília e teve o objetivo de aprimorar essa tecnologia com os seguintes intuitos: estabilizar os solos moles e agilizar o processo construtivo de estacas de menor diâmetro.

Para esse fim, utiliza-se a própria haste de perfuração como armação e pode-se finalizar a estaca em 10 minutos, para uma estaca de 8 m de comprimento e  $N_{spt}$  (índice de resistência à penetração do solo) médio na ponta da estaca igual a 29 (apresentando o maior valor igual a 44).

Os tubos são adaptados a uma ponta perfurante na parte inferior da haste (bit de perfuração) e são introduzidos no solo até o comprimento final. Tal processo garante uma alta produtividade, cerca de 200 a 300 m lineares por dia, o que é comparável às estacas do tipo hélice contínua, que apresentam uma produtividade entre 250 e 600 m lineares por dia.

Para microestacas tubulares autoperfurantes, essa produtividade depende da logística da obra, sendo necessária a existência de um estoque de tubos na obra, uma vez que o tubo de perfuração é também a armação da estaca. A estaca é feita à medida que a perfuração está sendo executada (Zuluaga, 2015).

A utilização da estaca “Alluvial Anker” pode compreender profundidades de até 20 m em solos moles ( $N_{spt} < 30$ ). Podem ser executadas com diâmetros variando de 15 cm a 40 cm (compatíveis com os valores de diâmetro nominal presentes na NBR 6122/2022, no anexo K.1). A determinação do diâmetro nominal da estaca depende do tipo solo, do bit de perfuração (ponteira perfurante) e da pressão de injeção (Barbosa, 2020).

De acordo com trabalhos da Ischebeck (1999) apud Cerqueira da Silva (2017), em geral, o diâmetro final das estacas é muito diferente do diâmetro nominal de perfuração. O aumento do diâmetro nominal da estaca pode ser de até 2 vezes o diâmetro do bit de perfuração em solos com presença de cascalho de tamanho grande a médio, 1,5 vezes o diâmetro do bit de perfuração em solos arenosos com ou sem presença de cascalho e 1,4 vezes o diâmetro do bit de perfuração em solos argilosos e siltosos, considerando uma pressão de injeção média da ordem de 5 a 10 kg/cm<sup>2</sup> (DIN-4128, 1983; Mendoza, 2013; Cerqueira da Silva, 2017).

Segundo Aschenbroich (2001) apud Cerqueira da Silva (2017) essa pressão média da ordem de 5 a 10 kg/cm<sup>2</sup> contribui no avanço da perfuração e melhora o solo adjacente, aumentando o diâmetro por meio da calda de cimento.

Tais estacas geralmente apresentam 20 a 40 toneladas de carga de trabalho, dependendo das características executivas da estaca como diâmetro, pressão de injeção e comprimento. A estaca injetada pode aumentar entre 1,5 a 5 vezes o atrito lateral de uma estaca (Barbosa, 2020).

Segundo Pachla (2016), Samokhvalov et al. (2016) e Grabe & Punker (2015) apud Cerqueira da Silva (2017) o alargamento do fuste ocasionado pelo aumento das pressões em estacas injetadas ocasiona uma compactação radial do solo, que aumenta em 25% a densidade do solo em torno da estaca, em 64% o módulo de deformação e causa a diminuição em 38% do teor de umidade. Tais

impactos contribuem para aumentar a capacidade de carga das estacas em torno de 20% quando comparadas às estacas sem pressão de injeção.

Durante a instalação (perfuração) é feita a injeção do fluido cimentante, que funciona como elemento de refrigeração da haste e deve possuir pressão suficiente que permita a mistura com o solo perfurado. Esse fluido cimentante também ajuda no processo de perfuração.

Teixeira (2014) sugere que a calda de cimento (diferente de argamassa pois não leva areia em sua composição) que faz parte da moldagem da estaca deve possuir alto grau de fluidez, plasticidade e baixo risco de segregação. Para garantir a formação de um bulbo de maior diâmetro, nos últimos três metros da estaca o processo de injeção da calda de cimento deve ser mais demorado (Zuluaga, 2015).

A quantidade estimada média de cimento absorvido é de 250 kg por metro linear de estaca (para estacas de 20 cm a 26 cm de diâmetro nominal). Após terminada a perfuração das estacas, instala-se um bloco de coroamento de concreto armado pré-moldado ou uma placa de aço para realizar a transferência das cargas para a estaca (Zuluaga, 2015). Na Figura 4 mostra-se o processo executivo das microestacas tubulares autoperfurante.

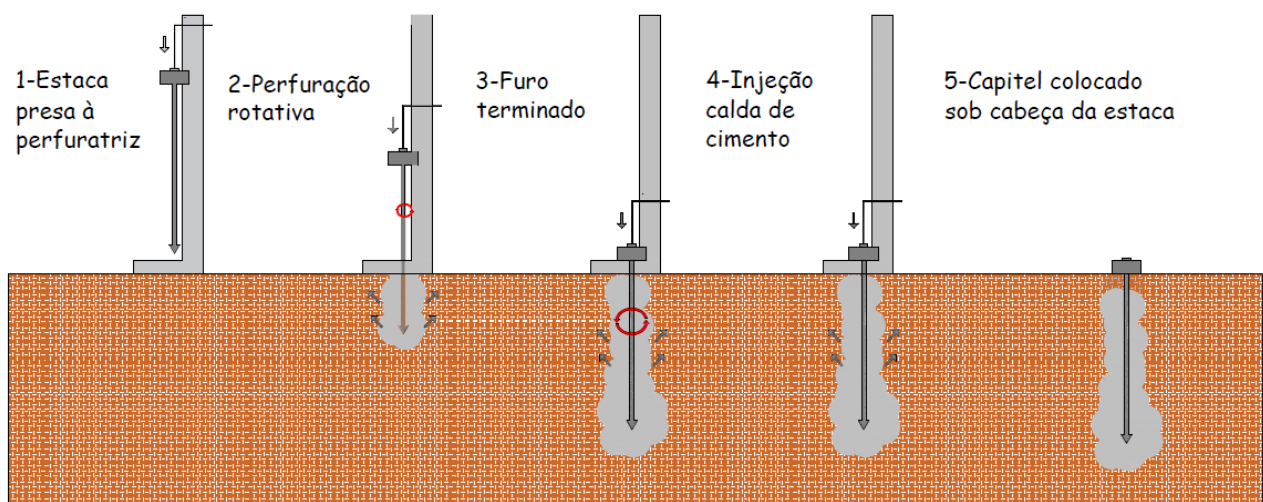


Figura 4. Processo construtivo de microestacas tubulares autoperfurantes (Desenho genérico). Imagem adaptada de (Barbosa, 2009)..

A injeção direta da calda de cimento na ponta da estaca, confere uma melhoria nessa parcela de resistência. Conseqüentemente, a capacidade de carga total da estaca também aumenta, inclusive para carga de trabalho, uma vez que a partir de 5 mm de recalque ( $2,5\%$  de  $w/D$ ) a parcela de contribuição da ponta da estaca começa a se manifestar, chegando a um aporte estimado de 8% da carga limite (Zuluaga, 2015).

Essa microestaca possui principais aplicações em aterros estaqueados, torres eólicas, torres de transmissão, pontes, contenções e reforços emergenciais (Barbosa, 2020). Na Figura 5, mostra-se a primeira obra no Brasil que utilizou as microestacas tubulares autoperfurantes, com configurações muito parecidas com a “Alluvial Anker”, no ano de 1999.



Figura 5. Primeira obra no Brasil utilizando microestaca tubular autoperfurante. Localização: Chapadão do Sul/MS (1999) (Barbosa, 2020).

Na Tabela 1 tem-se as propriedades mecânicas da calda de cimento injetada utilizada pela empresa Solotrat.

Tabela 1. Propriedades mecânicas da calda de cimento Injetada. (Barbosa, 2020).

Propriedades mecânicas da calda de cimento Injetada: Grout	
$f_{ck}$ (MPa)	25
$E_{cs}$ (MPa)	23
Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	24

$f_{ck}$  (MPa): Resistência à compressão

$E_{cs}$  (MPa): Módulo de elasticidade secante

A Tabela 2 apresenta as propriedades estruturais do tubo *Schedule* utilizado como armação das microestacas tubulares autoperfurantes.



Tabela 2. Propriedades estruturais do tubo *Schedule* de 2 ½ polegadas. (Barbosa, 2020).

Propriedades estruturais do tubo <i>Schedule</i> de 2 ½ polegadas	
Força máxima - $F_m$ (N)	5130
Tensão máxima - $\sigma_m$ (MPa)	776
Módulo de elasticidade - E (GPa)	212
Tensão de escoamento - $R_p(0,2\%)$ (MPa)	705
Força de escoamento - $F_p(0,2\%)$ (Kgf)	4662
Escoamento sob tensão - $\sigma_e(0,5\%)$ (MPa)	706
Escoamento sob força $\sigma_f(0,5\%)$ (Kgf)	4668
Área - $A_o$ (mm <sup>2</sup> )	64,7
Diâmetro interno inicial do furo- $D_o$ (mm)	50,0
Diâmetro interno final do tubo - $D_u$ (mm)	59,8
Alongamento percentual - $A(1\%)$	19,7
Relação limite de resistência/ Limite de escoamento	1,1

Na Figura 6 tem-se os tubos roscados *Schedule* na imagem da esquerda e na imagem da direita a ponteira perfurante. A Figura 7 mostra a estaca em perfil e a seção transversal do diâmetro da estaca Alluvial Anker (260 mm de diâmetro nominal).



Figura 6. Ponteira da estaca Alluvial Anker e tubos rosqueados (Zuluaga, 2015).

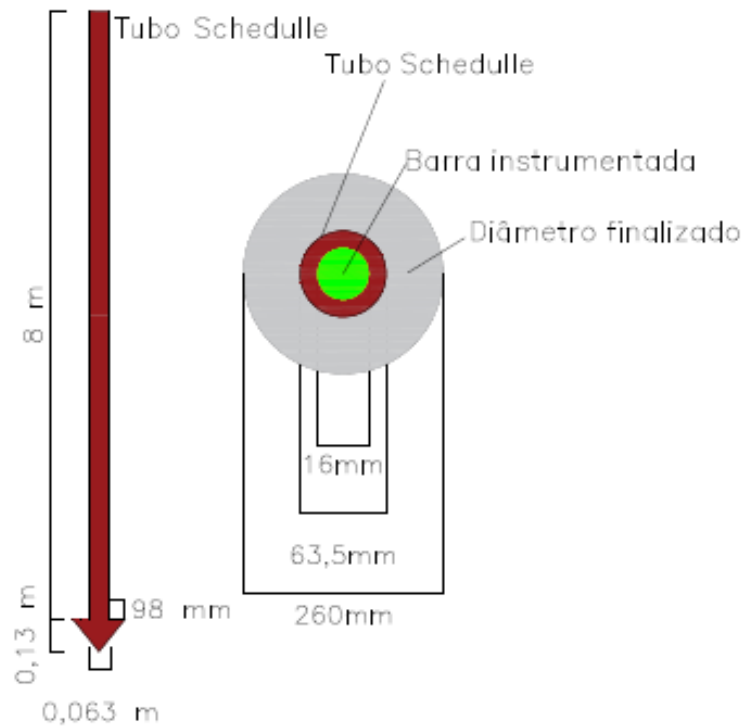


Figura 7. Tubo *schedule* em perfil e seção transversal da estaca Alluvial Anker.

A Figura 8 mostra a execução da Alluvial Anker pela Solotrat, em uma obra do DER. A microestaca foi feita sob um reforço de aterro utilizando Geogrelha, no viaduto da Estrada Parque Taguatinga (EPTG) em Brasília. Essa solução mostrou-se interessante em solos moles, com vantagens técnicas, econômicas e ambientais em relação às estacas pré-moldadas, tendo como grande diferencial a elevada velocidade de execução e o baixo custo (Barbosa, 2009).



Figura 8. Obra da EPTG em Brasília executada pela empresa Solotrat em 2008. (Barbosa, 2020).

## 2.2.1 Influência da pressão de injeção no comportamento da estaca

Segundo Dringenberg (1990), Alonso (1996), Saes (1996), Sadalla Neto et. al (1998) e Shong & Chung (2003) a pressão de injeção pode provocar um aumento de resistência na estaca principalmente por meio do atrito lateral. Tais estudos ressaltam que o efeito da pressão de injeção na resistência de ponta não é significativa. Assim, é comum em projetos que se despreze as parcelas resistência de ponta em microestacas. No entanto, o trabalho de Lima (2008) indica que a resistência de ponta pode ser mais significativa do que o esperado, podendo sofrer influência do processo de injeção.

O manual da *Federal Highway Administration* (FHWA) classifica as microestacas em 4 categorias dependendo do método de injeção utilizado durante a execução das estacas. Tipo A: Injeção sob gravidade; tipo B: Injeção sob pressão através do revestimento e durante sua retirada (a estaca raiz pode ser classificada como tipo B); tipo C: Injeção primária sob gravidade e injeção secundária global sob pressão através do tubo de injeção; tipo D: Injeção primária sob gravidade e injeção secundária em múltiplos estágios.

Abd Elaziz & El Naggar (2012) e Myers et al. (2012) sugeriram suplementar os quatro originais tipos de microestacas designados pela FHWA (2005). A *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 2012) classificou as estacas tubulares como “Tipo E” baseada no método de instalação aonde a pressão de injeção com alta razão de água cimento é inicialmente utilizada para estabilizar o solo e então reestabelecida pela pressão estrutural para formar a estaca.

Salioni (1985) enfatiza que no processo de injeção podem ocorrer três situações, ou seja, como a injeção se comporta no maciço de solo.

- a) Preenchimento de vazios: nesse caso não ocorre alteração de volume e a calda de cimento preenche os poros do solo.
- b) Deslocamento dos grãos: a calda de cimento desloca o solo e o vazio é preenchido pela calda de cimento.
- c) Fissuração ou Clacagem: quando ocorre a ruptura hidráulica do solo, e ocorrem fissuras aonde a calda de cimento flui.

Na Figura 9 mostram-se os efeitos da injeção no solo.

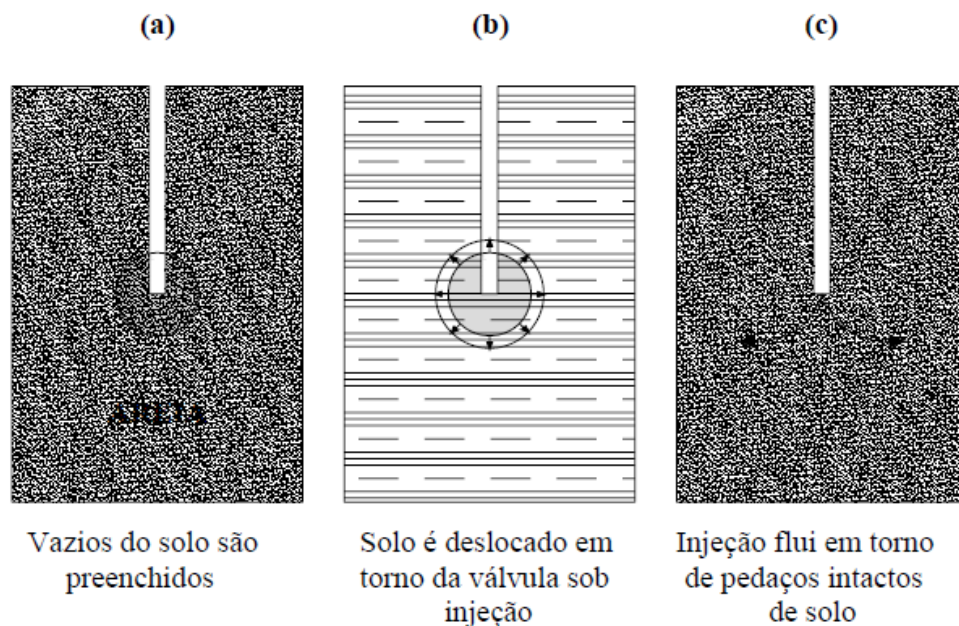


Figura 9. Efeitos da injeção de calda de cimento no solo (Salione, 1985).

Branco (2006) verificou que na situação “a” o preenchimento dos vazios pela calda de cimento resulta em uma região de solo melhorado. Na situação “b” os vazios são menores e possuem menor permeabilidade e a calda não consegue fluir nos poros como na situação “a” e assim forma-se um bulbo esférico. Na situação “c” a calda de cimento sob injeção encontra um caminho de menor resistência, uma vez que a pressão de injeção encontrou um limite de ruptura hidráulica no solo e dessa forma não acontece acréscimo da capacidade de suporte da fundação.

Lima (2008) afirma que no processo de execução das microestacas deve-se buscar um nível de injeção que busque tirar o maior proveito do maciço, preenchendo os vazios e ou comprimindo o solo sem provocar rupturas hidráulicas localizadas.

Dringenberg (1990) também estudou a respeito da ruptura hidráulica. O autor verificou que uma lâmina fina de calda de cimento injetada em fendas abertas no solo devido à ruptura hidráulica não contribui em nada com a resistência da ancoragem e que o cimento gasto para preenchimento dessas fendas produzidas por excesso de pressão é antiprodutivo e deve ser evitado.

A pressão de injeção pode aumentar o diâmetro nominal das microestacas. Pode acontecer também uma densificação do solo ao redor das estacas. Esses mecanismos atuando em conjunto podem aumentar o atrito lateral e também a carga de ruptura da estaca (Shong & Chung, 2003).

Novais (2001) definiu um aspecto importante na influência da injeção de calda nas propriedades mecânicas do solo adjacente. O autor informa que o grau de injetabilidade do solo é a magnitude da influência de injeção na melhoria das propriedades mecânicas do solo, resultante da

densificação do solo (aumento do ângulo de atrito e da tensão normal na interface solo-fuste) e do tratamento do solo (penetração da calda de cimento nos vazios e descontinuidades do solo).

A Tabela 3 apresenta uma comparação de injetabilidade da pressão de injeção em relação ao tipo de solo, compactidade e consistência. A tabela é informativa a níveis de comparação com os tipos de solo e características específicas.

Tabela 3. Graus de injetabilidade para tipos de compactidade e consistência em diferentes tipos de solos (Novais, 2021 apud Pérez More, 2003).

Tipos de solo	Compactidade ou consistência	Grau de injetabilidade parcial			Grau de injetabilidade global
		Aumento do diâmetro do fuste	Aumento da tensão normal	Tratamento do solo	
Areia média e grossa	Fofa	Alto	Baixo	Alto	Alto
Areia média e grossa	Compacta	Baixo	Alto	Médio	Médio
Areia fina	Fofa	Alto	Baixo	Médio	Médio
Areia fina	Compacta	Baixo	Alto	Baixo	Baixo
Silte	Fofa	Alto	Baixo	Médio	Médio
Silte	Compacto	Baixo	Alto	Baixo	Baixo
Argila	Mole a média	Alto	Baixo	Médio	Médio
Argila	Rija e dura	Baixo	Alto	Baixo	Baixo

Conforme a Tabela 3, pode-se verificar que a compactidade e consistência influenciam na capacidade de injeção do maciço de solo. Solos argilosos moles tendem a ter um grau de injetabilidade médio e uma tendência alta para aumento do diâmetro do fuste da estaca. Argilas rijas e duras apresentam um grau de injetabilidade baixo e tendência baixa para aumento do diâmetro do fuste. Areias médias e grossas, em estado fofo, possuem um alto grau de injetabilidade e uma tendência alta para aumento do diâmetro do fuste.

Cerqueira da Silva (2017) aponta que um dos diversos fatores que influenciam na transferência de carga é a pressão de injeção e o método de instalação da microestaca. A utilização de uma pressão de injeção média de 5 a 10 kg/cm<sup>2</sup> nas estacas, com pouca possibilidade de refluxo, é um fator importante no aumento da capacidade de carga da mesma.

Cunha (2011) conclui em sua pesquisa que para os solos de Brasília a capacidade de carga vertical das microestacas aumentam com o nível de pressão para valores de até 200 kPa. O autor comenta que essa pressão é um valor limite de acréscimo de capacidade de carga. Assim, para valores maiores de pressão observa-se uma ruptura estrutural do solo. Dessa forma, o autor recomenda que para o tipo de solo da região de Brasília a pressão de injeção deve ser baixa, especialmente nas camadas colapsíveis.

### **2.2.2 Influência do diâmetro no comportamento da estaca**

O diâmetro das microestacas têm uma influência significativa na capacidade resistente da estaca. O comportamento das estacas depende de vários fatores e dentre eles, o diâmetro é um dos mais importantes (FHWA, 2000; Veludo, 2012).

Os autores Veludo et al. (2008) realizaram ensaios em tubos lisos e tubos texturados com estacas de diferentes diâmetros e observou-se que a capacidade de carga de microestacas dependem de alguns fatores tais como: diâmetro do furo, resistência do concreto da fundação e da calda de cimento utilizada. O autor verificou também que existe um aumento na capacidade resistente para diâmetros de furo menores, tanto à compressão quanto a tração e a ruptura geralmente ocorre na interface calda de cimento e tubo.

Segundo Marques (2016) apud Veludo (2012) realizou ensaios de compressão e tração com microestacas de tubos lisos e texturados e verificou que a tensão de ruptura lateral diminui linearmente com o aumento do diâmetro do furo e que uma diminuição da relação diâmetro do furo dividido pelo diâmetro do tubo leva a um aumento da tensão de ruptura lateral.

Segundo Marques (2016) apud Gómez et al. (2005) também realizou ensaios em microestacas com o objetivo de avaliar a influência do diâmetro do furo na interface aço e calda de cimento. O autor utilizou tubos lisos e tubos texturadas. Assim, esses ensaios permitiram avaliar os parâmetros da aderência na interface aço e calda de cimento na capacidade de carga da estaca. O autor concluiu que a utilização de microestacas texturadas oferecem maior capacidade de carga do que tubos lisos e que o confinamento do solo e a estaca é um dos parâmetros que tem mais influência na capacidade de tensão lateral. Dessa forma, diâmetros menores durante o processo de execução das estacas causam menos desconfinamento do solo e por isso podem suportar maiores capacidade de carga em alguns casos.

Observou-se por Abdrahem & El Naggar (2018) que grupos de microestacas construídos com a razão do diâmetro final da estaca ( $D_b$ ) e o diâmetro do tubo de injeção ( $D_h$ ) igual a 3 (rigidez de 97 MN/m) ofereceram a resposta a rigidez maior do que grupos com  $D_b/D_h$  igual a 2,25 (rigidez de 70 MN/m). Assim, verifica-se que se tem um benefício de usar a razão  $D_b/D_h$  igual a 3 quando se precisa utilizar uma alta capacidade de carga ou alta rigidez. Isso demonstra que aumentar o bit de perfuração, nesse caso, aumentou a rigidez da microestaca em 39 %. O aumento da rigidez é atribuído ao efeito da melhoria do solo e o método de instalação. Assim, observa-se que diminuir o

tamanho do diâmetro da estaca nem sempre é uma regra e que fatores como o tipo de solo e a execução das microestacas são significativos para a capacidade de carga das estacas.

Cunha (2011) comenta que durante o processo de injeção das microestacas o aumento de pressão pode resultar em um aumento do diâmetro nominal da estaca. Assim, para o solo de Brasília, um aumento da pressão de injeção maior que 200 kPa pode ocorrer colapso. O autor explica essa situação com base na hipótese de que a estrutura ao redor do diâmetro pode ser destruída e perder o atrito lateral na interface solo/estaca. Dessa forma, o aumento do diâmetro nominal causado pela pressão de injeção no solo poroso de Brasília pode ser um dos fatores que contribuem para que não ocorra aumento da capacidade de suporte da fundação para estacas com diâmetros maiores.

### **2.2.3 Influência do comprimento no comportamento da estaca**

O comprimento da estaca é uma parte muito importante no dimensionamento de um sistema de fundações. A escolha do comprimento da estaca deve estar intrinsecamente ligada aos ensaios de campo e sondagens que possam descrever o comportamento geotécnico do local em que elas serão inseridas. É importante analisar a camada que a estaca será apoiada e se ela é uma camada competente para suportar as cargas estruturais da superestrutura.

Pode-se falar que a escolha do comprimento da estaca é determinada pelo perfil de solo que a estaca será inserida e apoiada, uma vez que se leva em consideração o módulo de elasticidade das camadas de solo, atrito lateral e resistência de ponta no comportamento da estaca.

Dai et al. (2012) analisou duas estacas isoladas, dois grupos de 2 estacas, dois grupos de 4 estacas e dois grupos de 9 estacas. Em cada grupo de comparação tem-se as seguintes características: 1º grupo de comparação: estacas de 20 m, diâmetro de 400 mm, espaçamento das estacas de 2,5 vezes o diâmetro da estaca. Para o 2º grupo de comparação: estacas de 24m, diâmetro de 400 mm, espaçamento das estacas de 3 vezes o diâmetro da estaca. Observou-se que os grupos que apresentaram maiores comprimento das estacas obtiveram maiores capacidades de carga e também maiores recalques.

Rosa (2000) e Bilfinger (2002) analisaram a variabilidade da resistência última dentro de uma mesma obra e obtiveram uma relação entre comprimento da estaca e a variabilidade de resistência. Os autores ainda analisaram uma base de dados com mais de 500 provas de carga dinâmicas, que mostrou uma forte relação entre a variabilidade da resistência última e o comprimento médio das estacas dentro de um mesmo canteiro.

Bilfinger & Hachich (2006) relatam que existe uma tendência clara de redução do



coeficiente de variação da resistência axial última com o aumento do comprimento das estacas, de forma que quanto maior o comprimento da estaca, menor a variabilidade de sua resistência última (carga última), dentro do mesmo canteiro de obras.

Observa-se por Eriksson (1991) e Franke (1991) que a utilização de estacas curtas é geralmente dependente do substrato mais resistente em pequenas profundidades (interage mais fortemente com a ponta da estaca). Bilfinger & Hachich (2006) afirmam que as estacas mais compridas tendem a mobilizarem maiores parcelas de resistência lateral ao longo do perfil do subsolo e são menos afetadas por pequenas variações nas propriedades do solo circundante.

### **2.3 Carga de ruptura da estaca**

A carga de ruptura do elemento isolado de fundação é a carga que provoca a ruptura do elo mais fraco desse sistema, geralmente o maciço de solo. Assim a carga de ruptura não é intrínseca à estaca, mas depende do tipo de maciço de solo e seus parâmetros de resistência, entre outros aspectos como o processo executivo, a instalação da estaca e a sua geometria (dimensão da seção transversal e comprimento) (Lima, 2008).

A curva carga-recalque de uma estaca pode não determinar a sua carga de ruptura, uma vez que durante uma prova de carga pode-se não alcançar uma ruptura definida ou aparente. Um dos motivos para não se alcançar a carga de ruptura é o custo, tempo, capacidade das reações, falha de processos executivos, etc.

Hirany & Kulhawy (1989) interpretaram provas de carga a partir da curva carga-recalque e definiu a carga de ruptura a partir de determinados critérios. Os autores dividiram esses critérios em três categorias: limitação do recalque, construções gráficas e modelos matemáticos.

Critérios baseados em limitação do recalque estão limitados a rupturas em recalques pré-determinados, critérios baseados em gráficos necessitam da interpretação de toda a curva carga-recalque e tem-se também os critérios baseados em modelos matemáticos, que extrapolam a curva carga-recalque (Novas, 2002).

Entre os métodos de recalque limite para definir a ruptura da estaca, Terzaghi (1942) e Décourt et al. (1996) afirmam que a ruptura da estaca ocorre em recalques da ordem de 10% do diâmetro, trata-se assim de uma convenção bem embasada nacionalmente e internacionalmente para ruptura convencional da estaca.

Whitaker & Cooke (1965) afirmam que os critérios que estabelecem o limite de ruptura em

função do diâmetro não analisam as resistências laterais e da ponta, uma vez que para mobilizar essa resistência são necessários diferentes níveis de deformação.

A NBR 6122/2022 discorre sobre critério de ruptura de estacas também. Esse é um método de recalque limite e propõe um recalque máximo que será lido na curva de carga-recalque. Assim, a carga correspondente ao recalque máximo é a carga de ruptura da estaca. Esse método da NBR 6122/2022 é função de: comprimento, diâmetro, módulo de elasticidade e da carga conforme mostra-se na Equação 1.

$$\rho = \left( \frac{QL}{AE} \right) + \frac{D}{30} \quad (1)$$

Aonde:

$\rho$  : recalque de ruptura

Q: carga de ruptura

L: comprimento da estaca

A: Área da seção transversal da estaca

D: Diâmetro da estaca

E: Módulo de elasticidade da estaca

Na Figura 10 tem-se uma simplificação da curva carga-recalque por Hirany & Kulhawy (1989). A curva carga-recalque obtida em estacas escavadas geralmente pode ser dividida em três regiões diferentes: Trecho inicial linear, trecho de transição e trecho final linear (Hirany & Kulhawy, 1989).

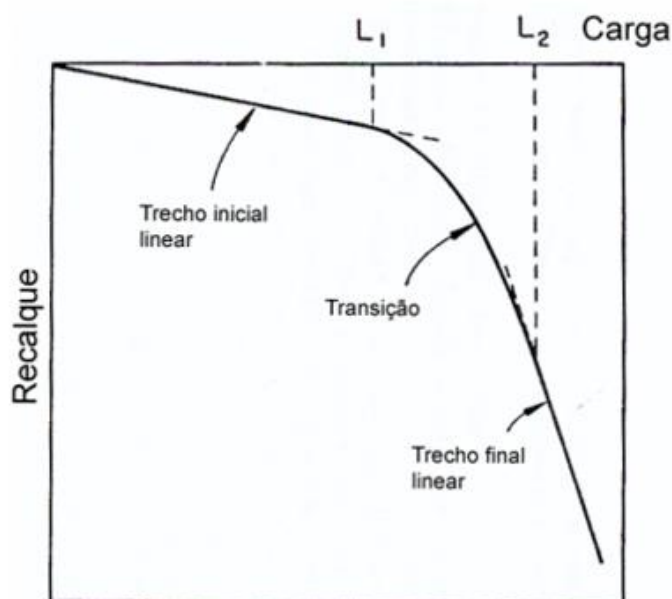


Figura 10. Simplificação da curva carga-recalque (Hirany & Kulhawy, 1989).

Segundo Novas (2002), a carga de ruptura é definida na transição, no trecho linear final e também além do trecho linear final (em casos de extrapolação). Quando são atingidas deformações plásticas significativas no último trecho é difícil manter a carga constante, assim os deslocamentos medidos nessa fase podem não ser representativos devido à flutuação da carga aplicada. Portanto, a carga de ruptura nesse trecho pode estar sujeita a erros. A ordem do erro dependerá das características do solo e dos cuidados tomados na prova de carga.

O método de Van der Veen (1953) é um método matemático de extrapolação da curva carga-recalque, que aproxima a curva por uma função exponencial. Não havendo ruptura, o método é utilizado para ajustar pontos da prova de carga e define-se assim um valor de capacidade de carga classificado como ruptura física (Cintra & Aoki, 2010).

Mota (2003) estudou o comportamento das curvas carga-recalque no solo poroso do Distrito Federal e concluiu que o método de extrapolação de Van der Veen (1953) foi o método que apresentou melhor ajuste em seu trabalho, para as estacas no solo de Brasília.

Dentre os métodos matemáticos temos também o tipo parabólica de Brinch Hansen (1967), hiperbólica de Chin (1970), polinomial de Massad (1986). A seguir mostram-se as Equações 2 e 3 que descrevem o método de extrapolação de Van der Veen.

Na Equação 2 mostra-se uma função exponencial utilizada para ajuste da curva carga-recalque, extrapolando seus resultados até grandes deslocamentos. A curva é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura. Na Equação 3 mostra-se a fórmula que relaciona recalque e a carga última.

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-(\alpha\rho + \beta)}) \quad (2)$$

$Q_{ult}$ : carga de ruptura da estaca

$Q$ : carga aplicada no topo da estaca

$\alpha$ : coeficiente que define a forma da curva

$\beta$ : Fator de deslocamento da curva proposto por Aoki (1976)

$\rho$ : recalque correspondente a carga aplicada

$$\alpha\rho = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right) \quad (3)$$

## 2.4 Método da transferência de carga

Conhecer a distribuição de cargas ao longo do fuste e da base de uma estaca permite um dimensionamento estrutural e geotécnico mais econômico e seguro. Logo, a estimativa da curva de transferência de carga da estaca para o solo é uma ferramenta de grande auxílio para o engenheiro geotécnico, que permite determinar os estados de limite de serviço e último da fundação com maior confiabilidade (Vésic, 1975).

O trabalho pioneiro de Seed e Reese (1957) propôs um mecanismo de transferência de carga a partir de observações experimentais. Análises semi-analíticas e numéricas foram conduzidas para derivar as curvas  $\tau$ - $z$ , sendo  $\tau$  (atrito lateral mobilizado / resistência ao cisalhamento de solo) e  $z$  (deslocamento), seguindo um método de deslocamento generalizado de tensão lateral.

Coyle & Reese (1966) desenvolveram um dos primeiros estudos que se referem à transferência de carga. Utilizam uma abordagem iterativa, aonde a curva carga-recalque é feita através do cálculo inverso da carga que pode ser aplicada ao topo da estaca. Para cada iteração, o equilíbrio vertical das forças tem que ser garantido, incluindo as forças ao longo do fuste. Assim, estes trabalhos conduziram a curvas  $\tau$ - $z$  em argilas.

Reese et al. (1969) realizaram testes de carga para estudarem a transferência de carga ao longo de estacas em argila, com base no ajuste da curva, as análises dos resultados dos testes ajudaram a construir a relação entre a transferência de carga (adesão) e o movimento da estaca.

Randolph & Wroth (1978) apresentaram um método de transferência de carga baseado no método dos elementos finitos. As simulações foram realizadas a fim de se obter a separação dos efeitos de ponta e atrito lateral. Os modelos foram comparados com os resultados de testes experimentais de estacas cravadas em argilas e assim os autores puderam desenvolver ábacos para a utilização do método sem a necessidade de computadores. Ainda hoje o modelo mostra resultados satisfatórios quando comparados com modelos computacionais modernos.

Métodos de transferência de carga geralmente são calibrados através de ensaios de campo em estacas instrumentadas e ensaios laboratoriais. Os dados relevantes nesse método são curvas relacionando a mobilização da resistência ao cisalhamento do solo em contato com o fuste da estaca *versus* o deslocamento da mesma. Essas relações são úteis para descrever a transferência de carga ao longo de todo o comprimento da estaca (Poulos & Davis, 1980).

A Figura 11 mostra uma curva típica de tensão cisalhante pelo recalque da estaca para solos argilosos que apresentam amolecimento, com a ocorrência de uma resistência de pico seguida de uma queda de resistência subsequente.

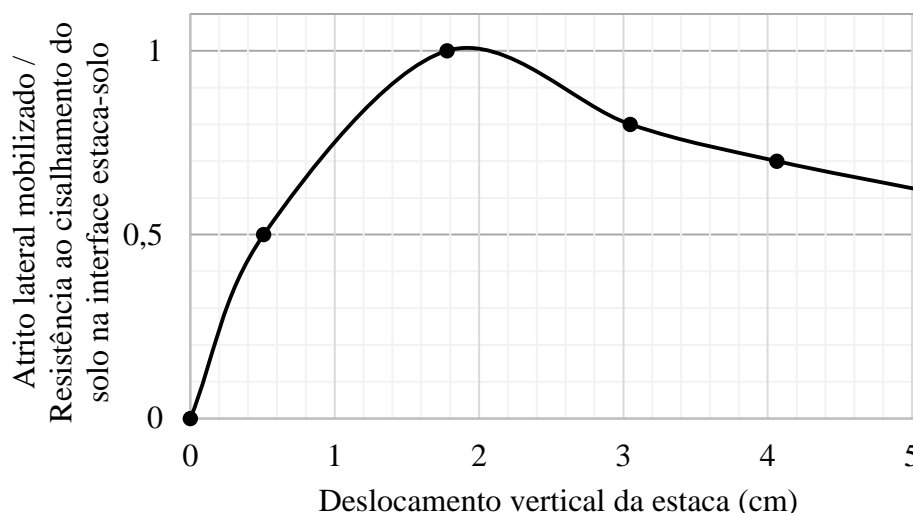


Figura 11. Curva típica de solos argilosos da tensão cisalhante *versus* deslocamento vertical da estaca. Figura adaptada de Poulos e Davis (1980).

O método de transferência de carga tem por finalidade explicar que as camadas inferiores de solo só serão solicitadas quando a resistência da camada superior a ela estiver esgotada. Dessa forma, a medida que se carrega as estacas, as cargas vão sendo absorvidas pelas camadas superiores até que se esgota a resistência lateral, só então a carga passa a solicitar as camadas inferiores (Aoki,1989).

Uma das formas de obter a transferência de carga é por meio da instrumentação de estacas em diferentes profundidades. Pode-se então ter um entendimento mais assertivo da forma da curva carga-recalque e da curva de transferência de carga (Caviglione, 2018).

Segundo Castro Neto (2021) o ensaio de prova de carga instrumentada avalia a distribuição de carga ao longo do fuste e também determina as parcelas de resistência lateral e de ponta. Fellenius (2019) afirma que provas de carga que não utilizam a instrumentação tem seu potencial de fornecimento de informação subproveitado. Segundo Kania et al. (2020) muitos trabalhos realizados na Unicamp (Universidade Estadual de Campinas) utilizaram essa técnica como os de Albuquerque (1996, 2001), Nogueira (2004), Garcia (2006), Paschoalin (2008) e Schulze (2013).

A instrumentação de estacas mede a deformação axial atuante na seção transversal da mesma, a diferentes profundidades. Assim, é possível obter a distribuição de cargas ao longo do fuste e as parcelas de resistência lateral e ponta (Castro Neto, 2021).

A interpretação dessas provas de carga nem sempre é muito simples pois o tempo, a velocidade e o modo de carregamento podem ter influência nos resultados (Ferreira & Lopes, 1985). Mattos (1989) apud Campelo (1994) afirma que a resistência da estaca não experimenta alteração significativa com a mudança da metodologia de carregamento. Sacilloto (1992) apud Campelo

(1994) comenta que as resistências de ponta mobilizada ou próximas da mobilização não é tão significativa entre as curvas carga-recalque quando se comparam provas de carga rápida e lenta.

Os estudos anteriores sobre a transferência de carga não consideram todo o regime não linear do mecanismo de transferência de carga ou incorporaram muitos parâmetros que são difíceis de determinar (Ni et al., 2017). Assim, Ni et al. (2017) apresentam um modelo generalizado de transferência de carga de amolecimento (*softening*) não linear para estacas carregadas axialmente. O modelo proposto apresenta os efeitos da degradação por atrito lateral e efeitos do endurecimento (*hardening*) para resistência de ponta.

Com base na compatibilidade do deslocamento, um simples e eficiente algoritmo computacional foi desenvolvido para facilitar a análise de assentamento para uma estaca isolada submetida a carga vertical na cabeça da estaca. Na Figura 12 mostra-se um resumo do método de Ni et al. (2017).

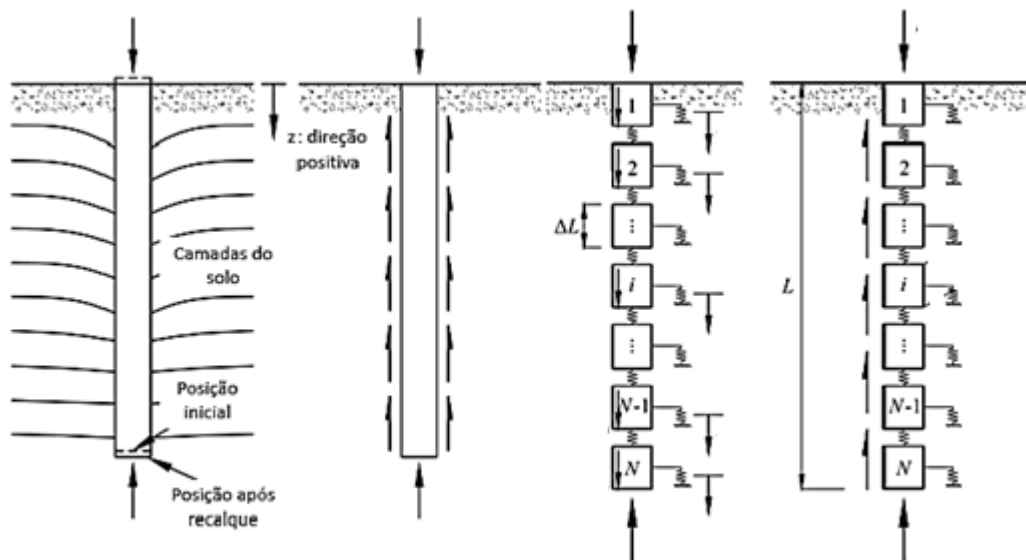


Figura 12. Método da transferência de carga extraído de Ni et al. (2017).

O modelo parte do princípio que a estaca é um conjunto de vários elementos elásticos não lineares. O algoritmo proposto pelo autor calcula a deformação em cada ponto da estaca e assim, com os valores de deformação, é estimada a carga de cada trecho e avaliada a diferença da carga. O processo é feito de forma iterativa, em que o algoritmo é retro alimentado até que haja a convergência de 1% da carga aplicada no topo das estacas.

Segundo Caviglione (2018) o método de Ni et al. (2017) é uma metodologia que foi aplicada para curvas carga-recalque de diversos trabalhos experimentais e produziram resultados satisfatórios. Os resultados obtidos foram comparados com o modelo de Zhang & Zhang (2012), confirmando a aplicabilidade do modelo.

É importante ressaltar que o método de transferência de carga possui limitações teóricas e práticas que precisam ser reconhecidas (Poulos, 1980).

- a) Usando as curvas de transferência de carga é inerentemente assumido que o movimento da estaca em qualquer ponto é relatado apenas para a tensão cisalhante e é independente de outras tensões nas estacas. Assumindo isso, equivale-se a teoria do módulo de reação horizontal que é usado para analisar as estacas carregadas lateralmente;
- b) Para o método de transferência de carga é importante desprezar a continuidade do solo e também não é coerente analisar carga e recalque de estacas em grupo;
- c) Para obter as curvas de transferências de carga no campo, recomenda-se a instrumentação de deformações em provas de carga em escala real, visando caracterizar melhor as parcelas de resistência lateral e de ponta;

Sobre a mobilização da resistência lateral e de base, Vesic (1975) e Aoki (1989b) ressaltam que o atrito lateral é mobilizado para deslocamentos da ordem de 4 a 10 mm enquanto a ponta é mobilizada quando os deslocamentos são da ordem de 8% a 30% do diâmetro da estaca. Budhu (2013) apud Caviglione (2018) verificou que a resistência lateral possui deslocamentos da ordem de 0,4% a 0,8% do diâmetro da estaca e 2% a 5% do diâmetro para a solicitação de ponta. Os dois autores apontam para a mobilização tardia da ponta.

Dai et al. (2012) realizou testes de verdadeira grandeza em provas de carga estáticas em estacas isoladas e estacas em grupos instaladas em terrenos com camadas diferentes de solo composta de argila e silte em Nanjing, China. O autor relata que para estacas isoladas foi mobilizada essencialmente a resistência lateral e os “*strain gauges*” perto da base da estaca apresentaram uma mobilização de 2,2% da carga total para 20 m de comprimento de estaca e 4% da carga total para 24 m de comprimento de estaca.

Quanto ao efeito de recarregamento, e seu efeito na curva de transferência de carga, em estacas submetidas a esforços de compressão, Décourt (1991) afirma que tensões residuais permanecem na ponta da estaca previamente carregada tanto em carregamentos estáticos (provas de carga) quanto em carregamentos dinâmicos (estacas cravadas). Campelo (1994) afirma que o valor da carga residual deve ser descontado dos valores medidos na interpretação dos dados coletados na instrumentação da estaca.

## 2.5 Método da transferência de carga por Ni et al. (2017)

Para essa pesquisa, o método da transferência de carga de Ni et al. (2017) foi utilizado para estimar as parcelas de resistência lateral e resistência de ponta. O método possui como vantagem a generalização de um único parâmetro “ $n$ ” para o ajuste da curva de transferência, que pode ser utilizado para aproximar diferentes condições de trabalho para a curva  $\tau$ - $z$ .

A ideia básica desse método é discretizar a estaca em uma série de elementos nos quais serão verificadas as condições de equilíbrio. Assim, a acurácia da abordagem é altamente dependente do número de elementos e da tolerância de erro. É sugerido um segmento de comprimento menor que aproximadamente 5% do comprimento da estaca, enquanto a tolerância do erro é sugerida como menor ou igual a 1%.

A transferência de carga (curva de resistência lateral) pode ser caracterizada como um endurecimento não linear de atrito mobilizado com o correspondente “deslocamento lateral ou deslocamento de cisalhamento” seguido de um comportamento de amolecimento uma vez que a resistência é atingida (Ni et al., 2017).

A Figura 13 mostra o gráfico de resistência lateral *versus* deslocamento lateral. Na figura tem-se os seguintes valores: resistência lateral inicial,  $\tau_y$ , e o seu correspondente recalque,  $z_y$ , o pico do valor de resistência lateral,  $\tau_u$ , e o seu correspondente recalque,  $z_u$ , e o valor logo após o pico de resistência lateral,  $\tau_r$ , e o seu respectivo recalque,  $z_r$ .

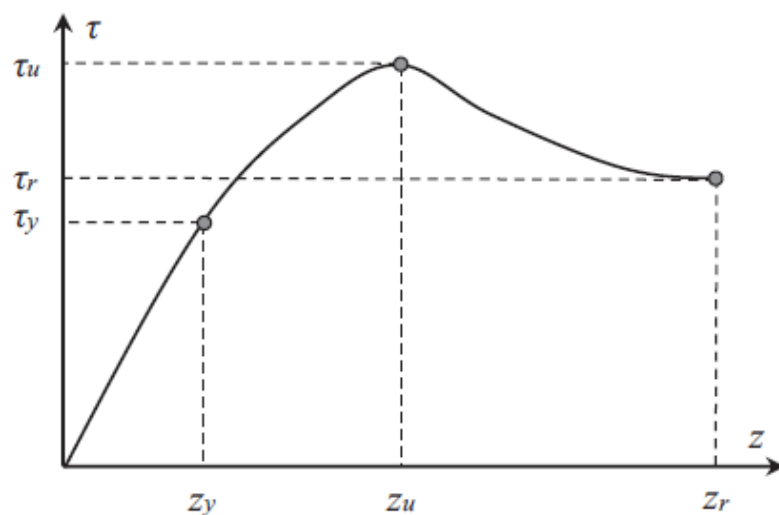


Figura 13. Gráfico de resistência lateral *versus* recalque cisalhante (Ni et al., 2017).

A Equação 4 representa como o atrito lateral da estaca varia em função da profundidade no método.



$$\tau(z) = \tau_u \left[ (n+1) \left( \frac{z}{z_u} \right)^{n+1} - n \frac{z}{z_u} \right] \quad (4)$$

Aonde:

$\tau_u$ : Pico de atrito lateral

$z_u$ : Deslocamento cisalhante máximo

$n$ : Parâmetro de ajuste “n”

A magnitude do deslocamento de cisalhamento,  $z_u$ , para mobilizar totalmente o pico de atrito lateral  $\tau_u$ , pode não exceder uma pequena fração (5% a 10%) do diâmetro da estaca (Ashour et al., 2004).

Zhang et al. (2010) e Ni et al. (2017) definiram um modelo hiperbólico de carga-recalque para explicarem a mobilização da resistência de ponta em uma estaca, com uma boa aproximação para um comportamento não linear dessa função de transferência. Assumindo uma função hiperbólica, o deslocamento da base,  $z_b$ , pode ser expressado em termos de carga mobilizada  $q_b$  conforme a Equação 5.

$$z_b = \frac{q_b(1-v)}{4G_s r_0 \left( 1 - \frac{q_b R_t}{q_{b,max}} \right)^2} \quad (5)$$

Aonde:

$G_s$ : Módulo cisalhante em pequenas deformações (medido na base da estaca)

$v$ : Razão de Poisson

$r_0$ : Diâmetro da estaca

$q_b$ : Carga na base da estaca

$q_{b,max}$ : Carga máxima na base da estaca

$R_t$ : Um ajuste constante usado para modificar a forma da curva para aproximar os valores medidos.

O algoritmo envolve uma função de transferência de carga que pode ser utilizada para expressar qualquer forma de curva  $\tau$ - $z$  pelo ajuste do valor de “n”. Independentemente do tipo de curva  $\tau$ - $z$  modelada, a simplificação básica é assumir uma única estaca como um conjunto de elementos elásticos. Pode-se observar então que para cada segmento a energia cinética é o produto da força axial  $P_i$  e o recalque  $z_i$ . O equilíbrio de forças é então escrito conforme a Equação 6.

$$\frac{\partial P_i}{\partial L} = U\tau_i \quad (6)$$

$$P_i = AE \frac{\partial z}{\partial L} \quad (7)$$

O módulo de elasticidade da estaca,  $E$ , diminui com a profundidade de embutimento,  $L$ , o que é usado para avaliar a carga axial,  $P_i$ . Combinando então a Equação 6 e Equação 7 tem-se a Equação 8.

$$\frac{\partial^2 z}{\partial L^2} = \frac{U}{AE} \tau_i \quad (8)$$

Aonde:

U: Perímetro da estaca

L: Comprimento da estaca

A: Área da seção transversal da estaca

E: Módulo de elasticidade da estaca

No método a solução da equação é realizada pela compatibilidade dos deslocamentos, assumindo que o recalque na base causa reação no segmento “ $n$ ”, então a força axial e o atrito lateral podem ser estimados baseado na compatibilidade entre deformação axial do segmento da estaca e o recalque do solo. O procedimento é repetido para calcular as reações para todos os segmentos, conforme os seguintes passos:

1. A resistência de ponta não é predefinida. A resistência de ponta é resolvida conforme a hipótese de assumir a base da estaca com um recalque  $z_b$ . Para o segmento “ $n$ ” tem-se  $p_n = q_p$  e  $z_n = z_b$ .

2. A força axial diferencial  $\Delta p$  do segmento “ $n$ ” é calculada conforme a Equação 9

$$\Delta p = U\Delta L\tau(z_b) \quad (9)$$

3. A deformação do elemento “ $n$ ”,  $\Delta z$  é descrita conforme a Equação 10

$$\Delta z = \frac{\left(P_n + \frac{\Delta P}{2}\right)\Delta L}{EA} \quad (10)$$

4. A diferença na força axial  $\Delta p$  é calculada novamente usando a média dos recalques entre  $Z_n$  e  $Z_{n-1}$  conforme a Equação 11.

$$\Delta p = U\Delta L\tau \left( z_n + \frac{\Delta z}{2} \right) \quad (11)$$

5. Os passos 2 e 4 são repetidos pela mudança do  $\Delta L$ , até a convergência entre sucessivos valores de  $\Delta p$ , calculados usando as Equações 9 e 11.
6. A força axial e o recalque agindo no segmento ( $n-1$ ) pode ser avaliada de acordo com as Equações 12 e 13.

$$P_{n-1} = P_n + \Delta P \quad (12)$$

$$Z_{n-1} = Z_n + \Delta Z \quad (13)$$

7. Os valores de  $P_{n-1}$  e  $Z_{n-1}$  são usados como ponto de partida para o próximo segmento.

## 2.6 Eficiência de grupo

As estacas em um sistema de fundação podem transmitir a carga da superestrutura de forma individual ou podem trabalhar em grupos aonde um bloco de coroamento é feito fazendo a ligação entre as estacas e geralmente o mesmo é apoiado no solo (Bowles, 1982).

Muito autores tem tentado determinar a capacidade de carga de um grupo, mas não tem sido tarefa fácil, uma vez que quando as estacas estão localizadas perto das outras, os diagramas de tensão se sobrepõem e a tensão em qualquer ponto é o somatório. O ideal seria que as estacas fossem espaçadas de tal modo que a capacidade de carga do grupo não fosse inferior a soma da capacidade individual das estacas. O espaçamento mínimo indicado (de centro a centro da estaca) é 2,5 D (D sendo o diâmetro da estaca) (Braja, 1995).

O comportamento de um grupo é usualmente representado por um fator de eficiência de grupo, definido como a razão da capacidade de carga da estaca do grupo pela capacidade de carga de uma estaca isolada.

Elaziz & Naggar (2014) comentam que apesar de estacas tubulares serem usadas em grupo, pouco estudo tem sido feito para avaliar os efeitos de grupo nesse tipo de estaca. Existem dados escassos sobre a eficiência e a interação entre microestacas com espaçamento definido. Quando se projeta microestacas como fundação profunda, segundo Mandolini et al. (2005) geralmente pode-

se analisar a eficiência de grupo ( $G_e$ ) para cargas verticais de acordo com a Equação 14.

$$G_e = \frac{Q_g}{P_g n} \quad (14)$$

Aonde:

$G_e$ : Eficiência experimental da estaca

$P_g$ : Capacidade de carga de uma estaca isolada

$n$ : Número de estacas

$Q_g$ : Capacidade de carga do grupo

Zuluaga (2015) analisou as estacas Alluvial Anker de Mendoza (2013) e observou que a eficiência de grupo pouco varia dependendo da configuração das estacas no bloco, obtendo valores médios de 1,06 e praticamente constantes. O autor utilizou as metodologias de eficiência usuais como o método empírico de Feld (1943) e Converse-Labarre que também serão abordados nessa pesquisa.

O método de Feld (1943) é um método simples e empírico. Consiste em reduzir 1/16 da capacidade de carga de cada estaca adjacente. Na Equação 15 tem-se o método de Feld sem a consideração do espaçamento entre estacas. Já na Equação 16 tem-se o método de Feld com a consideração do espaçamento.

$$n_{ef} = 1 - \frac{n e_v}{16} \quad (15)$$

$$n_{ef} = 1 - \theta \frac{(n_l - 1) m_c + (m_c - 1) n_l}{90 m_c n_l} \quad (16)$$

Aonde:

$n e_v$ : número das estacas vizinhas

$\theta$ : arco tangente do diâmetro dividido pela distância entre eixos

$n_l$ : número de linhas da estaca

$m_c$ : número de colunas

$n_{ef}$ : Eficiência

Prakash & Sharma (1990) declararam um espaçamento ótimo de 3 vezes a 3,5 vezes o diâmetro da estaca. Os autores comentam ainda que o comportamento de uma estaca no grupo se aproxima do comportamento de uma estaca isolada para um espaçamento maior do que 7 vezes o diâmetro. Elaziz & Naggar (2014) também afirmam que em microestacas, um espaçamento de 8 vezes o diâmetro equivale a uma eficiência de 1,0.

Ismael (2001) apud Abdrahem & Hesham El Naggar (2018) conduziu testes em campo, em estacas escavadas, para examinar o comportamento de estacas isoladas e estacas em grupo submetidas a carregamento axial em areias médias cimentadas. Foram analisados grupos de 5 estacas instaladas com espaçamento de 2 vezes o diâmetro e 3 vezes o diâmetro. Ele reportou que o fator de eficiência de grupo tinha uma faixa entre 1,22 a 1,93. Observa-se que nesse caso o fator de eficiência foi maior que 1,0, a razão disso é porque em areias existe uma compactação de zonas de solo, criados ao redor da estaca durante a execução da fundação (Braja, 1995).

Dai et al. (2012) concluíram que a resposta de um grupo com 2 estacas (estacas escavadas), se apresentou muito similar a uma estaca isolada. Isto foi verificado com base nos valores unitários de resistência lateral, significando que a interação entre as duas estacas analisadas foi praticamente nula. Já para os grupos de 4 e 9 estacas foi observado uma importante interação entre estacas, com resultados variando de 0,94 a 1,08. O autor afirmou que os espaçamentos das estacas foram mais importantes para configurar o efeito de grupo do que os diferentes comprimentos analisados das estacas.

Lin li et al. (2020) em seu estudo concluiu que a rigidez dos grupos de estaca geralmente aumenta quando o número de estacas no grupo diminui e quando o diâmetro no grupo também diminui. Bezerra (2003) também verificou que a redução no número de estacas no grupo e o aumento do espaçamento das estacas diminuem o efeito de grupo e que os efeitos de interação no grupo reduzem a rigidez em até 70% das estacas isoladas do grupo, principalmente a que se encontra no centro do bloco.

Os autores Silva & Cintra (1996) apud Cerqueira (2009) realizaram provas de carga no campo experimental de fundações da USP, São Carlos, em estacas escavadas. As provas de carga em grupo apresentaram as seguintes configurações: um grupo de duas estacas em linha (1x2), um grupo de três estacas em linha (3x1), um grupo de três estacas em triângulo e um grupo de quatro estacas em quadrado (2x2). Todas as estacas são do tipo broca com 25 cm de diâmetro, 6 metros de comprimento e espaçamento entre as estacas de 3 vezes o diâmetro. Subsolo composto por areia argilosa. Foi encontrado para o grupo de duas estacas (2x1) a eficiência experimental de 0,90, para o grupo (3x1) a eficiência de 0,92, para o grupo de 3 estacas em triângulo o fator de eficiência de

1,09 e para o grupo de 4 estacas em quadrado (2x2) o valor de eficiência foi de 0,97.

Cerqueira (2009) apresentou os resultados de Andrade (2009), de uma obra do viaduto de Feira de Santana aonde foi utilizada a fundação em estaca hélice contínua com diâmetro de 60 cm, carga de trabalho de 90 tf e espaçamento de 1,50 m. Os grupos analisados por Andrade (2009) foram: um grupo de quatro estacas em quadrado (2x2) e um grupo retangular (2x10). Para o grupo de quatro estacas (2x2) foi obtida uma eficiência de 1,0 e para o grupo de 20 estacas (2x10) uma eficiência de 0,86. Observa-se que nessa situação os diâmetros das estacas são maiores aproximadamente o dobro das estacas analisadas por Silva & Cintra (1996) e os fatores de eficiência obtidos foram menores, mesmo considerando o espaçamento entre as estacas maiores.

O autor Cerqueira (2009) comenta que mesmo tendo as configurações de grupo de estacas, com seu diâmetro, espaçamento e número de estacas, percebe-se que para solos com características distintas a eficiência de grupo (para grupos de mesma configuração) é praticamente a mesma, uma vez que as equações de eficiência não levam em consideração fatores importantes como tipo de solo, características intrínsecas e comprimento das estacas. O autor também comenta que o grupo de (2x10) reduziu significativamente a eficiência de grupo em função do grande número de estacas e que desconsiderar esse efeito de grupo em grupos com grande número de estacas pode conduzir projetos de fundações com erros significativos.

Juran et al. (1999) concluiu que as técnicas de construção de microestacas afetam muito a capacidade de carga. Portanto, o projeto de sistemas de microestacas dependem essencialmente de testes de carregamento que são de suma importância para avaliação e otimização de projeto e construção desse tipo de fundação. O fator de eficiência de grupo, para microestacas, é altamente dependente de uma variedade de fatores, em particular as técnicas de instalação.

O autor Cerqueira (2009) afirma que as equações existentes para o cálculo de eficiência de grupo apresentam limitações e que é melhor realizar avaliações por meio de resultados de provas de carga.

## 2.7 Sumário da revisão bibliográfica

Essa pesquisa teve como objetivo estudar as microestacas injetadas autoperfurantes no solo tropical de Brasília, caracterizado por ser laterítico e passível ao fenômeno de “colapso”. A revisão bibliográfica levantou as características do processo construtivo e as vantagens para se utilizar esse tipo de fundação como uma alternativa técnica. Assim, essa pesquisa busca complementar o conhecimento das microestacas autoperfurantes e sua influência no solo tropical de Brasília.

O foco dessa dissertação é analisar a influência das características executivas das microestacas injetadas autoperfurantes em termos de pressão de injeção, diâmetro e comprimento e também explicar como elas se comportam no solo colapsível de Brasília.

A revisão bibliográfica elenca que a pressão de injeção pode provocar um aumento de resistência na estaca por meio do atrito lateral, e que geralmente se despreza a capacidade de carga da ponta (Dringenberg, 1990; Alonso, 1996; Saes, 1996; Sadalla Neto et. al, 1998; Shong & Chung, 2003).

Verifica-se na literatura que a injeção da calda de cimento do solo pode ocasionar em melhorias significativas no comportamento mecânico da estaca. Contudo podem ocorrer casos em que a pressão de injeção resulta em ruptura hidráulica do solo e assim não acontece um acréscimo da capacidade de suporte da fundação (Branco, 2006). Cunha (2011) apresenta em sua pesquisa que o solo de Brasília geralmente apresenta melhoria de comportamento mecânico para valores de pressão de injeção de até 200 kPa.

O diâmetro da estaca também é uma parcela importante na capacidade de carga resistente das estacas. Verifica-se na literatura que existe uma tendência de aumento da capacidade resistente para diâmetros de furos menores tanto à compressão quanto à tração. Estacas com diâmetros menores possuem tendência a ter maiores capacidade de carga, como mostra-se nas pesquisas de Gómez et al. (2005), Veludo (2012), Abdrahem & Heshan El Naggar (2018).

Na presente pesquisa busca-se confirmar se o aumento da pressão de injeção em microestacas, no solo colapsível de Brasília, para pressões de injeção maiores que 200 kPa, realmente apresenta efeitos pouco significativos no aumento da capacidade de carga das microestacas. Ademais, busca-se analisar se o valor de 200 kPa de pressão de injeção confirma-se como tecnicamente mais vantajoso. Esse objetivo será atingido por meio da análise dos resultados das provas de carga em estacas instrumentadas.

A respeito do comprimento das estacas, é importante que se conheça as características geotécnicas do solo aonde as estacas serão inseridas, zonas geológicas e cota de apoio. Busca-se verificar se estacas mais longas apresentam maiores capacidade de carga, no solo de Brasília.

Como se deseja verificar a influência de parâmetros de execução no comportamento das estacas, foi também apresentada a revisão da literatura sobre a eficiência de grupo de estacas, Assim, busca-se entender como funciona a eficiência de grupo de microestacas no solo de Brasília.

### **3 METODOLOGIA**

Neste capítulo descrevem-se os métodos que foram utilizados para se alcançarem os objetivos dessa pesquisa incluindo a localização do campo experimental da Solotrat, a caracterização do campo experimental e a instrumentação.

#### **3.1 Local de estudo: campo experimental da Solotrat**

Os estudos para essa pesquisa foram realizados na empresa Solotrat Engenharia Geotécnica. A empresa fica localizada no endereço: SMAS Conjunto A1 – Lote 6 SIA Guarã SIA – Guarã, Brasília-DF.

Na Figura 14 tem-se o mapa esquemático com a localização de Brasília, pontos cardeais e escala. Tem-se também o campo experimental da Solotrat com as devidas zonas geotécnicas: Zona A e Zona B, definidas conforme os ensaios de SPT realizados em campo. Os números romanos I, II e descrevem as áreas onde foram feitos os ensaios de prova de carga realizados por Mendoza (2013) e as provas de carga realizadas nessa pesquisa.



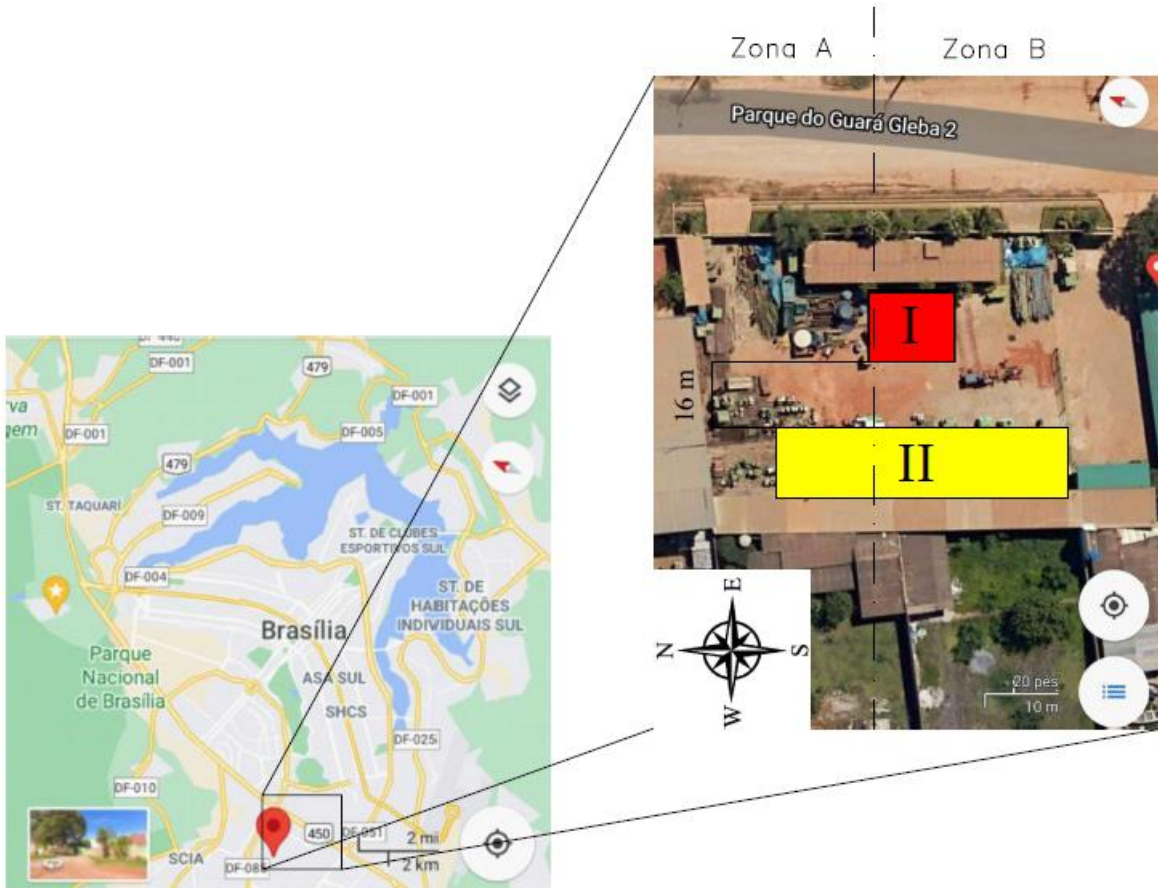


Figura 14. Localização do campo experimental da Solotrat.

Na Figura 15 tem-se os ensaios realizados por Mendoza (2013) no campo experimental da solotrat. O autor realizou ensaios de prova de carga em grupos de estacas Alluvial Anker, ensaios SPT e DMT.

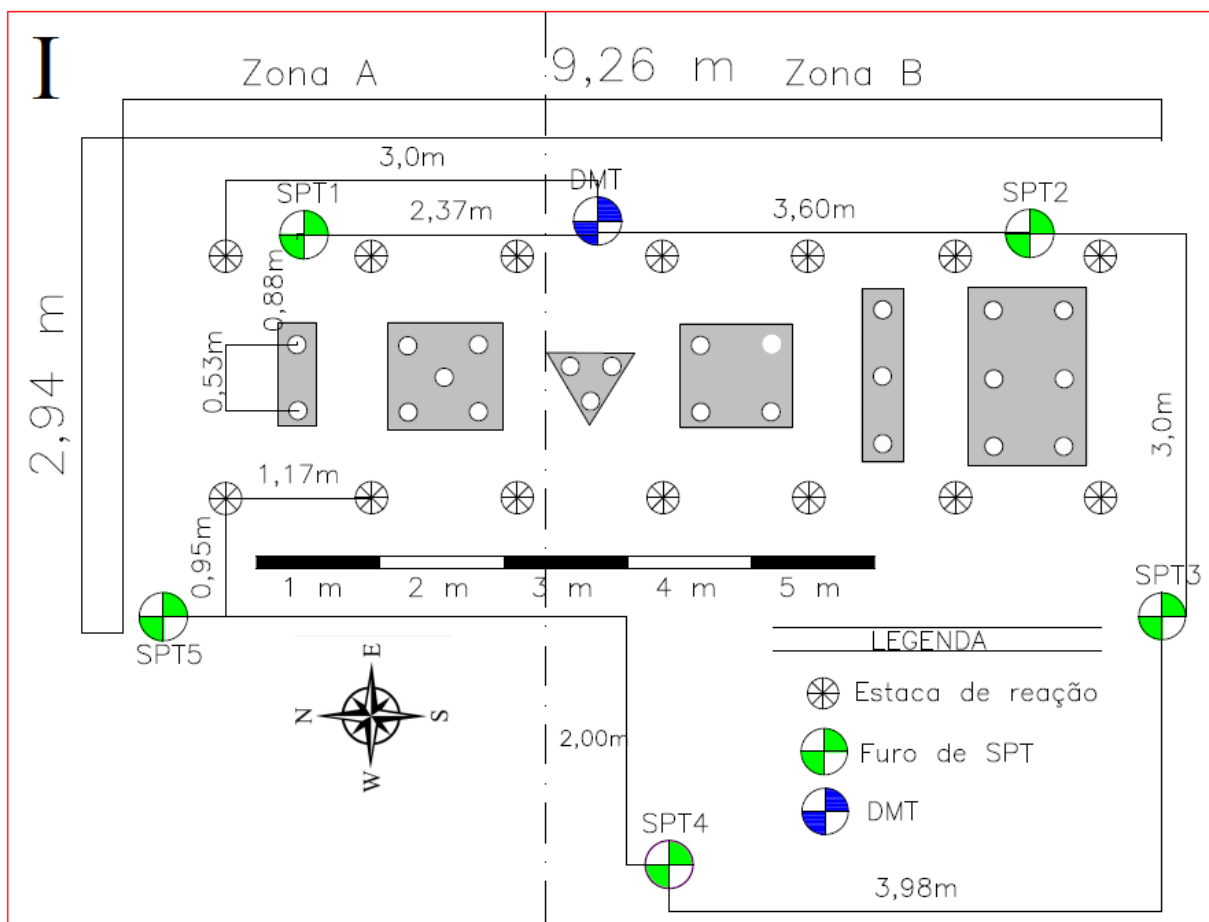


Figura 15. Provas de carga, ensaios SPT e DMT realizados por Mendoza (2013).

Para a presente pesquisa, além da utilização dos dados apresentados no trabalho de Mendoza (2013), foram executadas 8 provas de carga em estacas isoladas com diâmetros variando de 20 cm a 26 cm, comprimento das estacas de 8 a 12 m e pressão de injeção variando de 200 a 250 kPa.

Nas provas de carga realizadas nessa pesquisa, foram avaliadas microestacas tubulares autopercutoras, ressalta-se que algumas dessas estacas foram instrumentadas, objetivando entender melhor o comportamento diante das cargas aplicadas. As estacas instrumentadas foram realizadas da seguinte maneira: uma estaca isolada de diâmetro de 26 cm, comprimento de 8 m e pressão de injeção de 200 kPa; uma estaca do grupo de 2 estacas; uma estaca do grupo de 3 estacas; uma estaca do grupo de 4 estacas e uma estaca do grupo de 5 estacas. Para os grupos de estacas, todas apresentaram as seguintes características: 20 cm de diâmetro, 8 m de comprimento e 200 kPa de pressão de injeção.

O espaçamento entre as estacas foi definido como maior ou igual a 3 vezes o diâmetro da estaca (obedecendo sempre o comprimento mínimo entre eixos igual a 0,60 m). Esse espaçamento é amplamente utilizado e está de acordo com o adotado na literatura, como por exemplo FHWA (2005), Bruce et al. (2005), Ismael (2001) e Dai et al. (2012).

As provas de carga foram realizadas com carregamento rápido, segundo a NBR 12131-06. Os incrementos de carga foram iguais e não superiores a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada.

Na Figura 16 pode-se verificar as estacas isoladas numeradas de 1 a 8 e estacas em grupo: Grupo de 2 estacas ( $G_2$ ), Grupo de 3 estacas ( $G_3$ ), Grupo de 4 estacas ( $G_4$ ) e Grupo de 5 estacas ( $G_5$ ). A Tabela 4 informa as características das estacas.

Tabela 4. Resumo do número das estacas e suas características.

Nº da estaca	Pressão de injeção (kPa)	Comprimento (m)	Diâmetro (m)
1	250	8	0,20
2	250	8	0,26
3	200	12	0,20
4	200	8	0,20
5	200	12	0,26
6	200	8	0,26
7	200	8	0,26
8	200	8	0,20
$G_2$	200	8	0,20
$G_3$	200	8	0,20
$G_4$	200	8	0,20
$G_5$	200	8	0,20

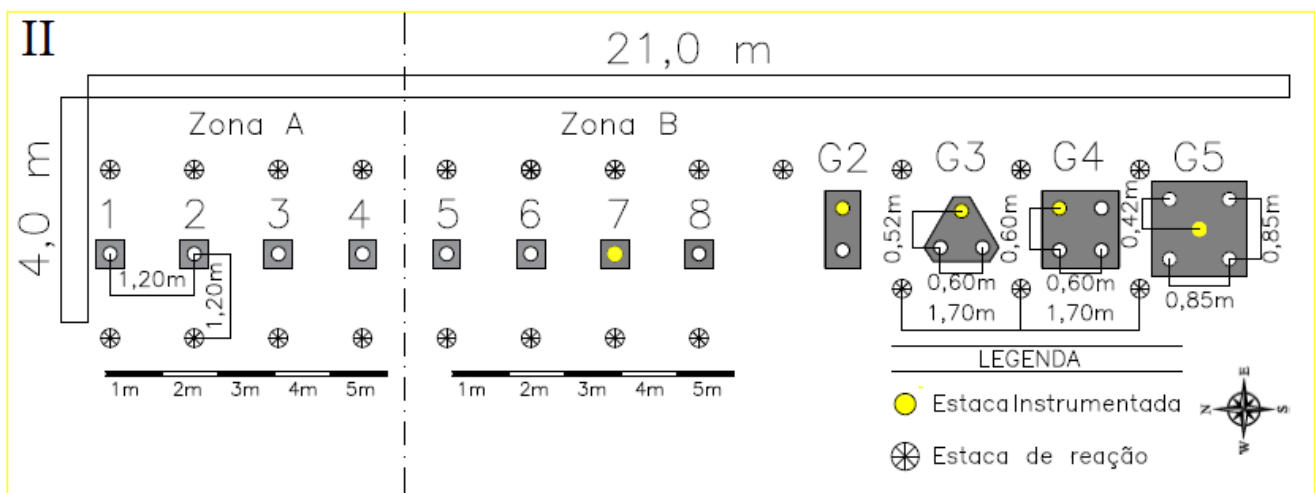


Figura 16. Estacas isoladas numeradas de 1 a 8 e grupo de estacas numerados de 2 a 5.

Por meio dos ensaios SPT, SPT-T e DMT Mendoza (2013) reconheceu cinco camadas principais no campo experimental da Solotrat. A primeira camada de 0 a 5 m, possui uma argila arenosa na cor vermelha com consistência mole, aderência pegajosa e presença de plasticidade. O lençol freático está a 4,5 m de profundidade.

A segunda camada vai até 8 m, composta por silte arenoso na cor marrom, consistência

média, aderência ligeiramente pegajosa e ligeiramente plástico. A terceira camada de 8 a 9 m, apresenta uma argila siltosa de cor branca e consistência dura, não plástico e pegajoso.

Após os 9 m encontra-se um silte arenoso de consistência média, ligeiramente plástica e cor marrom escuro. Dos 14,5 m até o final da perfuração, encontrou-se um silte arenoso de cor amarela e consistência rija, aderência ligeiramente pegajosa e ligeiramente plástica (Mendoza, 2013).

Na Figura 17 tem-se a representação gráfica das camadas de solo do campo experimental da Solotrat, corte transversal do terreno, indicação da Zona geológica A, B, C, camadas do terreno, estacas isoladas, estacas em grupo e estacas de reação. O espaçamento entre as estacas isoladas é de 6 vezes o diâmetro da estaca (para uma estaca de 200 mm de diâmetro). Nessa figura tem-se o valor de SPT médio correspondente a cada camada. Esses ensaios SPTs foram realizados no campo experimental da Solotrat por Mendoza (2013).

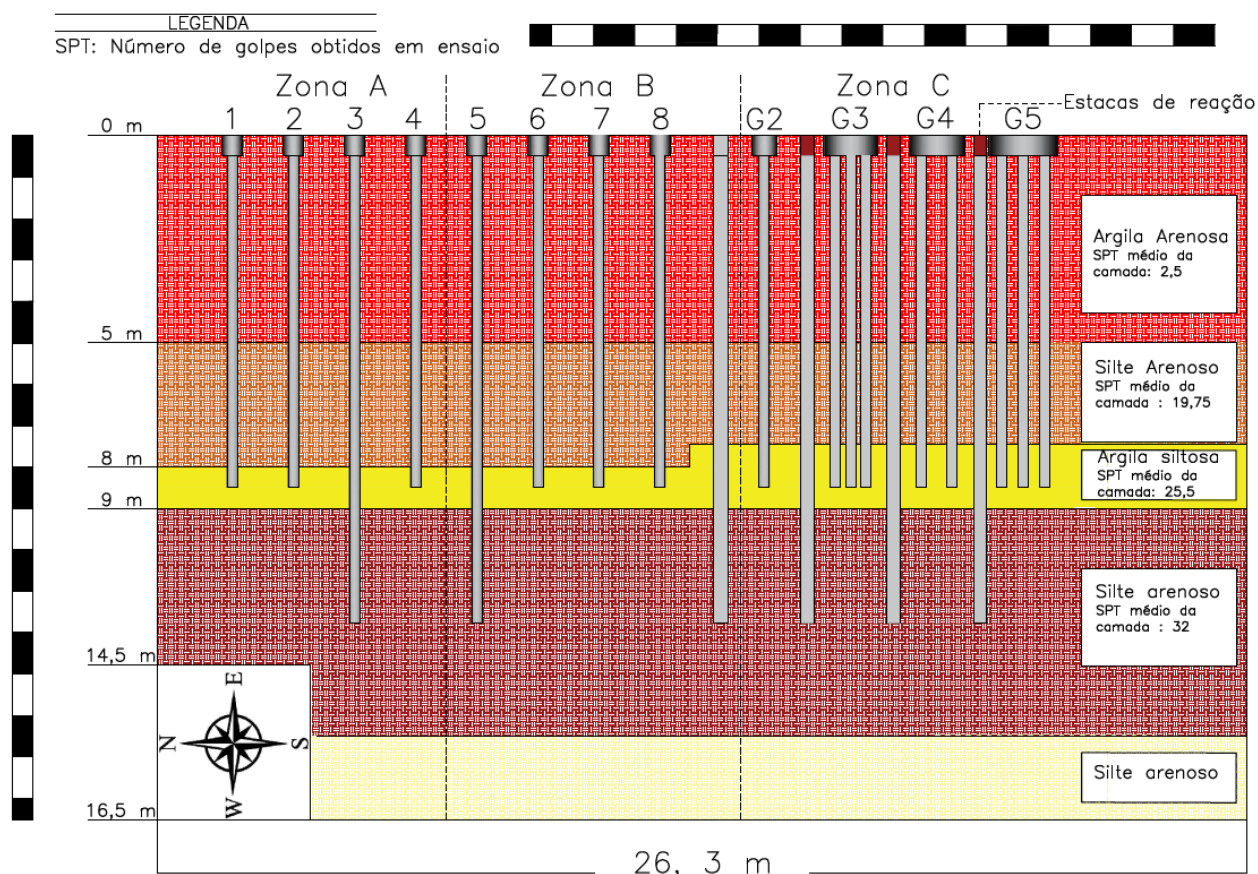


Figura 17. Corte transversal do terreno da Solotrat e indicação das estacas isoladas e estacas em grupo.

### 3.2 Instrumentação e prova de carga

Para se realizar a instrumentação foi utilizada uma barra de aço CA-50 com 16 mm de diâmetro e 8 m de comprimento. Foram instalados 4 extensômetros elétrico-resistivos “strain

gages” ao longo da barra, obedecendo as distâncias de projeto conforme informa na Figura 18.

Os “*strain gages*” funcionam de acordo com a variação de sua resistência elétrica que é função da sua deformação (Castro Neto, 2021). Assim, quando a barra de aço (na qual o extensômetro está colado) é submetida a deformações devido ao carregamento da estaca, tais deformações causam variações na resistência do extensômetro, que por sua vez altera a diferença de potencial elétrico lida pelo sistema de aquisição. O sistema de aquisição converte a variação do sinal elétrico em valores de deformação e assim pode-se obter informações sobre o comportamento da estaca e a transferência de carga ao longo do fuste.

Albuquerque (2001) também comenta que os “*strain gages*” são muito utilizados em estudos experimentais porque possuem alta precisão, resposta dinâmica e linearidades excelentes, podem ser imersos em água ou exposto a gases corrosivos (desde que sejam feitos os tratamentos adequados) e pode-se fazer medidas à distância.

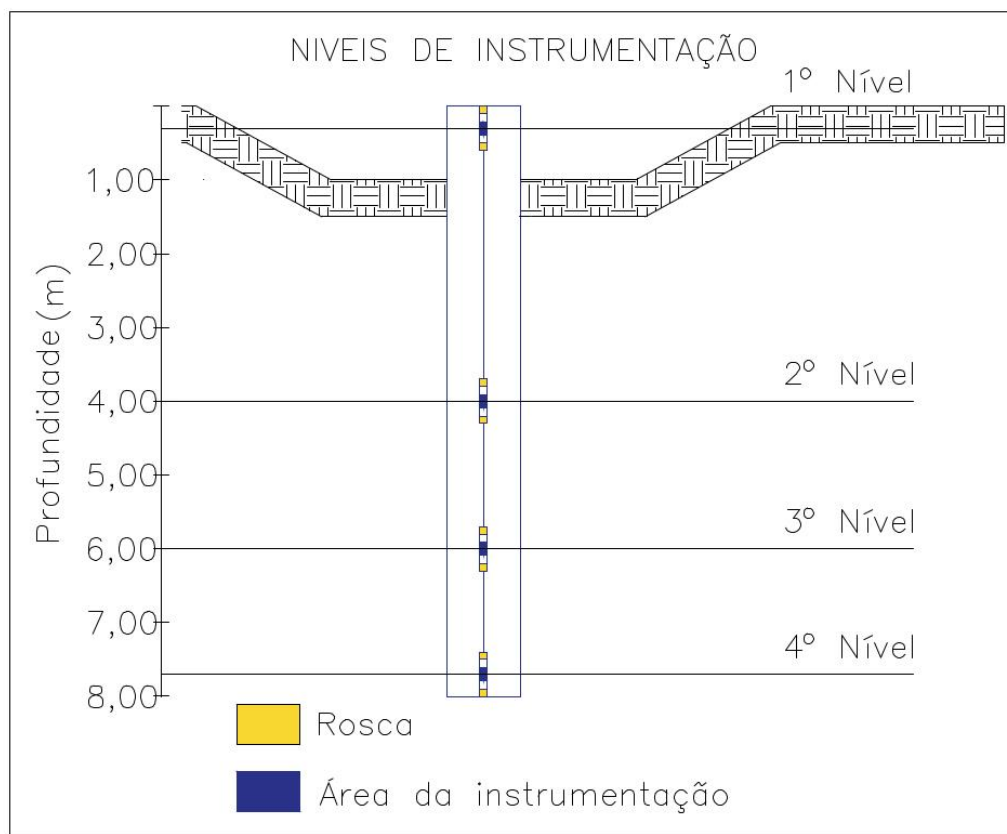


Figura 18. Projeto genérico da instrumentação das microestacas tubulares realizadas pela Solotrat (2018).

Foi também utilizado material para proteção contra a umidade e um tubo de PVC de 25 mm para proteger a instrumentação (apenas nos trechos dos “*strain gages*”). Foi considerado um sistema de união da instrumentação do tipo de sistema de roscas (com 5 cm) nas pontas das barras.

Os “*strain gages*” foram distribuídos em 4 níveis da seguinte forma: um perto da superfície, o seguinte espaçado de 3,1 m, o seguinte espaçado em 1,4 m do anterior, e o último mais perto da base da estaca espaçado 1,1 m do anterior e cerca de 30 cm acima da ponta da estaca.

Na Figura 19 é possível verificar o projeto da instrumentação e os seus respectivos níveis de profundidade. É a primeira vez que foram instrumentadas microestacas tubulares autoperfurantes em Brasília (com fins acadêmicos). No Detalhe “B” pode-se verificar a vista interna do tubo *Schedule* de aproximadamente 63,5 mm de diâmetro e dentro dele uma barra instrumentada de 16 mm. Pode-se verificar nos detalhes “A” e “B” que foi utilizado um tubo de PVC e um material para proteção contra umidade envolvendo a região dos “*strain-gauges*”.

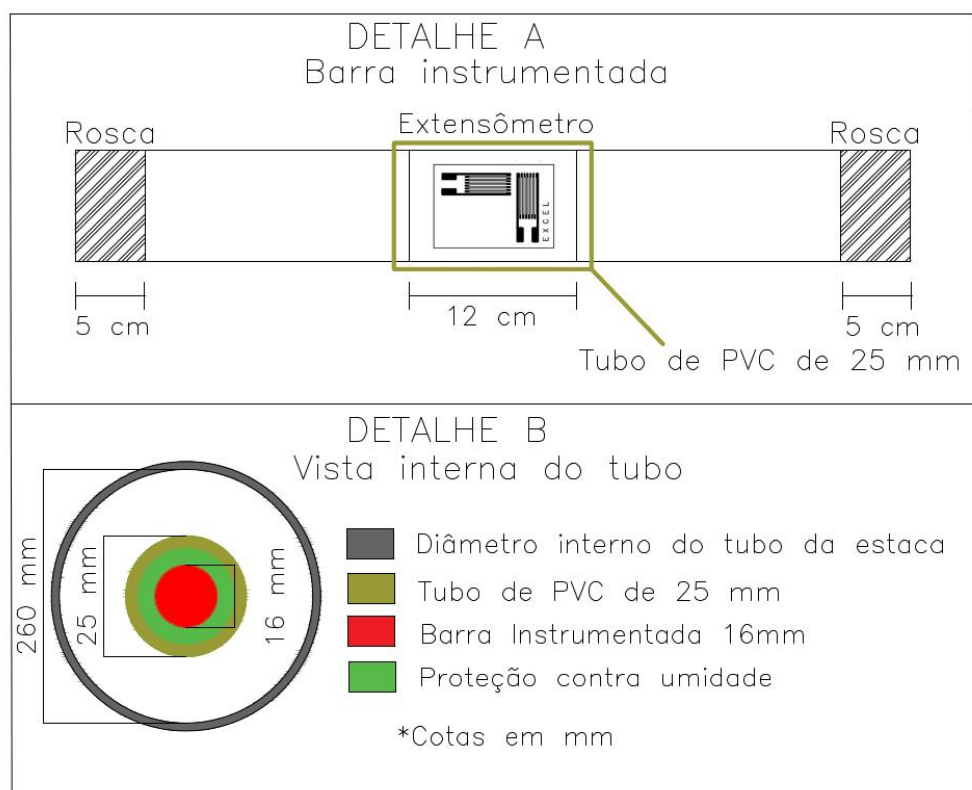


Figura 19. Detalhamento da instrumentação.

Antes de iniciar os ensaios de prova de carga, foram analisadas as conexões da instrumentação para constatar a funcionalidade delas, uma vez que a instrumentação foi realizada em 2018. Para isso, foi utilizado o multímetro nos cabos e feito a leitura de resistência deles. A leitura das resistências do circuito com o multímetro foi considerada adequada.

Para realizar a aquisição de dados da instrumentação foi utilizado o *hardware* “*Spider 8*”, que é um sistema controlado por computador e utilizou para essa pesquisa apenas quatro canais de medições por dispositivo básico (referentes aos quatro níveis de instrumentação na estaca). A Figura

20 mostra uma foto da leitura de resistência dos fios com o multímetro a fim de verificar a integridade da instrumentação.



Figura 20. Leitura de resistência dos fios da instrumentação em campo.

Na Figura 21 tem-se o esquema da prova de carga na vista longitudinal, na qual observa-se o posicionamento dos extensômetros, vigas de reação, placas de aço, macaco hidráulico e estacas de reação. A Figura 22 mostra o mesmo esquema da prova de carga em vista transversal. Na prova de carga de estacas individuais, foi utilizado a célula de carga para controlar a carga de topo e para estacas em grupo foi calibrado um manômetro para controlar a aplicação de carga.

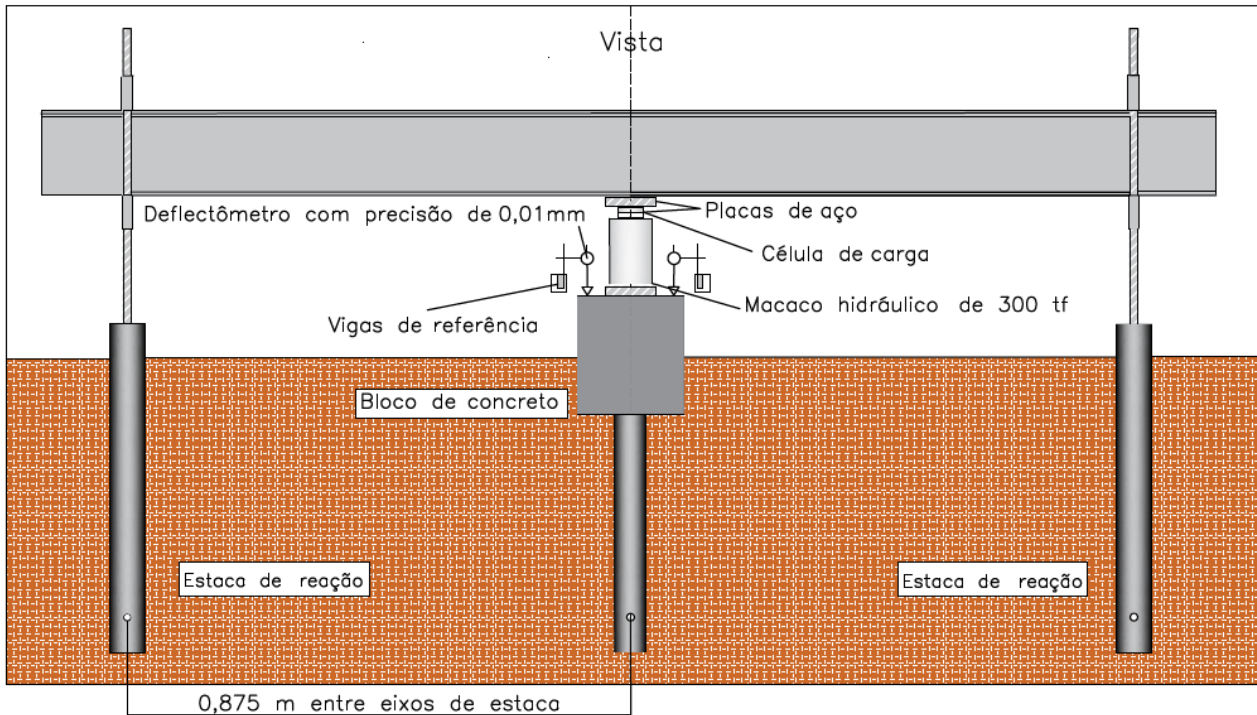


Figura 21. Esquema da prova de carga. Corte longitudinal.

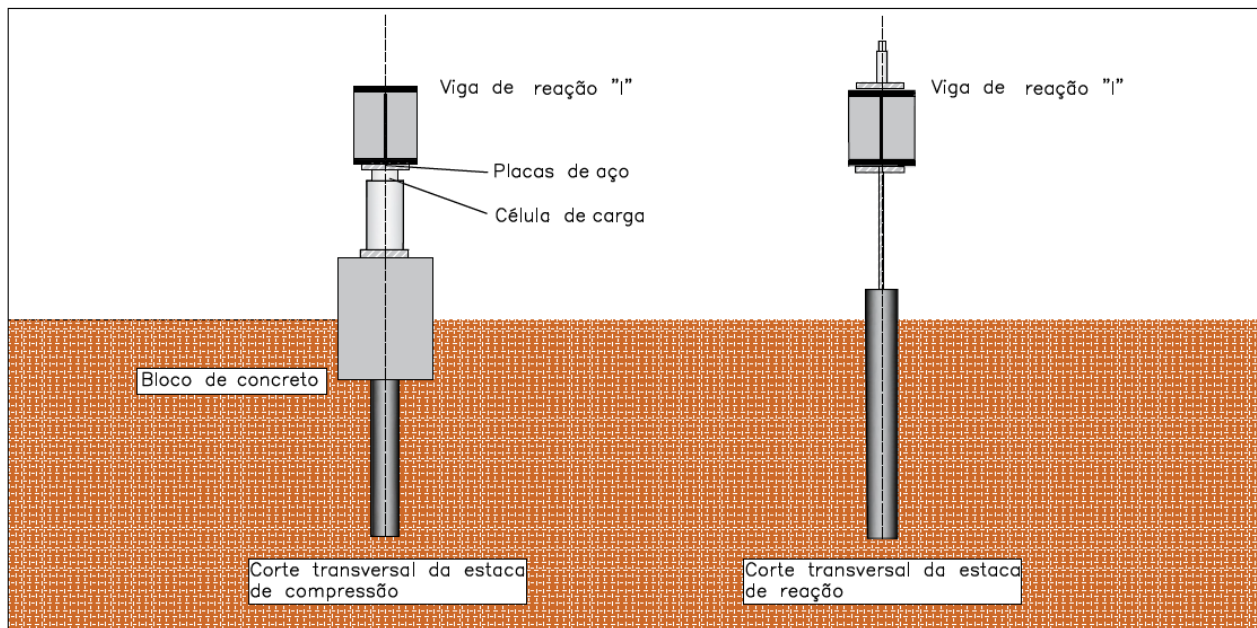


Figura 22. Esquema de prova de carga. Corte transversal

Na Figura 23 tem-se os defletômetros utilizados para fazer a leitura do recalque durante a prova de carga. Foram utilizados 4 defletômetros analógicos para medir o recalque (depois foi realizada uma média entre eles) no carregamento de compressão, e 2 defletômetros para avaliar as estacas de reação, na solicitação de tração.





Figura 23. Posicionamento dos deflectômetros para se realizar a prova de carga.

Na Figura 24 tem-se o posicionamento das vigas de reação e toda a estrutura para se realizar a prova de carga do grupo de 4 estacas.



Figura 24. Equipamentos para se realizar a prova de carga do grupo de 4 estacas.

Na Figura 25 tem-se o posicionamento das vigas de reação e toda a estrutura para se realizar a prova de carga do grupo de 5 estacas. Pode-se verificar também a disposição de todos os grupos de estaca na imagem.



Figura 25. Equipamentos para se realizar a prova de carga do grupo de 5 estacas e a disposição dos outros grupos de estaca (estaca isolada,  $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_4$  e  $G_5$ ).

### 3.3 Caracterização do campo experimental da Solotrat: ensaios laboratoriais e ensaios de campo

Para realizar o estudo do comportamento mecânico do solo, Mendoza (2013) coletou duas amostras em blocos de dimensões 30 cm x 30 cm x 30 cm à 3 m de profundidade localizadas ao redor do campo experimental. Dessas amostras o autor fez ensaios de caracterização, ensaios de comportamento mecânico, ensaios de cisalhamento e compressão triaxial.

O solo foi caracterizado como argila mole porosa colapsível, típica da cidade de Brasília, nos primeiros 5 m do campo experimental. Na Tabela 5 mostram-se os resultados de  $I_p$  (índice de plasticidade),  $\gamma_s$  (peso específico), porcentagem de areia, silte e argila do material (sem defloculante). Na Tabela 6 tem-se a caracterização geotécnica do campo experimental da UnB, que foi caracterizada por Sales (2000), Guimarães (2002) e Mota (2003) através de ensaios laboratoriais e ensaios de campo do tipo SPT, CPT e DMT. O solo da UnB apresenta um perfil típico de solo da região do Distrito federal e bem similar ao solo da empresa Solotrat, mesmo estando distantes cerca de 18 km.

Tabela 5. Caracterização do material por Mendoza (2013).

Prof. (m)	$I_p$ (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
0-5 (Argila)	12,0	14,8	16,4	11,3	72,3

Tabela 6. Parâmetros obtidos do campo experimental da UnB (Caracterização geotécnica). Mendoza (2013) apud Guimarães (2002).

Parâmetro	Símbolo Unidade	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m
Peso específico sólidos	$\gamma_s$ , (kN/m <sup>3</sup> )	26,8	26,7	26,1	25,9	26,9	25,7	26,5	26,2	27,1	27,6
Peso específico seco	$\gamma_d$ , (kN/m <sup>3</sup> )	10,3	10,4	11,4	11,4	11,9	11,9	12,8	13,86	13,8	13,2
Peso específico	$\gamma$ , (kN/m <sup>3</sup> )	13,3	13,6	14,6	14,4	14,9	14,3	15,4	18,0	17,7	17,5
Índice de vazios	$e_0$ , -	1,6	1,5	1,2	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
Porosidade	$n_0$ , %	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	49,0	51,9
Grau de saturação	S, %	49,9	54,5	57,6	54,4	54,9	45,9	51,6	80,8	82,1	83,2
Limite de liquidez	$w_l$ , %	38,0	36,0	39,0	41,0	45,0	44,0	46,0	43,0	44,0	46,0
Limite de plasticidade	$w_p$ , %	28,0	26,0	29,0	29,0	34,0	33,0	35,0	34,0	26,0	30,0
Índice de plasticidade	$I_p$ , %	10,0	10,0	10,0	12,0	11,0	11,0	11,0	9,0	18,0	16,0
Índice de compressibilidade	$C_c$ , -	0,52	0,6	0,47	0,5	0,48	0,4	0,32	0,25	0,078	0,12
Índice de recompressão	$C_s$ , -	-	0,02	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,03	0,048
Tensão de Pré-consolidação	$\sigma'_{pa}$ , kPa	30,0	33,0	57,0	57,0	80,0	100,0	98,0	107,0	150,0	156,0
Razão de pré-consolidação	OCR, -	2,3	1,2	1,0	1,0	1,1	1,2	1,0	0,9	1,1	1,0

A Figura 26 representa graficamente as variáveis de: peso específico e índice de vazios do solo ao longo da profundidade, já a Figura 27 representa a porosidade e o índice de plasticidade do solo ao longo da profundidade. A Figura 28 representa o grau de saturação do solo ao longo da profundidade.

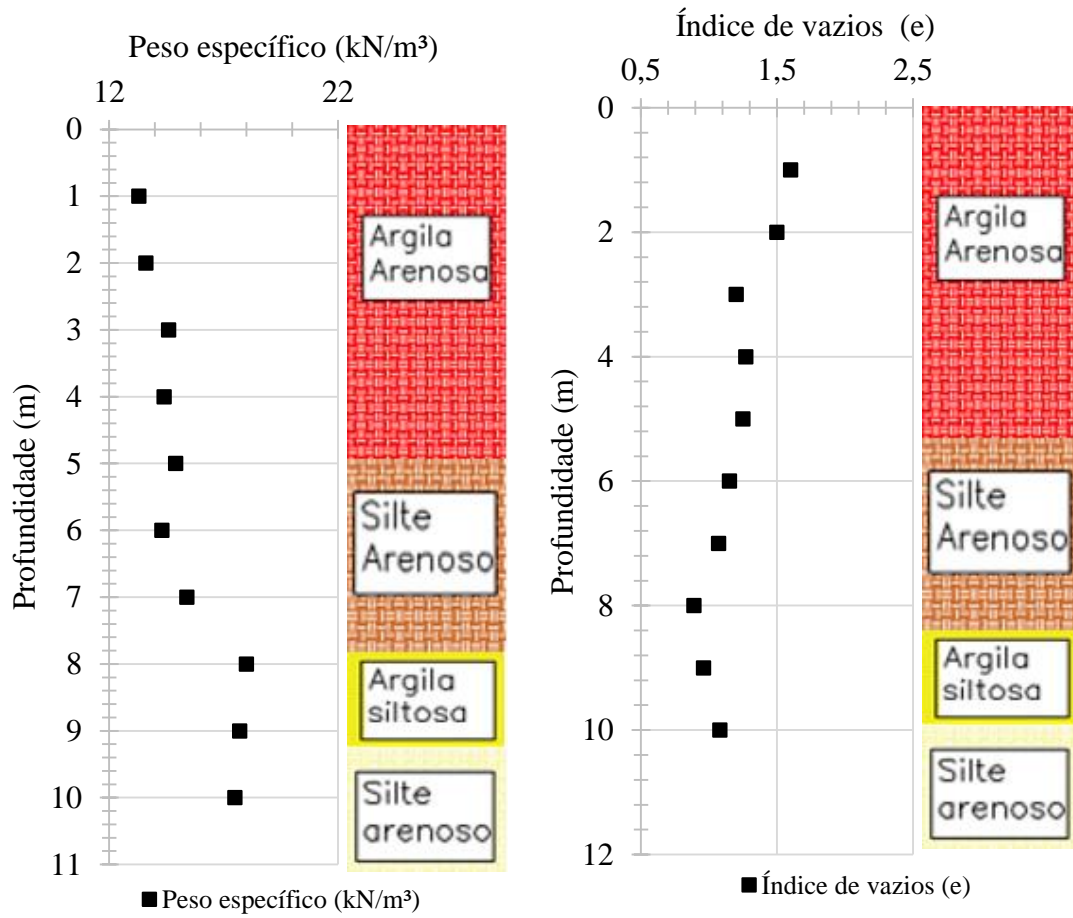


Figura 26. Peso específico e índice de vazios.

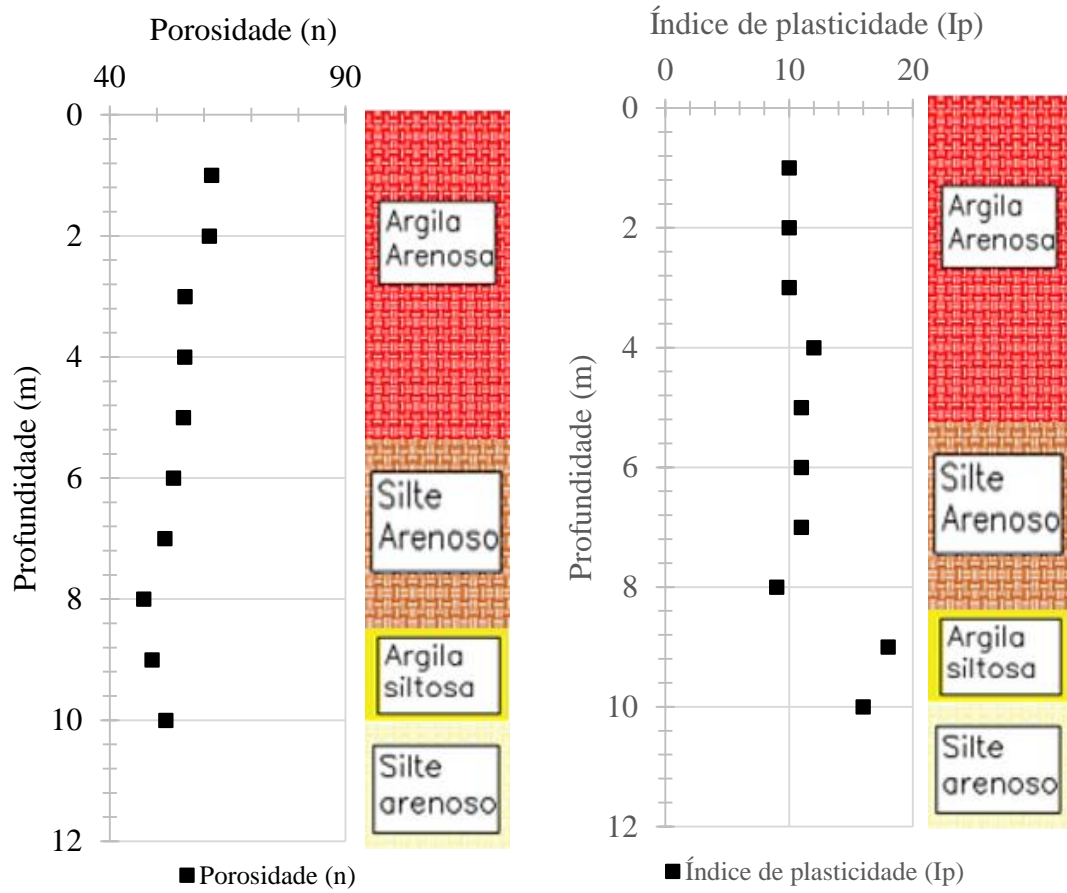


Figura 27. Porosidade e índice de plasticidade.

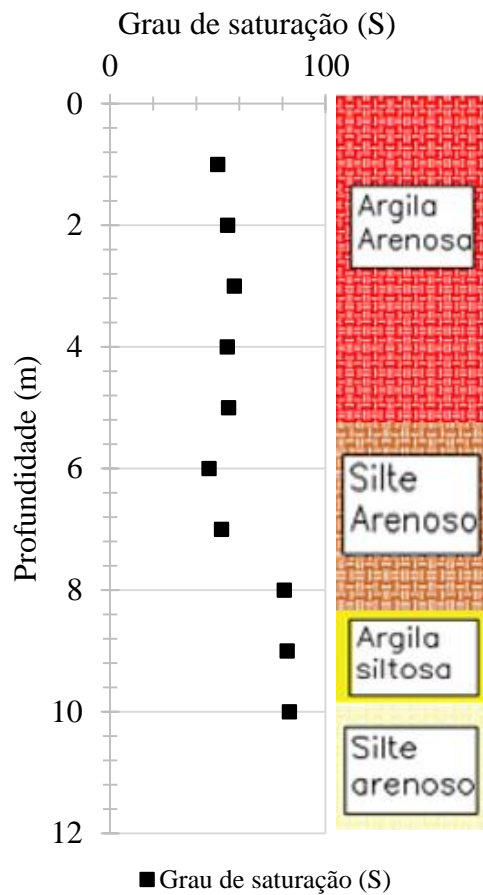


Figura 28. Grau de saturação.

Mendoza (2013) obteve os parâmetros: ângulo de atrito, módulo de elasticidade, coesão e coeficiente de Poisson através de ensaios de campo, testes laboratoriais e correlações empíricas. Os dados foram complementados com os do campo experimental da UnB que possui a mesma estrutura geológica e geotécnica do campo experimental da Solotrat.

Afim de obter os parâmetros mecânicos, Mendoza (2013) realizou ensaios de compressão triaxial não drenado (CIU) e drenado (CID). Do ensaio triaxial não drenado é obtido o módulo de elasticidade inicial e tangente definido como a inclinação da parte linear da curva de deformação axial *versus* tensão desviadora.

Para definir o parâmetro de coesão, Mendoza (2013) usou faixas de variação de valores indicados pelos autores Mota (2003), Araki (1997) e Perez (1997) que estudaram o campo experimental da Universidade de Brasília em diferentes profundidades. Esse valor foi obtido do ensaio triaxial.

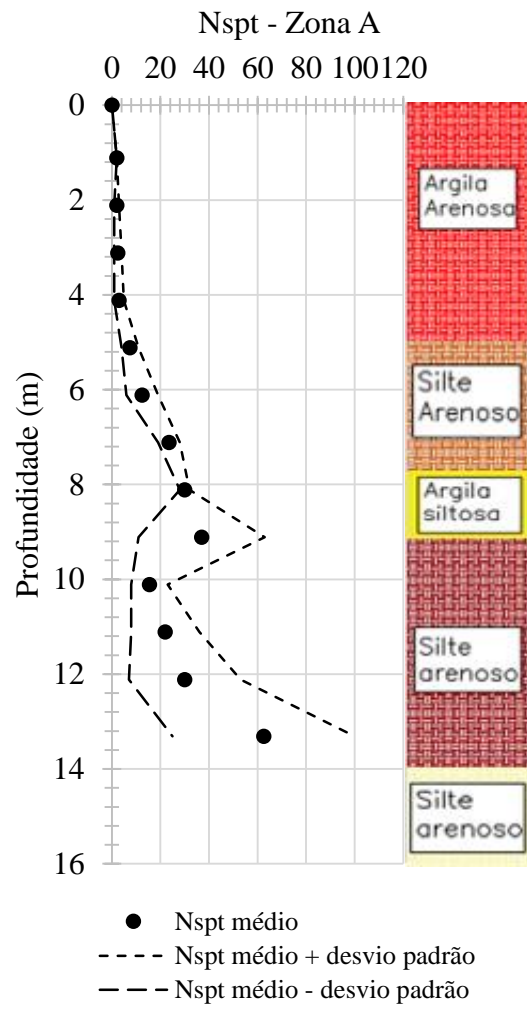
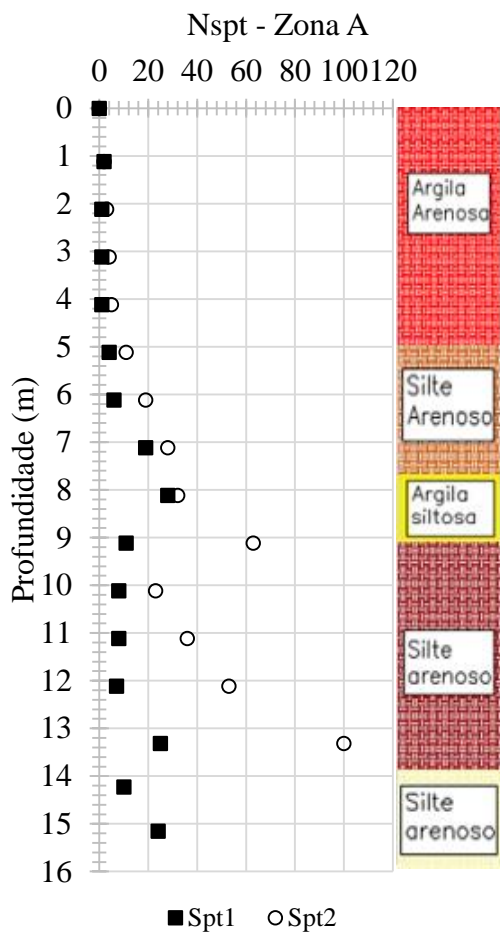
Na Tabela 7 tem-se o resumo das perfurações, tipologia, data, profundidade máxima e o motivo da paralisação dos ensaios de SPT, SPT-T e DMT. Após a realização do ensaio SPT, foi realizado o ensaio SPT-T que consiste em aplicar um torque ao amostrador (o que determina um atrito lateral entre o amostrador e o solo).

Tabela 7. Resumo dos ensaios de campo feitos no campo experimental da Solotrat.

Ensaio	Zona geológica	Data	Profundidade máxima (m)	Motivo da paralisação
SPT 1	A	18/05/2011	15	SPT>60 Golpes
SPT 2	B	20/05/2011	15	SPT>60 Golpes
SPT 3	B	16/11/2010	13	SPT>60 Golpes
SPT 4	B	17/11/2010	13	SPT>60 Golpes
SPT 5	A	18/11/2010	13	SPT>60 Golpes
SPT - T1	A	18/05/2011	15	SPT>60 Golpes
SPT - T2	B	20/05/2011	15	SPT>60 Golpes
DMT	B	03/07/2011	8	Inclinação excessiva das hastes

Na Figura 29, na Figura 30 e observam-se os resultados dos ensaios tipo SPT, incluindo os valores de  $N_{spt}$  médio e seus respectivos coeficientes de variação.





Coeficiente de variação (%) - Zona A

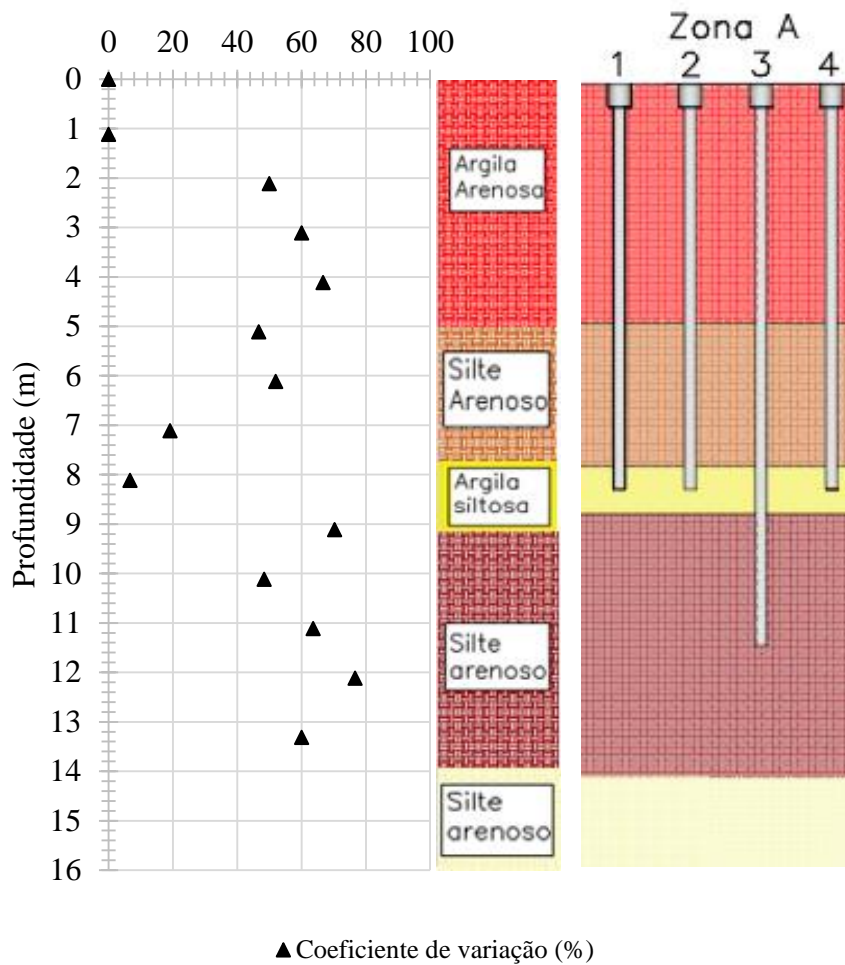
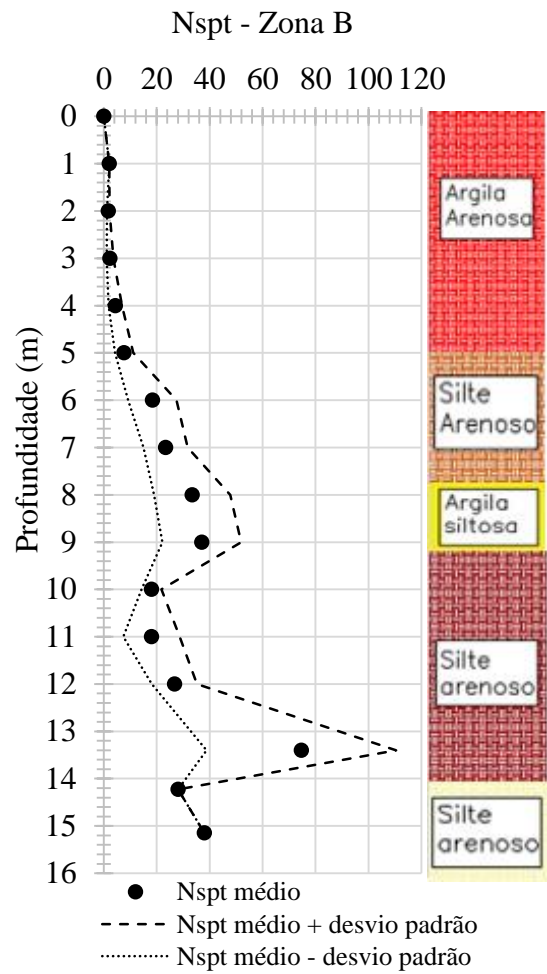
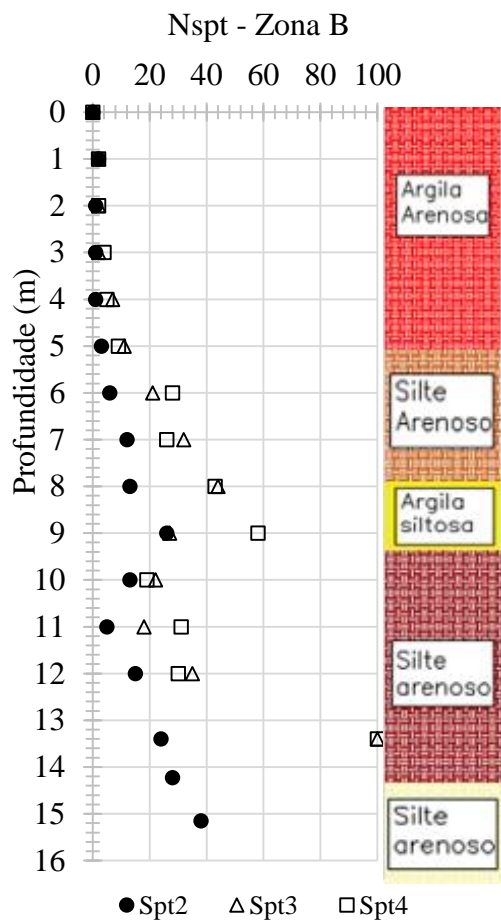


Figura 29. Resultados dos ensaios de Spt1, Spt2,  $N_{spt}$  médio e coeficiente de variação da Zona A.



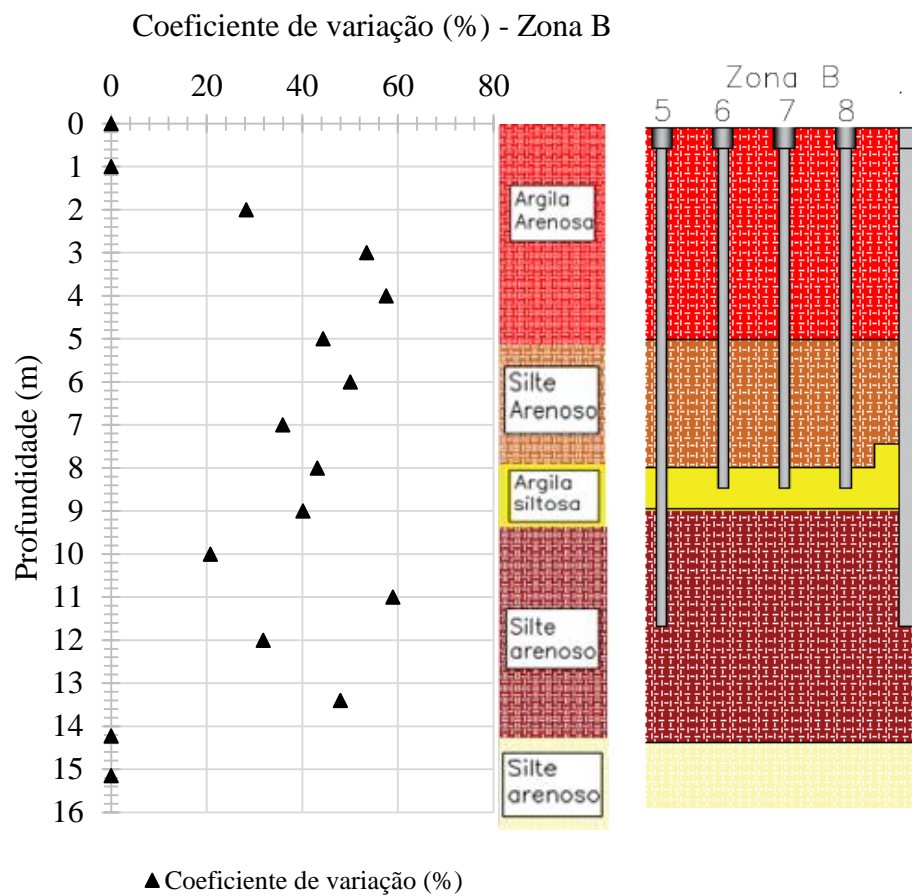


Figura 30. Resultados dos ensaios de Spt2, Spt3, Spt4,  $N_{spt}$  médio e coeficiente de variação da Zona B.

Na Tabela 8 descrevem-se os resultados de ângulo de atrito, módulo de elasticidade, coesão e coeficiente de Poisson das diferentes camadas do campo experimental da Solotrat. O ângulo de atrito foi estimado por Mendoza (2013) por correlações de resultados de ensaio de campo (SPT e DMT) e Triaxial. O módulo de elasticidade foi estimado por correlações de resultados de ensaio de campo (SPT e DMT) e Triaxial. A coesão foi obtida por meio de ensaio triaxial e o coeficiente de Poisson através de ensaio triaxial.

Para realizar a faixa de variação de valores, Mendoza (2013) complementou os dados com as estimativas do campo experimental da UnB, conforme a profundidade de cada camada. Cabe salientar que o campo experimental da UnB tem características geotécnicas muito semelhantes ao campo experimental da Solotrat, mesmo estando a 20 km de distância.

Tabela 8. Parâmetros do campo experimental da Solotrat estimados por Mendoza (2013).

Parâmetro	Unidade	Valor médio	Intervalo	Camadas	Profundidade (m)	$N_{spt}$ médio
Ângulo de atrito	$\phi$ (°)	29	26 – 34	Primeira camada (0 a 5 m)	1	2
Módulo de elasticidade	$E$ (MPa)	9	2,3 – 1,4		2	2
Coesão	$c$ (kPa)	14	9 - 19, Araki (1997) apud Mendoza (2013)		3	2
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,3	0,38 - 0,33		4	4
Ângulo de atrito	$\phi$ (°)	35	29 – 41	Segunda camada (6 a 8 m)	5	8
Módulo de elasticidade	$E$ (MPa)	38	7,4 – 96		6	16
Coesão	$c$ (kPa)	20	16 - 24, Perez (1997) apud Mendoza (2013)		7	23
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,3	0,27 - 0,33		8	32
Ângulo de atrito	$\phi$ (°)	39	33 – 45	Terceira camada (8 a 9 m)	9	37
Módulo de elasticidade	$E$ (MPa)	60	20 – 120		10	17
Coesão	$c$ (kPa)	50	40 - 60, Mota (2003) apud Mendoza (2013)		11	20
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,3	0,22 - 0,32		12	28
Ângulo de atrito	$\phi$ (°)	35	33 - 40	Quarta camada (9 a 14,5 m)	13	70
Módulo de elasticidade	$E$ (MPa)	43	19 – 100		14	10
Coesão	$c$ (kPa)	28	22 - 34, Mota (2003) apud Mendoza (2013)		15	24
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,3	0,26 - 0,31		16	24

Na Figura 31 tem-se os resultados de módulo de elasticidade médio ao longo da profundidade e o ângulo de atrito médio ao longo da profundidade. Já na Figura 32 tem-se a coesão ao longo da profundidade. Esses resultados são provenientes das análises de Mendoza (2013) referente ao campo experimental da Solotrat.

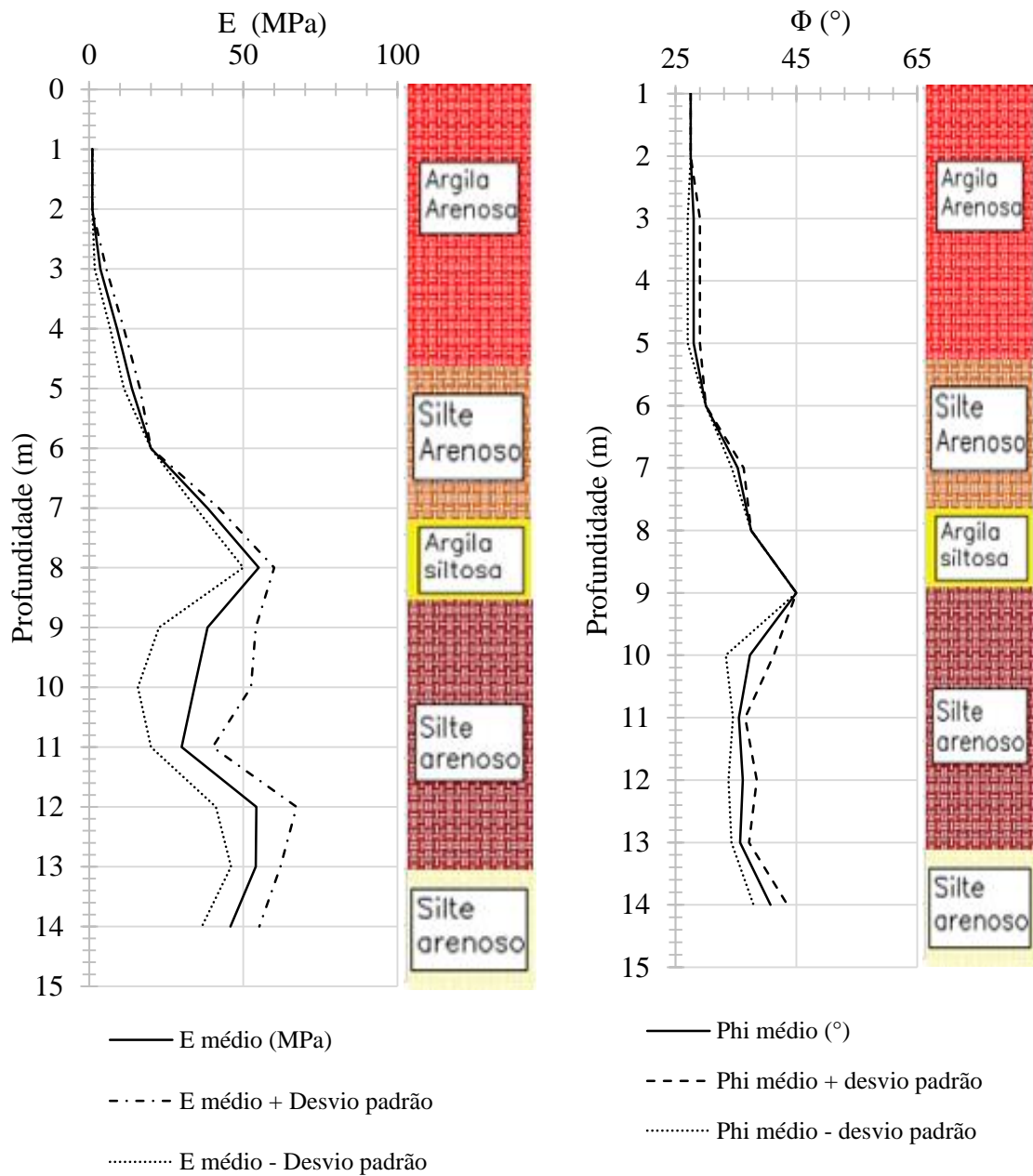


Figura 31. Gráfico de E médio (MPa) e  $\Phi$  (°) ao longo da profundidade.

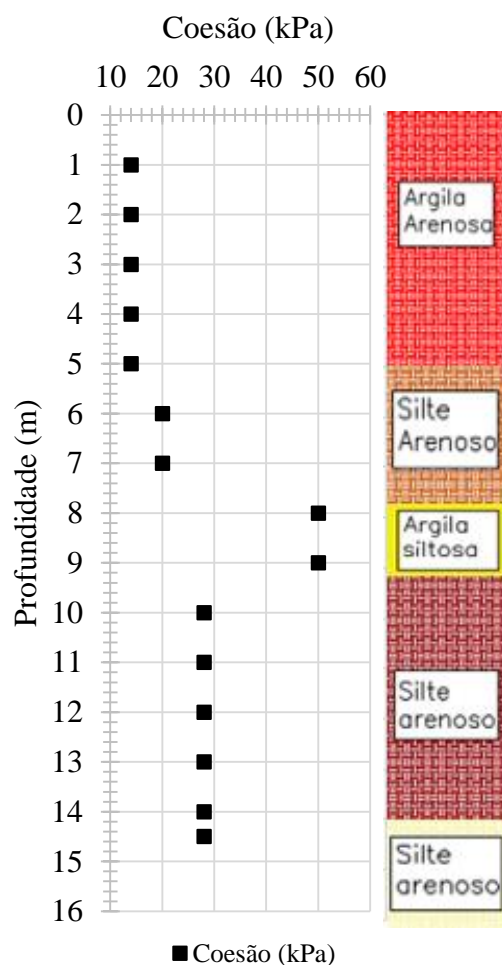


Figura 32. Coesão ao longo da profundidade.

Nessas Figuras tem-se a representação gráfica dos parâmetros ao longo da profundidade, valores médios e um desvio padrão acima da média e abaixo da média. Pode-se observar na Figura 31 que ocorre uma diminuição dos parâmetros de módulo de elasticidade médio após a profundidade de 8 m e também verifica-se que após os 9 m de profundidade ocorre uma diminuição do ângulo de atrito.

Na Tabela 8 também pode-se observar esse comportamento, uma vez que na terceira camada (8 a 9 m de profundidade) tem-se uma diminuição do ângulo de atrito, módulo de elasticidade e coesão quando comparados com a quarta camada (9 a 14,5 m de profundidade).

### 3.4 Calibração do método da transferência de carga de Ni et al. (2017) utilizando os dados da estaca instrumentada.

Para calibrar o método de transferência de carga de Ni et al. (2017) foi necessário utilizar os dados da Estaca 7 porque essa é única estaca isolada que foi instrumentada. Pode-se observar as características da Estaca 7 na Tabela 4 e a zona geológica na Figura 16.

Para se ter mais confiabilidade na estimativa dos valores de carga de ponta e carga lateral das outras estacas isoladas, foram utilizados os parâmetros da estaca instrumentada para as estacas isoladas que não foram instrumentadas. Na Tabela 9 tem-se os parâmetros que foram utilizados para calibrar o método da transferência de carga.

Tabela 9. Parâmetros utilizados para calibrar o método de transferência de carga de Ni et al. (2017) com a estaca instrumentada.

$q_b$ (kN)	55
$r_f$	0,8
$g$	1,0
$r_0$ (m)	0,1
$L$ (m)	8,0
$G_s$ (MPa)	77
$n$	2
$\tau_u$ (kPa)	135
N° elementos	25
$\Delta L$ (m)	0,3
$z_u$ (m)	0,01
$E$ (GPa)	12
$A$ (m <sup>2</sup> )	0,05
$E_s$ (MPa)	120

Aonde:

$G_s$ : Módulo cisalhante em pequenas deformações (solo na base da estaca)

$\nu$ : Coeficiente de Poisson

$r_0$ : Raio nominal da estaca

$q_b$ : Carga na base da estaca

$g$ : Coeficiente de ajuste da curvatura da hipérbole

$r_f$ : Coeficiente de ruptura da hipérbole

$\Delta L$ : Comprimento do segmento da estaca discretizado

$L$ : Comprimento da estaca

$n$ : Parâmetro  $n$  de calibração da curva  $\tau$ - $z$



$z_u$ : Valor do recalque cisalhante para mobilizar todo o ângulo de atrito (não exceder 5 a 10% do diâmetro da estaca)

$\tau_u$ : Tensão lateral de cisalhamento última

E: Módulo de elasticidade da estaca

$E_s$ : Módulo de elasticidade no solo da base da estaca

A : Área da estaca

$\Delta\varepsilon$  : Deformação da estaca lida na instrumentação

$\Delta P$  : Carga aplicada no ensaio

É importante mencionar que os dados da Tabela 9 informam os parâmetros que foram utilizados para determinar a curva de transferência de carga da Estaca 7. Para as demais estacas foram alterados apenas os valores de  $q_b$ ,  $E_s$  e  $\tau_u$  (valores presentes no anexo I). Os outros valores foram mantidos conforme os mesmos parâmetros da estaca instrumentada (exceção do comprimento e o diâmetro, que foram alterados conforme cada estaca). Assim, para cada estaca foi possível concordar os valores da carga-recalque, resistência lateral e a carga de ponta (os valores de calibração de cada estaca estão presentes no Anexo I).

Na Figura 33 tem-se o gráfico de carga *versus* deformação da estaca instrumentada. Observa-se que foram utilizados para essa estaca apenas dois pontos de leitura de deformação: o do canal de referência que apresenta maior deformação, na cabeça da estaca (Canal 3), e o do canal na base da estaca (Canal 0), que apresenta menor valor de deformação.

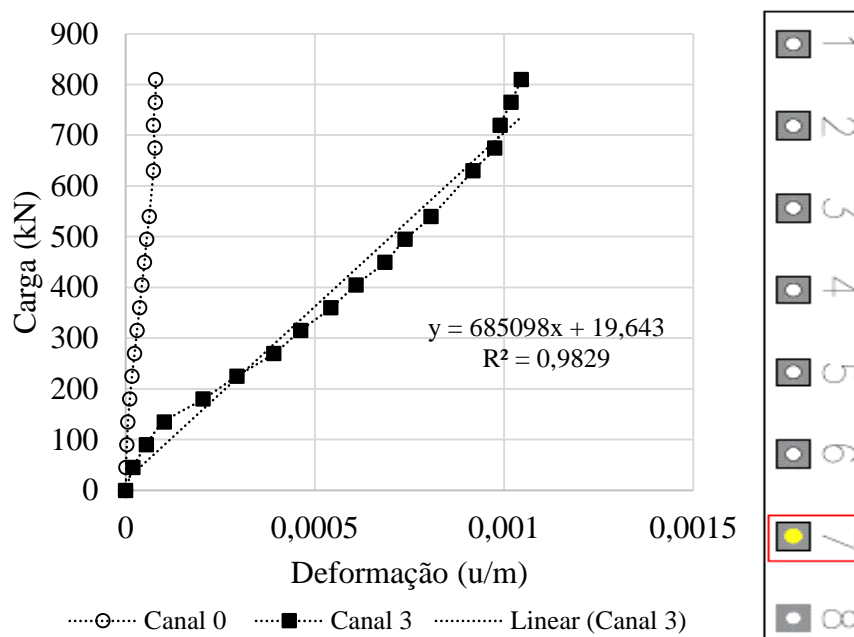


Figura 33. Gráfico de carga *versus* deformação - Instrumentação em campo da Estaca 7.

O módulo de elasticidade da estaca,  $E$ , foi calculado de acordo com a metodologia proposta por O’Riordan (1982), Omer et al. (2002) e Sellers (2003) apud Jefferis & Lam (2011) que fizeram uma determinação para achar o módulo de elasticidade da estaca instrumentada com base em um método linear elástico, a Equação 14 então é utilizada para achar o módulo de elasticidade da estaca.

$$E = \frac{\Delta P}{A\Delta\varepsilon} \quad (14)$$

Dessa forma, é possível obter o produto “EA”, proveniente do coeficiente angular da inclinação da reta do canal de referência. Tendo-se também a variação da carga e a deformação é possível obter o módulo de elasticidade da estaca de acordo com a Equação 14.

Na Figura 34 tem-se o gráfico carga-recalque da Estaca 7 (estaca instrumentada) medido em campo e também o gráfico da curva carga-recalque estimado por Ni et al. (2017).

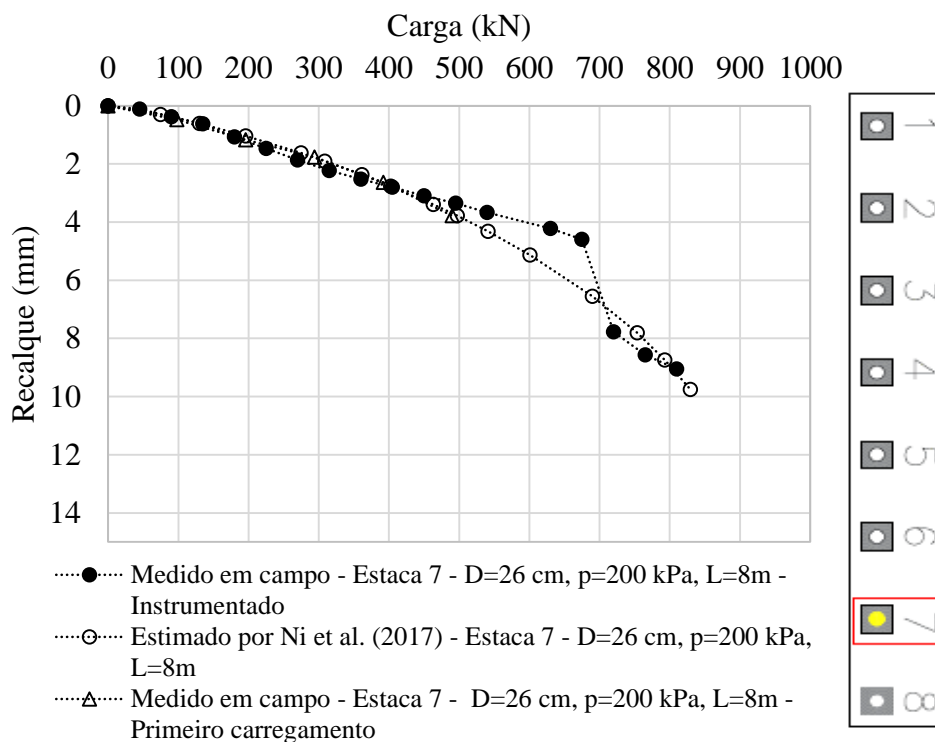


Figura 34. Carga-recalque da estaca instrumentada medida em campo e carga-recalque estimada pelo método da transferência de Ni et al. (2017).

Observa-se que na Figura 34, um primeiro carregamento foi executado nessa estaca, até o nível de carga de 500 kN e depois foi descarregado. Esse primeiro carregamento foi realizado devido a alguns problemas de execução e posteriormente (após descarregar o primeiro carregamento) deu-se continuidade a prova de carga com todo processo da instrumentação. Nota-se que quando a estaca foi recarregada, foram obtidos dados que configuraram praticamente a mesma inclinação da curva, indicando que os níveis de carregamentos iniciais são aproximadamente elásticos.

Contudo, existiu uma leve diferença nos dados da curva “Medido em campo – Estaca 7 - Instrumentado”, na faixa de carga entre 500 a 700 kN, aonde se apresentou um recalque menor do que a previsão (cerca de no máximo 2 mm de diferença, para a mesma carga), o que pode ser devido à estaca já ter sido carregada uma vez.

O recarregamento da estaca não afetou a integridade dos dados, uma vez que após essa faixa de carregamento observou-se que a curva carga-recalque tende a voltar para a posição original, ou seja, sai do trecho de recompressão e volta novamente para o trecho virgem do carregamento. Pode-se dizer que o nível de tensão do primeiro carregamento foi praticamente linear elástico.

Na Figura 35 tem-se o gráfico de carga lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro da Estaca 7 (medido em campo) e também estimados por Ni et al. (2017). Na Figura 35 o  $w$  é o recalque medido,  $D$  é o diâmetro da estaca,  $q_l$  é a tensão de aderência média entre o solo e a estaca (atrito lateral médio).

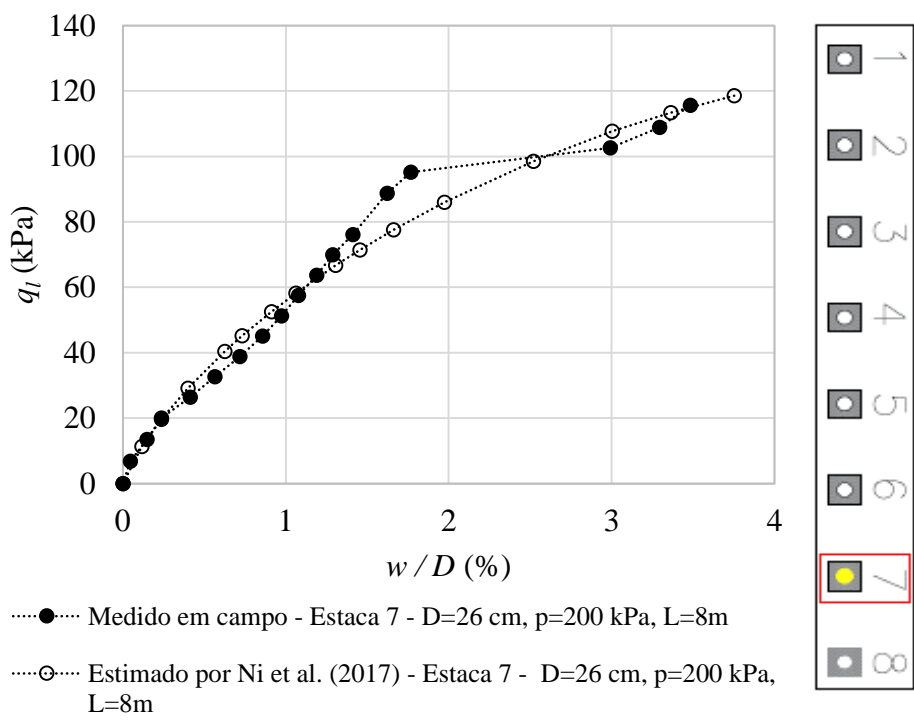


Figura 35. Tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro da estaca instrumentada medida em campo e estimados pelo método de Ni et al. (2017).

Na Figura 35, observa-se que os dados medidos em campo para a tensão lateral da estaca e os dados estimados pelo método de Ni et al. (2017) apresentaram uma boa concordância, apresentando uma pequena faixa de valores, perto de 1,5% de recalque normalizado, em que a estimativa subestimou os valores medidos. Este é um comportamento semelhante ao que aconteceu na Figura 34 no gráfico de carga-recalque.

Na Figura 36 tem-se o gráfico da ponta da estaca *versus* recalque normalizado pelo diâmetro, sendo  $q_p$  a tensão de ponta da estaca.

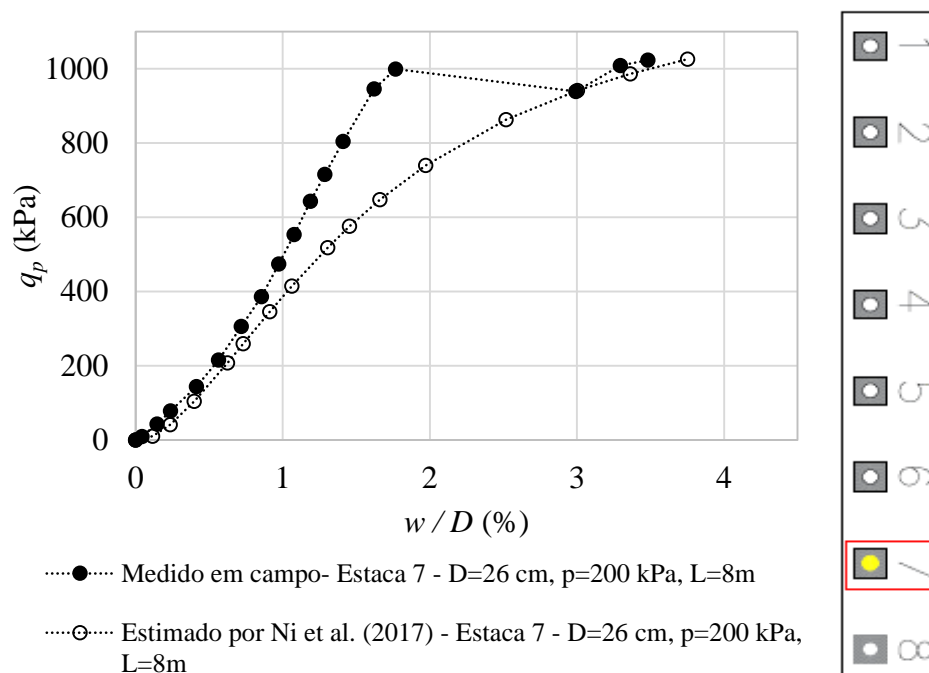


Figura 36. Tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro da estaca instrumentada medida em campo e estimados pelo método de Ni et al. (2017).

Na Figura 36, observa-se novamente que os dados medidos em campo apresentaram valores de tensão de ponta maiores do que os dados propostos do método de Ni et al. (2017), a diferença se torna mais acentuada em cerca de 1,8 % do recalque normalizado pelo diâmetro, nessa região o carregamento inicial pode ter contribuído para que os dados medidos em campos fossem maiores do que a estimativa (deformação plástica, essencialmente nesse trecho de 1% a 3% do recalque normalizado pelo diâmetro), contudo quando os níveis de carga ultrapassaram os 3% do recalque normalizado pelo diâmetro observa-se um trecho virgem aonde o carregamento inicial não tinha alcançado ainda, assim, pode-se verificar no gráfico que os valores de tensão de ponta voltaram a concordar com a estimativa de Ni et al. (2017).

A carga de ponta para a Estaca 7 obteve um percentual de 7% em relação a carga total e para a carga lateral obteve-se um percentual de 93%. Tais valores foram bem parecidos com a estimativa de Zuluaga (2015) para estacas Alluvial Anker aonde o autor obteve um valor de 8% de carga de ponta e 92% de carga lateral.

### 3.5 Sumário da metodologia

Na metodologia desta pesquisa foram descritos os métodos que serviram de base para o desenvolvimento dos resultados. No início foi apresentado o local do estudo (campo experimental da Solotrat) por meio do mapa de Brasília e do campo experimental (Figura 14). Em seguida foram discriminadas as áreas aonde foram realizadas as provas de carga e sondagens.

Na metodologia tem-se a localização dos ensaios de prova de carga de Mendoza (2013) (Figura 15), localização das estacas executadas nessa pesquisa, em diferentes condições executivas, localização dos ensaios SPTs, DMT e as zonas geológicas (Figura 16). As figuras foram mapeadas, colocadas em escala e orientadas com a direção do norte.

Essa pesquisa irá suprir as lacunas deixadas por Mendoza (2013) e Zuluaga (2015), uma vez que instrumentação eletrônica das estacas permite a análise dos resultados de resistência lateral e de ponta das microestacas.

Logo após a apresentação do campo experimental da Solotrat, foi comentado como se realizou os ensaios de prova de carga e o processo de aquisição de dados da instrumentação. Foram feitas figuras representativas, esquemas didáticos e fotos reais de todo o sistema das provas de carga (Figura 18 a Figura 25).

No item 3.3 foram abordadas as características geotécnicas do campo experimental da Solotrat através de ensaios de caracterização de solo, índices físicos e sondagens SPT. A partir dos ensaios de SPT o campo experimental foi dividido em 2 zonas geológicas (Zona A e Zona B).

No item 3.4 foi feita a calibração do método da transferência de carga de Ni et al. (2017) utilizando os dados da estaca instrumentada (Estaca 7 - única estaca instrumentada e isolada). Dessa forma, a Estaca 7 foi adotada como referência para estimar os parâmetros necessários das curvas de transferência de carga para as demais estacas isoladas. A Figura 37 mostra a sequência da metodologia desse trabalho.

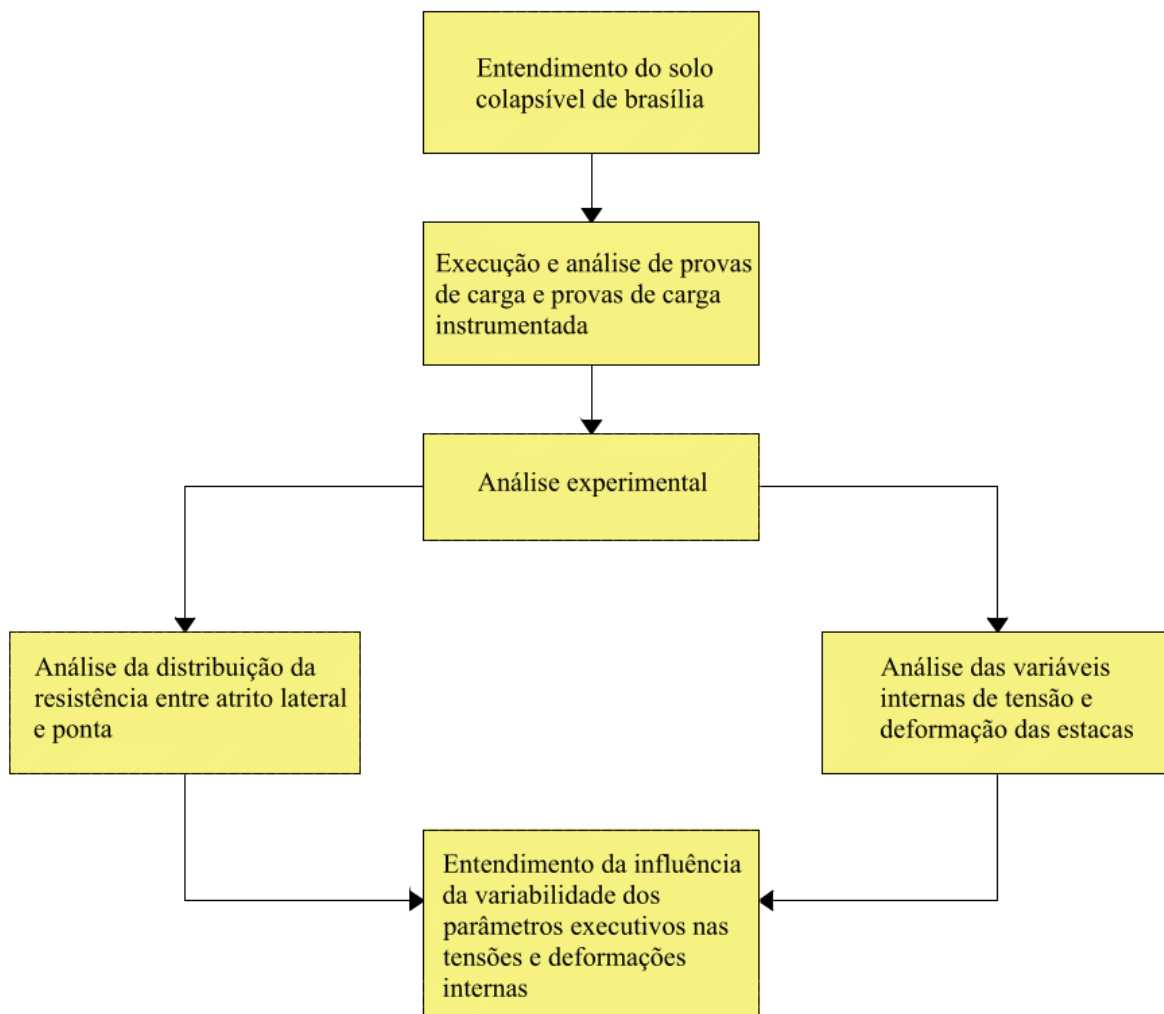


Figura 37. Sequência da metodologia deste trabalho.

## 4 RESULTADOS

Esse capítulo se destina a comentar sobre os resultados obtidos nas provas de carga e será dividido em duas partes. Na primeira serão apresentados os resultados das estacas isoladas (Subitem 4.1 e 4.2) e também serão comparados os resultados da variação da pressão de injeção, comprimento e diâmetro das estacas por meio da análise das parcelas de carga por atrito lateral e de ponta.

Na segunda parte serão apresentadas as estacas instrumentadas em grupo (Subitem 4.3 e 4.4) e visa-se comentar sobre a influência da eficiência de grupo nas provas de carga analisadas. Também serão discutidos aspectos relacionados à mobilização da carga lateral e de ponta.

### 4.1 Estacas isoladas – curvas carga-recalque

Na Figura 38 e Figura 39 tem-se a curva carga-recalque das Estacas 1 a 8. Observa-se nessas figuras que se tem linhas vermelhas nos valores correspondentes a 10% do diâmetro da estaca e 5% do diâmetro da estaca.

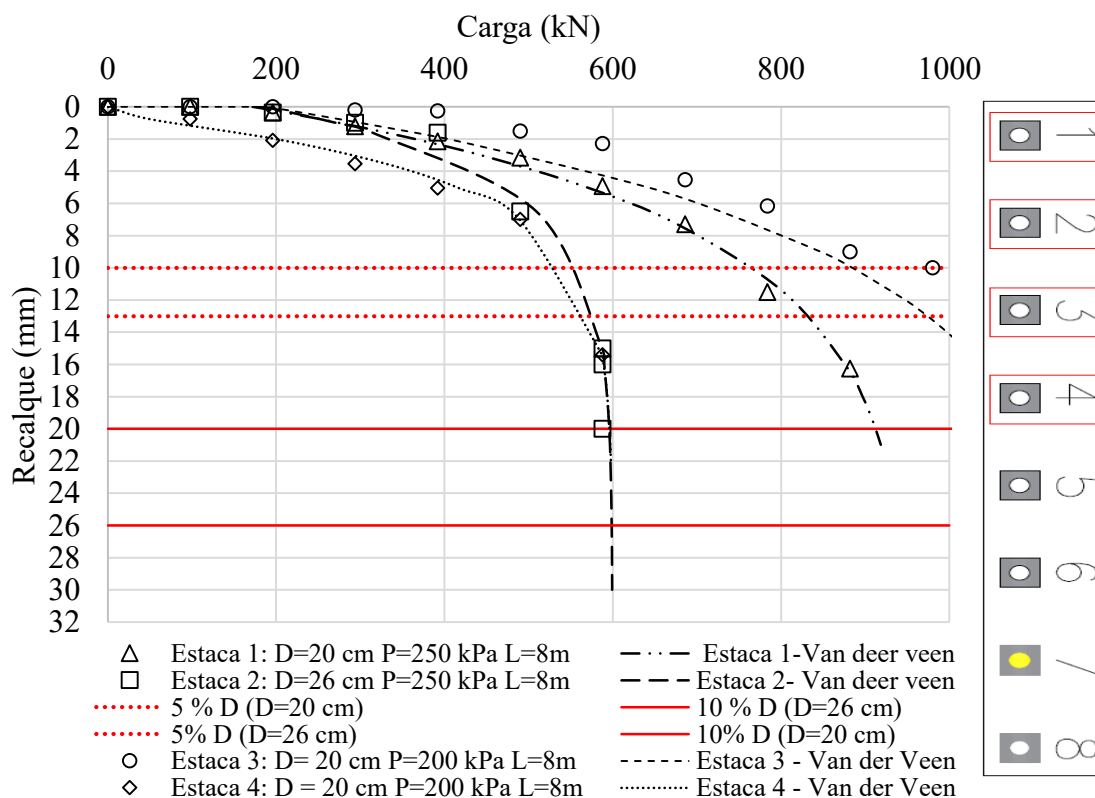


Figura 38. Curvas carga e recalque das estacas 1, 2 ,3 e 4 e extrapolações Van der Veen.

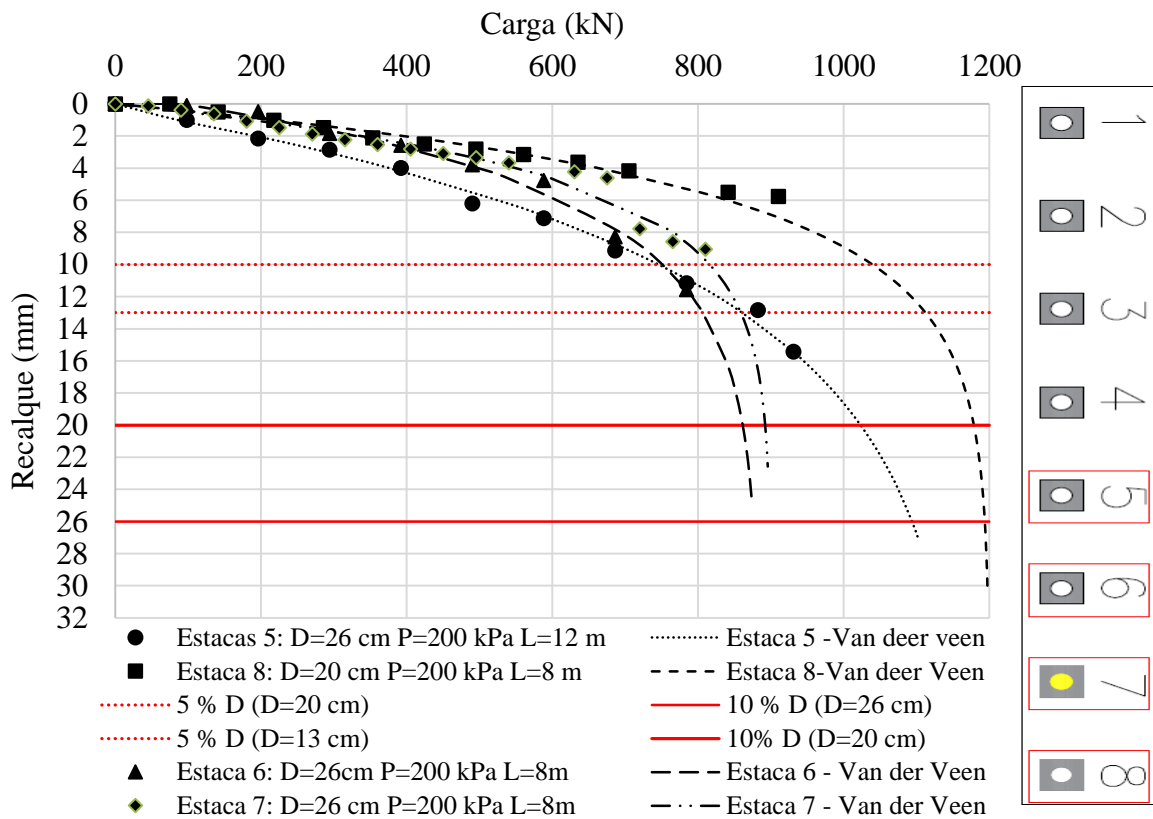


Figura 39. Curvas carga-recalque das Estacas 5, 6, 7 e 8 e extrapolações de Van der Veen.

As linhas vermelhas correspondentes aos recalques de 10% do diâmetro foram delimitadas para descrever o método de ruptura convencional que leva em consideração apenas o deslocamento vertical percentual, calculado como um percentual do diâmetro.

Foi necessário utilizar o método da extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953) porque na maioria dos ensaios realizados os deslocamentos verticais atingidos não foram compatíveis com os valores de deslocamentos característicos da ruptura. A Tabela 10 informa os resultados das provas de carga nas estacas isoladas (valores alcançados pelo ensaio).

Não foi possível atribuir o valor de 5% do diâmetro como o valor correspondente a carga de trabalho porque na extrapolação de Van der Veen (1953), nessa porcentagem, os valores de carga de ruptura (10% do diâmetro) ficam praticamente os mesmos para os valores de 5% do diâmetro da estaca. Dessa forma, convencionou-se a carga de trabalho como sendo o valor da ruptura convencional dividido por um fator de segurança igual a 2 (usualmente utilizado em fundações).



Tabela 10. Cargas máximas alcançadas pelo ensaio de prova de carga das estacas isoladas do campo experimental da Solotrat.

Nº da estaca	Diâmetro (cm)	Pressão de injeção (kPa)	Comprimento (m)	Carga máxima do ensaio (kN)	Recalque máximo do ensaio (mm)	Data ensaio
1	20	250	8	882	16,2	31/01/2020
2	26	250	8	588	20,0	29/01/2020
3	20	200	12	980	12,0	26/01/2020
4	20	200	8	900	11,8	26/01/2020
5	26	200	12	931	15,4	26/01/2020
6	26	200	8	784	11,5	26/01/2020
7	26	200	8	810	9,0	04/07/2021
8	20	200	8	910	5,7	10/12/2020

Na Tabela 10 pode-se observar que as provas de carga realizadas em janeiro, em geral, (período de muita chuva no Distrito Federal) apresentaram recalques mais elevados do que as provas de carga realizadas no mês de julho. É provável que o maior índice pluviométrico ocorrido nas provas de carga das Estacas 1 a 6 tenha contribuído para que tais estacas tenham apresentado comportamento menos rígido, conforme também verificado experimentalmente por Iwamoto (2000) e Lobo et al. (1996).

Na Tabela 11 mostra-se a carga última pelo método da ruptura convencional ( $P_u$ ), recalque máximo ( $\rho$ ) conforme a ruptura convencional, carga de trabalho ( $P_{u-t}$ ) que foi praticamente a carga de ruptura convencional dividida por um fator de segurança (FS=2) e recalque de trabalho ( $\rho_t$ ) correspondente a carga de trabalho. No Anexo II tem-se os gráficos de variação percentual de carga de ruptura, carga de trabalho, tensão lateral e tensão de ponta em relação à estaca instrumentada (Estaca 7).

Tabela 11. Critério de ruptura para método convencional, carga de trabalho, recalque de ruptura e recalque de trabalho.

Nº da estaca	$P_u$ (kN)	$\rho$ (mm)	$P_{u-t}$ (kN)	$\rho_t$ (mm)
1	912	20	456	3,1
2	600	26	300	1,0
3	1095	20	548	4,1
4	596	20	298	2,8
5	1200	26	600	7,1
6	1000	26	500	3,8
7	893	26	446	3,1
8	1200	26	600	6,0

## 4.2 Análise do comportamento das estacas isoladas

### 4.2.1 Influência da pressão de injeção

Na Figura 40 tem-se a apresentação da curva carga-recalque de três estacas: Estaca 1 (250 kPa), Estaca 4 (200 kPa) e Estaca 8 (200 kPa). As estacas analisadas nessa figura têm as mesmas características, variando apenas a pressão de injeção da Estaca 1 para se poder comparar a influência apenas da pressão de injeção.

Observa-se que a curva carga-recalque da Estaca 8 (200 kPa) apresentou um comportamento mais rígido entre todas as estacas analisadas com as mesmas características (mudando apenas a pressão de injeção) e a Estaca 1 (250 kPa) a menos rígida de todas.

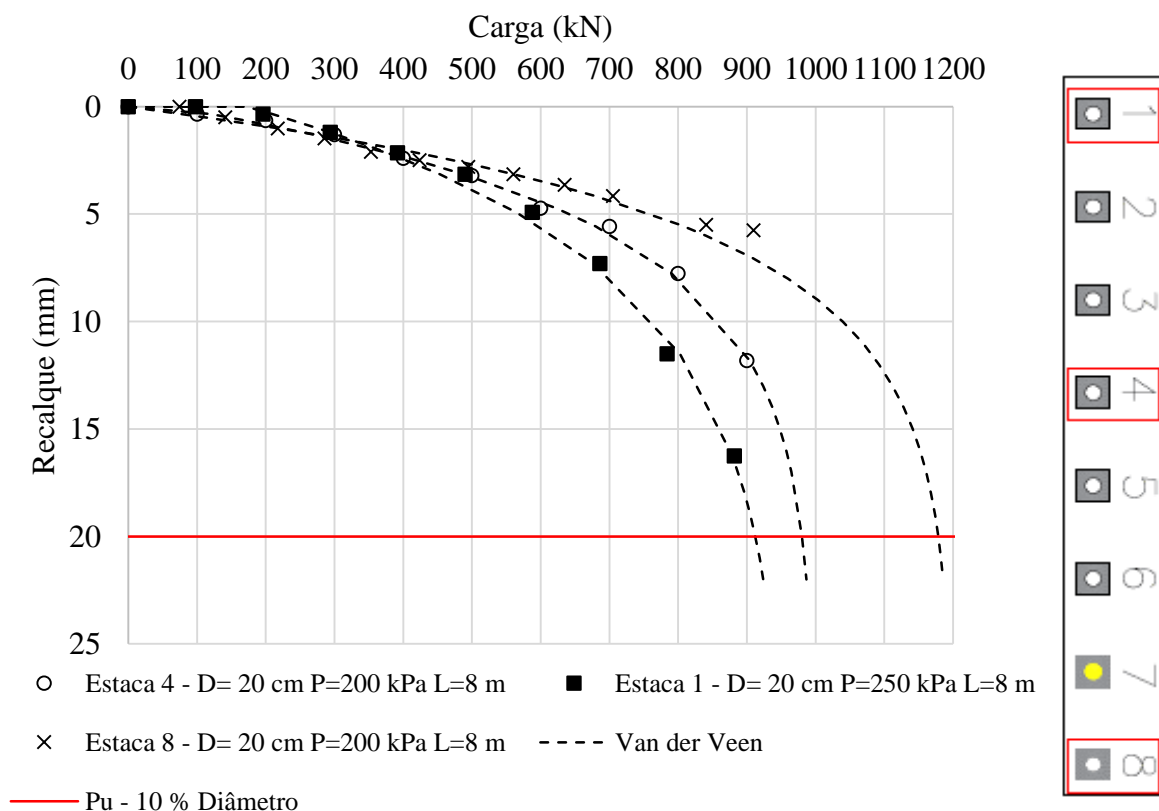


Figura 40. Análise da Estaca 1, Estaca 4 e Estaca 8 (método de ruptura 10% do diâmetro).

Diversos trabalhos indicam que a pressão de injeção pode provocar um aumento de resistência na estaca, por meio do atrito lateral (Dringenberg, 1990; Alonso, 1996; Saes, 1996; Sadalla Neto et. al, 1998; Shong & Chung, 2003).

Intuitivamente poderia se pensar que o aumento da pressão de injeção na estaca poderia aumentar a rigidez dela e também aumentar a capacidade de carga última. No entanto, como observa-se na Figura 40, os resultados mostram que o aumento da pressão de injeção, na Estaca 1,

resultou em menores valores de carga última quando comparada com a Estaca 4 e Estaca 8. Para a Estaca 1 não foi benéfico utilizar a pressão de injeção de 250 kPa e também tem a possibilidade dessa estaca ter sofrido com o processo executivo.

As Estacas 4 e 8 apresentam mesmas características executivas, mas se comportaram de maneira um pouco diferente no gráfico carga-recalque, a explicação para isso pode ser devido a alteração do perfil geotécnico a medida que se desloca para a direita do campo experimental da Solotrat e também influência do processo executivo da estaca.

Cunha (2011) observou que a pressão de injeção de 200 kPa, para microestacas no solo de Brasília, é um valor limite de acréscimo de capacidade de carga. Depois desse nível de pressão tem-se uma ruptura estrutural do solo.

Isso pode estar relacionado com os efeitos da própria pressão de injeção. O processo de injeção pode ter gerado uma fissura no solo, criando-se um caminho preferencial aonde a calda de cimento fluiu e não provocou acréscimo da capacidade de suporte da fundação. Esse comentário está de acordo com as proposições de Salione (1985), Meyerhof (1959) e Costa Nunes (1985).

Para que não ocorra a ruptura hidráulica em microestacas deve-se buscar o nível de injeção que possa tirar o maior proveito do maciço, preenchendo os vazios e/ou comprimindo o solo sem provocar rupturas hidráulicas localizadas e clacagem da calda de cimento, como apontado por Branco (2006).

Esse fenômeno da ruptura hidráulica do solo pode ter ocorrido quando se aumentou a pressão de injeção do solo de 200 kPa para 250 kPa, mas salienta-se que não foram feitas provas de carga com valores de pressão de injeção menores, então pode-se afirmar apenas sobre como a estaca se comportou entre a pressão de 200 kPa e 250 kPa.

Na Figura 41 e na Figura 42 mostram-se as curvas carga-recalque medidas em campo e também estimadas pelo método de Ni et al. (2017). Os gráficos da Figura 41 e da Figura 42 foram divididos em Gráfico A e Gráfico B para facilitar a visualização do leitor, aonde se avalia a influência da pressão de injeção.

Para concordar os valores medidos em campo com o método da transferência de carga, utilizou-se o valor de tensão lateral de cisalhamento última ( $\tau_u$ ) de 175 kPa (valor retroanalisado) para a Estaca 8, que é um valor mais coerente segundo as outras provas de carga.

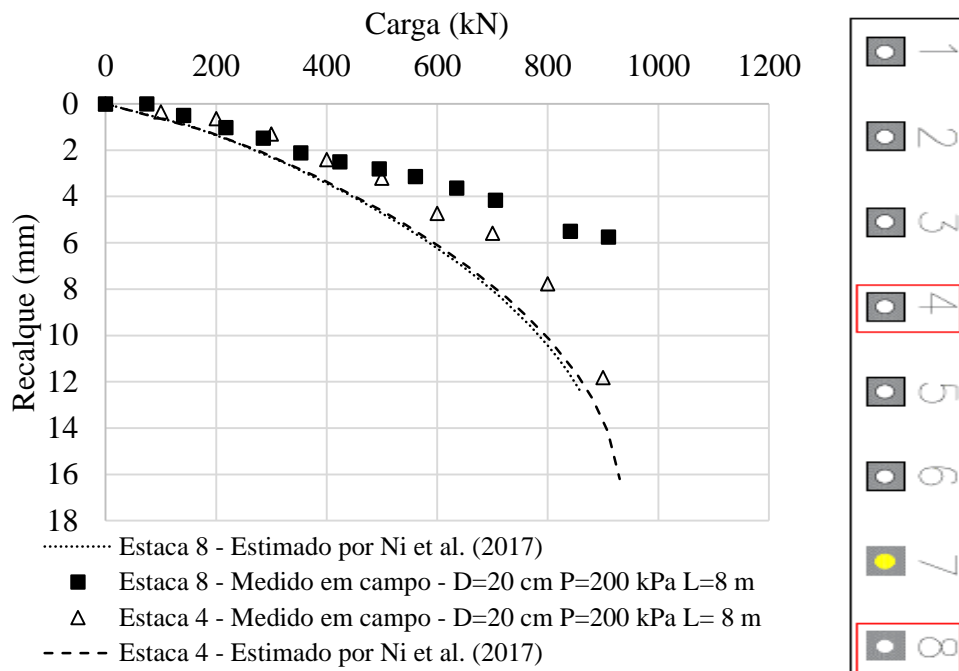


Figura 41. Gráfico A - análise da Estaca 4 e Estaca 8 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

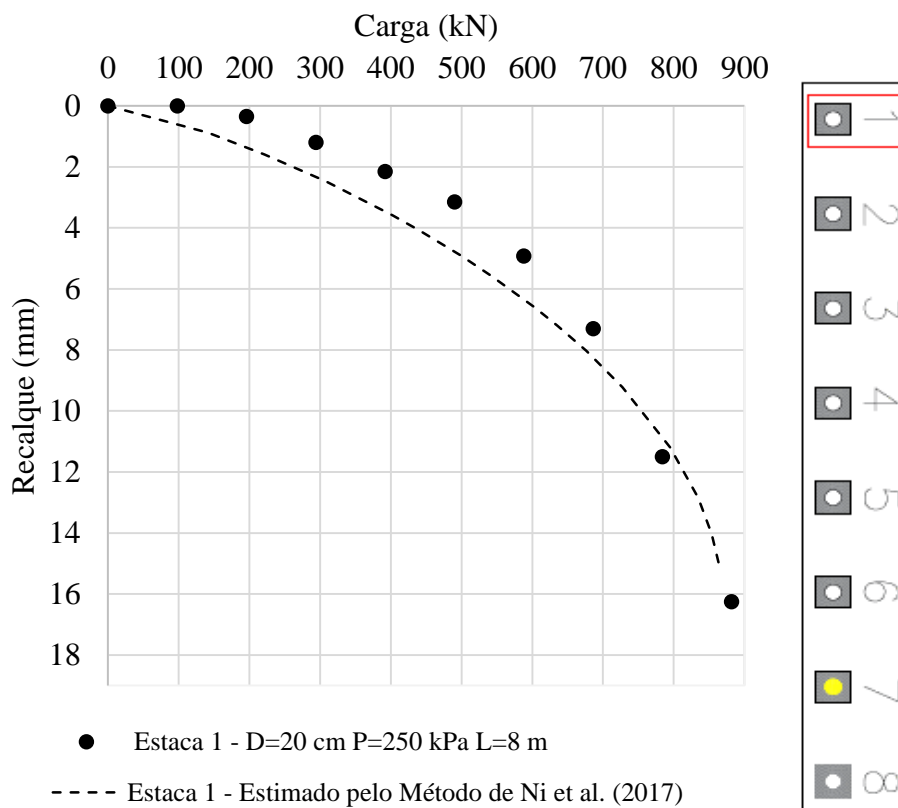


Figura 42. Gráfico B- Análise da Estaca 1 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

Na Tabela 12 informam-se os parâmetros que foram utilizados para fazer a estimativa da transferência de carga das Estacas 1, 4 e 8 pelo método de Ni et al. (2017). Nessa retroanálise manteve-se o máximo de coerência possível do módulo de elasticidade que foi definido por Mendoza (2013). Nesta tabela tem-se os valores de  $q_b$  (carga na base da estaca),  $\tau_u$  (tensão lateral de cisalhamento última) e  $E_s$  (Módulo de elasticidade da estaca).

O valor de  $q_b$  foi mantido para estacas próximas e manteve a coerência também considerando as estacas com parâmetros construtivos e mesmo tipo de solo. Os demais parâmetros foram mantidos iguais aos da Tabela 9.

Tabela 12. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, lateral e ponta pelo método de Ni et al. (2017).

Estacas	Estaca 1	Estaca 4	Estaca 8
$q_b$ (kN)	55	50	75
$\tau_u$ (kPa)	166	175	175
$E_s$ (MPa)	120	120	120

Para se compreender a relação de  $q_b$  e de  $N_{spt}$  pode-se observar na Figura 43 os valores de  $q_b$  médio na Zona A e na Zona B, observa-se que a medida que o valor de  $N_{spt}$  aumenta, o valor de  $q_b$  também aumenta.

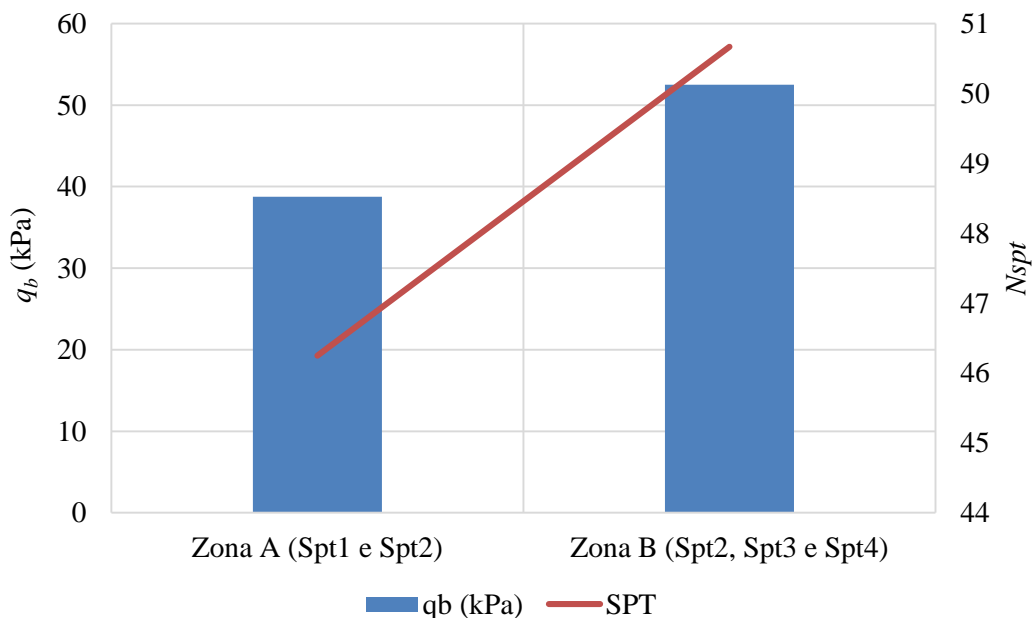


Figura 43. Relação de carga de base e  $N_{spt}$ .

Na Figura 44 e na Figura 45 mostram-se os gráficos de tensão lateral e tensão de ponta, respectivamente, pelo método de Ni et al. (2017) das Estacas 1, 4 e 8. Com esses gráficos busca-se entender o que a pressão de injeção de 250 kPa resultou na tensão lateral e tensão de ponta das estacas quando comparada com a pressão de injeção de 200 kPa.

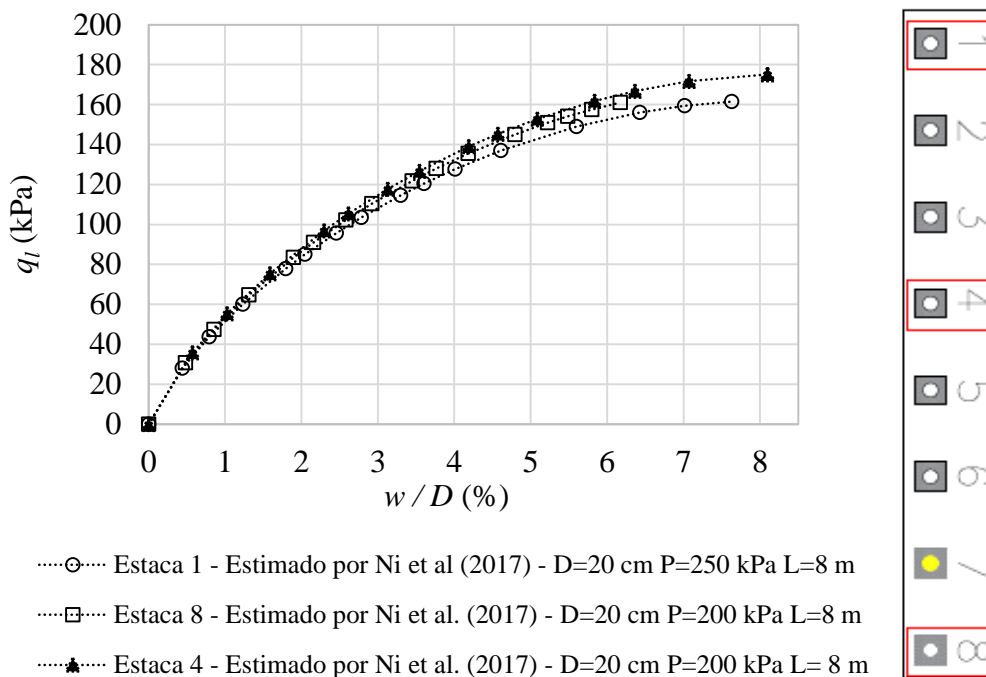


Figura 44. Análise da Estaca 1, Estaca 4 e Estaca 8 (tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro).

Na Figura 44, pode-se observar boa concordância com os resultados das três estacas de análise: 1, 4 e 8. Contudo, a estaca com a pressão de injeção maior (Estaca 1), em 5% do recalque normalizado  $q_t(5\%)$  obteve uma tensão 4% menor em relação à Estaca 4 e à Estaca 8.

Na Figura 45 pode-se observar que a Estaca 8 apresentou maior capacidade de tensão de ponta dentre as estacas analisadas, contudo a Estaca 4 que possui mesmas características do que a Estaca 8 apresentou menor capacidade.

Se o valor  $q_p(5\%)$  médio entre as estacas 4 e 8 for considerado 1220 kPa, a tensão mobilizada na base da estaca, submetida a 200 kPa de pressão de injeção, continua sendo 11,51% maior que o valor atuante na Estaca 1 (cuja pressão de injeção foi igual a 250 kPa).

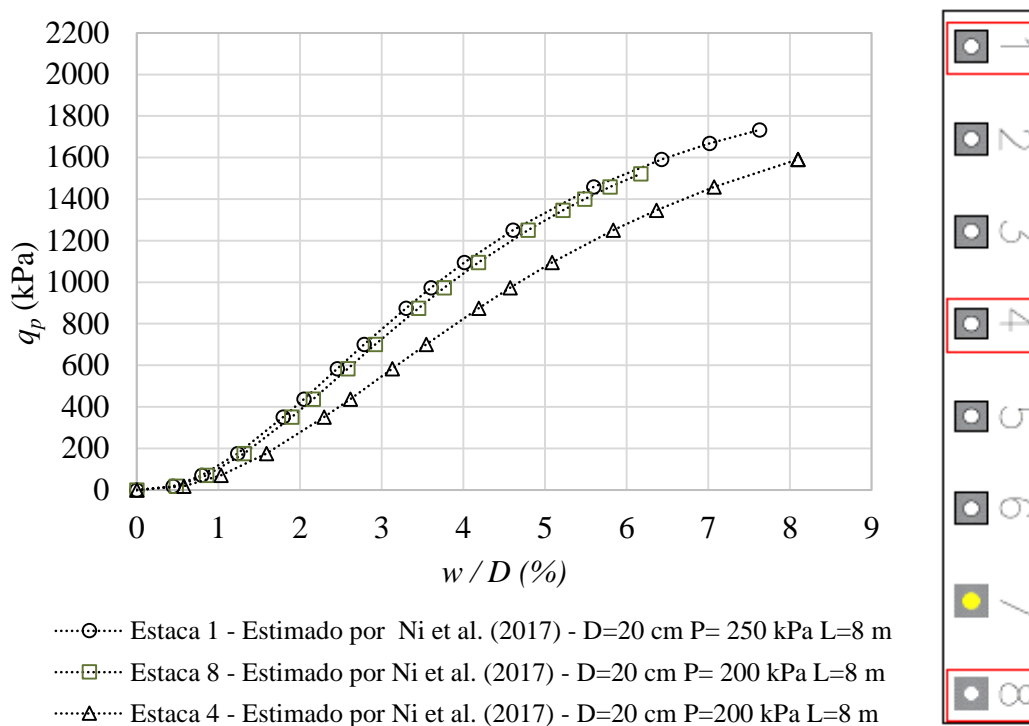


Figura 45. Análise da Estaca 1, Estaca 4 e Estaca 8 (tensão de ponta *versus* diâmetro normalizado pelo recalque).

Na Figura 46 verifica-se a comparação da Estaca 2 (250 kPa), Estaca 6 (200 kPa) e Estaca 7 (200 kPa). Essas estacas possuem as mesmas características executivas, mas somente a Estaca 2 possui a pressão de injeção de 250 kPa.

Observa-se que a Estaca 7 (200 kPa), no gráfico de carga-recalque, foi a mais rígida entre as estacas analisadas. Novamente pode-se notar que o aumento da pressão de injeção de 200 kPa para 250 kPa resultou em uma diminuição da rigidez da curva carga-recalque, como se pode observar pela Estaca 2 que apresentou menor valor de ( $P_u$ ).

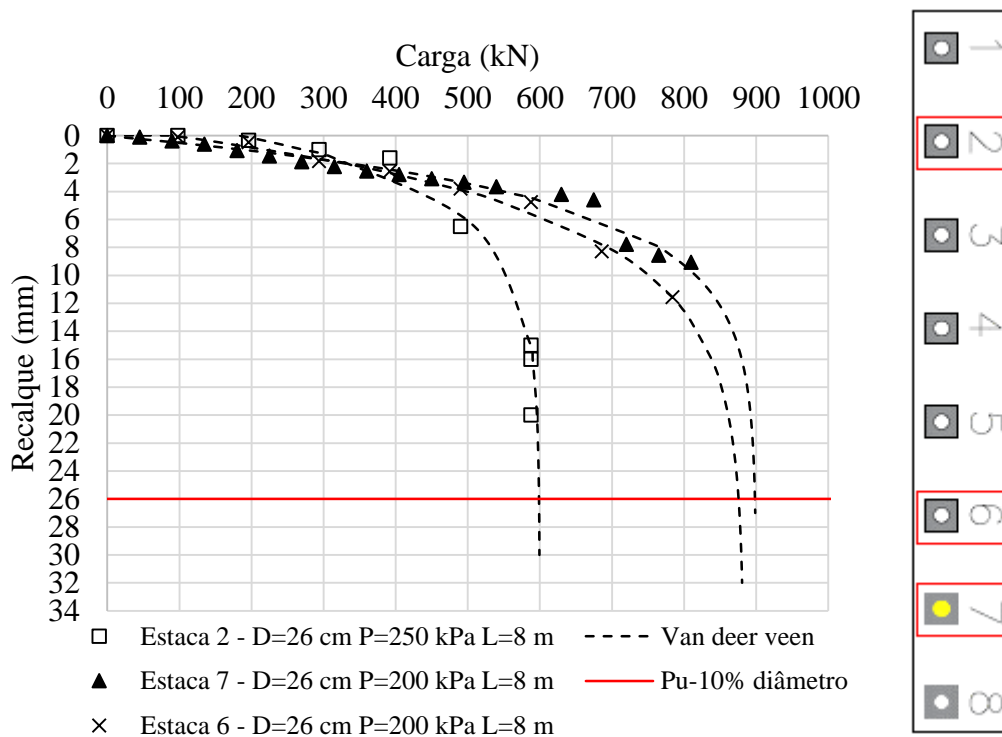


Figura 46. Análise da Estaca 2, Estaca 6 e Estaca 7. Gráfico carga *versus* recalque (método de ruptura 10% do diâmetro).

Na Figura 47 e na Figura 48 mostram-se as curvas carga-recalque, medidas em campo e também estimadas pelo método de Ni et al. (2017). Os gráficos da Figura 47 e da Figura 48 foram divididos em Gráfico A e Gráfico B para facilitar a visualização do leitor.

Pode-se observar pela análise da Figura 46 e Figura 47 que a Estaca 7 apresentou comportamento mais rígido, pela curva carga-recalque, ao longo da estaca e que a Estaca 2 apesar de apresentar maior pressão de injeção (250 kPa) foi a menos rígida entre as estacas analisadas. A Figura 48 mostra o gráfico de carga-recalque e estimado por Ni et al. (2017) para a Estaca 6.



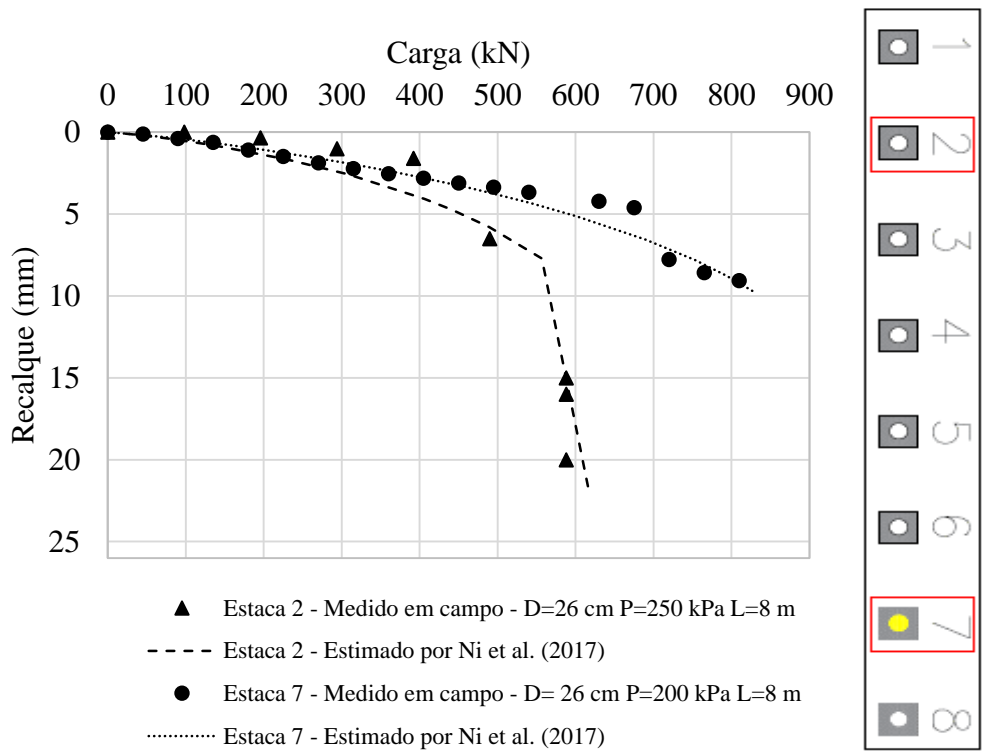


Figura 47. Gráfico A - Análise da Estaca 2 e Estaca 7 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

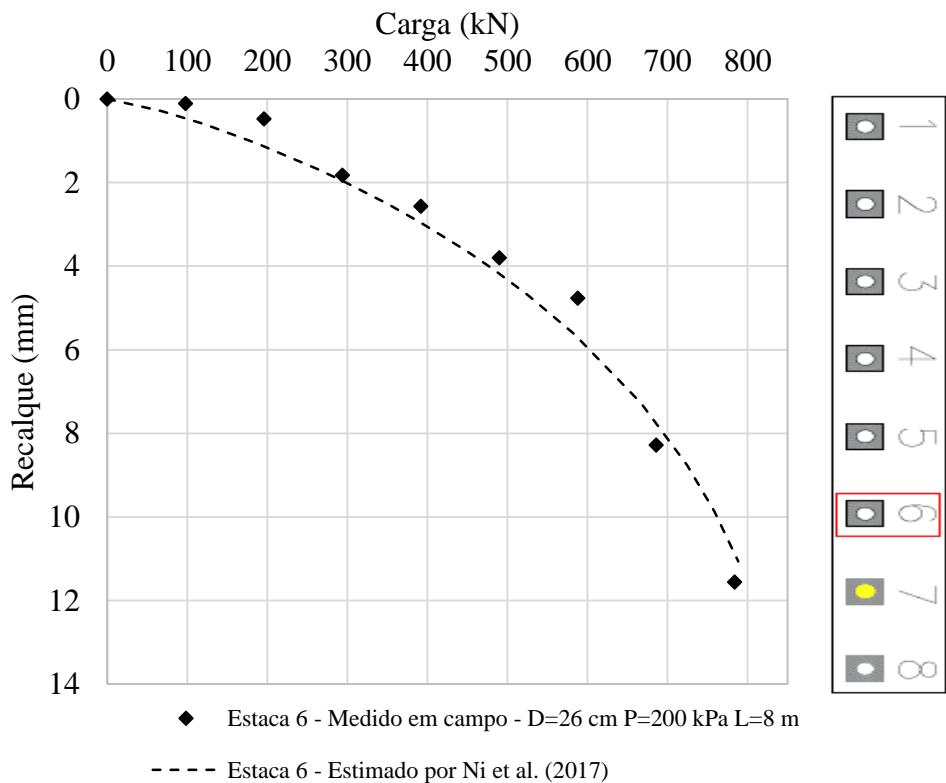


Figura 48. Gráfico B - análise da Estaca 6 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

Na Tabela 13 informam-se os parâmetros que foram utilizados para fazer a estimativa da transferência de carga das Estacas 2, 6 e 7 pelo método de Ni et al. (2017). Nesta tabela tem-se os valores de  $q_b$ (carga na base da estaca),  $\tau_u$  (tensão lateral de cisalhamento última) e  $E_s$  (Módulo de elasticidade da estaca).

Tabela 13. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, lateral e ponta pelo método de Ni et al. (2017).

Estacas	Estaca 2	Estaca 6	Estaca 7
$q_b$ (kN)	5	60	55
$\tau_u$ (kPa)	100	120	135
$E_s$ (MPa)	120	100	120

Na Figura 49 e na Figura 50 mostram-se os gráficos de tensão lateral e tensão de ponta, respectivamente, estimados pelo método de Ni et al. (2017) das Estacas 2, 6 e 7. Essas Figuras tem o objetivo de ilustrar graficamente como a Estaca 2 (pressão de injeção 250 kPa) se comportou quando comparadas as Estacas 6 e 7 (pressão de injeção 200 kPa).

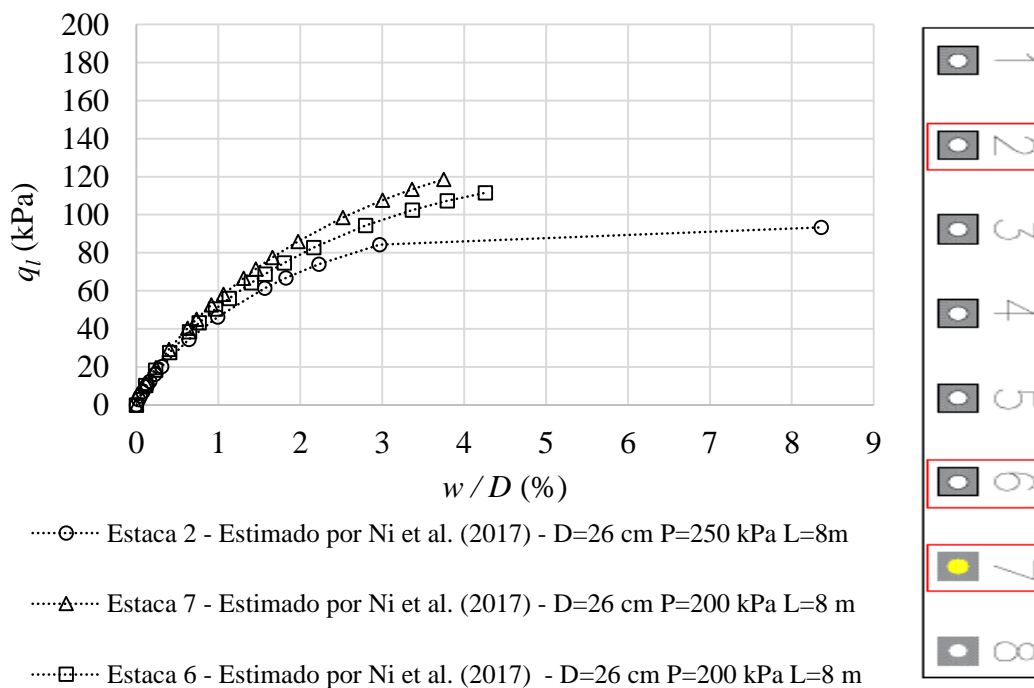


Figura 49. Análise da Estaca 2, Estaca 6 e Estaca 7 (tensão lateral versus diâmetro normalizado).

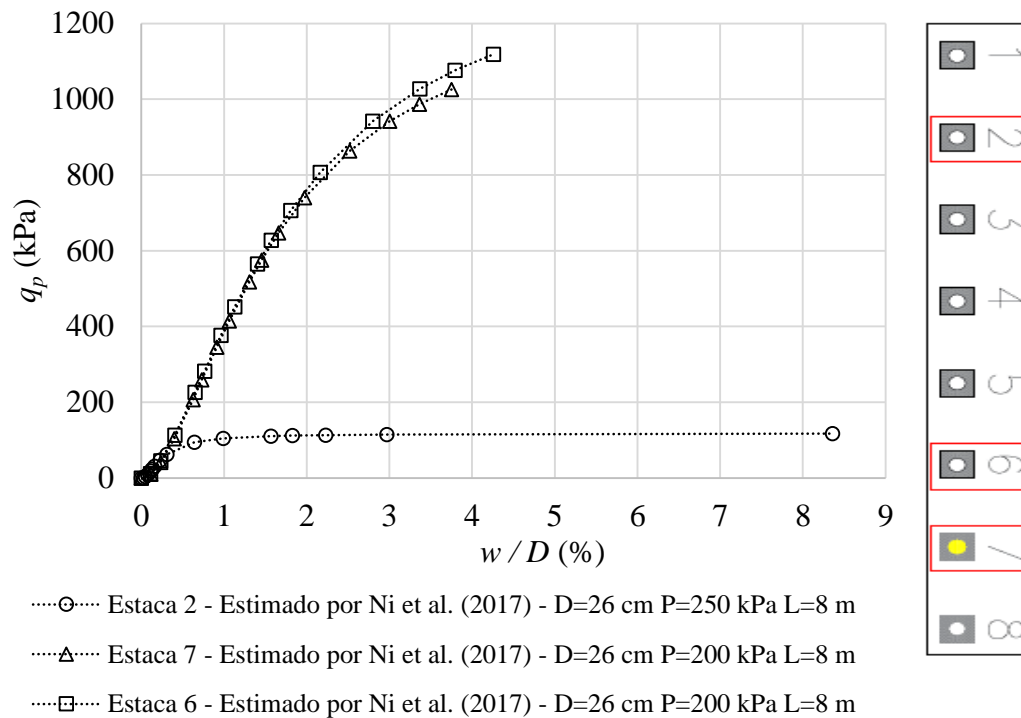


Figura 50. Análise da Estaca 2, Estaca 6 e Estaca 7 (tensão de ponta *versus* recalque normalizado).

Para a Estaca 2, observou-se uma rigidez menor que a verificada para as demais estacas, analisando o gráfico de tensão lateral e tensão de ponta. Na Tabela 13 pode-se verificar o valor de tensão de ponta de 5 kPa para a Estaca 2.

É possível que tenha acontecido algum problema executivo durante a injeção da estaca e na região da base da estaca tenha ocorrido a presença de algum material solto, o que comprometeu a capacidade de carga da base de tal estaca.

Na Tabela 14 mostra-se o resumo dos valores de tensão lateral máxima. Os resultados foram divididos em 1° e 2° grupo de comparação, que dizem respeito a estacas que possuem as mesmas características, mas apenas uma estaca possui a pressão de injeção diferente das outras. Essa estratégia foi empregada a fim de se poder realizar a análise da influência da pressão de injeção, de forma isolada.

No 1° grupo de comparação: Estacas 1, 4 e 8 (a Estaca 1 que está variando a pressão de injeção entre as outras duas estacas analisadas) e no 2° grupo de comparação: Estacas 2, 6 e 7 (a Estaca 2 que está variando a pressão de injeção entre as outras duas estacas isoladas).

Tabela 14. Resumo dos valores de tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio.

Análise da pressão de injeção	Grupo de comparação	Nº da estaca	$q_l (max)$ (kPa)	Pressão de injeção (kPa)	Comprimento (m)	Diâmetro (cm)
	1º Grupo	1	161	250	8	20
		4	170	200	8	20
		8	167	200	8	20
	2º Grupo	2	93	250	8	26
		6	111	200	8	26
		7	118	200	8	26

$q_l (max)$ : tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio

Para os dois grupos de comparação observa-se que  $q_l (max)$  é menor para as estacas que possuem 250 kPa de pressão de injeção. Assim, pode-se afirmar que o aumento da pressão de injeção de 200 kPa para 250 kPa não foi benéfico.

Na Tabela 15 mostra-se o resumo dos valores de tensão de ponta máxima para o 1º grupo de comparação: Estacas 1, 4 e 8 e para o 2º grupo de comparação: Estacas 2, 6 e 7.

Tabela 15. Resumo dos valores de tensão de ponta máxima.

Análise da pressão de injeção	Grupo de comparação	Nº da estaca	$q_p (max)$ (kPa)	Pressão de injeção (kPa)	Comprimento (m)	Diâmetro (cm)
	1º Grupo	1	1733	250	8	20
		4	1591	200	8	20
		8	2075	200	8	20
	2º Grupo	2	117	250	8	26
		6	1118	200	8	26
		7	1025	200	8	26

$q_p (max)$ : tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio

Na Tabela 15 pode-se verificar que no 1º grupo de comparação se for considerado uma média entre o  $q_p (max)$  da Estaca 4 e Estaca 8 chega-se no valor de 1833 kPa o que ainda assim é maior do que o  $q_p (max)$  da Estaca 1 que possui a pressão de injeção de 250 kPa. No segundo grupo de comparação a Estaca 2 que possui a pressão de injeção de 250 kPa foi a que obteve o menor valor de tensão de ponta entre as estacas analisadas.

A Figura 51 apresenta uma ilustração gráfica na qual se observa os valores de tensão lateral das estacas e de tensão de ponta. Já na Figura 52 tem-se um gráfico aonde pode-se verificar a tensão lateral e ponta de acordo com a sua pressão de injeção.

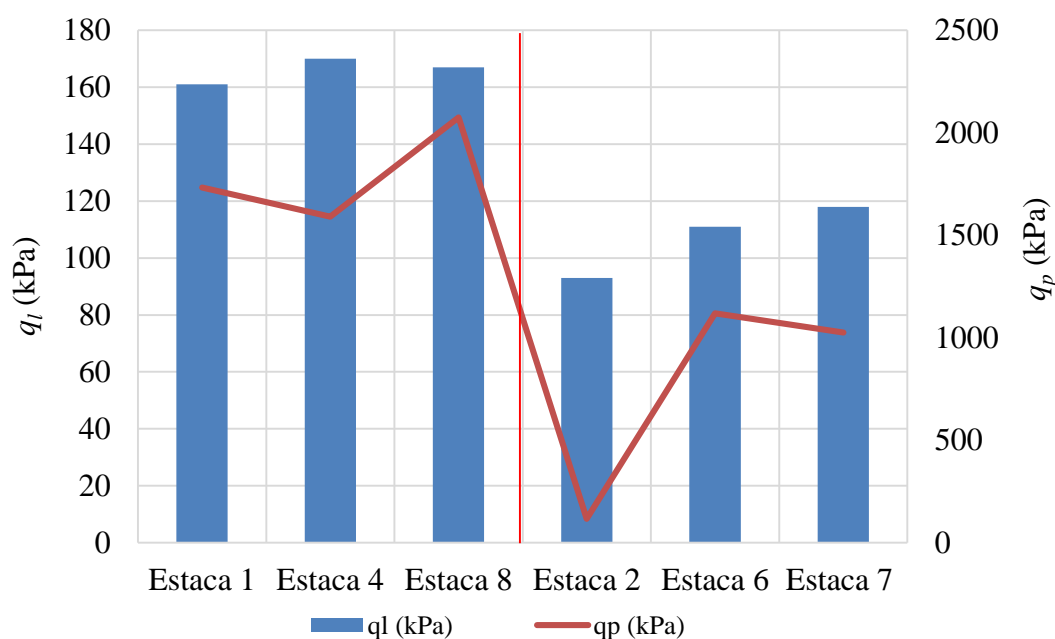


Figura 51. Análise gráfica da tensão lateral e de ponta para o primeiro de grupo de comparação e segundo grupo de comparação das estacas isoladas.

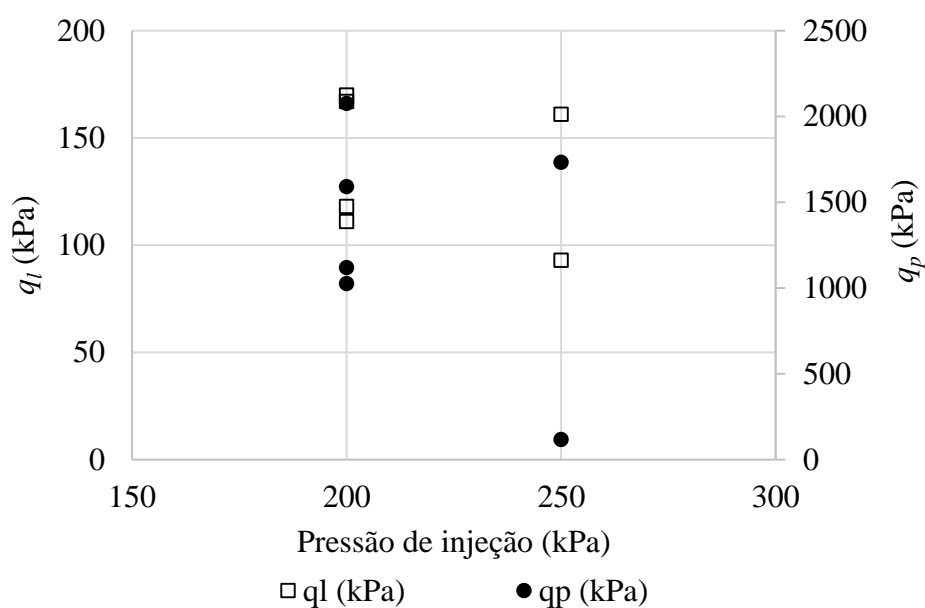


Figura 52. Gráfico de tensão lateral e tensão de ponta *versus* pressão de injeção da estaca.

A Tabela 3 informa os graus de injetabilidade de acordo com o solo, tipo de consistência e compacidade. Pode-se verificar que o perfil de solo estudado nessa pesquisa, nos primeiros 5 m é uma argila arenosa de consistência mole, a segunda camada até 8 m de profundidade é um silte arenoso de consistência média e a terceira camada é um silte arenoso de consistência dura. Dessa forma, verifica-se que para a argila de consistência mole e média tem-se um grau de injetabilidade

médio, assim o tipo de solo estudado sofre uma influência com o processo de injeção.

Observou-se nos resultados dessa pesquisa que quando se aumenta a pressão de injeção de 200 kPa para 250 kPa não se tem ganho de resistência na capacidade de carga por atrito lateral ou de resistência de ponta, conforme também verificado experimentalmente por Cunha (2011). Contudo, pode-se verificar que o tipo de solo de Brasília (poroso) sofre influência do processo de injeção e o processo executivo pode ser difícil de ser controlado e padronizado.

#### 4.2.2 Influência do comprimento

Pode-se observar na Figura 53 o gráfico carga *versus* recalque das estacas 3, 4 e 8.

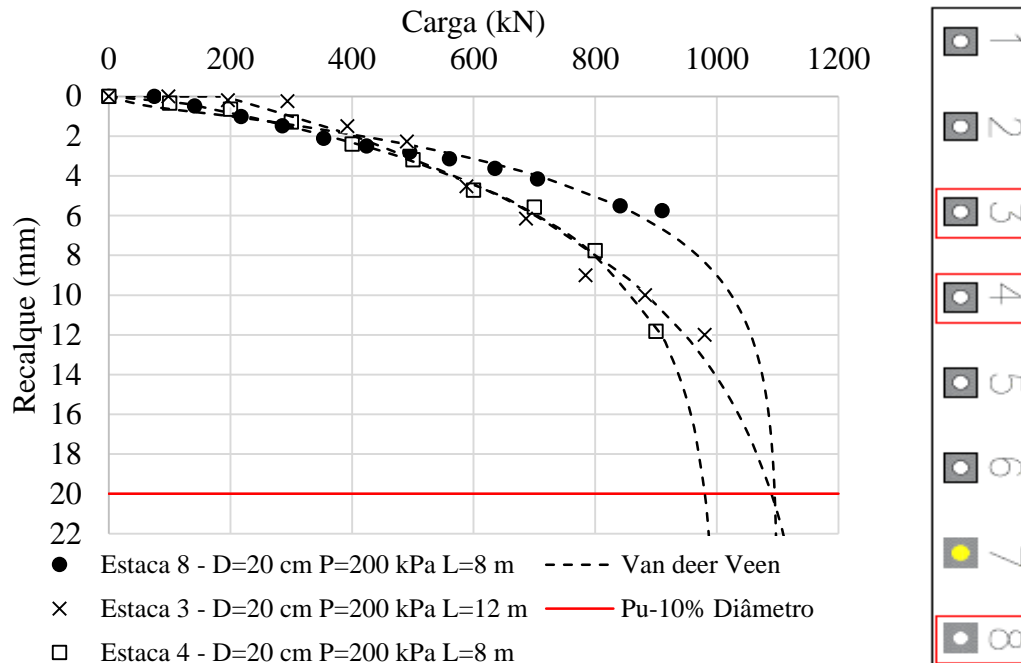


Figura 53. Análise da Estaca 3, Estaca 4 e Estaca 8 (método de ruptura 10% do diâmetro).

Pela a análise do gráfico carga-recalque da Figura 53, observa-se que a Estaca 3 (L=12 m) em comparação com as Estacas 3 e 4 (L=8m), não apresentou um aumento de capacidade de carga por ter comprimento de estaca maior.

Na Tabela 16 tem-se os valores que foram utilizados para fazer a estimativa da transferência de carga das Estacas 2, 6 e 7 pelo método de Ni et al. (2017). Nesta tabela tem-se os valores de  $q_b$ (carga na base da estaca),  $\tau_u$  (tensão lateral de cisalhamento última) e  $E_s$ (Módulo de elasticidade da estaca).

Tabela 16. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, lateral e ponta pelo método de Ni et al. (2017).

Estacas	Estaca 3	Estaca 4	Estaca 8
$q_b$ (kN)	40	55	55
$\tau_u$ (kPa)	175	180	175
$E_s$ (MPa)	80	120	120

Na Figura 54 e na Figura 55 mostram-se as curvas carga-recalque medidas em campo e também estimadas pelo método de Ni et al. (2017). O gráfico da Figura 54 e da Figura 55 foram divididos em Gráfico A e Gráfico B para facilitar a visualização do leitor. Está sendo analisada a

influência do comprimento das estacas.

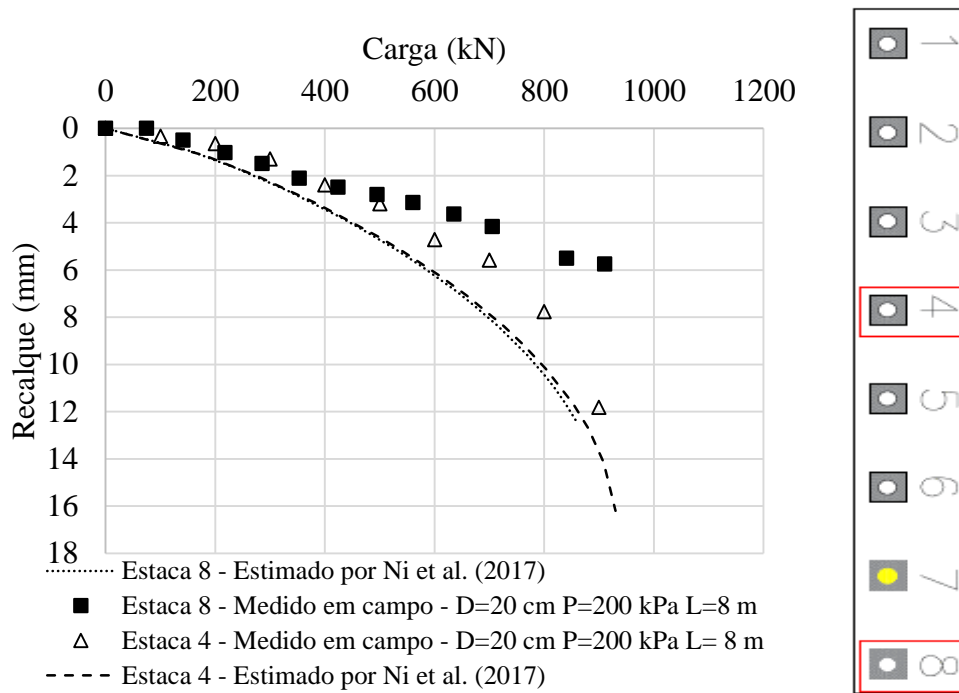


Figura 54. Gráfico A - análise da Estaca 4 e Estaca 8 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

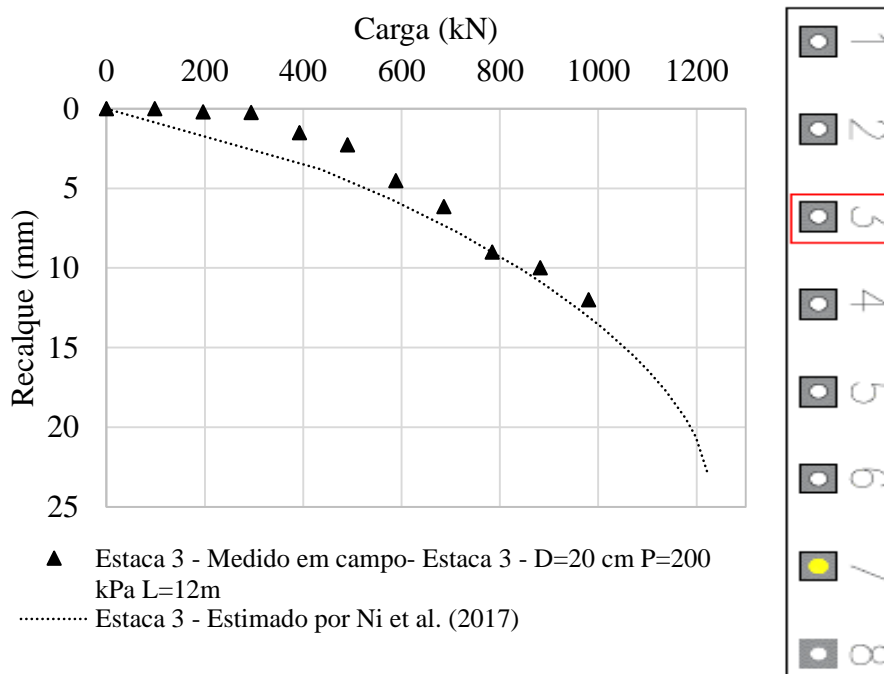


Figura 55. Gráfico B - análise da Estaca 3 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).



A Figura 56 mostra o gráfico de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro. Observa-se que para a estaca de 12 m de comprimento (Estaca 3), obteve-se  $q_l$  (5%) 27 % menor do que as estacas que possuem o comprimento de 8 m (Estaca 4 e Estaca 8).

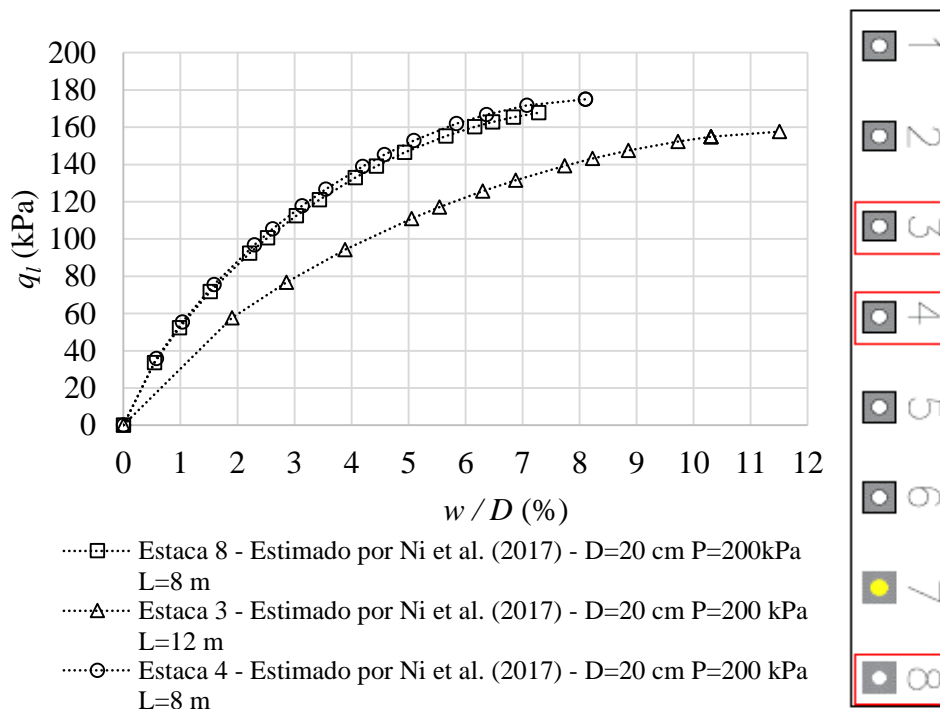


Figura 56. Análise da Estaca 3, Estaca 4 e Estaca 8 (análise da tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro).

Nota-se que os valores de  $N_{spt}$  do campo experimental da Solotrat, apresentados na Tabela 8 indicaram que a camada que compreende a profundidade de 12 m (profundidade em que está apoiada a Estaca 3) é menos resistente do que a camada de 8 m (na qual estão apoiadas as estacas 4 e 8).

Após os 9 m de profundidade observa-se que o  $N_{spt}$  médio, módulo de elasticidade, coesão e ângulo de atrito do solo diminuem, o que pode explicar a razão pela qual as Estacas com 12 m não apresentaram resultados satisfatórios quando comparados com as Estacas de 8 m de comprimento. Contudo, essa diminuição dos valores de tensão lateral e de ponta podem estar mais fortemente relacionadas ao processo executivo das estacas.

Na Figura 57, tem-se o gráfico de tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro.

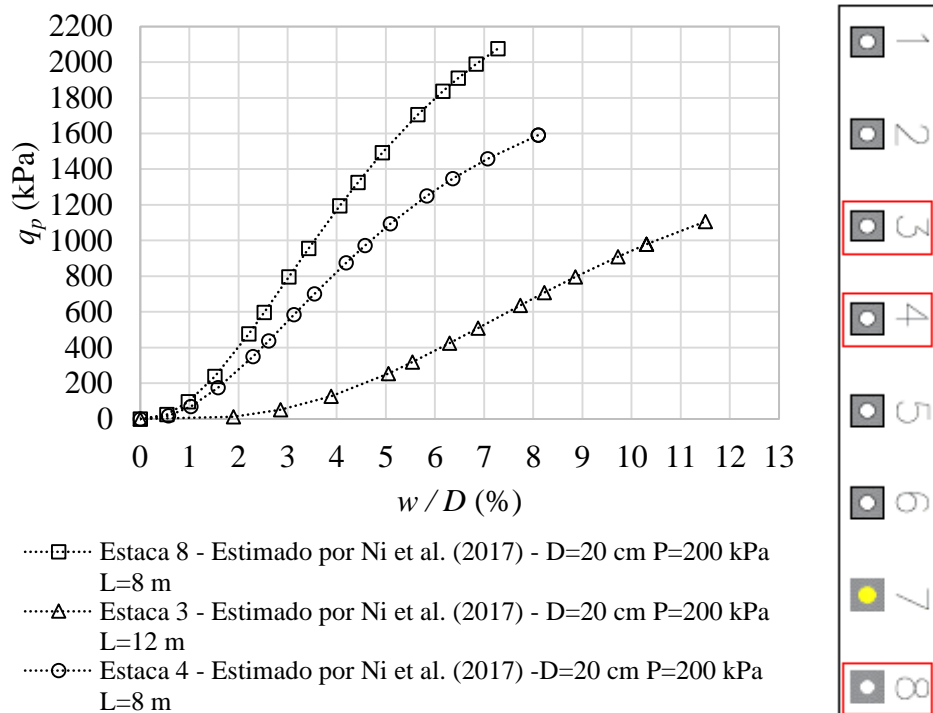


Figura 57. Análise da Estaca 3, Estaca 4 e Estaca 8 (análise da tensão de ponta *versus* diâmetro normalizado).

Na Figura 57, para a Estaca 3 tem-se uma queda considerável de tensão na ponta em relação às outras estacas, uma vez que a camada em que a estaca está apoiada em 12 m é menos resistente do que a camada de 8 m na qual estão apoiadas as demais estacas.

Se for considerada uma média em  $q_p$  (5%): entre a Estaca 4 e Estaca 8, obtém-se um valor de 1293 kPa, o que é 5 vezes maior do que a tensão de ponta para a Estaca 3, no mesmo valor de recalque normalizado pelo diâmetro.

Pode-se observar na Figura 58 o gráfico carga *versus* recalque das estacas 5, 6 e 7.

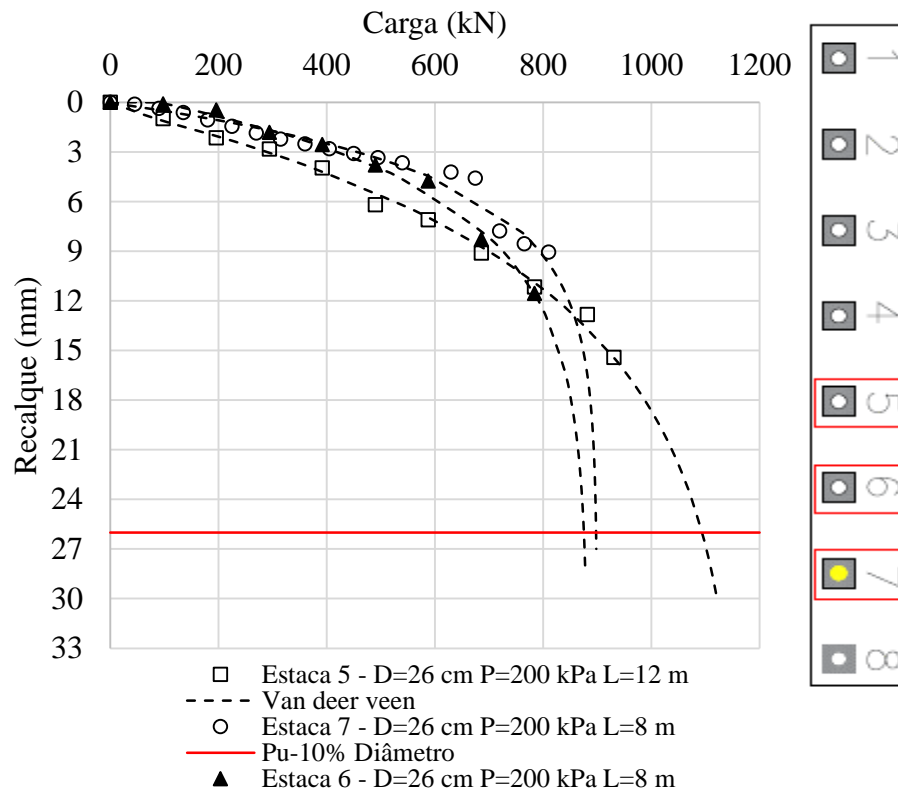


Figura 58. Análise da Estaca 5, Estaca 6 e Estaca 7 (método de ruptura 10% do diâmetro).

Na Figura 58, para  $P_u$  observa-se uma maior capacidade de carga para a estaca de 12 m de comprimento quando comparada com as estacas de 8 m de comprimento, considerando a extrapolação de carga de Van der Veen.

Na Tabela 17 informam-se os valores que foram utilizados para fazer a estimativa da transferência de carga das estacas 5, 6 e 7 pelo método de Ni et al. (2017). Nesta tabela tem-se os valores de  $q_b$  (carga na base da estaca),  $\tau_u$  (tensão lateral de cisalhamento última) e  $E_s$  (Módulo de elasticidade da estaca).

Tabela 17. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, tensão lateral e tensão de ponta pelo método de Ni et al. (2017).

Estacas	Estaca 5	Estaca 6	Estaca 7
$q_b$ (kN)	45	60	55
$\tau_u$ (kPa)	95	120	135
$E_s$ (MPa)	60	100	120

Na Figura 59 e na Figura 60 mostram-se as curvas carga-recalque, medidas em campo e também estimadas pelo método de Ni et al. (2017). Os gráficos da Figura 59 e da Figura 60 foram divididos em Gráfico A e Gráfico B para facilitar a visualização do leitor.

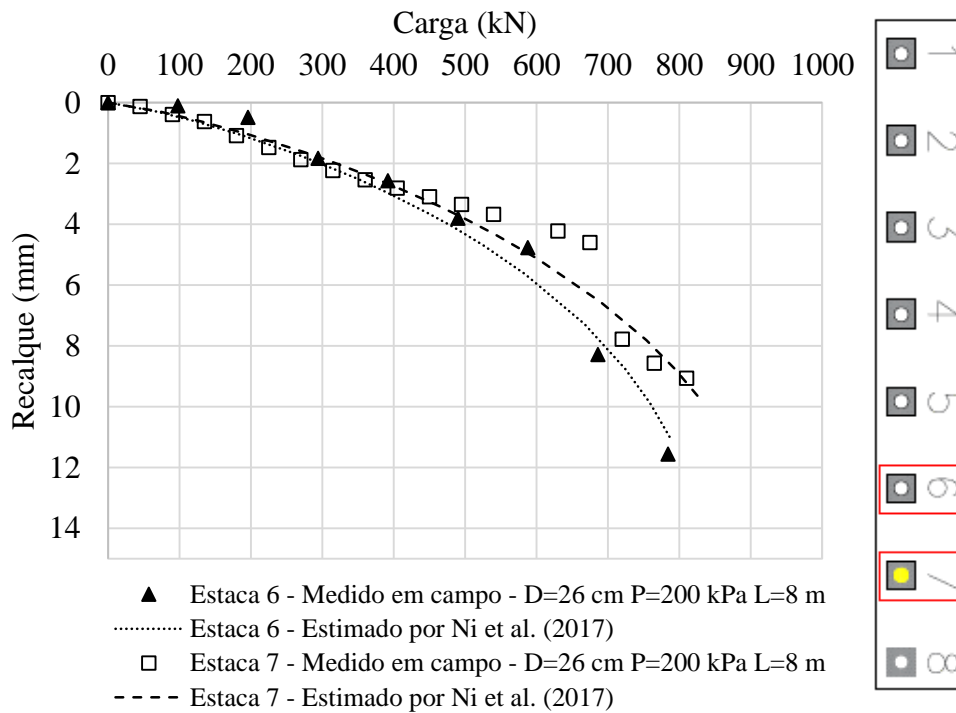


Figura 59. Gráfico A - Estaca 6 e Estaca 7 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

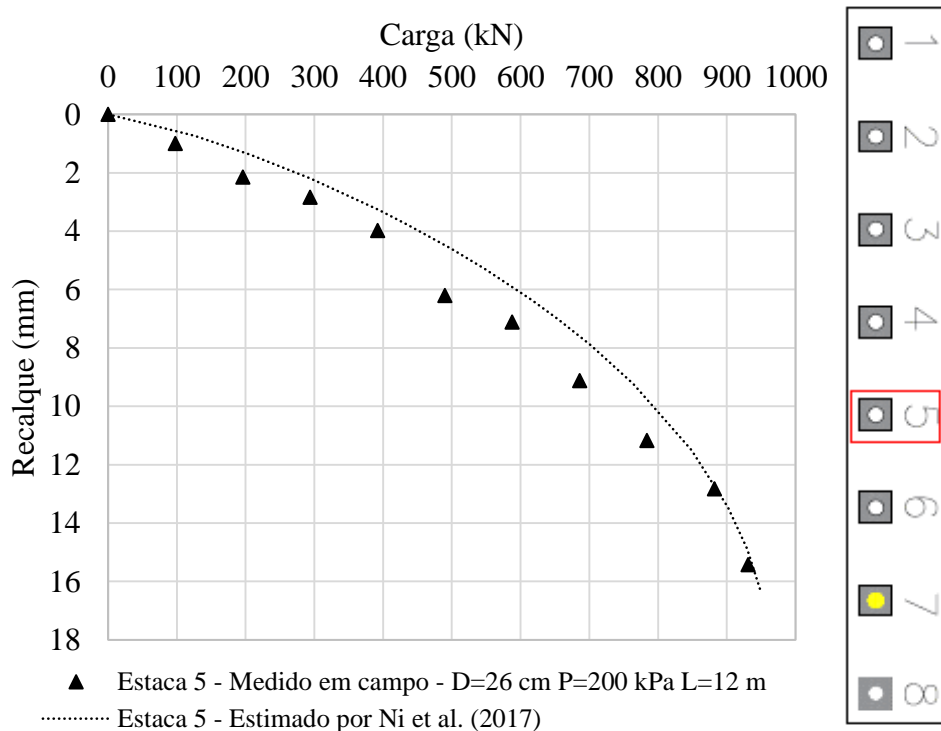


Figura 60. Gráfico B - análise da Estaca 5 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

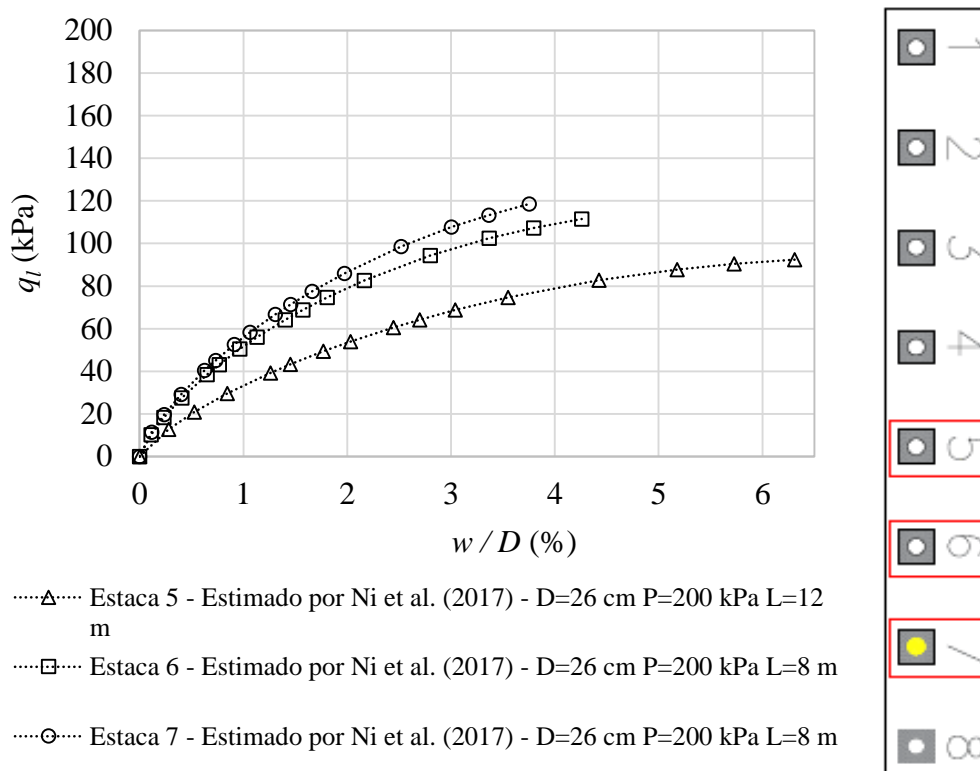


Figura 61. Análise da Estaca 5, Estaca 6 e Estaca 7 (tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro).

Pode-se verificar na Figura 61 que nos gráficos de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro, em  $q_l$  (3%), a média entre a Estaca 6 e Estaca 7 foi de 104 kPa, cerca de 34 % maior do que a Estaca 5.

Na Figura 62, os valores de  $q_p$  (3%): da Estaca 6 e 7 são quase o dobro do valor de tensão de ponta para a Estaca 5. Foi avaliado o valor de tensão lateral e de ponta em 3% do recalque normalizado porque os resultados das Estacas 6 e 7 não atingiram o valor de 5% do recalque normalizado do diâmetro.

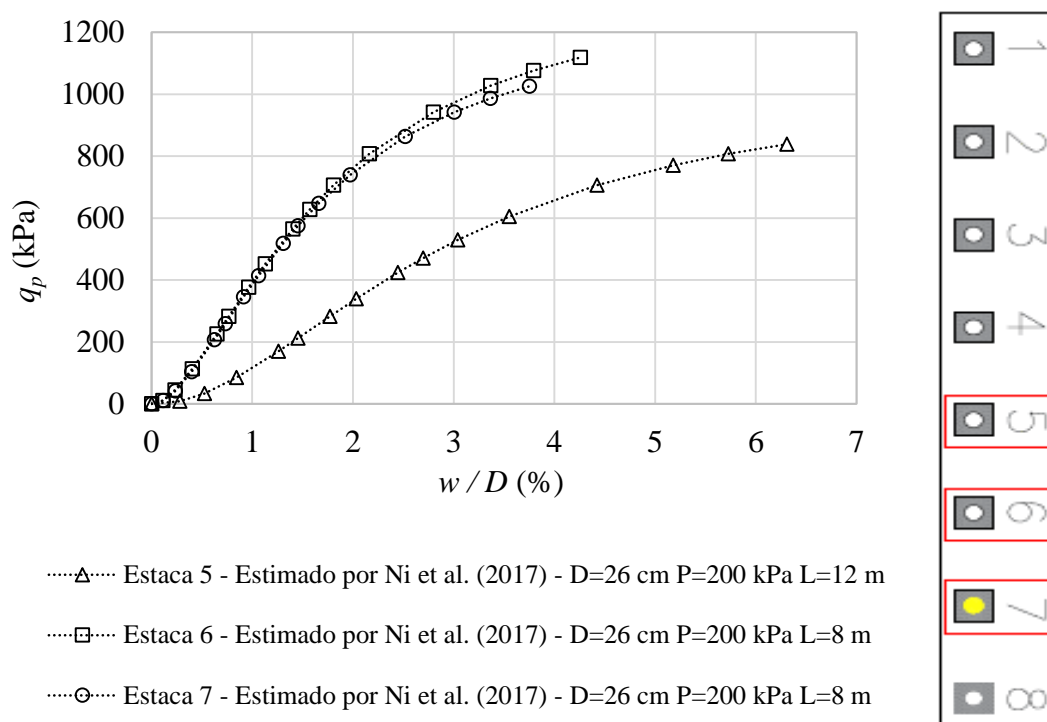


Figura 62. Análise da Estaca 5, estaca 6 e estaca 7(tensão de ponta *versus* diâmetro normalizado).

Na Tabela 18 mostra-se o resumo dos valores de tensão lateral máxima. Os resultados foram divididos em 1° e 2° grupo de comparação, que dizem respeito a estacas que possuem as mesmas características, mas apenas uma estaca possui o comprimento diferente das outras. Essa estratégia foi empregada a fim de analisar isoladamente os efeitos do aumento do comprimento da estaca.

No 1° grupo de comparação: Estacas 3, 4 e 8 (Estaca 3 que está variando o comprimento entre as estacas analisadas) e no 2° grupo de comparação: Estacas 5, 6 e 7 (Estaca 5 que está variando o comprimento entre as outras 2 estacas isoladas).

Tabela 18. Resumo dos valores de tensão lateral máxima.

	Grupo de comparação	N° da estaca	$q_l (max)$ (kPa)	Comprimento (m)	Diâmetro (cm)	Pressão de injeção (kPa)
Análise do Comprimento	1° Grupo	3	157	12	20	200
		4	170	8	20	200
		8	167	8	20	200
	2° Grupo	5	92	12	26	200
		6	111	8	26	200
		7	118	8	26	200

$q_l (max)$ : tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio

Na Tabela 18 pode-se verificar no primeiro grupo de comparação que a Estaca 3 (L=12 m) possui o menor valor de  $q_l (max)$  entre as estacas analisadas (Estaca 4 e 8). A Estaca 3 possui  $q_l (max)$  7% menor do que a média das Estacas 4 e 8 que possuem o comprimento de 8 m.

Para o segundo grupo de comparação tem-se a mesma situação, a Estaca 5 (L=12 m) possui o  $q_l (max)$  20 % menor do que a média das Estacas 6 e 7 que possuem o comprimento de 8 m.

Na Tabela 19 apresenta-se o resumo dos valores de tensão de ponta para o 1° grupo de comparação: Estacas 3, 4 e 8 e para o 2° grupo de comparação: Estacas 5, 6 e 7.

Tabela 19. Resumo dos valores de tensão de ponta máxima.

	Grupo de comparação	N° da estaca	$q_p (max)$ (kPa)	Comprimento (m)	Diâmetro (cm)	Pressão de injeção (kPa)
Análise do Comprimento	1° Grupo	3	1107	12	20	200
		4	1591	8	20	200
		8	2075	8	20	200
	2° Grupo	5	839	12	26	200
		6	1118	8	26	200
		7	1025	8	26	200

$q_p (max)$ : tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio

Na Tabela 19, no primeiro grupo de comparação, pode-se verificar que a média do valor de tensão de ponta das estacas 4 e 8 é de 1833 kPa, dessa forma verifica-se que é maior do que a tensão de ponta da Estaca 3 que possui o comprimento de 12 m.

No segundo grupo de comparação, se for considerada uma média entre as Estacas 6 e 7 (estacas de 8 m de comprimento) tem-se uma média de 1071 kPa, o que resulta em um valor 27% maior da  $q_p (max)$  em relação a Estaca 3.

Na Figura 63 pode-se observar os valores de tensão de lateral e de ponta graficamente para o 1° grupo de comparação e 2° grupo de comparação das estacas isoladas. Já na Figura 64 tem-se a relação dos valores de tensão lateral e de ponta de acordo com o comprimento da estaca.

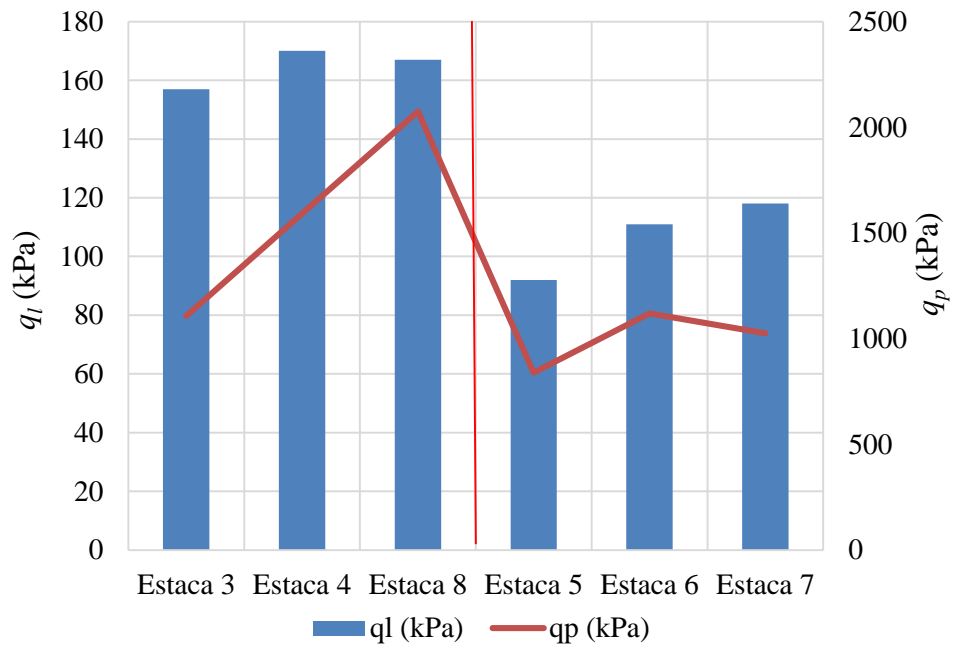


Figura 63. Análise gráfica da tensão lateral e de ponta para o primeiro de grupo de comparação e segundo grupo de comparação das estacas isoladas.

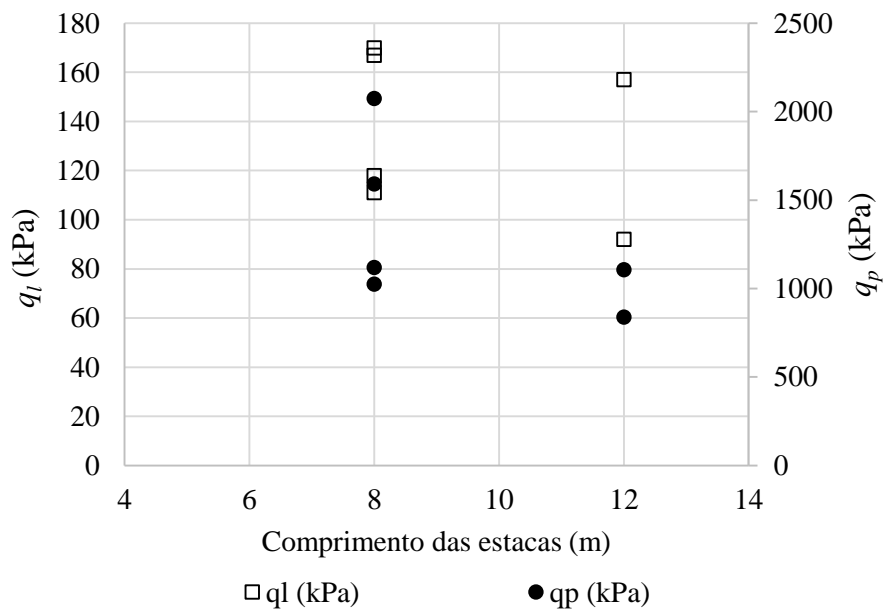


Figura 64. Gráfico de tensão lateral e tensão de ponta *versus* comprimento da estaca.

Dessa forma, essa situação corresponde com as afirmações de Lima (2008) quando se fala que a carga de ruptura do sistema de fundações não é intrínseca à estaca, mas depende do tipo de maciço de solo e seus parâmetros de resistência e geometria (dimensão da seção transversal e comprimento).



Nessa pesquisa, com os ensaios de campo verificou-se que após os 9 m de profundidade o  $N_{spt}$  médio, módulo de elasticidade, coesão e ângulo de atrito do solo diminuem, o que pode explicar a razão pela qual as Estacas com 12 m não apresentaram resultados satisfatórios quando comparados com as Estacas de 8 m de comprimento. Sendo assim, as estacas que possuem o comprimento de 8 m obtiveram melhores resultados de capacidade de carga pelo método da ruptura convencional, tensão lateral e de ponta. O processo executivo também pode ter contribuído para que as Estacas de 12 metros de comprimento não obtivessem resultados satisfatórios.

### 4.2.3 Influência do diâmetro

Pode-se observar na Figura 65 o gráfico de carga-recalque das Estacas 1 e 2.

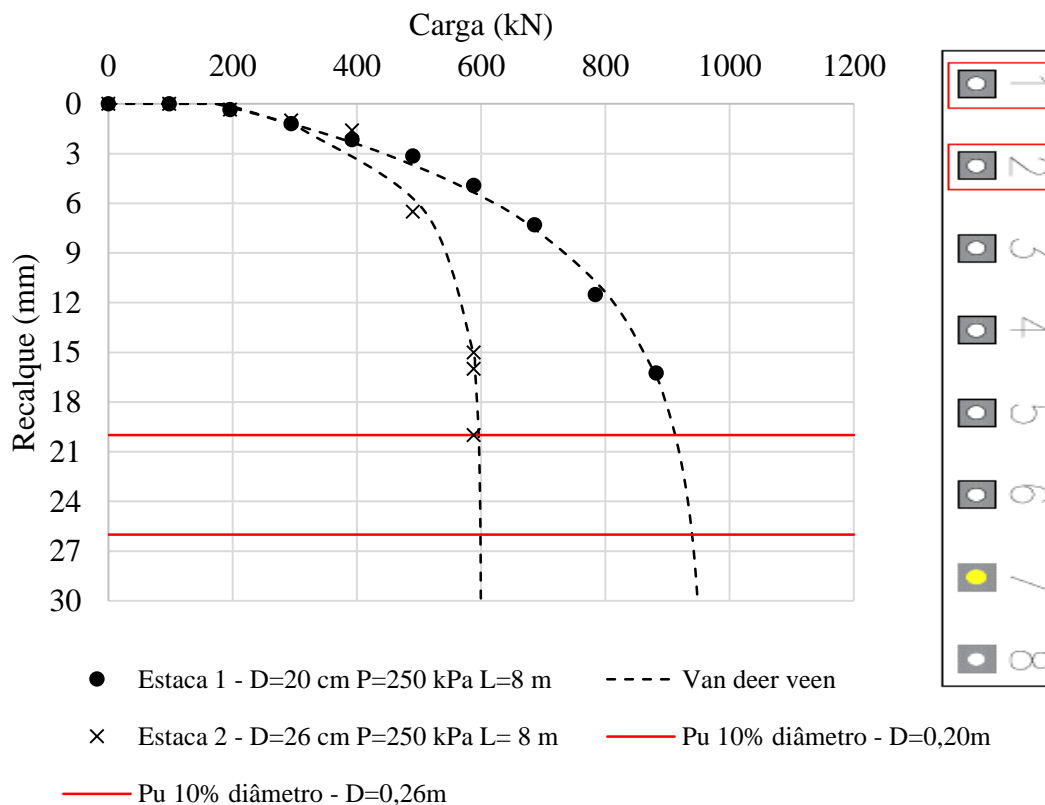


Figura 65. Análise da Estaca 1 e Estaca 2 (método de ruptura 10% do diâmetro).

As Estacas 1 e 2 possuem as mesmas características, mas a Estaca 1 possui o diâmetro de 20 cm e a Estaca 2 o diâmetro de 26 cm. Na Figura 65 observa-se que a Estaca 2 apresentou  $P_u$  (critério de ruptura em 10% do diâmetro da estaca) menor do que a Estaca 1. Possivelmente porque

a estaca com diâmetro de 20 cm desconfinou menos o solo e também pode estar vinculado ao processo executivo.

Na Tabela 20 informam-se os valores que foram utilizados para fazer a estimativa da transferência de carga das Estacas 1 e 2 pelo método de Ni et al. (2017). Nesta tabela tem-se os valores de  $q_b$  (carga na base da estaca),  $\tau_u$  (tensão lateral de cisalhamento última) e  $E_s$  (Módulo de elasticidade da estaca).

Tabela 20. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, tensão lateral e tensão de ponta pelo método de Ni et al. (2017).

Estacas	Estaca 1	Estaca 2
$q_b$ (kN)	55	5
$\tau_u$ (kPa)	166	100
$E_s$ (MPa)	120	120

Na Figura 66 mostra-se a curva carga-recalque das Estacas 1 e 2, medidos em campo e estimados por Ni et al. (2017).

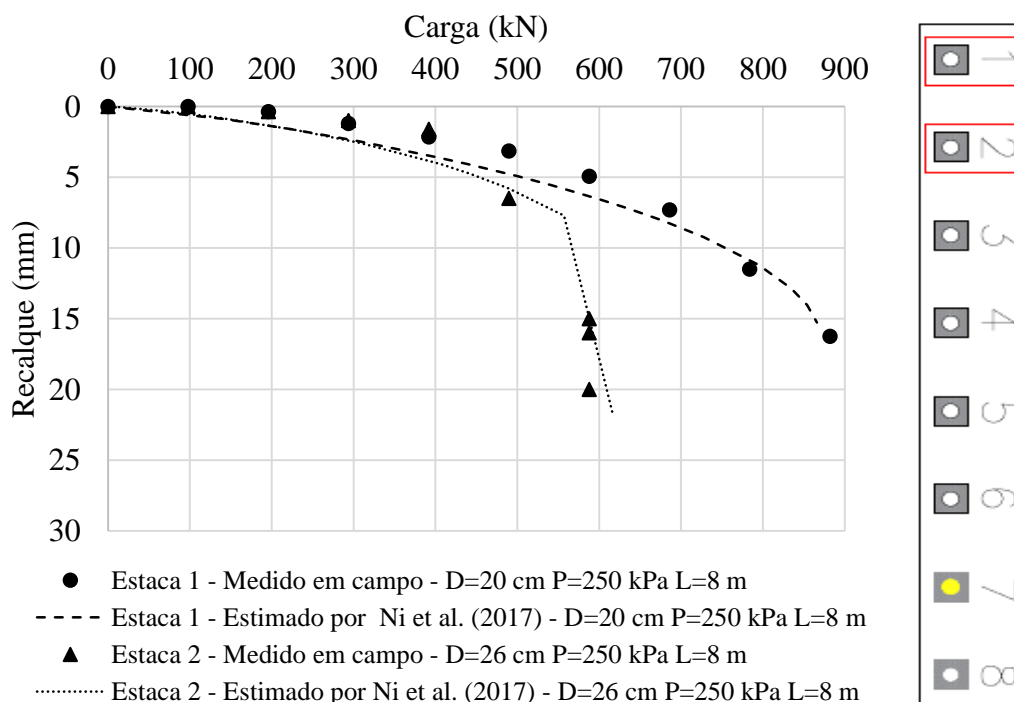


Figura 66. Análise da Estaca 1 e Estaca 2 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

A Figura 67 e Figura 68 mostram os gráficos de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro e tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro, respectivamente. Está sendo analisado a influência do diâmetro da Estaca 1 (D= 20 cm) e Estaca 2 (D= 26 cm).

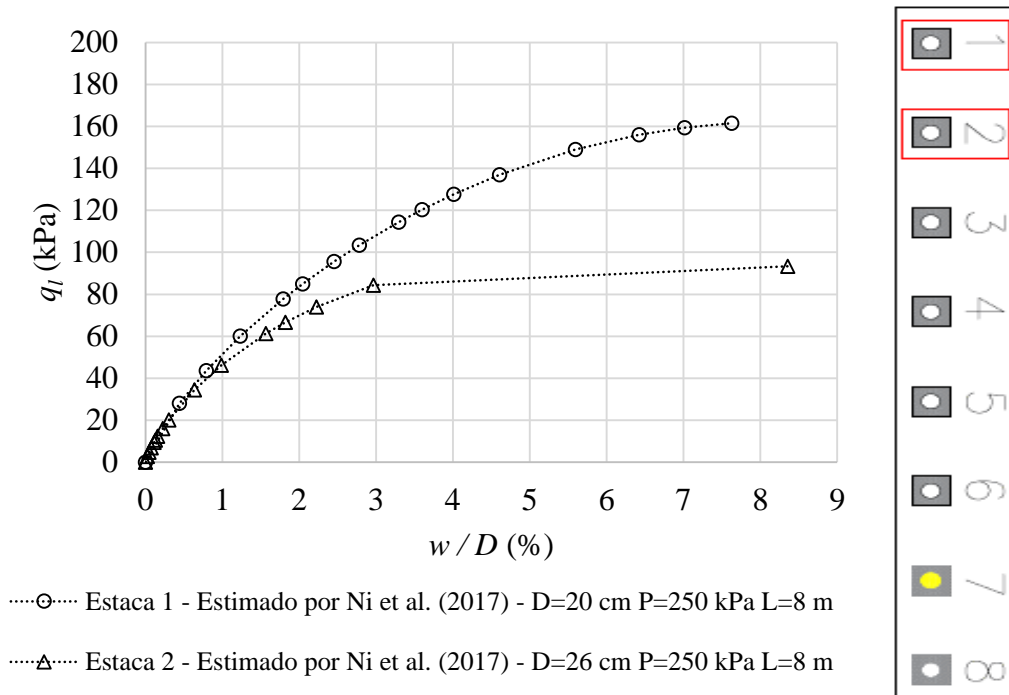


Figura 67. Análise da Estaca 1 e Estaca 2 (tensão lateral *versus* diâmetro normalizado).

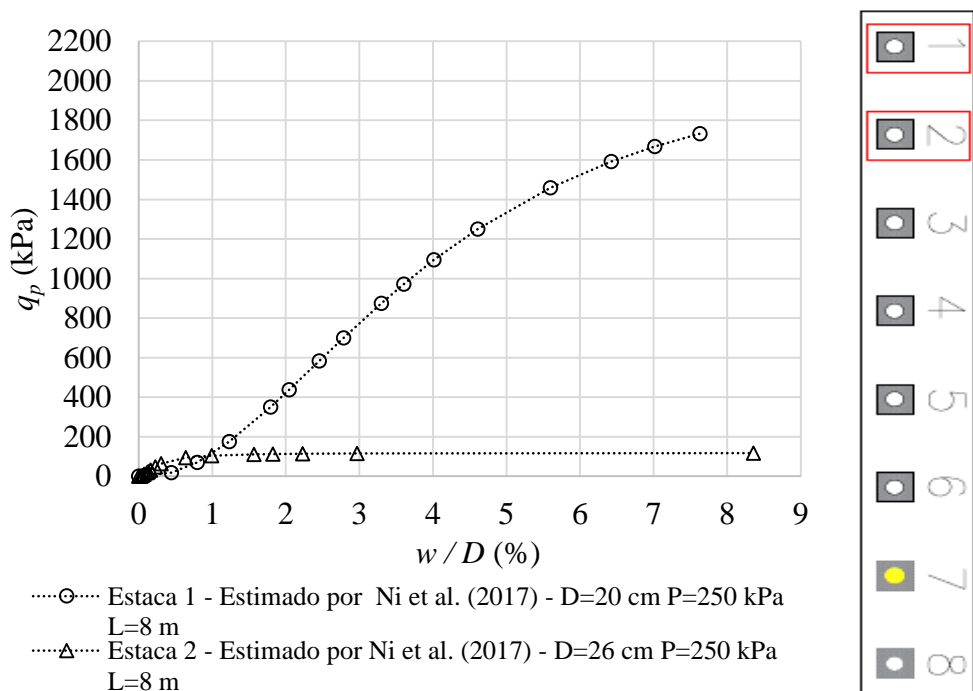


Figura 68. Análise da Estaca 1 e Estaca 2 (tensão de ponta *versus* diâmetro normalizado).

Na Figura 67 e Figura 68 pode-se avaliar a influência do diâmetro, observa-se que a estaca com o diâmetro maior ofereceu menor resistência lateral e resistência de ponta. Contudo, como mencionado anteriormente, na Estaca 2 pode ter acontecido algum problema executivo, uma vez que a sua resistência de ponta foi muito pequena e inferior a das outras estacas, o que não era inicialmente esperado.

Na Figura 69 tem-se a curva carga-recalque da Estaca 3 e Estaca 5. As Estacas 3 e 5 possuem as mesmas características executivas exceto pelo diâmetro, que é a variável que está sendo analisada. A Estaca 3 possui diâmetro de 20 cm e a Estaca 5 possui diâmetro de 26 cm. Pode-se observar que a Estaca 3 obteve maior  $P_u$  quando comparada com a Estaca 5.

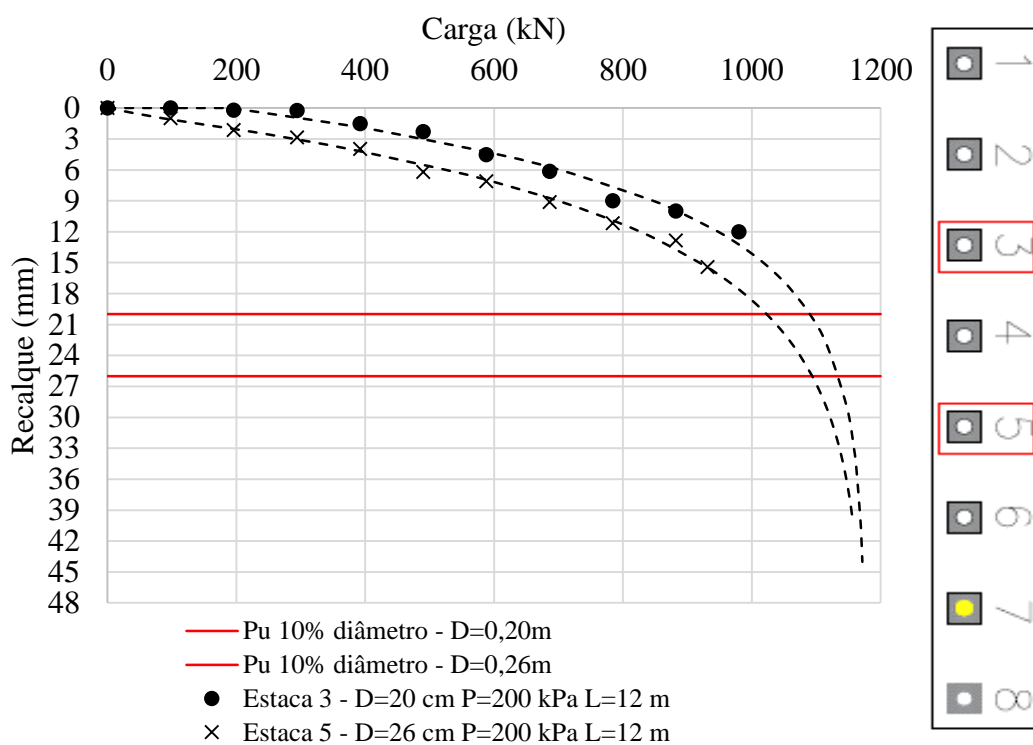


Figura 69. Análise da Estaca 3 e Estaca 5 (método de ruptura 10% do diâmetro).

Na Tabela 21 informam-se os valores que foram utilizados para fazer a estimativa da transferência de carga das Estacas 3 e 5 pelo método de Ni et al. (2017). Nesta tabela tem-se os valores de  $q_b$  (carga na base da estaca),  $\tau_u$  (tensão lateral de cisalhamento última) e  $E_s$  (Módulo de elasticidade da estaca).

Tabela 21. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, tensão lateral e tensão de ponta pelo método de Ni et al. (2017).

Estacas	Estaca 3	Estaca 5
$q_b$ (kN)	40	45
$\tau_u$ (kPa)	175	95
$E_s$ (MPa)	80	60

Na Figura 70 tem-se o gráfico de carga-recalque dos ensaios medidos em campo e estimados por Ni et al. (2017). Na Figura 71 mostra-se o gráfico de tensão lateral *versus* recalque normalizado

pelo diâmetro e na Figura 72 verifica-se o gráfico de tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro.

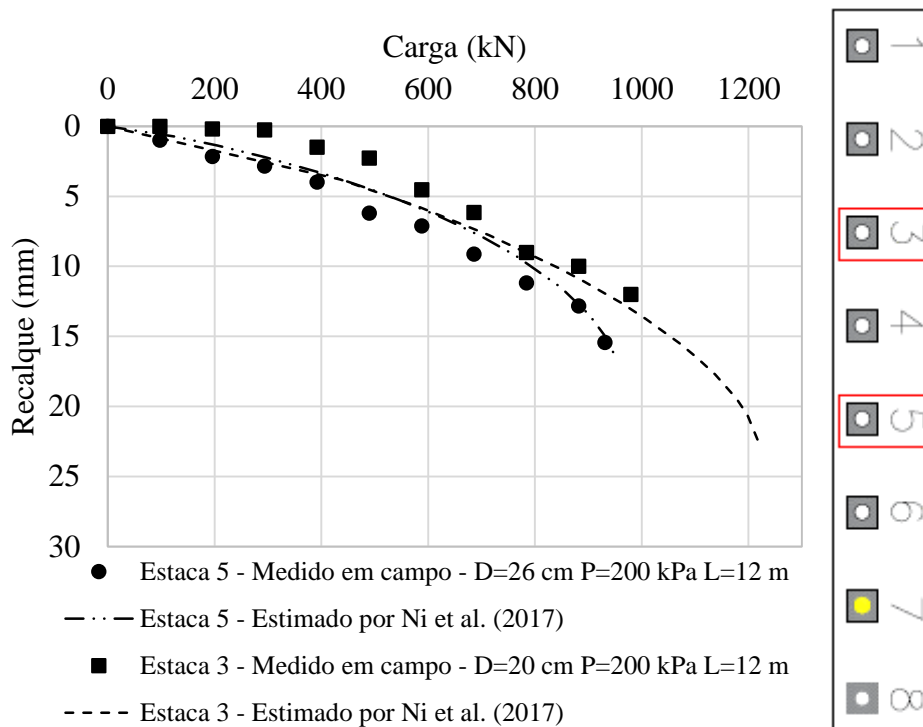


Figura 70. Análise da Estaca 3 e Estaca 5 - Gráfico carga *versus* recalque (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

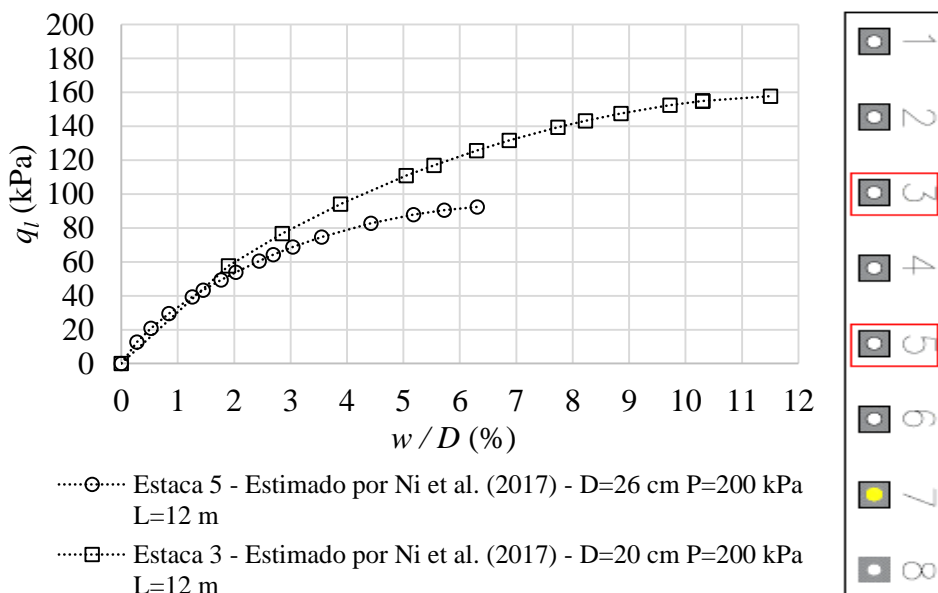


Figura 71. Análise da Estaca 3 e Estaca 5 (tensão lateral *versus* diâmetro normalizado).

Na Figura 71 pode-se observar que a Estaca 5 (D=26 cm) ofereceu uma resistência de  $q_l$  (5%) 20% menor do que a Estaca 3.

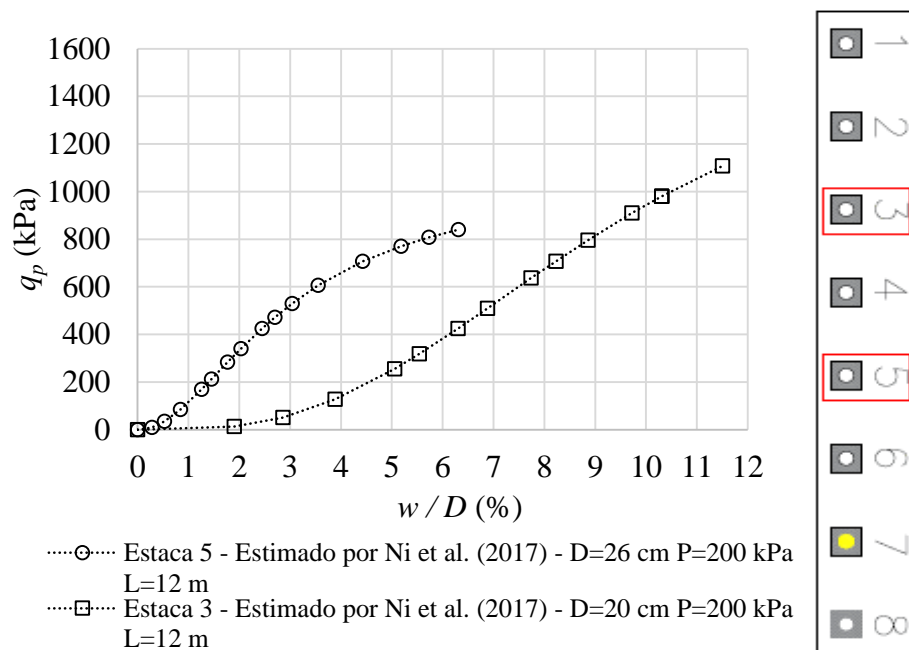


Figura 72. Análise da Estaca 3 e estaca 5 (tensão de ponta *versus* diâmetro normalizado).

Na Figura 72, para  $q_p$  (5%) (tensão de ponta em 5% do recalque normalizado), observou-se que a Estaca 5 (D=26cm) apresentou um valor 3 vezes maior de tensão de ponta em relação a Estaca 3, ou seja, um efeito diferente para a tensão lateral. Contudo, a Estaca 3 (D=20 cm) obteve  $q_p$  (max) (tensão de ponta máxima) 32% maior do que  $q_p$  (max) da Estaca 5. Na Figura 73 pode-se observar o gráfico de carga-recalque das Estacas 4, 6, 7 e 8.

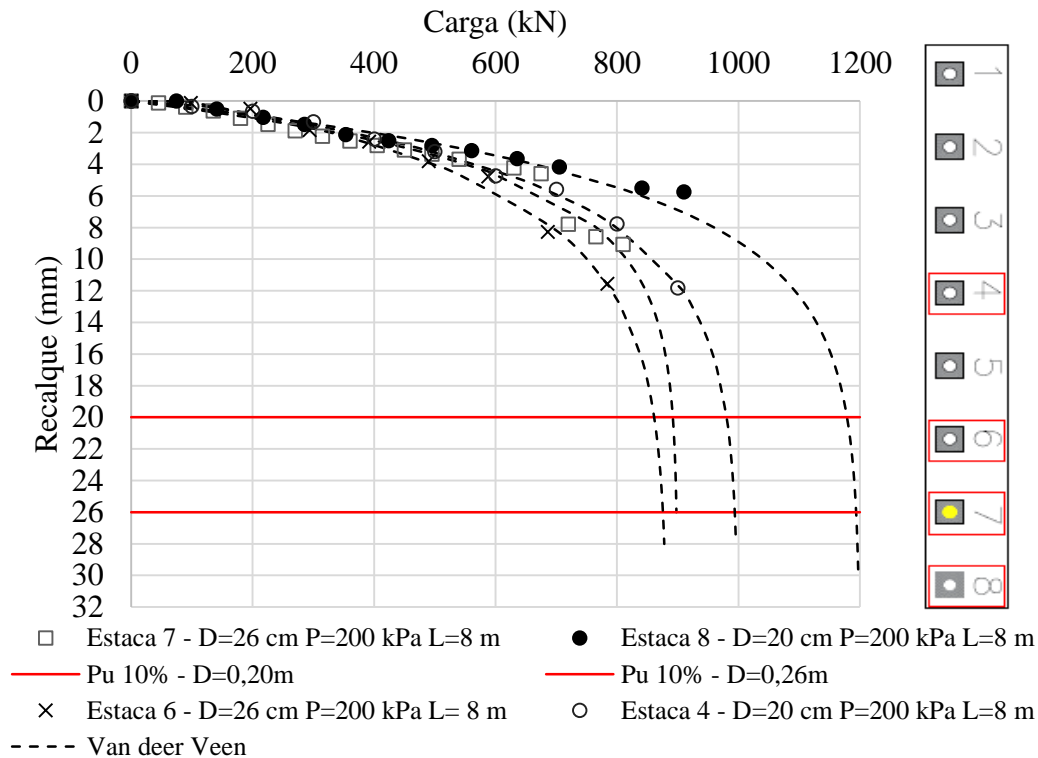


Figura 73. Análise da Estaca 4, Estaca 6, Estaca 7 e Estaca 8 (método de ruptura 10% do diâmetro).

Na Figura 73 tem-se as Estacas 4 e 8 que possuem as mesmas características executivas (D=20 cm) e as Estacas 7 e 6 que possuem as mesmas características executivas (D=26 cm). Observa-se que as Estacas que possuem o diâmetro de 20 cm apresentaram  $P_u$  (critério de ruptura em 10% do diâmetro) mais elevados do que as estacas com 26 cm.

Na Tabela 22 informam-se os valores que foram utilizados para fazer a estimativa da transferência de carga das estacas 4, 6, 7 e 8 pelo método de Ni et al. (2017). Nesta tabela tem-se os valores de  $q_b$  (carga na base da estaca),  $\tau_u$  (tensão lateral de cisalhamento última) e  $E_s$  (Módulo de elasticidade da estaca).

Tabela 22. Parâmetros utilizados para estimar as curvas carga-recalque, tensão lateral e tensão de ponta pelo método de Ni et al. (2017).

Estacas	Estaca 4	Estaca 6	Estaca 7	Estaca 8
$q_b$ (kN)	75	60	55	75
$\tau_u$ (kPa)	105	120	135	175
$E_s$ (MPa)	80	100	120	120

Na Figura 74 e Figura 75 mostram-se as curvas carga-recalque medidas em campo e estimadas por Ni et al. (2017). Os gráficos da Figura 74 e Figura 75 foram divididos em Gráfico A e Gráfico B para facilitar a visualização do leitor.

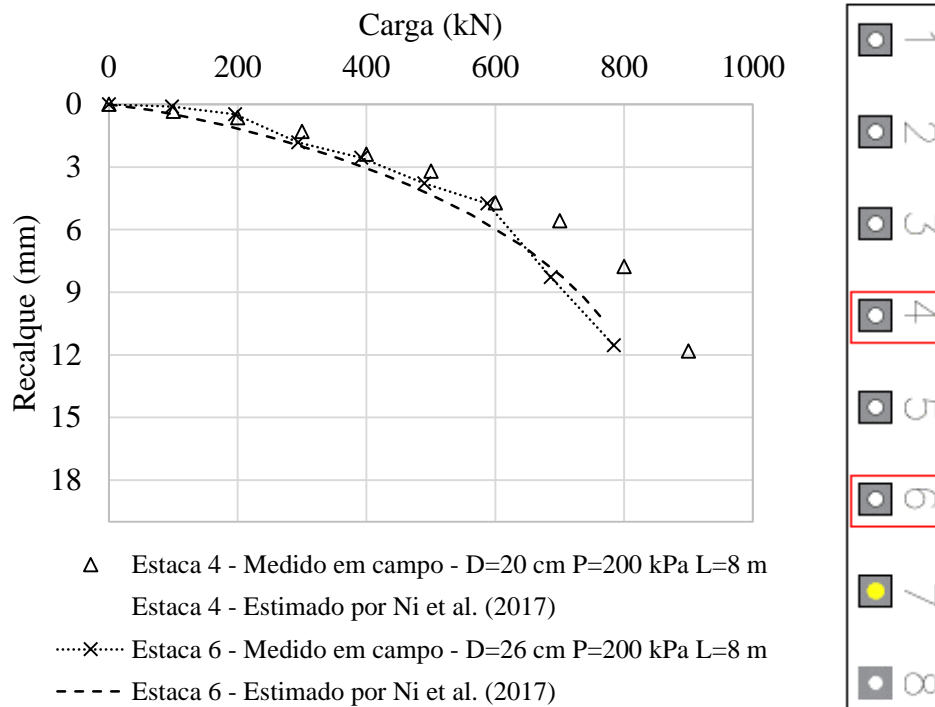


Figura 74. Gráfico A - análise da Estaca 4 e Estaca 6 (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).

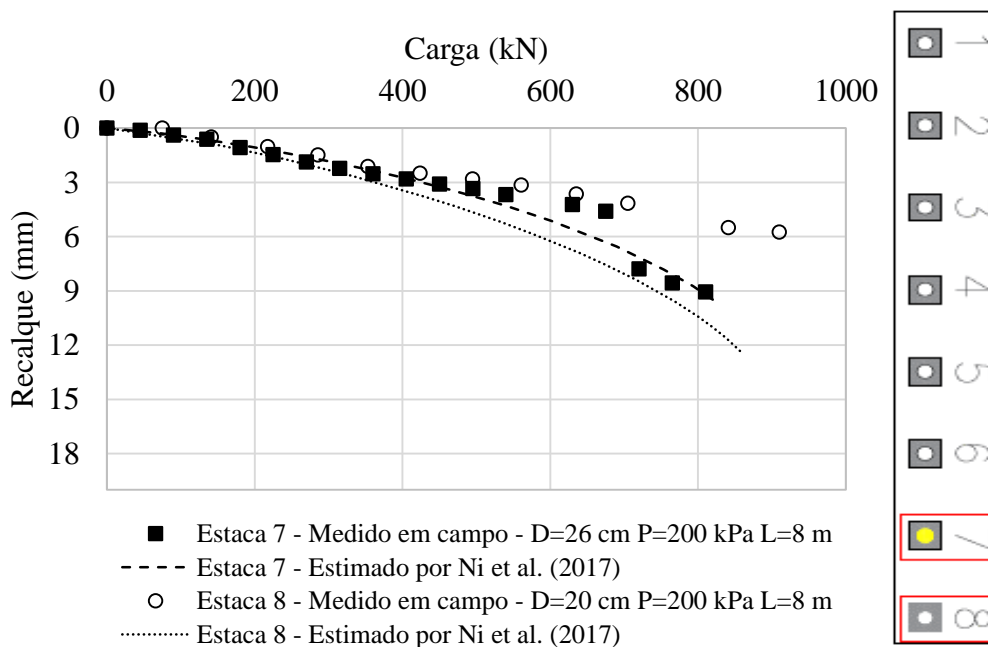


Figura 75. Gráfico B - análise da Estaca 7 e Estaca 8 (Comparação dos resultados medidos em campo com os resultados estimados da transferência de carga).



Na Figura 76 e Figura 77 tem-se os gráficos de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro e tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro, respectivamente.

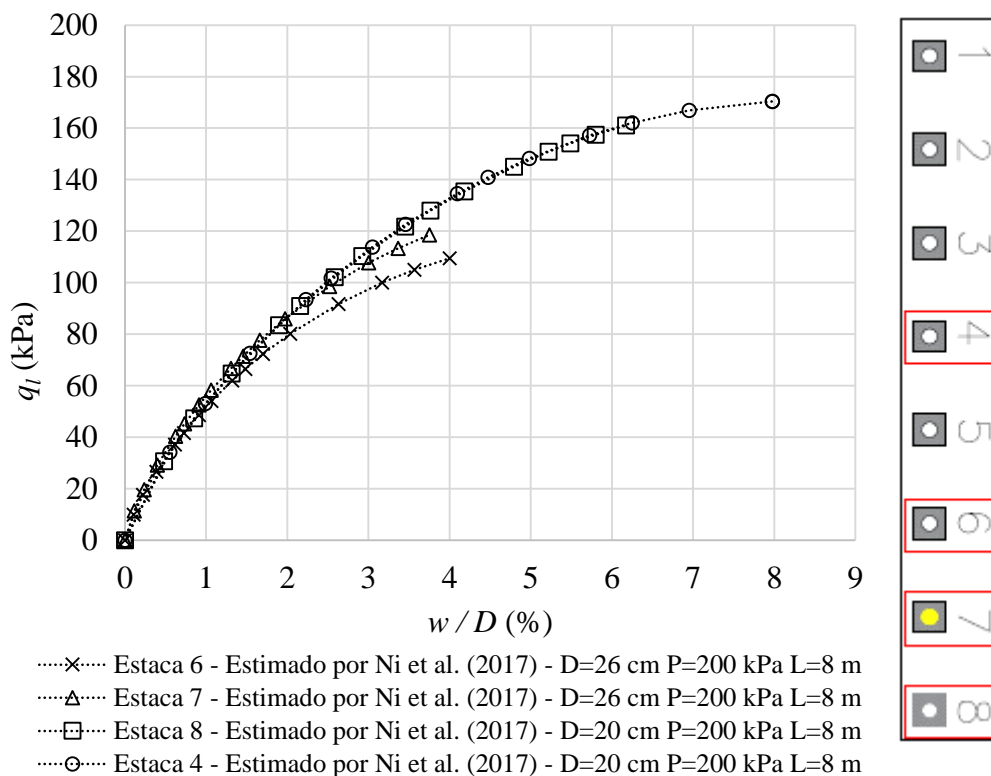


Figura 76. Análise da Estaca 4, Estaca 6, Estaca 7 e Estaca 8 (tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro).

Na Figura 76, verifica-se no mesmo gráfico, 2 estacas com diâmetros de 20 cm (Estacas 4 e 8) que apresentaram comportamento de tensão lateral quase idênticas e 2 estacas com diâmetro de diâmetro de 26 cm (Estacas 6 e 7).

Observa-se que as estacas com diâmetro de 26 cm, em  $q_l$  (4%), possui um valor aproximado de 113 kPa enquanto as estacas com diâmetro de 20 cm, em  $q_l$  (4%), apresentaram um valor de 18% maior do que as estacas de 26 cm de diâmetro. Foi analisado o valor de 4 % do diâmetro normalizado pelo recalque pois não foi possível analisar em 5% porque as estacas 6 e 7 não alcançaram tal recalque.

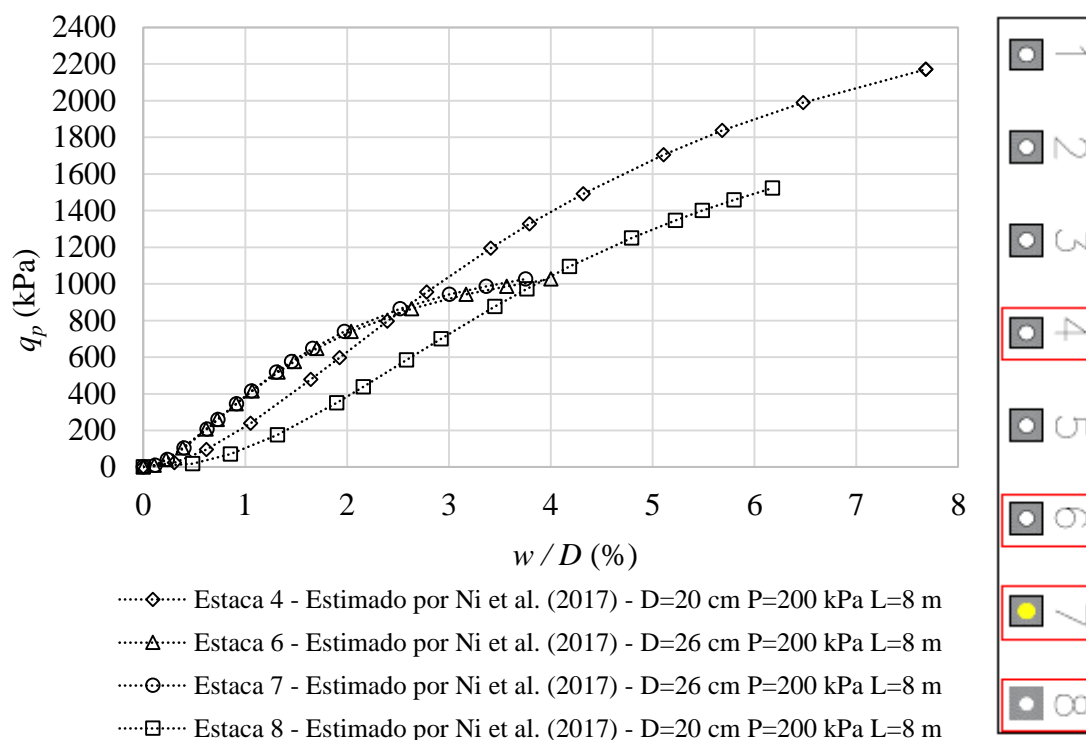


Figura 77. Análise da Estaca 4, Estaca 6, Estaca 7 e Estaca 8 (tensão de ponta *versus* diâmetro normalizado).

Na Figura 77, mostra-se no mesmo gráfico, duas estacas com diâmetros de 20 cm (Estacas 4 e 8) e duas estacas com diâmetro de diâmetro de 26 cm (Estacas 6 e 7). Se for considerado uma média em  $q_p$  (3%) para as estacas de 20 cm de diâmetro, obtém-se um valor de 995 kPa, enquanto os valores de  $q_p$  (3%) para as estacas de 26 cm de diâmetro possuem o valor de 941 kPa. O valor de 4% do recalque normalizado foi o limite de recalque das Estacas 6 e 7.

Na Tabela 23 mostra-se o resumo dos valores de tensão lateral máxima. Os resultados foram divididos em 1º, 2º e 3º grupo de comparação, que dizem respeito a estacas que possuem as mesmas características, mas apenas uma estaca possui o diâmetro diferente das outras estacas. Essa estratégia foi empregada a fim de se poder realizar a análise da influência do diâmetro exclusivamente.

No 1º grupo de comparação: Estacas 1 e 2 (Estaca 1 possui o diâmetro de 20 cm e a Estaca 2 possui o diâmetro de 26 cm). No 2º grupo de comparação: Estacas 3 e 5 (Estaca 3 possui o diâmetro de 20 cm e a Estaca 5 possui o diâmetro de 26 cm). No 3º grupo de comparação as Estacas 4 e 8 possuem o diâmetro de 20 cm e as Estaca 6 e 7 possuem o diâmetro de 26 cm.

Tabela 23. Resumo dos valores de tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio.

	Grupo de comparação	Nº da estaca	$q_l (max)$ (kPa)	Diâmetro (cm)	Pressão de injeção (kPa)	Comprimento (m)
Análise do Diâmetro	1º grupo	1	161	20	250	8
		2	93	26	250	8
	2º grupo	3	157	20	200	12
		5	92	26	200	12
	3º grupo	4	170	20	200	8
		6	111	26	200	8
		7	118	26	200	8
		8	170	20	200	8

$q_l (max)$ : tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio

Observa-se que para o primeiro grupo de comparação tem-se que a  $q_l (max)$  da Estaca 1 (D=20cm) possui o valor 73% maior do que para a Estaca 2. Para o segundo grupo de comparação os resultados foram bem semelhantes ao primeiro grupo, a Estaca 3 (D=20cm) apresentou um valor 70 % maior em relação à Estaca 5 que possui 26 cm de diâmetro. No terceiro grupo de comparação as estacas de 20 cm possuem  $q_l (max)$  48% maior do que a média das estacas com 26 cm de diâmetro.

Na Tabela 24 mostra-se o resumo dos valores de tensão de ponta máxima. Os resultados foram divididos em 1º, 2º e 3º grupo de comparação.

Tabela 24. Resumo dos valores de tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio.

	Grupo de comparação	Nº da estaca	$q_p (max)$ (kPa)	Diâmetro (cm)	Pressão de injeção (kPa)	Comprimento (m)
Análise do Diâmetro	1º grupo	1	1733	20	250	8
		2	117	26	250	8
	2º grupo	3	1107	20	200	12
		5	839	26	200	12
	3º grupo	4	1591	20	200	8
		6	1119	26	200	8
		7	1025	26	200	8
		8	2076	20	200	8

$q_p (max)$ : tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio.

Observa-se que para o primeiro grupo de comparação a  $q_p$  (*max*) da Estaca 1 (D=20 cm) apresentou um valor de aproximadamente 15 vezes maior do que a Estaca 2 (D=26 cm). Para o segundo grupo de comparação a Estaca 3 apresentou um valor de  $q_p$  (*max*) aproximadamente 1,5 vezes o da Estaca 5.

No terceiro grupo de comparação se foi feito uma média das estacas de 20 cm de diâmetro (Estaca 4 e Estaca 8) obtêm-se o valor de 1833 kPa e a média das estacas de 26 cm de diâmetro é de 1072 kPa. Então a média das estacas de 20 cm de diâmetro apresenta um valor 70% maior do que a média das estacas de 26 cm de diâmetro.

A Figura 78 apresenta uma ilustração gráfica na qual se observa os valores de tensão lateral e de tensão de ponta das estacas. Já na Figura 79 tem-se um gráfico aonde pode-se verificar a tensão lateral e ponta de acordo com o diâmetro.

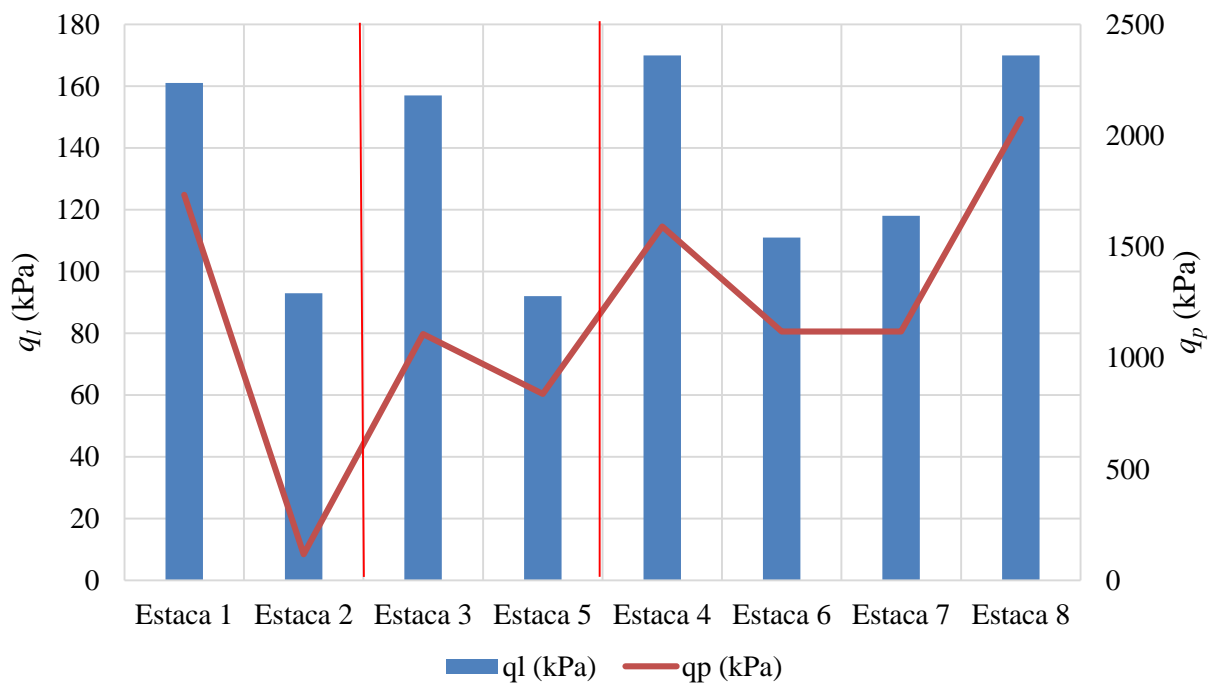


Figura 78. Análise gráfica da tensão lateral e de ponta para o primeiro de grupo de comparação e segundo grupo de comparação das estacas isoladas.

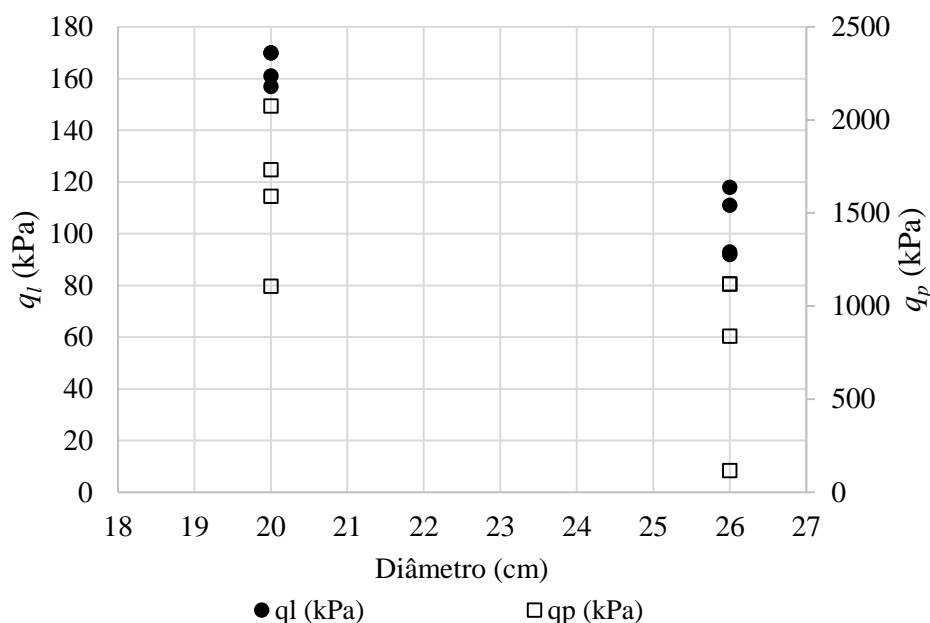


Figura 79. Gráfico de tensão lateral e tensão de ponta versus pressão de injeção da estaca.

Para esse tipo de microestaca injetada autoperfurante, a obtenção do diâmetro desejado é dependente do solo, bit de perfuração e da pressão de injeção, tudo isso interfere na tensão de ponta da estaca. O diâmetro final costuma ficar em torno de 1,6 a 2,2 vezes o diâmetro do bit (ponteira perfurante). Então para um bit de 13 cm (bit utilizado para se chegar a 20 cm de diâmetro nominal) pode-se obter um diâmetro variando de 20,8 mm a 28,6 mm.

Autores como Ischebeck (1999), Cerqueira da Silva (2017) e Barbosa (2020) relataram em suas pesquisas que é muito difícil se manter o diâmetro nominal da estaca. Na presença de solo argiloso, o diâmetro nominal pode ficar maior 1,4 vezes o diâmetro do bit de perfuração. Pode-se justificar a variabilidade da tensão de ponta também pela variabilidade do diâmetro final da estaca após o processo de injeção.

Pode-se observar uma relação do aumento do diâmetro da estaca de acordo com o grau de injetabilidade parcial das estacas, como mostra a Tabela 3. Observa-se que para solos argilosos moles, como o que é encontrado no solo de Brasília (solo estudado nessa pesquisa) existe uma tendência alta para aumento do diâmetro do fuste.

Na literatura é muito comum verificar que a pressão de injeção pode aumentar o diâmetro da estaca e causar um aumento da compactação ao redor das estacas, o que ocasiona aumento da carga de ruptura. Autores como Shong & Chung, Aschenbroich (2001) apud Cerqueira da Silva (2017) também concordam com essa afirmação. Contudo, dependendo da pressão de injeção e se for um solo colapsível podem ocorrer algumas diferenças.

Para essa pesquisa, observou-se que a razão do diâmetro final da estaca ( $D_b$ ) e diâmetro do tubo de injeção ( $D_h$ ) para as estacas de 20 cm de diâmetro nominal apresentou uma razão de 3,0. Conforme observado por Abdllrahem & Hesham El Nagggar (2018) a razão  $D_b/D_h$  igual a 3 ofereceu uma boa resposta a rigidez. Para as estacas de 26 cm observou-se que a razão  $D_b/D_h$  foi igual a 4, contudo, na maioria dos casos para essa pesquisa, apresentou capacidade de carga, tensão lateral e de ponta menores do que a estaca que possui 20 cm cuja razão  $D_b/D_h$  igual a 3.

A explicação do fato de que as estacas com diâmetro de 20 cm apresentaram melhores resultados é porque fundações realizadas com diâmetros menores apresentam menos desconfinamento de solo. Foi observado por Marques (2016) apud Gómez et al. (2005) que o confinamento do solo é um dos fatores mais importantes para a capacidade de tensão lateral da estaca. Marques (2016) apud Veludo (2012) afirma que uma diminuição da relação  $D_b/D_h$  tende a aumentar a capacidade de carga da estaca. O autor Veludo (2008) também concorda com essa hipótese.

Nessa pesquisa, pode-se verificar que as estacas que possuem o diâmetro de 20 cm ( $D_b/D_h=3$ ) apresentaram melhores resultados de carga última pelo método da ruptura convencional, melhores resultados de tensão lateral e de ponta quando comparados com as estacas que possuem o diâmetro de 26 cm.

### 4.3 Estacas em grupo – curvas carga-recalque

Na Figura 80 tem-se as curvas carga-recalque dos grupos de estaca e na Tabela 25 tem-se a carga última pelo ensaio de prova de carga, recalque máximo alcançado pelo ensaio e carga última pela extrapolação de Van der Veen (1953) para os grupos de estaca G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>.

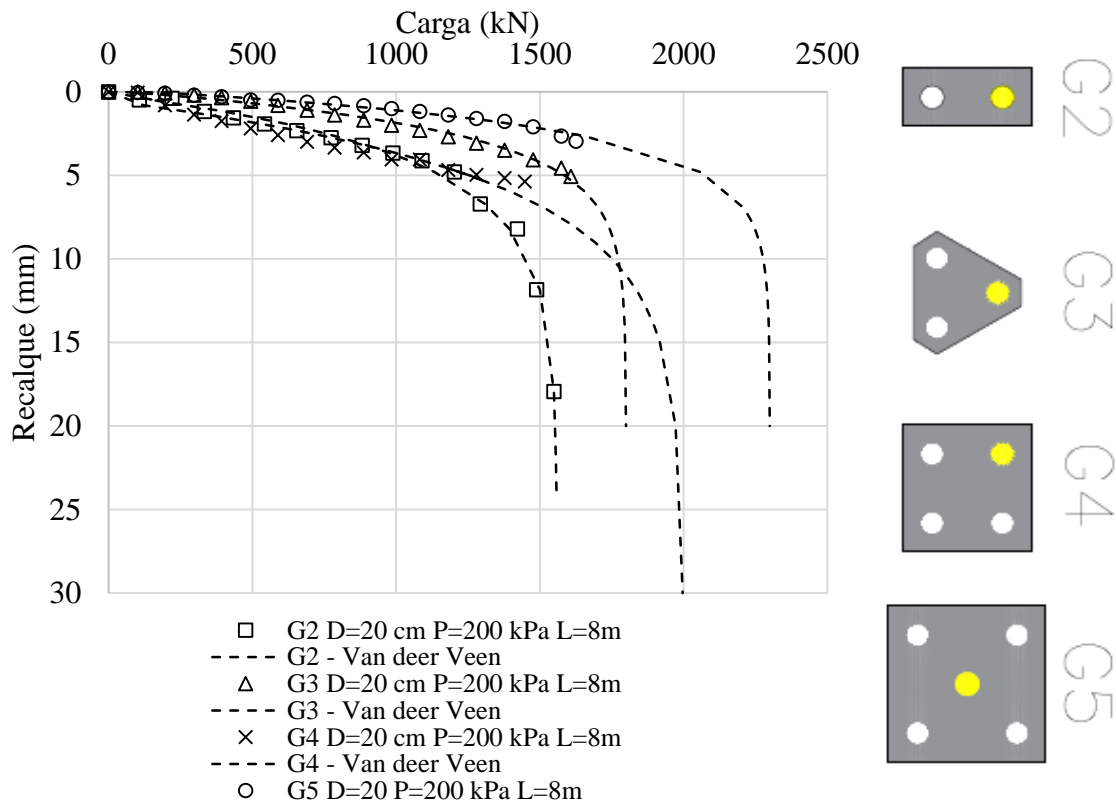


Figura 80. Curva carga-recalque dos grupos de estaca

Tabela 25. Cargas máximas encontradas pelo ensaio de prova de carga, recalque máximo do ensaio e extrapolação da carga por Van der Veen (carga última pelo método de Van der Veen).

Nº do grupo	Diâmetro (cm)	Pressão de injeção (kPa)	Comprimento (m)	Carga máxima (kN)	Recalque máximo (mm)	P <sub>u-VDV</sub> (kN)	Data ensaio
G <sub>2</sub>	20	200	8	1549	17,9	1560	08/08/2021
G <sub>3</sub>	20	200	8	1608	5,0	1870	27/08/2021
G <sub>4</sub>	20	200	8	1447	5,3	2000	11/09/2021
G <sub>5</sub>	20	200	8	1626	4,8	2100	17/09/2021

P<sub>u-VDV</sub> : carga última de Van der Veen (1953)

Na Tabela 25 pode-se observar que, em termos gerais, o  $G_2$  apresentou maior recalque dentre os grupos analisados. Para os outros grupos de estaca observou-se uma limitação no sistema de reação das provas de cargas e assim os grupos não alcançaram cargas muito superiores a 1600 kN.

#### 4.4 Análise do comportamento das estacas em grupo

A Figura 81 mostra o gráfico de carga-recalque da Estaca instrumentada do grupo de 2 estacas e da Estaca 8 (estaca isolada mais próxima ao grupo de estacas, adotada para comparação). As Estacas instrumentadas de  $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_4$  e  $G_5$  possuem as mesmas características executivas da Estaca 8 ( $D= 20$  cm,  $P=200$  kPa e  $L=8$ m).

Foi admitido que a carga imposta ao bloco é distribuída igualmente entre as estacas do grupo, ou seja, na Figura 81 a carga da estaca instrumentada do bloco  $G_2$  foi igual a carga aplicada ao bloco dividido por 2 ( $n^\circ$  de estaca no bloco). Os resultados mostram que a estaca instrumentada do bloco  $G_2$  obteve uma tendência de diminuição da rigidez (no gráfico carga-recalque) a partir de 600 kN.

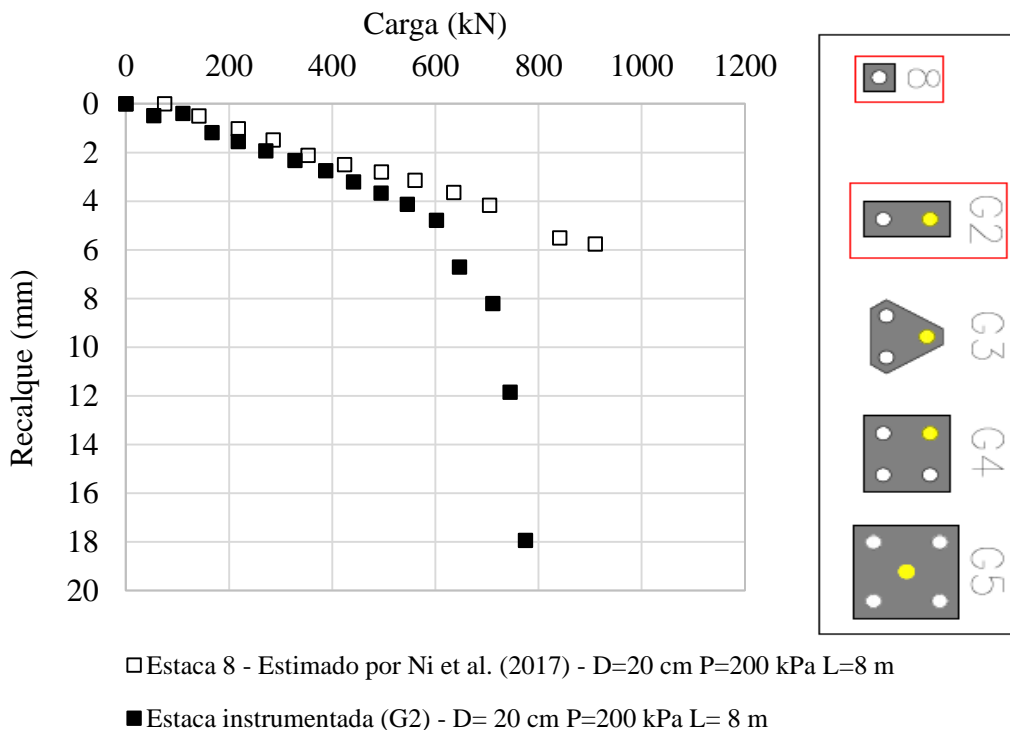


Figura 81. Curva carga-recalque do grupo de 2 estacas.



Na Figura 82 mostra-se o gráfico da tensão lateral *versus* o recalque normalizado pelo diâmetro da estaca. A Figura compreende o gráfico da estaca instrumentada de G<sub>2</sub> e da Estaca 8 (isolada).

Observa-se que a tensão lateral da estaca instrumentada de G<sub>2</sub> tem uma tendência de estabilização em aproximadamente 4% do recalque normalizado pelo diâmetro e com valores de tensão lateral menores do que a Estaca 8, possivelmente devido ao processo de perda de eficiência das estacas em grupo. Nota-se uma diminuição na resistência lateral em  $q_l(5\%)$  de aproximadamente 27% da resistência lateral da estaca instrumentada de G<sub>2</sub> em relação a estaca isolada (Estaca 8).

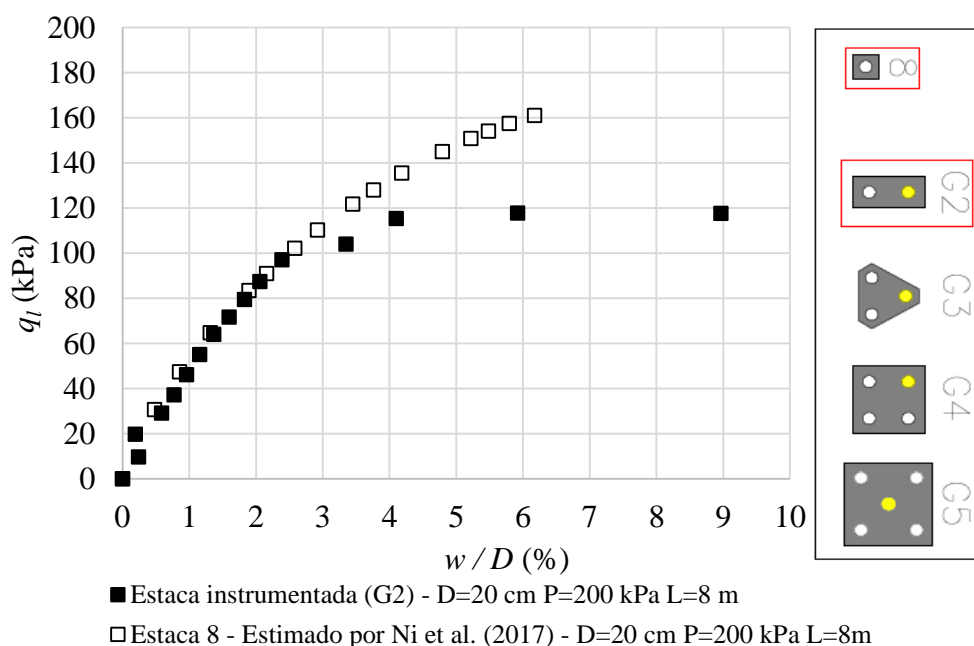


Figura 82. Gráfico de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro.

Na Figura 83 mostra-se o gráfico de tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro. A tensão de ponta para a estaca instrumentada de G<sub>2</sub> foi aproximadamente 3,61 vezes maior do que a Estaca 8 em  $q_p(5\%)$ . Assim, o diâmetro final dessa estaca pode ter aumentado em até o dobro do diâmetro de 20 cm (diâmetro nominal). Pode ter ocorrido uma mudança no perfil geotécnico na região aonde está localizado o grupo G<sub>2</sub>, essencialmente próximo a ponta das estacas.

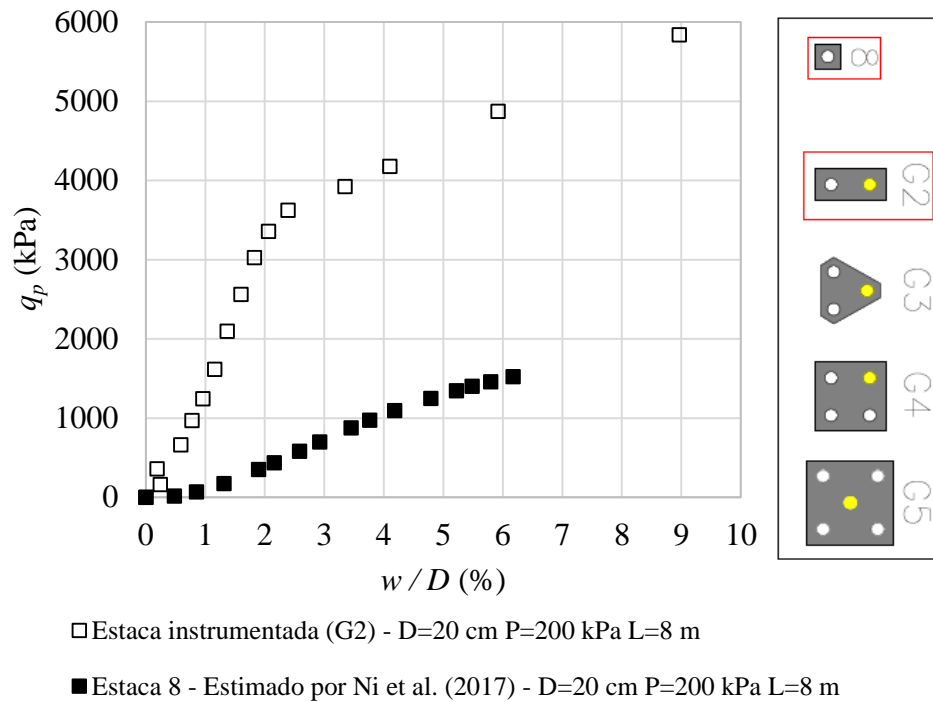


Figura 83. Gráfico de tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro.

Esse aumento considerável na tensão de ponta pode ter ocorrido devido ao processo de perfuração e de injeção. Mendoza (2013) executou estacas tubulares autoperfurantes no campo experimental da Solotrat, contudo a máquina perfuratriz utilizada nessa pesquisa foi diferente da adotada pelo referido autor.

A empresa Solotrat engenharia geotécnica relatou que a máquina perfuratriz é sempre adaptada de estacas raiz ou de máquinas para instalação de geodrenos, que consistem em perfuratrizes de esteira com torre de 6 a 12 m de comprimento. A perfuratriz de Mendoza (2013) foi então adaptada da máquina de geodrenos, com torre de 12 m, enquanto a perfuratriz utilizada para realizar as estacas dessa pesquisa possui uma torre de 9 m.

A força de *pull up* e *pull down* (força de extração e força de empuxo axial, respectivamente) é diferente para as duas máquinas mencionadas. A perfuratriz da máquina que Mendoza (2013) utilizou tinha um *pull up* nominal de 15.200 kgf e *pull down* nominal de 11.400 kgf, maior do que a da máquina utilizada nessa pesquisa que possui *pull up* nominal de 9.000 kgf e *pull down* de 3.000 kgf. Como a máquina utilizada por Mendoza (2013) teve *pull up* e *pull down* maiores, garante-se uma perfuração mais rápida e maior tendência a garantir o diâmetro nominal da estaca.

A bomba de injeção que Mendoza (2013) utilizou realizava a injeção de maneira mais rápida e assim, pôde-se atingir um diâmetro mais próximo do valor nominal das estacas. A empresa executora (Solotrat) afirmou que a bomba de injeção utilizada nas estacas em grupo, para essa pesquisa, demorou mais para completar a injeção o que geralmente confere diâmetros finais maiores que os diâmetros nominais. Dessa forma, pode-se verificar que a bomba de injeção e o intervalo entre injeções é um fator preponderante para que o diâmetro nominal sofra variação.

As estacas em grupo foram feitas de maneira relativamente rápida, de modo que os furos próximos foram executados com intervalo de 24 horas e em algumas estacas até menos tempo. Pode ter acontecido uma fuga da calda de cimento da estaca, com interligação entre as estacas, aumentando-se assim consideravelmente o bulbo da estaca. O processo de execução das estacas pode ter gerado um melhoramento do solo.

Dessa forma, o processo de perfuração também pode ter contribuído com a fuga da calda de cimento na ponta da estaca e interconectado com o bulbo de outra estaca, aumentando-se assim a capacidade da ponta devido ao aumento do diâmetro nominal.

A Figura 84 mostra o gráfico de carga-recalque da estaca instrumentada de G<sub>3</sub>. Pode-se observar então que a estaca instrumentada de G<sub>3</sub> apresentou no ensaio de prova de carga uma tendência de queda de resistência a partir da carga de 393 kN, enquanto a Estaca 8 apresentou uma rigidez mais elevada (no gráfico carga-recalque).

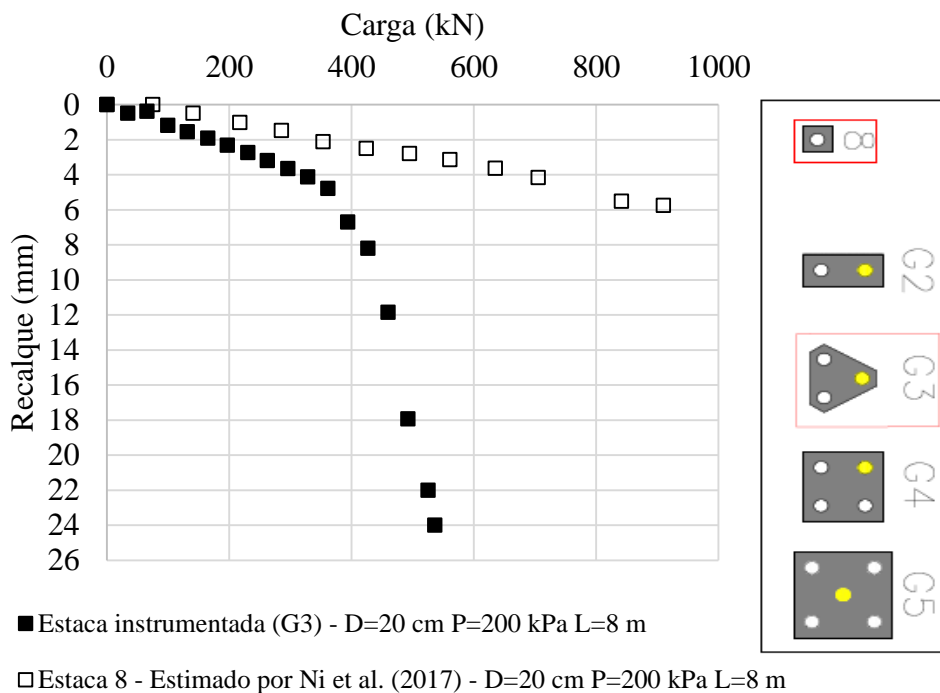


Figura 84. Gráfico carga-recalque do grupo de 3 estacas.

A Figura 85 mostra o gráfico de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro para a estaca instrumentada de G<sub>3</sub> e para a Estaca 8. Em  $q_l$  (2%) a estaca instrumentada de G<sub>3</sub> apresentou 110 kPa enquanto a Estaca 8 apresentou o valor de 83 kPa, ou seja, a estaca instrumentada de G<sub>3</sub> apresentou uma resistência lateral 32% maior do que a Estaca 8. Foi analisado a tensão lateral em  $q_l$  (2%) porque a Estaca 3 não obteve recalque normalizado pelo diâmetro superior a 3 %.

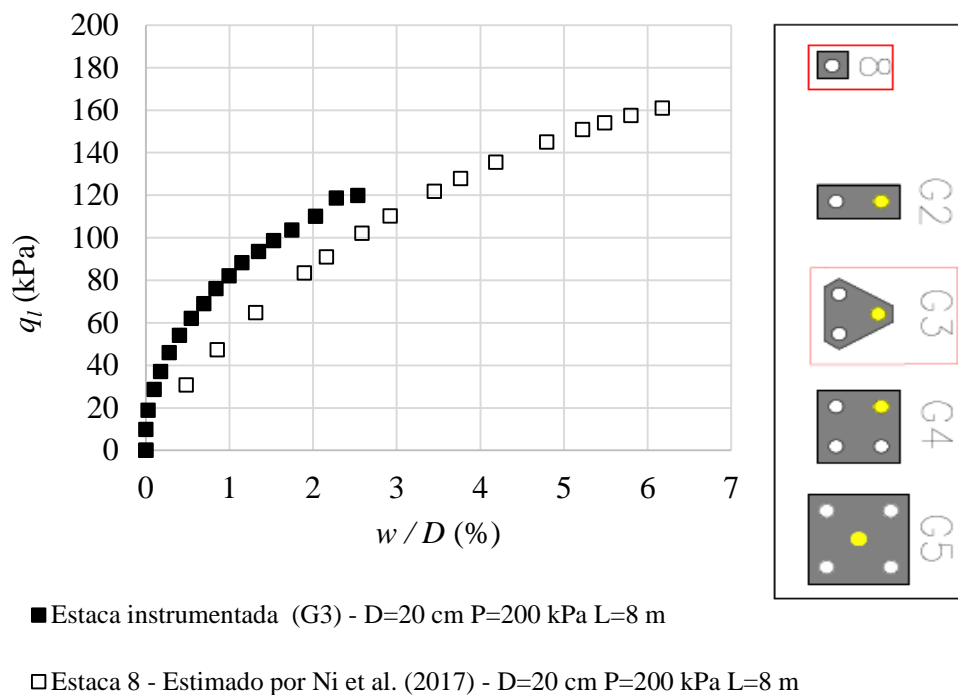


Figura 85. Gráfico de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro.

A Figura 86 mostra a tensão de ponta *versus* o recalque normalizado pelo diâmetro para a estaca instrumentada de G<sub>3</sub> e a Estaca 8. A tensão de ponta em  $q_p$  (2%) para a estaca instrumentada de G<sub>3</sub> é aproximadamente 9,64 vezes maior do que para a Estaca 8 (isolada). Uma explicação para a estaca instrumentada de G<sub>3</sub> é ser muito superior a Estaca 8 pode ser devido a alteração de perfil geotécnico na região das estacas em grupo.

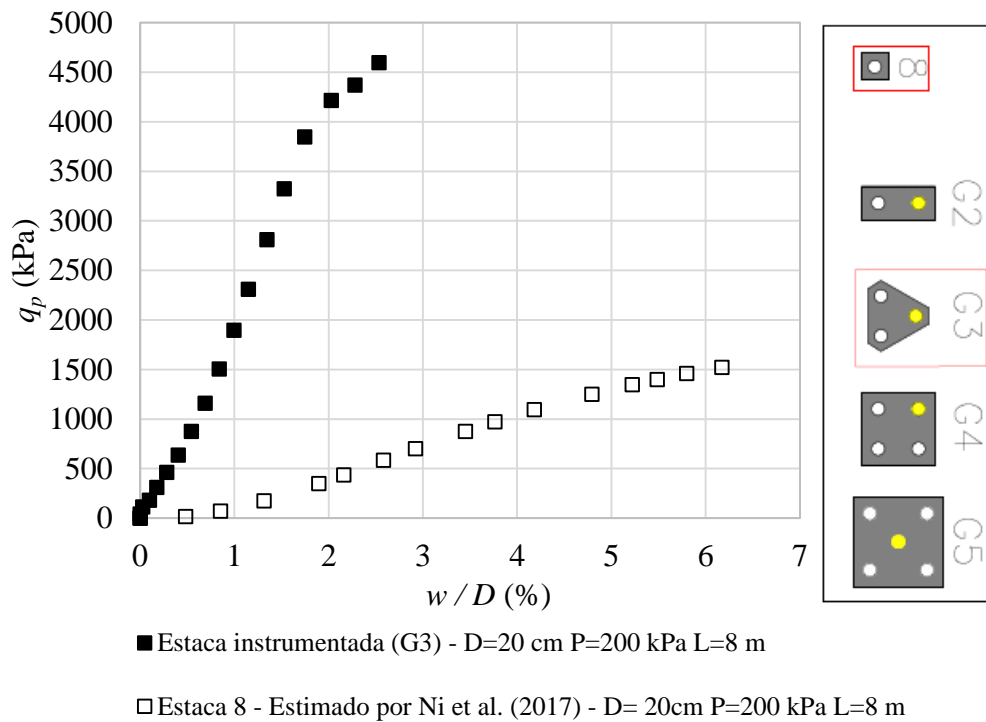


Figura 86. Gráfico de tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro.

A Figura 87 mostra o gráfico de carga-recalque da estaca instrumentada de G<sub>4</sub> e Estaca 8. Observa-se que na carga de 300 kN a Estaca 8 apresentou um recalque de 1,5 mm e a estaca instrumentada de G<sub>4</sub> um recalque de 4,68 mm, sendo um recalque aproximadamente 3 vezes maior na mesma carga.

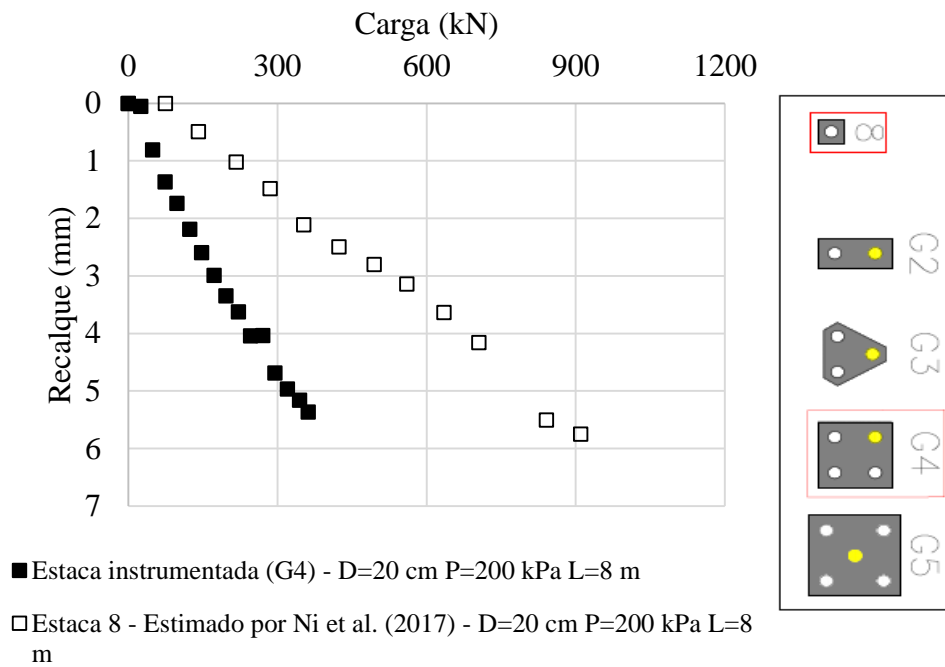


Figura 87. Gráfico carga-recalque do grupo de quatro estacas.

A Figura 88 e Figura 89 mostram os gráficos de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro e tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro, respectivamente, para a estaca instrumentada de G<sub>4</sub> e para a Estaca 8. Na Figura 88, em  $q_l$  (2%), observou-se uma redução de aproximadamente 40% na resistência lateral para a estaca instrumentada de G<sub>4</sub> em relação à Estaca 8. Nessa situação, pode ter ocorrido alguma falha do processo executivo da estaca.

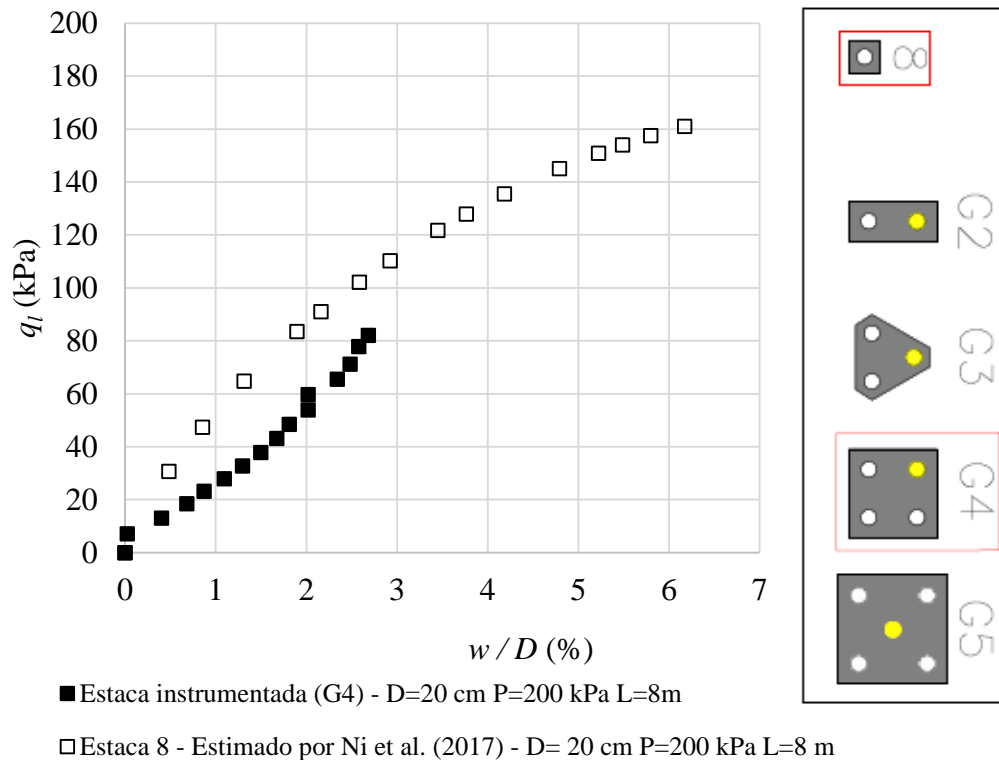


Figura 88. Gráfico de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro para o grupo de 4 estacas.

Na Figura 89 observa-se que a tensão de ponta máxima da estaca instrumentada de G<sub>4</sub> é 2988 kPa em aproximadamente 3% do recalque normalizado pelo diâmetro. Em  $q_p$  (2%) a tensão de ponta para a estaca instrumentada de G<sub>4</sub> foi aproximadamente 7 vezes maior do que em relação a Estaca 8 (isolada).

Abdraham & El Naggar (2018) afirmam que o comportamento da estaca em termos de rigidez pode aumentar se o solo apresentar melhoria, mesmo apresentando uma relação de  $D_b/D_h$  maior (que geraria um maior desconfinamento do solo).

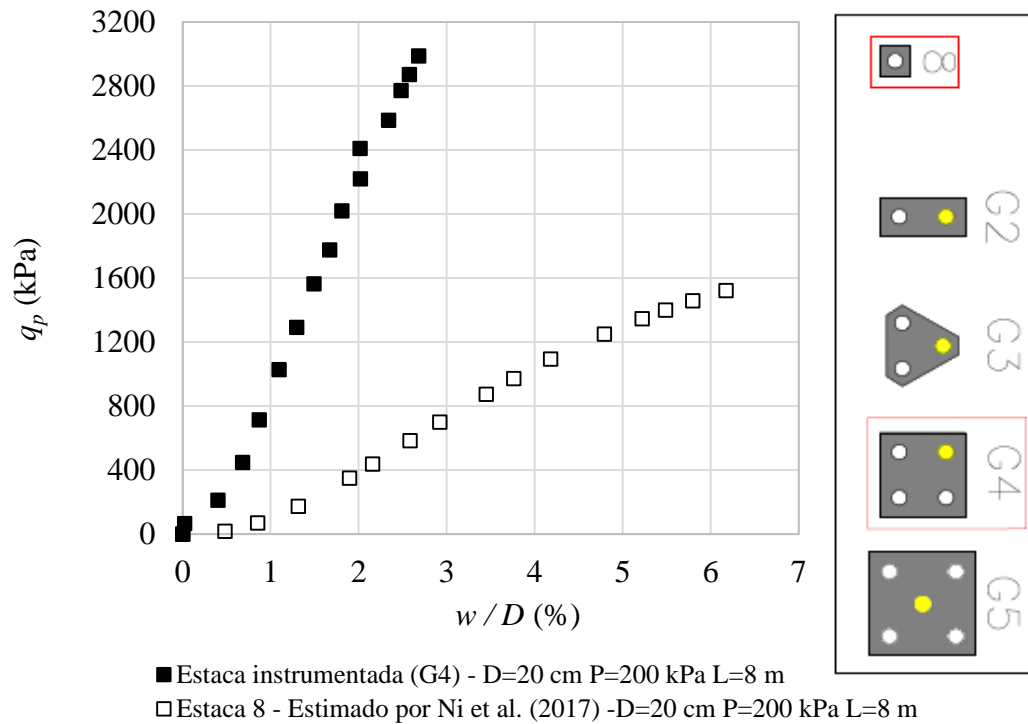


Figura 89. Gráfico de tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro para o grupo de 4 estacas.

A Figura 90 mostra o gráfico de carga-recalque referente a estaca instrumentada de G<sub>5</sub> e Estaca 8. Observa-se que até a carga de 300 kN, a estaca instrumentada de G<sub>5</sub> e a Estaca 8 se comportam de maneira semelhante, após a carga de 300 kN a estaca instrumentada tem uma tendência de queda da resistência.

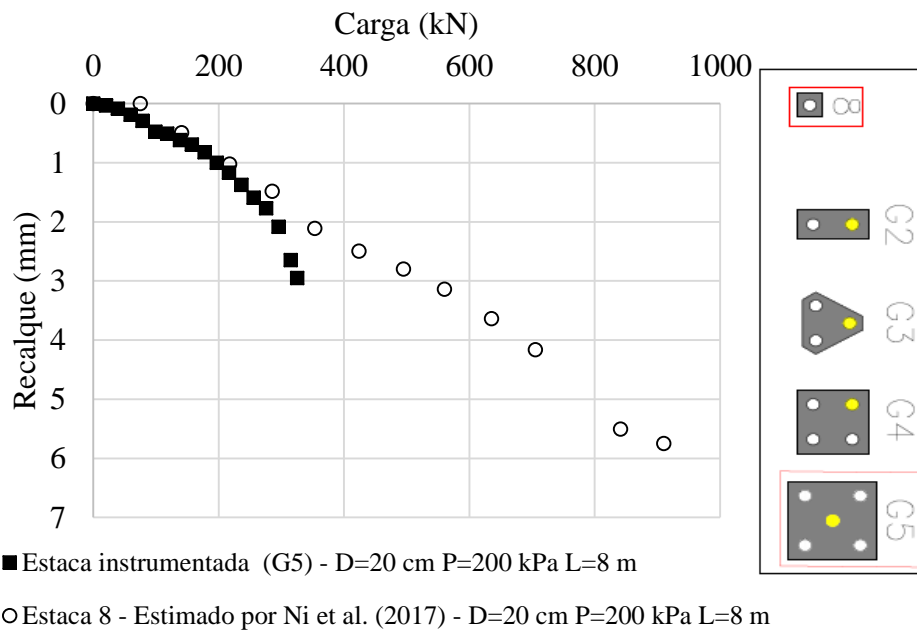


Figura 90. Gráfico carga-recalque do grupo de 5 estacas.



Na Figura 91 verifica-se que para a estaca instrumentada de  $G_5$  tem-se uma tensão lateral máxima de 180 kPa e uma estabilização da curva a partir de 1% do recalque normalizado. Observa-se que em  $q_l (2\%)$ , para a estaca instrumentada de  $G_5$ , foi maior 2,15 vezes em relação à Estaca 8 (isolada). A tensão lateral foi analisada em 2% porque não foi possível imprimir maiores valores de recalque a estaca instrumentada de  $G_5$ .

A estaca instrumentada de  $G_5$ , em termos de tensão lateral  $q_l (2\%)$ , fugiu do padrão em relação as outras estacas instrumentadas, uma vez que foi praticamente 2 vezes maior do que a Estaca 8, isso pode estar relacionado com a fuga da calda de cimento de outros furos, interligando o bulbo da estaca e aumentando a tensão lateral do solo ao redor das estacas.

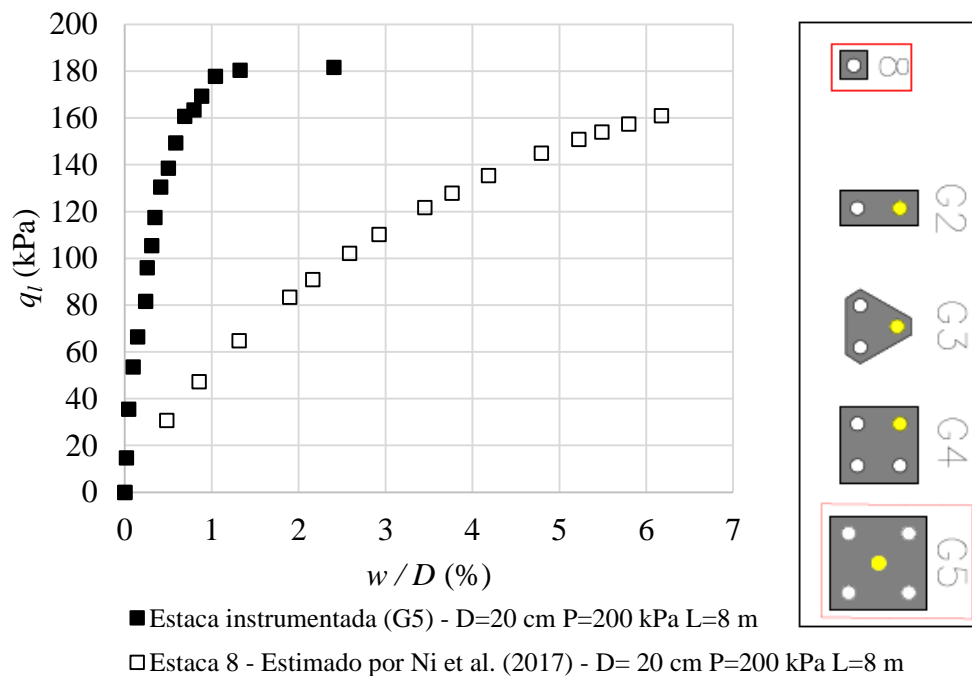


Figura 91. Gráfico de tensão lateral *versus* recalque normalizado pelo diâmetro para o grupo de 5 estacas.

Observa-se que em  $q_l (2\%)$ , para a estaca instrumentada de  $G_5$ , foi aproximadamente 10 vezes maior do que para a Estaca 8 (isolada). Na Figura 92 tem-se o gráfico da tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro da estaca instrumentada de  $G_5$  e Estaca 8. A tensão de ponta foi analisada em 2% do recalque normalizado pelo diâmetro porque não foi possível imprimir maiores valores de recalque a estaca instrumentada de  $G_5$ . A tensão de ponta da estaca instrumentada de  $G_5$  foi bastante próxima a estaca instrumentada de  $G_3$ , mas ainda inferior da tensão de ponta de  $G_2$ .

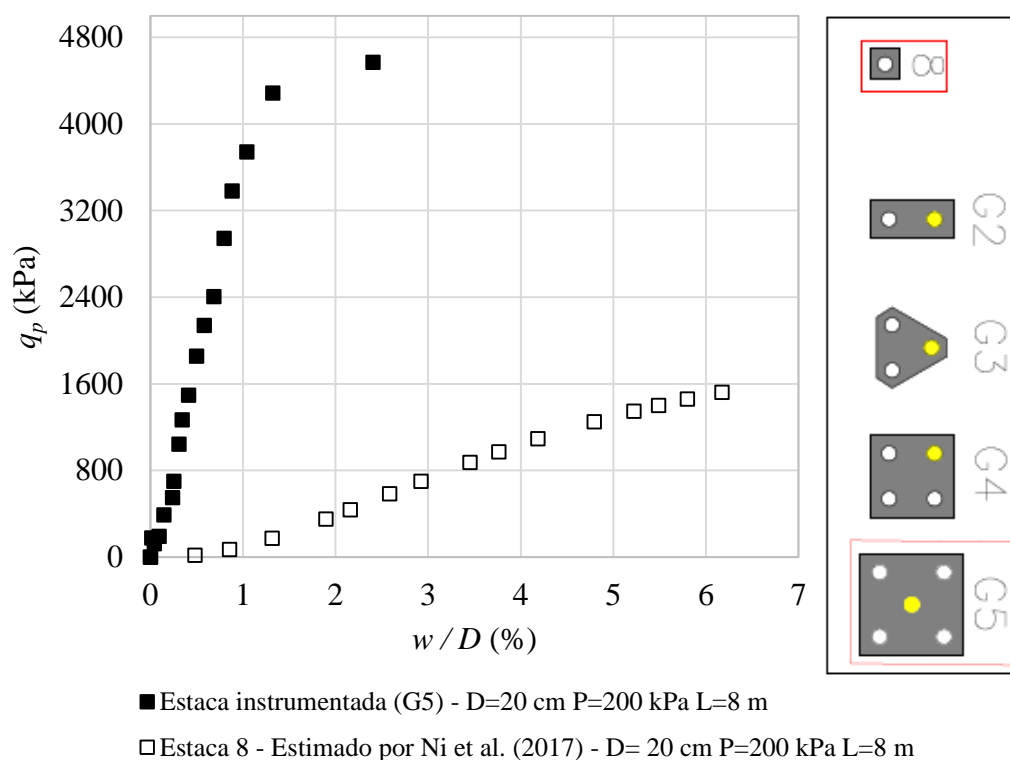


Figura 92. Gráfico de tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro.

A Tabela 26 mostra a eficiência de grupo pelo método experimental ( $G_e$ ) (Mandolini et al. (2005), Converse Labarre (1968), Feld (1981) sem a consideração do espaçamento e Feld (1981) com a consideração do espaçamento. Figura 93 mostra os dados da Tabela 26 em um gráfico de barras.

Tabela 26. Eficiência de grupo segundo várias metodologias.

Grupo	Pressão de injeção (kPa)	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Eficiência experimental ( $G_e$ )	Converse Labarre (1968)	Feld - sem espaçamento (1981)	Feld - com espaçamento (1981)
G <sub>2</sub>	200	20	8	0,70	0,93	0,94	0,97
G <sub>3</sub>	200	20	8	0,54	0,84	0,88	0,95
G <sub>4</sub>	200	20	8	0,44	0,86	0,81	0,92
G <sub>5</sub>	200	20	8	0,42	0,82	0,79	0,92

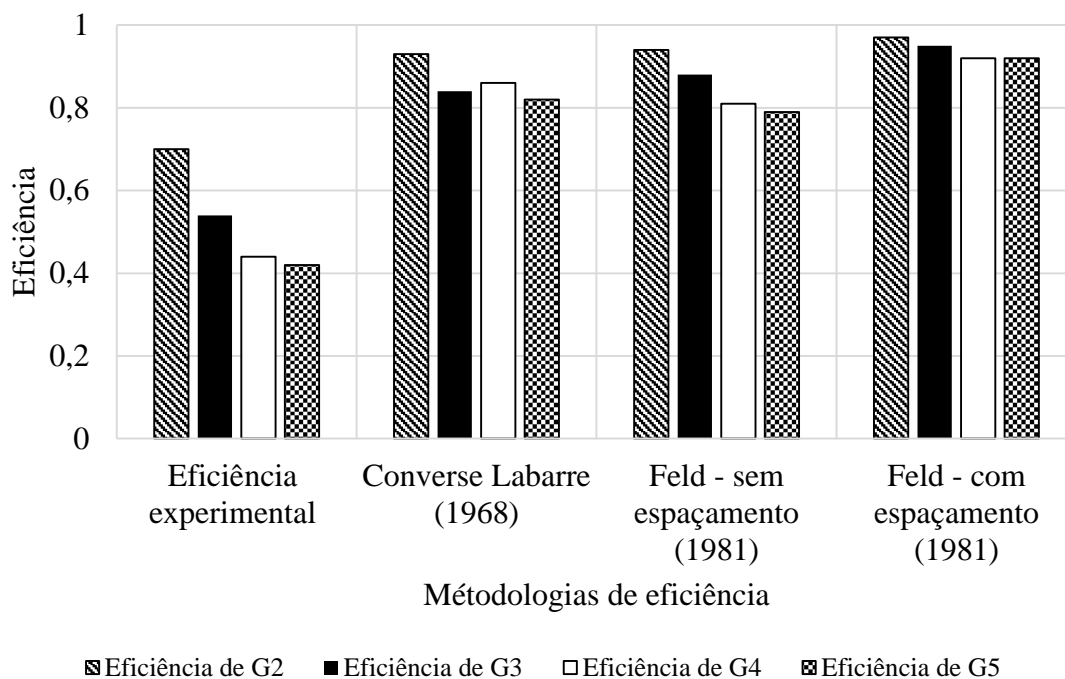


Figura 93. Valores de eficiência calculados com diferentes metodologias.

De acordo com a Tabela 26, pode-se verificar que os resultados de eficiência proposto pelo método experimental apresentou resultados de eficiência menores que Converse Labarre (1968), Feld - sem espaçamento (1981) e Feld - com espaçamento (1981).

Para o  $G_2$ , o método experimental apresentou uma eficiência 34% menor se for considerado uma média entre os outros métodos. Observa-se também que para todos os métodos de análise da eficiência a medida que aumenta o número de estacas tem-se uma tendência de diminuição da eficiência. Uma explicação para os métodos de Converse Labarre e Feld apresentarem valores de eficiência maiores que o método experimental é porque eles levam em consideração apenas a geometria das estacas e não leva em consideração aspectos do tipo de solo.

Zuluaga (2015) analisou as estacas de Mendoza (2013) e utilizou o método de Converse Labarre (1968). Para o  $G_2$  encontrou um valor de 0,93,  $G_3$  de 0,91 e  $G_4$  de 0,86. Zuluaga (2015) também utilizou o método de Feld (sem a consideração do espaçamento) e encontrou os valores para  $G_2$  de 0,94,  $G_3$  de 0,92,  $G_4$  de 0,81 e para  $G_5$  um valor de 0,80. Valores muito próximos ao encontrado nessa pesquisa para a eficiência de grupo de estacas para o mesmo método.

Na Figura 94 observa-se o gráfico de carga *versus* recalque normalizado pelo diâmetro da Estaca 8,  $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_4$  e  $G_5$ . Cabe salientar que no gráfico está sendo considerada a carga total aplicada ao bloco dividida pelo número de estacas do bloco de modo que está sendo analisada a carga por estaca.

Observa-se que a Estaca isolada (Estaca 8) obteve maior capacidade de carga (905 kN) entre

todas as estacas analisadas. A estaca instrumentada de G<sub>2</sub> obteve menor capacidade de carga do que a Estaca 8 (774 kN).

A estaca instrumentada de G<sub>4</sub> apresentou um resultado bem diferente das outras estacas, obtendo uma rigidez baixa. O último ponto da estaca de G<sub>5</sub> teve uma tendência a encontrar a curva carga-recalque da estaca de G<sub>4</sub>.

Como a Estaca 8 é a estaca que está mais próxima dos grupos de estaca (Figura 16) e possui as mesmas características executivas das estacas em grupo (D=20 cm, P=200 kPa e L=8m), ela foi escolhida para realizar a comparação com as estacas em grupos na Figura 94, na Figura 95 e na Figura 96.

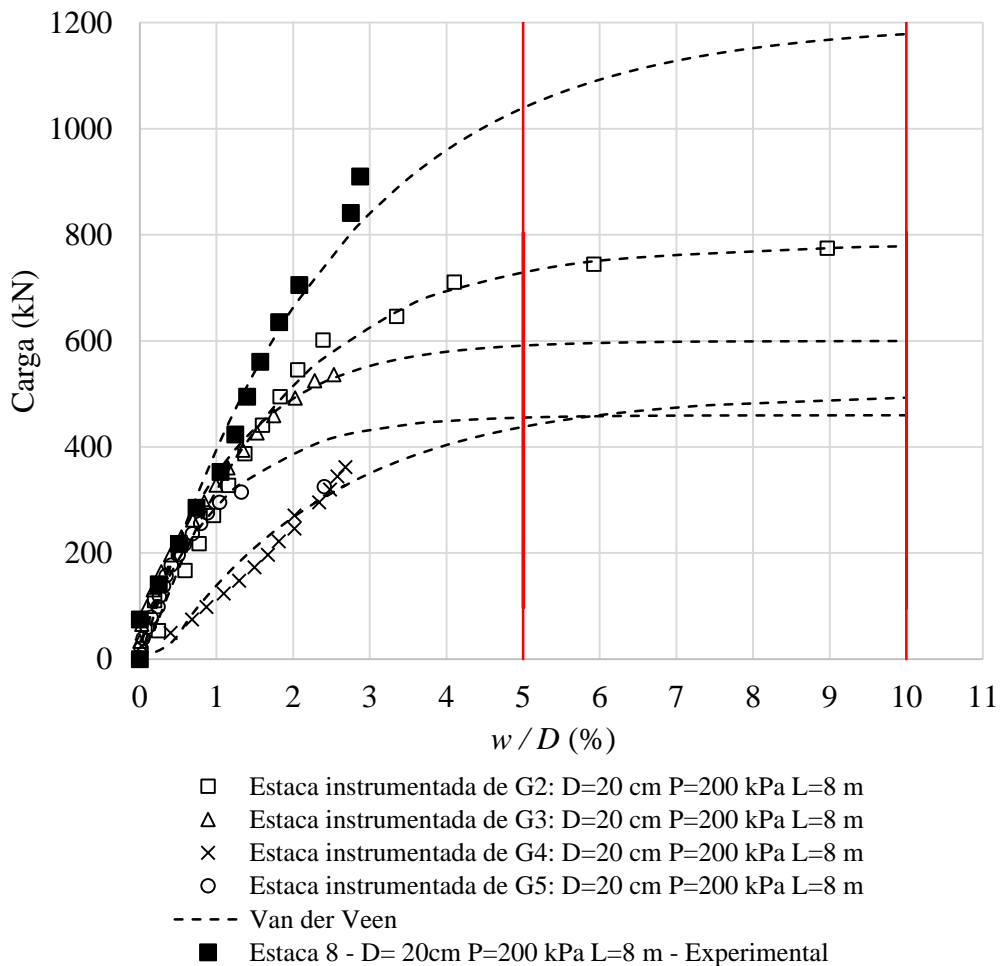


Figura 94. Gráfico carga *versus* recalque normalizado pelo diâmetro da Estaca 8, G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>.

A Figura 95 mostra o gráfico de tensão lateral *versus* o recalque normalizado pelo diâmetro para as estacas instrumentadas dos grupos G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub>, G<sub>5</sub> e a Estaca 8.

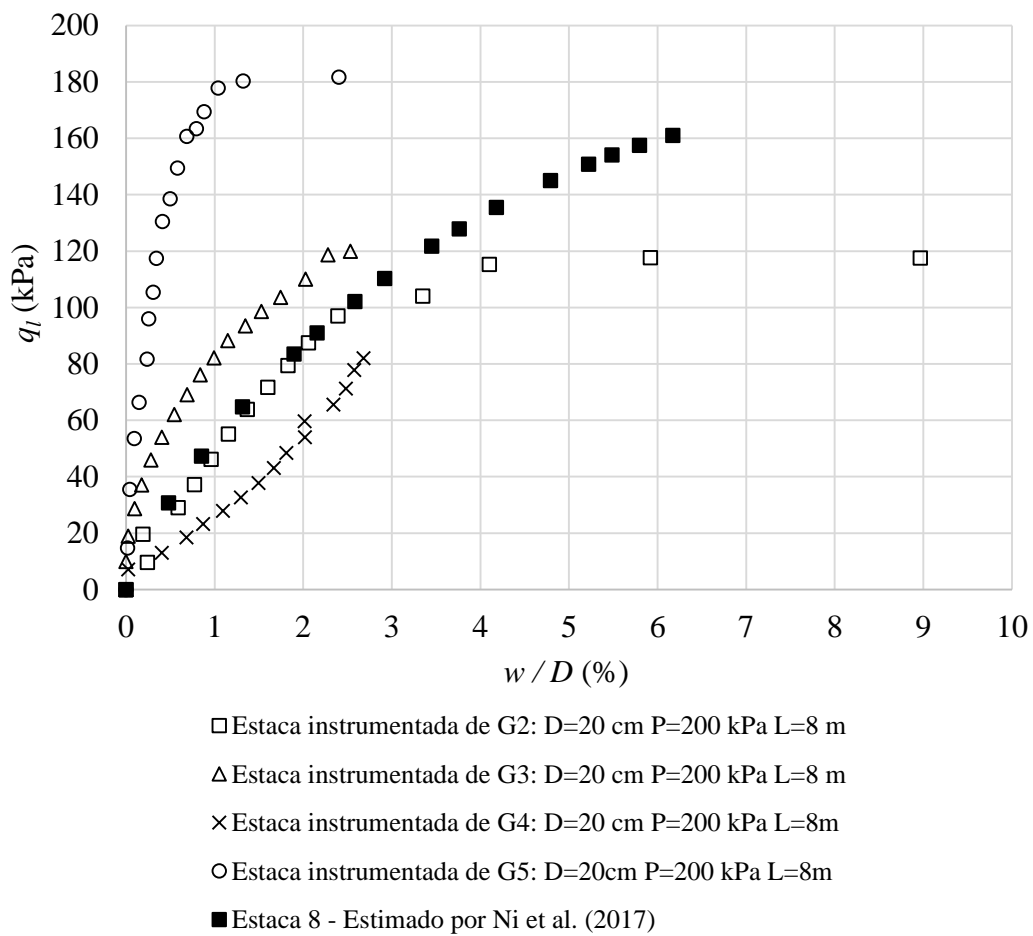


Figura 95. Gráfico de tensão lateral da Estaca 8, G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>.

Na Figura 96 tem-se o gráfico de tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro para as estacas instrumentadas dos grupos G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub>, G<sub>5</sub> e a Estaca 8. A estaca instrumentada de G<sub>2</sub> apresentou maior capacidade de tensão de ponta última dentre todas as estacas analisadas com um recalque normalizado de 9%.

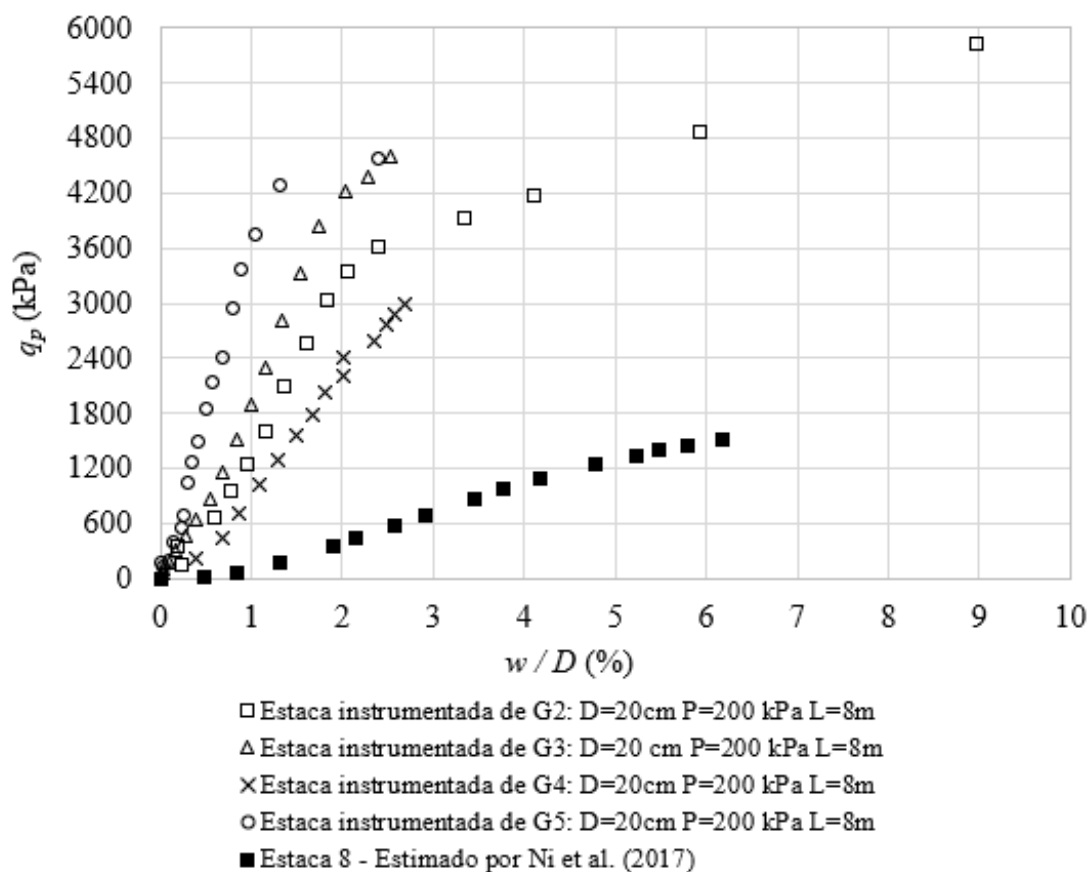


Figura 96. Gráfico de tensão de ponta da Estaca 8, G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>.

Observa-se que a estaca instrumentada de G<sub>5</sub> apresentou maior rigidez na curva tensão de ponta *versus* recalque normalizado pelo diâmetro entre todas as estacas analisadas. O valor de tensão última de ponta, para a estaca instrumentada desse grupo, apresentou praticamente o mesmo valor da tensão última da estaca instrumentada de G<sub>3</sub>.

A estaca instrumentada de G<sub>4</sub> apresentou tensão de ponta menor do que a estaca instrumentada de G<sub>3</sub>. O menor valor de tensão de ponta entre todas as estacas analisadas foi a da Estaca 8.

Na Figura 96 verifica-se uma tendência de aumento de  $q_p$  (1%),  $q_p$  (2%) e  $q_p$  (5%) a medida que se aumenta o número de estacas no grupo, exceto para a estaca instrumentada de G<sub>4</sub> que apresentou um valor menor do que para a estaca instrumentada de G<sub>2</sub>. Para o G<sub>4</sub> pode ter acontecido algum problema executivo no processo de injeção.

Esse aumento da tensão de ponta que ocorre com o aumento do número de estacas nos grupos pode estar relacionado com o aumento do diâmetro nominal durante o processo de injeção, a conexão dos bulbos das estacas pode ter contribuído para os altos valores de tensão na ponta e uma possível alteração de perfil geotécnico pode ter ocorrido, resultando em um solo muito duro na

ponta das estacas.

Na Figura 97 tem-se o resumo de tensão lateral e tensão de ponta das estacas isoladas (Estacas 1 a 8) e das Estacas instrumentadas de  $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_4$  e  $G_5$  e na Tabela 27 tem-se os mesmos valores. Nessa figura pode-se comparar graficamente como as estacas isoladas e as estacas que estão presentes no grupo se comportaram em termos de tensão lateral e tensão de ponta. Pode-se verificar que a tensão de ponta para as estacas instrumentadas dos grupos foi muito superior a estacas isoladas (Estacas 1 a 8).

Tabela 27. Tabela resumos de tensão lateral máxima e tensão de ponta máxima.

Nº da estaca	$q_l (max)$ (kPa)	$q_p (max)$ (kPa)
Estaca 1	161	1733
Estaca 2	93	117
Estaca 3	157	1107
Estaca 4	170	1591
Estaca 5	92	839
Estaca 6	111	1119
Estaca 7	118	1025
Estaca 8	167	2075
Estaca instrumentada de $G_2$	118	5839
Estaca instrumentada de $G_3$	120	4598
Estaca instrumentada de $G_4$	82	2988
Estaca instrumentada de $G_5$	180	4570

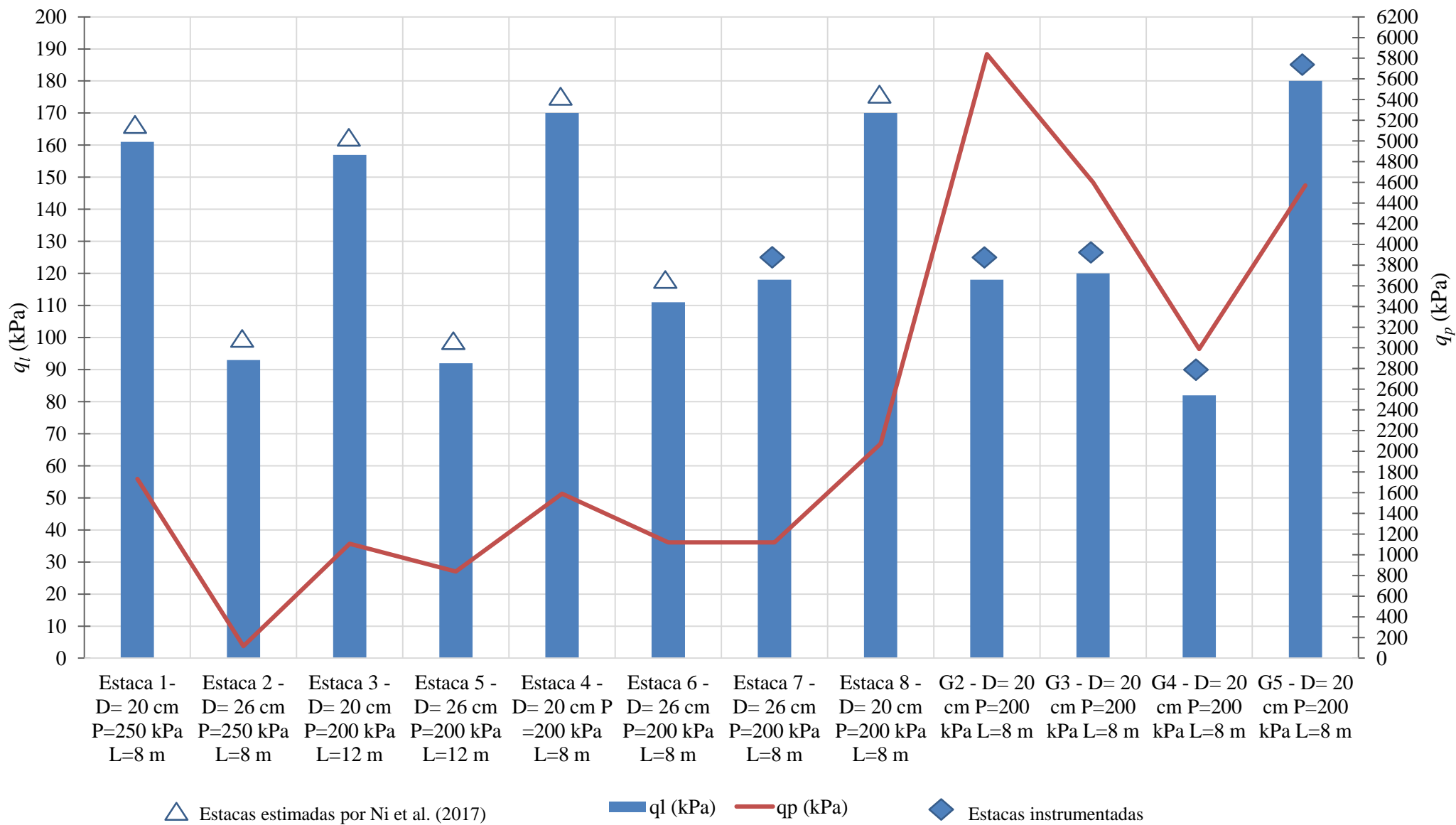


Figura 97. Gráfico de tensão lateral e tensão de ponta das estacas isoladas e estacas instrumentadas de G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>.



Na Tabela 28 tem-se a carga das estacas em 10% do recalque normalizado pelo diâmetro para a Estaca 8 e para as Estacas instrumentadas de  $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_4$  e  $G_5$  e o valor correspondente ao  $FS=2$ .

Tabela 28. Carga de compressão da estaca em 10 % do recalque normalizado pelo diâmetro e carga de trabalho (carga em  $w/D=10\%$  dividido por 2).

Nº da estaca / Grupo	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Pressão de injeção (kPa)	Carga em $w/D=10\%$ (kN)	Carga de trabalho (FS=2) (kN)
Estaca 8 (isolada)	20	8	200	1007	503
Estaca instrumentada de $G_2$	20	8	200	778	389
Estaca instrumentada de $G_3$	20	8	200	600	300
Estaca instrumentada de $G_4$	20	8	200	494	247
Estaca instrumentada de $G_5$	20	8	200	459	229

Observa-se na Tabela 28 que a Estaca 8 ofereceu maior carga para um  $w/D$  de 10% quando comparada às estacas instrumentadas dos grupos, ou seja, observa-se que a rigidez da estaca cai à medida que o número de estacas aumenta no grupo. Na Tabela 29 mostra-se a tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio para a Estaca 8 e para as estacas instrumentadas de  $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_4$  e  $G_5$ .

Tabela 29. Valor de tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio.

Nº da estaca / Grupo	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Pressão de injeção (kPa)	$q_l (max)$ (kPa)
Estaca 8 (isolada)	20	8	200	161
Estaca instrumentada de $G_2$	20	8	200	118
Estaca instrumentada de $G_3$	20	8	200	120
Estaca instrumentada de $G_4$	20	8	200	82
Estaca instrumentada de $G_5$	20	8	200	180

$q_l (max)$ : Tensão lateral máxima alcançada pelo ensaio

Observa-se na Tabela 29 que a tensão lateral máxima das Estacas instrumentadas obteve uma média de 132 kPa. Observou-se que a tensão lateral máxima de  $G_4$  foi a mais baixa entre as estacas analisadas e a  $G_5$  a mais alta (sendo maior do que a  $q_l (max)$  da Estaca 8). Na Tabela 30

tem-se a tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio para a Estaca 8 e para as Estacas instrumentadas de G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>.

Tabela 30. Tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio.

Nº da estaca / Grupo	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Pressão de injeção (kPa)	$q_p(max)$ (kPa)
Estaca 8 (isolada)	20	8	200	1522
Estaca instrumentada de G <sub>2</sub>	20	8	200	5839
Estaca instrumentada de G <sub>3</sub>	20	8	200	4598
Estaca instrumentada de G <sub>4</sub>	20	8	200	2988
Estaca instrumentada de G <sub>5</sub>	20	8	200	4570

$q_p(max)$  : Tensão de ponta máxima alcançada pelo ensaio

Na Tabela 30 observa-se que todas as estacas instrumentadas em grupo obtiveram resultados de tensão de ponta superiores à Estaca 8. A estaca instrumentada de G<sub>2</sub> possui o maior valor de tensão de ponta, em comparação as outras estacas instrumentadas dos grupos, sendo 3,83 vezes maior do que o valor da Estaca 8. O G<sub>4</sub> possui o menor valor de tensão de ponta, mas ainda assim, aproximadamente 2 vezes maior do que a tensão de ponta da Estaca 8. Na Tabela 31 tem-se a rigidez da Estaca 8 e Estacas instrumentadas de G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub> em 5% e 10% do recalque normalizado pelo diâmetro.

Tabela 31. Rigidez tangente das estacas em  $w/D = 5\%$  e  $10\%$ .

Nº da estaca / Grupo	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Pressão de injeção (kPa)	Rigidez em $w/D = 5\%$	Rigidez em $w/D = 10\%$
8	20	8	200	103,9	58,9
G <sub>2</sub>	20	8	200	75,0	38,9
G <sub>3</sub>	20	8	200	59,1	29,9
G <sub>4</sub>	20	8	200	45,5	24,6
G <sub>5</sub>	20	8	200	45,5	23,0

Na Tabela 31 verifica-se que em  $w/D = 5\%$  para a estaca instrumentada de G<sub>2</sub> tem-se uma diminuição da rigidez em 28%, para a estaca instrumentada de G<sub>3</sub> tem-se uma diminuição da rigidez em 43%, para a estaca instrumentada de G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub> tem-se uma diminuição da rigidez em 56% em relação a Estaca 8.

Observa-se na literatura que para estacas escavadas, os autores Silva & Cintra (2009) observaram para o grupo de 2 estacas (2x1) uma redução na rigidez de 10%, para o grupo de 3 estacas (3x1) de 8% e para o grupo de 4 estacas (2x2) uma redução na rigidez de 3%, quando comparadas com a estaca isolada.

Enquanto Andrade (2009) para estacas hélice contínua, observou-se uma redução da rigidez das estacas de 14% para o grupo de estacas (2x10) em comparação com a estaca isolada. Então pode-se verificar que as microestacas tubulares autoperfurantes tem uma tendência de diminuição de rigidez em porcentagens mais elevadas quando comparadas com os grupos de estacas escavadas de Silva & Cintra (2009) e as estacas em hélice contínua de Andrade (2009).

A Figura 98 mostra o gráfico de rigidez *versus* recalque normalizado da Estaca 8 e estacas instrumentadas de G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>. Pode-se verificar que existe uma tendência de redução da rigidez medida que o número de estacas aumenta no grupo sendo a Estaca 8 a que tem maior rigidez, seguidas das estacas instrumentadas de G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>.

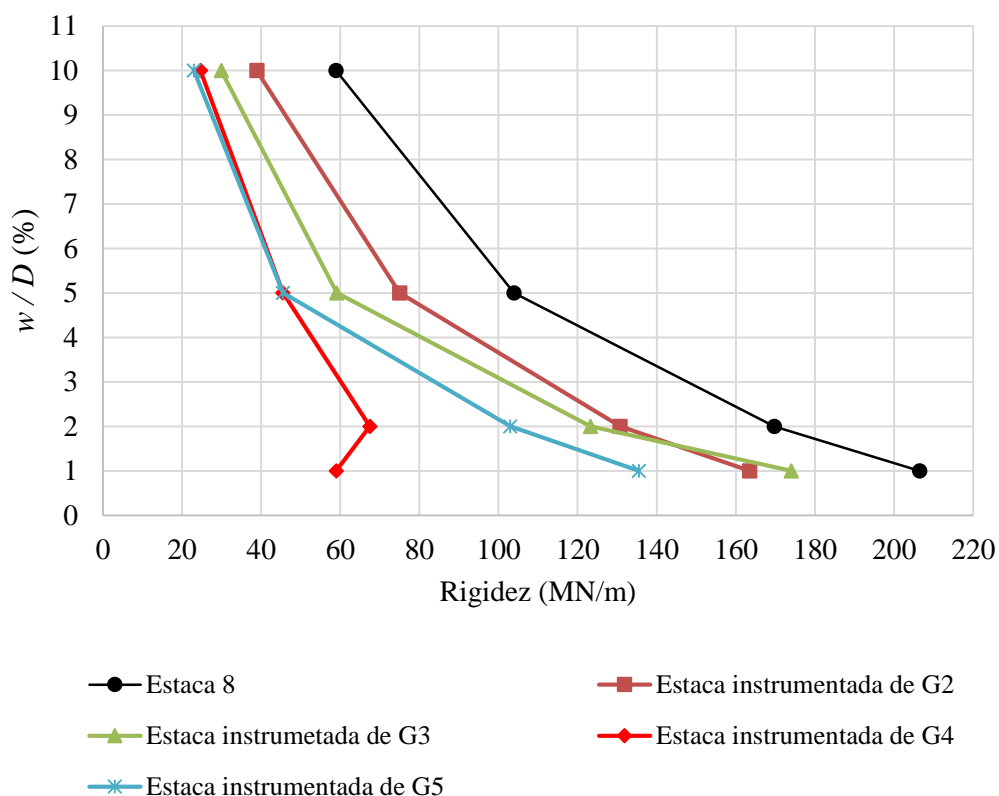


Figura 98. Gráfico de rigidez da Estaca 8 e estacas instrumentadas de G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub>, G<sub>4</sub> e G<sub>5</sub>.

## 4.5 Sumário dos principais resultados

Para a influência da pressão de injeção no comportamento das estacas, os principais resultados dessa pesquisa apontaram que quando se aumenta a pressão de injeção de 200 kPa para 250 kPa (em geral) ocorre diminuição da capacidade de carga da estaca, tensão lateral e tensão de ponta. Verifica-se que a pressão de injeção de 200 kPa, no solo de Brasília, é provavelmente o valor ideal de pressão de injeção que apresenta melhorias no comportamento da estaca.

Para o comprimento das estacas e a análise dessa variável, observou-se que a estaca apoiada na camada de 12 m, no campo experimental da Solotrat, não apresentou melhoria no comportamento mecânico da fundação (capacidade de carga). Esse fato pode ser devido a falha do processo executivo das estacas executadas com 12 metros de profundidade.

Após os 9 m de profundidade observa-se que o  $N_{spt}$  médio, o módulo de elasticidade, a coesão e o ângulo de atrito do solo diminuíram, o que pode explicar a razão das estacas com 12 m não apresentarem resultados satisfatórios quando comparados com as estacas de 8 m de comprimento. Sendo assim, em geral, as estacas que possuem o comprimento de 8 m obtiveram melhores resultados de capacidade de carga pelo método da ruptura convencional, em termos de tensão lateral e de ponta.

Para essa pesquisa, verifica-se que as estacas que possuem o diâmetro de 20 cm e razão do diâmetro final da estaca ( $D_b$ ) pelo diâmetro do tubo de injeção ( $D_h$ ) igual a 3 apresentaram melhores resultados de carga última pelo método da ruptura convencional, e melhores resultados de tensão lateral e de ponta quando comparados com as estacas que possuem o diâmetro de 26 cm. Verifica-se na literatura que o confinamento do solo é um dos principais fatores para a capacidade de tensão lateral da estaca, o que explica o fato da estaca com diâmetro e razão ( $D_b/D_h$ ) menores apresentarem melhor performance, uma vez que promove menor desconfinamento do solo.

Para as estacas em grupo, as tensões laterais máximas das estacas instrumentadas nos grupos de análise não obtiveram variação muito significativa entre elas, tampouco as estacas individuais (alterando as características das estacas). Também não se observou variação entre as estacas individuais dentro de um grupo.

A tensão de ponta máxima das estacas instrumentadas nos grupos de análise ( $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_4$  e  $G_5$ ) foram superiores à tensão de ponta da estaca (Estaca 8). Uma explicação para a alta tensão de ponta das estacas presentes nos grupos, é provavelmente devido a um solo muito duro nessa região, essencialmente próximo a ponta das estacas.

Pode-se verificar que quando se analisa a rigidez da Estaca 8 e compara-se com as estacas instrumentadas em grupo (estacas de  $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_4$  e  $G_5$ ) observa-se uma tendência de diminuição da

rigidez a medida que se aumentam as estacas nos grupos, de acordo com o aumento do recalque normalizado. Em 5% do recalque normalizado observa-se uma redução de 28% da rigidez da estaca instrumentada de  $G_2$ , redução de 43% da rigidez da estaca instrumentada de  $G_3$ , redução de 56% para a estaca instrumentada de  $G_4$  e  $G_5$ , todas em relação a Estaca 8.

A eficiência experimental ( $Ge$ ) que considera a capacidade de carga do grupo de estacas dividido pela soma da capacidade das estacas individuais apresentou redução de 30% para o  $G_2$ , 46% para  $G_3$ , 56% para  $G_4$  e 58% para  $G_5$  quando comparado à capacidade de carga na condição de eficiência plena.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

Este capítulo descreve os avanços alcançados com este trabalho, as principais conclusões, algumas observações gerais, bem como algumas sugestões para realização de trabalhos futuros.

### 5.1 Conclusões

O entendimento do comportamento das microestacas tubulares autoperfurantes é fundamental para garantir a eficiência da utilização desse sistema de fundação com segurança. As principais conclusões dessa dissertação para estacas isoladas e estacas em grupo são:

1. A utilização da pressão de injeção de 250 kPa, para estacas isoladas ofereceu, de maneira geral, menor capacidade de carga, tensão lateral e tensão de ponta para as estacas que foram submetidas a essa pressão de injeção, esse fato pode estar fortemente atrelado ao processo executivo da estaca em solo poroso colapsível da região de Brasília. Conclui-se então que a pressão de injeção de 200 kPa apresenta melhor performance de resultados de capacidade de carga pela ruptura convencional (ruptura em 10% do diâmetro), tensão lateral e tensão de ponta quando comparada com as estacas de 250 kPa de pressão de injeção;

2. Nos resultados dessa pesquisa pode-se verificar que as estacas com comprimento de 12 m não ofereceram aumento da capacidade de carga a ruptura (10% do diâmetro) e nem melhoria na capacidade de tensão lateral e tensão de ponta quando comparadas com as estacas de 8 m de comprimento. O processo executivo nesse caso foi determinante para que as estacas de 12 metros de profundidade apresentassem menores valores de tensão lateral e tensão de ponta;

3. Com relação ao diâmetro, em estacas isoladas, observa-se que as estacas que possuem diâmetros de 20 cm apresentam resultados mais satisfatórios do que as estacas de 26 cm de diâmetro. Conclui-se que o confinamento do solo é um dos principais fatores para a capacidade de tensão lateral da estaca, assim o diâmetro menor ( $D=20\text{cm}$ ) apresenta melhor performance no solo colapsível de Brasília, uma vez que promoveu menor desconfinamento do solo. O processo executivo dessas estacas também é levado em consideração e pode ter interferido nesse processo, uma vez que é muito difícil manter o diâmetro nominal dessas estacas;

4. Para estacas em grupo, pode-se observar que os resultados apresentaram um aumento da capacidade de pressão de ponta unitária das estacas instrumentadas dos grupos em  $q_p(1\%)$ ,  $q_p(2\%)$  e  $q_p(3\%)$  a medida que ocorre o aumento do número de estacas no grupo, esse fato pode estar relacionado ao aumento do diâmetro nominal na ponta da estaca e conexão dos bulbos de tensão (devido a calda de cimento) durante o processo de execução e injeção. Pode estar relacionado

também com a melhoria do perfil geotécnico na região proveniente dos grupos de estaca, muito provavelmente tem-se um solo muito duro nessa região, essencialmente próximo a ponta das estacas;

5. Quando se analisa a rigidez da estaca isolada e compara-se com as estacas instrumentadas em grupo (estacas de  $G_2$  a  $G_5$ ) observa-se que a rigidez diminui conforme aumentam as estacas nos grupos, e quando se aumenta o recalque normalizado pelo diâmetro. Foi observado por Silva & Cintra (2009) que para estacas escavadas, a rigidez dos grupos de estaca apresentaram redução de 3% a 10% e para estacas realizadas em hélice contínua, de acordo com Andrade (2009), verifica-se uma diminuição de rigidez de 14%. As microestacas dessa pesquisa apresentaram redução de rigidez maiores, em torno de 28% a 56%, à medida que se aumenta o número de estacas no grupo. Nota-se então que as microestacas tubulares autoperfurantes podem apresentar diminuição de rigidez mais significativa que outros tipos de estaca, e tal fato é relevante em projeto. Torna-se essencial a utilização de provas de carga para se confirmar a eficiência de microestacas em grupo, uma vez que as equações tradicionais de eficiência não levam em consideração as características intrínsecas do solo estudado;

6. A eficiência dos grupos nessa pesquisa foi analisada em 10% do recalque normalizado pelo diâmetro. Verificou-se uma tendência de diminuição da eficiência conforme aumenta o número de estacas no grupo;

7. Essa pesquisa preencheu a lacuna da pesquisa de Mendoza (2013) e Zuluaga (2015), uma vez que foi utilizada a instrumentação para determinar o atrito lateral e resistência de ponta das estacas individuais dentro do grupo testado. A carga de ponta da estaca isolada confirmou os resultados de Zuluaga (2015) que obteve, por estimativas, 8% da contribuição da carga total por ponta e 92% da contribuição da carga total por atrito lateral, para estacas isoladas a partir de metodologias de Décourt (2008) e Valencia & Camapum (2011). As estacas individuais dos grupos apresentaram maiores porcentagens de contribuição de ponta, uma vez que podem ter sofrido influência do processo de injeção que causou aumento do diâmetro nominal na ponta da estaca, conexão dos bulbos de tensão (devido a calda de cimento), ou pela alteração do perfil geotécnico na região da ponta das estacas.

8. Conclui-se que a microestaca tubular autoperfurante é uma solução prática e tecnicamente viável para ser usada como reforço ou como fundação. Entretanto, antes de se iniciar uma obra com as microestacas tubulares autoperfurantes, em um tipo de solo ou região, é necessário que se façam estacas teste para se verificar a capacidade de carga da estaca com o maquinário disponível no local, uma vez que a troca de maquinário, o processo de perfuração e a etapa de injeção são muito relevantes e determinantes para o comportamento final das microestacas.

## 5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Para continuidade deste trabalho, recomenda-se que futuramente sejam abordados os temas descritos abaixo:

- Melhoria da caracterização geotécnica do solo do campo experimental para obter maiores informações sobre os perfis de solo e possíveis mudanças de perfis geotécnicos dentro do campo experimental da Solotrat;
- Realizar provas de carga instrumentadas (até a ruptura) em todas as estacas isoladas para se ter uma maior margem estatística de comparação;
- Realizar provas de carga instrumentadas (até a ruptura) em grupos com mais estacas para poder avaliar a influência da interação entre um maior número de estacas;
- Realizar simulações numéricas afim de entender o comportamento mais aprofundado em termos de tensão e deformação das estacas;



## REFERÊNCIAS

- AASHTO. (2012). Aashto Lrfd bridge design specification, customary U.S Units. The American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Section 10.
- ABD ELAZIZ, A.Y., HESHAM EL NAGGAR, M.H. (2012). Axial Behaviour of Hollow Core Micropiles Under Monotonic and Cyclic Loadings. *Geotechnical Testing Journal*, 35(2); 249-260. Doi:10.1520/GTJ103880.
- ABDLRAHEM, M.A., HESHAM EL NAGGAR, M.H. (2018). Axial performance of micropile groups in cohesionless soil from full-scale test. *Canadian Geotechnical Journal*.
- ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). (2022). NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, RJ.
- ALBUQUERQUE, P.J.R.De. (1996). Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de Diabásio da região de Campinas. Mestre em Engenharia agrícola – Universidade Estadual de campinas, Campinas.
- ALBUQUERQUE, P.J.R.De. (2001). Estacas escavadas, Hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de Diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Universidade de São Paulo, São Paulo.
- ALBUQUERQUE, P.J.R.De. (2017). Electrical Resistance Strain Gages in instrumentation of Deep Foundations. In: (B. H. Fellenius et al., Eds.) Proceedings of 3<sup>RD</sup> Bolivian International Conference on Deep Foundation, Santa Cruz de la Sierra. Anais... Santa Cruz de La Sierra.
- ALONSO, U.R. (1996). Fundações – teoria e prática. Capítulo 9: Execução de fundações Profundas, item 9.1.5: Estacas injetadas. 1<sup>o</sup> Edição, Pini, São Paulo, pp. 361-372.
- ANDRADE, G.M. (2009). Fundação em estaca hélice contínua: estudo de caso em obra de viaduto no município de Feira de Santana-Ba. Trabalho de conclusão de curso de graduação. UEFS- Universidade Estadual de Feira de Santana.
- ANJOS, G. J. (2006). Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. *Tese de Doutorado em Geotecnia*, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- AOKI, N. (1976). Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. *Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações*, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44 p.
- AOKI, N. (1989). Prediction of the Behavior of vertical Driven Pile under Static and Dynamic Conditions. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 12, Discussion Session, 1989b, Rio de Janeiro. Anais... p.55-61, 1989.
- ARAKI, M. S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 121 p.

ASCHENBROICH, H. (2001). Micro pile Reinforcement Systems and corrosion Protection. In: Micro-pile Seminar, Charlotte. Anais... North Carolina: ADSC, 2001. V.1, p.1-12.

ASHOUR, M., NORRIS, G.M., ELFASS, S. (2004). Analysis of laterally loaded long or intermediate drilled shafts of small or large diameter in layered soil. CCEER 01-02, Contract n° 59A0348, Caltrans, Sacramento, CA.

BARBOSA, M.G.T. (2009). Alluvial Anker como alternativa para fundações em argila mole. Tech. Rep., Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda., Brasília, Brasil.

BARBOSA, M.G.T. (2017). Estudo do efeito de injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis. Dissertação de mestrado, Publicação G.DM-296/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139 p.

BARBOSA, M.G.T. (2020). Microestacas autoperfurantes, contribuição à disciplina PEF 3406. Disponível em <[https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5796997/mod\\_resource/content/1/Palestra%20Solotrat%20-%20microestacas%20autoperfurantes.pdf](https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5796997/mod_resource/content/1/Palestra%20Solotrat%20-%20microestacas%20autoperfurantes.pdf)> Acesso em 10 de outubro de 2022.

BEZERRA, J.E. (2003). Estudo do comportamento de Fundações em Radier estaqueado: Conceitos e Aplicações. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), UnB, Brasília-DF.

BIN, L. R. (2012). Análise e dimensionamento de um aterro sobre solo mole com estacas Alluvial Anker – Estudo de caso. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Unesc.

BRANCO, C.J.M.C. (2006). Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DAS, BRAJA M. (1995). Principles of Foudation Engineering. 3° Edição. Editora PWS Publishing Company.

BILFINGER, W. (2002). Critérios de segurança de fundações em estacas cravadas com consideração de controles executivos. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola politécnica da Universidade de São Paulo.

BILFINGER, W., HACHICH, W. (2006). Influência do comprimento na variabilidade da resistência axial última das estacas. XIII Cobramseg, Curitiba, Agosto de 2006.

BLANCO, S. (1995). Aspectos de Geologia de engenharia da escavação no metrô de Brasília – Trecho Asa Sul. Universidade de Brasília, 95 p.

BRUCE, D. A., CADDEN, A. W., SABATINI, P. J. (2005). Practical advice for foundation design – Micropile for structural support. In proceedings GeoFrontiers 2005. Comtemporary Issues in Foundation Engineering (GSp 131), ASCE, Austin, tex. Pp.1-25.

BOWLES, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. 5ª Edição. Editora McGraw – Hill do Brasil, Ltda.

BUDHU, M. (2013). *Fundações e Estruturas de Contenção*. Rio de Janeiro: LTC.

CABRAL, D. A. (1986). O uso da estaca Raiz como fundação de obras normais. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharias de Fundações. Anais... Porto alegre/RS: ABMS.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MORTARI, D., & SILVA, J. (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência de um aterro. 27ª Reunião anual de pavimentação, 1, 165-180.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MORTARI, D. (1994). Caracterização geotécnica de solos porosos do Distrito Federal. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, Brasília, 109-122.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MARTINES, M., MOREIRA DE SOUZA, N., E DA SILVA, M. (2006). *Processos erosivos no Centro-Oeste Brasileiro*, Brasília, DF, Brasil: Universidade de Brasília; Finatec; 2006.

CAMPELO, N. S. (1994). Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração, em solo colapsível. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1994.

CARDOSO, F. (2002). *Propriedades e comportamento mecânico de solos do planalto central Brasileiro*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil

CARDOSO, F. (1995). Análise Química, mineralógica e morfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 139 p.

CASTRO NETO, J.R. (2021). Estaca injetada instrumentada tipo Incopile: avaliação do comportamento à compressão em solo tropical da região de Campinas/ SP. Dissertação de mestrado, Universidade de Campinas, Faculdade de Engenharia civil, Arquitetura e Urbanismo.

CAVIGLIONE, G.T. (2018). Interpretação de provas de carga estática em estacas escavadas usando modelos de transferência de carga. *Maringá*.

CERQUEIRA DA SILVA, R.R. (2017). Verificação do desempenho das estacas injetadas autoperfurantes executadas em solos arenosos para construção de usina eólica. *Reec – Revista Eletrônica de Engenharia Civil*. Volume 13, nº 2, 247-262.

CERQUEIRA, G. N. (2009). Eficiência de grupo de estacas: revisão e aplicação dos métodos em três tipos de fundações. Monografia submetida ao corpo docente do departamento de tecnologia da Universidade Estadual de Feira de Santana como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

CHIN, F. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 1970, Singapore. P.81-92.

CINTRA, J.C.A., AOKI, N. (2010). Fundações por estacas Projeto Geotécnico, São Paulo, Brasil, Oficina de Textos.

CLAYTON, C. (1993). The standard penetration test (SPT) – Methods and Use. Tech. Rep. Funder Report/ CP / 7, pp. 129, Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London, England.

COIMBRA, A.R.S.R. (1987). Balanço hídrico preliminar do Distrito Federal. Inventário hidrogeológico do Distrito Federal. GDF/CAESB, Brasília, DF. pp. 50-78.

CODEPLAN (1984). Atlas do Distrito Federal. Gov. do Distrito Federal. Brasília, Df, 79 p.

CORDÃO NETO M. P., HERNANDEZ, O., LORENZO, R., BORGES, C., CAICEDO, B. (2018). Study of the relationship between hydromechanical soil behavior and microstructure of a structured soil, Earth Sciences Research Journal, p. 91-101.

COIYLE, H. M.; REESE, L. C. (1966). Load transfer for axially loaded piles in clay. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, v.92, n. SM2, Proc paper 4702.

CUNHA, R. P. (2011). Acquired knowledge on the behavior of deep foundations vertically and horizontally loaded in the soil of Brasília. Soils and Rocks, São Paulo, 34(3): 177-194, September-December.

DAI, G., SALGADO, R., GONG, W., ZHANG, Y. (2012). Loads tests on full-scale borede pile groups. Canadian Geotechnical Journal, 49 (11): 1293-1308. Doi:10.1139/t2012-087.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J. H., CINTRA, J. C. A. (1996). Análise e projeto de fundações profundas. Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Editora Pini, 1996, p. 265-301.

DÉCOURT, L. (1991). Special problems on foundations: general report. IX PAMCSMFE, Viña del Mar, v.4, p. 1953-20021, 1991.

DIN-4128. (1983). Small diameter injection piles (Cast in place concrete piles and composite piles); construction procedure, design and permissible loading, instituto alemão para normatização.

DRINGENBERG, G. E. (1990a). Capacidade de carga das ancoragens. Revista Solos e Rochas, Vol. 13, n°1, pp. 73-78, São Paulo.

DRINGENBERG, G. E. (1990b). Protensão de terreno por intermédio de injeção de nata de cimento, *Revista Solos e rochas*, Vol. 13, pp. 65-71, São Paulo.

ERIKSSON, H.E. (1991). Design values for bearing capacities of piles derived by use

of statistical methods, 4<sup>th</sup> international DFI conference, p. 9-12.

FHWA (2005). Micropiles design and construction. Publication No. FHWA-NHI-05-039. Federal Highway Administration (FHWA), US Department of transportation, Washington, D.C.

FHWA (2000). Micropile Design and construction guidelines – Implementation Manual. US Department of transportation, Federal Highway Administration, Publication n° FHWA-SA-97-070, 379 p, June, 2000.

FELLENIOUS, B. H. Basics of foundation Design. Eletronic ed. Disponível em: <<http://www.fellenius.net/>>. Acesso em: 10 de outubro de 2022.

FERREIRA, A. C., LOPES, F. R. (1985). Contribuição ao estudo do efeito do tempo de carregamento no comportamento de estacas de prova. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 1. São Paulo, 1985. São Paulo, ABMS, (2): p.185-192.

FRANKE, E. (1991). Eurocode Safety approach as applied to single piles, 4<sup>th</sup> International DFI Conference, p. 13-18.

GARCIA, J. R. (2006). Estudo do comportamento carga vs recalque de estacas raiz carregadas a compressão. Mestre em Engenharia civil – Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

GUIMARÃES, R. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Universidade de Brasília, 180 p.

GRABE, J., PUCKER, T. (2015). Improvement of bearing capacity of vibratory driven open-ended tubular piles. *Frontiers in Offshore Geotechnics III-2015*.

GÓMEZ, J., et al. (2005). Connection capacity between micropiles and existing footings-bond strength to concrete, Geo3 GEO Construction Quality Assurance/Quality Control Conference Proceedings, Dallas/Ft. Worth, TX.

GUTIÉRREZ, A. (1993). Sobre el ensayo de un grupo de pilotes sometidos a carga vertical y su interpretación. El caso de las marinas de punta del este. *Anales XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural*, pp. 125-136:Montevideo.

ISMAEL, N. F. (2001). Axial load tests on bored piles and pile groups in cemented sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, 127(9): 766-773. Doi: 10.1061 / (ASCE) 1090-0241(2001) 127:9 (766).

IWAMOTO, R. K. (2002). Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo.

JURAN, I., BRUCE, D. A., DIMILIO, A., BENSLIMANE, A. (1999). Micropiles: the state of practice. Part II: design of single micropiles and groups and networks of micropiles. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*, 2:89-110. Doi:

10.1680/gi.1999.0300301.

KANIA, J. G., SORENSE, K. K., FELLENIUS, B. H. (2020). Analysis of a Static Loading Test on an Instrumented cased CFA Pile in Silt and Sand. *International Journal of Geoengineering Case Histories*, [s. 1.], v. 5, n. 3, p. 170-181.

KULHAWY F. H., HIRANY, A. (1989). Interpretation of loads tests on drilled shafts part 2: axial uplift, *Foundation Engineering: Current Principles and Practice*, vol. 2, pp. 1150-1159, ASCE.

LAM, C., JEFFERIS, S. A. (2011). Critical assessment of pile modulus determination methods. *Can. Geotech, J.* 48: 1433-1448. Doi: 10.1139/T11-050. Published by NRC research Press.

LIN LI, JINGPEI LI; YOU WANG; WEIBING GONG. (2020). Analysis of nonlinear load-displacement behaviour of pile groups in clay considering installation effects. *Soils and Foundations* 60 (2020) 752-766.

LIMA, G. M. S. (2015). Estudo do comportamento de estacas submetidos a esforços transversais através de métodos teóricos e numéricos. Universidade Federal de Goiás.

LIMA, L. C. (2008). Análise de provas de carga realizadas em micro-estacas utilizadas no reforço das fundações de uma ponte histórica no Recife-PE. Universidade Federal de Pernambuco – UFPE Centro de Tecnologia e Geociências -CTG. Programa de Pós Graduação em Engenharia civil, Mestrado em Engenharia civil, Geotecnia.

LOBO, A. S., FERREIRA, C. V., ALBIEIRO, J. H. (1996). Recalques de tubulões na cidade de Bauru. *Revista de Engenharia e Ciências Aplicadas*. Vol. 3, Editora da Unesp.

MANDOLINI, A., RUSSO, G., VIGGIANI, C. (2005). Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. *StateofArt, XVI Int. Conf. Soil Mech. Geotechnical Engineering*, Osaka.

MARCHETTI, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE*, 106 (3), 299-321.

MARQUES, D. P. C. (2016). Ligação microestaca / estrutura – estudo do comportamento da interface calda / betão existente. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civis. Escola superior de tecnologia e gestão.

MASCARENHAS, M.M.A. (2003). Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de carga de estacas escavadas em solos porosos colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM-098ª/03, Departamento de Engenharia civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 192p.

MATOS, L.F.S. (1989). Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, num solo parcialmente saturado. Dissertação de Mestrado, CPGEC, UFRGS, 131 p.

MENDOZA, C. C. (2013). Estudo do comportamento mecânico e numérico de grupo de

estacas do tipo Alluvial Anker em solo poroso do Distrito Federal. Tese de doutorado, Universidade de Brasília, 234-p.

MENDOZA, C., FARIAS, M. M. (2020). Critical state model for structured soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 630-641.

MEYERHOF, G. G. (1957). Discussion on research on determining the density of sands by spon penetration testing. *Proceedings 4<sup>th</sup> International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, 3, 110-112.

MEYERHOF, G. G. (1959). Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 85, n° SM6, pp 1-59.

MILITISKY, J. (1991). Provas de carga estáticas. *Proc. SEFE II*

MILITISKY, J. (2019). *Fundações de torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicação*. São Paulo: Oficina de Texto.

MOTA, N. M. B. (2003). *Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: Interpretação em projetos de fundação*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

MUNÉVAR PÉREZ, N. B. (2014). *Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP*. Mestrado em Engenharia civil – Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

MYERS, T. J., BEAN, J.J., BOLTON, M. K. (2012). MinJet: a new type of Micropile. In *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Groutig and Deep mixing*. American Society of Civil Engineers (ASCE). New Orleans, La. pp. 1095-1104.

NOGAMI, J. S., VILIBOR, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Villibor, 240p.

NOGUEIRA, R. C. R. (2004). *Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo diabásico*. Mestrado em Engenharia civil – Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

NOVAS, L. A. (2002). *Estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da formação “Libertad”, Uruguai*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

NOVAIS, R. S. (2001). *Ancoragens Re-injetáveis e protendidas em solos: Previsão de comportamento e controle de execução*. Tese de Doutorado, DEC/EPUSP, São Paulo doi:<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.12.006>.

NI, P. ET AL. (2017). Generalized Nonlinear Softening Load-Transfer Model for axially loaded piles. *International Journal of Geomechanics*, v.17, n.8, p. 04017019, 2017. ISSN 1532-3641.

Ortigão, J. A. R. (1993). *Dilatômetro em Argila porosa*. 7° Congresso Brasileiro de

Geologia e Engenharia (CBGE). Poços de Caldas, Mg, 1:309-320.

O' RIORDAN, N. J. (1982). The mobilisation of shaft adhesion down a bored, cast-in-situ pile in the Woolwich and Reading beds. *Ground Engineering*, 15 (3): 17-26.

OMER, J. R., DELPAK, R., ROBINSON, R. B. (2022). Instrumented load tests in mudstone: pile capacity and settlement prediction. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(6): 1254-1272. Doi: 10.1139/t02-072.

PACHLA, H. (2016). Conditions of proper interaction of low-pressure injection piles (LIP) with structure and soil, carrying capacity of pile anchorage in foundation. *Studia Geotechnica et Mechanica*, v. 38, n. 4, p. 33-49, 2016.

PASCHOALIN FILHO, J. A. (2008). Estudo do comportamento a tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP. Doutorado em Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

PÉREZ MORE, J. Z. (2003). Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, PUC/Rio, 120 p, Rio de Janeiro, RJ.

POULOS, H. G., DAVIS, E. (1980). *Piles foundations Analysis and design*. John Wiley & Sons ins., New York.

PRAKASH, S., SHARMA, H. D. (1990). *Pile Foundations in Engineering Practice*. John Wiley and sons, New York.

RANDOLPH, M. F., WROTH, C. P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 104, n. ASCE 14262, 1978. ISSN 1090-0241.

ROSA, R. L. (2000). Proposição de modificação das fórmulas de cravação de Chellis e de Uto et al. a partir de resultados do método case. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da USP.

REESE, L. C., HUDSON, W. R., VIJAYYERGA, V. N. (1969). An investigation of the interaction between bored piles and soil. In: *International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 7, 1969, Mexico City. Anais...Mexico city.

SADALLA NETO, S. F., BERNARDES, G. P., ALENCAR, J. A. (1998). Análise da distribuição de cargas e atrito lateral unitário de estacas injetadas instrumentadas, XI Cobramseg, pp. 1511-1518, Brasília.

SAES, J. L. (1996). *Fundações – Teoria e prática*. Capítulo 9: Execução de fundações profundas, Item 9.1.4: Estacas escavadas com lama bentonítica. 1ª Edição, Pini, São Paulo, pp.348-360.

SACILOTTO, A. C. (1992). Comportamento de estacas escavadas instrumentadas, submetidas a provas de carga lentas e rápidas. São Carlos, 165 p. (Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos – USP).



SALES, M. (2000). Análise do comportamento de sapatas estaqueadas. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília – DF, Brasil.

SALIONI, C. (1985). Capacidade de carga de estacas injetadas. 1º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE), vl. 1, pp 13-27, São Paulo.

SAMOKHVAL, M., ZAZULYA, J., Melnikov, R.; Mironov, V. (2016). Design calculation of Drill-injection Piles with Controlled Broadening and Silty-clayed soil Foundation Basic Interaction Parameters. In: *MATEC web of Conferences. EDP Sciences*, 2016. P. 01009.

SCHULZE, T. (2013). Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos. Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

SEED, H. B., REESE, L. C. (1957). The action of soft Clay along friction piles. Transactions. ASCE. 122: 731 – 754.

SELLERS, B. (2003). The measurement of stress in concrete. In proceedings of the 6<sup>th</sup> International Symposium on field Measurements in Geomechanics, Oslo, Norway, 15-18 September 2003. A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. Pp. 643-656.

SHONG, L. S., CHUNG, F. C. (2003). Design and construction of Micropiles. Geotechnical course for pile foundation Design and construction, Ipoh, 29-30 September, 49 p, Malaysia.

SILVA, P. A. B. A.; CINTRA, J. C. A. (1996). Capacidade de carga de grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro. São Paulo, Brasil: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III).

SILVA, R. R. C. DA. (2011). Estacas injetadas autoperfurantes: metodologia de execução e determinação da sua capacidade de carga através de métodos empíricos. 216p. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo. 2011.

SOUZA, R. N. (2001). Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução. Tese de Doutorado. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

TEIXEIRA, A. C. C. L. (2014). Dimensionamento de Microestacas de acordo com os Eurocódigos 7 e 3. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal.

TERZAGUI, K. (1942). Discussion of Pile Driving formulas. In: ASCE, 1942, 68 (2). P.311-323.

VAN DER VEEN (1953). The Bearing Capacity of pile. Third International Conference on Soil. Mechanics and Foundations Engineering, p.84-90.

VARGAS, M. (1985). The concept of tropical Soils. International Conference on

Geomechanics in tropical Lateritic and Saprolitic Soils. P. 101-134.

VELLOSO, D. A., LOPES, F.R. (2002). Fundações. Volume 2 – Fundações Profundas. COPPE/UFRJ, 471 p.

VELLOSO, D. A., LOPES, F.R (2004). Fundações: Critérios de projeto, Investigação de subsolo, Fundações Superficiais. V.1 São Paulo: *Oficina de textos*.

VELUDO, J., JULIO, E., PINTO, P. (2008). A influência de diferentes parâmetros do comportamento da ligação entre fundações existentes de Betão armado e Microestacas de reforço. BE 2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2008 Guimarães – 5, 6, 7 de novembro de 2008.

VELUDO, J. (2012). Reforço de fundações com micro-estacas. Ligação Aço/Calda/Betão, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.

VESIC, A. S. (1969). Experiments with instrumented pile groups in sand. In: Symposium on Performance of Deep Foundations, Proc. ASTM, spec. Tech. Pub. n. 444, p.171-222.

VESIC, A. S. (1975). Principles of pile Foundation Design. SM n.38, Duke University.

WHITAKER, T., COOKE, R. W. (1965). Bored Piles with Bases in London Clay, Proc. Of 6<sup>th</sup> ICSMFE, Montreal, vol. 2, p.342-346.

ZHANG, Q. Q., ZHANG, Z. M. A. (2012). Simplified nonlinear approach for single pile settlement analysis. Canadian Geotechnical Journal, v. 49, n.11, p.1256-1266, 2012. ISSN 0008-3674.

ZHANG, Q. Q., LI, S. C., LIANG, F. Y., YANG, M., ZHANG, Q. (2014). Simplified method for settlement prediction of single pile and pile group using a hyperbolic model. International Journal of Civil Engineering, v. 12, n.2, p. 146-159.

ZULUAGA, F. A. (2015). Estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações tipo Alluvial Anker no solo do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G-DM- 249/2015, Departamento de Engenharia civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF 109 p.

ZULUAGA, F. A., CUNHA, R. P. (2016). Comportamento Carga – Recalque de microestacas Alluvial Anker executadas no solo do distrito federal. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo horizonte, Minas Gerais, Brasil.

## APÊNDICE I – PARÂMETROS PARA ESTIMATIVAS DE NI ET AL. (2017)

Tabela A.1. Parâmetros para estimativas de Ni et al. (2017) - Estacas 1 a 8.

Estaca 1		Estaca 2		Estaca 3		Estaca 4	
$q_b$ (kN)	55	$q_b$ (kN)	5	$q_b$ (kN)	40	$q_b$ (kN)	55
$r_f$	0,8	$r_f$	0,8	$r_f$	0,8	$r_f$	0,8
G	1	G	1	G	1	G	1
$r_0$ (m)	0,1	$r_0$ (m)	0,13	$r_0$ (m)	0,1	$r_0$ (m)	0,1
L (m)	8	L (m)	8	L (m)	12	L (m)	8
$G_s$ (MPa)	77,92	$G_s$ (MPa)	77,92	$G_s$ (MPa)	51,94	$G_s$ (MPa)	51,94
$v_s$	0,27	$v_s$	0,27	$v_s$	0,27	$v_s$	0,27
n	2	n	2	n	2	n	2
$\tau_u$	166	$\tau_u$	100	$\tau_u$	175	$\tau_u$	180
N° elementos	25	N° elementos	25	N° elementos	25	N° elementos	25
$\Delta L$ (m)	0,32	$\Delta L$ (m)	0,32	$\Delta L$ (m)	0,48	$\Delta L$ (m)	0,32
$z_u$ (m)	0,01	$z_u$ (m)	0,01	$z_u$ (m)	0,01	$z_u$ (m)	0,01
$E_p$ (kPa)	128	$E_p$ (kPa)	128	$E_p$ (kPa)	128	$E_p$ (kPa)	128
Área (m <sup>2</sup> )	0,03	Área (m <sup>2</sup> )	0,05	Área (m <sup>2</sup> )	0,03	Área (m <sup>2</sup> )	0,03
$E_s$ base (MPa)	120	$E_s$ base (MPa)	120	$E_s$ base (MPa)	80	$E_s$ base (MPa)	120
Estaca 5		Estaca 6		Estaca 7		Estaca 8	
$q_b$ (kN)	45	$q_b$ (kN)	55	$q_b$ (kN)	55	$q_b$ (kN)	55
$r_f$	0,8	$r_f$	0,8	$r_f$	0,8	$r_f$	0,8
G	1	G	1	G	1	G	1
$r_0$ (m)	0,13	$r_0$ (m)	0,13	$r_0$ (m)	0,13	$r_0$ (m)	0,1
L (m)	12	L (m)	8	L (m)	8	L (m)	8
$G_s$ (MPa)	38,96	$G_s$ (MPa)	64,93	$G_s$ (MPa)	77,92	$G_s$ (MPa)	77,92
$v_s$	0,27	$v_s$	0,27	$v_s$	0,27	$v_s$	0,27
n	2	n	2	n	2	n	2
$\tau_u$	95	$\tau_u$	120	$\tau_u$	135	$\tau_u$	175
N° elementos	25	N° elementos	25	N° elementos	25	N° elementos	25
$\Delta L$ (m)	0,48	$\Delta L$ (m)	0,32	$\Delta L$ (m)	0,32	$\Delta L$ (m)	0,32
$z_u$ (m)	0,01	$z_u$ (m)	0,01	$z_u$ (m)	0,01	$z_u$ (m)	0,01
$E_p$ (kPa)	128	$E_p$ (kPa)	128	$E_p$ (kPa)	128	$E_p$ (kPa)	128
Área (m <sup>2</sup> )	0,05	Área (m <sup>2</sup> )	0,05	Área (m <sup>2</sup> )	0,05	Área (m <sup>2</sup> )	0,03
$E_s$ base (MPa)	60	$E_s$ base (MPa)	100	$E_s$ base (MPa)	120	$E_s$ base (MPa)	120

**APÊNDICE II – VARIAÇÃO PERCENTUAL DE CARGA DE RUPTURA, CARGA DE TRABALHO, TENSÃO LATERAL E TENSÃO DE PONTA EM RELAÇÃO A ESTACA INSTRUMENTADA (ESTACA 7)**

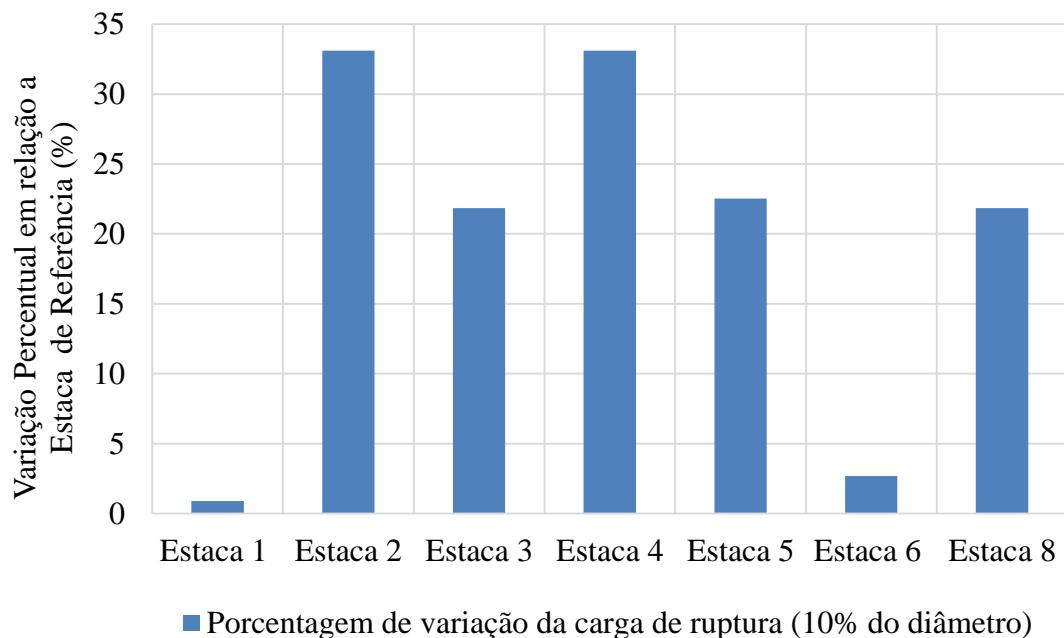


Figura A.2.1 Variação percentual em relação a Estaca 7 (Carga de Ruptura).

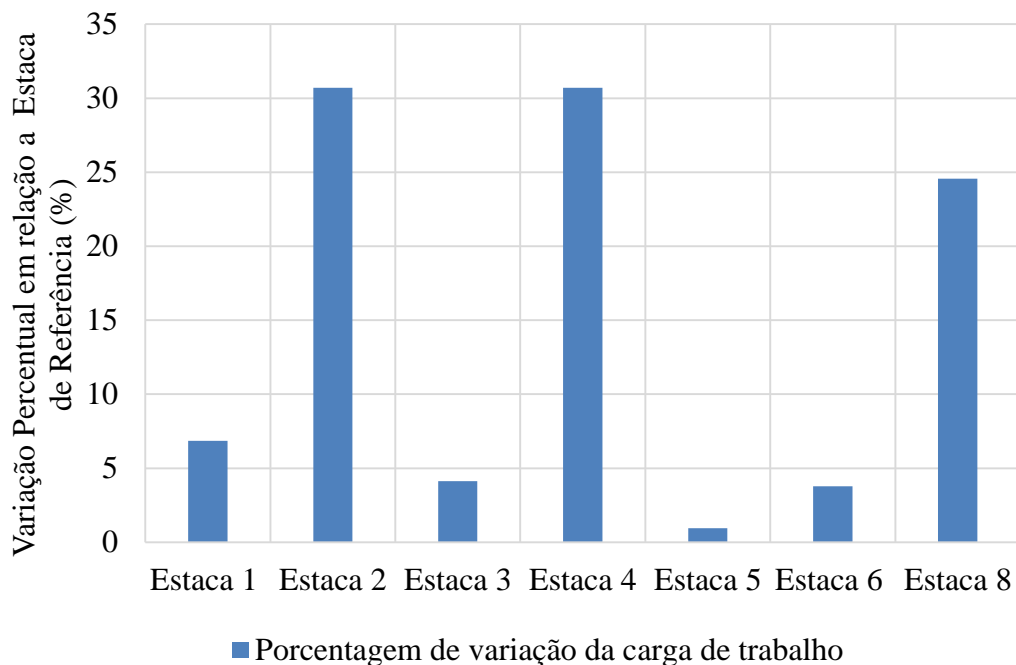


Figura A.2.2 Variação percentual em relação a Estaca 7 (Carga de trabalho).

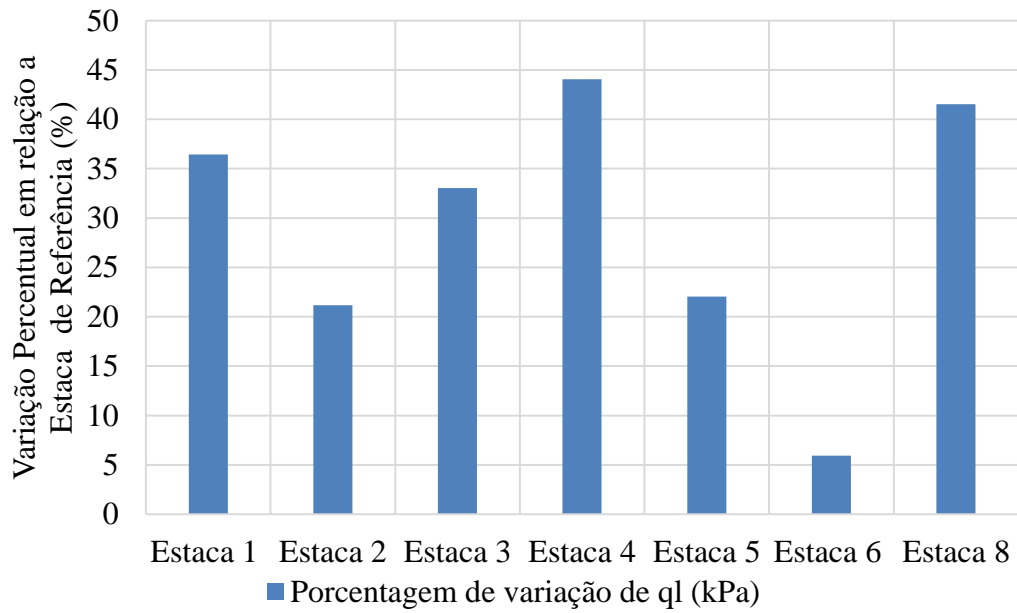


Figura A.2.3 Variação percentual em relação a Estaca 7 (Tensão lateral).

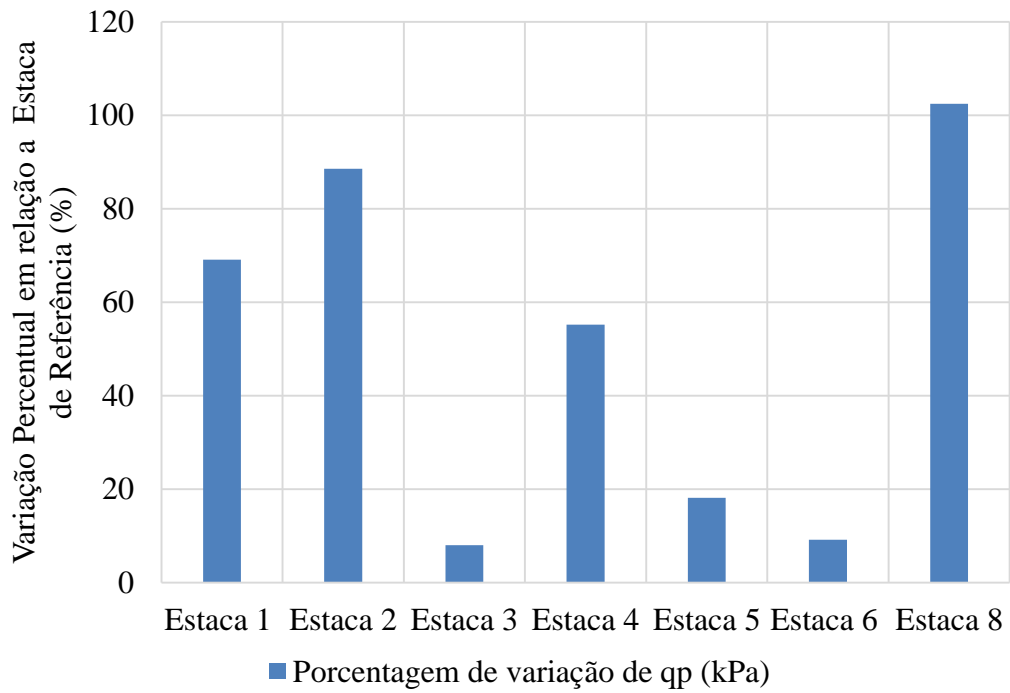


Figura A.2.4 Variação percentual em relação a Estaca 7 (Tensão de ponta).

**APÊNDICE III – GRÁFICO DA CARGA VERSUS DEFORMAÇÃO (DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO ELETRÔNICA)**

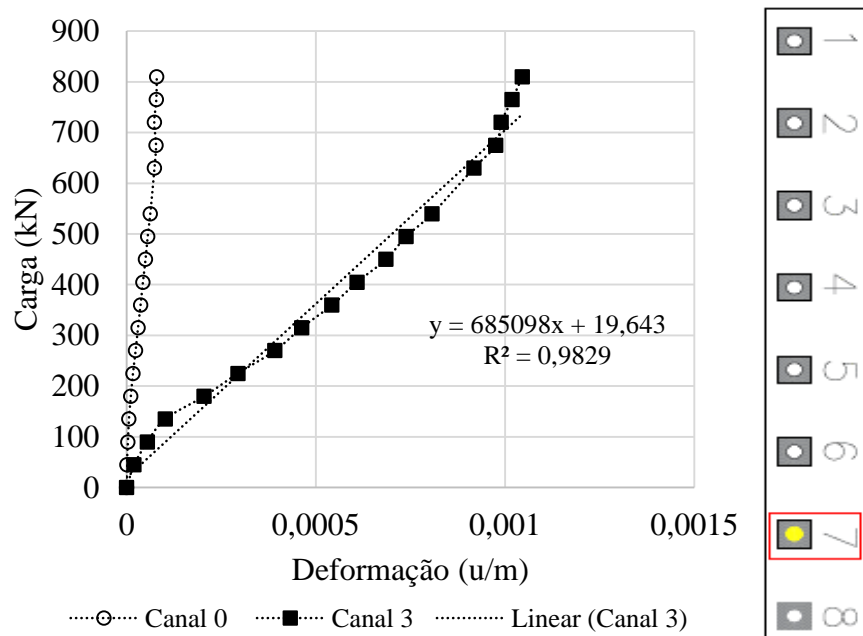


Figura A.3.1 Gráfico carga *versus* deformação (Instrumentação Estaca 7).

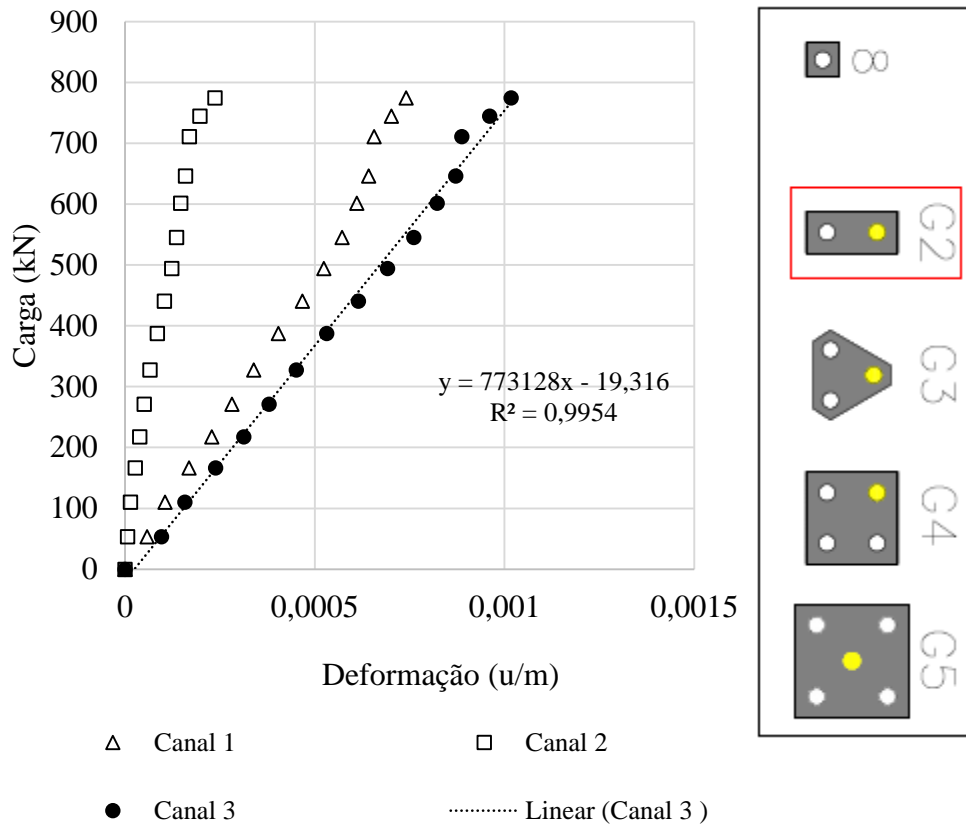


Figura A.3.2 Gráfico de carga *versus* deformação - Instrumentação em campo do grupo de 2 estacas.

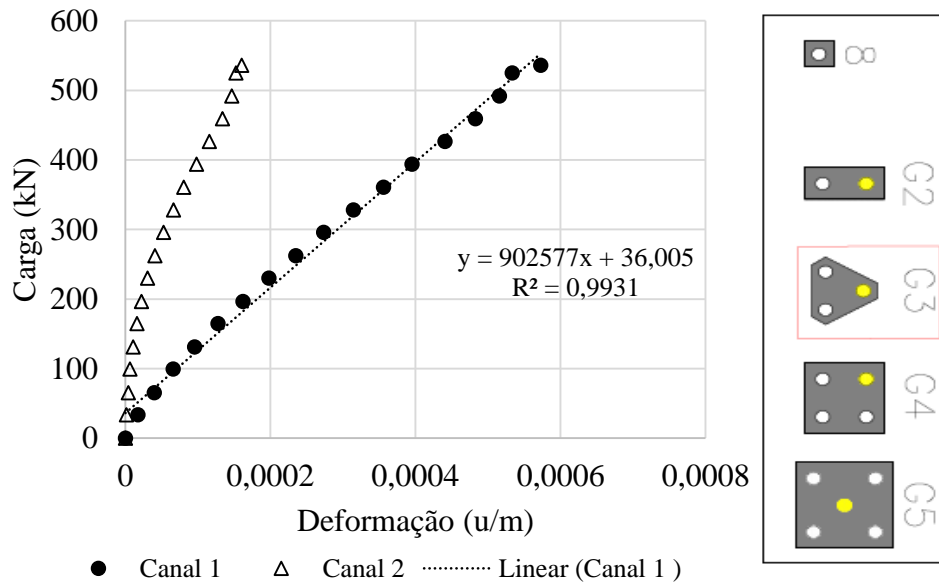


Figura A.3.3 Gráfico de carga *versus* deformação - Instrumentação em campo para o grupo de 3 estacas.

