

TALES MOREIRA DE OLIVEIRA

ESTACAS TIPO MINI-RAP COM EMPREGO DE ESCÓRIA

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.


VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2018


TALES MOREIRA DE OLIVEIRA

ESTACAS TIPO MINI-RAP COM EMPREGO DE ESCÓRIA


Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.


APROVADA: 05 de outubro de 2018.


Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha


Enivaldo Minette


Mario Vicente Riccio Filho


Gregório Luís Silva Araújo
(Coorientador)


Claudio Henrique de Carvalho Silva
(Orientador)

Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade Federal de
Viçosa - Campus Viçosa

T

O48e
2018
Oliveira, Tales Moreira de, 1983-
Estacas tipo Mini-RAP com emprego de escória / Tales Moreira
de Oliveira. - Viçosa, MG, 2018.
ix, 220f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Texto em português e inglês

Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva.
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.
Inclui bibliografia.

1. Estacaria (Engenharia civil). 2. Escoras (Engenharia). 3. Cais.
4. Fundações (Engenharia). I. Universidade Federal de Viçosa.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.154

AGRADECIMENTOS

Conceber, concretizar e materializar este trabalho só se tornou possível porque houve a colaboração, estímulo e empenho de diversas pessoas, melhor família, amigos e organizações. Gostaria, por este fato, expressar toda a minha gratidão e apreço a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para que este trabalho chegasse até aqui e se tornasse uma realidade. A todos quero manifestar os meus sinceros agradecimentos. O melhor presente que posso oferecer a vocês, é minha oração pedindo ao nosso Deus pai, que lhes conceda afago, saúde e Paz. Seria muito injusto da minha parte se ousasse colocar impresso neste papel nomes, pois seriam necessárias dezenas de folhas. Por isto meu agradecimento é generalista e vai para todos amigos da UFV, da UFSJ, DETCH, INFRAGEO, GEOPIER® e ARCOS. Me desculpem mas de uma forma só um pouco mais especial, agradeço a todos da minha família, in memoriam ao meu PAI. A todos obrigado por permitirem que esta tese seja uma realidade.

Ao Senhor Deus, ser supremo, a quem solicito o caminho da vida na luz, e agradeço pelo Fortalecimento diário da minha essência diante dos desafios a que a vida me impõe.

DEDICO

“A maior benção por mim já recebida foi a paternidade. Meus filhos, sem dívida o maior presente de DEUS são vocês. Vocês são únicos, importantes para minha vida tanto quanto ar que respiro, minha maior realização. Maria Eduarda e Felipe este trabalho é dedicado a vocês”

BIOGRAFIA

TALES MOREIRA DE OLIVEIRA, filho de José Raimundo de Oliveira e Maria Amélia Moreira de Oliveira, nasceu em 03 de Agosto de 1983, na cidade de São Paulo-SP.

Em março de 2004, iniciou o curso de Engenharia Civil, na Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa-MG, graduando-se em janeiro de 2009, onde foi bolsista de IC da Fapemig em pesquisas relacionadas a estradas florestais, durante 4 anos do curso.

Em janeiro de 2009, iniciou o exercício da profissão, passando pelas empresas Topocart, Planex S/A e Copener/ Bahia Specialty Cellulose, quando então ocupou o cargo de Coordenador de Infraestrutura e Estradas.

Visando capacitação, retornou a vida acadêmica e, em agosto de 2011, ingressou no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, submetendo-se à defesa de dissertação em Julho de 2013.

Ainda no ano de 2013, iniciou carreira como Docente, na Universidade Federal de São João Del, lotado no Campus Alto Paraopeba, Ouro Branco – Minas Gerais.

Em 2014, dando prosseguimento a capacitação iniciou processo de doutoramento também pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, submetendo-se à defesa de tese em outubro de 2018.

CONTEÚDO

RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
1 INTRODUÇÃO GERAL.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivo geral.....	3
1.2.2 Objetivos específicos	4
1.3 Organização do Trabalho	5
Referências Bibliográficas	6
2 REFERENCIAL TEÓRICO	9
2.1 Escórias	9
2.1.1 Produção e geração de escória	11
2.1.2 Escórias de Aciaria.....	11
2.1.3 Escórias de Aciaria de Forno Elétrico.....	12
2.1.4 Aplicações em engenharia	14
2.2 As fundações.....	14
2.2.1 Fundações em Estacas.....	17
2.2.1.1 Capacidade de carga de estacas isoladas.....	19
2.2.2 Sapatas estaqueadas	20
2.2.2.1 Estado da arte em torno das sapatas estaqueadas.....	22
2.2.2.2 Métodos de cálculo e análise	22
2.2.3 Estacas granulares	24
2.2.3.1 Capacidade de Carga e Recalque de estacas granulares	32
2.2.4 O Estado da Arte Sobre Rammed Aggregate Piers.....	38
2.3 Modelagem Física Reduzida.....	45
2.3.1 Processo Executivo de Um Modelo Reduzido.....	47
2.3.2 Semelhança em Modelos Reduzidos	48
2.3.2.1 Semelhança Geométrica.....	49
2.3.2.2 Semelhança Distorcida.....	49
2.3.3 Modelos Centrifugados.....	49
2.3.4 Modelos 1g.....	49
2.4 Investigação Geotécnica de Campo	50

2.4.1	Sondagem a Percussão tipo SPT.....	51
2.4.2	Ensaio Pressiométricos tipo <i>Ménard</i>	51
2.4.3	Ensaio de Prova de Carga.....	52
2.5	Estatística.....	52
	Referências Bibliográficas.....	55
3	CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO.....	66
3.1	Localização.....	66
3.2	Características regionais.....	66
3.3	Geologia e Geomorfologia.....	67
3.4	Formação pedológica.....	69
3.5	Geotecnia.....	69
3.5.1	Ensaio de Campo.....	70
3.5.2	Ensaio de Laboratório.....	77
3.6	Conclusões.....	81
	Referências Bibliográficas.....	81
4	ESCÓRIA DE ACIARIA PARA APLICAÇÃO EM ESTACAS GRANULARES.....	85
4.1	Introdução.....	86
4.2	Materiais e Métodos.....	88
4.2.1	Agregado.....	88
4.2.2	Metodologia.....	88
4.3	Resultados e Discussões.....	91
4.3.1	Composições Granulométricas, compactação e CBR.....	91
4.3.2	Resultados de ensaios físicos e mecânicos da escória de aciaria.....	93
4.3.3	Resistências a Compressão Simples - DNER - IE - 04-71 – Valores Médios ..	95
4.3.4	Estudos químicos mineralógicos e ambientais.....	97
4.3.4.1	Potencial Hidrogeniônico.....	97
4.3.4.2	Difração de Raio x (mineralogia).....	97
4.3.4.3	Estudo Ambiental.....	98
4.3.5	Custos de Insumos.....	100
4.3.6	Prova de carga em estacas tipo RAP Modificada.....	100
4.4	Conclusões.....	102
	Referências.....	102
5	DEVELOPMENT OF A METHODOLOGY FOR CONSTRUCTION OF LOW COST RAMMED AGGREGATE PIERS.....	111

5.1	Introduction.....	112
5.2	Materials and Methods.....	115
5.2.1	Experimental area	115
5.2.2	Aggregate	115
5.2.3	Mini-RAP Technology	115
5.2.4	Experimental area	117
5.2.5	Experimental program	117
5.3	Results and Analysis	122
5.4	Conclusion	133
	References	133
6	ANÁLISE DO RAIOS DE INFLUÊNCIA DA ESTACA MINI-RAP.....	140
6.1	Introdução	141
6.2	Materiais e Métodos.....	144
6.2.1	Campo Experimental	144
6.2.2	Agregado.....	144
6.2.3	Programa experimental	144
6.2.4	Tratamento dos dados	148
6.3	Resultados e Discussões	151
6.4	Conclusões	163
	Referências.....	164
7	ESTACA TIPO MINI-RAP EM MODELO REDUZIDO	167
7.1	Introdução	168
7.2	Materiais e Métodos.....	170
7.2.1	Equipamento para desenvolvimento do modelo físico 1 g.....	170
7.2.2	Escória.....	172
7.2.3	Solo	173
7.2.3.1	Preparação do solo de fundação para os modelos reduzidos	174
7.2.4	Elementos de fundação	174
7.2.4.1	Estacas.....	174
7.2.4.2	Sapata.....	176
7.2.5	Procedimento dos ensaios	177
7.2.6	Procedimento Executivo	177
7.2.7	Análise Estatística e gráfica	180
7.2.8	Análise de integridade e exumação.....	180

7.3	Resultados:	180
7.4	Discussões	186
7.5	Conclusões	192
	Referências:	193
8	COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SAPATAS ASSENTES SOBRE SOLO MELHORADO COM ESTACA Mini-RAP	197
8.1	Introdução	198
8.2	Materiais e Métodos	199
8.2.1	Campo Experimental	199
8.2.2	Agregado	199
8.2.3	Programa experimental	200
8.2.4	Tratamento dos dados	203
8.3	Resultados e Discussões:	204
8.4	Conclusões	215

RESUMO

OLIVEIRA, Tales Moreira de, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, outubro de 2018. **Estacas tipo Mini-RAP com emprego de escória.** Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Coorientadores: Dario Cardoso de Lima, Taciano Oliveira da Silva e Gregório Luis Silva Custódio.

No presente trabalho foram realizadas campanhas de ensaios geotécnicos de campo e laboratório. O estudo de campo envolveu a realização de ensaios em placa, provas de carga direta sobre estacas Mini-RAP, e prova de carga em placa assente sobre o solo melhorado com estacas Mini-Rap. Estudou-se, ainda, a influência do processo de compactação sobre o solo de fundação ocasionado pela construção de estacas Mini-RAP por meio de ensaios pressiométrico (PMT). Para permitir a compreensão geotécnica do solo presente no campo experimental, foram realizadas sondagens a trado, a percussão de simples reconhecimento (SPT) e ensaios PMT. Foram, também, retirados blocos indeformados em diferentes profundidades para a realização de ensaios de laboratório de caracterização geotécnica, triaxial tipo CID, cisalhamento direto inundado e adensamento unidimensional. No laboratório, estudaram-se as propriedades físicas, químicas, mineralógicas e mecânicas da escória de aciaria de forno a arco elétrico (FEA) utilizada como agregado na construção das estacas Mini-RAP. Por meio de modelo físico reduzido de similitude restritiva aplicado à estaca Mini-RAP, buscou-se compreender qualitativamente o comportamento de sapatas estaqueadas com Mini-RAP, por meio de análise estatística. Em decorrência do conjunto de análises realizadas, foi possível afirmar que os solos de fundação de média a baixa capacidade de carga tratados com estacas Mini-RAP sofreram melhoramento, principalmente com aumento da capacidade de carga e redução dos deslocamentos das fundações superficiais.

ABSTRACT

OLIVEIRA, Tales Moreira de, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, October, 2018. **Mini-RAP type Piles with the use of slag.** Advisor: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co-advisors: Dario Cardoso de Lima, Taciano Oliveira da Silva and Gregório Luis Silva Custódio.

In the present work, field and laboratory geotechnical testing were made. The field study involved the performance of plate bearing tests, direct load tests on Mini-RAP piles, and load test on the improved ground with Mini-Rap piles. The influence of the compacting process on the foundation soil caused by the construction of Mini-RAP piles was studied by means of pressometric tests (PMT). In order to geotechnical understanding of the soil present in the experimental field, soil probes, simple penetration test (SPT) and PMT assays were performed. Undisturbed samples were also removed at different depths to perform laboratory tests of geotechnical characterization, CID triaxial test, flooded direct shear and oedometer test. In the laboratory, the physical, chemical, mineralogical and mechanical properties of electric arc furnace (FEA) slag used as an aggregate of Mini-RAP piles were studied. By means of a reduced physical model of restrictive similarity applied to the Mini-RAP pile, it was sought to qualitatively understand the behavior of shallow foundation with Mini-RAP, through statistical analysis. As a result of the set of analyzes, it was possible to affirm that the soil foundation of medium to low bearing capacity treated with Mini-RAP piles was improved, mainly with increase of the bearing capacity and reduction of the displacements of the superficial foundations.

1

INTRODUÇÃO GERAL

1.1 Generalidades

Nos grandes centros urbanos a obtenção de terrenos aptos à construção de novas edificações torna-se menos comum. Citam-se como exemplos de alguns impedimentos, a impossibilidade de uso devido a restrições ambientais e de espaço, visto que as áreas mais nobres, do ponto de vista geotécnico, tendem a estar já ocupadas, bem como o fato de que as áreas mais propícias possuem um custo as vezes proibitivo. Assim, torna-se comum o uso de terrenos com qualidade geotécnica inferior e justifica-se a realização de obras de reforço e, ou melhoramento dos solos.

O solo, por sua vez, em condições naturais, apresenta um comportamento complexo devido ao seu sistema trifásico, heterogeneidade, condição não saturada, capacidade de carga e deformação não linear que se traduzem numa dificuldade para a engenharia geotécnica criar modelos constitutivos ou, em outras palavras, modelos matemáticos capazes de traduzirem o seu comportamento de engenharia. Assim, muitas das formulações empregadas para determinar ou estimar as propriedades geotécnicas do solo apresentam simplificações ou trazem o empirismo, fazendo-se necessário a introdução de fatores de segurança com valores relativamente elevados (CONSTANCIO, 2010).

Como exemplo do relato anterior, cita-se o caso das fundações superficiais, com abordagens de natureza empírica e semi-empírica para a determinação da capacidade de carga ou recalque, visto que é carente literatura técnica com descrição de modelos constitutivos apropriados à descrição do comportamento real dos solos, (BRESSANI e VAUGHAN, 1989; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; LUNNE et al., 1996; SALES et al, 1996).

Ainda Segundo Duarte (2012), obras de pequeno porte em que geralmente se empreguem fundações superficiais tendem a não gerar tanto interesse da comunidade científica quando comparados às obras de maior porte nas quais se empregam elementos de fundações profundas, sobretudo para suportar cargas de grande magnitude.

Neste contexto, tanto estudos que visem o melhoramento dos solos, bem como os que busquem contribuições geotécnicas sobre o comportamento da interação solo-

estrutura, ou simplesmente do solo, no âmbito das fundações rasas, são de grande valia para a engenharia geotécnica, pois auxiliam no desenvolvimento das teorias que contribuirão para o dimensionamento geotécnico baseado em modelos teóricos comprovados experimentalmente.

Por outro lado, o fato de ser crescente o uso de terrenos geotecnicamente menos competentes do ponto de vista geotécnico, restringe a aplicação de fundações superficiais e exige que se realize antes um tratamento do solo, a fim de torná-lo apto ao emprego, por exemplo, de sapatas, radiers, blocos, etc.

No tocante às fundações superficiais apoiadas sobre solos melhorados, a comunidade científica tem realizado pesquisas como, por exemplo, estudos envolvendo estacas de compactação constituídas de materiais granulares (HUGHES et al. 1975; BARKSDALE e BACHUS, 1983; MINETTE et al., 1994; SHARMA et al., 2004; PASSOS, 2005; PHAM, 2005; SOARES, 2005; MURUGESAN e RAJAGOPAL, 2006, 2007, 2010; GUETIF et al., 2007; ALEXIEW et al., 2011; MADHAV, 2013; CASTRO, 2014, 2017; HONG et al., 2016). Semelhantemente, Pereira (2012) desenvolveu pesquisa envolvendo resíduo da construção civil, RCC, utilizado para confecção de estacas escavadas e moldadas para o melhoramento do solo de fundação. Podem-se citar, também, estudos empregando geotêxtil para o melhoramento do solo de fundações rasas (CONSTANCIO, 2010). Duarte (2012) estudou o emprego de pequenas estacas de concreto e sub-sapatas aferindo a capacidade de carga e, principalmente, recalque do solo, com base em ensaios de prova de carga e modelagem numérica. Sales (1998) propôs um sistema de melhoramento de solos de fundação superficial, pela adição de cimento a camadas do solo. A este conjunto de opções agregam-se ainda as estacas de agregado compactado, cujo sistema de construção foi patenteado pela empresa Geopier na década de 80, nomeado de RAP - Rammed Aggregate Piers, com objetivos similares àqueles descritos para as outras estacas supracitadas, mas aplicado a solos coesivos e com o diferencial de que inicialmente realiza-se uma abertura no solo (estaca escavada) por um método de escavação, sendo posteriormente o agregado compactado dentro deste furo, formando assim as estacas também chamadas de colunas (IONESCU e BECK, 2010).

A Geopier tem empregado a nomenclatura GP3®, para se referir às estacas cujo processo executivo não utiliza nenhum tipo de revestimento para abertura do furo no solo e, portanto, aplicada a solos com coesão mínima que garanta estabilidade do furo,

utilizando equipamentos patenteados e de uso exclusivo da Geopier e seus associados (Geopier Foundation Company, Inc, 2016).

Estudar e entender estas diversas possibilidades de reforço do solo requer o desenvolvimento de vários ensaios e estudo de obras já executadas com estas soluções. Pode-se afirmar, também, que quanto maior a repetibilidade e a determinação das propriedades do solo envolvidas nestes sistemas geotécnicos, menos empíricos se tornam os métodos de cálculos. Na busca pelo desenvolvimento de modelos mais realistas, a engenharia algumas vezes lança mão de modelos físicos reduzidos, que permitam elucidar o comportamento dos materiais, os mecanismos de ruptura e as deformações ocorridas nos mesmos a um custo mais acessível, podendo-se realizar um número requerido de repetições, por exemplo, pelos métodos estatísticos (GUIMARÃES, 1986; CONSTANCIO, 2010; RUYER e FERREIRA, 2012).

Outra preocupação recorrente da engenharia refere-se ao aproveitamento de materiais, em primeira análise, considerados resíduos ou rejeitos, onde a utilização pode trazer benefícios ambientais, por exemplo, pelo desenvolvimento de pesquisas que envolvam o seu aproveitamento, podendo assim minimizar o caráter poluidor das indústrias e os desfavoráveis impactos ao meio ambiente causados pelo acúmulo destes resíduos. Cita-se, por exemplo, os diferentes usos da escória, seja na indústria cimenteira, nas camadas do pavimento ou no lastro ferroviário.

Diante do contexto exposto, este trabalho tem como objetivos o desenvolvimento de estudos geotécnicos compreendendo, aplicação da escória de aciaria para construção de estacas granulares compactadas tipo RAP, modificada para pequeno diâmetro e por processo executivo de baixo custo, visando o melhoramento do comportamento mecânico do solo, buscando assim ampliar a magnitude das cargas resistivas e diminuir o seu recalque. Para subsidiar uma avaliação dos parâmetros geotécnicos envolvidos, deve-se realizar um estudo pormenorizado do material alternativo (resíduo siderúrgico) e provas de carga e demais ensaios de campo e laboratório para permitir o devido esclarecimento do comportamento geotécnico do sistema proposto.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo estudar a viabilidade técnica de uma estaca do tipo Rammed Aggregate Piers (RAP), porém modificada para pequeno diâmetro e

executada com um sistema de baixo custo, empregando-se escória de aciaria em substituição ao agregado obtido de rochas. Busca-se compreender o comportamento mecânico e geotécnico destas estacas quando forem submetidas a um sistema misto de fundações constituído de sapata apoiado sobre solo melhorado com estas estacas, visando assim o aumento da capacidade de carga e a diminuição de recalques do solo de fundação.

1.2.2 Objetivos específicos

Para possibilitar a utilização da escória em estacas granulares, faz-se necessário estudar as características física, química, mineralógica e mecânica da escória de aciaria, em laboratório, visando estudar:

- ✓ Minerais e elementos químicos presentes e sua devida classificação em resíduos perigosos ou não perigosos;
- ✓ Granulometria ideal para sua aplicação;
- ✓ Grau de estabilidade, abrasão, esmagamento e capacidade de suporte;
- ✓ Expansibilidade ao longo do tempo;
- ✓ Durabilidade por ataque químico; e
- ✓ Grau de cimentação e variação da resistência no tempo.

Para compreender o comportamento do solo presente no campo experimental, anterior à construção das estacas, deve-se primeiramente avaliar as condições geológicas geotécnicas da área disponível para a realização dos ensaios, com objetivo de obter:

- ✓ As características granulométricas, de plasticidades e peso específico dos grãos formadores dos horizontes geotécnicos presentes na área de influência dos estudos; e
- ✓ Os parâmetros de resistência mecânica, deformabilidade e capacidade de suporte.

Para possibilitar o desenvolvimento de um novo modelo de estaca granular compactado, é necessário:

- ✓ Desenvolver uma metodologia simplificada e preferencialmente de baixo custo para sua execução;
- ✓ Determinar a capacidade de carga direta das estacas frente a possíveis variações do seu comprimento;

- ✓ Analisar o comportamento de sapatas assentes sobre solos melhorados com estas estacas e inclusive em relação ao número de estacas sub-sapata;
- ✓ Considerar a relação entre a resistência de ponta e o atrito lateral;
- ✓ Estudar a integridade física das estacas mediante metodologia executiva; e
- ✓ Determinar a área de solo melhorada ou sobre influência da estaca devido ao seu processo executivo.

Num segundo instante, considerando-se as restrições financeiras para grande repetibilidade dos ensaios de campo e a devida aplicação de estudos estatísticos, propõe-se realizar uma análise em modelo reduzido (1.g) de laboratório, sobre o conjunto sapata-estaca, visando entender:

- ✓ O comportamento dos elementos de fundação, em termos de ganhos de resistência e redução do recalque;
- ✓ A influência do número de estacas, em termos de razão de área entre estaca e sapata frente à capacidade de carga e deslocamentos dos sistemas; e
- ✓ A interferência do comprimento das estacas nos bulbos de tensões produzidos em relação às suas posições caso só existisse a sapata.

1.3 Organização do Trabalho

Os resultados do presente trabalho foram apresentados na forma de artigos científicos, direcionados à geotecnia de fundações, contendo uma ***introdução geral***, já apresentada, ***referencial teórico*** e um capítulo versando sobre a ***caracterização do local de estudo***. A seguir, faz-se uma breve descrição de cada item acima relacionado, visando o esclarecimento da organização geral deste trabalho.

O item Referencial Teórico aborda os pontos-chaves desta pesquisa, como o uso da escória de aciaria na Engenharia Civil, as fundações rasas, sapatas estaqueadas, melhoramento dos solos com finalidade de aplicação em fundações, estacas granulares, estudo sobre estaca RAP, investigação geotécnica de campo e aplicação de modelos reduzidos.

A caracterização do local de estudo, aborda dados históricos, geologia, geomorfologia, hidrologia, pedologia e geotecnia do local, que podem influenciar nos resultados da pesquisa.

O primeiro artigo intitula-se “Escória de aciaria para aplicação em estacas granulares” e direciona-se ao estudo das propriedades físicas, químicas, mineralógicas e mecânicas da escória de aciaria, com vistas à sua aplicação em estacas granulares compactadas.

O segundo artigo, com o título “Desenvolvimento de uma metodologia para construção de estaca tipo RAP de baixo custo”, considera o processo executivo e de baixo custo desenvolvido para a construção do novo modelo de estaca granular proposto no presente trabalho.

O terceiro artigo, sob o título “Análise do raio de influência da estaca Mini-RAP em termos de melhoramento do solo”, considera a verificação no campo das propriedades do solo antes e após a construção de uma e duas estacas Mini-RAP, por meio de resultados do ensaio pressiométrico de Ménard, em relação ao centro geométrico das estacas, buscando-se aferir a qual distância as propriedades do solo foram modificadas pelo processo de construção das mesmas.

O quarto artigo intitula-se “Estaca tipo Mini-RAP em modelo reduzido” traz o emprego de métodos estatísticos aplicados aos resultados de estudos realizados em modelos físicos reduzidos de laboratório com similitude restritiva, permitindo a obtenção de dados que avaliam o comportamento mecânico e outras observações.

O quinto artigo, denominando “Comportamento de sapata assente em solo tratado com estaca Mini-RAP”, traz os resultados que permitiram avaliar o grau de melhoramento e demais propriedades obtidas do tratamento do solo de fundação pela introdução das estacas Mini-RAP.

Referências Bibliográficas

ALEXIEW, D.; KUSTER, VOL.; ASSINDER, P. **An introduction to ground improvement using geotextile encased columns (GEC)**. Proceedings of the Fifteenth African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 22 p., 2011.

BARKSDALE, R. D.; BACHUS, R. C. **Design and construction of stone columns**. Federal Highway Administration, FHA, (RD-83/026), Vol. 1, Washington, DC, United States, 212p. 1983.

BRESSANI, L. A.; VAUGHAN, P. R. **Damage to soil during triaxial testing**. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Rio de Janeiro. Proc. Rotterdam: A Baikerna, Vol. 1, p. 17-20, 1989.

CASTRO, J. **Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing.** Computers and Geotechnics, Vol. 60, p. 77–87, 2014.

CASTRO, J. **Modeling stone columns.** Materials, Vol. 10, n. 7, 2017.

CONSTANCIO, A. L. **Capacidade de carga de um modelo de fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil.** 202 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.

DUARTE, L. N. **Avaliação do comportamento solo-estrutura de elementos de fundação tipo sapata estaqueada.** 150 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2012.

GEOPIER FOUNDATION COMPANY. **The Geopier GP3® System.** 2016. Disponível em: <<http://www.geopier.com/Geopier-Systems/Rammed-Aggregate-Pier-Systems/GP3-System>>. Acesso em: 17 mai. 2017.

GUETIF, Z.; BOUASSIDA, M.; DEBATS, J. M. **Improved soft clay characteristics due to stone column installation.** Computers and Geotechnics. Vol. 34, n. 2, p. 104–111, 2007.

GUIMARÃES, H. A. **Estudo em modelo reduzido, em material granular, do comportamento de sistemas de contenção, paredes ancoradas e solo reforçado, utilizando um tipo não convencional de reforço e ancoragem.** 205 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1986.

HONG, Y. S.; WU, C. SEN; YU, Y. S. **Model tests on geotextile-encased granular columns under 1-g and undrained conditions.** Geotextiles and Geomembranes, Vol. 44, n. 1, p. 13–27, 2016.

HUGHES, J. M. O.; WITHERS, N. J.; GREENWOOD, D. A. **A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil.** Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol. 25, n. 1, p. 31–44, 1975.

IONESCU, B.; BECK, A. **Soil Improvement by Geopier® Aggregate Piers.** International Scientific Conference - CIBv, Braşov, Romenia. p. 264 – 268, 2010.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks.** Geotechnique, Vol. 40, n. 3, p. 467–488, 1990.

LUNNE, T.; POWELL, J.J.M.; ROBERTSON, P.K. **Use of piezocone tests in non-textbook materials.** Advances in Site Investigation Practice, Proc. ICE Publishing: Thomas Telford, London, p. 438-451, 1996.

MADHAV, M. R. **Granular piles - Construction, design and behaviour.** JNT University, 16 p., 2013.

MINETTE, E.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. **Estacas granulares em solos moles: uma verificação in situ**. Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 17, n.1, p. 57-63, 1994.

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. **Geosynthetic-encased stone columns: Numerical evaluation**. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, n. 6, p. 349–358, 2006.

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. **Model tests on geosynthetic-encased stone columns**. Geosynthetics International, Vol. 14, n. 6, p. 346–354, 2007.

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. **Studies on the Behavior of Single and Group of Geosynthetic Encased Stone Columns**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, n. 1, p. 129–139, 2010.

PASSOS, P. G. O. **Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita**. 141 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 2005.

PEREIRA, J. S. **Avaliação do Comportamento de Estacas Escavadas Moldadas com Resíduos de Construção Civil**. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2012.

PHAM, H. T. V. **Support mechanism for rammed aggregate pier**. 223 p. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Iowa State University, Civil, Construction, and Environmental Engineering Department, Ames, Iowa, EUA, 2005.

RUVER, C. A.; FERREIRA, R. S. **Modelo Reduzido para a Realização de Provas de Carga**. Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia – COBENGE, Belém, Pará, 12 p., 2012.

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 1998.

SALES, L. F. P.; VENDRUSCOLO, M. A.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Comportamento carga-recalque de fundações superficiais assentes sobre camadas de solo cimento**. Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE III, São Paulo 1996.

SHARMA, R. S.; KUMAR, B. P.; NAGENDRA, G. **Compressive load response of granular piles reinforced with geogrids**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, n. 1, p. 187–192, 2004.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação**. 131 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2005.

2

REFERENCIAL TEÓRICO

O melhoramento do solo é aplicado para que se possa fazer modificações na sua matriz possibilitando tornar um solo suficientemente competente a uma determinada aplicação geotécnica, existindo diversas técnicas e possibilidades de aplicação. No âmbito da engenharia de fundações não é diferente e assim como em outras áreas, hoje tem-se estudado aplicações que convergem ao melhoramento do solo incluindo o aproveitamento de materiais inservíveis como resíduos de construção civil ou pela aplicação de resíduos industriais como as escórias.

Neste contexto o presente trabalho busca apresentar os principais conceitos e fundamentos teóricos e práticos por meio de um levantamento contextual que permita abordar o uso de escória em estacas ou colunas de agregado compactado, para o melhoramento do solo, visando o assentamento de fundações superficiais sobre o solo tratado, com vistas de obter redução de recalques e incrementos na capacidade de carga.

2.1 Escórias

Para a fabricação do aço, que é uma liga de ferro e carbono, utiliza-se do ferro encontrado na crosta terrestre geralmente associado ao oxigênio e à sílica, nomeado de minério de ferro quando possui quantitativo ideal, sendo encontrado sobre a forma de um óxido de ferro misturado com areia fina. Por meio de processos siderúrgicos, se transforma o minério de ferro em aço, resumidamente através dos processos redução, refino, lingotamento e laminação, como se ilustra na Figura 2.1 (IBS, 2009).

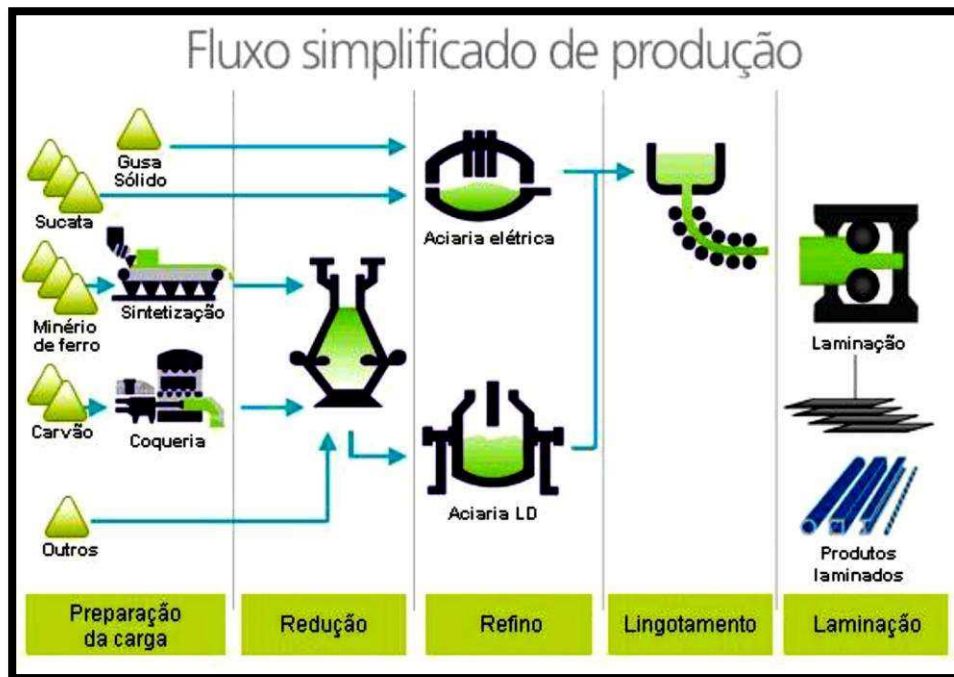


Figura 2.1: Fluxograma explicativo sobre a produção de aço. Fonte: IBS (2009).

No processo de redução, o ferro se liquefaz no alto forno e é chamado de ferro gusa ou ferro de primeira fusão. Impurezas como calcário, sílica etc. formam a escória de alto forno, que é uma matéria-prima amplamente utilizada pela indústria cimenteira.

Na etapa seguinte, o refino, o ferro gusa é levado para a aciaria ainda em estado líquido para ser transformado em aço, mediante queima de impurezas e adições. O refino do aço pode ser realizado de duas formas, por meio de fusão e refino de sucata em fornos elétricos a arco, ou pelo refino do ferro-gusa líquido em conversores de oxigênio LD (Linz e Donawitz).

Finalmente, a terceira fase clássica do processo de fabricação do aço é a laminação, quando o aço, após a solidificação, é deformado mecanicamente e transformado em produtos siderúrgicos utilizados pela indústria de transformação, como chapas grossas e finas, bobinas, vergalhões, arames, perfilados, barras etc.

A escória é um resíduo inerente à produção do aço, sendo que se apresenta nas formas de escória de alto-forno, escória do LD e escória de aciaria elétrica, possuindo características distintas umas das outras (POLISSENI, 2005).

2.1.1 Produção e geração de escória

De acordo com o último relatório de sustentabilidade do Instituto Aço Brasil de 2016, no ano de 2015 cada tonelada de aço produzida gerou 594 kg de coprodutos e resíduos, perfazendo um total de 19,8 milhões de toneladas. Destes, 43% eram escórias de alto forno, 28% escórias de aciaria e o restante tratavam-se de finos, pós, lamas e outros. Em relação às escórias de alto forno, 98% foram vendidos, especialmente para a produção de cimento. No caso das escórias de aciaria, 37% foram vendidos e 26% reutilizados internamente pelas siderurgias, sendo 21% do restante doado e 14% ficando em estoque.

A principal aplicação das escórias de aciaria, 87%, tem sido em pavimentação rodoviária, nas funções de base, sub-base e nivelamento de terrenos. Apesar do quantitativo destas escórias estocado nos pátios siderúrgicos parecer pequeno, 14%, este número ainda representa um valor estimado de 776 mil toneladas, que não reflete o estoque acumulado e sim do ano analisado. Deve-se atentar, ainda, para o fato de que esta escória possui um potencial latente de agressão ao meio ambiente.

Uma das maneiras mais convenientes para a utilização de resíduos industriais é a produção de agregados. O uso de resíduos como agregados para a pavimentação rodoviária apresenta diversos benefícios, pois além de minimizar as agressões ao meio ambiente, como as causadas pela deposição de resíduos em aterros e a emissão de gases poluentes como o CO₂, a utilização de subprodutos também é responsável pela redução da extração predatória de recursos naturais (ROHDE, 2002).

Entretanto a aplicação de escórias em engenharia fica sempre atrelada aos seus comportamentos físicos, mineralógicos e mecânicos, que dependem das suas composições químicas, que não costumam ser constantes entre as diferentes escórias fornadas.

2.1.2 Escórias de Aciaria

As composições químicas das escórias de aciaria dependem do processo de produção do aço e das características físico-químicas da matéria prima em cada corrida, podendo apresentarem os seguintes elementos, Tabela 2.1, de acordo com o refino aplicado (GEYER, 2000).

Tabela 2.1: Composições químicas típicas de escórias de refino oxidante e refino redutor no Brasil (GEYER, 2000).

	CaO (%)	MgO (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	FeO (%)	MnO (%)	SO ₃ (%)
Refino oxidante	30-35	8-12	15-20	3-9	25-35	3-6	-
Refino redutor	45-55	8-12	20-25	3-9	0,5-3,5	0,5-3,5	0,5

As propriedades físicas das escórias de aciaria dependem principalmente das suas composições químicas e do procedimento de resfriamento. Assim, suas densidades, granulometrias, propriedades estruturais e características hidráulicas podem variar inclusive na mesma indústria, de acordo com os parâmetros de resfriamento aplicados em cada corrida (RUBIO e CARRETERO, 1991).

Uma propriedade das escórias de aciaria, que pode muitas vezes descaracterizar o seu aproveitamento em aplicações de engenharia deve-se à presença de cal livre (CaO), periclásio (MgO) e corrosão e oxidação do ferro metálico residual, que podem causar aumentos de volume. Portanto, de acordo com os possíveis usos das escórias de aciaria, devem-se realizar os seus tratamentos por meio de hidratação controlada de suas partículas antes de usos específicos.

2.1.3 Escórias de Aciaria de Forno Elétrico

O processo de refino desenvolvido em fornos de arco elétrico pode ser detalhado como sendo um processo no qual se realiza a fusão por efeito Joule de sucata de aço e gusa, empregando-se um arco elétrico (voltaico) formado entre o aço e os eletrodos de grafita ou carvão amorfo em temperaturas da ordem de 3500 °C. Neste processo ainda é inserido cal calcítica e cal dolomítica, providas de rochas constituídas de cálcio chamada calcário. A cal é o formador de escória, captando impurezas do banho (cal calcítica) e protegendo o revestimento refratário do ataque químico (cal dolomítica) removendo carbono (C), silício (Si), fósforo (P) e enxofre (S), entre outros, por meio de reações de oxidação (MACHADO, 2000). Segundo este autor, no final do processo de refino, quando a cal é adicionada no processo de refino primário, ocorre a precipitação de cal e magnésio, após a oxidação do fósforo e do silício e quando esta inserção ultrapassa os limites de solubilidade da escória fundida. Este fato é o responsável pelos elevados teores de CaO e MgO reativos das escórias e quanto aos minerais formados, citam-se wüstita, lamita, cal livre, periclásio.

Também é encontrado nas escórias de aciaria materiais metálicos, formados de aço e, ou ferro metálico, e conforme se vislumbra na Figura 2.2, uma base magnética é capaz de realizar a imantação de materiais metálicos presentes em escoria reduzida granulometricamente. Conforme Burgos et al. (1999), esta fase metálica pode sofrer corrosão e oxidação e, assim, apresentar instabilidade volumétrica.



Figura 2.2: Base magnética, encoberta por escória reduzida granulometricamente, devido a atração magnética entre a base e minerais metálicos presentes na escória. Fonte: Autor.

As propriedades físicas e mecânicas das escórias de aciaria variam com a maneira como é feito o seu resfriamento, podendo serem resfriadas naturalmente ao ar, por emprego de jatos de água e em tanques com água. No primeiro caso, o seu resfriamento ocorre mais lentamente, a escória se cristaliza e geralmente pode ser considerada inerte e, quando solidificada, apresenta estrutura vesicular e textura superficial rugosa. No caso de resfriamento rápido utilizando água, o vapor gerado pelo aquecimento brusco da água se incorpora às escórias e estas tendem a se apresentarem mais porosas e, conseqüentemente, com menor peso específico aparente, formando uma estrutura do tipo alveolar (MASUERO, 2001). No Brasil, o emprego de resfriamento ao ar é mais comum. Entretanto, a escória de aciaria alvo deste trabalho foi produzida em um processo misto, onde ao sair do forno recebeu um banho de água, após o qual foi colocada para continuar o seu resfriamento ao ar.

Segundo Barbosa (2013), ao estudar escórias provindas de diferentes siderúrgicas do Brasil, as escórias de aciaria tendem a apresentar resistência ao choque Treton variando entre 40 a 55%, teores de umidade variando entre 5,6 a 9,0%, massas específicas aparente secas máximas de 2,51 a 2,91g/cm³ e índice de suporte Califórnia

na faixa de 106,4 a 227,9%, para o ensaio de compactação na energia do Proctor normal realizado sobre curvas granulométricas específicas. Verificou-se, ainda, que do ponto de vista de abrasão Los Angeles, as amostras apresentaram valores suficientes para emprego em pavimentos; quanto ao peso específico dos grãos, encontraram-se valores da ordem de 3,06 a 3,73 g/cm³ e absorção inferior a 3%.

2.1.4 Aplicações em engenharia

As escórias de aciaria eram consideradas resíduos sem possibilidade de emprego em engenharia civil e as siderúrgicas só vendiam o aço. Atualmente, este cenário se modificou e as escórias já são comercializadas para diferentes fins em muitos países (GRAFFITTI, 2002).

No que se refere ao uso de escórias, o meio ambiente tem obtido esta contribuição pela preservação dos recursos minerais não renováveis, quando estes produtos são utilizados como agregado, em substituição aos agregados retirados da natureza, bem como o fato de que a sua destinação retira as escórias dos pátios das siderúrgicas, diminuindo a possibilidade destas contaminarem rios e córregos, caso fossem carregadas por águas pluviais (ABM, 2008).

Segundo Barbosa (2013), Fernandes (2005), Fernandes (2010), Geyer (2000), Gumieri (2002), Minette et al, (1994), Nascimento (2003) e Rohde (2002), as escórias de aciaria podem ser empregadas para confecção de estacas compactadas, superestrutura ferroviária, superestrutura rodoviária e de aeroportos, como agregados para misturas asfálticas quente e a frio, construção de dreno, canaleta, sarjeta e meio fio, bem como na proteção de talude e encostas (rip rap e gabiões), recuperação paisagística, pátio industrial, estacionamentos, corretivos e fertilizantes agrícolas, construção de aterros, criação de recifes artificiais, colunas encamisadas com geotêxtil e revestimento primário.

2.2 As fundações

É comum na engenharia civil dividir as obras como sendo de infraestrutura e de superestrutura, referindo-se respectivamente aos elementos construídos abaixo e acima da linha do terreno. Neste contexto, considera-se como fundação os elementos constituintes da infraestrutura, cuja função é transferir a carga oriunda da superestrutura para os solos e que podem ser subdivididos em fundações superficiais, profundas e

mistas, no que se refere as obras de construção civil (HACHICH, et al., 1998; DAS, 2007).

Segundo a ABNT (2010), as fundações podem ser consideradas superficiais, quando suas bases de assentamento se localizam em uma profundidade inferior a duas vezes sua menor dimensão e há não mais que 3 m de profundidade; caso contrário, podem ser consideradas como fundações profundas.

Uma das principais características das fundações superficiais rasas ou diretas relaciona-se à forma de distribuição de carga do pilar para o solo, que ocorre pela base do elemento de fundação, sendo que a carga aproximadamente pontual descarregada pelo pilar é distribuída pela área da base da sapata, num valor que o solo seja capaz de suportar e a um nível de deformação admissível, com aplicação dos devidos fatores de segurança. Assim, as fundações diretas são empregadas onde as camadas do subsolo, logo abaixo do elemento de fundação, possuem tensão admissível compatível com as tensões solicitantes (HOOPER, 1973; BURLAND et al., 1977; SOMMER et al., 1985; HACHICH et al., 1998).

Já as fundações profundas possuem grandes comprimentos em relação às suas bases, sendo que suas capacidades de carga se dão pela contribuição da resistência do atrito ao longo do seu fuste e do contato entre a sua base, ponta, com o solo de fundação (ABNT, 2010).

Pode-se generalizar os elementos de fundações rasas como os representados pelos blocos, sapatas e radiers. Ao contrário dos blocos, as sapatas não trabalham apenas à compressão simples, mas também à flexão, devendo serem executadas incluindo material resistente à tração, no caso as armaduras de aço (BRITO, 1987).

Quando todas as paredes ou todos os pilares de uma edificação transmitem as cargas ao solo através de uma única sapata, tem-se o elemento de fundação denominado radier. Os radiers são elementos contínuos que podem ser executados em concreto armado, protendido ou em concreto reforçado com fibras de aço.

Segundo a classificação da ABNT (2010), o grupo de fundações profundas pode ser constituído das estacas escavadas, estacas cravadas e tubulões. Cabe o registro de que as diversas possibilidades de fundações profundas estão relacionadas com a necessidade de compatibilidade ao tipo de solo, intensidade da carga solicitante, métodos executivos disponíveis e viabilidade econômica. Neste contexto, o Quadro 2.1 apresenta os principais tipos de fundações profundas existentes, levando em consideração níveis de carga, interferência do nível de água, intensidade de vibração do

método executivo, tipos de solos, profundidades alcançadas, regiões do país em que se executa e o nível de acessibilidade do método executivo empregado para a sua execução.

Quanto aos elementos de fundações, a ABNT (2010) exige que, além do seu dimensionamento geotécnico, isto é qual a carga ou tensão admissível que o solo suporta para um nível determinado de recalque, os mesmos devem também possuir capacidade estrutural, que se relaciona ao quanto de carga eles são capazes de suportarem, sendo que em ambos os casos deve-se atender aos níveis de segurança relativo ao estado limite de serviço.

Terzaghi (1943), apud Vieira (2014), cita que se o fator de segurança de uma massa de solo é menor ou igual a 3 em relação ao estado de plastificação (ruptura), as tensões no interior da massa de solo analisada, assemelham-se a um estado de tensões elásticas. Assim, assumindo-se a hipótese simplificadora de que o solo é homogêneo e isotrópico, a teoria da elasticidade pode ser aplicada para a determinação de tensões e deformações em profundidade na massa de solo.

O cálculo de recalques em sapatas isoladas é feito como sendo um elemento isolado rígido, cujos métodos de mensuração são realizados por métodos racionais, semi-empíricos e empíricos. Os métodos racionais, também conhecidos como teóricos trabalham com parâmetros obtidos de laboratório ou “in situ”, combinando os modelos de previsão através de cálculos diretos, onde o recalque é fornecido pela solução empregada, e cálculos indiretos, onde os cálculos são realizados (à parte) por meio de deformações específicas, posteriormente integradas. Nos métodos semi-empíricos, os parâmetros de deformabilidade são obtidos por correlação com resultados de ensaios de campo (SPT, DMT e PMT). Dentre os principais métodos, podem-se citar: Terzaghi e Peck, Meyerhof, Buisman, Schmertmann, Marchetti e Barata. Quanto aos métodos ditos empíricos, geralmente são associados à utilização de tabelas, nas quais encontram-se dispostas as tensões admissíveis associadas a recalques aceitos. Outra maneira de se obter o valor do recalque se dá pela aplicação de provas de carga sobre placa assente no solo e na forma direta sobre estacas. Por último temos a possibilidade de empregar os métodos numéricos que utilizam geralmente os elementos finitos empregando softwares como Plaxis, Abaqus, Flac, Sigma etc.

2.2.1 Fundações em Estacas

Conforme Mandolini et al. (2005), o elemento de fundação do tipo estaca remonta à pré-história. Apesar disto, pesquisas ainda são desenvolvidas visando esclarecimento em torno deste tema. De um modo geral, as estacas são construídas “in situ” ou podem ser pré-fabricadas, tratando-se de elementos esbeltos, já que possuem uma dimensão (um de seus lados) muito superior aos demais, sendo diversos os tipos e aplicações, como se apresenta no Quadro 2.1. No que se refere à sua resistência ou capacidade de carga, a mesma é capaz de resistir aos esforços a ela submetidos, por meio da sua resistência ao atrito lateral, desenvolvido ao longo de seu fuste, no contato com o solo circundante, e ao esforço resistivo oferecido pelo contato da ponta da estaca com o solo.

Ao longo dos anos surgiram formulações teóricas, semi-empíricas e demais, visando a concepção do projeto das fundações profundas. Apesar de existirem boas formulações, estas determinações são bastantes complexas e possuem caráter fortemente empírico, outras não empíricas requerem boas determinações de parâmetros para aplicação em métodos numéricos. E não poderia ser diferente, já que existem diferentes tipos de solos, estacas, técnicas construtivas, etc. (DE BEER, 1988; VAN WEELE, 1988; VAN IMPE, 1991; VIGGIANI, 1989, 1993).

Quadro 2.1: Principais tipos de estacas utilizadas e suas características – Fonte: Autor (2017).

Nome da Estaca	Faixa de Cargas (kN)	Nível Freático	Nível de Vibração			Tipo de Solo	Profundidade (alcance)	Região (disponibilidade)	Nível de Acessibilidade		
			Desprezível	Alto	Baixo				Baixo	Médio	Alto
Pré-Moldada de Concreto	200 a 1500	Não Interfere		x		Quase todo tipo	Nspt < 25	Todo Brasil		x	
Metálica	400 a 3000	Não Interfere			x	Não agressivos	Relacionado a resistência do solo	Todo Brasil		x	
Madeira	150 a 500	Ideal abaixo			x	Média a baixa resistência e abaixo do nível freático	12 m	Regiões com nível freático elevado		x	
Microestaca injetada	130 a 1300	Não Interfere	x			Quase todo tipo	Nspt < 40	Grandes cidades			x
Hélice Contínua	300 a 5000	Não Interfere	x			Quase todo tipo	Referente ao alcance do aparelho	Todo Brasil		x	
Mega	700	Não Interfere	x			Quase todo tipo	Permite emenda	Capitais			x
Vibrocompactação	1 MPa	Não Interfere		x		Arenoso	50 m	Sul e sudeste			x
Colunas de brita	400 a 600	Não Interfere		x		Argiloso	20 m	Nordeste e Sudeste			x
Raymond	-----	Não Interfere		x		Quase todo tipo	Permite emenda	Não utilizada no Brasil		x	
Soil Mixing	-----	Não Interfere	x			Exceto grosseiros ou muito finos	100 m	Grandes cidades		x	
Tubulão	---	(ar comprimido) qdo Abaixo	x			Coesivos	30 m	Todo Brasil			x
Retângulo	---	(ar comprimido) qdo Abaixo	x			Coesivos	30 m	Todo Brasil			x
Raiz	1700 kN	Não Interfere	x			Quase todo tipo	40 m	Todo Brasil			x
RAP	1 MPa	Não Interfere		x		Coesivos	30 m	Rio de Janeiro			x
Ômega	300 a 1000	x	x			Nspt < 40	28 m	São Paulo		x	
Strauss	200 a 900			x		Arenoso Fofo	Permite emenda	SP (predominância) e MG			x
Jet Grouting	-----	x	x			Quase todo tipo	20 m	Grandes Cidades		x	
Franki	550 a 1700	x		x		Quase todo tipo	40 m	Grandes Centros		x	
Barrete	2100 – 12000	x	x			Quase todo tipo	100 m	Grandes Cidades			x
Broca a trado	250 a 1000					Solos coesivos	8 m (manual) a 27 m (mecânico)	Todo Brasil		x	
Torpedo	----	Off-Shore	x			Preferencialmente Argiloso	Permite utilização em águas profundas	Utilizadas no Brasil para ancoragem de plataformas		x	

2.2.1.1 Capacidade de carga de estacas isoladas

A capacidade de carga de uma estaca pode ser analisada basicamente por quatro formas distintas: pelos métodos estáticos, pelos métodos dinâmicos, por intermédio de provas de carga (estática e dinâmica) e por meio de métodos numéricos. Do ponto de vista do entendimento prático das forças mobilizadas ao longo de uma estaca no interior da massa de solo, é mais simples entendê-la sobre a ótica estática, onde inicialmente uma força axial é aplicada a uma estaca isolada e se busca o seu equilíbrio, comparando as cargas atuantes contra aquelas resistivas. Desta forma o solo é posto como sendo o elemento capaz de resistir à ação da força externa somado ao peso próprio do elemento. Este modelo pode ser vislumbrado pela Figura 2.3, onde verifica-se o equilíbrio das cargas envolvidas com o emprego das Equações 2.1 e 2.2.

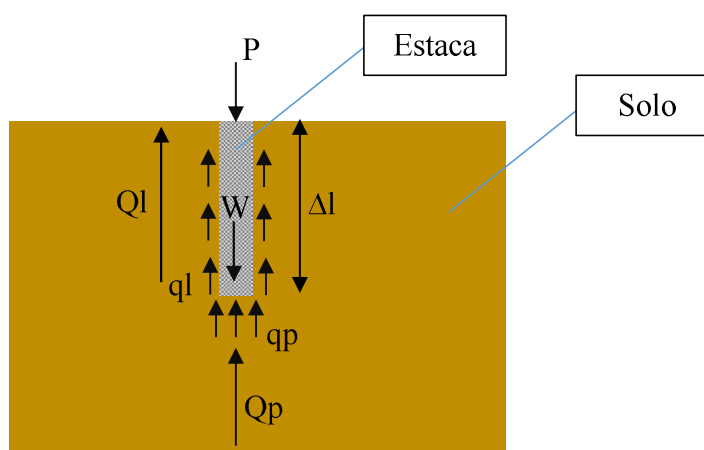


Figura 2.3: Esquema do equilíbrio de forças envolvidas em uma estaca assente no solo, segundo análise estática. (Fonte: Autor).

$$Ql = U \cdot \sum (ql \cdot \Delta l) \text{ e } Qp = Ap \cdot qp \quad (2.1)$$

$$P + W = Ql + Qp \quad (2.2)$$

Onde, Ql : vetor resultante da carga de atrito lateral; U : perímetro da estaca; ql : atrito lateral distribuído e desenvolvido ao longo do fuste da estaca; Δl : comprimento da estaca; Qp : vetor resultante da carga de ponta; Ap : área da ponta da estaca; qp : carga distribuída na ponta da estaca; P : carga externa axial concêntrica, geralmente oriunda do pilar; e W : peso próprio da estaca.

Como já relatado, ao longo dos anos muitos foram os autores que buscaram desenvolver uma metodologia de cálculo para determinação da capacidade de carga de estacas. Quanto aos métodos ditos teóricos, podem-se citar Terzaghi (1943), Meyerhof

(1951), Berezantzev et al. (1961), Vésic (1975), Skempton et al. (1953a) e Zeevaert (1972). No Brasil, é mais usual a aplicação dos métodos semi-empíricos, utilizando-se principalmente o resultado do ensaio de simples reconhecimento com sondagem a percussão (SPT). Na Tabela 2.2, apresentam-se algumas propostas para a determinação da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos. Existem, também, outros métodos semi-empíricos que utilizam a resposta de outros ensaios de campo, diferentes do SPT.

Tabela 2.2: Capacidade de carga por diferentes autores.

Autor	Formula
Método de Aoki e Velloso (1975)	$Q_r = A_p \times \frac{kN}{F_1} + U \sum \frac{\alpha kN}{F_2} \times \Delta l$
Método de Decourt e Quaresma (1978)	$Q_r = A_p \times K \times N_{p,SPT} + U \sum \left(\frac{N_{l,SPT}}{3} + 1 \right) \times \Delta l$
Método de Velloso (1981)	$Q_r = A_p \times \alpha \times \beta \times q_{p,rup} + U \times \alpha \times \lambda \times \sum q_{l,rup} \times \Delta l_i$
Método de Teixeira (1996)	$Q_r = \alpha \times \bar{N}_b \times A_b + U \times \beta \times \bar{N}_L \times L$
Método de Monteiro (1997)	$Q_r = A_p \times \frac{k}{2F_1} (N_{ps} + N_{pi}) + U \sum \frac{\alpha kN}{F_2} \times \Delta l$

2.2.2 Sapatas estaqueadas

A ABNT (2010) relata a necessidade de se atentar, não somente, para a capacidade de carga, no que se refere aos elementos de fundações, mas também para uma análise que englobe além da resistência ao cisalhamento do solo, a capacidade estrutural do elemento escolhido e as condições dos limites de serviço, que estão intimamente relacionadas aos níveis de recalque admissíveis.

Algumas vezes, a utilização de fundações superficiais é limitada pelo surgimento de recalques excessivos, ou ainda pelo fato da baixa capacidade de carga do solo levar a uma área excessiva para se atender às especificações de projeto, sendo que nestes casos e considerando-se edificações de pequeno a médio porte é sugestivo o uso de fundações do tipo mista, por exemplo, sapata estaqueada.

Burland et al. (1997) afirmaram que para a maioria dos projetos de fundações em estacas, o dimensionamento continha apenas o critério de capacidade de carga, haja vista que estes elementos de fundação tendem a apresentar baixos valores de recalque. A

despeito disto, estes autores propuseram que os projetos deveriam ser baseados em recalque limite, ou seja, procurar o mínimo de estacas para se obter um recalque aceitável em um projeto de fundação, haja vista que isto tende a diminuir o número de estacas e a levar a projetos mais econômicos, introduzindo assim o termo “elementos redutores de recalque”. Ressalta-se que esta foi utilizada como base para o desenvolvimento de métodos de dimensionamento de sapatas estaqueadas e radiers estaqueados.

Neste contexto, pode-se introduzir o conceito de fundações ditas mistas, que são aquelas em que o sistema construtivo empregado, por exemplo, possui um elemento de fundação como sapata apoiada sobre um elemento de fundação tipo estaca, ou seja, possuindo uma fundação rasa (sapata) apoiada em uma fundação profunda (estaca). Portanto, ao termo sapata estaqueada, sugere-se a associação de uma sapata com uma estaca ou grupo de estacas, sendo todo o conjunto responsável pela capacidade de carga e recalque admissíveis.

Para Sales (2000), tanto um “grupo de estacas” ou “bloco de estacas”, muito comum em projeto de estacas, pode ser considerado sapata estaqueada, desde que o bloco de coroamento das estacas tenha contato com o solo ou, em outras palavras, a relação de áreas efetivas de sapata pelo somatório de área de estaca seja expressiva.

Num conceito mais moderno, o termo sapata estaqueada está atrelado a um projeto de fundação que visa, pela introdução das estacas, o melhoramento do solo de fundação com a função principal de reduzir os recalques na sapata, possibilitando, ainda, uma redução da área necessária da sapata.

Uma variação deste tipo de fundação é muito comum no Nordeste brasileiro, aplicado ao melhoramento de solos arenosos pela execução de estacas granulares compactadas que geram uma densificação do solo ao redor do elemento construído (PASSOS, 2005; SOARES, 2005) e podendo ser encontrada no melhoramento de solos moles (MINETTE et al., 1994). Ainda de acordo com estes autores, a utilização de estacas granulares, com o emprego de areias, britas, escórias de siderurgia, seixos rolados ou misturas destes materiais, tem crescido muito nas últimas décadas, sendo que o emprego dessas inclusões granulares no tratamento de solos tornou-se conhecido a partir do ano de 1830 e de, modo geral, estas estacas trabalham consorciadas com sapatas ou radiers, constituindo, como já relatado, num sistema misto de fundação.

2.2.2.1 Estado da arte em torno das sapatas estaqueadas

Para Sales (2000), os pioneiros no desenvolvimento de pesquisas envolvendo sapatas estaqueadas foram Kishida e Meyerhof, em 1965. Estes últimos autores propuseram estudos teóricos que consideram a contribuição do bloco apoiado no solo, para a determinação da capacidade de carga do grupo de estacas. No que se refere à análise dos recalques, Poulos (1968) foi o pioneiro nestes estudos, levando em consideração a interação bloco x estaca x solo.

Outro trabalho de relevância se deve a Akinmusuru (1973), que realizou análises empregando um modelo reduzido (1g) de laboratório em sapata estaqueada em areia, onde conseguiu visualizar qualitativamente as propostas teóricas de Poulos, Kishida e Meyerhof.

Sales (2000) estudou diferentes metodologias de análise no contexto das sapatas estaqueadas, inclusive envolvendo solos colapsáveis inundados, e executou provas de carga em diferentes condições visando melhor compreender as sapatas estaqueadas, sendo que ao final, por meio de retroanálise, propôs uma metodologia de cálculo implementado num programa nomeado de GARP7.

Tavares (2012), buscando o entendimento acerca de radier estaqueado, executou ensaios em miniatura em ambiente de laboratório (1g) e relacionou os resultados experimentais com propostas de análise presentes na literatura, como a de Poulos e Davis (1980), Randolph (1994) e Hain e Lee (1978).

Duarte (2012) também apresentou um estudo envolvendo sapata estaqueada, onde as estacas utilizadas foram do tipo estaca-broca, construídas em concreto não armado com 9 cm de diâmetro. O autor propôs o emprego dos dispositivos batizados de Beta, cuja função era analisar os deslocamentos ocorridos na massa de solo em função das cargas oriundas do sistema sapata estaqueada, para assim determinar o comprimento mais viável economicamente e técnico das estacas por meio de uma análise paramétrica e uso dos métodos Poulos (1968) estudando a influência do número de estacas sobre a ótica de sapata estaqueadas.

2.2.2.2 Métodos de cálculo e análise

Existem vários elementos que influenciam o comportamento de sapatas estaqueadas, podendo-se referir ao tipo de solo, densidade de estacas abaixo da sapata, rigidez da sapata, razão de área sapata-estaca; portanto, a interação sapata - estaca - solo

é bastante complexa. Nesta abordagem, de maneira resumida se fará uma descrição de diferentes métodos aplicados ao estudo de sapatas estaqueadas. Porém, cabe salientar que foge ao escopo deste trabalho o detalhamento das minúcias destes métodos, uma vez que a estaca alvo deste projeto (estaca tipo RAP), que é um tipo de estaca granular, além de todos os benefícios anteriormente relatados pela introdução de uma estaca sub sapata, adiciona no seu no processo construtivo um parâmetro de melhoramento da matriz de solo ao redor destas estacas, possuindo método específico de dimensionamento proposto pela Geopier®.

Assim posto, de acordo com Poulos (1994), pode-se afirmar que os métodos de análise e cálculo podem ser classificados como sendo divididos em duas categorias: simplificados ou preliminares e detalhados ou métodos numéricos.

Nos métodos ditos simplificados, podem-se citar as propostas de Kishida e Meyrhof (1965), Akinmusuru (1973), Liu et al. (1985), Phung (1993), El-Mossalamy e Franke (1997) e Poulos (1993), entre outras.

Para determinação da capacidade de carga, Kishida e Meyrhof (1965) propuseram somar a capacidade de carga da sapata à capacidade de carga do conjunto de estacas, conforme a Equação 2.3, onde Q_t corresponde à carga total resistiva da fundação, Q_g à capacidade do conjunto de estacas e Q_c à capacidade de carga da sapata.

$$Q_t = Q_g + Q_c \quad (2.3)$$

Na mesma linha de raciocínio, Akinmusuru (1973) introduziu um fator multiplicativo (α') à capacidade de carga do conjunto de estacas (Q_g), fator este que a aumenta, de acordo com a Equação 2.4, onde α' é o fator de aumento da capacidade de carga do conjunto de estacas devido à interação estaca-sapata-solo.

$$Q_t = \alpha' \times Q_g + Q_c \quad (2.4)$$

Liu et al. (1985), ao desenvolverem uma série de ensaios de campo, chegaram à proposta apresentada na Equação 2.5, sendo N o número de estacas, Q_s a capacidade de carga por atrito lateral de uma estaca isolada, Q_b a capacidade de carga da ponta de uma estaca isolada, η_s o fator de influência na carga do fuste devido às interações sapata-solo-estaca e η_b o fator de influência na carga da ponta devido às interações sapata-estaca-solo.

$$Q_t = N x (\eta_s x Q_s + \eta_b x Q_b) + Q_c \quad (2.5)$$

Com base na proposta de Liu et al. (1985), Phung (1993) introduziu novos fatores, organizados em formato de ábacos, de modo a possibilitar a generalização da Equação 2.5.

Em consideração à análise de recalque, não foram propostas considerações voltadas inteiramente para sapatas estacadas; entretanto, existem diversas propostas para o recalque de grupo de estacas, sendo simplificada pelo fato de que inicialmente o recalque ocorre influenciado pelo conjunto de estacas, uma vez que a princípio não ocorre mobilização completa da capacidade de carga de todo o conjunto sapata-estacas. Assim, o conjunto de estacas seria responsável por absorver a maior parte da carga solicitada e, portanto, ditaria o recalque do sistema de fundação. Nesse contexto, é comum expressar o recalque pela relação entre o recalque do conjunto de estacas e o apresentado pela sapata, segundo propostas da literatura, como Skempton (1953b), Meyerhof (1959) e Vésic (1969).

Também, nesta linha, foram desenvolvidas formulações baseadas na teoria da elasticidade, podendo-se referir a Poulos e Davis (1980) e Randolph e Wroth (1978).

Quanto aos métodos ditos detalhados, seu emprego tem crescido com o impulso computacional, haja vista que os mesmos se desenvolvem com uma base matemática refinada e complexa. Hoje, estes cálculos têm sido baseados principalmente em aplicações do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando-se modelos constitutivos do solo não lineares de alta complexidade, considerando-se o solo heterogêneo, carregamento diversos etc. Para atender a estes requisitos, softwares como Plaxis, Abaqus, Ansys, Geostúdio, entre outros, foram desenvolvidos e vêm sendo refinados ao longo dos anos. Estes métodos detalhados podem ser chamados então de Métodos Numéricos.

2.2.3 Estacas granulares

A perspectiva de que áreas mais aptas às construções civis tendem a estarem ocupadas, ou por que estas áreas são consideradas legalmente impróprias por questões ambientais, ou às vezes por serem áreas de custo proibitivo, fez com que nos grandes centros urbanos se utilizem de espaços até então considerados inviáveis do ponto de vista geotécnico, geralmente pelo fato de apresentarem baixa capacidade de carga. Neste sentido, a engenharia geotécnica tem recorrido a técnicas de melhoramento dos

solos, que aumentam a capacidade de carga destes terrenos e diminuem os processos de recalque.

As técnicas empregadas para esta finalidade foram agrupadas pela ASCE SIG committee em 1997 em tratamento, reforço e melhoramento. No que concerne às estacas granulares e a este sistema de classificação, as estacas foram classificadas como reforço, e assim se inserem por constituírem um sistema composto de terreno reforçado “in situ” por inclusões inseridas convenientemente orientadas para melhorar as características resistentes do solo (SILVA, 2008). Porém, segundo Chu et al. (2009), pela proposta mais atual do comitê técnico TC 17, designado por TC 211 da ISSMGE, as estacas granulares estão agrupadas nas técnicas de melhoramento dos solos com introdução/inclusões de material granular compactado dentro de furos pré-confeccionados no terreno.

A performance e execução de estacas de compactação como elemento de melhoramento do solo depende de vários fatores, como a composição do solo, tipo de estrutura a ser suportada, tolerância quanto aos recalques, condições ambientais etc.

Uma classificação mais genérica e ampla a respeito das técnicas construtivas de estacas de agregado compactado sugere a vibrosubstituição e a vibrodeslocamento. A primeira mais utilizada e desenvolvida em países de primeiro mundo, sobretudo no Japão, países europeus e Estados Unidos e também em uso a pelo menos dez anos no Brasil. No caso de países pouco desenvolvidos, é mais comum o emprego da técnica de vibrodeslocamento. A seguir se fará uma apresentação generalista sobre os diferentes métodos de construção, aplicação e objetivos das estacas granulares.

De acordo com Elsayy (2010), o emprego mais destacado destas estacas possui cerca de 60 anos. Porém, existem relatos históricos que remontam a 1830, com emprego na França, onde a brita era inclusa na massa do solo em substituição ao solo mole, em uma construção do arsenal militar de Bayonne, formando colunas de 2 m de profundidade e diâmetro de 20 cm. As colunas foram projetadas para suportar 10 kN (MOHAMMED et al. 2010).

Segundo Townsend e Anderson (2004), o mausoléu Taj Mahal, construído em 1653, é suportado por furos escavados e preenchidos por brita. Entretanto, segundo Domingues (2006), apesar desta obra ter sido construída em 1653, o emprego de colunas de brita como elementos de fundação ficara esquecido, tendo sido retomado somente no final da década de 50.

Assim de acordo com a técnica empregada para sua construção e finalidade, ao longo dos anos estas estacas foram sendo batizadas com nomes que tendem a se relacionar com sua técnica construtiva. Discute-se ainda sobre a devida nomenclatura, pois há aqueles que defendem que estas técnicas não podem considerar o elemento construído como estaca uma vez que não seria o mesmo o responsável por suportar diretamente as cargas oriundas das construções e, portanto, devendo serem denominadas de colunas responsáveis pela melhora do solo; porém, outros defendem que as mesmas são estacas pois possuem uma de suas dimensões muito superior às outras. Ainda segundo nomenclatura mais atual, seriam estes elementos considerados fundações profundas flexíveis, podendo inclusive suportarem acelerações horizontais advindas de eventos sísmicos, por exemplo.

O *Cased-borehole method* é uma estaca que utiliza, conforme o próprio nome sugere, no caso do Português *Método com encamisamento*, uma camisa ou tubo de revestimento até a profundidade de projeto e, posteriormente, executa-se a retirada do solo do interior da camisa com recurso de um balde, sonda ou piteira similar àquela empregada na construção das estacas tipo Strauss. Após a abertura do furo, faz-se o lançamento, geralmente, de uma mistura de brita e areia em camadas, as quais são compactadas por impacto dinâmico de um peso com cerca de 15 a 20 kN, em queda livre de uma altura entre 1 a 1,5 m, à medida em que vai se retirando o revestimento, conforme se ilustra na Figura 2.4. Este sistema foi desenvolvido na Índia e é mais usual no Sudeste da Ásia.

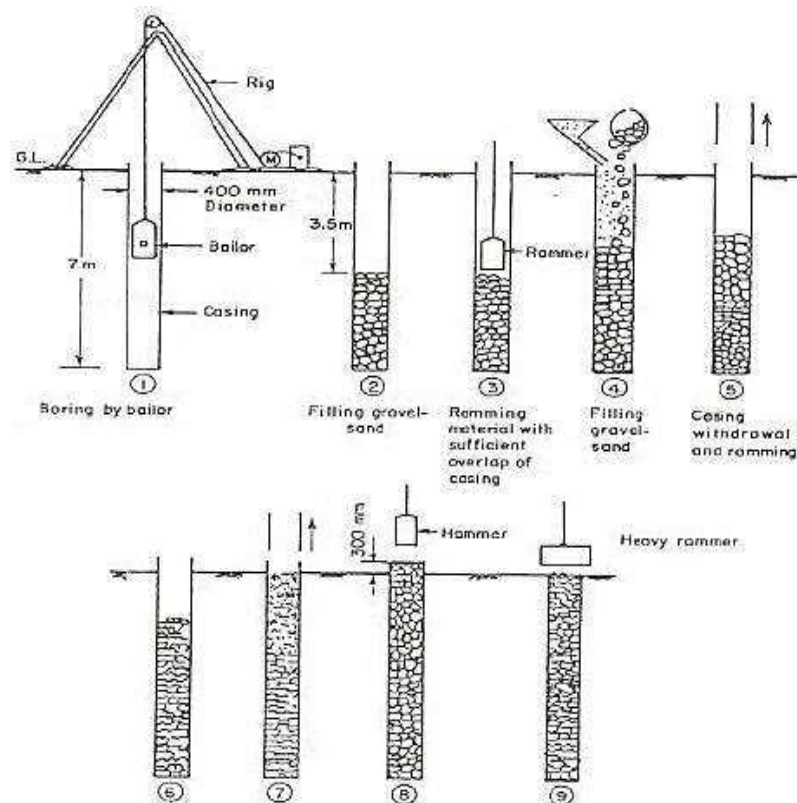


Figura 2.4: O Método Construtivo da Cased-borehole method. Fonte: Datye e Nagaraju (1975).

Outro sistema construtivo de estacas granulares é denominado de vibro-compactação. É um método com aparato tecnológico muito superior ao empregado no *Cased-borehole method*, tendo sido desenvolvido no Japão em meados do século XX e utilizado para estabilização de argilas moles com nível do lençol freático elevado. Para execução das estacas, utiliza-se geralmente uma camisa ou tubo revestimento cravado por martelo vibratório vertical pesado, colocado no topo da camisa. Após atingir a profundidade de projeto, introduz-se o material granular (areia ou brita), sendo mais comum o emprego de areia, através de um depósito alimentador ou tremonha existente no topo da camisa. À medida que se alimenta a estaca, fazem-se movimentos ascendentes e descendentes do tubo revestimento (camisa), com avanços parciais no sentido ascendente, de forma a ir compactando o material granular pelo processo de vibro-compactação, até que o tubo revestimento esteja completamente fora do solo, conforme se apresenta na Figura 2.5.

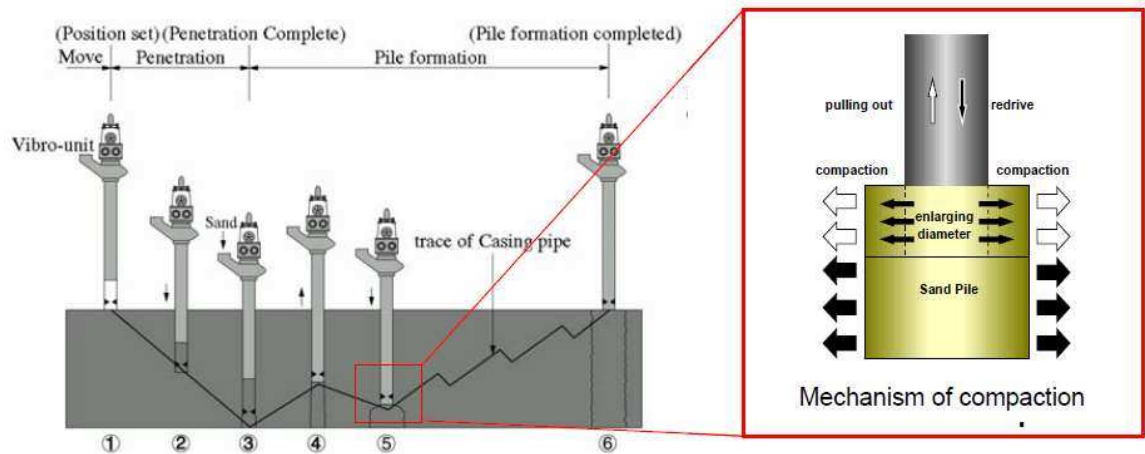


Figura 2.5: Processo de Vibrocompactação. Fonte: Kinoshita et al. (2012).

Também desenvolvido e utilizado no Japão, existe o processo executivo utilizando um trado de rosca helicoidal sem fim, donde o trado perfura o solo até a profundidade de projeto. O Agregado é introduzido no interior do trado até o fundo do furo por um tubo guia existente no interior do próprio trado. O Agregado é então compactado através de um sistema composto de uma haste, que também é passada pelo interior do trado (ADALIER e ELGAMAL, 2004). Este sistema de alimentação do agregado, juntamente com um procedimento de inversão da rotação do trado seguido de movimentos verticais associados, leva a uma melhor compactação do agregado e conseqüente compressão do solo ao redor da estaca, como se ilustra na Figura 2.6 (ADALIER e ELGAMAL, 2004).

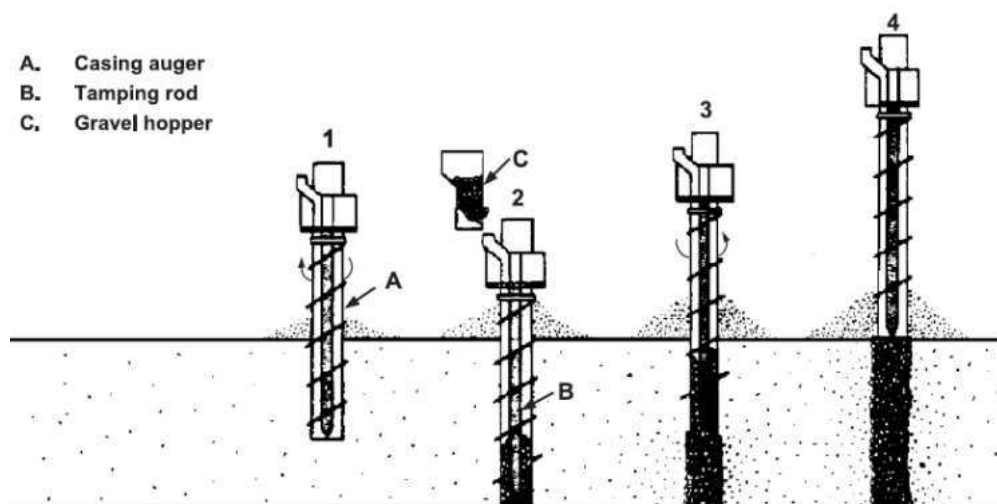


Figura 2.6: Sistema construtivo utilizando trado mecânico, que perfura o solo, serve de tremonha para introdução do agregado ao fundo do furo e compactação da estaca por sistema de rotação reversiva. Fonte: Snou et al. (1993).

Outra modalidade executiva de estacas de agregado é nomeada de Vibrosubstituição, a respeito desta modalidade, ainda não se dispõe de uma norma amplamente divulgada, mas existe uma publicação produzida pela BRE (British Research Establishment) que visa prover um procedimento comum a ser aplicado na Inglaterra, país pioneiro e profundo conhecedor desta da técnica.

A vibrosubstituição é uma técnica de construção de colunas de brita, onde se preenche um furo aberto em solos de baixa resistência com material granular, por intermédio de equipamento desenvolvido para esta finalidade, para melhorar suas propriedades geotécnicas obtendo solos com maior capacidade de carga resistiva e diminuição de recalques. No caso de solos coesos saturados, o excesso de poro pressão da água é dissipado rapidamente pelas colunas de brita e, por essa razão, a redução dos assentamentos ocorre em ritmo mais acelerado. Assim, de acordo com as características do solo a ser melhorado, podem-se empregar diferentes métodos de instalação destas colunas de brita, podendo-se referir ao método úmido de alimentação superior, método seco de alimentação inferior e método offshore de alimentação inferior. O processo de instalação inicia-se com a instalação do vibrador utilizado para penetrar o solo profundamente. O vibrador trabalha por uma combinação de ações, como vibração, peso próprio (método Vibrocat) ou com auxílio de jatos de água (método úmido). Sensores de profundidade possibilitam ao operador saber quando a profundidade do projeto é alcançada. A brita é inserida no furo, pelo interior do vibrador ou por meio de uma pá carregadeira (método de alimentação inferior) ou através da caçamba conectada ao tubo do vibrador que recebe a brita de uma pá carregadeira e a leva através desse tubo até a ponta do vibrador (método de alimentação superior), sendo a brita compactada por um movimento ascendente e descendente do vibrador. Assim que essa etapa é concluída, outra quantidade de brita é introduzida e compactada. Este processo é repetido até que o comprimento desejado seja alcançado, como se mostra na Figura 2.7.

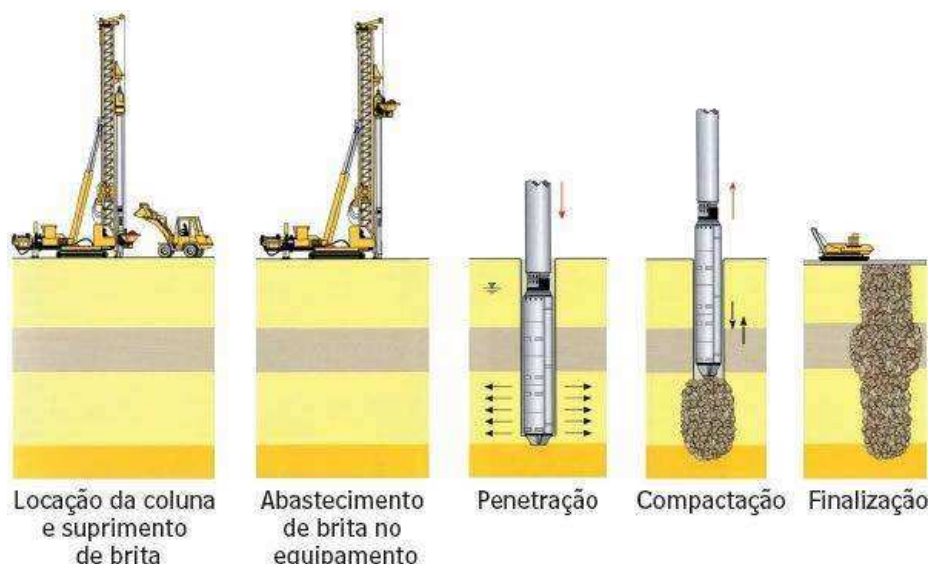


Figura 2.7: Processo de vibrosubstituição pelo método de alimentação superior. Fonte: Felix (2012).

No caso dos solos muito moles com intuito de aumentar contenção lateral das estacas ou colunas de brita compactadas, desenvolveu-se estacas envolvidas por geossintéticos, geralmente utilizada para solos com tensão de cisalhamento não drenada (S_u) na ordem de 15 kN/m^2 , ou pouco inferior a este valor, conforme Figura 2.8 (RAITHEL et al., 2008; ALEXIEW et al., 2005; DI PRISCO et al., 2006; MURUGESAN e RAJAGOPAL, 2006).

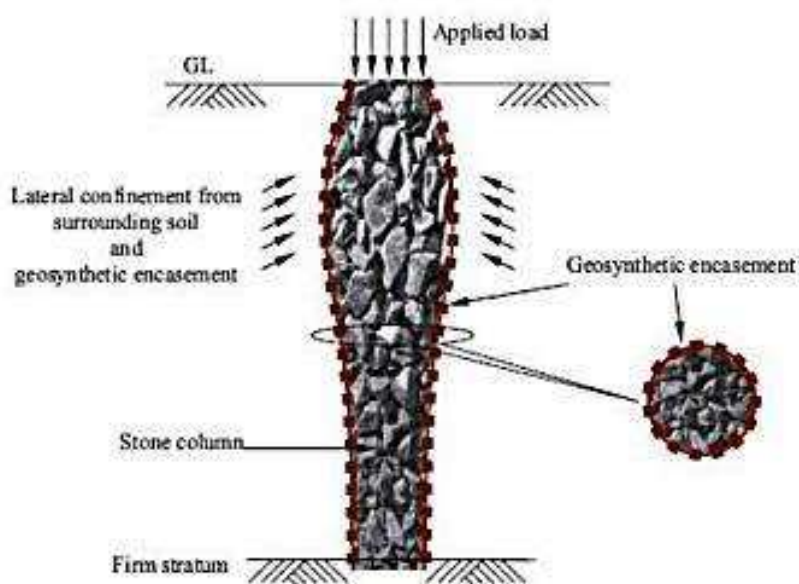


Figura 2.8: Esquema de encasamento de colunas de brita com geossintéticos. Fonte: Murugesan e Rajagopal (2006).

O método executivo mais comum utiliza um tubo com ponteira, que é introduzido por vibração no solo. Após a introdução do tubo no solo, coloca-se no seu interior e aderente às suas paredes um geossintético, geralmente do tipo Ringtrac. Após,

adiciona-se o material granular, compactando-o e, em seguida, realiza-se a retirada do tubo também por vibração, conforme a Figura 2.9.

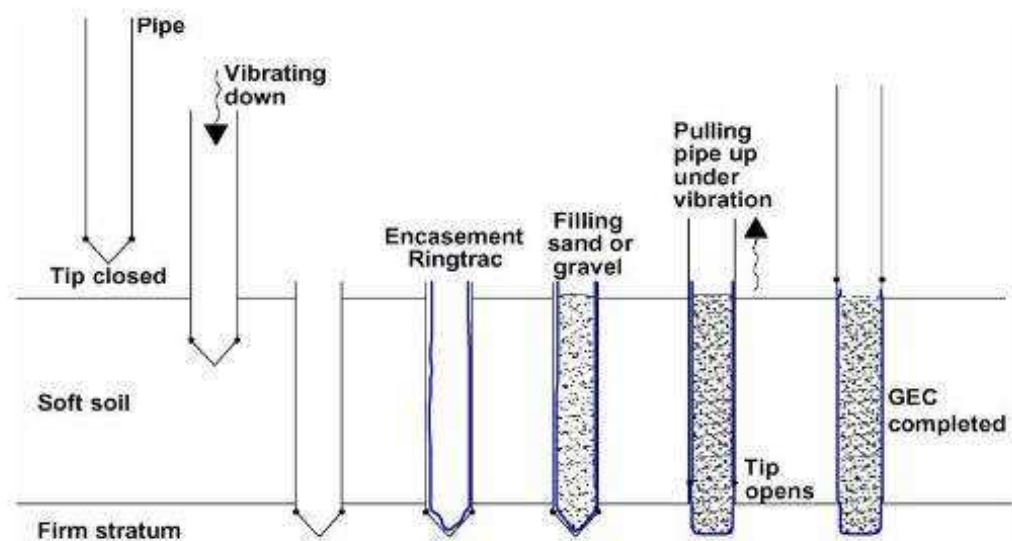


Figura 2.9: Método executivo de estacas granulares encasadas com geossintético. Fonte: Alexiew et al. (2005).

Segundo Gusmão Filho (1998) e Soares (2005), a faixa litorânea geralmente encontrada nas regiões de Recife, João Pessoa, Aracaju e Natal apresentam um subsolo arenoso de compactação fofa a pouco compacta, podendo ainda serem estas camadas intercaladas com argila mole. Uma solução desenvolvida nesta região, trata-se da confecção de estacas constituídas de uma mistura de areia, brita e cimento, construídas por um processo muito similar àquele empregado na estaca Franki, onde se realiza a cravação dinâmica de um tubo revestimento de ponta fechada por meio de uma bucha seca, com queda livre de um martelo; após se alcançar a cota de projeto, extrai-se a bucha, segurando-se o tubo para que ele não desça. Após, introduz-se nova camada de areia e brita, realizando-se compactação do material introduzido no interior do tubo à medida em que vai-se retirando o tubo, conforme se ilustra na Figura 2.10.

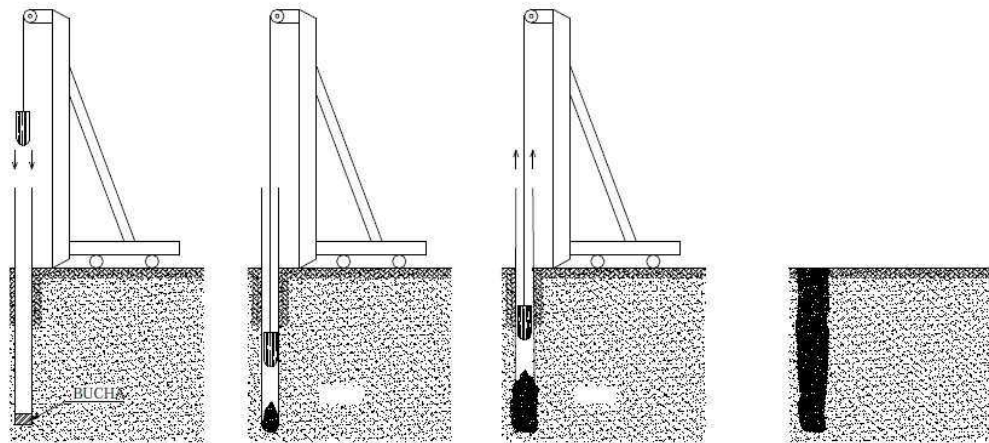


Figura 2.10: Estaca de compactação de areia brita e cimento. Fonte: Gusmão Filho (1995).

Nos Estados Unidos da América, anos 80, a Geopier criou e patenteou uma estaca de agregado compactado, nomeada de *Rammed Aggregate Piers* (RAP). Como este modelo de estaca é objeto de estudo nesta tese, mais a seguir apresenta-se um tópico exclusivo sobre esta técnica de melhoramento de solos.

2.2.3.1 Capacidade de Carga e Recalque de estacas granulares

Ao longo dos anos, diversas formulações foram desenvolvidas para determinação da capacidade de carga das estacas constituídas de material granular, conforme relato de Aboshi e Suematsu (1985). Porém, antes de se apresentarem as principais formulações desenvolvidas, faz-se necessário o entendimento dos elementos de análise por traz destas formulações, como a interação estaca - solo, e dos prováveis mecanismos de ruptura perante um carregamento externo.

Em relação ao solo original, as estacas ou colunas de material granular apresentam-se com maior resistência ao cisalhamento e menor compressibilidade, sendo as estacas geralmente mais rígidas. Uma vez que as estacas não apresentam coesão, a sua estabilidade depende da resistência ao confinamento dado pelo solo circundante à estaca, para que ela não entre em ruptura quando carregada (TOWNSEND e ANDERSON, 2004).

A carga axial aplicada no topo de uma estaca granular faz com que esta se expanda lateralmente, sendo esta deformação responsável pelo aumentando do seu diâmetro e redução do seu comprimento (ELSAWY, 2010). Barksdale e Bachus (1983) buscaram entender este fenômeno e verificaram que este ocorre a uma profundidade de duas a três vezes o diâmetro da estaca em relação à extremidade superficial, conforme a Figura 2.11.

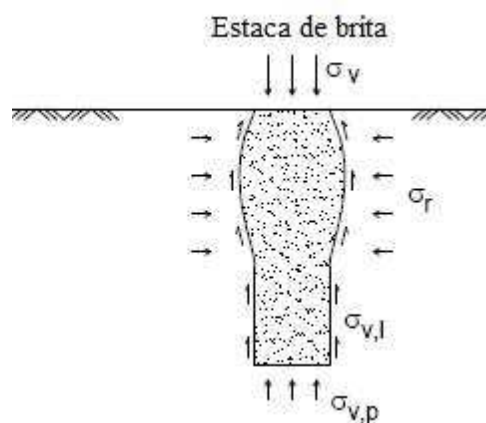


Figura 2.11: Comportamento de uma estaca rígida e de uma estaca de brita perante um carregamento vertical. Fonte: Domingues (2006).

A este fenômeno, é prudente relatar que o seu acontecimento está atrelado a um aumento da tensão lateral no solo circundante, o que proporciona um incremento adicional na rigidez da estaca altamente dependente das propriedades do solo e interação solo-estaca. Como a carga é dissipada na estaca no contato grão a grão, o deslocamento sofrido pelos grãos constituintes também dependerá do atrito disponível oferecido pelo contato grão a grão.

Quando uma estaca é colocada em trabalho, grande parte do seu carregamento é inicialmente suportado pelas estacas que se apresentam mais rígidas que o solo circundante. Segundo Zhang (2009), a interação solo - estaca promove uma redistribuição da carga aplicada e tende a reduzir a concentração de tensão no solo circunvizinho à estaca.

Devido à maior rigidez da estaca e maior concentração de carga sobre a mesma, a estaca tende a sofrer uma deformação com transmissão de parte do carregamento ao solo circunvizinho, sendo que somente passado um certo tempo o conjunto estaca - solo sofre uma deformação com variação de volume, ocasionando um mecanismo de ruptura mais progressivo.

Quando uma estaca é solicitada por um carregamento vertical, esta carga é transferida para a matriz do solo por meio do atrito lateral desenvolvido ao longo da superfície de contato da estaca com o solo circundante e, ou pelo contato da ponta da estaca com o solo. Como a estaca é composta por material granular sem forças de natureza coesiva, quando carregada verticalmente a mesma tende a sofrer uma deformação imediata de assentamento, solicitando o solo envolvente que reage com o desenvolvimento de uma tensão de confinamento radial resistiva por meio de um

mecanismo de reação passiva. O confinamento lateral produzido pelo solo é um fator importante para a garantia da estabilidade da estaca.

Diversos autores procuraram entender processo de ruptura das estacas granulares, realizando estudos de laboratório e campo, tanto para estacas individuais como para grupo de estacas, podendo-se citar os trabalhos realizados por Hughes e Withers (1974), Madhav e Vitkar (1978), Aboshi et al. (1979) e Mckelvey et al. (2004).

Os principais tipos de deformações que podem ocorrer numa estaca de material granular solicitada axialmente são devidas às deformações radiais, ruptura por cisalhamento e assentamentos verticais excessivos, como se refere no Quadro 2.2.

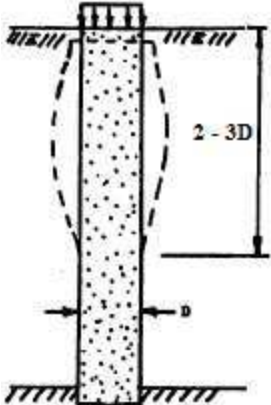
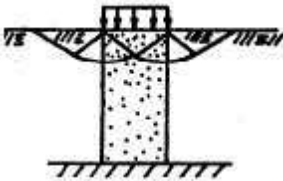
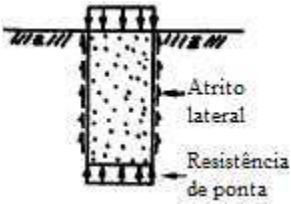
Ao se analisar a rigidez da estaca pela relação comprimento/diâmetro para valores com ordem de grandeza inferior a 4, verifica-se que a maior parte do carregamento vertical será transmitido à ponta da estaca, visto que o comprimento é insuficiente para absorver toda solicitação por meio da sua resistência ao atrito lateral, funcionando essencialmente por ponta. Assim, o modo de ruptura por insuficiência de capacidade de carga de ponta ocorrerá antes do modo de ruptura por expansão lateral excessiva (BARKSDALE e BACHUS, 1983).

Quando o comprimento da estaca é superior a cerca de quatro vezes o diâmetro, a resistência por atrito lateral será a responsável por assegurar a absorção da carga solicitante, sendo a ruptura por expansão lateral excessiva o mecanismo mais frequente.

Em estacas com comprimentos excessivos, a resistência lateral equilibra as tensões verticais solicitantes até uma determinada profundidade, sendo que a partir desse comprimento onde as tensões se equilibram, as tensões verticais solicitantes na estaca não se fazem sentir, sendo dispensável o aumento de comprimento. De acordo com Hughes e Withers (1974), essa profundidade é cerca de seis a sete vezes o diâmetro da estaca.

Como os solos se apresentam heterogêneos na natureza e como os mecanismos de ruptura acima descritos foram desenvolvidos considerando-se os solos como corpos homogêneos ao longo da estaca, muitas vezes podem-se encontrar zonas isoladas de solos muito moles ou com elevado conteúdo de matéria orgânica que tendem a levar à ruptura por expansão lateral nesta zona de solo mais frágil, podendo isto ocorrer tanto em camadas superficiais como em maior profundidade (BARKSDALE e BACHUS, 1983).

Quadro 2.2: Mecanismo de ruptura nas estacas de brita adaptado de Barksdale e Bachus (1983).

	<p>Ruptura por expansão lateral excessiva (<i>bulging</i>): Ruptura mais comum em estacas constituídas de material granular de grandes comprimentos, com cota de assentamento em substratos rígidos. Ocorre quando a estaca possui resistência ao confinamento lateral insuficiente por parte do solo envolvente. Esta ruptura tende ocorrer numa profundidade de até 4 vezes o diâmetro da estaca (HUGHES e WITHERS, 1974). Este é o mecanismo ruptura mais frequente de ser encontrado na prática.</p>
	<p>Rotura por cisalhamento: É mais comum de acontecer em estacas de comprimento reduzido e assentadas em camada rígida. A ruptura gera um efeito normalmente no topo da estaca.</p>
	<p>Rotura por assentamento vertical excessivo: Quando se tem estacas na condição de flutuantes com reduzido comprimento ou com comprimento insuficiente para suportar por atrito lateral a carga solicitante tem-se os critérios que definem a ruptura por assentamento vertical excessivo, desde que exista uma insuficiente capacidade resistente da ponta no substrato. A estaca sofre nestas condições deformações verticais, ou seja, “afunda-se no solo”, antes de ocorrer a rotura por expansão lateral.</p>

A tendência mais comum de aplicação de estacas é a sua instalação em grupo, sendo os prováveis mecanismos de ruptura, usualmente, combinações daqueles considerados para as estacas isoladas, como se apresenta na Figura 2.12. No entanto, buscando-se melhor compreensão acerca dos modelos de ruptura, diversos autores

realizaram novas pesquisas, em particular Wood et al. (2000), Christoulas et al. (2000), Bae et al. (2002), Sivakumar et al. (2004), Black et al. (2006), Ambily e Gandhi (2007) e Black et al. (2007).

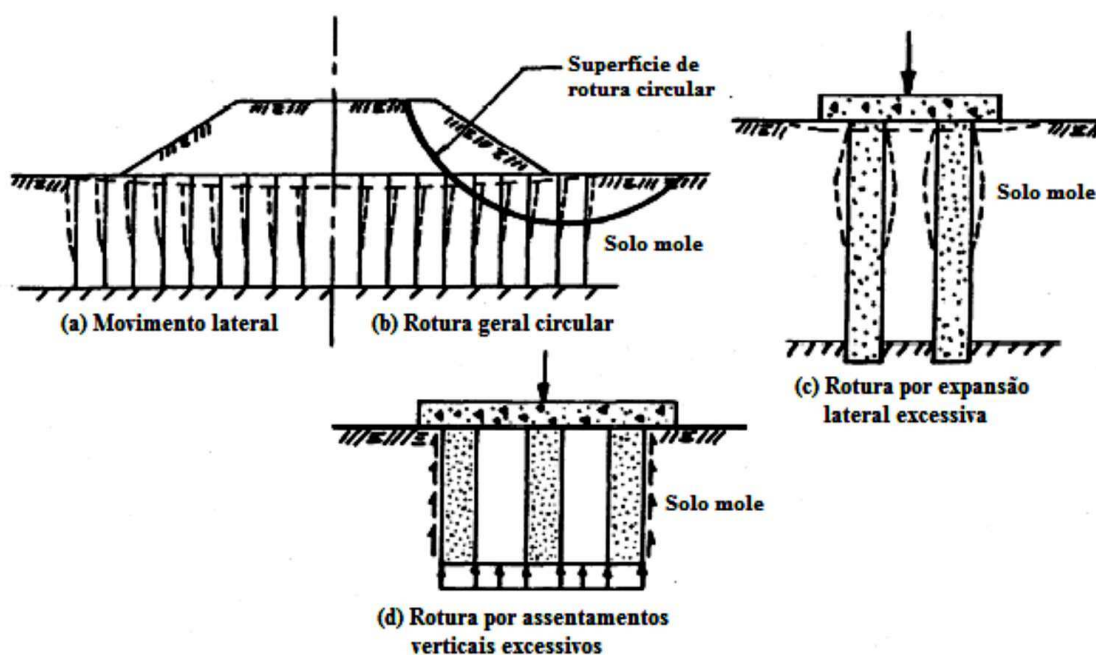


Figura 2.12: Mecanismos de Ruptura em grupos de estacas granulares. Fonte: adaptado de FHWA (1983).

Com base nos mecanismos de ruptura para estacas granulares, diversos autores desenvolveram soluções para estimar a capacidade de carga e recalques, podendo estes métodos serem classificados em empíricos, experimentais, analíticos e numéricos. No Quadro 2.3 resumem-se os principais métodos desenvolvidos e sistematizados por Aboshi e Suematsu (1985), de acordo com os diferentes modelos de ruptura e respectivas equações matemáticas para estimar a capacidade resistente das estacas granulares.

Quadro 2.3: Equações para determinação da Capacidade de Carga, Fonte: Aboshi e Suematsu (1985).

Mecanismo de Ruptura	Equação	Autor
Expansão lateral	$Q_r = (\gamma_{col} \times z \times k_p + 2 \times c_o \times \sqrt{k_p}) \times \frac{1 + \sin \varphi_{sol}}{1 - \sin \varphi_{sol}}$	Greenwood (1970)
	$Q_r = (F_c^1 \times c_o + F_c^1 \times Q_o) \times \frac{1 + \sin \varphi_{sol}}{1 - \sin \varphi_{sol}}$	Veise, Datye e Nagaraju (1972)
	$Q_r = (\sigma_{ro} + 4C_o) \times \frac{1 + \sin \varphi_{sol}}{1 - \sin \varphi_{sol}}$	Hughes e Withers (1974)
	$Q_r = \frac{1 + \sin \varphi_{sol}}{1 - \sin \varphi_{sol}} \times (4c_o + \sigma_{ro} + k_o \times q_{sol}) \times \left(\frac{d_{col}}{B}\right)^2 + \left(1 - \left(\frac{d_{col}}{B}\right)^2\right) \times q_{sol}$	Madhav e Vitkar (1978)
Planos de corte	$Q_r = c_o \times N_c + \left(\frac{1}{2} \times \gamma_{col} \times B \times N_\gamma\right) + \gamma_{col} \times D_f \times N_q$	Barksdale e Bachus (1983)
	$Q_r = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_{col} \times B \times \tan^3 \Psi\right) + 2 \times c_o \times \tan^2 \Psi + 2(1 - a_s) \times c_o \times \tan \Psi$ $\Psi = 45^\circ + \frac{\tan^{-1}(v_{sol} \times a_s \times \tan \varphi_{sol})}{2}$	Abosh, Icimoto, Enoki e Harda (1979)
Assentamento excessivos	$Q_r = (1 - a_s) \times c_o + (\gamma_{sol} \times Z + v_{sol} \times \sigma_{v,sol}) \times a_s \times \tan \varphi_{sol} \times \cos^2 \theta$ $v_{sol} = \frac{n}{1 + (n - 1) \times a_s}$	Abosh, Icimoto, Enoki e Harda (1979)

Onde: k_o – Coeficiente de empuxo no repouso; φ_{sol} – ângulo de atrito do solo; F_c^1 ; F_q^1 – fatores da expansão de cavidade; Q_o – sobrecarga aplicada; d_{col} ; B – Diâmetros da estaca e sapata respectivamente; N_c ; N_q ; N_γ - coeficiente de capacidade de carga geotécnica; a_s – coeficiente de substituição.

No que se refere à estimativa dos deslocamentos em estacas granulares, Aboshi e Suematsu (1985) resumiram os principais métodos, sendo possível encontrar na literatura outros métodos não citados por estes como por exemplo de Priebe publicado em 1995.

Também é interessante ressaltar, conforme Rocha (2012), que a avaliação do tratamento do solo após a execução de estacas granulares pode ser verificada por meio de ensaios de campo aplicados ao terreno melhorado, comparando-se os resultados pós tratamento àqueles obtidos na fase inicial de projeto. Neste caso podem se empregar os resultados dos ensaios SPT, CPT e CPTU, DMT, PMT e de prova de carga em placa.

Ensaio com possibilidade de serem realizados entre as estacas utilizadas para tratamento do solo são mais indicados para avaliar o acréscimo da tensão resistente do solo. A Figura 2.13, conforme Rocha (2012), identifica as posições mais eficientes de avaliação dos ensaios com a finalidade de se obter o ganho advindo da introdução da estaca granular.

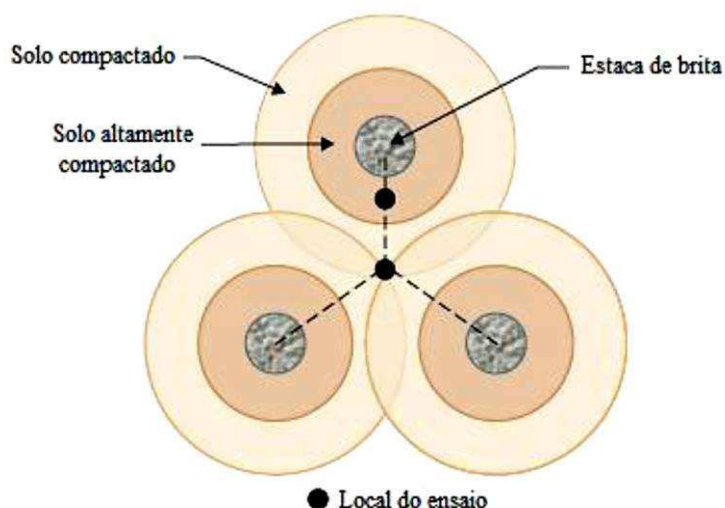


Figura 2.13: Pontos indicados para avaliação do incremento de capacidade de carga resistiva do solo tratado com estacas granulares. Fonte: Rocha (2012).

2.2.4 O Estado da Arte Sobre Rammed Aggregate Piers (RAP)

Ao conjunto de opções em estacas ou colunas granulares, agregam-se as estacas de agregado compactado, nomeadas de *Rammed Aggregate Piers - RAP*, cujo sistema de construção fora patenteado pela empresa Geopier, com objetivos similares àqueles anteriormente descritos, mas aplicado a solos coesivos e com o diferencial de que inicialmente realiza-se uma abertura no solo (estaca escavada) por um método de escavação, utilizando trado, sendo posteriormente o agregado compactado no interior deste furo, formando assim as estacas (IONESCU; BECK, 2010).

Juntamente com a criação da Geopier Fundações em março de 1984, o Dr. Nathaniel Fox, com a colaboração dos professores Richard L. Handy da Universidade do Estado de Iowa e Richard D. Barksdale do Instituto de Tecnologia da Georgia, desenvolveram a metodologia da RAP que fora refinada pelo professor Evert C. Lawton da Universidade de Utah, sendo este último copatente da tecnologia desenvolvida, cujo objetivo era criar um elemento de fundação capaz de reduzir o recalque em fundações superficiais, bem como aumentar a capacidade de carga do solo (PITT et al., 2003).

Em suma, a equipe formada pela Geopier em 1984, liderada pelo Dr. Nathaniel Fox, desenvolveu e patenteou dois implementos mecânicos que se acoplam à escavadeira, conforme se vislumbra na Figura 2.14.



Figura 2.14: Implementos patenteados pela Geopier para construção das estacas RAP, sendo, a: trado e b: pilão. Fonte: Geopier (2015).

As estacas tipo RAP são constituídas de agregado compactado em poços previamente escavados e aplicados principalmente em solos argilosos de baixa consistência, mas podendo ser estendidas a areias de baixa densidade, solos orgânicos e para melhoramento do solo de fundação de solos mediantemente compactos.

Conforme a Figura 2.15, o processo construtivo inicia-se pela perfuração de um poço com o seu diâmetro variando comumente de 60 a 110 cm, para profundidades que variam tipicamente entre 2 a 7 m abaixo da superfície do solo. Posteriormente, forma-se um bulbo de fundo, colocando uma camada mais espessa de agregado e aplicando uma alta energia de compactação com emprego do pilão acoplado na escavadeira, cuja base circular metálica é chanfrada com um ângulo de 45°, patenteado e especialmente concebido para esta finalidade. Camadas com elevações de 30 cm de agregado bem graduado granulometricamente são introduzidos no orifício seguido de compactação para formação do fuste acima do bulbo previamente formado (HANDY e WISSMANN,

1999). O resultado é a formação de um elemento rígido densificado que exibe um elevado ângulo de atrito interno, sendo ainda o solo ao redor da estaca compactado lateralmente por uma pressão radial, tendo suas propriedades geotécnicas melhoradas substancialmente (HANDY e WISSMANN, 1999). Quando construídas com uma curva granulometricamente aberta, os elementos também podem apresentar permeabilidade suficiente para servir como vias de drenagem e dissipação do excesso de poropressão.

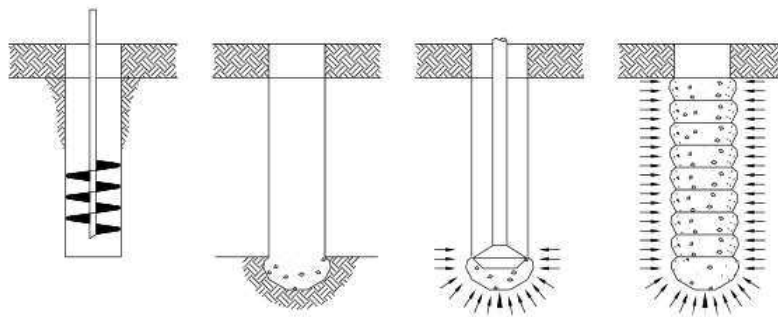


Figura 2.15: Construção de estacas tipo RAP, usando tecnologia patenteada pela Geopier. Fonte: Pitt et al., (2003).

É possível encontrar diversos trabalhos que envolvem estudos com estacas tipo RAP, contemplando, por exemplo, estudos de deslocamento, capacidade de carga, comportamento geotécnico das estacas e seu processo de execução, análise numérica, impactos vibratórios de sua construção; enfim, trabalhos que visam obter maior compreensão geotécnica das mesmas, sendo o volume de pesquisas ampliado à medida que se apresenta este modelo de estaca a um maior número de pesquisadores e projetistas deste campo da engenharia (LAWTON e FOX, 1994; LAWTON, 2000; WHITE et al., 2000; WISSMANN et al., 2000; CASKEY, 2001; GAUL, 2001; MINSKIS et al., 2001; WHITE et al., 2001; HOEVELKAMP, 2002; WHITE et al., 2002; GIRSANG et al., 2004; FARRELL e TAYLOR, 2004; PHAM, 2005; FARRELL et al., 2008; CHEN et al., 2009; HALABIAN, 2012a, 2012b, 2014; HUFFMAN e STUEDLEIN, 2014; SAFTNER et al., 2017 e DEMIR et al., 2017).

Inicialmente, ao se realizar o presente estudo não se obteve informação de pesquisa envolvendo este modelo de estaca no Brasil. Inicialmente a empresa Tecnosonda foi a primeira empresa a se interessar pela técnica e investir na tentativa de trazê-la para o Brasil, ficando a concretização desta alternativa a cargo da Thyssenkrupp Infrastructure do Brasil, que já realizou a execução de estacas RAP no Sul do país, e é a única empresa atuante no Brasil licenciada pela Geopier a executar esta modalidade de estaca em nosso País. Em meados do ano de 2018, a Arcos engenharia de solos, também iniciou o seu processo de credenciamento junto à Geopier.

Conforme a Figura 2.16, é possível vislumbrar mundialmente os países com interesse em pesquisas da aplicação de estaca RAP, ou em outras palavras onde se encontrou artigos e registros envolvendo a estaca RAP, podendo-se referir aos Estados Unidos da América, Canadá, Nova Zelândia, Irã, Iraque, Egito, Sudão e Arábia Saudita. No caso do Brasil, cita-se o presente trabalho.

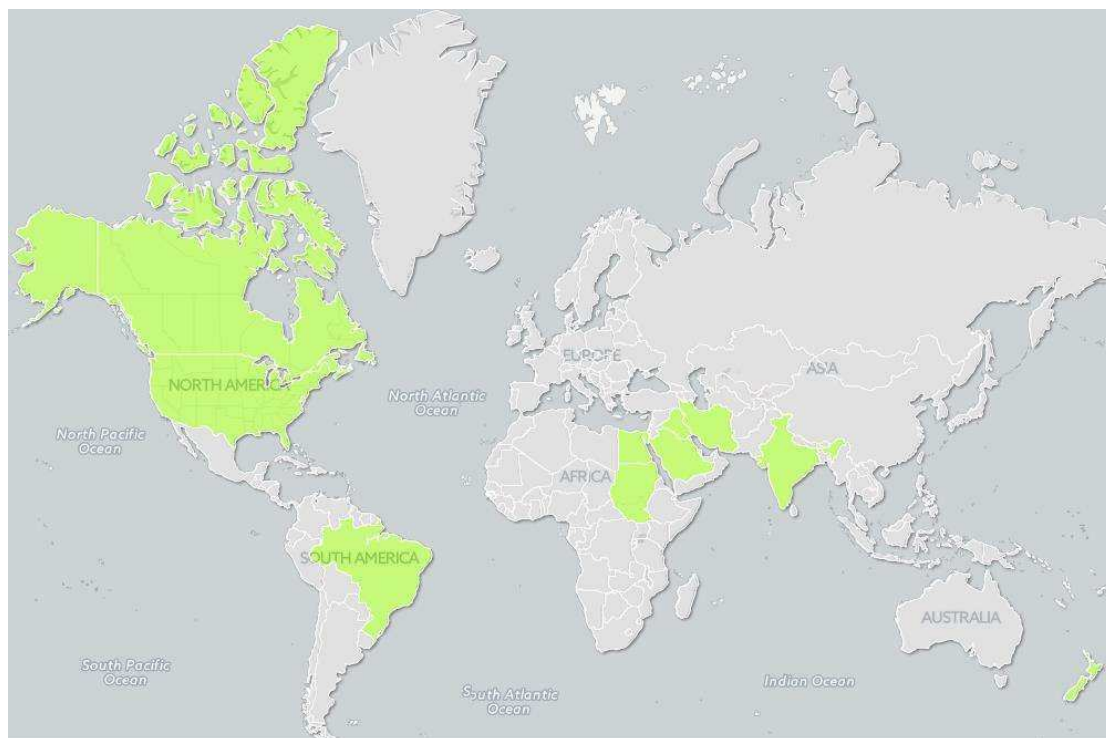


Figura 2.16: Registros em torno do Mundo sobre pesquisas envolvendo a estaca RAP. Fonte: Autor.

Também é possível verificar que diferentes soluções construtivas, para compactação das estacas RAP's e desenvolvimento de pesquisas foram criadas, como a utilização de martelo demolidor (RAZEGHI et al., 2011) e uma haste solidarizada a uma base para compactação manual (OSMAN e HASHIM, 2013), conforme pode ser vislumbrado na Figura 2.17.

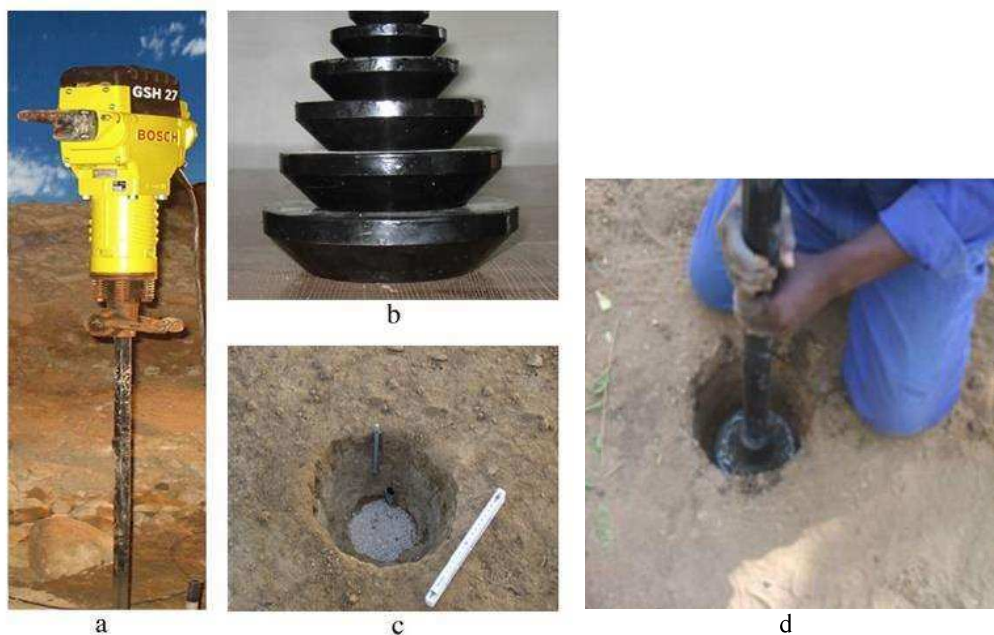


Figura 2.17: Soluções construtivas de RAP, onde a: martelo demolidor, b: base circular e c: construção de estaca por Razeghi et al. (2011) e d: construção manual (OSMAN e HASHIM, 2013).

Segundo a Geopier, existem empresas licenciadas para executar este tipo de estaca nos seguintes países: México, El Salvador, Porto Rico, Costa Rica, Guatemala, Panamá, Honduras, Colômbia, Equador, Peru, Bolívia, Chile, Brasil, Paraguai, Estados Unidos, Canadá, Alemanha, Itália, Rússia, Turquia, Líbano, Emirados Árabes, Marrocos, Arábia Saudita, Filipinas, Indonésia, Malásia, Singapura e Nova Zelândia.

Uma das principais propriedades estudadas neste tipo de fundação é a chamada razão de rigidez, relativo à rigidez obtida entre a estaca e o solo após a sua construção, que é também função da carga de compressão gerada na compactação do agregado na confecção da estaca, sendo que sua importância se deve pelo fato deste parâmetro geotécnico ser um dos elementos de dimensionamento deste tipo de estaca (LAWTON e MERRY, 2000).

O método mais usual para dimensionamento desta estaca foi desenvolvido por Lawton e Fox (1994) e Lawton et al. (1994). Segundo estes autores, para se obter um equilíbrio estático a carga total aplicada sobre uma sapata (P) é expressa pelo produto da carga distribuída pela base (q) da sapata pela área da mesma (A) e que é resistido superiormente na massa do solo pela capacidade de carga da estaca (Q_g) e a capacidade de carga do solo (Q_s), onde as capacidades de cargas da estaca e do solo tratam-se de uma relação entre a tensão resistiva da estaca (q_g) e a tensão resistiva do solo (q_s) pelas suas respectivas áreas (A_g) e (A_s), conforme a Equação 2.6.

$$P = q.A = Qg + Qs = qg.Ag + qs.As \quad (2.6)$$

Espera-se que os deslocamentos na face inferior da sapata e no topo da estaca sejam iguais e estes dependam da relação de rigidez entre os elementos e tensão aplicada. Assim pode-se dizer que o recalque na camada superior do solo (Suz), ou seja considerando uma camada superior (UZ) de espessura igual ao comprimento do fuste (Hs) mais uma vez o diâmetro (d) da estaca, pode ser escrito em termos das relações entre as tensões no topo da estaca (qg) e o seu módulo de rigidez (kg) ou em termos das tensões sobre a matriz do solo (qs) e o módulo de rigidez da camada superior do solo (ks), conforme a Equação 2.7.

$$Suz = qg/kg = qs/ks \quad (2.7)$$

Pode-se rescrever a Equação 2.7, isolando-se a tensão no topo da estaca ou em termos das tensões na matriz do solo e a relação entre os módulos de rigidez no topo da estaca e na matriz do solo, denominada de relação de rigidez (Rs), conforme a Equação 2.8.

$$qs = qg.ks/kg = qg / (kg/ks) = qg / Rs \quad e \quad Rs = kg/ks \quad (2.8)$$

Combinando-se as Equações 2.6 e 2.8, e denominando relação de área (Ra) à razão $Ra = Ag/As$, pode-se obter a Equação 2.9.

$$Qg = [q.Rs / (Ra.Rs + 1 - Ra)] \quad (2.9)$$

Os deslocamentos ou recalques ocorridos na camada superior (UZ) do solo melhorado com estaca RAP, podem ser computados usando-se as Equações 2.7 e 2.9, dependendo portanto da tensão aplicada na sapata, da relação de rigidez entre estaca e matriz do solo e da relação de área entre a estaca e a sapata.

Para se determinar valores padrões do parâmetro kg, Fox e Cowell (1998) utilizaram a resposta do ensaio SPT e a resistência ao cisalhamento não drenado do solo, para diferentes diâmetros comerciais da estaca RAP, combinando a capacidade de carga do solo (qs), módulo de rigidez da estaca (kg), resistência ao cisalhamento não drenado (Su) e valores de N_{SPT} , para diferentes tipos de solos.

Assim, o dimensionamento da sapata estacada com RAP passa, necessariamente, pela consulta da tabela proposta pela Geopier e constante em seus manuais, para se obter um valor do módulo de rigidez da estaca que, conforme já fora mencionado, depende da tensão de confinamento resistente oferecida pelas paredes do furo no processo construtivo da estaca, bem como do seu comportamento quando da aplicação de carga sobre a estaca, que é correlacionado pelo resultado do SPT médio da camada através da tabela anteriormente mencionada. Para dirimir eventuais dúvidas a seguir é apresentado na forma de figura, uma cópia da tabela citada.

TABLE 4.2 - Preliminary Values for Geopier™ Foundation Design*

SPT = N Blows Per Foot All Soils	UCS, psf Fine- Grained Soils	Sands & Sandy Silts			Silts & Clays			Peat		
		Allowable Composite Footing Bearing Pressure, psf ⁽¹⁾	Geopier™ Element & Footing Segment Capacity, kips ⁽²⁾	Geopier™ Element Stiffness Modulus, pci ⁽³⁾	Allowable Composite Footing Bearing Pressure, psf ⁽¹⁾	Geopier™ Element & Footing Segment Capacity, kips ⁽²⁾	Geopier™ Element Stiffness Modulus, pci ⁽³⁾	Allowable Composite Footing Bearing Pressure, psf ⁽¹⁾	Geopier™ Element & Footing Segment Capacity, kips ⁽²⁾	Geopier™ Element Stiffness Modulus, pci ⁽³⁾
1-3	200-1000	5000	65	165	4500	50	125	3500	30	75
4-6	1001-2300	6000	90	225	5000	70	175	4000	45	110
7-9	2301-3500	7000	105	260	6000	85	210	5000	55	125
10-12	3501-4600	8000	115	285	7000	100	250	N/A	N/A	N/A
13-16	4601-6000	8500	125	310	7000	105	260	N/A	N/A	N/A
17-25	6001-8000	9000	130	325	7500	110	275	N/A	N/A	N/A
Over 25	Over 8000	10,000	145	380	8000	120	300	N/A	N/A	N/A

Notes: 1. Minimum 30% Geopier™ element area to footing area footprint coverage
Minimum footing sizes: one Geopier™ element, 3' x 3'
two Geopier™ elements, 3' x 6'
three Geopier™ elements, 6'-0" x 6'-0"

2. For 18" Geopier™ elements, multiply by 0.45
For 24" Geopier™ elements, multiply by 0.7
For 36" Geopier™ elements, multiply by 1.3

3. Geopier™ element modulus to be confirmed by full-scale load test
For underconsolidated clays, multiply modulus values by 0.67
For overconsolidated clays, multiply modulus values by 1.10

*For isolated spread footings supported by 30" diameter Geopier elements

© 1998, Geopier Foundations Company, Inc.
September 14, 1998

Figura 2.18: Tabela de dimensionamento desenvolvida pela Geopier.

Outro importante fator a se descobrir, refere-se à região entorno da RAP que é melhorada pela sua introdução, ou em outras palavras, a área de solo, ao redor da estaca, melhorada devido ao processo construtivo da RAP que depende das propriedades geotécnicas do solo antes do processo construtivo e da energia empregada na compactação do agregado no interior do furo executado. O conhecimento desta região é importante para que ao se trabalhar com um grupo de estacas não se aloque estacas no interior de regiões já melhoradas, por isto essa região também é conhecida como raio de influência, fazendo alusão ao raio de alcance em termos de melhoramento geotécnico promovido pela construção da RAP.

Diversas literaturas comentam sobre a área de influência e são facilmente encontradas como Pitt et al. (2003), Pham (2005), Muhannad e David (2006), Ionescu e

Beck (2010) e Zeng (2010). De modo geral, faz-se uma relação do diâmetro da estaca com o raio do solo melhorado ou influenciado pela construção da estaca.

Segundo Casagrande (1932), o solo é completamente modificado a uma distância igual ao raio de uma estaca em relação à sua face externa de contato com o solo, mas podendo a estrutura do solo ser modificada a uma distância igual a três vezes o raio da estaca, com base em observações de campo.

Na Equação 2.10, apresenta-se uma relação clássica proposta por Randolph e Wroth (1979). Muhannad e David (2006) apresentaram o desenvolvimento da Equação 2.10, fazendo $\rho = 1$, sendo então utilizada por Razeghi et al. (2011) para o dimensionamento dos seus experimentos.

$$r_m = 2,5\rho(1 - \nu) L_{rap} \quad (2.10)$$

Em que:

r_m : Raio de influência;

ν : Coeficiente de Poisson

ρ : $G_{1/2}/G_p$;

$G_{1/2}$: módulo cisalhante do solo no meio da estaca;

G_p : módulo cisalhamento na ponta da estaca e

e L_{rap} – Comprimento da estaca.

Essa equação, pode ser aplicada a todos os tipos de solos.

2.3 Modelagem Física Reduzida

Segundo Tavares (2012), a utilização de modelos em escala reduzida como ferramenta prática no entendimento do comportamento de estruturas geotécnicas é algo recente e tem sido uma boa alternativa em análises e previsões de fenômenos geotécnicos. Apesar de ainda existir muita restrição e necessidade, em muitos casos, de quebras de paradigmas para a extrapolação do funcionamento de modelos reduzidos e de seu desempenho como estrutura real (protótipo), isto é possível utilizando-se centrifugas, que são responsáveis pela criação de uma aceleração radial e criam condições mesmo em escala reduzida que se aproximam da realidade. Portanto, faz-se necessário satisfazer uma série de requisitos básicos, que são tecnicamente denominadas de leis de similitude. Segundo Lobo Carneiro (1996), este fato transforma a análise dimensional oportunamente útil para interpretar resultados empíricos e elaborar estudos paramétricos, principalmente quando existem muitas variáveis envolvidas.

De acordo com Silva (2007), a facilidade de manuseio e o fator econômico são as vantagens de se trabalhar com modelo reduzido sobre um protótipo em escala real. A

redução da área do elemento em estudo implica em menores dimensões dos equipamentos de carregamento, reduz custos de fabricação e preparação do ensaio, facilidade em se dispor do sistema após o ensaio bem como facilita a repetibilidade dos ensaios.

Geralmente, idealiza-se o modelo como um dispositivo de previsão de um fenômeno real reproduzido em escala reduzida, sendo os mais comuns os modelos geométricos, cujas dimensões geométricas do protótipo são minoradas na mesma proporção e a correta reprodução confere na manutenção das características mais relevantes do projeto (RIBEIRO, 2000).

Considerando-se a similaridade física, bem como a condição básica que o modelo deve respeitar para ser capaz de representar fatores físicos do protótipo, Tavares (2012) expõe ser indispensável respeitar as condições de semelhanças geométrica, cinemática e dinâmica. Para este autor, semelhança geométrica consiste em estabelecer um fator de escala constante para todas as dimensões entre o modelo reduzido e o protótipo. A semelhança cinemática consiste na equivalência do movimento, ou seja, possuir a mesma escala de comprimento e variações do tempo. A semelhança dinâmica, ou das forças, estabelece que as cargas aplicadas devem manter relações constantes, inclusive mesma direção e sentido.

Para Ribeiro (2000), há diversos métodos para se prever comportamentos de engenharia: i) os analíticos, que se baseiam em leis gerais realizando previsões dos valores das grandezas em estudo com base nos valores de outros parâmetros; ii) os métodos empíricos que são baseados em observações em sistemas construídos; e iii) os modelos reduzidos, onde as observações são realizadas em outros sistemas de menores dimensões, com a vantagem de se modificar ou controlar grandezas mais representativas do fenômeno a ser previsto.

De acordo com Gomes (1993), o modelo geotécnico reduzido possui um dos seguintes objetivos:

- Investigar diretamente o comportamento de uma estrutura real. Para isto, é necessário que o modelo reduzido satisfaça completamente as leis de similitude física (modelo de similitude completa);
- Investigar mecanismos de ruptura. Para isto, não é preciso que o modelo reduzido simule completamente o sistema (modelo de similitude restrita);

- Adquirir dados relacionados a um problema geotécnico analisado, por exemplo, para aferir os métodos de análises disponíveis, também chamados de modelos de similitude restrita.

Segundo o contexto exposto e conforme Reinhorn (2008), define-se modelo físico ou modelo reduzido como a redução de qualquer estrutura complexa, seja uma edificação, ponte ou obra geotécnica para um modelo mais simples sem perda de características comportamentais importantes do sistema.

Elementos estruturais reduzidos são usualmente utilizados em pesquisas, mesmo quando em condições de similitude restrita e mesmo assim sendo possível desenvolver métodos e equações baseados nas observações desses modelos e que inclusive são amplamente aceitos (HARRIS e SABNIS, 1999).

A utilização de modelos reduzidos para pesquisas geotécnicas tem surgido com uma boa alternativa para análise e previsões de fenômenos de sistemas, como por exemplo entendimento do modo de ruptura. Com os dados extraídos dos modelos, é possível adquirir informações necessárias para completar um projeto e, assim, aumentar sua eficiência e precisão. Para isso, deve-se assegurar o cumprimento de uma série de fatores básicos durante sua construção e transposição de resultados para o sistema em escala real, visando a perfeita similaridade física entre um e outro (TAVARES, 2012).

Quando se estuda um fenômeno em modelo reduzido, deve-se ter em mente que ocorrerão variações, distorções entre os diferentes resultados obtidos, que serão validados dentro de variações estatísticas consideradas válidas, bem como dependerão das condições de contorno adotadas, diferente, por exemplo, do que ocorre em computadores, quando se trabalha com modelos numéricos que resultam em valores idênticos quando se mantêm os mesmos parâmetros de entrada (BASSETT, 1979).

2.3.1 Processo Executivo de Um Modelo Reduzido

De acordo com Harris e Sabnis (1999), um planejamento criterioso das etapas constituintes do processo de execução de um sistema reduzido é fundamental para o sucesso do estudo. Deve ser encarado como um pequeno projeto de engenharia, sendo necessário uma sequência lógica e minuciosa de acontecimentos. O planejamento detalhado evita, de forma significativa, uma possível intervenção no modelo estrutural a caminho do início do processo executivo, algo que, geralmente, é impossível. Para

aumentar as chances de sucesso dos resultados durante a execução dos estudos em modelo reduzido, esses autores recomendam atender às seguintes etapas:

- Entender o problema. Decidir qual é o objetivo dos estudos com o modelo e os resultados desejados, definindo, também, o que não é necessário;
- Especificar a similitude requerida quanto à geometria, materiais, carregamentos e interpretação de dados;
- Definir o tamanho do modelo e o nível requerido de precisão e confiabilidade, escolhendo uma escala adequada. Geralmente, esta etapa é regida pelos recursos do laboratório, principalmente, quanto ao espaço disponível;
- Seleção de material adequando para o modelo, respeitando as três etapas anteriores;
- Planejar a fabricação com auxílio técnico de consultas aos fabricantes dos materiais e acompanhamento rigoroso do processo de fabricação;
- Definir forma de aquisição de dados;
- Selecionar o equipamento adequado para carregamento e medição de deslocamentos, realizando sua correta calibração antes de usar no modelo;
- Observar a resposta do modelo durante o carregamento, realizando o registro do comportamento com o auxílio de planilhas e fotografias. Alguns pesquisadores utilizam, também, gravações em vídeo para um acompanhamento mais detalhado; e
- Analisar os dados e fazer o registro o quanto antes, para evitar esquecimentos em discussões futuras. Além disso, anotar sugestões para refinamento de procedimentos futuros.

2.3.2 Semelhança em Modelos Reduzidos

Para representação do protótipo pelo sistema reduzido, é necessário haver semelhança. A priori, grandezas dimensionais, funções e fatores de forma precisam ser de igual valor no modelo e no protótipo (TAVARES, 2012).

Segundo Ribeiro (2000), além da escala geométrica, o processo de modelagem pode envolver diversos outros fatores que carecem de análise e submissão ao processo de escala. A garantia da semelhança física implica na formulação de semelhanças relacionadas a geometria, materiais e esforços atuantes.

2.3.2.1 Semelhança Geométrica

Ocorre quando o modelo é reduzido por um mesmo fator de escala, em toda sua geometria em relação ao protótipo, como é o caso em que o modelo e protótipo apresentam a mesma forma e comportamento geométrico (RIBEIRO, 2000; TAVARES, 2012).

2.3.2.2 Semelhança Distorcida

Caracterizada quando modelos utilizam fatores de redução diferentes para as dimensões geométricas do protótipo. De acordo com Tavares (2012), a distorção geométrica é apenas uma distorção que pode ocorrer no sistema devido à redução, ocorrendo, também, quando se mantém a semelhança das forças presentes ou quanto ao próprio funcionamento físico do sistema.

2.3.3 Modelos Centrifugados

Segundo Guimarães (1986), os fatores básicos que influenciam o comportamento tensão-deformação do solo são os níveis de tensões e os caminhos provocados por elas (tensões). Em muitos casos, esses fatores são provocados predominantemente pelo próprio peso do solo. Para se estudar esses casos, usando o mesmo solo do protótipo, lança-se mão do uso de modelos reduzidos centrifugados, para que o alcance da compatibilidade de tensões seja possível.

O ensaio em modelo reduzido centrifugado consiste, basicamente em submeter o solo a um campo com modificação da aceleração da gravidade produzido por uma aceleração radial. Esta última é gerada, pois o modelo gira a uma velocidade constante em torno de um eixo, sendo o solo impedido de ser lançado fora por uma viga radial ligada ao eixo de rotação (Guimarães, 1986). De acordo com Guimarães (1986), os modelos centrifugados são fundamentais para o alcance da semelhança com relação ao caminho de tensões ou ao peso próprio do solo.

2.3.4 Modelos 1g

Para os casos em que as cargas externas aplicadas são predominantes, e o caminho de tensões não é objeto do estudo, pode-se também desenvolver modelos reduzidos sem aplicação de centrífugas, sendo que nestes casos os modelos convencionais a 1g (uma vez a ação da gravidade) são capazes de fornecer dados

representativos (Guimarães, 1986). Sob esse ponto de vista, o sistema modelado durante o desenvolvimento desta tese pode ser caracterizado como um modelo geometricamente semelhante, tendo em vista a manutenção do efeito escalar em todas as dimensões. Porém, devido ao fato de não se ter aplicado os efeitos de alteração da gravidade, o modelo é então definido como sendo reduzido de similitude restrita.

Segundo Sales (2000), em laboratório, quando não se trata de um estudo específico, a escolha do solo a ser utilizado torna-se algo extremamente difícil. Ainda segundo o autor, as areias permitem a execução de ensaios mais rápidos em comparação às argilas, mas geralmente apresentam ângulos de atritos maiores para valores baixos de tensões confinantes e são mais sujeitas ao efeito da escala do ensaio, em função da própria dimensão dos grãos. Já no caso de areias densas, há a questão da dilatância para baixos níveis de tensão. Ainda segundo este autor, a escolha pelo uso de uma argila leva a outros problemas, tais como dificuldade no seu preparo, é mais trabalhosa a instalação do elemento de fundação e, como existe dificuldade de dissipação de poropressões neste tipo de solo, é necessário a realização de ensaios de forma lenta.

A título de exemplo do potencial da técnica de modelagem 1g sob condições de contorno coerentes, cita-se o trabalho de Cordeiro (2017), que realizou 20 provas de carga em escala reduzida com tensões de 1g, utilizando placas rígidas e tubos de alumínio para estudar sistemas de fundação em radier estaqueado com condições distintas de defeito (posição, geometria do sistema, nível de deslocabilidade/carregamento), contribuindo para o entendimento e a previsão qualitativa, adimensional, do comportamento de radier estaqueado e fisicamente afetado, auxiliando de forma ímpar para a tomada de decisões sobre a eventual necessidade de reforço do sistema de fundação radier estaqueado.

2.4 Investigação Geotécnica de Campo

Conforme Das (2007), nas condições naturais de campo, o comportamento dos solos não é homogêneo, elástico nem isotrópico. Assim, para se conhecer a natureza do solo, a profundidade do contato solo-rocha, o nível freático d'água e o seu comportamento em termos de tensão e deformação, deve-se realizar uma exploração adequada do subsolo.

Os principais métodos utilizados para exploração do subsolo são: sondagem de simples reconhecimento, por exploração a trado, sondagem à percussão (SPT), ensaio

com o cone penetrométrico (CPT), ensaio pressiométrico tipo Ménard (PMT), ensaio com o dilatômetro de Marchetti (DMT) e o ensaio de prova de carga.

No presente trabalho, aplicou-se o conjunto de métodos de campo já referidos, exceto o CPT e o DMT, que serão brevemente abordados a seguir, conforme Hachich et al. (1998), visando prover o conhecimento adequado do solo presente no subsolo do campo experimental utilizado para o desenvolvimento dos experimentos de campo.

2.4.1 Sondagem a Percussão tipo SPT

A sondagem a percussão trata-se de um ensaio de campo, onde se realiza a cravação de um amostrador padrão no solo. O índice de resistência deste solo é medido pelo número de golpes necessários para que o referido amostrador penetre os últimos 30 cm, em um processo que o crava 45 cm no solo por meio de três avanços consecutivos de 15 cm através do impacto de um martelo de 65 kg, que cai em queda livre. Ao se realizar este ensaio, pode-se conhecer o tipo de solo atravessado para cada metro perfurado, a resistência (N_{SPT}) oferecida pelo solo à cravação do amostrador e a posição do nível d'água quando interceptado pelos procedimentos do ensaio. A metodologia de ensaio é definida segundo a ABNT (2001), onde se relata que a cravação do amostrador padrão se dá por intermédio da queda livre de um peso de 65 kg (martelo), caindo de uma altura determinada de 75 cm.

Este ensaio expedito é pouco dispendioso e por isto é, talvez, o ensaio mais utilizado na prática para reconhecimento das condições do terreno em todo o mundo. Ainda com os seus resultados, é possível obter, por correlações, outros parâmetros geotécnicos de interesse, principalmente para a engenharia de fundações.

Antes do processo de cravação do amostrador padrão, que realiza avanço de 45 cm, realiza-se processo de perfuração do solo, por meio de trado, quando a resistência oferecida pelo solo permite aplicação deste equipamento. Se o solo oferece resistência que impessa a aplicação do trado emprega-se o processo de lavagem com aplicação do trepano.

2.4.2 Ensaios Pressiométricos tipo Ménard

Concebido pelo engenheiro francês Louis Ménard, o pressiômetro tipo Ménard (PMT) permite determinar características de rigidez do solo e rocha. Esse ensaio permite, de uma forma rápida, estimar parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo, sendo realizado introduzindo-se uma sonda denominada pressiômetro,

cilíndrica com comprimento de 0,45 m, dentre outras possibilidades de comprimento, em um furo previamente aberto, fazendo-se esta sonda reagir contra a abertura do furo por meio de um aumento gradual da célula, devido a um aumento de pressão no interior da célula pressiométrica (sonda cilíndrica), o que ocasiona uma expansão cilíndrica e permite avaliar a variação de volume da célula, utilizando-se água para esta finalidade, e de acordo com os estágios estabelecidos pela normalização do ensaio, podem-se estimar os parâmetros geotécnicos de interesse do solo.

As pressões são aplicadas em intervalos de 1 min, sendo que num ensaio devem-se realizar de 8 a 14 incrementos de pressão. Registra-se, então, o volume de água deslocado em intervalos de 15, 30 e 60 s a cada acréscimo de pressão. Os procedimentos são repetidos em nova profundidade, sendo esta limitada pelo tamanho da sonda, finalizando-se o ensaio na cota desejada.

A máxima pressão obtida no ensaio, na qual a cavidade continuaria a se expandir indefinidamente, é o que se denomina de pressão limite. Como este valor na prática é limitado por fatores construtivos do equipamento de ensaio, Ménard (1961) redefiniu a pressão limite como a pressão requerida para dobrar o volume inicial da cavidade. Assim, a partir da pressão limite, obtida por exemplo com a aplicação da norma francesa NF P94-110-1, é possível obter o Módulo de Menard (E_M), o Módulo cisalhante (G), para o caso adotando-se o coeficiente de Poisson igual a 0,33 para todos os tipos de solos, e então é possível estimar a capacidade de carga e recalques, tanto em fundações rasas como profundas.

2.4.3 Ensaio de Prova de Carga

No Brasil, o ensaio de placa geralmente é realizado empregando-se placas de aço consideradas rígidas, com diâmetro igual a 80 cm, segundo a ABNT (1984), aplicando-se cargas da ordem de 5 a 10% da carga de ruptura prevista para o solo em estudo, seguido de medida dos recalques resultantes, que são lidos a 1, 2, 4, 8, 15, 30 min ou até que haja estabilização dos mesmos, no caso de prova de carga lenta. Com os resultados obtidos, pode-se estimar o módulo de elasticidade dos solos, que não é constante com a profundidade, variando com o nível de deformação estimado.

2.5 Estatística

A Análise de Variância (ANOVA) é um procedimento utilizado para se realizar a comparação de três ou mais tratamentos (SILVA, 2012; ANJOS, 2010). Assim,

buscando-se elucidar os conceitos estatísticos principais envolvidos no planejamento dos experimentos e na análise de variância aplicados nesta tese, a seguir realiza-se uma conceituação acerca dos termos mais comuns na experimentação.

Segundo Banzatto e Kronka (2006), os termos utilizados em estatística aplicados a experimentação podem ser assim definidos:

- Tratamento é o objeto que se deseja medir ou avaliar. De um modo geral, em experimentos, tem-se mais de um tratamento, que pode ser qualitativo e, ou quantitativo. No caso geotécnico, tem-se, por exemplo, a influência do número de estacas subsapatas em sapatas estaqueadas;
- Repetição é o número de vezes que um tratamento deve ser executado, sendo que depende dos recursos disponíveis, do tipo de delineamento e da variável resposta;
- Unidade experimental é o elemento físico que recebe o tratamento e permite a obtenção de dados que refletirão o seu efeito;
- Delineamento experimental é o plano utilizado na organização dos experimentos e implica na forma como os tratamentos serão atribuídos, ou seja, na forma como são organizadas as unidades experimentais (U.E.) em cada tratamento. Busca-se com o delineamento experimental que a variação ao acaso seja reduzida ao máximo, ou em outras palavras, que os resultados de diferentes repetições possam ser o mais homogêneo possível. Alguns dos principais delineamentos experimentais são o delineamento inteiramente casualizado (DIC) e o delineamento em blocos casualizados (DBC); e
- Grau de liberdade (gl), que refere-se ao número de determinações obtidas no estudo de forma independente (dimensão da amostra) subtraída do número de parâmetros estatísticos a serem avaliados na população, geralmente apontado algebricamente como $(n-1)$.

O DIC, delineamento inteiramente casualizado, possui as unidades experimentais destinadas a cada tratamento de uma forma casual (sorteio) e apresenta características como:

- Exige que o alvo da análise experimental seja semelhante e que as condições impostas no estudo sejam completamente uniformes; por isto, geralmente, se aplica a estudos de laboratório, como por exemplo o emprego de modelos reduzidos 1g que permitem realizar controle das condições intervenientes; e
- Para garantir a aplicação do DIC, deve-se garantir a semelhança entre as U.E., sobre tudo atuando sobre as respostas das U.E. nos tratamentos.

Segundo o exposto, cabe redefinir a Análise de Variância, sobretudo tendo anteriormente definido os termos básicos que estão por trás da análise estatística experimental.

Análise de variância trata-se de uma técnica que permite avaliar afirmações sobre as médias de populações, geralmente denominadas de hipótese nula. A análise visa, fundamentalmente, verificar se existe alguma diferença significativa entre as médias e se os fatores exercem influência em alguma variável dependente.

Assim, caso se encontre uma análise dita significativa, pode-se afirmar que existem diferenças significativas entre os valores médios do tratamento.

O Teste proposto por Tukey (1953) é também conhecido como teste de Tukey da diferença honestamente significativa (*honestly significant difference*) (HSD) e teste de Tukey da diferença totalmente significativa (*wholly significant difference*) (WSD). Trata-se de um complemento à ANOVA e visa identificar quais as médias que, tomadas duas a duas, diferem da hipótese nula. O teste de Tukey protege os testes de um aumento no nível de significância, devido ao grande número de comparações efetuadas, ou seja, possui um refinamento para o levantamento estatístico realizado.

Na prática, permite, por exemplo, afirmar em uma análise geotécnica quão significativo é um determinado número de estacas para tratamento do solo, em sistema sapata estaqueada, ao comparar dentro de um mesmo tratamento repetido para um determinado grau de liberdade, soluções com número de estacas diferentes, visando a redução do recalque, ou seja, quanto significativo foi o aumento do número de estacas, ou, de modo semelhante em tratamentos com variação do comprimento de estacas subsapatadas, aferir qual comprimento seria mais significativo para melhoramento da capacidade de carga ou tensão admissível de um sistema de sapata estaqueada.

Referências Bibliográficas

- ABOSHI, H.; SUEMATSU, N. **Sand compaction pile method: state of the art paper.** Proc. 3rd Int. Geotechnical Seminar on Soil Improvement Methods, p. 38-44. 1985.
- ABOSHI, H.; ICHIMOTO, E.; ENOKI, M; HARANDA, K. **The compozer - A method to improve Characteristics of soft clays by Inclusion of large Diameter Sand Columns.** Proc. Intl. Conf. On Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Paris, Vol. 1, p. 211-216. 1979.
- ADALIER, K.; ELGAMAL, A. **Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns.** Engineering Geology, Vol.72 (3-4), p. 275-291. 2004.
- AKINMUSURU, J. O. **The Influence of a Pile Cap on a Bearing Capacity of Piles in Sand.** Dissertação (Mestrado) - University of Zaria, Nigéria, 1973.
- ALEXIEW, D., BROKEMPER, D. AND LOTH SPEICH, S. **Geotextile Encased Columns (GEC): load capacity, geotextile selection and pre-design graphs.** Contemporary Issues in Foundation Engineering (GSP 131), p. 1-14, 2005.
- AMBILY, A. P. AND GANDHI, S. **Behavior of stone column based on experimental and FEM analysis.** Journal of Geothnical and Geoenvironmental engineering, Vol. 133, n. 4, p. 405 – 415, 2007.
- ANJOS, A. dos. **Capítulo 7: Análise de Variância.** Disponível em: <<http://www.est.ufpr.br/ce003/material/cap7.pdf>>. Acesso em: 24 mai. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE METALURGIA E MATERIAIS. **Estudo Prospectivo do Setor Siderúrgico.** ABM: Centro de Gestão e Estudos Estratégicos. 26p. Brasília, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 91 p. 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6484:** Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 17 p. 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6489:** Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 02 p. 1984.
- ASSOCIAÇÃO FRANÇAISE DE NORMALISATION. **AFNOR, NF P94-110-1:** Sols: Reconnaissance et essais; Essai pressiométrique Ménard - Partie 1: essai sans cycle. Paris, 2000.
- BAE, W.S.; SHIN, B.W.; AN, B.C. **Behaviours of Foundation System Improved with Stone Columns.** Proceedings of the Twelfth International offshore and Polar Engineering Conference, Kitakyushu, Japan. p. 675-678. 2002.
- BANZATTO, D. A.; KRONKA, S. N. **Experimentação agrícola.** FUNEP, 4ª ed. Jaboticabal, 237p. 2006.

BARBOSA, M. R. **Caracterização Geoambiental Da Escória De Aciaria De Cinco Estados Brasileiros**. 139 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Ouro Preto, Minas Gerais, 2013.

BARKSDALE, R. D.; BACHUS, R. C. **Design and construction of stone columns**. Federal Highway Administration, FHA, (RD-83/026), Washington, DC, United States, Vol. 1, 212p. 1983.

BASSET, R. H. **The Use Of Physical Models**. Design. Proc. 7th Eur. Conference on Soil Mechanics, Brighton, 1979.

BEREZANTZEV, V. G.; KHRISTOFOROV, V. S.; GOLUBKOV, V. N. **Load bearing capacity and deformation of piled foundations**. V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Paris, Vol. 2, p. 11-15, 1961.

BLACK, J.; SIVAKUMAR, V.; MCKINLEY, J. **Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 44, n.1, p. 89–95, 2007.

BLACK, J.A.; SIVAKUMAR, V.; MADHAV, M.R.; MCCABE, B.A. **An improved experimental test set-up to study the behaviour of granular columns**. Geotechnical Testing Journal, ASTM, West Conshohocken, Pensilvânia, Vol. 29, n.3, p. 193-199, 2006.

BRITO, J. L. W. **Fundações do Edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.

BURGOS, E. C. et al. **Pyrometallurgical treatment of bof slag for the production of construction materials and refining fluxes**. Japan-Brasil Symposium Dust Processing-Energy-Environment in Metallurgical Industries, São Paulo, Vol. 1, 1999.

BURLAND, J.B.; BROMS, B.B.; DE MELLO, V.F.B. **Behaviour of foundations and structures**. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Tokyo, Japan, p. 495–545, 1977.

CARNEIRO F.L. **Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físicos**. Editora UFRJ, 2ª ed., 256 p. 1996.

CASAGRANDE, A. **The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering**. J. Boston Soc. Civil Engineers, Vol.19, n. 4, p. 168-209, 1932.

CASKEY, J.M. **Uplift Capacity of Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcing Elements**. University of Memphis, 2001.

CHEN, J. F.; HAN, J.; OZTOPRAK, S.; YANG, X. M. **Behavior of single rammed aggregate piers considering installation effects**. Computers and Geotechnics, Vol.36, n.7, p. 1191–1199, 2009.

CHU, J.; VARAKSIN, S.; KLOTZ, U.; MENGÉ, P. **Construction processes**. Proceedings of the 17Th International Conference on Soil Mechanics e Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, Vol.4, p. 3006-3135, 2009.

CORDEIRO, A. F. B. **Modelagem Física de Radiers Estaqueados com e sem Estacas Defeituosas Assentes em Areia**. 188p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2017.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Thomson Learning, 6ª ed., São Paulo, 577 p. 2007.

DATYE, K.R; NAGARAJU, S.S. **Observation Based Design Approach for Preloading**. Proceedings of the 5th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. ARCSMFE, Bangalore, p. 19-27, 1975.

DE BEER, E. **Different behaviour of bored and driven piles**. Proceedings on the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations On Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, p. 47-82. 1988.

DEMIR, S.; ÖZENER, P.; KIRKIT, M. **Experimental and Numerical Investigations of Behavior of Rammed Aggregate Piers**. Geotechnical Testing Journal, Vol. 40, n. 3, p. 411- 425, 2017.

DI PRISCO, C. G.; GALLI A.; CANTARELLI, E.; BONGIORNO, D. **Geo-reinforced sand columns: Small scale experimental tests and theoretical modelling**. Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, p. 1685–1688. 2006.

DOMINGUES, T. S. S. **Reforço de fundações com colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise e dimensionamento**. 236 p. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2006.

DUARTE, L. N. **Avaliação do comportamento solo-estrutura de elementos de fundação tipo sapata estaqueada**. 150 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2012.

EL-MOSSALAMY, Y.; FRANKE, E. **Piled rafts - Numerical modelling to simulate the behaviour of piled raft foundations**. Darmstadt, Germany, 182p. 1997.

ELSAWY, M. B. **Highway embankment constructed on soft soil improved by stone columns with geosynthetic materials**. Tese (Doutorado) - University, Faculty of Engineering, Duisburg, Alemanha, 2010.

FARRELL, T.; TAYLOR, A. **Rammed aggregate pier design and construction in California—Performance, constructability, and economics**. Proceedings of the SEAOC 2004 Convention, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, EUA, p. 147–154, 2004.

FARRELL, T.; FITZ PATRICK, B.; KENNEY, W. **Uplift testing of rammed aggregate pier_ systems**. Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil

Dynamics IV Congress, American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia, EUA, p.1–14, 2008.

FATTAH, M. Y.; KHUDHAIR, E. Y. **Improvement of soft clays by end bearing stone columns encased with geogrids**. First International Scientific Conference, College of Engineering, University of Diyala, Diyala Journal of Engineering Sciences, Special Issue, Iraque, p. 310-326, 2010.

FELIX, M. **Melhoramento do solo com colunas de Brita**, Técnica, Pini, Edição 187, 2012.

FERNANDES, D. P. **Estudo de estabilização química, geomecânica e ambiental das escórias de aciaria LD para fins de aplicação como material de lastro ferroviário em vias sinalizadas**. 142 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Ouro Preto, Minas Gerais, 2010.

FERNANDES, G. **Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com a Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos**. 253 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005.

FOX, N.S.; COWELL, M.J. **Geopier Foundation and Soil Reinforcement Manual**. Geopier Foundation Company, Inc., Scottsdale, Arizona, EUA, 1998.

GAUL, A.J. **Embankment foundation reinforcement using Rammed aggregate piers in Iowa soils**. 166 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Iowa State University, Iowa, EUA, 2001.

GEYER, R. M. **Estudo sobre a potencialidade de uso das escórias de aciaria como adição ao concreto**. 188 p. Tese (Doutorado em Engenharia Metalúrgica) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2000.

GIRSANG C. H.; GUTIERREZ, M. S.; WISSMANN, K. J. **Modeling of the seismic response of the aggregate pier foundation system**. Proc., Geo-Support ASCE, Reston, Virginia, EUA, p. 485–496, 2004.

GOMES, R. C. **Interação Solo-Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis**. 270 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

GRAFFITTI, D. F. **Avaliação do Teor de Cal Livre em Escória de Aciaria Elétrica**. 114 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2002.

GUIMARÃES, H. A. **Estudo em Modelo Reduzido, em Material Granular, do Comportamento de Sistemas de Contenção, Paredes Ancoradas e Solo Reforçado, Utilizando um Tipo Não Convencional de Reforço e Ancoragem**. 205 p. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.

GUMIERI, A. G. **Estudo da viabilidade técnica da utilização de escórias de aciaria do processo Id como adição em cimentos.** 251 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2002.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Contribuição à prática de fundações: a experiência de Recife.** Tese para o concurso de Professor Titular, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, 251 p., 1995.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia.** Editora Universitária, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, 345 p. 1998.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e prática.** Pini, 2^a ed., São Paulo, 1998.

HAIN, S.J.; LEE, I.K. **The analysis of flexible raft-pile systems.** Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol.28, n. 1, p. 65-83, 1978.

HALABIAN, A. M.; NAEEMIFAR, I.; HASHEMOLHOSSEINI, S. H. **Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Scotland, EUA, Vol. 165, n. 3, p. 167–181, 2012a.

HALABIAN, A. M.; NAEEMIFAR, I.; HASHEMOLHOSSEINI, S. H. **Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups under dynamic loading.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 38, p. 58–71, 2012b.

HALABIAN, A. M.; SHAMSABADI, P. J. **Numerical Modeling of the RAP Construction Process and Its Effects on RAP Behavior.** International Journal of Geomechanics, p. 0401-4085, 2014.

HANDY, R. L.; WISSMANN, K. J. **Short Aggregate Piers Reinforce Soils Near Tunnels.** Proceedings of the 3rd National Conference, Geo-Engineering for Underground Facilities, University of Illinois at Urbana-Campaign, Champaign, Illinois, EUA, p.1039-1047, 1999.

HARRIS, H. G.; SABNIS G. M. **Structural modeling and experimental techniques.** CRC PRESS, 2nd ed, Boca Raton, FL, EUA, 808 p. 1999.

HOEVELKAMP, K. K. **Rammed aggregate pier soil reinforcement: Group load tests and settlement monitoring of large box culvert.** Dissertação (Mestrado) - Iowa State University, Ames, Iowa, EUA, 2002.

HOOPER, J. A. **Observations on the Behaviour of a Piled-Raft Foundation on London Clay.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Scotland, EUA, Vol. 55, n.2, p. 855-877, 1973.

HOSSDORF, H. **Modelos reducidos - Método de cálculo.** Instituto Eduardo Torroja, Madrid, 270 p. 1972.

HUFFMAN, J. C.; STUEDLEIN, A. W. **Reliability-based serviceability limit state design of spread footings on aggregate pier reinforced clay.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 140, n. 10, pp. 04014055, 2014.

HUGHES, J.M.O.; WITHERS, N.J. **Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns.** Ground Engineering, v. 7, n. 3, p. 42-49, 1974.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. **A Siderurgia em Números 2009.** Rio de Janeiro, 2009.

INSTITUTO AÇO BRASIL, **Relatório de Sustentabilidade 2014.** Rio de Janeiro, 49 p. 2016.

IONESCU, B.; BECK, A. **Soil Improvement by Geopier® Aggregate Piers.** International Scientific Conference - CIBv, Braşov, Romênia, p. 264 – 268, 2010.

KINOSHITA, H.; HARADA, K.; NOZU, M.; OHBAYASHI, J. **Sand Compaction Pile Technology and its Performance in both Sandy and Clayey Grounds.** ISSMGE - TC 211, International Symposium on Ground Improvement IS-GI, Bruxelas, Bélgica, 10 p. 2012.

KISHIDA, H.; MEYERHOF, G. G. **Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand.** Proceedings of 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Montreal, Canada, Vol. 2, p. 270-274, 1965.

LAWTON, E. C. **Performance of geopier supported foundation during simulated seismic tests on northbound Interstate 15 bridge over South Temple,** Salt Lake City, Utah, EUA, 2000.

LAWTON, E. C.; MERRY, S. M. **Performance of Geopier Supported Foundations During Simulated Seismic Tests on Northbound Interstate 15 Bridge over South Temple, Salt Lake City.** Final Report No. UUCVEEN 00-03, University of Utah, Salt Lake City, EUA, 84 p. 2000.

LAWTON, E.C.; FOX, N.S. **Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers.** Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Fello (Editors), American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 2, p. 962-74, 1994.

LAWTON, E. C.; FOX, N. S.; HANDY, R. L. **Control of settlement and uplift of structures using short aggregate piers.** Proc. Insitu Deep Soil Improvement, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers, ASCE, Atlanta, n. 45, p. 121–132. 1994.

LIU, J.L.; YUAN, Z.L.; SHANG, P.K. **Cap-pile-soil interaction of bored pile groups.** Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Montreal, San Francisco, EUA, Vol. 3, p. 1433-1436, 1985.

MACHADO, A.T. **Estudo comparativo dos métodos de ensaio para avaliação da expansibilidade das escórias de aciaria.** 125 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2000.

MADHAV, M. R.; VITKAR, P. P. **Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, p. 605-609, 1978.

MANDOLINI, A.; RUSSO, G.; VIGGIANI, C. **Piled foundations: Experimental investigations, analysis and design.** State-of-the-Art Rep., Proc. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan, Vol. 1, p.177–213, 2005.

MASUERO, A. B. **Estabilização das escórias de aciaria elétrica com vistas a sua utilização como substituição ao cimento.** 289 p. Tese (Doutorado em Engenharia Metalúrgica) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2001.

MCKELVEY, D.; SIVAKUMAR, V.; BELL, A.; GRAHAM, J. **Modelling vibrated stone columns in soft clay.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering, Scotland, EUA, Vol. 157, n. 3, p. 137-149, 2004.

MÉNARD, L. **Influence of Stress Level and Stress History on Settlements.** Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Dunod Publisher, Paris, Vol. 1, n. 42 p.249-253, 1961.

MEYERHOF, G. G. **Compactation of Sands bearing capacity of Piles.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 85, n. 6, p. 1-29, 1959.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations.** Institution of Civil Engineers, Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol. 2, p. 301-332, 1951.

MINETTE, E.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. **Estacas granulares em solos moles: uma verificação in situ.** Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 17, n.1, p. 57-63, 1994.

MINSKS, A. G.; WISSMANN, K. J.; CASKEY, J. M.; PANDO, M. A. **Distribution of stress and settlements below floor slabs supported by Rammed Aggregate Piers.** Proc. 54th Canadian Geotechnical Conference, CGC, Calgary, Alberta, 2001.

MUHANNAD, S.; DAVID, W. **Load Transfer in Rammed Aggregate Piers.** International Journal of Geomechanics, Vol.6, p. 389-398, 2006.

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. **Geosynthetic-encased stone columns: Numerical evaluation.** Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, n. 6, p. 349–358. 2006.

NASCIMENTO, J.F. **Estudo da Redução da Expansibilidade em Escória de Aciaria para Uso em Pavimentação Rodoviária.** 163 p. Dissertação (Mestrado em Meio

Ambiente) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2003.

OSMAN, M. A.; HASHIM, S. H. **Experimental Evaluation of Geopier Foundation.** Journal of Building and Road Research, Vol. 14, p. 27–40, 2013.

PASSOS, P. G. O. **Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita.** 141 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 2005.

PHAM, H. T. V. **Support mechanism for rammed aggregate pier.** 223 p. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Iowa State University, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, Ames, Iowa, EUA, 2005.

PHUNG, D. L. **Footings with Settlement-Reducing Piles in Non-Cohesive Soil.** Tese 179 p. (Doutorado em Ciência) – Chalmers University of Technology, Department Of Geotechnical Engineering, Swedish Geotechnical Institute, Gothenburg, Suécia, 1993.

PITT, J. M.; WHITE, D. J.; GAUL, A.; HOEVELKAMP, K. **Highway applications for rammed aggregate piers in Iowa soils.** Iowa Department of Transportation Project TR-443, Ames, Iowa, 166p. 2003.

POLISSENI, A. E. **Estudo da viabilidade técnica da utilização de escória de aciaria elétrica micronizada como material cimentício.** 251 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2005.

POULOS, H. G. **Analysis of Settlement of Pile Groups.** Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol.18, n. 4, p.449-471, 1968.

POULOS, H. G. **Settlement prediction for bored pile groups.** Proc. 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Gante, Bélgica, p.103-117, 1993.

POULOS, H. G. **Alternative design strategies for piled raft foundations.** 3rd International Conference on Deep Foundations, Singapore, China, p. 239-244, 1994.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile Foundations Analysis and Design.** John Wiley & Sons, Nova Iorque, EUA, 397p. 1980.

RAITHEL, M.; KIRCHNER, A.; SCHADE, C.; LEUSINK, E. **Foundation of constructions on very soft soils with geotextile encased columns - state of the art.** GSP 136 Innovations in Grouting and Soil Improvement, Kassel, Alemanha, 11 p. 2008.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **Analyses of deformation of vertically loaded piles.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol.104, n. GT12, p. 1465-1488, 1978.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **An analysis of the vertical deformation of pile groups.** Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol.29, n.4, p. 423 – 439, 1979.

RANDOLPH, M. F. **Design methods for pile groups and piled rafts**. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, New Delhi, Índia, Vol. 5, p. 61-82, 1994.

RAZEGHI, H. R.; NIROUMAND, B.; GHIASSIAN, H. **A field study of the behavior of small-scale single rammed aggregate piers, testing methodology and interpretation**. Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering, Vol.18, p.1198–1206, 2011.

RIBEIRO, L. F. M. **Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos**. 252 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 2000.

ROCHA, C. J. T. **Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita: Aplicação a um caso de estudo**. 183 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Nova Lisboa, Portugal, 2012.

ROHDE, L. **Escória de aciaria elétrica em camadas granulares de pavimentos**. 118 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2002.

RUBIO A.R.; CARRETERO, J. G. **La aplicación de las escorias de acería em carreteras**. Ingeniería Civil, Vol.80, p. 5-8, 1991.

SAFTNER, D. A.; ZHENG, J.; GREEN, R. A.; HRYCIW, R.; WISSMANN, K. **Rammed aggregate pier installation effect on soil properties**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement, Scotland, EUA, Vol.171, n.2, p. 63-73, 2017.

SALES, M. M. **Análises do comportamento de sapatas estaqueadas**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Brasília, Brasília, DF, 2000.

SILVA, V. M. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2007.

SILVA, A. P. F. **Apontamentos da Disciplina de Melhoramento de Terrenos**. FCT-UNL: s.n, 2008.

SILVA, F. V. R. **Aplicação da metodologia de planejamento de experimentos (DOE) para otimização do consumo energético no processo de produção de alumínio**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Química) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Paraíba, 2012.

SIVAKUMAR, V.; MCKELVEY, D.; GRAHAM, J.; HUGHES, D. **Triaxial tests on model sand columns in clay**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, n.2, p. 299-312, 2004.

SKEMPTON, A.W.; YASSIN, A.A.; GIBSON, R.E. **Théorie de la force portante des pieux dans la sable.** Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, França, Vol. 6, n. 63-64, p. 285-290. 1953a.

SKEMPTON, A.W. **Discussion: Piles and pile foundations, settlement of pile foundation.** 3rd International Conference on Soil Mechanics and Finite Elements, 1953b.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação.** 131 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2005.

SOMMER, H.; WITTMANN, P.; RIPPER, P. **Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay.** 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, São Francisco, EUA, Vol. 11, n. 4, p. 2253-2257, 1985.

TAVARES, M. V. C. F. **Avaliação experimental de fundações estaqueadas em modelos 1g.** 155 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, Brasil, Brasília, 2012.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** John Wiley & Sons, 1^a ed., Nova Iorque, EUA, 1943.

TOWNSEND, F. C.; ANDERSON, J. B. **A Compendium of Ground Modification Techniques.** Florida Department of Transportation: Technical Report, Flórida, EUA, 370 p. 2004.

TUKEY, J. W. **The problem of multiple comparisons.** Mimeographs Princeton University, Princeton, N. J., EUA, 1953.

VAN IMPE, W. F. **Deformation of deep foundations.** Proc. X European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Itália, Vol. 3, p. 1031-1064, 1991.

VAN WEELE, A. F. **Cast-in-situ piles – Installation methods, soil disturbance and resulting pile behaviour.** Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, p. 219-228, 1988.

VÉSIC, A. S. **Experiments with instrumented pile groups in sand.** Symposium on Performance of Deep Foundation, ASTM, Special Technical Publication, West Conshohocken, Pensilvânia, EUA, n. 444, p. 177-222, 1969.

VÉSIC, A. S. **General report on excavations and deep foundations.** Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Vol. 5, p. 373-387, 1975.

VIEIRA, W. S. R. **Dimensionamento Geotécnico e Estrutural de Sapatas Rígidas.** 83 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

VIGGIANI, C. **Influenza dei fattori tecnologici sul comportamento dei pali**. XVII Convegno di Geotecnica, Associazione Geotecnica Italiana - AGI, Taormina, Italia, Vol. 2, p. 83-91, 1989.

VIGGIANI, C. **Further experiences with auger piles in Naples area**. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, p. 445-455. 1993.

WHITE, D. J.; LAWTON, E. C.; PITT, J. M. **Lateral Earth Pressure Induced by Rammed Aggregate Piers**. Proceedings on 53th Annual Canadian Geotechnical Conference, Montreal, Canada, Vol. 2, p. 871-876, 2000.

WHITE, D. J.; WISSMANN, K. J.; BARNES, A. G.; GAUL, A. J. **Embankment Support: A Comparison of Stone Column and Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement**. Presented, Transportation Research Board. 81st Annual Meeting, Washington, D.C., EUA, 2002.

WHITE, D. J.; WISSMANN, K. J.; LAWTON, E. C. **Geopier Soil Reinforcement for Transportation Applications**. Geotechnical News, 2001.

WISSMANN, K. J.; FOX, N. S.; MARTIN, J. P. **Rammed Aggregate Piers Defeat 75-foot Long Driven Piles**. Proceedings on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, American Society of Civil Engineers, ASCE Special Publication, n. 194, Amherst, Massachusetts, EUA, 2000.

WOOD, D. M.; HU, W.; NASH, D. F. T. **Group effects in stone column foundations model tests**. Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol. 50, n. 6, p. 689-69, 2000.

ZEEVAERT, L. **Foundation engineering for difficult subsoil conditions**. 1^a ed. Cap. 2, Van Nostrand Reinhold, New York, 1972.

ZENG, W. **Assessment of matrix soil improvement using displacement aggregate piers**. 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Iowa State University, Civil, Construction, and Environmental Engineering Department, Ames, Iowa, EUA, 2010.

ZHANG, R. **Finite element study of geosynthetic encased stone columns in sensitive soft clay**. Austrália, New South Wales: Ph.D. University of New South Wales, 2009.

3

CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

3.1 Localização

O campo experimental objeto dos estudos deste trabalho se localiza na Universidade Federal de São João Del Rei, Campus do Alto Paraopeba (CAP), no estado de Minas Gerais, entre os municípios de Ouro Branco e Congonhas, precisamente na Rodovia MG-443, km 7 - Fazenda do Cadete - CEP 36420-000, distando apenas 90 quilômetros da Capital Mineira, Belo Horizonte, conforme Figura 3.1. O CAP foi instalado no antigo Centro de Treinamento da Gerdau-AçoMinas.

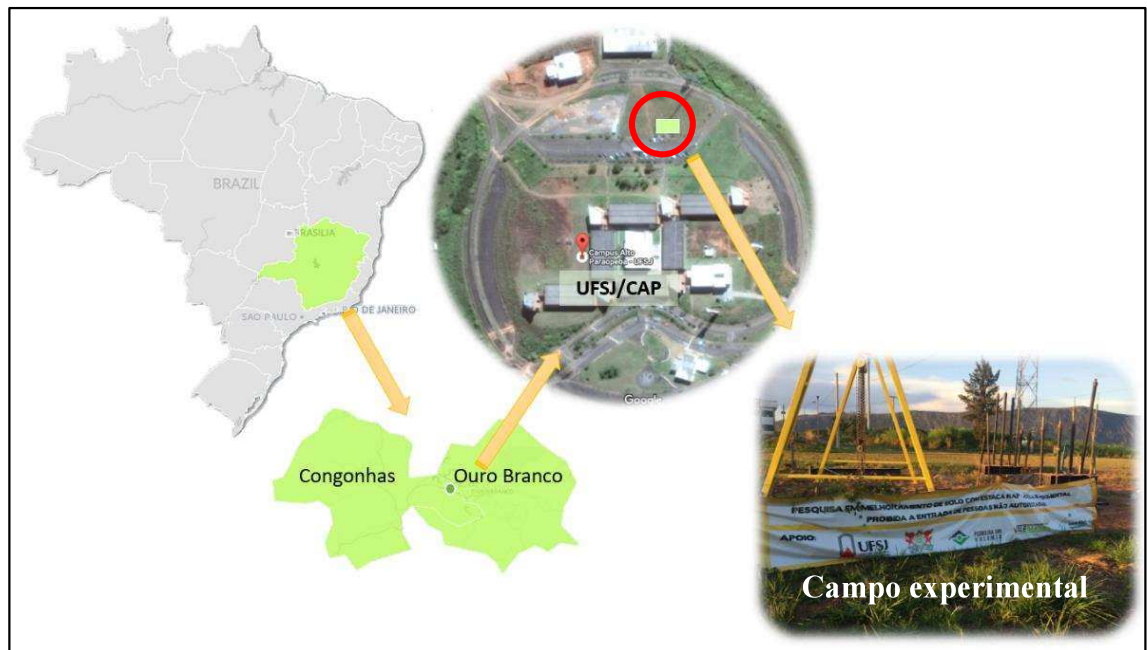


Figura 3.1: Localização do Campo Experimental, na Universidade Federal de São João del-Rei – Campus Alto Paraopeba (UFSJ/CAP). (Fonte: Autor).

3.2 Características regionais

Segundo o Consórcio Público para Desenvolvimento do Alto Paraopeba (CODAP), a região do Alto Paraopeba é conhecida por sediar atividades de mineração e siderurgia, além de apresentar um rico patrimônio histórico e cultural de valor inestimável para o estado e para o país (CODAP, 2010).

Nesta região, houve um desenvolvimento da atividade agropecuária paralelamente à exploração do ouro, na primeira metade do século XVIII. Como as riquezas das minas

logo se esgotaram no Alto Paraopeba, a região passou a se dedicar à produção agropastoril voltada para a subsistência e para o abastecimento dos povoados vizinhos e da capital da colônia, o Rio de Janeiro (CODAP, 2010).

Outra herança histórica típica da região são as ferrovias, com suas antigas estações e vilas ferroviárias, ainda hoje existentes e bem preservadas. Desde o século XIX elas são responsáveis por transportar o minério e as manufaturas até os portos.

Com área física de cerca de 2 mil km², o Alto Paraopeba ocupa 0,36% do território de Minas Gerais. Ao todo, a região abrange 13 municípios, dentre os quais estão Belo Vale, Congonhas, Conselheiro Lafaiete, Entre Rios de Minas, Jeceaba, Ouro Branco e São Brás do Suaçuí. O Paraopeba é um dos principais afluentes do Rio São Francisco, tem no nome um significado, que na língua Tupi significa “rio de águas rasas e de pouca profundidade”.

O rio Paraopeba nasce na cidade de Cristiano Ottoni e deságua na represa de Três Marias. A bacia hidrográfica abrange uma área de 13.643 km², 2,5% da área total de Minas Gerais e é responsável pelo abastecimento de aproximadamente 53% da população da região metropolitana de Belo Horizonte.

Atualmente, a economia da região circula em torno de grandes empresas, tais como a Companhia Siderúrgica Nacional e a Ferrous do Brasil, do ramo de mineração, a Vallourec & Sumitomo Tubos do Brasil (VSB), com atividades siderúrgicas, além da Gerdau, instalada na cidade de Ouro Branco.

3.3 Geologia e Geomorfologia

No contexto geológico, a área de estudo está inserida no extremo sul do Quadrilátero Ferrífero e da Serra do Espinhaço. O Quadrilátero Ferrífero apresenta-se como uma superfície quebrada topograficamente e elevada, em contraste com as terras baixas e as colinas dos complexos metamórficos adjacentes, onde as altitudes, comumente, não são inferiores a 900 metros. O tipo principal de rocha presente na região é a granito-gnáissica, com predominância de unidades morfo-pedológicas caracterizadas por colinas e cristas constituídas de Argissolos com associações de Cambissolos. (SILVA, 2015).

Na área do Complexo Bação, particularmente na sua parte sul, ocorrem vertentes com baixa declividade em cujo eixo desenvolvem-se solos de origem gnáissica (rocha predominante na área), com diferentes graus de alteração. As características mineralógicas desses solos foram estudadas por Parzanese (1991), cujo trabalho buscou

entender a relação entre natureza pedológica e gênese de voçorocas muito comum na região do estudo.

Em geral, a região corresponde a uma superfície planáltica, onde a morfologia varia de suaves colinas nas áreas associadas às formações graníticas e gnáissicas (caso do campo experimental), a trechos bastante acidentados, onde predominam cristas com vertentes ravinadas e vales encaixados, associados aos afloramentos de quartzitos, itabiritos e da canga ferruginosa (Herz, 1978).

A Figura 3.2 mostra um mapa sintético com a composição geológica presente no campo experimental, que se encontra numa região formada por metamafitos e metaultramafitos. Os primeiros são anfibólio xistos cinza-escuro, finos, com tramas ígneas e texturas sugestivas de processos cumuláticos, preservados (metabasaltos), e os segundos, são serpentinitos e talcos xistos. O campo experimental se insere em um domínio com intercalações de gnaisses bandados tipo tonalito-trondhjemitogranodiorito (TTG) arqueanos no metamafito dominante, composta por rocha básica cinza-escura, maciça ou discretamente foliada, granulação média a grossa, com fenocristais subdrais centimétricos de plagioclásio, representantes de magmatismo fissural (gb, gabro; db, diabásio) de idade incerta. (CPRM, 2013).



Figura 3.2: Mapa Geológico, destacando o CAP pelo círculo vermelho adaptado. Fonte: CPRM, 2013.

3.4 Formação pedológica

Os solos da área em questão e seu entorno são considerados como Latossolos Vermelho-Amarelos distróficos, Latossolos Vermelho-Escuros e Cambissolos álicos (Radambrasil, 1983). Conforme Parzanese (1991), os Latossolos Vermelho-Amarelos são dominantes, indicando perfis bastante lixiviados. Nos locais de relevo mais suave, predominam os Latossolos, e nas zonas de interflúvios, ocorrem muitos Cambissolos com forte influência da rocha parental gnáissica. O solo é pouco espesso na alta vertente (litólico/câmbico), espesso na meia (latossólico) e novamente pouco espesso na baixa vertente (latossólico/câmbico).

De acordo com mapa de solos do Brasil, IBGE (2001), os solos presentes no campo experimental têm a característica de serem cambissolos compostos de argila de baixa atividade distrófica e argilossolo vermelho distrófico. Os Cambissolos são solos pouco desenvolvidos, com horizonte B incipiente, (solos jovens), costumam se apresentar pouco profundos e, muitas vezes, apresentam regolitos. Por serem “jovens” possuem minerais primários e alto teor de silte mesmo em horizontes mais superficiais e por isso possuem permeabilidade muito baixa. Por esta característica são muito suscetíveis à erosão.

Os cambissolos háplicos compostos de argila de baixa atividade distrófica podem ser classificados em lépticos, quando têm restrição à drenagem devido a contato lítico na subsuperfície; latossólicos, quando existe a presença de um horizonte latossólico; plínticos, quando a presença de plintita indica drenagem imperfeita e restrição da profundidade efetiva do solo e petroplínticos, quando têm com petroplintita e/ou concreções dentro de 200 cm da superfície (EMBRAPA, 1999; IAC, 2014).

3.5 Geotecnia

A caracterização geotécnica realizada está baseada numa campanha de ensaios de campo e de laboratório para a determinação das características físicas (granulometria, plasticidade e índices físicos) e dos parâmetros de resistência e compressibilidade, além da descrição do perfil típico do subsolo com a profundidade e espessura das camadas de solo na região de interesse.

3.5.1 Ensaios de Campo

Inicialmente realizou-se uma campanha composta por oito sondagens de simples reconhecimento a trado, até uma profundidade de 4,0 m, coletando-se amostras a cada 0,5 m para fins de identificação visual e táctil do perfil de solo. A área disponibilizada pela UFSJ/CAP para realização deste trabalho possui cerca de 2500 m², conforme apresentado na Figura 3.3.



Figura 3.3: Campo Experimental, com localização dos 8 furos de sondagem de simples reconhecimento a trado, distâncias em metro e sem escala.

As Tabelas 3.1 e 3.2 apresentam um resumo dos resultados obtidos pelas sondagens a trado, descrevendo profundidades, cor e granulometria das camadas de solo encontradas.

Tabela 3.1: Resultado da sondagem a Trado furos 01, 02, 03 e 04.

Prof. (m)	ST 01		ST 02		ST 03		ST 04	
	Cor	Gra.	Cor	Gra.	Cor	Gra.	Cor	Gra.
	1	213	4	231	4	231	4	231
0,0 – 0,5	2	213	4	231	4	231	4	231
1,0 – 1,5	3	213	4	231	4	231	4	231
1,5 – 2,0	4	213	4	231	4	231	4	231
2,0 – 2,5	1	213	4	231	4	231	4	231
2,5 – 3,0	2	213	4	231	4	231	4	231
3,0 – 3,5	2	213	4	231	4	231	4	231
3,5 – 4,0	2	213	4	231	4	231	4	231

Tabela 3.2: Resultado da sondagem a Trado, furos 05, 06, 07 e 08.

Prof. (m)	ST 05		ST 06		ST 07		ST 08	
	Cor	Gra.	Cor	Gra.	Cor	Gra.	Cor	Gra.
	5	213	2	231	4	231	4	231
0,0 – 0,5	6	213	2	231	4	231	4	231
1,0 – 1,5	7	213	2	231	4	231	4	231
1,5 – 2,0	5	213	2	231	4	231	4	231
2,0 – 2,5	6	213	2	231	4	231	4	231
2,5 – 3,0	4	213	8	231	4	231	4	231
3,0 – 3,5	3	213	4	231	4	231	4	231
3,5 – 4,0	3	213	4	231	4	231	4	231

Legenda: Cor: 1 - Rosa Avermelhado; 2- Rosa; 3-Marrom Escuro; 4 – Marrom; 5 – Bege; 6 – Marrom Claro; 7 – Roxo Claro; 8 – Roxo Escuro. Gr.: Granulometria (1-Areia; 2 – Silte e 3 – Argila). Prof.: Profundidade.

Tendo em vista a resistência oferecida pelo solo durante o procedimento de abertura dos furos de sondagem a trado e com base na sua classificação táctil visual, deu-se prioridade de estudo à área com predominância de cor rósea, que se apresentou aparentemente menos resistente e que posteriormente foi investigada por meio de sondagem à percussão. Estes resultados permitiram identificar duas unidades geotécnicas: i) a primeira predominante rosa de textura silto areno argilosa e ii) a segunda, marrom de textura silto argilo arenosa, conforme mostrado na Figura 3.4.

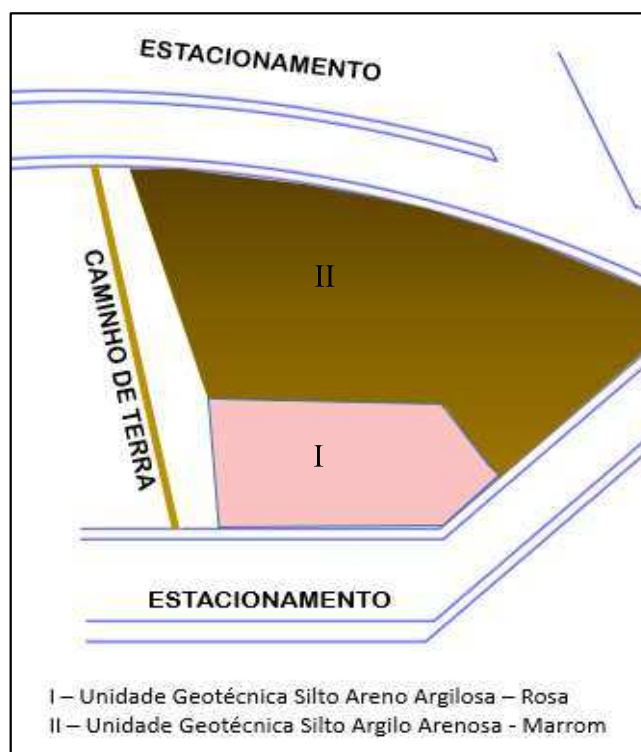


Figura 3.4: Unidades Geotécnicas – Campo Experimental UFSJ/CAP. (Fonte: Autor).

A unidade Geotécnica I, possui cerca de 297 m², e foi caracterizada por uma campanha de ensaios de campo, incluindo: i) sondagem à percussão tipo SPT; ii)

ensaios pressiométricos tipo PMT (pressiômetro de Menard) e ensaios de placa (prova de carga). A Figura 3.5 apresenta um mapa contemplando o plano de investigação de campo e ainda pontos da coleta de blocos indeformados utilizados para a campanha de ensaios de resistência e compressibilidade.

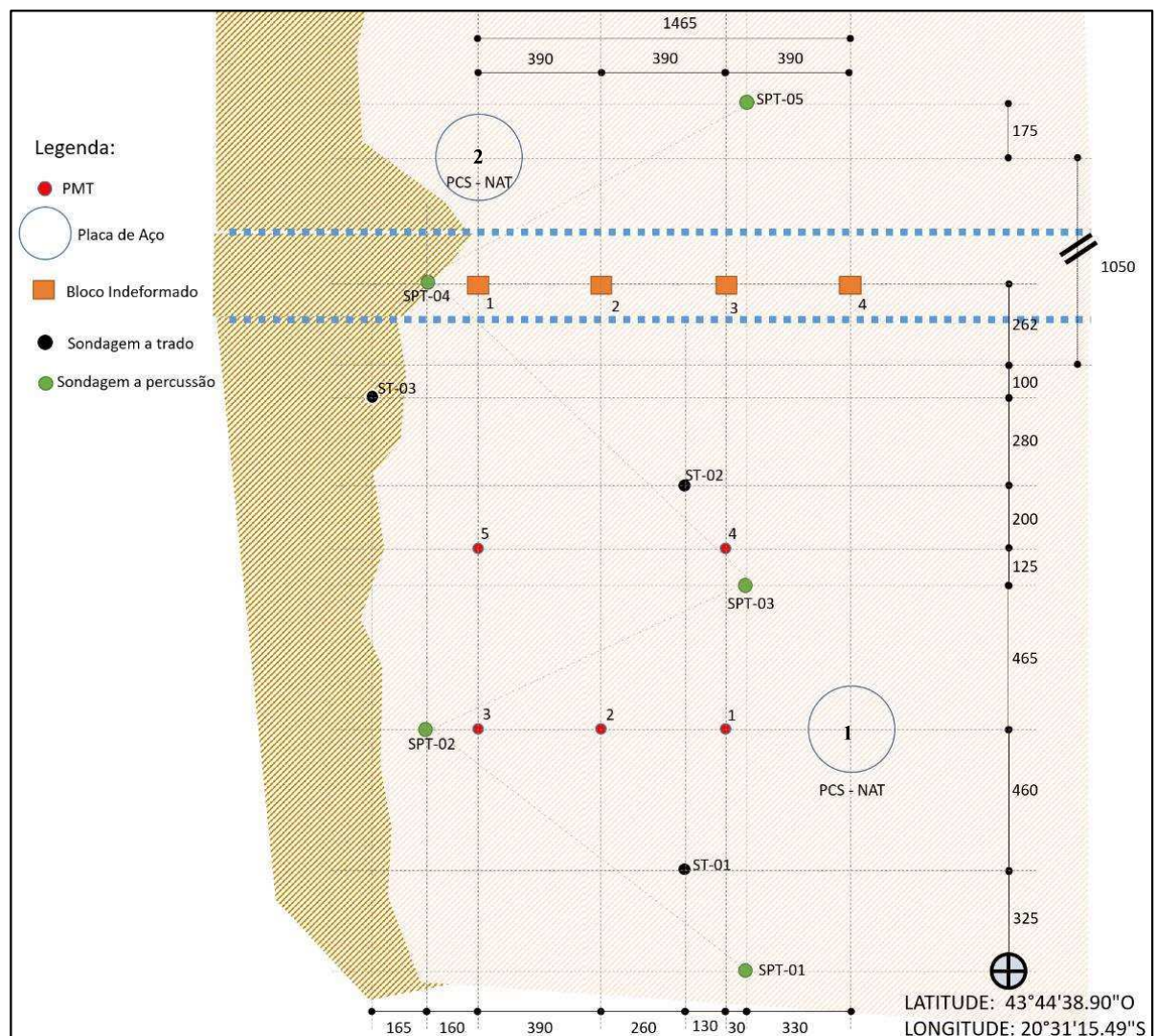


Figura 3.5: Localização dos ensaios no campo experimental. (Fonte: Autor).

O estudo da unidade geotécnica I teve como principal objeto os primeiros quatro metros do subsolo, i.e., até uma profundidade superior a duas a três vezes o diâmetro da placa utilizada para determinação da tensão admissível do terreno. No caso, como a placa tinha um diâmetro de 80 cm, a profundidade de interesse é da ordem de 2,40 m, portanto, a profundidade investigada foi além da mínima necessária.

A seguir, as Tabelas 3.3 a 3.7 resumem os resultados dos ensaios SPT realizados. Verifica-se que a média do número de golpes para os quatros metros iniciais do subsolo,

referente à penetração do amostrador padrão para 30 cm (N_{SPT}) é igual a 14,5; 12,8; 14,3; 8,8 e 14,0, respectivamente para os furos 1, 2, 3, 4 e 5.

Tabela 3.3: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 01.

Camada	$N_{SPT-30cm}$	Tipo de Solo	Cor
1	15	Silte Arenoso	Rosa avermelhado
2	17	Silte Arenoso	Rosa avermelhado
3	13	Silte Arenoso	Rosa avermelhado
4	13	Siltoso	Rosa
5	20	Siltoso	Rosa

Estatística (0 – 4 m): $N_{SPT\text{ médio}} = 14,5$ e $COV = 13,2\%$

Tabela 3.4: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 02.

Camada	$N_{SPT-30cm}$	Tipo de Solo	Cor
1	10	Areia Argilosa	Marrom
2	10	Areia Argilosa	Marrom
3	15	Areia Argilosa	Marrom
4	16	Areia Argilosa	Marrom
5	22	Areia Argilosa	Marrom

Estatística (0 – 4 m): $N_{SPT\text{ médio}} = 12,75$ e $COV = 25,11\%$

Tabela 3.5: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 03.

Camada	$N_{SPT-30cm}$	Tipo de Solo	Cor
1	13	Silte Arenoso	Rosa
2	10	Silte Arenoso	Rosa
3	14	Areia Siltosa	Rosa
4	20	Areia Siltosa	Rosa
5	21	Areia Siltosa	Rosa

Estatística (0 – 4 m): $N_{SPT\text{ médio}} = 14,25$ e $COV = 29,43\%$

Tabela 3.6: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 04.

Camada	$N_{SPT-30cm}$	Tipo de Solo	Cor
1	11	Arenoso	Marrom
2	8	Areia Argilosa	Marrom
3	8	Areia Argilosa	Marrom
4	8	Areia Argilosa	Marrom
5	7	Areia Argilosa	Marrom

Estatística (0 – 4 m): $N_{SPT\text{ médio}} = 8,75$ e $COV = 17,14\%$

Tabela 3.7: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 05.

Camada	N _{SPT-30cm}	Tipo de Solo	Cor
1	12	Silte Arenoso	Rosa Variegada
2	13	Silte Arenoso	Rosa Variegada
3	15	Areia Fina Siltosa	Rosa Variegada
4	16	Areia Fina Siltosa	Rosa
5	16	Areia Fina Siltosa	Rosa
6	16	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho
7	17	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho
8	18	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho

Estatística (0 – 4 m): N_{SPT médio} = 14 e COV = 13,04%

Os respectivos coeficientes de variação encontrado nos quatro metros estudado para cada furo são, respectivamente, iguais a 13,2; 25,11; 29,43; 17,14 e 13,04 %, valores que, segundo Phoon et al. (1995), classificam as amostras como sendo de baixa variabilidade.

Uma análise estatística comparando os valores de N_{SPT} médio (até 4 m) de cada furo, ou seja, para os cinco pontos sondados na unidade geotécnica I, é igual a 12,85, com um desvio padrão amostral (SD) igual a 2,39 e um coeficiente de variação (COV) igual a 18,59%. Como (COV) é inferior a 25% (indicando um conjunto de dados razoavelmente homogêneo), pode-se classificar a unidade geotécnica I como razoavelmente homogênea, sob o ponto de vista do N_{SPT}.

Cabe porém ressaltar que esse padrão de classificação proposto por Martins (2006) consta de uma análise puramente estatística e de acordo com o objeto ou material de estudo esta classificação poderá apresentar variações, mas diversos outros trabalhos apontam um conjunto de dados razoavelmente homogêneo quando o (COV) é menor ou igual a 25% a citar, Pimentel-Gomes (2000), Olivieri (2004), Mendonça (2012) e Assis (2015) e que também estão em pleno acordo as proposições voltadas para geotecnia por Lee et al. (1983), Harr (1987), Kulhawy (1992), Phoon et al. (1995), Rouhani et al. (1996), Lacasse e Nadim (1996), Phoon e Kulhawy (1999), Kim (2005), Fenton e Griffiths (2008), Phoon (2008), Das (2011), Miranda e Serra (2011), Müller (2013), Ching e Phoon (2012), Rocha et al. (2015), Silva (2015), Mataic (2016), Monica (2016) e Santos (2017).

Assim, ao se considerar a unidade geotécnica I, como sendo razoavelmente homogênea, pode-se realizar futuras comparações entre estudos geotécnicos nela executados.

Foram realizadas duas campanhas de ensaios pressiométricos, a primeira realizada com a execução do ensaio nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 m, respectivamente, em cada um dos furos nomeados de 1, 2 e 3, enquanto que na segunda foram realizados ensaios pressiométricos nas profundidades de 1 e 2 m, para os furos nomeados de 4 e 5. A distância média entre a linha de ensaios da primeira e segunda campanha foi de 5,90 metros. A localização dos ensaios pressiométricos realizados está mostrada na Figura 3.5, e os resultados são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Resultado dos ensaios de PMT.

Prof.	Identificação/Furo	E_M (kPa)	G (kPa)	E_M/PI	COV(%)
1 m	1	12907	4852	17,07	17,33
1 m	2	9457	3555	13,62	
1 m	3	16958	6375	18,66	
1 m	4	8729	3281	13,07	
1 m	5	11559	4345	12,99	
2 m	1	15085	5671	16,93	10,97
2 m	2	19955	7502	19,51	
2 m	3	25183	9467	23	
2 m	4	15977	6006	19,92	
2 m	5	19518	7337	19,34	
3 m	1	22012	8275	17,92	3,34
3 m	2	22883	8603	18,56	
3 m	3	19393	7291	19,16	
4 m	1	21262	7993	20,42	5,86
4 m	2	21091	7929	18,99	
4 m	3	23656	8894	18,2	

Legenda: E_M – Módulo de Deformabilidade Pressiométrica de Ménard; G – Módulo Cisalhante; PI - pressão limite; E_M/PI - Relação Módulo pressiométrico/Pressão limite e COV – Coeficiente de Variação.

De acordo com os dados resumidos na Tabela 3.8 acima, pode-se verificar que o perfil do solo tende a ser mais homogêneo com a profundidade, considerando-se a diminuição do coeficiente de variação amostral, calculado para a pressão líquida (PI), cujo valor de 17,33% (a um metro de profundidade) foi reduzido para 5,86% a 4 metros de profundidade. Tal redução pode estar associada a um menor grau de intemperismo nas maiores profundidades das camadas de solo.

A relação entre o Módulo de Menard e a pressão limite, índice utilizado para classificação do solo, revela que o solo desta região pode ser caracterizado como uma argila rija, segundo as propostas de MÉNARD (1975), BRIAUD (1992) e CLARKE (1995). E, da mesma forma que no ensaio SPT, o material pode ser considerado de razoavelmente homogêneo a homogêneo, tendo em vista os valores de COV encontrados.

Considerando o perfil do solo até 4 m e analisando todos valores da relação E_M/PI , calculados, obtém-se um COV geral igual a 15,23%, o que caracteriza a unidade geotécnica I como razoavelmente homogênea, igualmente como no estudo baseado em SPT.

Foram também realizados ensaios de placa ou Prova de Carga sobre placa, utilizando uma placa rígida de 80 cm de diâmetro, cujos resultados são mostrados nas Figuras 3.6 e 3.7, respectivamente e relativas as provas de cargas numeradas em 1 e 2 na Figura 3.5. Assim como Menegotto (2004), o código de obras da cidade de Boston, também conhecido como critério de Boston, foi empregado para se determinar a tensão admissível do solo.

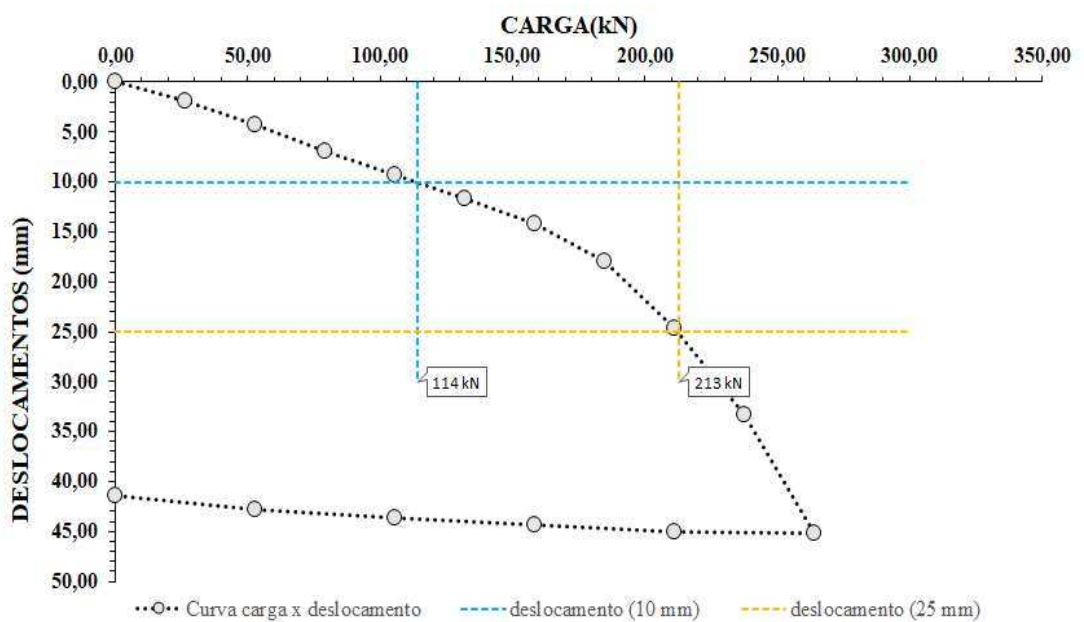


Figura 3.6 Resultado do ensaio de placa 1.

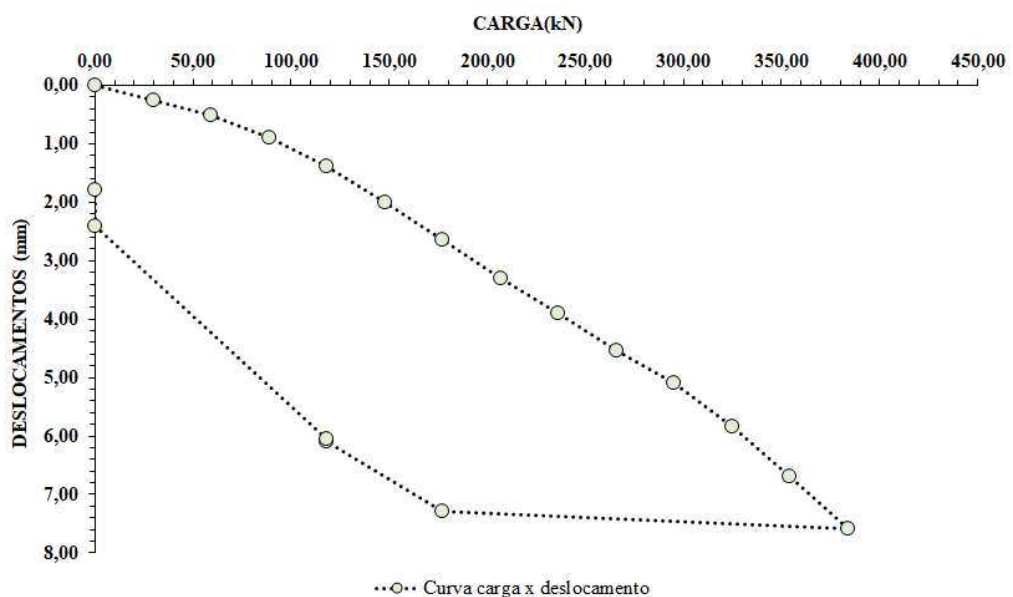


Figura 3.7: Resultado do ensaio de placa 2.

A tensão admissível pode ser assumida como o menor valor de tensão entre: 1) tensão necessária para um recalque medido de 10 mm ou 2) tensão necessária para um recalque medido de 25 mm dividido por um fator de segurança (FS) igual a 2. Para a prova de carga 1, cuja correspondente tensão admissível do solo foi de 0,21 MPa obteve-se uma carga aplicada correspondente igual 114 kN. No caso da prova de carga em placa numero 2, os resultados evidenciam que não houve a ruptura geotécnica do solo de fundação, pois se atingiu a carga máxima disponível no sistema de carregamento. Desta forma a curva carga x deslocamento é praticamente linear, trecho de comportamento elástico do solo.

Os resultados dos ensaios de placa também podem ser utilizados para o cálculo do Módulo de reação do solo, e segundo a recomendação do DNIT 055-ME (2004), este módulo apresenta os seguintes valores para os ensaios de placa realizados: 29.763,00 kN/m³ (ensaio de placa 1) e 173.879,90 kN/m³ (ensaio de placa 2), apresentando grande diferença relativa apesar dos demais ensaios de campo terem evidenciado um comportamento mais homogêneo.

3.5.2 Ensaios de Laboratório

Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras moldadas a partir de blocos indeformados retirados nas profundidades de 0,5; 1,5; 2,5 e 3,5 m. Para a retirada dos blocos, procedeu-se a escavação de uma trincheira com uso de uma retroescavadeira. Os blocos foram retirados da unidade geotécnica I, após caracterização visual realizada em uma trincheira rasa passando pelas diferentes unidades geotécnicas conforme Figura 3.8.



Figura 3.8: Trincheira apresentando variação do tipo de solo, representados pelas unidades Geotécnicas I e II.

Para retirada das amostras na unidade geotécnica I, procedeu-se a duas etapas distintas, a saber: i) na primeira, a trincheira foi aberta até 2 m de profundidade para que pudesse se retirar dois blocos indeformados, sendo o primeiro a 0,5 m de profundidade e o segundo bloco a 1,5 m e; ii) na segunda etapa, a trincheira foi escavada até a profundidade de 4 m, para retirada dos blocos nas profundidades de 2,5 e 3,5 m. A Figura 3.9 a seguir ilustra o procedimento descrito, na qual pode ser visualizada a retirada de 2 blocos em profundidades diferentes.



Figura 3.9: Retirada de amostras indeformadas em duas profundidades.

Os blocos indeformados de solo, Figura 3.10, foram encamisados por um tubo de pvc, sendo posteriormente isolados no topo e na base pelo lançamento de parafina, e envolvidos por um filme plástico, buscando-se manter a umidade de campo nas

condições de laboratório. A Figura 3.10 ilustra o início do preparo do corpo de prova retirado do campo pelo lançamento de parafina.



Figura 3.10: Preparação de amostra indeformada, no laboratório.

Com os blocos indeformados foi possível realizar em laboratório os ensaios de caracterização: limites de liquidez, limites de plasticidade, massa específica dos sólidos e granulometria conjunta; de adensamento edométrico; e de resistência ao cisalhamento direto e triaxial do tipo adensado hidrosticamente e drenado (ensaio triaxial CID).

Os resultados desta campanha de ensaios de laboratório estão mostrados nas Tabelas 3.9, 3.10 e 3.11.

Tabela 3.9: Resultados dos ensaios de caracterização.

Identificação dos Blocos - Figura 3.5	Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	GRAN	γ_s (g/cm ³)
1	0,5	49,4	34,86	15,04	17% areia 67% silte 16% argila	2,788
2	1,5	49,3	40,07	9,23	26% areia 63% silte 11% argila	2,772
3	2,5	51,4	39,76	11,64	20% areia 71% silte 9% argila	2,797
4	3,5	48,3	32,21	16,09	26% areia 63% silte 11% argila	2,761

Legenda: LL – Limite de Liquidez, LP - Limite de Plasticidade, IP – índice de plasticidades, GRAN – Granulometria e γ_s – Massa específica dos Sólidos.

Tabela 3.10: Resultado de Cisalhamento Direto Inundado e Triaxial tipo CID (Consolidado e Drenado).

Identificação dos Blocos – Figura 3.5	Profundidade (m)	Cisalhamento Direto Inundado		Triaxial Tipo CID	
		Parâmetros para resistência de pico		Parâmetros efetivos	
		Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito
1	0,5	25	25	39,9	25,7
2	1,5	31	28	36,8	29,6
3	2,5	40	22	24,2	29,9
4	3,5	43	20	35	23,8

Tabela 3.11: Resultado de ensaio de Adensamento oedométrico.

Identificação dos Blocos – Figura 3.5	Profundidade (m)	Ensaio de Adensamento			OCR – Razão de Sobre Adensamento
		Tensão de Pré-Adensamento			
		Paheco Silva (kPa)	Casa Grande (kPa)	Índice de Compressão	
1	0,5	170,26	211,26	0,404	26,8
3	1,5	279,48	276,94	0,542	11,7

Segundo os resultados dos ensaios de caracterização, o perfil de solo pode ser descrito como um material Silto Arenoso, cujo solo é classificado como ML (classificação SUCS); mediantemente plástico, com peso específico relativo (Gs) da ordem de 2,78.

Em relação aos parâmetros de resistência do solo analisado pelos ensaios de cisalhamento direto inundado e compressão triaxial tipo consolidado e drenado, e nas diferentes profundidades de interesse, verifica-se que o material apresenta variação para coesão, de 25 a 43 kPa, e ângulo de atrito variando entre 20 e 25°, respectivamente, para o ensaio de cisalhamento direto inundado. De modo análogo, os parâmetros efetivos do ensaio de compressão triaxial variaram de 35 a 40 kPa e 23 a 26°. E assim como nos ensaios SPT e PMT, e para as profundidades de de 0,5; 1,5; 2,5; 3,5 m, considerando os valores médios, tanto para o cisalhamento direto quanto para o ensaio de compressão triaxial, encontra-se um coeficiente de variação inferior a 25%. Tais resultados permitem que estudos realizados sobre a unidade geotécnica I possam ser comparados tendo em vista o comportamento do perfil geotécnico, que se apresenta de forma razoavelmente homogênea.

É válido ressaltar que a ordem de grandeza encontrada para os parâmetros geotécnicos coesão e ângulo de atrito estão condizentes com aqueles obtidos por Costa Filho e Campos (1991), referentes a um solo residual jovem de gnaiss, caso do solo encontrado no campo experimental deste estudo.

Em relação ao adensamento e considerando o peso específico aparente natural, médio de 15,76 kN/m³, obtido pela média dos resultados para os corpos de prova

moldados para o ensaio triaxial, verifica-se que o material se apresentou fortemente adensado segundo os valores calculados para a razão de sobre adensamento.

3.6 Conclusões

O campo experimental está localizado numa região de clima quente e temperado húmido e pertence geologicamente ao Quadrilátero Ferrífero, mais precisamente, em uma superfície planáltica associada às formações graníticas e gnáissicas. Sobre sua área está assente duas unidades geotécnicas representativas de cambissolos e geotecnicamente classificado como residual jovem de gnaiss, cuja composição granulométrica varia de silte areno argiloso a silte argilo arenoso de cores predominantes rosa e marrom.

Em relação aos ensaios de campo e considerando uma profundidade média de 4 m, sobre a unidade geotécnica I (solo residual de gnaiss rosa), é possível inferir que a mesma é considerada razoavelmente homogênea e apresenta baixa variabilidade geotécnica considerando os seguintes parâmetros médios: N_{SPT} (12,85), Módulo de Menárd (17852 kPa), Módulo cisalhante (6711 kPa), típico de material com comportamento mediantemente compacto, além de ser considerado mediantemente plástico e de textura silto arenosa. Levando em consideração os resultados do ensaio de adensamento, o material apresentou-se como ligeiramente pré-adensado.

Referências Bibliográficas

ASSIS, L. B. **A formação do usuário de estatística pelo desenvolvimento da literacia estatística, do raciocínio estatístico e do pensamento estatístico através de atividades exploratórias.** 88 p. Dissertação (Mestrado Profissional em Educação Matemática) – Universidade Federal de Juiz de Fora, Instituto de Ciências Exatas, Juiz de Fora, Minas Gerais, 2015.

DAS, B. M. **Geotechnical Engineering Handbook.** Ross Publishing, Inc. Nova Iorque, EUA, 2011.

BRIAUD J. L. **The Pressuremeter.** A. A. Balkema, Rotterdam, Holanda, 1992.

CHING, J. Y.; PHOON, K. K. **Modeling Parameters of Structured Clays as a Multivariate Normal Distribution.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 49, n. 5, p. 522-545, 2012.

CLARKE, B. G. **Pressuremeters in Geotechnical Design.** Blackie Academic and Professionnal, Glasgow, Escócia, 384 p. 1995.

CONSÓRCIO PÚBLICO PARA DESENVOLVIMENTO DO ALTO PARAÓPEBA ALTO - CODAP. **Paraopeba, um dos maiores polos de desenvolvimento do país.**

Revista CODAP, Veículo Informativo do Consórcio Público para Desenvolvimento do Alto Paraopeba, Edição Maio, 52 p. 2010.

COSTA FILHO, L. M.; CAMPOS, T. M. P. **Anisotropy of a Gneissic Residual Soil**. IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vina del Mar, Chile, Vol. 1, p. 51-61, 1991.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS - CPRM. **Mapa Geológico de Ouro Branco**. Serviço Geológico do Brasil, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **DNIT 055-ME**: Pavimento Rígido - Prova de Carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto e avaliação de pavimentos - Método de ensaio. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 6 p. 2004.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. EMBRAPA: **Classificação de Solos**. Centro Nacional de Pesquisa de Solos, Sistema Brasileiro, Rio de Janeiro, 412 p. 1999.

FENTON, G.A.; GRIFFITHS, D.V. **Risk assessment in geotechnical engineering**. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, EUA, 461 p. 2008

HARR, M. E. **Reliability-based Design in Civil Engineering**. McGraw-Hill Inc., Nova Iorque, EUA, 290 p. 1987.

HERZ, N. **Metamorphic Rocks of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil**. A Study of the Metamorphic Events that have affected the Precambrian Igneous and Metasedimentary Rocks of the Brazilian Shield. U. S. Geological Survey Professional Paper, Vol, 641, n. 1, 81p. 1978.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA- IBGE. **Carta do Mapa de solos do Brasil**. Estante: Mapas e Cartografia, 2001.

INSTITUTO AGRICOLA CAMPINAS – IAC. **Solos do Estado de São Paulo**. Disponível em: <<http://www.iac.sp.gov.br/solosp/>>. Acesso em: 02 jun. 2018

KIM, H. **Spatial variability in soils: stiffness and strength**. 201 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) - Georgia Institute of Technology, Georgia, EUA, 2005.

KULHAWY, F.H. **On evaluation of static soil properties**. Stability and performance of slopes and embankments II (GSP31), edited by Seed, R.B., and Boulanger, R.W., American Society of Civil Engineers, ASCE, Nova Iorque, EUA, p. 95-115, 1992.

LACASSE, S.; NADIM, F. **Uncertainties in characterising soil properties**. Conference on Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers, ASCE, Madison, Wisconsin, EUA, Vol. 1, n. 58, p. 49-75, 1996.

LEE, I. K.; WHITE, W.; INGLES, O. G. **Geotechnical Engineering**. Pitmans Books Limited, Londres, Inglaterra, 508 p. 1983.

MARTINS, G.A. **Estatística Geral e Aplicada**. Editora Atlas, 3ª ed., São Paulo, 421 p. 2006.

MATAIC, I. **On structure and rate dependence of Perniö clay**. 350 p. Tese (Doutorado) - Aalto University School of Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Espoo, Finlândia, 2016.

MÉNARD, J. L. **The Ménard pressuremeter, interpretation and application of the pressuremeter tests results to foundation design**. Soils Soils, n. 26, p. 7-45, 1975.

MENDONÇA, L. A. **Desempenho do delinamento composto central em experimentos com alto coeficiente de de variação**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2012.

MENEGOTTO, M. L. **Previsão da curva x recalque de ensaios de placa em solo não saturado**. 219p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

MIRANDA, L.; SERRA, J. **The influence of the ground spatial variability on the settlements caused by tunnel excavation**. Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, Lyon, França, 2011.

MONICA, L. **Determination of characteristic values of geotechnical parameters**. 25th European Young Geotechnical Engineers Conference, Bucuresti: CONSPRESS, Sibiu, Romênia, p. 73-82, 2016.

MÜLLER, R. **Probabilistic stability analysis of embankments founded on clay**. 92 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - KTH Royal Institute of Technology, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Architectural Engineering, Stockholm, Suécia, 2013.

OLIVIERI, J. C. **Programa Interlaboratorial. Proposta de Modelo para Interpretação de Resultados de Análises Químicas**. 133 p. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Mecânica) - Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, 2004.

PARZANESE, G. A. C. **Gênese e desenvolvimento de voçorocas em solos originados de rochas granitóides na região de Cachoeira do Campo, MG**. 117p. Dissertação (Mestrado em Solos e Nutrição de Plantas) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 1991.

PHOON, K.; KULHAWY, F. H. **Characterization of geotechnical variability**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, n. 4, p. 612-624, 1999.

PHOON, K. **Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications**. CRC Press, Nova Iorque, EUA, 530p. 2008.

PHOON, K. K.; KULHAWY, F. H.; GRIGORIU, M. D. **Reliability-Based Design of Foundations for Transmission Line Structures**. Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, EUA, 380 p. 1995.

PIMENTEL-GOMES, F. **Curso de estatística experimental**. 14ª ed., Piracicaba, São Paulo, 477p. 2000.

RADAMBRASIL. **Levantamento de recursos naturais: Geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra**. Folhas SF 23/24 – Rio de Janeiro/Vitória, Ministério das Minas e Energia, Rio de Janeiro, Vol. 32, 780 p. 1983.

ROCHA, B.; MORAIS, T.; RODRIGUES, R. E. E.; GIACHETI, H. **Considerações sobre a execução e a interpretação de ensaios SPT**. VIII Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, São Paulo, 10 p. 2015.

ROUHANI, S.; SRIVASTAVA, R. M.; DESBARATS, A. J.; CROMER, M. V.; JOHNSON, A. I. **Geostatistics for Environmental & Geotechnical Applications**. Standard, ASTM, STP 1283, West Conshohocken, Pensilvânia, EUA, 300 p. 1996.

SANTOS, M. D. **Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes solos arenosos**. 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Vitória, Espírito Santo, 2017.

SILVA, C. C. **Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística**. 134 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Ouro Preto, Minas Gerais, 2015.

4

ESCÓRIA DE ACIARIA PARA APLICAÇÃO EM ESTACAS GRANULARES

Resumo: Em todo mundo a escória de aciaria vem sendo alvo de pesquisas que buscam destinações técnicas e ambientalmente corretas, onde as siderurgias objetivam torná-las coprodutos. É possível encontrar diversos trabalhos que visaram caracterizar este material em busca das suas propriedades e, com base nestas respostas, procuraram aplicações técnicas e viáveis. Deve-se ter em mente que a julgar pelas suas propriedades, principalmente pela sua elevada expansibilidade, que restringe a sua utilização em certos casos, dificilmente uma única solução poderá absolver toda produção de escória de aciaria, sendo a sua viabilização como coproduto conquistada pela formação de um amplo portfólio de aplicações. Neste contexto, cabe ainda frisar que a engenharia Civil é hoje o maior potencial consumidor. Assim, verificou-se a possibilidade de aplicar a escória de aciaria em colunas ou estacas granulares testando experimentalmente a estaca do tipo RAP. Paraara tal, propriedades químicas, físicas, mecânicas, mineralógicas e ambientais foram estudadas, visando assim possibilitar a aplicação da escória de aciaria em estacas granulares. Desta forma uma amostra de escória de aciaria fornecida pela Vallourec Sumitomo Tubos do Brasil, foi submetida aos ensaios de Caracterização física, química, mineralógica e mecânica por meio dos ensaios e estudos: Curva Granulométrica; Estabilização Granulométrica; Curva de Compactação; Índice de Suporte Califórnia (ISC); Ensaio de Abrasão Los Angeles, Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio, Ensaio de resistência ao Esmagamento; Expansibilidade Livre; Determinação da massa específica de agregados graúdos e Absorção; Determinação da massa específica de agregados miúdos; índice de Forma; Resistência à Compressão Simples de corpos de prova compactados com Escória em diferentes Idades de Cura e Difração de Raios-X. Oss resultados alcançados mostram que a escória estudada atende aos preceitos técnicos e econômicos para a sua aplicação em estacas granulares.

Palavras-chave: Escória de Aciaria, Estacas Granulares, Propriedades tecnológicas.

4.1 Introdução

Segundo o relatório do Instituto Aço Brasil (2016), no ano de 2015 o Brasil gerou em torno de 5,5 milhões de toneladas de escória de aciaria, dos quais 776 mil toneladas foram adicionadas aos estoques anteriores nos pátios industriais. De acordo com a , a utilização da escória de aciaria vem se tornando uma aplicação ambientalmente correta ao substituir agregados retirados da natureza e contribuir para redução dos pátios de estoque.

Esses números não são diferentes ao redor do mundo. Neste sentido, vários países se organizam em associações, como por exemplo, National Slag Association, Australasian (iron & steel) Slag Association (ASA), Nipo Slag Association, European Slag Association, com a finalidade de desenvolver técnicas e disseminar tecnologias que permitam aplicar as escórias, visando destinações ambientalmente corretas. Anualmente, mais de 1.400 milhões de toneladas de aço são fabricadas em todo o mundo (Brooks et al., 2011) e, segundo o JRC (2008), gera-se de 6 a 26% de escória de aciaria em relação a produção bruta de aço, ou seja, estima-se uma geração anual variando entre 84 a 364 milhões de toneladas de escória de aciaria.

Apesar da escória de alto forno ser praticamente toda consumida, principalmente pelas cimenteiras, o mesmo não ocorre com a escória de aciaria, pelo fato de que ao final do processo de refino e, após a oxidação do fósforo e do silício, quando a cal é adicionada no processo de refino primário do aço, ocorre precipitação de cal e magnésio quando esta inserção ultrapassa os limites de solubilidade da escória fundida e, este fato é responsável pelos elevados teores de CaO e MgO reativos da escória de aciaria, tornando-as extremamente expansivas e dificultando a sua aplicação na engenharia civil (Machado, 2000).

Segundo Minette et al. (1994); Geyer (2000); Gumieri (2002); Rohde (2002), Nascimento (2003); Fernandes, G. (2005); Fernandes, D. (2010); Barbosa (2013), Lim et al. (2016) e Arulrajah (2017) as escórias de aciaria podem ser empregadas para confecção de superestrutura ferroviária, rodoviária e de aeroportos, agregado para misturas asfálticas quente e a frio, construção de dreno, canaleta, sarjeta e meio fio, proteção de talude e encostas (rip rap e gabiões), recuperação paisagística, pátio industrial, estacionamentos, corretivo e fertilizante agrícola, construção de aterros, criação de recifes artificiais, revestimento primário e estacas de fundação compactadas.

Em relação as fundações das edificações, diversas são as possíveis técnicas e aplicações da engenharia geotécnica visando o melhoramento do terreno e que são escolhidas para atender o tipo e as características do solo que se pretende aprimorar, a localização e o tipo de superestrutura que será construída e o custo da obra. No tocante as possibilidades de melhoramento do solo citam-se às colunas de brita também conhecidas como estacas granulares compactadas, as quais são normalmente construídas com areia ou brita e atuam como elementos de melhoramento e reforço do terreno e são consideradas como elementos de fundação não rígidos (Gusmão Filho, 1998; Soares, 2005; Silva, 2008; Chu et al., 2009; Domingues, 2006; Zeng, 2010; Ionescu e Beck, 2010; Demir et al., 2017; Saftner et al., 2017; Castro, 2017).

Essa solução é muito eficaz para solos moles, argilas, siltes, areias siltosas e areias fofas, pelo fato de sua instalação promover uma melhoria no comportamento geral do maciço do solo além de transferir parte dos esforços para estes elementos de reforço, pois de modo geral reduzem os recalques e ampliam a capacidade de carga (Pham, 2005; Demir et al., 2017).

Dentro das diversas possibilidades existentes para construção de estacas ou colunas granulares, com potencial ao uso de escórias, escolheu as estacas de agregado compactado, para atestar as propriedades em campo da escória em estudo. O processo construtivo destas estacas fora patenteado pela empresa Geopier na década de 80, a qual nomeou o processo de RAP - Rammed Aggregate Piers, e estudado por (Lawton e Fox, 1994; Handy e Wissmann, 1999, Lawton, 2000; White et al., 2000; Wissmann et al., 2000; Caskey, 2001; Pitt et al. 2003; Ionescu e Beck, 2010; Halabian, 2012a, 2012b, 2014; Huffman e Stuedlein, 2014; Saftner et al., 2017; Demir et al., 2017).

Atualmente a técnica desenvolvida é chamada de GP3® quando a sua construção é realizada em um pré-furo aberto com trado e sem utilização de qualquer tipo de revestimento, sendo o agregado lançado e compactado no interior do furo utilizando para tanto uma linha de equipamentos patenteados pela Geopier (Geopier Foundation Company, Inc., 2018). Entretanto com objetivos similares àqueles descritos por Hossain (2008), Razeghi et. al. (2011) e Osman e Hashim (2013) o seu processo executivo fora simplificado para aplicação em campo, conforme proposta de Oliveira et. al. (2016).

Neste contexto a escória de aciaria foi escolhida como elemento de estudo devido à sua alta taxa de estocagem nas siderúrgicas da região do Alto Paraopeba, pelo fato deste material possuir um grande potencial latente de poluição, e ainda porque a sua

conversão em insumo para a engenharia de fundações é de grande valia ao meio ambiente e à geotecnia.

Assim, verificou-se a possibilidade de aplicar a escória de aciaria obtida de forno elétrico a Arco em colunas ou estacas granulares testando experimentalmente as suas propriedades químicas, físicas, mecânicas, mineralógicas e ambientais bem como o seu comportamento quando aplicada em estacas ou colunas granulares em substituição ao agregado britado da natureza.

4.2 Materiais e Métodos

4.2.1 Agregado

Para o desenvolvimento desse trabalho, uma amostra de aproximadamente meia tonelada de escória de aciaria, fornecida e originada dos processos siderúrgicos da Vallourec & Sumitomo Tubos do Brasil – VSB, de forno elétrico a arco, foi utilizada como material de estudo.

4.2.2 Metodologia

Buscando uma granulometria eficiente para aplicar a escória de aciaria em estacas granulares foi utilizado peneiras com aberturas variando entre 25, 19, 6.30, 2.0, 0.425 e 0.075 mm, para formar três diferentes granulometrias a serem testadas. Para tanto utilizando a formulação de Fuller-Talbot, mostrada na Equação 4.1, com $n = 0.4, 0.5$ e 0.6 rejeitando o material retido na peneira de 25 mm e o material passante na peneira de 0.075 mm obteve-se as três diferentes granulometrias que foram testadas em laboratório para identificar aquela que possui comportamento mais compatível aos objetivos propostos.

$$p = 100 \left(\frac{d}{D} \right)^n \quad (4.1)$$

Em que:

p: porcentagem da fração com grãos de diâmetro menor que d,

D: diâmetro máximo dos grãos constituintes do material,

d: diâmetro para qual se deseja determinar a % passante

n: coeficiente que controla as peculiaridades geométricas do material formado.

Inicialmente, a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo por meio do ensaio de compactação na energia intermediária (DNER-ME 129, 1994) para cada

granulometria formada (com $n = 0.4, 0.5$ e 0.6) foi determinado. De posse destes parâmetros, moldaram-se 3 corpos de prova na umidade ótima de compactação para serem submetidos ao ensaio Califórnia Bearing Ratio (CBR) em conformidade com DNIT-ME 172 (2016) para cada granulometria. A melhor resposta ao ensaio de CBR, ou seja, a granulometria que apresentou o maior valor de índice de suporte Califórnia (ISC) definiu a que possui melhor estabilidade e a mais promissora ao emprego em estaca granular.

Para a granulometria escolhida foram desenvolvidos demais estudos físicos e mecânicos conforme a seguir: i) Ensaio de Abrasão Los Angeles (DNER-ME 035, 1998); ii) Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio (DNER-ME 089, 1994); iii) Ensaio de resistência ao Esmagamento (DNER-ME 197, 1997); iv) Expansibilidade Livre adaptado de E 200 LNEC, 1967); v) Determinação da massa específica de agregados graúdos e Absorção (DNER-ME 081, 1998); vi) Determinação da massa específica de agregados miúdos (NBR NM 52, 2009) e vii) índice de Forma (DNER – ME 086, 1994).

Em relação a adaptação da norma Portuguesa E 200 (LNEC, 1967), a escória foi compactada utilizando um cilindro Marshall, sobre uma base perfurada. Finalizada a compactação, dispôs-se sobre sua face superior um disco de acrílico, capaz de movimentar-se verticalmente livre, permitindo a realização das leituras de expansão ou contração dos corpos de prova, que ocorreu por um período de 50 dias, conforme Figura 4.1a.

A relação entre período de cura e resistência a compressão simples foi verificada adaptando o DNER - IE 004 (1994). Para tanto, corpos de prova compactados e envoltos por membrana de EVA (Etil Vinil Acetato) e curados em câmara climatizada, nos períodos de 14, 56 e 195 dias, foram ensaiados. A membrana possibilitou a moldagem e movimentação dos corpos de prova já que a escória não possui coesão, Figuras 4.1b e 4.1c. A cura foi proposta para averiguar a possibilidade de cimentação entre os grãos, uma vez que há presença de óxidos cimentantes na composição química da escória.

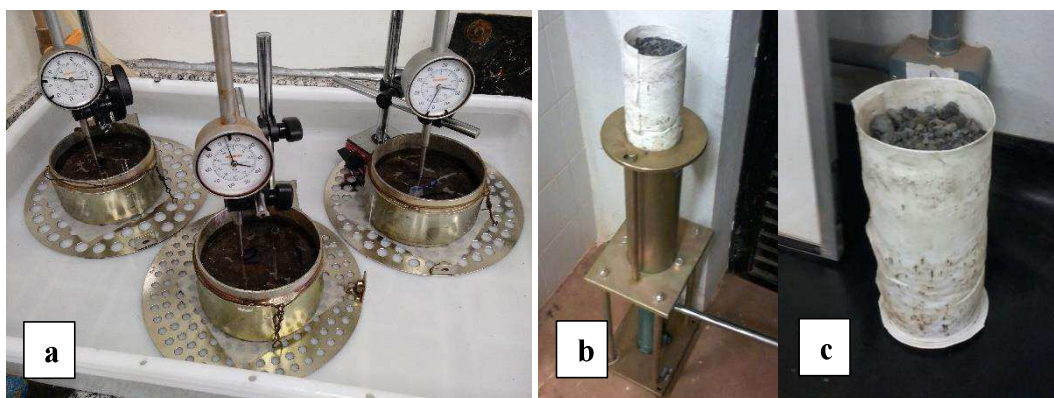


Figura 4.1: Adaptações: a) Expansibilidade livre, cilindro Marshall sobre prato perfurado; b) Extração do Corpo de Prova, envolvido pela EVA, do cilindro de compactação e c) Corpo de Prova após compactação.

Previamente ao lançamento e compactação da escória, foi disposta uma membrana de EVA no interior de um cilindro metálico, Figura 4.1b e após a sua execução o corpo de prova foi extraído, finalmente apresentado conforme Figura 4.1c.

Posteriormente foi realizado os estudos dos parâmetros químicos, mineralógicos e ambientais da escória de aciaria, sendo sua caracterização química iniciada pela determinação do seu pH.

A identificação dos principais minerais presentes na escória de aciaria foi realizada com a técnica de Difração de Raio X (DRX), sendo realizada no difratômetro modelo Rigaku Miniflex 600. Os difratogramas foram coletados com radiação CuK- α e ângulo de varredura entre 0° e 80°. O DRX da amostra foi comparado com DRX de referência presente no banco de dados do programa da Panalytical (X-pert HighScore).

Quanto aos estudos ambientais, aplicou-se respectivamente a NBR 10004 (ABNT, 2004) e NBR 10006 (ABNT,2004).

Uma análise do custo do beneficiamento da escória de aciaria, para retirada dos resíduos metálicos e formação da granulometria idealizada, junto de uma empresa de beneficiamento foi realizada.

Finalmente estudou-se o comportamento da escória em uma estaca ou coluna granular, construída sobre condições de campo, confeccionada com 15 cm de diâmetro e profundidade de 2,4 m. Na perfuração do solo, utilizou trado manual e para compactação da escória no interior do furo, o martelo do ensaio de sondagem a percussão (SPT), com um dispositivo que transfere o impacto do martelo para a camada em compactação, conforme Oliveira et al. (2016), avaliando assim a eficiência da escória de aciaria por meio da execução de uma prova de carga estática Figura 4.2.

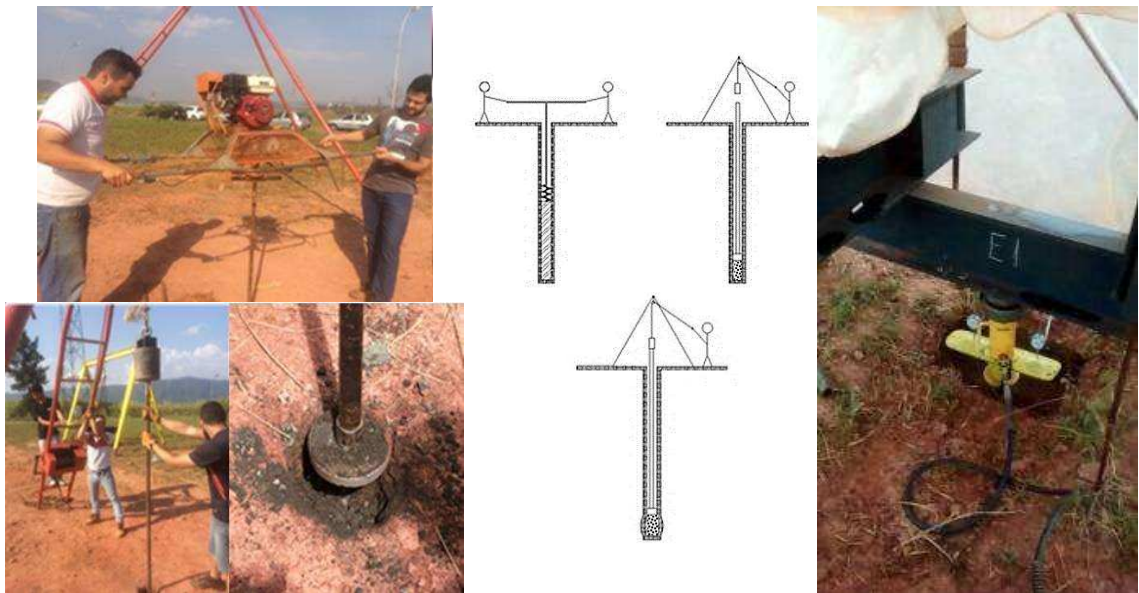


Figura 4.2: Esquema de construção da estaca e da prova de carga.

4.3 Resultados e Discussões

4.3.1 Composições Granulométricas, compactação e CBR

A Tabela 4.1 a seguir apresenta as distribuições granulométricas estudadas, cujos parâmetros ótimos de compactação estão apresentados na Tabela 4.2. Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados do ISC e expansão obtidos da média para três corpos de prova, nas diferentes granulometrias estudadas e compactadas na energia intermediária de acordo com os parâmetros ótimos.

Tabela 4.1: Granulometrias estudadas

Abertura de peneiras # (mm)		Granulometria conforme "Fuller-Talbot"		
		n = 0,4	n = 0,5	n = 0,6
		% Passante		
1 ^o	25	100.0	100.0	100.0
3/4 ^o	19	89.6	87.2	84.8
1/4 ^o	6.35	57.8	50.4	43.9
10	2	36.4	28.3	22.0
40	0.425	19.6	13.0	8.7
200	0.075	9.8	5.5	3.1
Fundo	0	0.0	0.0	0.0

Tabela 4.2: Resultado do ensaio de Compactação para as diferentes granulometrias.

Ensaio de Compactação			
Amostra	Energia de Compactação	Teor de umidade ótima (W_{ot} , (%))	Peso específico aparente seco Máximo (γ_{dmax}), (kN/m ³)
n = 0,4	Intermediária	4,50	23,5
n = 0,5		3,24	24,46
n = 0,6		3,98	24,0

Tabela 4.3: Resultado do ensaio de CBR, valores médios obtidos.

Amostras: granulometrias obtidas.	ISC (%)	Expansão (%)
n = 0,4	158	2,30
n = 0,5	217	3,65
n = 0,6	100	3.16

Por ter apresentado o maior valor de ISC, a granulometria para $n = 0,5$ na curva de Fuller-Talbot, foi escolhida como a mais promissora. A granulometria obtida com $n = 0,5$ possui perfeita compatibilização com os parâmetros ótimos de compactação, fato que confere a mesma maior estabilidade. Espera-se que para estacas granulares executadas por processos de compactação via impacto, os dados da compactação apresentados na Tabela 4.2 devam ser aqueles adotados na sua execução. Porém é perceptível que a maior expansão (3,65%) ocorreu para a granulometria escolhida, por outro lado, esta expansão já é esperada para escória de aciaria não curada e Castelo Branco (2004) relata que a hidratação dos compostos CaO e MgO livres é a principal responsável pelo processo de expansão das escórias no curto e longo prazo.

Ainda em relação a expansão é interessante lembrar que a sua ocorrência leva a um melhoramento da interação entre a estaca e o solo, tendo em vista que a estaca estando inserida no solo, ao sofrer expansão, levará a um incremento de tensões radiais contra a massa do solo, ou seja, a expansão medida, que é um problema no caso de pavimentos rodoviários, por exemplo, pode ser considerada benéfica no caso de fundações, pois o aumento de volume da escória compactada induz uma situação de maior confinamento do solo ao redor da estaca, aumentando a resposta do atrito lateral estaca-solo.

Barbosa (2013), ao estudar escórias de aciaria provindas de diferentes siderúrgicas do Brasil, verificou que para o ensaio de compactação e sobre curvas granulométricas específicas, as mesmas apresentaram teores de umidade ótimo variando entre 5,6 a 9,0% e massas específicas aparentes seca máxima de 2,51 a 2,91g/cm³, apresentando ainda índice de suporte Califórnia na faixa de 106,4 a 227,9% em todos os casos trabalhando na energia Proctor normal, portanto compatível aos valores encontrados, tendo em vista que para energia intermediária utilizada, ocorrem pequenas alterações na umidade ótima, no peso específico, mas com considerável acréscimo na capacidade de carga aferida pelo ensaio de CBR.

4.3.2 Resultados de ensaios físicos e mecânicos da escória de aciaria.

Na Tabela 4.4 a seguir são apresentados os resultados dos ensaios mecânicos e físicos, para o material formado na granulometria escolhida como mais promissora.

Tabela 4.4: Resultado dos ensaios Mecânico e Físico.

Ensaio Mecânico e Físico		Norma	Resultado
i)	Abrasão Los Angeles	DNER - ME 035, 1998	54,76%
ii)	Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio	DNER - ME 089, 1994	4%
iii)	Resistência ao Esmagamento	DNER - ME 197, 1997	25,48%
iv)	Expansibilidade	E 200 (LNEC, 1967 Adaptado)	5,18%
v)	Massa específica de agregados graúdos	DNER - ME 081, 1998	3,31g/cm ³
vi)	Absorção de agregados graúdos		2,07%
vii)	Massa específica de agregados miúdos	NBR NM 52, 2009	3,29g/cm ³
viii)	Índice de Forma	DNER - ME 086, 1994	0,72

Analisando-se os resultados do ensaio de abrasão “Los Angeles”, verificou-se que o material de estudo não atende a recomendação dada pela NBR NM 51 (ABNT, 2001), que sugere abrasão máxima de 25%. Sendo esta a única referência encontrada, porém para aplicação em concreto. Os valores encontrados, em média 54,76%, se encontram destoantes dos valores apresentados por Polese (2007), ao estudar amostras de escória oriundas de diferentes siderúrgicas. Esta diferença pode ser justificada pelo fato de que cada corrida na usina, bem como processo de resfriamento utilizado, tem como origem uma variabilidade em relação ao comportamento da escória, ou seja, trata-se de material de alta heterogeneidade (Piau, 1995; Masuero, 2001; Geyer, 2000).

Segundo Coutinho (2006), o índice de esmagamento é comparável ao índice de Abrasão “Los Angeles” porque ambos avaliam a resistência do agregado, o que não foi válido para a escória estudada, pois diferente da resposta a abrasão “Los Angeles”, a resposta ao esmagamento apresentou-se com procedência similar a aquela verificada na literatura (Pacheco, 2006; Polese, 2007; Pacheco, 2012; Oliveira, 2018) e estando em níveis aceitáveis. Por exemplo, em relação à norma portuguesa NP EN 206-1 (IPQ, 2007), que remete para a E 373 (LNEC, 1993) – inertes para argamassa e concretos, sugere que os resultados são considerados satisfatórios quando o resultado do ensaio for inferior a 45%, tendo a escória estudada apresentado resultado igual a 25,48%.

A energia intermediária (12,9 kg.cm/cm³) fora, portanto, escolhida para o material em estudo, pois uma energia maior poderia levar a um desgaste excessivo das partículas da escória durante o processo de execução das estacas, tendo em vista sua baixa

resposta ao ensaio de abrasão “Los Angeles”, conforme Tabela 4.4. Isto quer dizer que em campo o número de golpes, cargas e frequência para compactação da estaca não deve superar a energia anteriormente citada e devendo-se aplicar escória formada na granulometria $n = 0,5$ e umidificada para 3,24% antes da sua execução, para compactação das sucessivas camadas que comporão a futura estaca e para que assim possam atingir os parâmetros ótimos de compactação, isto garantirá que a escória de aciaria a arco elétrico terá a sua melhor estabilidade, ou seja controlando-se a altura de queda e número de golpes do martelo.

No caso de escórias oriundas de outros processos siderúrgicos, sugere-se que se faça a determinação dos parâmetros ótimos de compactação para granulometrias formadas conforme descrição metodológica adotada, pois assim tem-se garantia do comportamento em relação a sua estabilidade.

Atendendo a energia e demais parâmetros de compactação a escória poderá ser aplicada para colunas granulares do tipo encamisamento (Cased-borehole method) ver Rocha (2012); Trado contínuo seguido de reversão e compactação de acordo com Domingues (2006), estacas de agregado compactado (Rammed Aggregate Pier – RAP), sistemas de Vibro-compactação, Rocha (2012), e ainda para colunas compactadas em solos arenosos empregando a técnica utilizada no nordeste brasileiro, Passos (2005).

A avaliação da perda de massa por ciclo de molhagem em sulfato de sódio e secagem em estufa, no ensaio de durabilidade apresentou perda máxima de 4%, após 12 ciclos o que permite dizer que o material aplicado “in situ”, tenderá a se manter estável do ponto de vista ao ataque agressivo das ações intempéricas ao longo do tempo.

Em termos de peso específico dos grãos a escória estudada apresenta um valor de 33 kN/m^3 , e encontra-se de acordo com os vários relatos presentes na literatura (Barbosa, 2013; Pacheco, 2006; Polese, 2007; Pacheco, 2012; Oliveira, 2018), incluindo as referências de aplicabilidade propostas pelo DNIT que limita a massa específica do agregado graúdo para suas faixas granulométricas de 30 a 35 kN/m^3 (DNER- ME 262, 1994), para o caso da sua aplicação em camadas de pavimentos.

Estes elevados valores de peso específico aparente seco, se devem ao auto teor de ferro presente na escória, que apesar da porosidade de 6,84% encontrada, que reflete diretamente na sua capacidade de absorção, medida em 2,07% ainda se apresentam próximo aos limites propostos pelo DNER- ME 262 (1994).

Deve-se ressaltar que as características granulométricas definidas para escória, juntamente do seu índice de forma e estrutura altamente irregular e macroporosa,

remetem a uma elevada dificuldade de se executar e determinar a curva de compactação do material, o que também dificulta a sua trabalhabilidade. Por outro lado, estes parâmetros físicos contribuem para um valor considerável de atrito entre as partículas e que são de extrema importância para a aplicação em estacas granulares.

Apesar de não existir uma norma específica para a aplicação de escória em estacas, mas levando em consideração a NBR 15116 (ABNT, 2004) pode-se verificar que o índice de forma (IF) recomendado deve ser inferior a 3. Por sua vez, o DNIT 031 (2006), especifica que misturas granulométricas para composição de concreto asfáltico, deve ser possuir IF superior a 0,5. No caso da composição granulométrica definida como a mais promissora ao emprego em estacas granulares, segundo os resultados deste trabalho, o valor do IF é igual a 0,72 e encontra-se condizente as especificações citadas.

O valor encontrado de IF permite dizer que a composição granulométrica escolhida é composta por grãos que apresentam boa cubicidade e excelente intertravamento, inclusive aferido nos resultados dos ensaios de CBR que apresentaram valores elevados de estabilidade.

Em síntese, a escória na granulometria proposta apresenta IF superior a 0,5 e inferior a 3, condizente com as recomendações de norma e ainda próximo do que foi aferido por Pedrosa (2010), quando este estudou uma escória a fim de aplicação em pavimento e encontrou IF igual a 0,914.

4.3.3 Resistências a Compressão Simples - DNER - IE - 04-71 – Valores Médios

A seguir estão apresentados na Tabela 4.5 os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples, para os corpos de prova compactados com escória, encamisados com EVA e curados em diferentes períodos.

Tabela 4.5: Resultados da resistência a compressão Simples para corpos de provas curados em diferentes períodos

Idade – Dias	RCS – (kgf/cm ²)	Gráfico
14	0,16	<p>Resistência a Compressão Simples</p> <p>Carga - kgf/cm²</p> <p>Tempo de Cura - Dias</p>
56	0,19	
195	0,30	

Os altos valores de ISC aferidos podem ter sido influenciados por um processo de cimentação, que fora investigado por meio do ensaio de resistência à compressão simples e confirmado conforme os resultados apresentados. Pois de acordo com a Tabela 4.5, verifica-se que ao longo do tempo corpos de prova constituídos de escória, aumentaram a sua resistência em 87% durante 195 dias de cura. Este aumento de resistência registrado está ligado a um processo de cimentação, visto que na composição química da escória de aciaria estudada é possível encontrar óxidos cimentantes, no caso os mesmos presentes no cimento, como CaO, SiO₂ e Al₂O₃.

Apesar do significativo incremento de resistência em relação ao período de cura, algo em torno de 87%, o valor obtido é apenas 0,3 kgf/cm², valor bem baixo. Pavimentos rodoviários por exemplo exigem valores da ordem mínima de 21 kgf/cm² segundo especificação do DNIT, DNER-ES 305 (1997).

Pela Figura 4.3 é possível verificar a evolução da expansibilidade livre da escória ao longo do tempo.

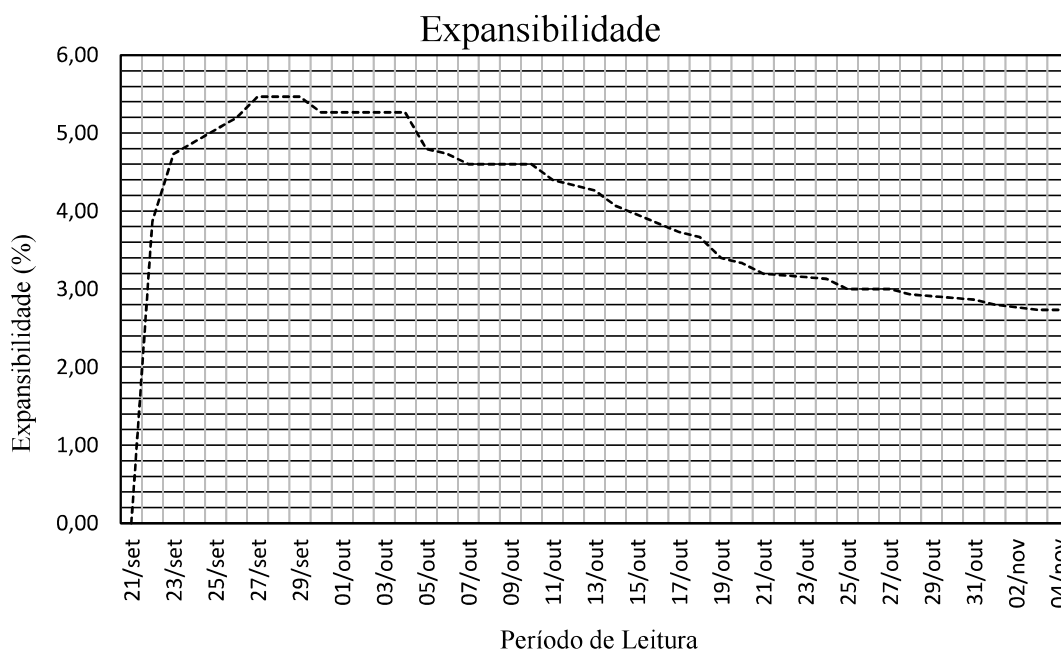


Figura 4.3: Evolução da Expansibilidade por um período de 50 dias.

Quanto à expansibilidade do material compactado, estudado por um período de 50 dias, segundo procedimento adaptado da norma portuguesa E 200 (LNEC, 1967) verificou-se que inicialmente ocorre um processo de expansão (aumento de volume), atingindo um valor da ordem de 5,47% ao quinto dia de sua imersão. Já no oitavo dia após a imersão, iniciou-se um processo de contração que se estabilizou no

quinquagésimo dia de imersão obtendo-se um valor de expansão líquida de 2,73%. A máxima expansão possivelmente esperada ocorre em valores entorno de 10% segundo Rohde (2002), Yildirim (2011), Juckes (2003) e Reddy et al. (2006).

4.3.4 Estudos químicos mineralógicos e ambientais

4.3.4.1 Potencial Hidrogeniônico

Os estudos químicos se iniciaram pela determinação do potencial Hidrogeniônico (pH), da amostra de escória, obtendo-se um valor médio de pH igual 11. Este valor está de acordo com Gomes (2003). já que, segundo este autor, quando as escórias são expostas ao ar por um tempo mínimo de 6 semanas é possível encontrar valores abaixo de 12,5.

4.3.4.2 Difração de Raio x (mineralogia)

A Figura 4.4 apresenta o difratograma obtido da análise de DRX, no qual se observa 7 picos, que foram identificados como: Anortita, Akermanita, Gehlenita, Maghemita, Merwinita, Quartzo e Wolastonita, através da comparação do DRX de referência presente no banco de dados do programa da Panalytical (X-pert HighScore).

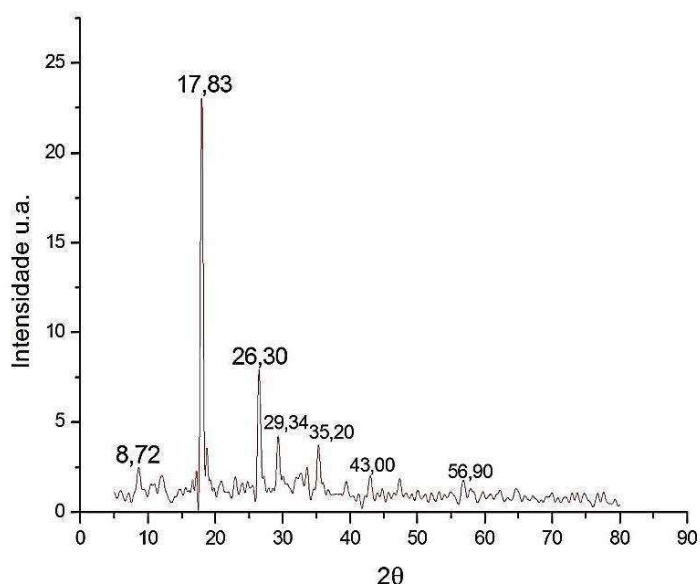


Figura 4.4: Difratograma, DRX para escória de Aciaria a Arco Elétrico

O mineral Anortita encontrado pode ser justificado pela presença de óxidos alcalinos, validando o alto índice de basicidade (CaO/SiO_2) da escória analisada, no caso 3,92, valor bem superior a 1, ou seja, característico de material extremamente

básico e conforme valor de pH encontrado. A sua fase cristalina pode ser atribuída à presença mineralógica de akermanita e gehlenita, as quais são consideradas ideais para a atividade hidráulica das escórias, ou seja, capacidade de endurecimento (cristalização) pelo contato com a água. Já em relação maghemita, podemos dizer que é um óxido de ferro com propriedades magnéticas, podendo ocorrer numa fase intermediária entre magnetita e hematita, fortemente presentes em todo processo de fabricação do aço. Portanto estes minerais bem como Merwinita, Quartzo e Wolastonita que estão presentes na escória de aciaria a forno elétrico (EAF), são os responsáveis pelo seu grau de amorfismo, forma e relevo da superfície, grau de hidraulicidade, resistência e dureza, conforme apresentado por Juckes (2003); Tossavainen et al. (2007); Barra et al. (2001); Nicolae et al. (2007); Geiseler (1996); Shi (2002).

4.3.4.3 Estudo Ambiental

Seguindo os preceitos descritos nas normas ambientais brasileiras, a escória de aciaria estudada possui origem conhecida, não consta nos anexos A e B da NBR 10004 (ABNT, 2004), bem como não apresenta características de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade ou patogenicidade sendo por tanto classificado como resíduo **não perigoso, Classe II - B**, a análise dos constituintes solubilizados tem suas concentrações apresentadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Constituintes dos solubilizados. NBR 10004 (ABNT, 2004).

PARÂMETRO	VMP	LQ	RESULTADO ANÁLITOCOS
Aldrin e dieldrin	3,0 x 10 ⁻⁵	0,00003	<3E-5
Alumínio	0,200	0,01500	<0,02
Arsênio	0,010	0,01000	<0,01
Bário	0,700	0,02000	<0,02
Cádmio	0,005	0,00300	<0,003
Chumbo	0,010	0,01000	<0,01
Cianeto	0,070	0,06000	<0,06
Clordano (todos os isômeros)	2,0 x 10 ⁻⁴	0,00010	<0,0001
Cloreto	250,000	20,00000	<20
Cobre	2,000	0,00500	<0,005
Cromo total	0,050	0,01000	<0,01
2,4-D	0,030	0,00050	<0,0005
DDT (todos os isômeros)	2,0 X 10 ⁻³	0,00050	<0,0005
Endrin	6,0 x 10 ⁻⁴	0,00010	<0,0001
Heptacloro e seu epóxido	3,0 X 10 ⁻⁵	0,00002	<2E-5
Ferro	0,300	0,25	<0,25
Fluoreto	1,500	1,45000	<1,5
Hexaclorobenzeno	1,0 x 10 ⁻³	0,00010	<0,0001
Lindano (γ-BHC)	2,0 x 10 ⁻³	0,00005	<5E-5
Manganês	0,100	0,01000	<0,01
Merúrio	0,001	0,00005	<0,00005
Metoxicloro	0,020	0,00050	<0,0005
Nitrato (expresso em N)	10,000	2,00000	<2
Prata	0,050	0,00500	<0,005
Selênio	0,010	0,00800	<0,008
Sódio	200,000	1,00000	<1
Sulfato (expresso em S04)	250,000	10,00000	<10
Surfactantes	0,500	0,10000	<0,1
Toxafeno	5,0 x 10 ⁻³	0,00010	<0,0001
2,4,5-T	2,0 x 10 ⁻³	0,00100	<0,001
2,4,5-TP	0,030	0,00100	<0,001
Zinco	5,000	0,01000	<0,01

LQ = Limite de Quantificação da Amostra (LQ = LQM x fator de preparo da amostra x correção base seca, quando aplicável)

VMP = Valor Máximo no Extrato(mg/L) permitido segundo NBR 10004 (ABNT, 2004).

Santos (2013), ao estudar a composição química de uma amostra de escória semelhante, por fluorescência de raio X, técnica essa adotada por vários pesquisadores (GUPTA et al., 1994; KNELLER et al., 1994; AMARAL, 1999; MACHADO, 2000; POLISSENI, 2002), encontrou como composição: óxido de cálcio – CaO (39,97%), óxido de ferro – Fe₂O₃ (32,39%), óxido de magnésio – MgO (3,82%) e Óxido de silício (SiO₂) (10,20%). Ainda convém discutir que o alto valor de pH, tem como ação um efeito facilitador para formação de hidróxidos por meio da hidratação dos óxidos presentes.

Apesar de algumas variações que se justificam pelas alterações que ocorrem entre as diferentes corridas na geração do aço durante o processo fabril, das características

dos insumos, do processo de resfriamento variável na empresa fornecedora da escória estudada e do tempo de exposição da escória às condições ambientes, pode-se dizer que os minerais encontrados na amostra estudada estão condizentes com aqueles encontrados por de Geiseler (1996), Lima (1999), Luxán et al. (2000), Barra et al. (2001), Masuero (2001), Graffitti (2002), Shi (2002), Juckes (2003), Polisseni (2005), Polese et al. (2006), Nicolae et al. (2007), Tossavainen et al. (2007), Araujo (2008), Rocha (2011), Santos (2013).

Ainda em relação ao estudo químico desenvolvido e apesar da escória estudada ter a mesma origem que aquela estudada por Santos (2013), a sua composição mineralógica e os quantitativos de elementos solubilizados no extrato lixiviado da amostra são diferentes do que foi encontrado por Santos (2013).

4.3.5 Custos de Insumos

Na Tabela 4.7, constam preços médios de agregados por tonelada. Tendo como referência janeiro de 2018.

Tabela 4.7: Preço Médio dos Agregados – JAN/2018

Preço médio dos agregados praticados no Brasil	
Brita 01	R\$ 25,00
Brita 02	R\$ 25,20
Brita Graduada	R\$ 24,00
Escória Beneficiada	R\$ 15,00

Quanto aos custos de aquisição dos insumos para construção de estacas de brita, apresentados na Tabela 4.7, pode-se afirmar que a escória possui um custo médio em torno de 60% mais barato. Entretanto, pensando no custo de transporte, com base na saída das usinas produtoras até os canteiros de obra e ainda relacionando o volume de escória necessário para aplicação em estacas, as distâncias médias de transporte não devem ultrapassar 80 km conforme expõe Rohde (2002), para garantir a sua viabilidade.

4.3.6 Prova de carga em estacas tipo RAP Modificada

A seguir pela Figura 4.5, é possível verificar a resposta da estaca construída com a escória estudada, em termos de carga x deslocamento, sobre as condições de campo.

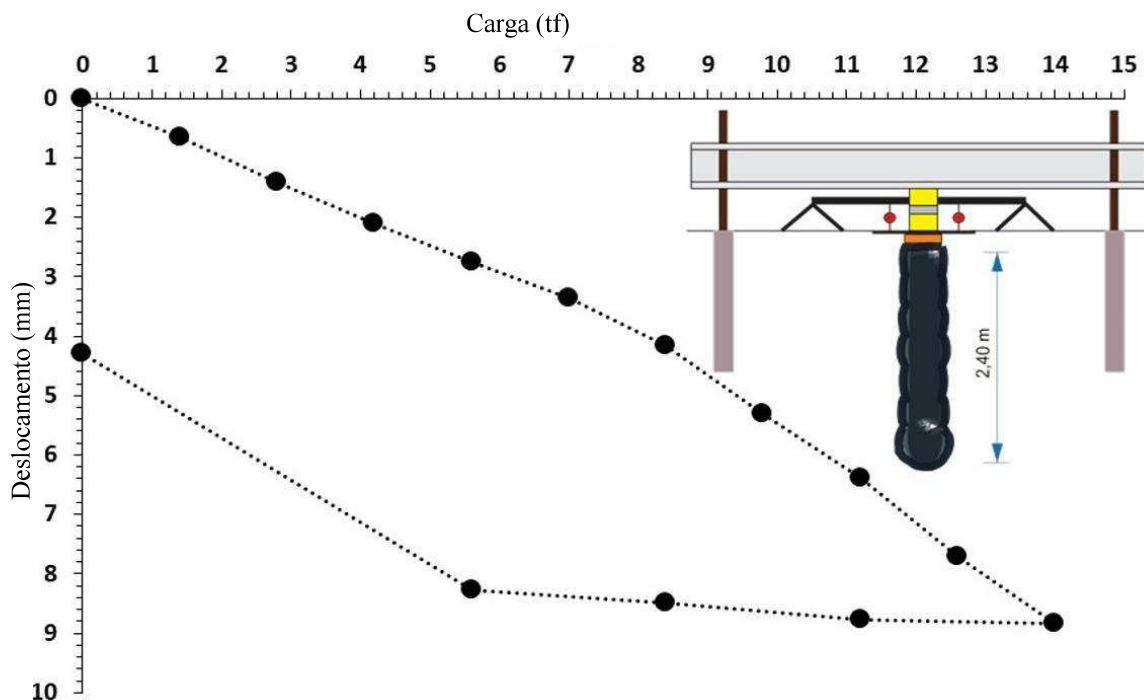


Figura 4.5: Prova de carga estática em estaca RAP-Modificada (carga x deslocamento).

O resultado da prova de carga permite verificar que o seu comportamento e formato de curva é visualmente similar aquele ao encontrado na literatura e apresentado por Zeng (2010) que verificou provas de carga em estacas tipo RAP para cerca de 16 obras executadas nos EUA.

Segundo o método Van der Veen (1953) a capacidade de carga última da estaca e conforme Figura 4.5, é da ordem de 22 tf o qual a leva a uma carga admissível da ordem de 11 tf com um deslocamento de 6,1 mm.

Cabe aqui relatar que colunas ou estacas granulares, caso do elemento de estudo, não é encarado como o elemento principal de fundação, mas que a sua introdução deve ser capaz de melhorar o solo de fundação de tal forma que se possa utilizar elementos de fundação superficial, fazendo com que o sistema ou conjunto, sapata mais colunas sejam capazes de resistir em conjunto as cargas oriundas das superestruturas mantendo um nível admissível de recalques (Lawton e Fox, 1994).

Segundo metodologia de dimensionamento da Geopier, conforme Fox e Cowell (1998), as colunas devem ser analisadas qualitativamente segundo o seu módulo de rigidez, que pode ser determinado de acordo com o Technical Bulletin N° 12 (GEOPIER FOUNDATION COMPANY, 2018) o qual demonstra a determinação do Módulo de rigidez, por meio do ensaio de prova de carga onde geralmente a estaca não é levada a ruptura geotécnica (Lawton e Fox, 1994).

Ao analisar o módulo de rigidez da coluna ensaiada (kg), encontramos um valor igual a 1136 MN/m³, em quanto que o valor recomendado por Fox e Cowell (1998),

segundo sua Tabela 4.2, leva a um valor igual a 260 pci x (1,10 solo pré-adensado) o que resulta em (kg) igual a 77,7 MN/m³. Por tanto, a escória estudada apresentou um comportamento após sua compactação excelente em relação ao módulo de rigidez da estaca, levando a um valor muito superior ao valor mínimo esperado, para solos com NSPT médio igual a 13.

4.4 Conclusões

De acordo com os resultados dos ensaios, a escória estudada apresenta características físicas e mecânicas compatível com aquele necessário para o seu emprego em estacas granulares e possui na granulometria contínua ($n = 0,5$), um ISC da ordem de 217% e expansão igual 3,65%, massa específica dos grãos da ordem de 3,3 g/cm³, abrasão igual 55%, umidade ótima de compactação igual 3,24% e peso aparente específico seco pós compactação igual 24,46 kN/m³.

Apesar de ter apresentado um valor de resistência ao desgaste a abrasão considerado baixo, o mesmo apresenta uma resistência ao esmagamento de valor moderado a alto, o que valida a sua aplicação na energia intermediária de compactação. Portanto, este material quando assim empregado, poderá compor estacas granulares compactadas, apresentando um custo que chama bastante atenção, além de agregar o conceito de sustentabilidade e trazendo diversos benefícios ao meio ambiente, já que seu uso estará confinado ao subsolo e o mesmo é classificado como não perigoso e o seu comportamento em um protótipo de estaca se mostrou coerente ao conjunto de dados avaliados sobre o ponto de vista físico, químico e mecânico da escória. Além disso a expansão medida da escória comum a este material, é benéfica a sua aplicação em estaca e o conjunto solo estaca de escória, inclusive apresentou um módulo de rigidez muito superior ao esperado.

Referências Bibliográficas

AMARAL, L. A. **Hormigones com escorias de forno elétrico como aridos: propriedades, durabilidad y comportamiento ambiental.** Tese (Doutorado) - Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, 1999.

ARAUJO, R. M. **Ativação Química e Térmica de Escória de Aciaria Elétrica.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica e de Materiais, Curitiba, Paraná, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE METALURGIA E MATERIAIS. **Estudo Prospectivo do Setor Siderúrgico**. ABM: Centro de Gestão e Estudos Estratégicos. 26p. Brasília, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 10004**: Resíduos Sólidos. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 10006**: Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 15116**: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto se função estrutural – Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR NM 51**: Agregado graúdo – Ensaio de Abrasão Los Angeles. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR NM 52**: Agregado miúdo – Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

BARBOSA, M. R. **Caracterização Geoambiental Da Escória De Aciaria De Cinco Estados Brasileiros**. 139 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Ouro Preto, Minas Gerais, 2013.

BARRA, M.; RAMONICH, E. V.; MUNOZ, M. A. **Stabilization of soils with steel slag and cement for application in rural and low traffic roads**. Proceedings of the Beneficial Use of Recycled Materials in Transportation Application, RMCR, Arlington, p. 423–432, 2001.

BROOKS, G. A.; DOGAN, N.; ALAM, M.; NASER, J.; RHAMDHANI, M. A. **Developments in the modelling of oxygen steelmaking**. Proceeding of the 2011 Guthrie Symposium, Montreal, Canadá, p. 292–301, 2011.

CASKEY, J.M. **Uplift Capacity of Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcing Elements**. University of Memphis, 2001.

CASTRO, J. **Modeling stone columns**. Materials, Vol. 10, n. 7, 2017.

CASTELO BRANCO, V. T. F. **Caracterização de misturas asfálticas com o uso de escória de aciaria como agregado**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004.

CHU, J.; VARAKSIN, S.; KLOTZ, U.; MENGÉ, P. **Construction processes**. Proceedings of the 17Th International Conference on Soil Mechanics e Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, Vol.4, p. 3006-3135, 2009.

COUTINHO, A. S. **Fabrico e Propriedades do Betão**. Vol.1, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, 2006.

DEMIR, S.; ÖZENER, P.; KIRKIT, M. **Experimental and Numerical Investigations of Behavior of Rammed Aggregate Piers**. Geotechnical Testing Journal, Vol. 40, n. 3, p. 411- 425, 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **ES 305**: Pavimentação - Base de Solo-Cimento. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **IE 004**: Solos coesivos – determinação da compressão simples de amostras. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **ME 035**: Agregados, Determinação da Abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **ME 081**: Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **ME 086**: Agregado – determinação do índice de forma. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **ME 089**: Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **ME 129**: Solos, Compactação Utilizando Amostras não Trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **ME 197**: Agregados: determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **ME 262**: Escórias de aciaria para pavimentos rodoviários. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE - DNIT. **031**: Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE - DNIT. **ME 172**: Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras não Trabalhadas – Método de Ensaio . Rio de Janeiro, 2016.

DOMINGUES, T. S. S. **Reforço de fundações com colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise e dimensionamento**. 236 p. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2006.

FERNANDES, D. P. **Estudo de estabilização química, geomecânica e ambiental das escórias de aciaria LD para fins de aplicação como material de lastro ferroviário em vias sinalizadas**. 142 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade

Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Ouro Preto, Minas Gerais, 2010.

FERNANDES, G. **Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com a Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos.** 253 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005.

FOX, N.S.; COWELL, M.J. **Geopier Foundation and Soil Reinforcement Manual.** Geopier Foundation Company, Inc., Scottsdale, Arizona, EUA, 1998.

GEISELER, J. **Use of Steel Works Slag in Europe.** Elsevier Science. Vol. 16, n. 3, p. 59-63, 1996.

GEOPIER FOUNDATION COMPANY. **Proper load testing procedures to verify adequate design.** Technical Bulletin N° 12. Disponível em: <<http://www.geopier.com/Downloads?subPath=Technical%20Bulletins>>. Acesso em: 16 Jun. 2018.

GEYER, R. M. **Estudo sobre a potencialidade de uso das escórias de aciaria como adição ao concreto.** 188 p. Tese (Doutorado em Engenharia Metalúrgica) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2000.

GOMES, N. S. **Influência de ativadores químicos na penetração de cloretos em concretos de misturas binárias e ternárias.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2003.

GRAFFITTI, D. F. **Avaliação do Teor de Cal Livre em Escória de Aciaria Elétrica.** 114 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2002.

GUMIERI, A. G. **Estudo da viabilidade técnica da utilização de escórias de aciaria do processo ld como adição em cimentos.** 251 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2002.

GUPTA, J. D. et. al. **Characterization of base and subbase iron and steel aggregates causing deposition of calcareous tufa in drains.** Transportation Research Record, Vol. 1434, 1994.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia.** Editora Universitária, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, 345 p. 1998.

HALABIAN, A. M.; NAEEMIFAR, I.; HASHEMOLHOSSEINI, S. H. **Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Scotland, EUA, Vol. 165, n. 3, p. 167–181, 2012a.

HALABIAN, A. M.; NAEEMIFAR, I.; HASHEMOLHOSSEINI, S. H. **Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups under dynamic loading.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 38, p. 58–71, 2012b.

HALABIAN, A. M.; SHAMSABADI, P. J. **Numerical Modeling of the RAP Construction Process and Its Effects on RAP Behavior.** International Journal of Geomechanics, p. 0401-4085, 2014.

HANDY, R. L.; WISSMANN, K. J. **Short Aggregate Piers Reinforce Soils Near Tunnels.** Proceedings of the 3rd National Conference, Geo-Engineering for Underground Facilities, University of Illinois at Urbana-Campaign, Champaign, Illinois, EUA, p.1039-1047, 1999.

HOSSAIN, M. J.; ALAMGIR, M.; MAHAMUD, M. A. **Field Investigation on the Performance of Rammed Aggregate Pier in a Soft Ground of Bangladesh.** Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, 9 p., 2008.

HUFFMAN, J. C.; STUEDLEIN, A. W. **Reliability-based serviceability limit state design of spread footings on aggregate pier reinforced clay.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 140, n. 10, pp. 04014055, 2014.

JOINT RESEARCH CENTRE – JRC. **BAT for the Production of Iron and Steel.** EC Directorate – General JRC, Integrated Pollution Prevention and Control, European IPPC Bureau, Vol. 485, p. 313-382, 2008.

INSTITUTO AÇO BRASIL, **Relatório de Sustentabilidade 2014.** Rio de Janeiro, 49 p. 2016.

INSTITUTO PORTUGUÊS DA QUALIDADE – IPQ. **NP EN 206-1: Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.** Lisboa, Portugal, 2007.

IONESCU, B.; BECK, A. **Soil Improvement by Geopier® Aggregate Piers.** International Scientific Conference - CIBv, Braşov, Romania. p. 264 – 268, 2010.

JUCKES, L. M. **The volume stability of modern steelmaking slags.** Mineral Processing and Extractive Metallurgy, Vol. 112, n.3, p. 177–197, 2003.

KNELLER, W. A.; GUPTA, J.; BORKOWSKI, M. L.; DOLLIMORE, D. **Determination of original free lime content of weathered iron and steel slags by thermogravimetric analysis.** Transportation Research Record, Vol. 1434, 1994.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL - LNEC. **E 200: Determinação da Expansibilidade de Solos, Rochas e Resíduos.** Lisboa, 1967.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL - LNEC. **E 373: Inertes para argamassa e betões. Características e verificação de conformidade.** Lisboa, 1993.

LAWTON, E. C. **Performance of geopier supported foundation during simulated seismic tests on northbound Interstate 15 bridge over South Temple,** Salt Lake City, Utah, EUA, 2000.

LAWTON, E.C.; FOX, N.S. **Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers.** Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Fello (Editors), American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 2, p. 962-74, 1994.

LIM, J.W.; CHEW, L.H.; THOMAS, S.Y.; CHOONG, C.; TEZARA AND YAZDI, M.H. **Overview of Steel Slag Application and Utilization.** ICIMER 2015 - MATEC Web of Conferences, Vol. 74, n. 00026, 2016.

LIMA, L. A. **Hormigones con escorias de horno eléctrico como áridos: propiedades, durabilidad y comportamiento ambiental.** Tese (Doutorado) - Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals I Ports, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1999.

LUXÁN, M. P., SOTOLONGO, R.; DORREGO, F.; HERRERO, E. **Characteristics of the slag produced in the fusion of scrap steel by electric arc furnace.** Cement and Concret Research, Vol.30, n.4, p. 517-519, 2000.

MACHADO, A.T. **Estudo comparativo dos métodos de ensaio para avaliação da expansibilidade das escórias de aciaria.** 125 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2000.

MASUERO, A. B. **Estabilização das escórias de aciaria elétrica com vistas a sua utilização como substituição ao cimento.** 289 p. Tese (Doutorado em Engenharia Metalúrgica) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2001.

MINETTE, E.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. **Estacas granulares em solos moles: uma verificação in situ.** Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 17, n.1, p. 57-63, 1994.

NASCIMENTO, J.F. **Estudo da Redução da Expansibilidade em Escória de Aciaria para Uso em Pavimentação Rodoviária.** 163 p. Dissertação (Mestrado em Meio Ambiente) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2003.

NICOLAE, M.; VÎLCIU, I.; ZĂMAN, F. **X-ray diffraction analysis of steel slag and blast furnace slag viewing their use for road construction.** UPB Scientific Bulletin Series B, Vol. 69, n. 2, p. 99–108, 2007.

OLIVEIRA, T. M. **Estacas tipo Mini-RAP com emprego de escória.** 2018. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2018.

OLIVEIRA, T. M.; NUNES, C. B. R.; FERNANDES, M. A.; FERREIRA, M. T.; NASCIMENTO, P. C.; ROCHA, S. A.; SOUZA, T. V.; MATOS, D. O.; DUARTE, L. N.; SILVA, C. H. C. **Estaca RAP Modificada.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Código GJ-04-0040, 2016.

OSMAN, M. A.; HASHIM, S. H. **Experimental Evaluation of Geopier Foundation.** Journal of Building and Road Research, Vol. 14, p. 27–40, 2013.

PACHECO, A. E. L. **Estudo da viabilidade da utilização de escórias de aciaria (ASIC) em Betão denso.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

PACHECO, L. C. D. O. **Estudo da escória de aciaria como agregado siderúrgico para uso em lastro ferroviário.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal Fluminense, Niterói, Rio de Janeiro, 2006.

PASSOS, P. G. O. **Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita.** 141 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 2005.

PEDROSA, R. A. A. **Estudo da viabilidade técnica e econômica do uso de agregados de escória de aciaria em concreto betuminoso usinado a quente.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Ouro Preto, Minas Gerais, 2010.

PHAM, H. T. V. **Support mechanism for rammed aggregate pier.** 223 p. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Iowa State University, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, Ames, Iowa, EUA, 2005.

PIAU, W. C. **Efeitos de escórias de siderurgia em atributos químicos de solos e na cultura do milho.** Tese (Doutorado) - Centro de Energia Nuclear na Agricultura, Universidade de São Paulo, Piracicaba, São Paulo, 1995.

PITT, J. M.; WHITE, D. J.; GAUL, A.; HOEVELKAMP, K. **Highway applications for rammed aggregate piers in Iowa soils.** Iowa Department of Transportation Project TR-443, Ames, Iowa, 166p. 2003.

POLESE, M. O. **Estudo da expansibilidade e da microestrutura de escórias de aciaria LD e EAF.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, 2007.

POLESE, M. O. et al. **Caracterização microestrutural de escória de aciaria.** REVISTA MATÉRIA, Vol. 11, 2006.

POLISSENI, A. E. **Caracterização da escória de aciaria oriunda de Juiz de Fora destinada à fabricação de cimento.** REIBRAC, Vol. 44, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2002.

POLISSENI, A. E. **Estudo da viabilidade técnica da utilização de escória de aciaria elétrica micronizada como material cimentício.** 251 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2005.

RAZEGHI, H. R.; NIROUMAND, B.; GHIASSIAN, H. **A field study of the behavior of small-scale single rammed aggregate piers, testing methodology and**

interpretation. Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering, Vol.18, p.1198–1206, 2011.

REDDY, A. S.; PRADHAN, R. K.; CHANDRA, S. **Utilization of Basic Oxygen Furnace (BOF) slag in the production of a hydraulic cement binder.** International Journal of Mineral Processing, Vol. 79, n. 2, p. 98–105, 2006.

ROCHA, B. P. **Estudo da viabilidade da reutilização da escória do refino secundário no forno elétrico a arco.** 66 p. Dissertação (Graduação em Engenharia Metalúrgica) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

ROCHA, C. J. T. **Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita: Aplicação a um caso de estudo.** 183 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Nova Lisboa, Portugal, 2012.

ROHDE, L. **Escória de aciaria elétrica em camadas granulares de pavimentos.** 118 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2002.

SAFTNER, D. A.; ZHENG, J.; GREEN, R. A.; HRYCIW, R.; WISSMANN, K. **Rammed aggregate pier installation effect on soil properties.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement, Scotland, EUA, Vol.171, n.2, p. 63-73, 2017.

SANTOS, A. L. **Caracterização do comportamento mecânico de misturas de solo-escória de aciaria-cinza volante visando a aplicação em pavimentação.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de São João del-Rei, Programa de Pós-Graduação em Tecnologias para o Desenvolvimento Sustentável (PPGTDS), Ouro Branco, Minas Gerais, 2013.

SHI, C. **Characteristics and cementitious properties of ladle slag fines from steel production.** Cement and Concrete Research, Vol. 32, n. 3, p. 459–462, 2002.

SILVA, A. P. F. **Apontamentos da Disciplina de Melhoramento de Terrenos.** FCT-UNL: s.n, 2008.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação.** 131 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2005.

TOSSAVAINEN, M.; ENGSTROM, F.; YANG, Q.; MENAD, N.; LARSSON, M. L.; BJORKMAN, B. **Characteristics of steel slag under different cooling conditions.** Waste Management, Vol. 27, n. 10, p. 1335–1344, 2007.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of pile.** III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Zurich, Vol. 2, p. 125-151, 1953.

WHITE, D. J.; LAWTON, E. C.; PITT, J. M. **Lateral Earth Pressure Induced by Rammed Aggregate Piers**. Proceedings on 53th Annual Canadian Geotechnical Conference, Montreal, Canadá, Vol. 2, p. 871-876, 2000.

WISSMANN, K. J.; FOX, N. S.; MARTIN, J. P. **Rammed Aggregate Piers Defeat 75-foot Long Driven Piles**. Proceedings on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, American Society of Civil Engineers, ASCE Special Publication, n. 194, Amherst, Massachusetts, EUA, 2000.

YILDIRIM, I. Z., PREZZI, M. **Chemical, Mineralogical, and Morphological Properties of Steel Slag Advances in Civil Engineering**. Hindawi Publishing Corporation, Advances in Civil Engineering, Vol. 2011, 13p. 2011.

ZENG, W. **Assessment of matrix soil improvement using displacement aggregate piers**. 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Iowa State University, Civil, Construction, and Environmental Engineering Department, Ames, Iowa, EUA, 2010.

5

DEVELOPMENT OF A METHODOLOGY FOR CONSTRUCTION OF LOW COST RAMMED AGGREGATE PIERS

Abstract: In 1984 the Geopier Foundation made available to the foundations market an aggregate pier modality used for the purpose of soil improvement aimed at reducing settlement that could reduce the application of shallow foundations and to enable an increase in load bearing capacity of the soil. At that time, the pier was named Rammed Aggregate Pier (RAP) and it was applied to soils that presented a minimum cohesion to enable pre-drilling a hole necessary for its execution. Geopier at the time patented the pier and the mechanical implements developed to work coupled in hydraulic excavators, and that has a constructive standard that works with commercial diameters for the columns or piers of the order of 60, 90 and 110 cm and is currently denominated by Geopier as GP3®. In relation to RAP, Geopier made possible the execution of the aggregate piers under different geotechnical conditions and with equipment and accessories to serve different situations, including soils without cohesion and therefore with differentiated nomenclatures for each constructive standard, possible to be performed in the construction of the compacted aggregate piers. In this context and seeking to construct medium to small buildings, this study sought to develop a GP3® RAP executed with equipment commonly found in small to medium-sized earthworks, using aggregate composed by slag from steelworks and with a constructive diameter smaller than commonly used by Geopier. For the aggregate columns, the solution was made possible by developing a grain-size curve idealized in the laboratory for application of steel slag using the SPT hammer for pier compaction and a 15 cm diameter hand auger for pre-boring. In order to do so, a simple apparatus was designed, in which is coupled the drill rod used in SPT test. The pier resulting from this low-cost process was called Mini-RAP, for which geotechnical properties of interest were determined in the laboratory and in the field based mainly on the result of load tests, whose results were considered very satisfactory.

Key words: Rammed Aggregate Piers, Mini-RAP, Low cost pier, Foundations

5.1 Introduction

Dr. Nathaniel Fox with the collaboration of professors Richard L. Handy of Iowa State University and Richard D. Barksdale of the Georgia Institute of Technology developed a constructive methodology and equipment for the construction of a RAP (Rammed Aggregate Pier), whose process was reviewed by professor Evert C. Lawton of the University of Utah. The objective was to create a foundation element able to reduce primary settlement as well as increase soil load bearing capacity in shallow foundation systems placed on improved soils by insertion of aggregate columns/piers (PITT et al., 2003).

The compaction of RAP was achieved using a mechanical implement of a similar operation to the hammer breaker, where a pylon-plate is connected to a hydraulic excavator, which applies to the high energy of compaction on the aggregate material, arranged in layers inside borehole on the ground of interest, with mechanical drill that is also implemented to an excavator.

Over the years, Geopier has developed other technological possibilities for the construction of piers. The RAP typology GP3® is considered when its execution is carried out without the use of any type of casing pipe or guide pipe during its excavation; the soil should have sufficient cohesion so that the borehole remains intact after opening with the auger coupled to an excavator and the aggregate layers are simply thrown into these holes in the loose state and then compacted with a vertical advance every 30 cm before being compacted by the pylon-plate and having commercial diameter generally around 60 cm, but being possible to perform others such as, for example, 45, 75, 90 cm and 110 cm (IONESCU e BECK, 2010; PITT et al., 2003; HANDY e WISSMANN, 1999; Geopier Foundation Company, Inc, 2018).

RAPs have attracted a great deal of attention from the world geotechnical community and are already available in practically all of the world, mainly due to their form of operation, in which RAP improves the geotechnical properties of the soil, allowing the execution of superficial foundations on treated and/or improved terrain as well as the fact that the areas available to civil construction that make up the current urban centers tend to present from low to medium geotechnical competence due to the fact that the existing buildings most of the time already occupy the areas of better behavior and so the compacted aggregate columns have become an increasingly used option (IONESCU e BECK, 2010; PITT et al., 2003; HANDY e WISSMANN, 1999).

RAP GP3® is indicated to be applied as reinforcement of silty soils (ML, MH), clayey soils (CL, CH), soils below the groundwater, sandy clays (SC) and sandy silts (SM) that can be excavated maintaining intact the borehole previously executed, being able to reinforce and improve the properties of the soils, because its executive process increases the strength and rigidity of the compacted aggregate inside the hole by pushing it laterally against the soil matrix, thus generating radial stresses, which compact the surrounding soil. In this way, an excellent connection between the column/pier and the soil around is achieved, progressively obtaining an improvement of the same, providing the control of settlement, and a significant increase in the geotechnical load bearing capacity and with a system of low vibration that can reach moderate depths, around 10 meters (LAWTON e FOX, 1994; LAWTON, 2000; WHITE et al. 2000; WISSMANN et al. 2000; CASKEY, 2001; GAUL, 2001; MINSKS et al. 2001; WHITE et al. 2001; HOEVELKAMP, 2002; WHITE et al. 2002; GIRSANG et al. 2004; FARRELL e TAYLOR, 2004; PHAM, 2005; FARRELL et al. 2008; CHEN et al. 2009; HALABIAN, 2012a, 2012b, 2014; HUFFMAN e STUEDLEIN, 2014; SAFTNER et al. 2017 e DEMIR et al. 2017). In Brazil, this model of foundation is offered by the company ThyssenKrupp and although it is a very promising technique to the country, it is very little explored even little known and widespread, however it is widely used in several other countries of Latin America, the United States, Central America, Asia, Europe and Oceania. GP3® has limitations to small and medium-sized companies, because of the high value for acquisition of the necessary equipment for its construction, being these patented and currently of exclusive use of Geopier and its associates.

Meanwhile, the Brazilian housing deficit it was 6.2 million in 2015 and tends to increase to according to the João Pinheiro Foundation in collaboration with the Ministry of Cities, the Inter-American Development Bank (IDB) and the United Nations Development Program (UNDP). It is also noticeable that geotechnical areas of greater competence are already too busy and therefore, there is a high probability of occurrence of geotechnically less competent areas, available for civil construction, which in turn demands the introduction of techniques for soil improvement, such as by applying RAP piles.

Another constructive technique that has been growing in use in Japan and India is called the Granular Pier Anchor – GPA. The constructive process is to drill a hole on the ground, installing on the base of this hole a metal plate attached to a metallic rod or

stretched cable. The hole is filled with granular material, that is compacted it by pulling up the rod moving the metal plate resting on the bottom of the hole against the granular material thrown. The displacement of the plate is equal to 50% of the hole diameter (D_o), mobilizing the granular material, that transfers radial forces around the soil matrix. Therefore, the initial diameter is increased along the length, considered in design equal to $2.5 \times D_o$. This segment ($2.5 \times D_o$) is called anchor i.e. bulging and it is responsible for the soil improvement. After that, the rod is welded to the shallow foundation working prestressly (RANJAN e KUMAR, 2000; KUMAR et al., 2003; LILLIS et al., 2004; PHANIKUMAR et al., 2004; SRIRAMA RAO et al., 2007; O'KELLY et al., 2014; MADHAV e VIDYARANYA, 2015).

A solution developed in the Brazilian northeast involves the construction of piles composed of a mixture of sand, gravel and cement, executed by a very similar process to that used in the Franki piles. Where the process of driving a steel pipe with a composite plug with dry concrete is carried out with the help of a hammer gravity. Once the design depth is reached the dry concrete plug is extracted by fixation the pipe on the surface. New layers of sand or gravel are introduced into the pipe and the material is compacted as the pipe is withdrawn until the pile is finished (GUSMÃO FILHO, 1998; SOARES, 2005).

In this context, the objective of this research was to develop a low cost pier model similar to RAP that would serve medium-to-small buildings with a simplified executive process, allowing the use of equipment commonly used in construction. Due to the great availability of steel slag in the region of Ouro Branco, Minas Gerais state, where this study was developed, its application was investigated as an aggregate. Therefore, a modified RAP was studied, executed with steel slag to replace the crushed natural aggregate and it was constructed with a small diameter of 15 cm. In addition, an execution method was developed using the SPT test system, to compact the aggregate pier or column. The technique must be applied in soil with NSPT between 7 and 15, and with the same purposes of Geopier RAP® to allow soil improvement.

It is aimed to present the details of the technique developed and to measure geotechnically its potential from the point of view of the response of piers subjected to direct load test discussing its basic parameters, whose constructive technique was called by the author as Mini-RAP.

5.2 Materials and Methods

5.2.1 Experimental area

The experimental area where this research was developed is located in Alto Paraopeba, State of Minas Gerais, in the municipality of Ouro Branco, MG 443 highway, a campus of the Federal University of São João Del Rei, whose local soil can be defined as composed of a material representative of the residual soils of gneiss with color variations between brown and variegated pink, presenting striking features of feldspar. The field is a total area of 300 m² and is at the coordinates 43°44'38.90"W and 20°31'15.49"S, for the WGS 84 Datum, with an altitude of 1086 m.

5.2.2 Aggregate

Steel slag was used as an aggregate for the construction of the piers, from the electric arc furnace from Vallourec & Sumitomo Tubos do Brasil - VSB. The material was crushed and supplied to this work by the steel waste processing company Letek Minas.

5.2.3 Mini-RAP Technology

Initially, in order to meet the proposal of this study, an investigation was carried out regarding to researches about RAP focused on studies in which changes to the constructive processes were proposed.

A study in Bangladesh by Hossain et al. (2008) analyzed, by means of a load test, a RAP constructed with 75 cm in diameter, manually excavated, with a depth of 4.3 m and compacted in layers. A hammer, which weight was 105 kg, pulled manually by a tripod, performing 40 blows in each layer, executed the compaction. The material before compacted had a thickness of 35 cm and after compacting, 25 cm.

In Iran, Razeghi et al. (2011) performed the construction of RAPs in smaller scale, using a breaker hammer for their compaction that had a maximum length of one meter, having been studied in different diameters.

Another work found was performed by Osman and Hashim (2013) in Saudi Arabia that developed a study on smaller-scale RAP with a depth of 60 cm and manually compacted by a tamper soil tool with a steel plate of 20 cm diameter and angled at 45°, performing 25 blows on granular layers of 10 cm.

Inspired by the aforementioned studies about compaction process, the possibility of compacting Mini-RAP with the hammer used in the SPT test was evaluated and checked. Then it was designed the scheme presented in Figure 5.1, in which the proposed execution is divided in the following steps: i) opening the hole using drill; (ii) borehole's filing with steel slag that has a thickness of 30 cm in the loose state and iii) compaction of the slag using the SPT hammer. It should be noted that to achieve the compaction, a circular steel plate similar to that used by Osman and Hashim (2013) has been developed without chamfer. A sleeve was welded on the plate to connect the drill rod used in the SPT test (Figure 5.1).

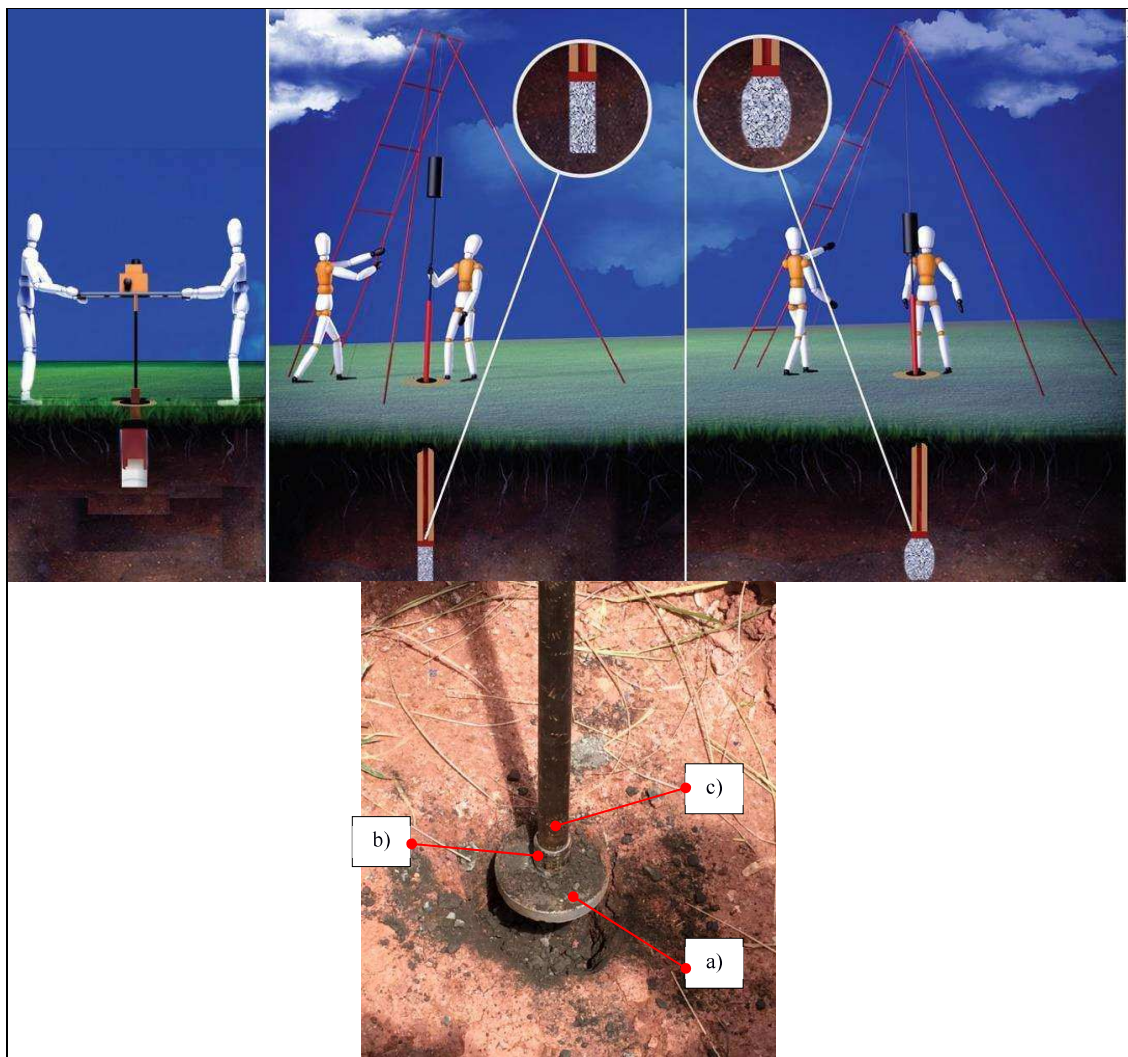


Figure 5.1: Scheme of construction of the pier, Mini-RAP and plate-rammed, being: a) Circular Metal Plate, 13 cm in diameter; b) sleeve for connecting the 2” metal rods and c) Metal pipe of 2”.

5.2.4 Experimental area

A survey with hand auger at a depth of 6 m, covering a total area of 2,500.00 m², on a plateau excavation was carried out in order to determine a portion of this that presented tactile and visually similar materials from the geotechnical point of view. Thus, a portion of 320 m² was delimited to compose the experimental field of this work. Afterwards, it was carried out a survey comprising 5 standard penetration test (SPT), 5 holes for the execution of the Ménard pressuremeter test (PMT) and an earth trencher with 4.0 m depth. In the trench as shown in Figure 5.2, 4 undeformed blocks removed at 0.5 m, 1.5 m, 2.5 m and 3.5 m, used in the geotechnical characterization tests, CID triaxial tests, consolidation test and shear box test.

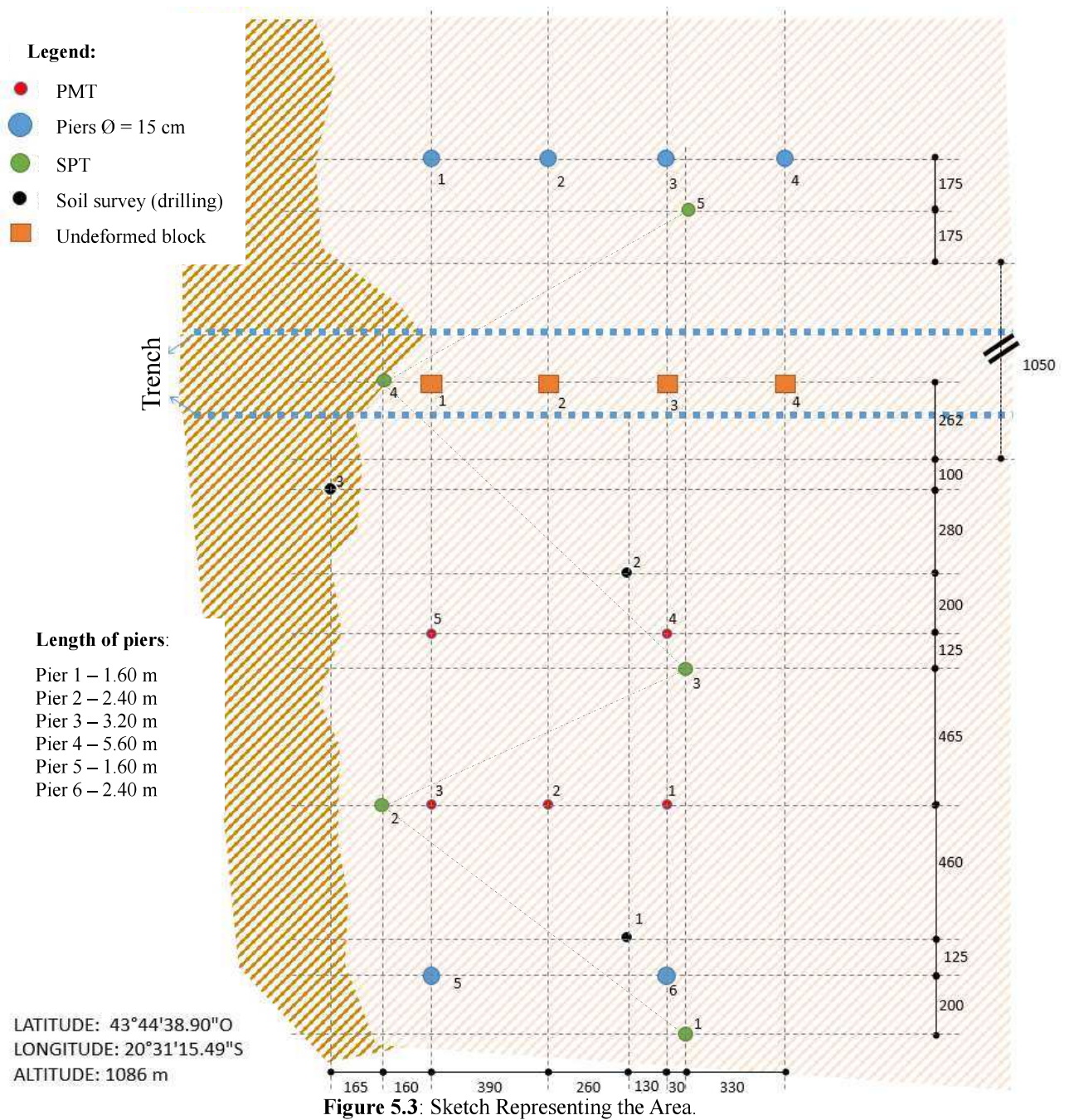


Figure 5.2: Collection of undisturbed samples at two depths and carried out inside a trench.

5.2.5 Experimental program

The experimental program in the field for the development of the Mini-RAP pile involved the construction of 6 piers, which were executed in the following depths: 2 piers with 1.60 m, 2 with 2.40 m and the others with 3.20 and 5.60 meters each, as can be seen in the representative sketch of the study area, Figure 5.3, which includes the

representation of the entire geotechnical survey. The piers lengths variations had as objective to evaluate possible gains of bearing capacity.



The piers 5 and 6 were performed with an electric hammer, and perforated with hand auger, having 1.6 and 2.4 m depth, respectively. The other piers were constructed using a portable mechanical drilling and compacted with a manual hammer as illustrated in Figure 5.4.

Piers were compacted with slag prepared according to Oliveira et al. (2016), in order to meet optimum grain-size curve and compaction parameters. In order to make the piers, 30 cm of slag was placed inside the previously opened hole, then the rod with

the rigid base was placed on the slag layer and 17 blows of the SPT hammer were performed, keeping the height of 75 cm, which gives an energy very close to the intermediate energy of the compaction test (1.29 kg.cm/cm³). This sequence of slag pouring (30 cm) followed by compaction was performed until complete filling of the hole.



Figure 5.4: Mini-RAP Constructive Process.

After the construction of the Mini-RAP piles, a reaction system was assembled to perform tests of static loads. The anchorage of reaction system were installed away from the center of the Mini-RAP piles to be tested, at least 5 times its diameter, in order to reduce adverse reactions to the load test.

After the construction of the Mini-RAP pier and the reaction system, the loading tests were performed using the fast method according to ABNT, NBR 12131 (ABNT, 2006), with the following procedures: i) based on the results of the geotechnical tests carried out (SPT, PMT and triaxial test) the ultimate load of the piers was estimated through the semi-empirical methodologies established in foundation engineering of which, Van der Veen (1953), NBR 6122 (2010), method of Kumar et al. (2003) adapted, Stuedlein and Holtz (2013) and Mitchell (1981); ii) the estimated rupture load was

divided into 10 levels; iv) at each stage, the displacements were measured by displacement gauges, immediately after load application, after one minute and after 10 minutes, and in the tenth stage, the load was maintained for 30, 60 and 120 minutes; iii) the unloading process was carried out in 5 stages. Figure 5.6 illustrates one of the load tests performed.



Figure 5.6: Load test performed using hydraulic jack, kneecap, measured with comparator watches and reacted with reusable anchor.

The results of the load tests were analyzed using the methods of Van der Veen (1953) and ABNT, NBR 6122 (ABNT, 2010). For the Van der Veen method, it was determined the linear regression of the load x displacement curve that presented the value of the coefficient of determination closest to 1.

The modulus of elasticity for the application of NBR 6122 (ABNT, 2010), in the determination of the failure load bearing capacity, was performed based on the empirical formulation of Heukelom and Klomp (1962) and with the CBR value determined by Oliveira et al. (2016) for the pier material.

Another evaluation was based on the values obtained for the failure load, according to Van der Veen (1953) which were compared to the theoretical ultimate load proposed by Kumar et al. (2003), used in GPA, considering that this theoretical load would occur according to the bulging failure mechanism (BARKSDALE and BACHUS, 1983). For this mechanism of pier failure (Equation 01), according to Kumar et al. (2003), the ultimate load capacity of GPA is given by the sum of two parts, which are: the shear

strength mobilized along the borehole and the weight of the pile determined based on the specific weight of the material used in the compaction of the pier and assuming that bulging failure is located a half-diameter distance from the pier tip rather than bulging occurring at the top, as seen in most aggregate piles under compression.

$$Q_{ult} = \pi \cdot d \cdot L \cdot S_u + \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot L \cdot \gamma_{gp} \quad (01)$$

Where:

Q_{ult} : ultimate load capacity,

d : pier diameter,

L : pier length,

S_u : undrained shear strength of the soil, equation 04.

γ_{gp} : apparent specific gravity of the aggregate material after compaction

However, for the case of the Mini-RAP, the failure will occur from the top and the influence of the weight of the material will not occur. Therefore, this part is neglected in the calculations developed.

Another semi-empirical method tested was that of Mitchell (1981), who proposed equation 02 to determine the ultimate bearing capacity.

$$q_{ult} = S_u \cdot N_p \quad (02)$$

Where:

q_{ult} : bearing capacity

N_p : is the factor of load bearing capacity, which the value is recommended by Stuedlein and Holtz (2013) is given by the empirical equation presented below:

$$N_p = \exp(-0.0096 \cdot s_u + 3.5) \quad (03)$$

The undrained shear strength of the soil, which is required for the development of equations 01, 02 and 03, can be obtained theoretically by means of the Mohr circle, based on soil strength parameters according to Gerscovich (2010).

$$S_u = \frac{c' \cdot \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + (\sigma_3 - \Delta u) \cdot \frac{\sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (04)$$

where:

c' : effective cohesion,

ϕ' : effective friction angle,

σ_3 : confining stress and

Δu : pore pressure variation.

Also, based on the response of the Ménard Pressuremeter test, undrained shear strength of the soil can be obtained according to the proposition of Briaud (1992), by equation 05.

$$S_u = 0.67 \cdot PL^{0.75} \quad (05)$$

It should be noted, however, that although the experimental field presents on unsaturated conditions, there is application of the proposed analysis that refers to saturated cohesive soils is used in this work as a form of simplification and aiming to gauge the approximation of the results despite the differences in the conditions of the problem.

In order to analyze the integrity and the state of the pier after its failure, a visual inspection of the Mini-RAP was carried out through exhumation of one of the piers tested in the field.

5.3 Results and Analysis

The geotechnical properties of the slag used are summarized in Table 5.1, which shows the grain-size curve distribution, compaction moisture (%), CBR (California Bearing Ratio) and modulus of elasticity (E) obtained according to Heukelom and Klomp (1962).

Table 5.1: Properties adopted for the slag used.

Compaction moisture = 3.24% +/- 0.5%			
CBR = 217% and E = 217 MPa			
Sieve mesh		% Passing	Tolerance
#	(mm)		
1"	25	100.0	+/- 7%
3/4"	19	87.2	+/- 7%
1/4"	6.35	50.4	+/- 7%
10	2	28.3	+/- 5%
40	0.425	13.0	+/- 5%
200	0.075	5.5	+/- 2%

The grain-size curve used for slag applying the optimum moisture and after compaction, as shown in Table 5.1, presented the stability required for its application in aggregate pier according to Oliveira (2018); the intermediate energy was chosen by the fact that when being converted to the executive process in the Mini-RAP, using the SPT hammer, it is necessary to perform 17 blows for each layer of the pier under construction, therefore, the compacting layers being possible to be performed using manual force, using the equipment of the SPT test, in attention to the goal of being a low-cost pier.

According to the methodology set out in 5.2 , the results of the SPT tests (Tables 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 and 5.6) are presented.

Table 5.2: Result of SPT Test – Hole 01.

Layer	N_{SPT-30cm}	Type of Soil	Color
1	15	Sandy Silt	Reddish pink
2	17	Sandy Silt	Reddish pink
3	13	Sandy Silt	Reddish pink
4	13	Silty	Pink
5	20	Silty	Pink

Table 5.3: Result of Result of SPT Test – Hole 02.

Layer	N_{SPT-30cm}	Type of Soil	Color
1	10	Clayey Sand	Brown
2	10	Clayey Sand	Brown
3	15	Clayey Sand	Brown
4	16	Clayey Sand	Brown
5	22	Clayey Sand	Brown

Table 5.4: Result of Result of SPT Test – Hole 03.

Layer	N_{SPT-30cm}	Type of Soil	Color
1	13	Sandy Silt	Pink
2	10	Sandy Silt	Pink
3	14	Silty Sand	Pink
4	20	Silty Sand	Pink
5	21	Silty Sand	Pink

Table 5.5: Result of Result of SPT Test – Hole 04.

Layer	N_{SPT-30cm}	Type of Soil	Color
1	11	Sandy	Brown
2	8	Clayey Sand	Brown
3	8	Clayey Sand	Brown
4	8	Clayey Sand	Brown
5	7	Clayey Sand	Brown

Table 5.6: Result of Result of SPT Test – Hole 05.

Layer	NSPT- 30cm	Type of Soil	Color
1	12	Sandy Silt	Variegated Pink
2	13	Sandy Silt	Variegated Pink
3	15	Silty Fine Sand	Variegated Pink
4	16	Silty Fine Sand	Pink
5	16	Silty Fine Sand	Pink
6	16	Silty Fine Sand with gravel	Red
7	17	Silty Fine Sand with gravel	Red
8	18	Silty Fine Sand with gravel	Red

According to the visual tactile classification, obtained from the material sampled by the 5 drilling holes of the SPT test, it is verified that the soil in all areas presents similar characteristics regarding to particle size distribution and origin, being mostly formed of silty or silty sandy soils with a predominance of pink color and, in the adjacent area, the soil is formed of clayey sand of brown color. The great color variation verified is common to the residual soils of gneiss according to Fontana et al. (2017) as well as presented in Tables 5.2 to 5.6.

The average number of blows for the initial four meters of the subsoil, referring to the penetration of the standard sampler to 30 cm (NSPT) is equal to 14.5; 12.8; 14.3; 8.75 and 14.0, respectively, for the holes 1, 2, 3, 4 and 5, respectively, which individually have the following coefficients of variation: 13.2, 25.11, 29.43, 17.14 and 13.04%, values which according to Phoon et al. (1995) classifies the samples as being of low variability.

A basic statistical analysis for the 5 mean NSPT values (4 m) for the pink geotechnical unit is 12.85, with a standard deviation (SD) equal to 2.39 and a coefficient of variation (COV) equal to 18.59%. As COV is less than 25% (indicating a reasonably homogeneous data set), according to Martins (2006), the geotechnical study area can be classified as reasonably homogeneous from the point of view of the NSPT.

It should be noted, however, that this classification proposed by Martins (2006) consists of a purely statistical analysis and, according to the object or study material and may present variations. Several studies (in the area of applied statistics) point out to a set of reasonably homogeneous data when COV is less than or equal to 25% to be quoted, Pimentel-Gomes (2000), Olivieri (2004), Mendonça (2012) and Assis (2015) and which are also in full agreement the propositions focused on geotechnics by Lee et al. (1983), Harr (1987), Kulhawy (1992), Phoon et al. (1995), Rouhani et al. (1996),

Lacasse and Nadim (1996), Phoon and Kulhawy (1999), Kim (2005), Fenton and Griffiths (2008), Phoon (2008), Das (2011), Miranda and Serra (2011), Müller (2013), Ching and Phoon (2012), Rocha et al. (2015), Silva (2015), Mataic (2016), Monica (2016) and Santos (2017). Thus, when considering the pink geotechnical unit as being reasonably homogeneous, it is possible to draw future comparisons between geotechnical studies performed within the installed experimental field.

Table 5.7 lists the results of the PMT tests that were performed, in total 5 holes were tested, with depths varying from 1 to 4 m.

Table 5.7: Result of the PMT tests.

Depth	Identification/Hole	G (kPa)	E _M (kPa)	PI	Su	E _M /PI	COV(%)
1 m	1	4852	12907	756.12	96.61	17.07	17.33
1 m	2	3555	9457	694.35	90.63	13.62	
1 m	3	6375	16958	908.79	110.90	18.66	
1 m	4	3281	8729	667.87	88.02	13.07	
1 m	5	4345	11559	889.84	109.16	12.99	
2 m	1	5671	15085	891.02	109.27	16.93	10.97
2 m	2	7502	19955	1022.8	121.18	19.51	
2 m	3	9467	25183	1094.9	127.53	23	
2 m	4	6006	15977	802.06	100.98	19.92	
2 m	5	7337	19518	1009.2	119.97	19.34	
3 m	1	8275	22012	1228.3	139.02	17.92	3.34
3 m	2	8603	22883	1232.9	139.40	18.56	
3 m	3	7291	19393	1012.2	120.23	19.16	
4 m	1	7993	21262	1041.2	122.81	20.42	5.86
4 m	2	7929	21091	1110.6	128.90	18.99	
4 m	3	8894	23656	1299.8	145.04	18.2	

Legend: E_M – Ménard Modulus; G – Shear Modulus; PI – *Limit pressure*; E_M/PI – Ménard Modulus/*Limit pressure the Ménard Ratio* and COV – Coefficient of Variation referente a relação E_M/PI.

According to the data summarized in Table 5.7, it can be verified that there is a trend to obtain greater homogeneity between the parameters with increasing depth in the soil profile, having the sample coefficient of variation for the values of the ratio of the Menard's modulus of elasticity to the net pressure decreased from 17.33% (at one meter of depth) to 5.86% at 4 meters of depth, and can be justified by the fact that the residual soils are less modified at greater depths. On the ratio of the Menard's modulus to the net limit pressure, which is an index used for soil classification, it can be noticed that in the region of the experiment, the soil can be characterized as a rigid clay according to the proposals of Ménard (1975), Briaud (1992) and Clarke (1995). In the same way as in

SPT, the material can be reasonably homogeneous to homogeneous individually at each point and with increasing depth in the soil profile. As a general COV, considering all the values of the ratio EM/PI obtained, it is 15.23%, we can consider the area of study according to this test also as reasonably homogeneous.

For the 4 undisturbed samples removed at 0.5 m, 1.5 m, 2.5 m and 3.5 m, the results of the geotechnical characterization, shear strength and consolidation tests are presented, in the sequence of Tables 5.8, 5.9 and 5.10.

Table 5.8: Results of Characterization tests.

Identification of blocks according to sketch – Figure 5.4	Depth (m)	LL	PL	IP	Percent Particles size	GS
1	0.5	49.4	34.86	14.54	17% sand 67% silt 16% clay	2.788
2	1.5	49.3	40.07	9.23	26% sand 63% silt 11% clay	2.772
3	2.5	51.4	39.76	11.48	20% sand 71% silt 9% clay	2.797
4	3.5	48.3	32.21	16.09	26% sand 63% silt 11% clay	2.761

Legend: LL – Liquidity Limit, PL – Plasticity Limit and, IP - Plasticity Index, GS – Specific gravity of Solids.

Table 5.9: Result of Shear box test and Triaxial test (CID) (Consolidated and Drained).

Identification of blocks according to sketch – Figure 5.4	Depth (m)	Direct Shear Box test		CID Triaxial	
		Parameters for peak strength flooded		Effective Parameters	
		Cohesion (kPa)	Friction Angle	Cohesion (kPa)	Friction Angle
1	0.5	25	25	39.9	25.7
2	1.5	31	28	36.8	29.6
3	2.5	40	22	24.2	29.9
4	3.5	43	20	35	23.8

Table 5.10: Result of consolidation test.

Identification of blocks according to sketch – Figure 5.4	Depth (m)	Consolidation test		
		Pre-consolidation stress		
		Pacheco Silva (kPa)	Casa Grande (kPa)	Compression index
1	0.5	170.26	211.26	0.404
3	1.5	279.48	276.94	0.542

According to the characterization data obtained for the study of the four blocks, it was verified that the soil of the experimental area studied is a sandy silt material, classified as ML (SUCS) soil. In relation to the Atterberg limit tests, it is considered to be medium plastic and for which the specific gravity of the particles is of the order of 2.78 g/cm^3 , value characteristic of particles found in the fraction up to 2 mm, visible as feldspars and feldspathoids.

Regarding to the parameters of soil strength analyzed by direct shear and triaxial compression tests for different depths, it is verified that the material presents a variation for cohesion and angle of friction, between the values of 25 to 43 kPa and 20 to 25°, respectively for the results of the shear box test. For the effective parameters of the triaxial compression test, values of 35 to 40 kPa and 23 to 26° were obtained. As in the SPT and PMT, considering the average values of cohesion and angle of friction, both for direct shear and for the triaxial compression test, a coefficient of variation of less than 25% is found, which represents reasonably homogeneity.

It is important to mention that the magnitude found for the geotechnical parameters cohesion and angle of friction are consistent with those obtained by Costa Filho and Campos (1991), referring to a young residual soil of gneiss, case of the soil found in the experimental area and that, on average, the strength parameters of the soil can be considered as being 26° and 34 kPa.

Figures 5.7 and 5.8 depict the load-displacement ratio obtained in the field tests. Figure 5.7 illustrates the results for piers 1, 2, 3 and 4 and Figure 5.8 piers 5 and 6. Table 5.9 lists the values of the failure load, the allowable load and the displacement obtained from these graphs. It is observed that the NBR 6122 (ABNT, 2010), applied only to piers with a length of 1.60 m. This same table also presents the load estimate based on the semi-empirical methods of Kumar et al. (2003) and Mitchell (1981), according to the undrained shear strength values (S_u) obtained on the basis of equation 04, for piers number 1 to 4 and according to equation 5, for piers number 5 and 6.

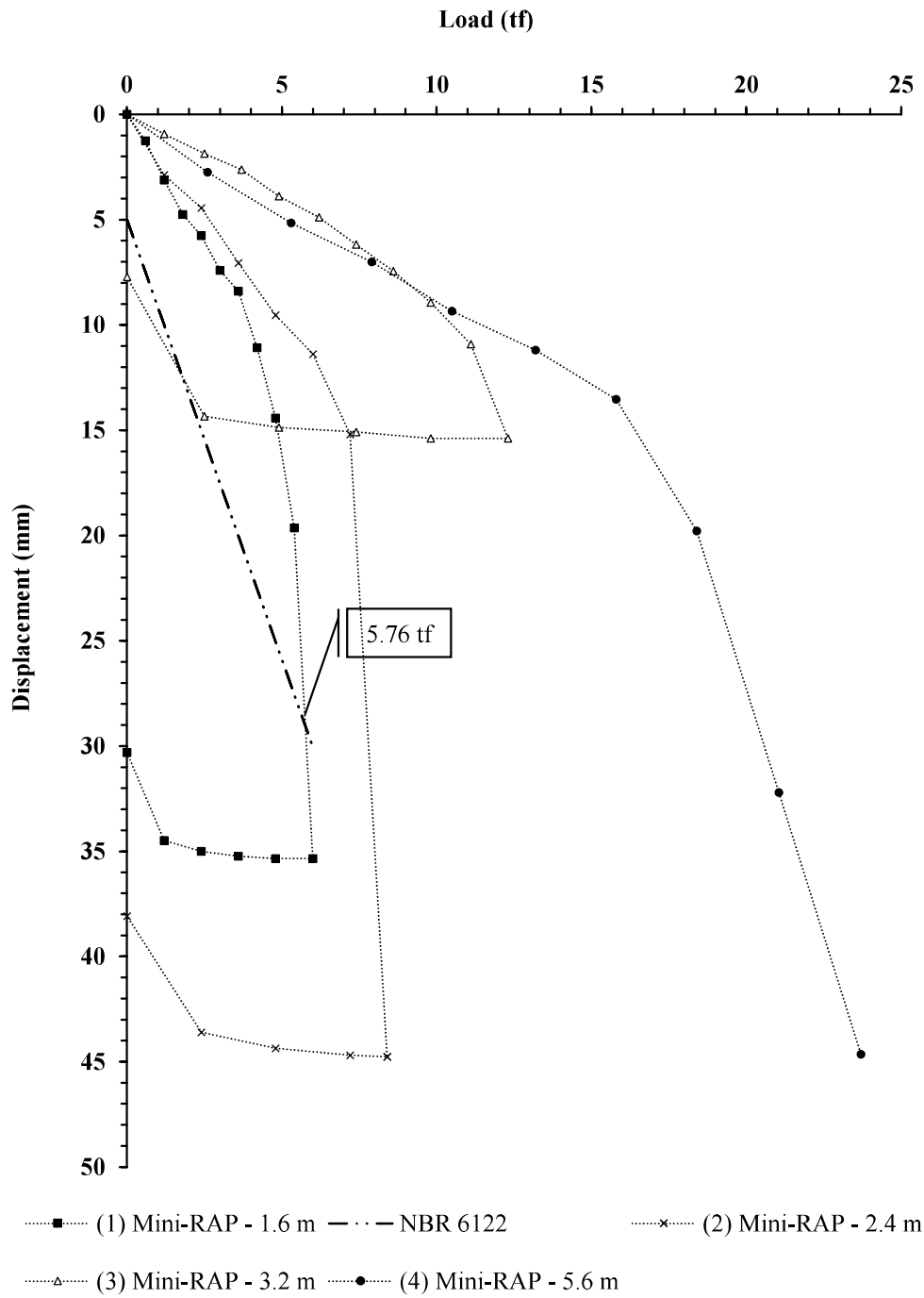


Figure 5.7: Results of the Load Tests for Mini RAP 1, 2 and 3.

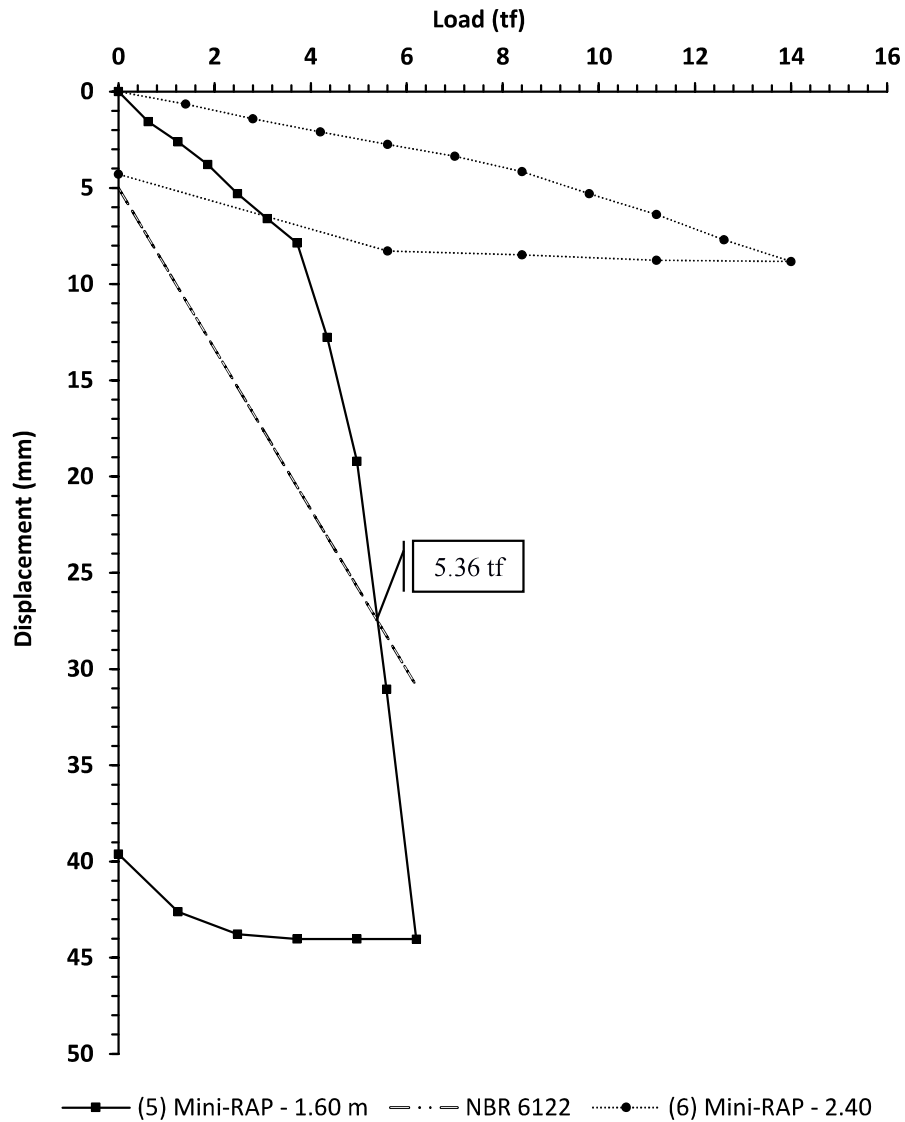


Figure 5.8: Results of the Load Tests for Mini-RAP 5 and 6.

Table 5.11: Parameters of piers, soil, failure load according to Van der Veen method (1953), according to NBR 6122 (ABNT, 2010), according to Kumar et al. (2003) and Mitchell (1981).

Identification of the piers – see sketch in Figure 5.4	1	2	3	4	5	6
Pier diameter (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
Cohesion (kPa) - CD and Shear box test	34	34	34	34	-	-
Friction angle (°) - CD and Shear box test	26	26	26	26	-	-
γ_{nat} (kN/m ³) (average value)	16.75	16.75	16.75	16.75	16.75	16.75
PL (kPa) – PMT	-	-	-	-	1095	1228
Su – undrained shear strength (kPa)	63	67	71	83	128	139
Pier length (m)	1.6	2.4	3.2	5.6	1.6	2.4
Ultimate capacity load according to Van der Veen (1953) in tf / Coefficient of determination R ²	6,1 / 0,998	8,5 / 0,986	14 / 0,9948	25 / 0,987	6,4 / 0,981	22 / 0,998
Ultimate capacity load - method of NBR 6122 (tf)	5.76	x	x	x	5.36	x
Ultimate capacity load - method of Kumar et al. (2003) (tf)	4.7	7.5	10.7	21.9	9.6	15.7
Stuedlein and Holtz (2013) – NP	18	17	17	15	10	9
Mitchell (1981) - (kPa)	1136	1164	1188	1239	1241	1212

According to the Figures 5.7 and 5.8 and Table 5.11, it can be observed that the values of the ultimate load capacity for the load tests performed are compatible with the variation of the pier depth. The longer the pier the higher the load obtained.

When comparing the piers with same length, it is observed the following, in relation to the piers 1 and 5 both of 1.6 m, the 5 presents a bearing capacity 4.92% greater and comparing the piers 2 and 6 both of 2.4 m, the bearing capacity is 159% greater for pier 6. It is worth noting that piers 1 and 2 are distant from piers 5 and 6 by 31 meters. Besides that, values of the undrained shear strength (S_u) obtained in the experimental area are different, being around 107% larger in the area where the piers 5 and 6 were installed, which may justify the higher failure load to these piers.

Taking as a reference pier 1, with 1.6 m in length, and considering the ultimate load obtained by the Van der Veen method, when comparing it with piers 2, 3 and 4, it is obtained an increase on the ultimate load equal to 39%, 129% and 309% respectively. In the case of piers 5 and 6 and considering pier 5 (1.60 m in length) as a reference, a gain of 248% is obtained. The load increased because of the raise of the length of the pier.

The increase of bearing capacity, analyzed by Van der Veen method, show similar gain relation to the increase of the length of the piles. For example, when pile 1 and 2 are compared, the load of 6.1tf divided by 1.6m (length of pile 1) provides a value of 3.81 tf/m, that when multiplying by 2.4 m (length of pile 2) an ultimate load of 9.15 tf is obtained, while the value measured by the load test was 8.5 tf, representing a difference of 7,6%. If this operation is made for the other piles (3 and 4) by comparing it with pile 1, the following value pairs (12.2tf / 14.7%) and (21.35tf /16.7%), respectively, are obtained. It means that the load increase is much more influenced by the length than by geotechnical variation for the studied soil, which also agrees with the soil analysis that, as previously discussed, indicates a reasonably homogeneous soil.

It was verified that the Mini-RAP behaved geotechnically according to the technical description of the GP3® piers, discussed by Lawton and Fox (1994); Lawton, (2000); White et al. (2000); Wissmann et al. (2000); Caskey (2001); Gaul (2001); Minsks et al. (2001); White et al. (2001); Hoevelkamp (2002); White et al. (2002); Girsang et al. (2004); Farrell and Taylor (2004); Pham (2005); Farrell et al. (2008); Chen et al. (2009); Halabian (2012a, 2012b, 2014); Huffman and Stuedlein (2014); Saftner et al. (2017) and Demir et al. (2017), thus being able to validate the constructive methodology developed and proposed for Mini-RAP.

White et al. (2007) found a load of 23.3 tf for a pier with a diameter equal to 0.76 m and a length equal to 2.97 m supported on a foundation with S_u equal 150 kPa. This value can be compared to pier 6, which has a length of 2.4 m, on a soil with S_u equal to 139 kPa and which ultimate capacity load is of the order of 22 tf.

Regarding the ABNT method, NBR 6122 (ABNT, 2010) using the modulus of elasticity estimate based on the CBR value of slag, according to Heukelom and Klomp (1962), it is observed that the values of the failure load obtained by this method proved to be very efficient when it was possible to reach loads close to the geotechnical failure on load test, case of piers 1 and 5, whose percentage variation between the load estimate (ABNT, 2010) and the one obtained (Van der Veen, 1953) were respectively 5.9% and 19.4%. For the other piers, due to the limitations of the reaction elements and other equipment used for the assembly of the load test systems, it was not possible to obtain a load close to the geotechnical failure, which explains the extrapolation of the load x displacement curve by Van der Veen's method (1953).

In order to obtain a better fit to the methodology of NBR 6122 (ABNT, 2010), the value of the modulus of elasticity to be adopted must be determined in the field, since the lateral confinement imposed by the shear strength of the soil varies according to each type of soil and consequently interferes with the deformation that the Mini-RAP will suffer and consequently in the value of its modulus of elasticity that directly influences the determination of the failure load.

In relation to the load capacity according to Kumar et al. (2003), it is convenient to report that the assumed methodology considers a rigid plastic behavior based on the cavity expansion theory of Vesic (1972) and Vesic (1977), thus comparing the values obtained by the Van der Veen method with those obtained by Kumar et al. (2003), a difference for less was obtained for piers 1, 2, 3, 4, and 6, respectively, equal to 29.8%, 13.3%, 30.8%, 14.1% and 40.1%, except for pier 5, in which the method by Kumar et al. (2003) was 50.0% higher. In the method of Kumar et al. (2003) these values are strongly influenced by the undrained shear strength of the soil and that this method of estimation of the geotechnical load capacity proved to be reasonably conservative.

Still in relation to the proposal of Mitchell (1981), applied to Mini-RAP, considering the factor of load capacity for aggregate piers of Stuedlein and Holtz (2013) applied to Mitchell's proposal (1981), it is clear that the estimate of the ultimate stress is well below that measured in the field, so the method was not able to measure the geotechnical load capacity of the Mini-RAP piles.

Figure 5.9 illustrates the result of the visual expedite survey carried out by unearthing pier 4, identified in the sketch of Figure 5.3 and whose methodology is presented in item 2.2.3.



Figure 5.9: Results of the visual survey carried out on the Mini-RAP pile #4.

The first possible observation is that the measured diameter is about 16 cm and that for the geotechnical conditioners of the experimental field, after the compaction, the aggregate material that is initially released in layers of 30 cm, compacts itself to a compacted layer with an average of 20 cm, thus increasing its density as well as

densifying the side of the hole (soil), thus obtaining through this process an improvement of the surrounding soil and an aggregate pier, highly densified Mini-RAP, allowing to meet to the assumptions imposed by this pier model, which is the improvement of the geotechnical properties of the surrounding soil.

Also, by the exhumation it is possible to verify that the slag used reacts suffering a small degree of cementation which guarantees to it a certain cohesion, remaining stable after the opening of the hole during the exhumation. It is clear that no particle breakage occurred due to the static compaction process and that the pier is significantly stable. Oliveira (2018) emphasizes that the applied slag is considered non-hazardous class I.

5.4 Conclusion

The results of this work showed that the technique developed for the construction of the Mini-RAP piers is very promising, since geotechnical improvements related to the load capacity of the foundation were observed. Therefore, it was observed that the use of steel slag, as an aggregate for the piers, is satisfactory. Because the material is classified as non-polluting and meets the parameters of geotechnical resistance, this fact can be observed in the behavior of the load vs settlement curve of the field tests. It is also possible to verify a linear increase of the carrying capacity with the increase of the length of the pier, fact for the piers 1 (1,6m), 2 (2,40m), 3 (3,20m) and 4 (5, 60m).

For the estimation of the carrying capacity through parameters extracted from field and laboratory tests, an analysis of the undrained condition was chosen. Thus, the bursting loads estimated by the method of Kumar et al. (2003) adapted, were the ones that most approached the carrying capacity taken as reference.

References

ASSIS, L. B. **A formação do usuário de estatística pelo desenvolvimento da literacia estatística, do raciocínio estatístico e do pensamento estatístico através de atividades exploratórias.** 88 p. Dissertation (Master of Science, Math Education) – Universidade Federal de Juiz de Fora, Instituto de Ciências Exatas, Juiz de Fora, Minas Gerais, Brazil, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, Brazil, 91 p. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 12131:** Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro, Brazil, 8 p. 2006.

BARKSDALE, R. D.; BACHUS, R. C. **Design and construction of stone columns.** Federal Highway Administration, FHA, (RD-83/026), Washington, DC, USA, Vol. 1, 212p. 1983.

BRIAUD J. L. **The Pressuremeter.** A. A. Balkema, Rotterdam, Holanda, 1992.

CASKEY, J.M. **Uplift Capacity of Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcing Elements.** University of Memphis, 2001.

CHEN, J. F.; HAN, J.; OZTOPRAK, S.; YANG, X. M. **Behavior of single rammed aggregate piers considering installation effects.** Computers and Geotechnics, Vol.36, n.7, p. 1191–1199, 2009.

CHING, J. Y.; PHOON, K. K. **Modeling Parameters of Structured Clays as a Multivariate Normal Distribution.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 49, n. 5, p. 522-545, 2012.

CLARKE, B. G. **Pressuremeters in Geotechnical Design.** Blackie Academic and Professionnal, Glasgow, Escócia, 384 p. 1995.

COSTA FILHO, L. M.; CAMPOS, T. M. P. **Anisotropy of a Gneissic Residual Soil.** IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundantion Engeneering, Vina del Mar, Chile, Vol. 1, p. 51-61, 1991.

DAS, B. M. **Geotechnical Engineering Handbook.** Ross Publishing, Inc. New York, USA, 2011.

DEMIR, S.; ÖZENER, P.; KIRKIT, M. **Experimental and Numerical Investigations of Behavior of Rammed Aggregate Piers.** Geotechnical Testing Journal, Vol. 40, n. 3, p. 411- 425, 2017.

FARRELL, T.; TAYLOR, A. **Rammed aggregate pier design and construction in California—Performance, constructability, and economics.** Proceedings of the SEAOC 2004 Convention, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, USA, p. 147–154, 2004.

FARRELL, T.; FITZ PATRICK, B.; KENNEY, W. **Uplift testing of rammed aggregate pier_ systems.** Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress, American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia, USA, p.1–14, 2008.

FENTON, G.A.; GRIFFITHS, D.V. **Risk assessment in geotechnical engineering.** John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, USA, 461 p. 2008

FONTANA, A.; CHAGAS, C. S.; DONAGEMMA, G. K.; MENEZES, A. R.; CALDERANO FILHO, B. **Soils Developed on Geomorphic Surfaces in the Mountain Region of the State of Rio de Janeiro.** Revista Brasileira de Ciência do Solo, Viçosa, Minas Gerais, Brazil, Vol. 41, p. 1-17, 2017.

GAUL, A. J. **Embankment foundation reinforcement using Rammed aggregate piers in Iowa soils.** 166 p. Dissertation (Master of Science, Geotechnical Engineering) - Iowa State University, Iowa, USA, 2001.

GEOPIER FOUNDATION COMPANY. **Proper load testing procedures to verify adequate design.** Technical Bulletin N° 12. Available on: <<http://www.geopier.com/Downloads?subPath=Technical%20Bulletins>>. Access date: 16 Jun. 2018.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila Resistência.** Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Departamento de Estruturas e Fundações, Rio de Janeiro, Brazil, 2010.

GIRSANG C. H.; GUTIERREZ, M. S.; WISSMANN, K. J. **Modeling of the seismic response of the aggregate pier foundation system.** Proc., Geo-Support ASCE, Reston, Virginia, USA, p. 485–496, 2004.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia.** Editora Universitária, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, Brazil, 345 p. 1998.

HALABIAN, A. M.; NAEEMIFAR, I.; HASHEMOLHOSSEINI, S. H. **Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Scotland, EUA, Vol. 165, n. 3, p. 167–181, 2012a.

HALABIAN, A. M.; NAEEMIFAR, I.; HASHEMOLHOSSEINI, S. H. **Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups under dynamic loading.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 38, p. 58–71, 2012b.

HALABIAN, A. M.; SHAMSABADI, P. J. **Numerical Modeling of the RAP Construction Process and Its Effects on RAP Behavior.** International Journal of Geomechanics, p. 0401-4085, 2014.

HANDY, R. L.; WISSMANN, K. J. **Short Aggregate Piers Reinforce Soils Near Tunnels.** Proceedings of the 3rd National Conference, Geo-Engineering for Underground Facilities, University of Illinois at Urbana-Campaign, Champaign, Illinois, USA, p.1039-1047, 1999.

HARR, M. E. **Reliability-based Design in Civil Engineering.** McGraw-Hill Inc., Nova Iorque, USA, 290 p. 1987.

HEUKELOM, W.; KLOMP, A. J. G. **Dynamic testing as a means of controlling pavement during and after construction.** Proceedings of the 1st International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA, 1962.

HOEVELKAMP, K. K. **Rammed aggregate pier soil reinforcement: Group load tests and settlement monitoring of large box culvert.** Dissertation (Master of Science) - Iowa State University, Ames, Iowa, USA, 2002.

HOSSAIN, M. J.; ALAMGIR, M.; MAHAMUD, M. A. **Field Investigation on the Performance of Rammed Aggregate Pier in a Soft Ground of Bangladesh.** Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, 9 p. 2008.

HUFFMAN, J. C.; STUEDLEIN, A. W. **Reliability-based serviceability limit state design of spread footings on aggregate pier reinforced clay.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 140, n. 10, pp. 04014055, 2014.

IONESCU, B.; BECK, A. **Soil Improvement by Geopier® Aggregate Piers.** International Scientific Conference - CIBv, Braşov, Romania. p. 264 – 268, 2010.

KIM, H. **Spatial variability in soils: stiffness and strength.** 201 p. Thesis (Doctor of Science, Civil and Environmental Engineering) - Georgia Institute of Technology, Georgia, USA, 2005.

KULHAWY, F.H. **On evaluation of static soil properties.** Stability and performance of slopes and embankments II (GSP31), edited by Seed, R.B., and Boulanger, R.W., American Society of Civil Engineers, ASCE, New York, USA, p. 95-115, 1992.

KUMAR, P.; RANJAN, G.; SARAN, S. **GAP system for resistance of uplift forces – a field study.** IGC, p. 597-602, 2003.

LACASSE, S.; NADIM, F. **Uncertainties in characterising soil properties.** Conference on Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers, ASCE, Madison, Wisconsin, USA, Vol. 1, n. 58, p. 49-75, 1996.

LAWTON, E. C. **Performance of geopier supported foundation during simulated seismic tests on northbound Interstate 15 bridge over South Temple,** Salt Lake City, Utah, USA, 2000.

LAWTON, E. C.; FOX, N. S. **Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers.** Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Fello (Editors), American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 2, p. 962-74, 1994.

LEE, I. K.; WHITE, W.; INGLES, O. G. **Geotechnical Engineering.** Pitmans Books Limited, London, England, 508 p. 1983.

LILLIS, C.; LUTENEGGE, A. J.; ADAMS, M. **Compression and uplift of rammed aggregate piers in clay.** Geosupport: ASCE/GEO, Geotechnical Special Publication, Vol. 14, p. 497-507, 2004.

MADHAV, M. R.; VIDYARANYA, B. **Monograph on Granular Piles and Granular Pile Anchors.** IGS -TCS, p. 1-31, 2015.

MARTINS, G.A. **Estatística Geral e Aplicada.** Editora Atlas, 3ª ed., São Paulo, Brazil, 421 p. 2006.

MATAIC, I. **On structure and rate dependence of Perniö clay.** 350 p. Thesis (Doctor of Science) - Aalto University School of Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Espoo, Finland, 2016.

MÉNARD, J. L. **The Ménard pressuremeter, interpretation and application of the pressuremeter tests results to foundation design.** *Soils Soils*, n. 26, p. 7-45, 1975.

MENDONÇA, L. A. **Desempenho do delinamento composto central em experimentos com alto coeficiente de de variação.** Dissertation (Master of Science) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brazil, 2012.

MINSKS, A. G.; WISSMANN, K. J.; CASKEY, J. M.; PANDO, M. A. **Distribution of stress and settlements below floor slabs supported by Rammed Aggregate Piers.** Proc. 54th Canadian Geotechnical Conference, CGC, Calgary, Alberta, 2001.

MIRANDA, L.; SERRA, J. **The influence of the ground spatial variability on the settlements caused by tunnel excavation.** Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, Lyon, France, 2011.

MITCHELL, J. K. **Soil Mechanics and Foudation Engineering.** Proc. 10th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Vol. 1, Stockholm, Sweden, 1981.

MONICA, L. **Determination of characteristic values of geotechnical parameters.** 25th European Young Geotechnical Engineers Conference, Bucuresti: CONSPRESS, Sibiu, Romania, p. 73-82, 2016.

MÜLLER, R. **Probabilistic stability analysis of embankments founded on clay.** 92 p. Thesis (Doctor of Science, Geotechnical Engineering) - KTH Royal Institute of Technology, Division of Soil an Rock Mechanics, Department of Civil and Architectural Engineering, Stockholm, Suecia, 2013.

O'KELLY, A. B. C., BRINKGREVEBC, R. B. J., SIVAKUMARD, V. **Pullout resistance of granular anchors in clay for undrained condition.** *Soils and Foundations*. Vol. 54, n. 6, p. 1145-1158, 2014.

OLIVEIRA, T. M. **Estacas tipo Mini-RAP com emprego de escória.** 2018. Thesis (Doctor of Science, Geotechnical Engineering) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brazil, 2018.

OLIVEIRA, T. M.; NUNES, C. B. R.; FERNANDES, M. A.; FERREIRA, M. T.; NASCIMENTO, P. C.; ROCHA, S. A.; SOUZA, T. V.; MATOS, D. O.; DUARTE, L. N.; SILVA, C. H. C. **Estaca RAP Modificada.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brazil. Código GJ-04-0040, 2016.

OLIVIERI, J. C. **Programa Interlaboratorial. Proposta de Modelo para Interpretação de Resultados de Análises Químicas.** 133 p. Dissertation (Master of Science, Mechanical Engineering) - Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, Brazil, 2004.

OSMAN, M. A.; HASHIM, S. H. **Experimental Evaluation of Geopier Foundation.** Journal of BRR, Vol. 14, p. 27 – 40, 2013.

PHAM, H. T. V. **Support mechanism for rammed aggregate pier.** 223 p. Thesis (Doctor of Science, Geotechnical Engineering) – Iowa State University, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, Ames, Iowa, USA, 2005.

PHANIKUMAR, B. R.; SHARMA, R. S.; SRIRAMA RAO, A.; MADHAV, M. R. **Granular pile anchor foundation (GPAF) system for improving the engineering behaviour of expansive clay beds.** Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 27, n. 3, p. 1-9, 2004.

PHOON, K.; KULHAWY, F. H. **Characterization of geotechnical variability.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, n. 4, p. 612-624, 1999.

PHOON, K. **Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications.** CRC Press, New York, USA, 530p. 2008.

PHOON, K. K.; KULHAWY, F. H.; GRIGORIU, M. D. **Reliability-Based Design of Foundations for Transmission Line Structures.** Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, USA, 380 p. 1995.

PIMENTEL-GOMES, F. **Curso de estatística experimental.** 14^a ed., Piracicaba, São Paulo, Brazil, 477p. 2000.

PITT, J. M.; WHITE, D. J.; GAUL, A.; HOEVELKAMP, K. **Highway applications for rammed aggregate piers in Iowa soils.** Iowa Department of Transportation Project TR-443, Ames, Iowa, USA, 166p. 2003.

RANJAN, G.; KUMAR, P. **Behaviour of Granular Piles under Compressive and Tensile Loads.** Geotechnical Engineering Journal of SEAGS, Vol. 31, n. 3, 209 p. 2000.

RAZEGHI, H. R.; NIROUMAND, B.; GHIASSIAN, H. **A field study of the behavior of small-scale single rammed aggregate piers, testing methodology and interpretation.** Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering, Vol.18, p.1198–1206, 2011.

ROCHA, B.; MORAIS, T.; RODRIGUES, R. E. E.; GIACHETI, H. **Considerações sobre a execução e a interpretação de ensaios SPT.** VIII Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, São Paulo, Brazil, 10 p. 2015.

ROUHANI, S.; SRIVASTAVA, R. M.; DESBARATS, A. J.; CROMER, M. V.; JOHNSON, A. I. **Geostatistics for Environmental & Geotechnical Applications.** Standard, ASTM, STP 1283, West Conshohocken, Pensilvania, USA, 300 p. 1996.

SAFTNER, D. A.; ZHENG, J.; GREEN, R. A.; HRYCIW, R.; WISSMANN, K. **Rammed aggregate pier installation effect on soil properties.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement, Scotland, USA, Vol.171, n.2, p. 63-73, 2017.

SANTOS, M. D. **Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes solos arenosos.** 174 p. Dissertation (Master of Science, Civil Engineering) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Vitória, Espírito Santo, Brazil, 2017.

SILVA, C. C. **Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística.** 134 p. Dissertation (Master of Science, Geotechnical Engineering) - Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Ouro Preto, Minas Gerais, Brazil, 2015.

SRIRAMA RAO, A.; PHANIKUMAR, B. R.; DAYAKAR BABU, R.; SURESH, K. **Pull-out behaviour of granular pile-anchors in expansive clay beds in-situ.** American Society of Civil Engineers, ASCE, Geotechnical Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, n. 5, p. 531–538, 2007.

STUEDLEIN, A. W.; HOLTZ, R. D. **Bearing capacity of spread footings on aggregate pier reinforced clay.** American Society of Civil Engineers, ASCE, Geotechnical Geoenvironmental Engineering, p. 49–58, 2013.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of pile.** III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Zurich, Vol. 2, p. 125-151, 1953.

VÉŠIC, A. S. **Design of pile foundations.** National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, TRB, Synthesis of Practice No. 42, Washington, DC, USA, 1977.

VÉŠIC, A. S. **Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, American Society of Civil Engineers ASCE, Vol. 98, Issue SM3, p. 265-290, 1972.

WHITE, D. J.; LAWTON, E. C.; PITT, J. M. **Lateral Earth Pressure Induced by Rammed Aggregate Piers.** Proceedings on 53th Annual Canadian Geotechnical Conference, Montreal, Canada, Vol. 2, p. 871-876, 2000.

WHITE, D. J.; PHAM, H. T.; HOEVELKAMP, K. K. **Support mechanisms of rammed aggregate piers. I: Experimental results.** Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, n. 12, p. 1503–1511, 2007.

WHITE, D. J.; WISSMANN, K. J.; BARNES, A. G.; GAUL, A. J. **Embankment Support: A Comparison of Stone Column and Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement.** Presented, Transportation Research Board. 81st Annual Meeting, Washington, D.C., USA, 2002.

WHITE, D. J.; WISSMANN, K. J.; LAWTON, E. C. **Geopier Soil Reinforcement for Transportation Applications.** Geotechnical News, 2001.

WISSMANN, K. J.; FOX, N. S.; MARTIN, J. P. **Rammed Aggregate Piers Defeat 75-foot Long Driven Piles.** Proceedings on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, American Society of Civil Engineers, ASCE Special Publication, n. 194, Amherst, Massachusetts, USA, 2000.

6

ANÁLISE DO RAIOS DE INFLUÊNCIA DA ESTACA MINI-RAP

Resumo: A estaca Rammed Aggregate Piers – RAP foi criada e desenvolvida nos EUA na década de 80 e ainda é pouco difundida no Brasil. Esta estaca visa melhoramento do solo pela redução da compressibilidade e aumento na capacidade de carga geotécnica, possibilitando aplicação de fundações superficiais em terrenos menos competentes. Oliveira et al. (2016) apresentaram um protótipo similar a RAP com um diâmetro inferior ao geralmente empregado pela Geopier, detentora da tecnologia. Foi empregado para tal o equipamento da sondagem de simples reconhecimento a percussão – SPT na sua fase de compactação, com objetivo de aplicá-la em obras de médio a pequeno porte. O método executivo consiste no lançamento de sucessivas camadas de material granular que recebem um determinado nível de energia de compactação. A tensão aplicada em cada camada é dissipada radialmente e tangencialmente no solo entorno da estaca em construção, de tal forma que esta tensão modifica as propriedades geotécnicas do solo a um determinado raio em relação ao centro da estaca, denominado raio de influência (rm) ou de melhoramento. Para o dimensionamento da estaca, principalmente em relação a sua locação em planta, é necessário determinar o valor deste raio sobre o qual a matriz do solo é influenciada pela sua construção, permitindo que seja obtido o melhor posicionamento destas estacas em campo, o que possibilita um dimensionamento técnico e racional evitando assim o efeito de sobreposição dos raios de influência de uma estaca com outra. Este trabalho buscou aferir a possibilidade de relacionar parâmetros geotécnicos de campo com a geometria da estaca para inferir sobre o raio de influência, visando a determinação da região ou matriz do solo melhorada. Desta forma, foi realizado em campo um estudo geotécnico envolvendo ensaios SPT, ensaios pressiométricos de Mégnard - PMT, ensaios de caracterização, cisalhamento direto tipo inundado e triaxial CID, de forma a buscar, para as condições específicas do campo experimental estudado, o valor do raio de influência para esta estaca. Os resultados concluem que o terreno estudado é razoavelmente homogêneo, de média competência e que as correlações geométricas e geotécnicas para determinação do raio de influência são válidas.

Palavras-chave: Rammed Aggregate Piers, Mini-RAP, raio de influência, ensaios de campo

6.1 Introdução

Os sistemas de estacas Rammed Aggregate Pier® - RAP têm como propósito a execução de estacas (ou colunas) granulares, que são compactadas em furos previamente executados no perfil de interesse, lançando-se no seu interior um material granular que é compactado com elevada energia, em camadas de aproximadamente 30 cm, até se obter completo preenchimento do furo. As diferentes técnicas e nomenclaturas apresentadas pela Geopier para os sistemas RAPs dependem das condições geológicas geotécnicas do terreno, que implicam na necessidade de revestimento ou não na fase de perfuração, encamisamento da estaca com geossintéticos etc. Características essas que implicarão na escolha do tipo de equipamento utilizado para a sua confecção, tendo para cada uma dessas condições uma nomenclatura própria a fim de diferenciar os sistemas RAPs, como: GP3®, Impact®, Rampact® e Densipact®. Apesar das diferentes técnicas construtivas, o processo de interação geotécnica e os objetivos de melhoramento da estaca com o solo são os mesmos: redução do recalque e ampliação da capacidade de carga geotécnica a fim de permitir o assentamento de fundações do tipo superficial (LAWTON e FOX, 1994; GEOPIER FOUNDATION COMPANY, INC, 2018).

O melhoramento geotécnico na fase de implantação de uma RAP, está relacionado a dissipação de tensões na matriz do solo circundante à estaca, devido a alta energia de compactação impressa sobre o material granular. Esta tensão aplicada em cada camada se dá de forma radial, tangencial e vertical, convertendo-se na melhora das propriedades geotécnicas do solo a um determinado raio em relação ao centro da estaca (IONESCU e BECK, 2010). Pham (2005) cita que o efeito lateral de dissipação de tensões é vantajoso, pois aumenta a resistência ao cisalhamento do solo e reduz sua compressibilidade bem como o seu índice de vazios.

As RAPs aparecem como uma técnica muito promissora e conveniente a algumas regiões do Brasil, pois podem tornar os solos menos competentes em áreas propícias para execução de fundações superficiais, como é o caso das estacas granulares utilizadas no nordeste brasileiro, aplicado ao melhoramento de solos arenosos pela densificação gerada ao redor do elemento construído (PASSOS, 2005; SOARES, 2005). Entretanto, a técnica RAP da Geopier é pouco conhecida no Brasil, tendo atualmente como

representante comercial o grupo ThyssenKrupp, e apenas uma obra é reportada no estado do Rio Grande do Sul onde se realizou este tipo de técnica. Todavia, por ser uma tecnologia importada e patenteada, a sua aplicação pode se tornar onerosa devido a necessidade de importação dos implementos tecnológicos concebidos para construção destas estacas. Neste contexto, obras de pequeno a médio porte inicialmente acabam não gerando interesse comercial a este tipo de aplicação. Assim, visando atuar sobre esta lacuna, foi desenvolvida uma pesquisa que aborda uma nova metodologia, denominada Mini-RAP, cujo protótipo fora estudado conforme apresentado por (OLIVEIRA, 2018).

A estaca Mini-RAP fora inicialmente denominada de RAP-Modificada por Oliveira et al. (2016) e apresenta-se com um diâmetro inferior ao geralmente empregado em estacas RAP, que oferecem ao mercado, por intermédio da Geopier, estacas com 45, 60, 75, 90 e 110 cm (IONESCU e BECK, 2010). A Mini-RAP utiliza um simples aparato que consiste de uma placa metálica circular rígida, rosqueada na canaria utilizada no equipamento do SPT, para compactação da estaca e com objetivo de atender obras de médio a pequeno porte, em regiões de baixa a média competência geotécnica, NSPT variando de 7 a 15. A execução desta estaca é realizada lançando sucessivas camadas de material granular que recebem, uma a uma, um determinado nível de energia de compactação por intermédio de 17 golpes do martelo padrão (65 kg), caindo de uma altura de 75 cm.

Para o dimensionamento da estaca, principalmente em relação a sua locação em planta, é necessário determinar o raio de influência (r_m) sobre o qual a matriz do solo é afetada pelas dissipações de tensões geradas na sua execução, evitando assim a sobreposição dos raios de influência quando estas estacas são construídas sem levar este parâmetro em conta, buscando desta forma obter um dimensionamento técnico racional.

A literatura técnica especializada reporta dados relativos à área de influência, mencionando a relação do diâmetro da estaca com a influência que ela teria ao seu redor. Pham (2005) afirma por observações de campo e ensaios geotécnicos, bem como modelagem numérica, que durante a construção de estacas tipo RAP várias propriedades dos solos são modificadas a uma determinada distância da superfície externa do contato estaca-solo.

Zeng (2010) analisou a capacidade de melhora em relação a distância do centro da estaca, baseando-se no estudo de dados geotécnicos relativo a 11 obras as quais foram construídas com RAP, relacionando o comportamento da estaca com parâmetros geotécnicos obtidos por meio de ensaios como SPT, Cone Penetration Test - CPT,

Dilatômetro de Marchetti- DMT e análise numérica, por meio dos *softwares* Plaxis e Abaqus, sendo estes parâmetros verificados antes e após a execução das estacas mostrando claramente o ganho e o melhoramento obtido, mas não se restringindo a definir uma distância fixa em relação ao centro da estaca até onde ocorre tal melhoramento.

Uma formulação muito utilizada para se determinar o r_m de estacas tipo RAP é baseada na proposta de Randolph e Wroth (1978). Porém, cabe salientar que estes autores se basearam no comportamento de estacas pré-fabricadas de concreto, o que não necessariamente reflete o comportamento de estacas granulares, haja vista sua diferente forma de atuação sobre o solo, inclusive devido ao fato de que as estacas granulares tipo RAP são construídas e instaladas em pré-furos, levando o solo há condições geotécnicas iniciais diferentes daquelas encontradas no processo de execução das estacas pré-moldadas. O r_m é a distância em que o efeito de melhoramento sobre o esforço de cisalhamento torna-se insignificante e pode ser calculado pela Equação (6.1):

$$r_m = 2,5L_{rap}\rho(1-\nu) \quad (6.1)$$

Em que:

r_m : raio de influência;

L_{rap} : comprimento da estaca RAP;

ρ : $G_{1/2}/G_p$;

$G_{1/2}$: módulo cisalhante do solo no meio da estaca;

G_p : módulo cisalhamento na ponta da estaca e

ν : coeficiente de Poisson do solo.

Muhannad e David (2006) apresentaram o desenvolvimento da equação (6.1) e fizeram $\rho = 1$, com intuito de aplica-la em colunas granulares, inclusive tendo sido utilizada por Razeghi et al. (2011) no dimensionamento dos seus experimentos, onde estudou a estaca ou coluna de agregado compactado RAP.

Pitt et al. (2003) também propuseram quantificar o grau de melhora do solo e a mensuração das distâncias entre estacas, relativo ao processo construtivo da mesma. Para tanto, trabalharam com ensaios de campo como PMT e Stepped Blade Test que fornece um parâmetro denominado de K_{sb} ou K_o , usado para mensurar pressão lateral no entorno das estacas.

Neste contexto, este trabalho visa apresentar os resultados de um estudo realizado em campo, por meio da execução de estacas Mini-RAP, através dos ensaios pressiométrico de Ménard (PMT), sondagem a percussão (SPT), adensamento oedométrico, triaxial tipo consolidado e drenado (CID) e os ensaios de caracterização

geotécnica. O trabalho procurou quantificar e relacionar os parâmetros geotécnicos com o raio de influência (r_m), ou seja, o raio a partir do centro da estaca em que o solo apresenta melhoras em termos geotécnicos, devido ao processo executivo do protótipo Mini-RAP.

6.2 Materiais e Métodos

6.2.1 Campo Experimental

O campo experimental onde se desenvolveu esta pesquisa compõe-se de um solo silto argilo arenoso, representativo dos solos residuais de gnaiss com variações de cores entre marrom a rosa, com traços marcantes de feldspato. Localizado na região do Alto Paraopeba, Ouro Branco, MG, rodovia MG 443, km 7.

6.2.2 Agregado

Como agregado foi utilizado escória de aciaria do tipo forno elétrico a Arco – FEA, que fora beneficiada para integrar o corpo das estacas Mini-RAP construídas para subsidiar os interesses deste trabalho. A escória foi oriunda da Vallourec & Sumitomo Tubos do Brasil - VSB. Sendo britada e fornecida a este trabalho pela empresa de beneficiamento de resíduos siderúrgicos Letek Minas e posteriormente cominuída e peneirada em laboratório para se adequar a faixa granulométrica de interesse.

6.2.3 Programa experimental

O programa experimental de campo para se determinar o raio de melhoramento do solo (r_m), gerado pela construção da estaca Mini-RAP, teve como proposta a execução de três estacas com comprimento de 2,40 metros. Estas estacas foram alocadas em planta, de forma que se consiga uma estaca isolada e um grupo contendo duas estacas a uma distância de 3,90 m da estaca isolada, conforme pode ser visualizado no croqui de campo apresentado na Figura 6.1, que também inclui a representação de toda campanha de investigação geotécnica realizada e cujo detalhamento de campo para o PMT encontra-se na Figura 6.3.

De acordo com o referido croqui, as estacas foram executadas utilizando trado mecânico portátil, para abertura do furo prévio no solo e compactadas com um martelo manual, conforme ilustração apresentada na Figura 6.2. A escória foi utilizada como material granular e preparada conforme Oliveira (2018), de modo a atender a

granulometria e os parâmetros ótimos de compactação sendo lançadas em camadas de 30 cm de escória dentro do furo previamente aberto e em seguida compactada por meio de 17 golpes do martelo SPT que possui 65 kg caindo de um altura de queda igual a 75 cm, o que confere uma energia muito próxima a intermediária do ensaio de compactação. Esta sequência de lançamento de escória (30 cm), seguido de compactação, foi realizada até o completo preenchimento do furo. Após compactação, o material passa, em média, a possuir 20 cm de espessura.

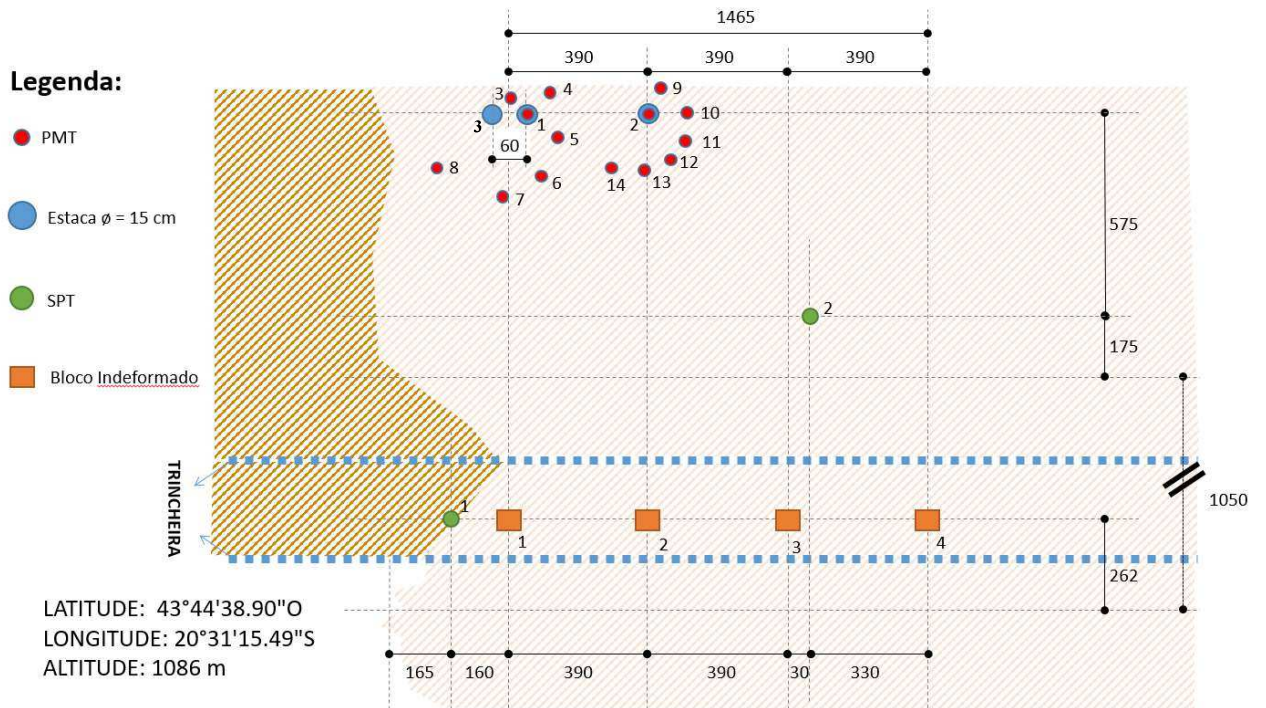


Figura 6.1: Croqui do Campo experimental.

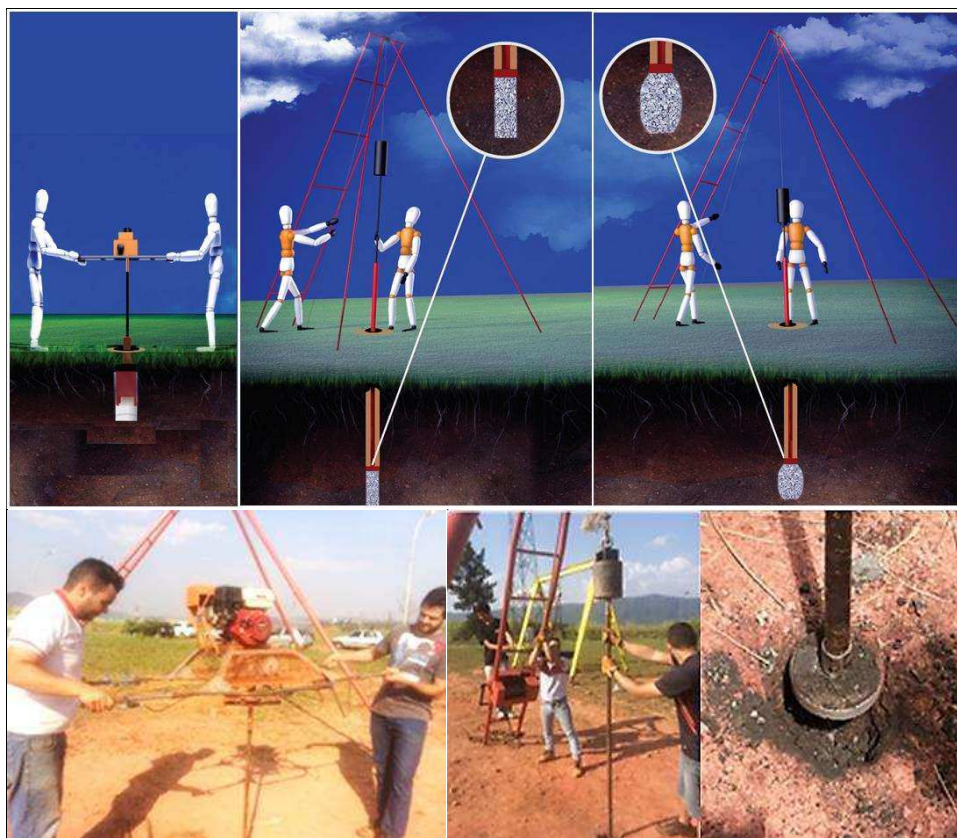


Figura 6.2: Esquema de construção da estaca e sequência de imagens da execução da estaca e prova de carga.

A investigação geotécnica teve início com a execução de uma sondagem a percussão (SPT). Após isso, realizaram-se dois ensaios pressiométricos de Ménard (PMT), enumerados na Figura 6.1, por 1 e 2, cujo o detalhamento encontra-se presente na Figura 6.3. Concluídos estes dois ensaios de PMT, e aproveitando a perfuração previa executada para realização do referido ensaio, que permitiu determinar os parâmetros do solo nas suas condições geotécnicas naturais, foi realizado um alargamento do furo utilizando um trado para construção das estacas numeradas de 1 e 2. Posteriormente foi executado a terceira estaca numerada de 3. Em seguida (Figura 6.3), foi realizada uma sequência de 12 ensaios PMT, visando obter parâmetros que caracterizem a distância em relação as estacas ao qual o solo é por elas influenciadas ou em outras palavras até que distância partindo do centro das estacas obtém-se o melhoramento do solo. As leituras do ensaio de PMT foram realizadas a 1,20 m de profundidade e correspondem a metade do comprimento das estacas, que foram construídas com 2,40 m de comprimento. Para a realização dos ensaios pressiométricos, após a execução das estacas, os furos foram executados radialmente em relação ao centro de gravidade de cada configuração de estacas (uma ou dupla), variando a distância em relação a esse centro nos seguintes valores: 25, 35, 45, 55, 65 e 75 cm,

mantendo-se uma distância em relação ao furo de PMT anterior de forma a não gerar nenhum tipo de perturbação, conforme disposição da Figura 6.3.

Houve também, o recolhimento de 4 blocos indeformados, por meio da abertura de uma trincheira (Figura 6.1 e Figura 6.4), em profundidades de 0,5 m; 1,5 m; 2,5 m e 3,5 m, utilizados nos ensaios de caracterização geotécnica, triaxial do tipo CID, adensamento oedométrico e cisalhamento direto inundado. O ensaio de Triaxial foi executado a uma velocidade de 0,11 mm/min com tensões confinantes iguais a 50, 100, 200 e 400 kPa, o que demanda quatro corpos de prova para cada um dos blocos indeformados (4 profundidades). Para o cisalhamento direto adotou-se as mesmas tensões confinantes, mas com velocidade de 0,1524 mm/min.

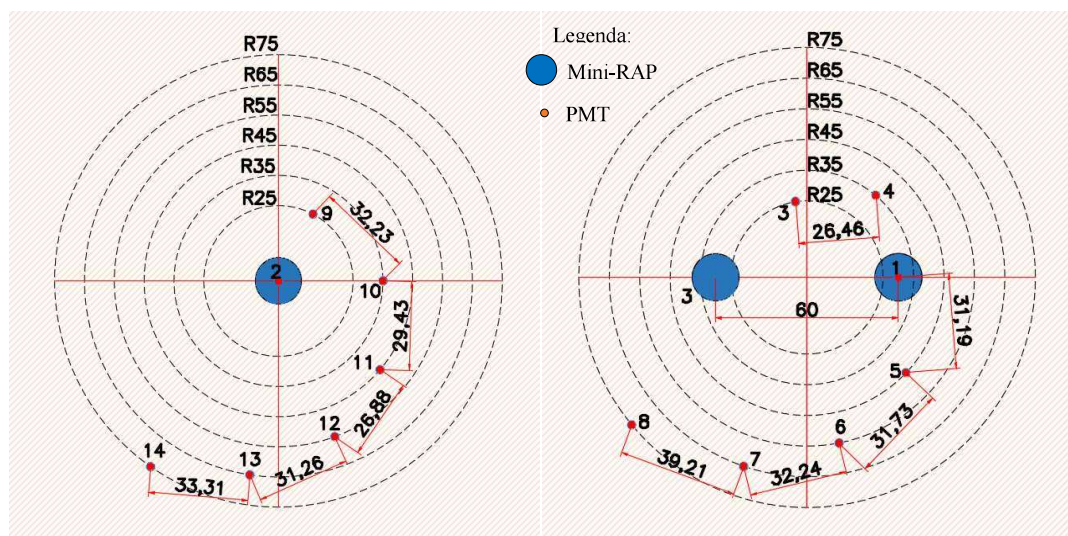


Figura 6.3: Disposição dos ensaios PMT ao redor da estaca isolada.



Figura 6.4: Retirada de amostras indeformadas em duas profundidades.

6.2.4 Tratamento dos dados

Inicialmente foi realizado o cálculo dos 14 ensaios tipo PMT organizando-os de acordo com o tipo de estaca (isolada ou dupla). De posse dos resultados do ensaio e determinação dos parâmetros: Módulo pressiométrico de Ménard (E_M), Pressão limite de Ménard (Pl) e Pressão de fluência (Pf), fez-se por correlações a determinação do Módulo de elasticidade do solo (E) e da resistência ao cisalhamento não drenado (Su). Com a variação dos valores de E e Su em relação ao centro das estacas tem-se como proposta alcançar os objetivos deste trabalho, que trata de determinar uma distância a partir do centro da estaca até onde se obtém o melhoramento das propriedades geotécnicas do solo de fundação, ou em outras palavras a partir do centro das estacas em qual distância obteve-se os maiores valores de E e Su. Lembrando que esta distância é denominada raio de influência (r_m) e para a qual se busca uma relação com o diâmetro da estaca.

Com os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo e resultado do SPT, será realizado correlações visando também encontrar para o solo e no seu estado natural (antes da construção da estaca), valores de módulo de elasticidade e resistência ao cisalhamento não drenado, com objetivo de comparar estes parâmetros aqueles obtidos das correlações do PMT. Pode-se, desta forma, se acercar sobre a variabilidade e a ordem de grandeza dos parâmetros geotécnicos obtidos em face das diferentes proposições.

A correlação utilizada para determinação do (E) e (Su) com PMT, adotou proposição de Baguelin (1978), Equação 6.2 e de Briaud (1992), Equação 6.3 respectivamente.

$$E = E_M/\alpha \quad (6.2)$$

Em que:

E_M : Módulo de Ménard; e

$\alpha = 0,5$; solos siltosos.

$$Su = 0,67.Pl^{0,75} \quad (6.3)$$

Sendo:

Pl: Pressão Limite obtida do ensaio pressiométrico de Ménard.

Em relação a correlação com os dados do SPT foi aplicado a proposição de Ruver e Consolini (2006) conforme Equação 6.4.

$$E = 1,89.N_{SPT, 60} \quad (6.4)$$

Sendo:

N_{SPT} : número de golpes para penetração do amostrador padrão igual aos 30 cm finais de uma penetração total igual a 45 cm;

$N_{SPT, 60}$: representa o valor do índice de penetração obtido no ensaio de SPT corrigido para energia de 60%;

$N_{SPT, 60} = 1,20.N_{SPT}$, considerando-se uma eficiência igual a 72%, em que 1,20 é obtido da relação ($72\% \div 60\%$).

Já para se obter os valores de resistência ao cisalhamento não drenado do solo (S_u) em acordo com a envoltória de Mohr-Coulomb, foi aplicada a Equação (6.5) calculada com os parâmetros de resistência obtidos dos ensaios triaxiais e proposta por Gerscovich (2010).

$$S_u = \frac{c' \cdot \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + (\sigma_3 - \Delta u) \cdot \frac{\sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (6.5)$$

Onde:

c' : coesão efetiva,

ϕ' : ângulo de atrito efetivo,

σ_3 : tensão de confinamento e

Δu : Variação pressão neutra.

A tensão confinante, é representada pela relação do peso específico natural, com a profundidade analisada (1,20 m) e o coeficiente de empuxo.

Também pode-se classificar o solo utilizando (PI), (E_M), (E_M/PI) e ($N_{SPT,60}/E_M$) segundo propostas de Gambim e Rosseau (1975), Gonin et al. (1992) e Clarke (1995).

Os resultados dos ensaios geotécnicos de laboratório foram processados para cada umas das profundidades estudadas (0,5; 1,5; 2,5 e 3,5 m).

A fim de entender as cargas e tensões dissipadas no processo construtivo da Mini-RAP, determinaram-se seus valores nos sentidos vertical e radial à seção transversal da

estaca. As tensões verticais deflagradas pelo processo de construção podem ser estimadas pela força de impacto (F). Da física sabemos que esta força pode ser determinada pela Equação 6.6 a seguir.

$$F = m.g.h/D \quad (6.6)$$

Sendo para o caso em análise:

m: a massa do martelo de impacto;

g: aceleração da gravidade;

h: altura de queda do martelo; e

D: o deslocamento da placa de aplicação da carga sobre a escória ilustrada na Figura 6.2, após o impacto.

Para se medir o deslocamento (D) procedeu-se de forma similar àquela empregada no processo de medição da nega, aplicada em cravações de estaca da seguinte maneira, dispôs-se sobre a abertura do furo, no solo, para execução da estaca e na superfície do terreno, uma régua metálica para auxiliar a circunscrição de uma marca com giz, sobre a haste metálica (canaria), utilizada na compactação da estaca, repetindo este processo de marcação antes e após cada golpe do martelo e medindo-se a distância entre as marcas deixadas.

De forma simplificada e com objetivo de acercar a ordem de grandeza das tensões envolvidas, a tensão horizontal (radial) foi obtida multiplicando-se a tensão vertical gerada pela força de impacto do martelo, pelo coeficiente de empuxo ativo de Rankine. Sendo esta comparada com a resistência ao cisalhamento não drenado do solo (S_u).

O campo experimental encontra-se sobre um platô, que foi construído sobre uma operação de terraplenagem em corte segundo dados históricos e documentos encontrados, portanto, trata-se de um material pré-adensado cujos os parâmetros de adensamento, para as profundidades de 0,5 e 1,5 m, foram comparadas as tensões deflagradas pela construção da estaca.

Os dados de (E e S_u), obtidos por correlações dos resultados do PMT, foram plotados, separadamente, obtendo-se curvas que representam à variação destes parâmetros com a distância onde foram medidos e em relação ao centro das estacas, isto possibilitou a obtenção de equações polinomiais (de terceiro grau).

Posteriormente foi encontrado o ponto máximo da curva ajustada (polinômio de terceiro grau) para cada parâmetro obtido (E e S_u) em função da sua distância em relação ao centro das estacas. Esta operação permitiu a obtenção do raio de

melhoramento do solo, que correspondente ao valor da abcissa onde é atingido o ponto máximo na curva ajustada para cada um destes parâmetros. Isto foi possível derivando as equações ajustadas e obtendo as suas raízes, ou seja, pontos onde a inclinação da tangente à curva ajustada apresenta valor igual a zero, ou em outras palavras os pontos de máximo de cada parâmetro no polinômio de ajuste.

Após esses procedimentos foi possível obter relações entre o raio de melhoramento (r_m), ou seja, a distância em relação ao centro das estacas onde obteve-se os máximos valores para os parâmetros analisados, i.e. a distância em que o (E) e a (Su) apresentaram maior valor a partir do centro da estaca quando comparado aos parâmetros do solo antes da instalação das estacas.

6.3 Resultados e Discussões

A seguir na Tabela 6.1 é apresentado o resultado da Sondagem a Percussão executado até 8 m de profundidade.

Tabela 6.1: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 01

Camada	N_{SPT-30cm}	Tipo de Solo	Cor
1	12	Silte arenoso	Rosa Variegada
2	13	Silte arenoso	Rosa Variegada
3	15	Areia Fina Siltosa	Rosa Variegada
4	16	Areia Fina Siltosa	Rosa
5	16	Areia Fina Siltosa	Rosa
6	16	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho
7	17	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho
8	18	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho

Inicialmente, verifica-se que o resultado do ensaio SPT valida a aplicação da estaca Mini-RAP pois segundo as colocações de Oliveira (2018), a Mini-RAP deve ser disposta em terrenos que possua N_{SPT} médio para a camada a ser melhorada inferior a 15 e para o caso em questão todas estacas construídas tiveram comprimento igual a 2,4 m e até a profundidade de 4 m o N_{SPT} médio possui valor igual a 14, mediamente compacto. Verifica-se também que, segundo a descrição geológica geotécnica, o material presente, na área de estudo, trata-se de um solo variando de silte arenoso a areia siltosa de cor rosa variegada.

Conforme exposto em 6.2.3 e 6.2.4, quatros blocos indeformados retirados em diferentes profundidades foram alvo dos ensaios de caracterização geotécnica, triaxial CID, cisalhamento direto e adensamento, cujos resultados estão resumidos e serão

apresentados nas Tabelas 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5, sendo as trajetórias de tensões obtidas no ensaio triaxial apresentadas na Tabela 6.4.

Tabela 6.2: Resultados dos ensaios de Caracterização

Identificação dos Blocos conforme croqui	Profundidade [m]	LL [%]	LP [%]	IP	GRAN	MES [g/cm³]
1	0,5	49,4	34,86	14.54	17% areia 67% silte 16% argila	2,788
2	1,5	49,3	40,07	9.23	26% areia 63% silte 11% argila	2,772
3	2,5	51,4	39,76	11.48	20% areia 71% silte 9% argila	2,797
4	3,5	48,3	32,21	16.09	26% areia 63% silte 11% argila	2,761

Legenda: LL – Limite de Liquidez, LP - Limite de Plasticidade, GRAN – Granulometria e MES – Massa específica dos Sólidos.

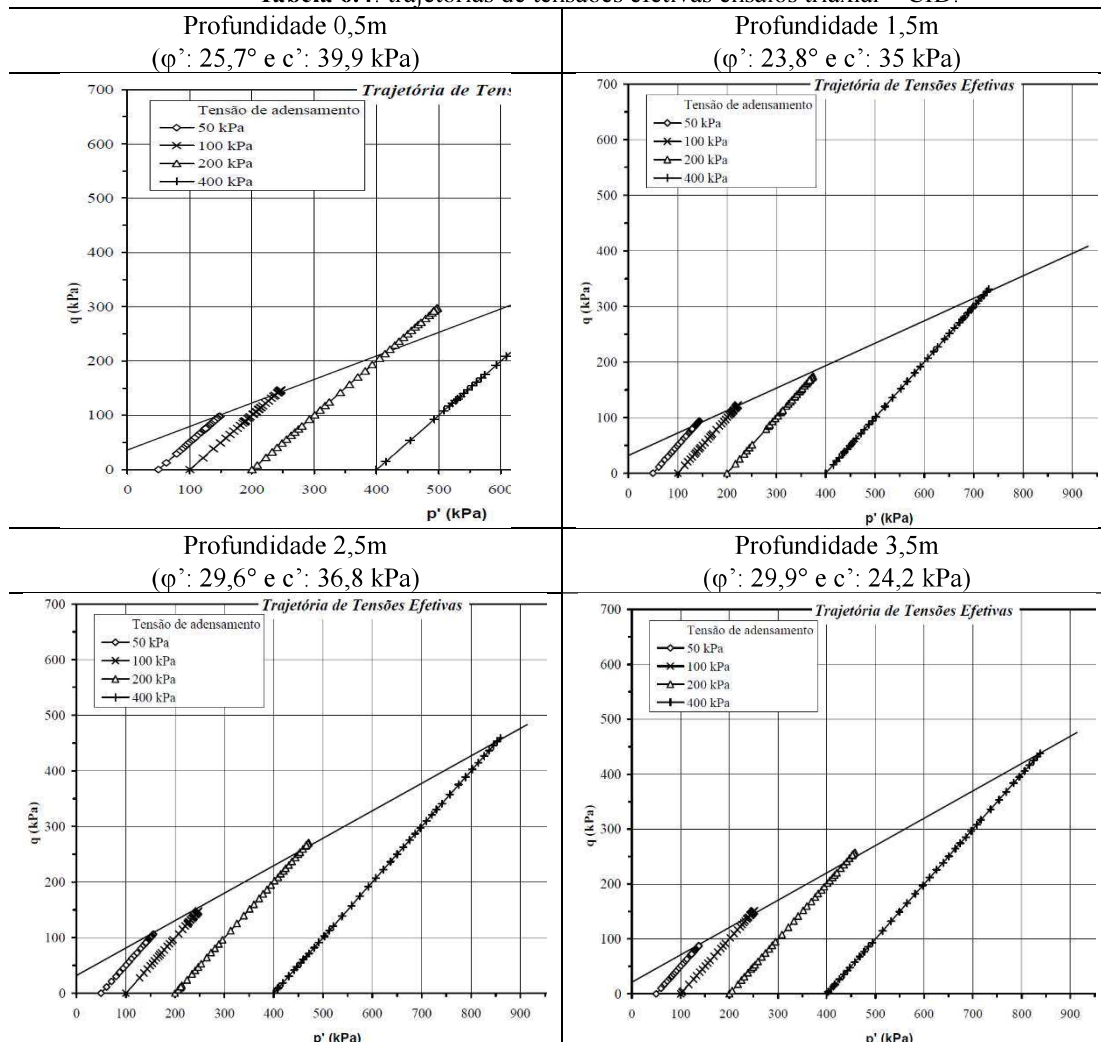
Os ensaios de caracterização identificaram o solo como sendo silto arenoso, apresentando uma fração argilosa aproximadamente igual 12%, na média, para as diferentes profundidades analisadas, sendo o material considerado mediamente plástico, com um índice de plasticidade da ordem de 12,8 % e sendo classificado como ML (SUCS), cuja densidade relativa (Gs) média é 2,78, os valores médios citados tratam da análise do resultado dos ensaios de caracterização para as diferentes profundidades analisadas (0,5; 1,5; 2,5 e 3,5 m).

De modo similar a descrição para o SPT, o solo estudado trata-se de um material silto arenoso contendo uma fração argilosa e cuja cor é rosa variegada. É interessante ressaltar que visualmente são encontrados, na fração até 2 mm, partículas de feldspatos e feldspatoides. Cabe salientar que o campo experimental está assente sobre um solo residual de gnaise.

Tabela 6.3: Resultado do cisalhamento direto inundado e triaxial tipo CID (Consolidado e Drenado) –

Identificação dos Blocos conforme croqui	Profundidade [m]	Cisalhamento Direto Inundado		Triaxial Tipo CID	
		Parâmetros para resistência de pico		Parâmetros efetivos	
		Coesão [kPa]	Ângulo de Atrito [°]	Coesão [kPa]	Ângulo de Atrito [°]
1	0,5	25	25	39,9	25,7
2	1,5	31	28	36,8	29,6
3	2,5	40	22	24,2	29,9
4	3,5	43	20	35	23,8

Tabela 6.4: trajetórias de tensões efetivas ensaios triaxial – CID.



Segundo os resultados do ensaio de cisalhamento direto inundado, o material apesar de predominantemente silto arenoso, apresenta coesão, com valores variando entre 25 kPa a 43 kPa, sendo o maior valor atribuído a maior profundidade analisada (3,5 m), ou seja, com aumento da profundidade obteve-se maiores valores de coesão, enquanto que o ângulo de atrito médio, para as diferentes profundidades, foi da ordem de 24° , com um coeficiente de variação (COV) igual 14,7% que pode classificar o solo como sendo de baixa variabilidade.

A verificação de que a resistência do solo aumenta com a profundidade condiz com o ensaio SPT, uma vez que, em ambos os casos o solo apresentou maiores resistência nas maiores profundidades analisadas.

O resultado do ensaio triaxial tipo consolidado e drenado, indica que, para as diferentes profundidades de interesse, obtém-se pequena variação para coesão e ângulo de atrito, estando os valores entre 35 a 40 kPa e 23 a 26°, com coeficientes de variação igual a 7,3% e 11%, respectivamente. Ainda se verifica que a ordem de grandeza encontrada para os parâmetros geotécnicos coesão e ângulo de atrito de ambos tipos de ensaio são condizentes aqueles obtidos por Costa Filho e Campos (1991), referentes a um solo residual jovem de gnaiss.

Para cada um dos corpos de prova, ensaiados no triaxial, axissimétrico, retirou-se a umidade natural, que em média apresentou valor igual a 22,95%. E para os quais também se determinou o peso específico aparente médio de 15,76 kN/m³, ou seja, levando em consideração os 16 corpos de prova analisados.

A seguir e em relação aos ensaios de adensamento sobre blocos retirados a 0,5 e 1,5 m de profundidade é apresentado a Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Resultado de ensaio de Adensamento oedométrico

Identificação dos Blocos Conforme croqui	Profundidade [m]	Ensaio de Adensamento		
		Tensão de Pré-Adensamento		
		Pacheco Silva [kPa]	Casa Grande [kPa]	Índice de Compressão
1	0,5	170,26	211,26	0,404
3	1,5	279,48	276,94	0,542

Com o ensaio de adensamento pode ser verificado o comportamento pré-adensado do solo, tendo em vista que os valores para a razão de sobre-adensamento (OCR) são iguais a 26,8 e 11,7, respectivamente, para as diferentes profundidades, condizente ao fato de que a área do campo experimental, está assente sobre um platô, e sobre uma região onde se executou uma operação de terraplenagem em corte, conforme registros e históricos da construção do Campus.

Os valores de Módulo de Ménard (EM), Módulo cisalhante (G), Pressão Limite (Pl) e Pressão de fluência (Pf) obtidos a partir do ensaio PMT, realizado no centro de gravidades das configurações de estacas antes mesmo de sua construção e na profundidade de 1,2 metros, estão apresentados na Tabela 6.6 a seguir:

Tabela 6.6: Parâmetros obtidos do ensaio PMT antes da construção das estacas.

Grupo de estacas	E_M [kPa]	G [kPa]	PI [kPa]	Pf [kPa]	E_M/PI	N_{60}/E_M
Estaca Isolada – PMT 2 – (Figura 6.3)	10396,90	3908,61	555,95	367,18	18,7	1,50
Duas estacas – PMT 1 – (Figura 6.3)	8472,15	3185,02	352,09	237,34	24,1	1,84

Os ensaios pressiométricos realizados nos furos 1 e 2, indicados na Figura 6.1 e 5.3 cujos resultados estão apresentados na Tabela 6.6, revelam que, de acordo com Gambim e Rosseau (1975), o solo pode ser classificado como silte uma vez que o E_M (kPa) está na faixa de variação de 2.000 a 10.000 kPa e PI entre 200 a 1.500 kPa, condizente a granulometria medida em campo e laboratório, para os outros ensaios realizados (SPT e Granulometria conjunta).

Segundo Clarke (1995), considerando a PI, o solo também pode ser considerado como silte, tendo em vista que para tal a PI deve estar entre 0 a 700 kPa. Diferentemente e ainda segundo Clarke (1995), verifica-se que o solo seria classificado pela relação E_M/PI como argila rígida.

Já segundo Gonin et al (1992), o solo sobre as condições naturais seria classificado entre argila plástica e silte.

Apesar das variações em relação a proposta de Clarke (1995) é notório o comportamento mecânico comum a solos siltosos e estas variações também são explicadas pelas diferenças metodológicas empregada por cada sistema de classificação, bem como as peculiaridades do tipo de solo presente na região onde as metodologias de classificação foram desenvolvidas.

Com a metodologia apresentada em 6.2.4 e com os valores de PI já apresentados na Tabela 6.6, determinou-se por correlação os valores de módulo de elasticidade (E) e resistência ao cisalhamento não drenado (S_u) cujo os valores para o solo em seu estado natural (antes do melhoramento proporcionado pela construção das estacas) encontram-se apresentados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7: Módulo de elasticidade (E) e Resistência ao Cisalhamento não Drenado (S_u) para as condições naturais do solo existente no campo, ou seja, antes da construção das estacas.

Situação	Número do PMT (Ver Figura 6.3)	E [kPa]	S_u [kPa]
Isolada	2	20793,8	76,7
Duas	1	16944,3	54,5

Inicialmente buscou-se comparar os valores da resistência ao cisalhamento não drenado (S_u) apresentados na Tabela 6.7, com aquele obtido aplicando a Equação 6.5, cujo valor é igual 66,43kPa, em que os parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ') baseado nos ensaios triaxial e de cisalhamento para o bloco retirado a 1,5 m (mais próximo da profundidade do ensaio de PMT realizado) foram utilizados.

Portanto, ao se comparar os diferentes valores de S_u (para o solo no estado natural) segundo os parâmetros de resistência (c' e ϕ') e a partir da correlação com PI do ensaio PMT, já apresentados, para se atestar numericamente a dispersão dos valores obtém-se valor médio (μ), desvio padrão (σ) e o coeficiente de variação (COV), respectivamente iguais a 66,87 kPa, 11,13 kPa e 16,90% cuja a dispersão pode ser considerada de baixa variabilidade geotécnica segundo Phoon et al. (1995).

Ainda é possível afirmar que o valor de S_u calculado analiticamente com os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito (66,43kPa), é intermediário aos outros dois obtidos por correlação com o valor de PI , do ensaio PMT.

Já com os valores de SPT, foram realizadas correlações para obtenção do módulo de elasticidade. Para tanto, considerou-se o valor de NSPT referente a camada de 2 m, obtendo-se $NSPT_{60} = 15,6$ e $E = 29500,0$ kPa. O valor obtido pela correlação via SPT supera os valores obtidos por correlação com o PMT no furo 1 em 75% e no furo 2 em 42%, apesar desta variação percentual comparando os parâmetros de E , verifica-se que todos encontram-se dentro da faixa característica de solos tipo ML, conforme Obrzud e Truty (2012) com dados compilados de Kezdi (1974) e Prat et al. (1995). A dispersão destes valores tem fruto nas diferenças metodológicas e variações notórias do comportamento geotécnico dos solos.

Já em relação aos dados obtidos na campanha de ensaios PMT após a construção das estacas, na profundidade de 1,2 metros em cada posição radial e conforme configurações geométricas constantes na Figura 6.3, apresenta-se a Tabela 6.7 a seguir:

Tabela 6.7: Parâmetros obtidos do ensaio PMT após a construção das estacas.

Arranjo		E_M [kPa]	G [kPa]	PI [kPa]	Pf [kPa]	E_M/PI	N_{60}/E_M
Estaca Isolada	25 cm	11024,00	4144,54	599,98	494,12	18,4	1,42
	35 cm	10574,61	3975,42	612,00	444,68	17,3	1,48
	45 cm	10239,63	3849,49	586,72	415,95	17,5	1,52
	55 cm	8727,36	3280,96	353,55	283,97	24,7	1,79
	65 cm	6334,87	2381,53	287,33	238,49	22,0	2,46
	75 cm	5340,71	2007,78	233,62	189,38	22,9	2,92
Duas estacas	25 cm	10699,00	4022,20	472,89	341,87	22,6	1,46
	35 cm	10031,21	3771,13	481,27	322,95	20,8	1,56
	45 cm	9225,06	3468,07	492,45	291,12	18,7	1,69
	55 cm	7739,98	2909,39	467,65	328,23	16,6	2,02
	65 cm	6126,28	2303,11	419,72	226,05	14,6	2,55
	75 cm	5714,84	2148,44	309,47	175,88	18,5	2,73

De forma similar ao estudo para o solo no estado natural determinou-se por correlação e conforme item 6.2.4 os valores de (E) e (S_u), que está apresentado na Tabela 6.8, referente aos ensaios realizados após a construção da Mini-RAP.

Tabela 6.8: Módulo de elasticidade (E) e Resistência ao Cisalhamento não Drenado (S_u) do solo existente no campo após seu melhoramento devido a construção das estacas.

Configuração das estacas	Número do PMT (Ver Figura 6.1)	E [kPa]	S_u [kPa]
Estaca Isolada	9	22048,0	81,2
	10	21149,2	82,4
	11	20479,3	79,9
	12	17454,7	54,6
	13	12669,7	46,8
	14	10681,4	40,0
Duas Estacas	3	21398,0	67,9
	4	20062,4	68,8
	5	18450,1	70,0
	6	15480,0	67,4
	7	12252,6	62,1
	8	11429,7	49,4

A Figura 6.5 seguir pretende resumir as resistências ao cisalhamento não drenado (S_u) e módulo de elasticidade (E), obtidos pelas correlações com as PI , para o terreno antes e após o tratamento com a Mini-RAP e nas diferentes configurações.

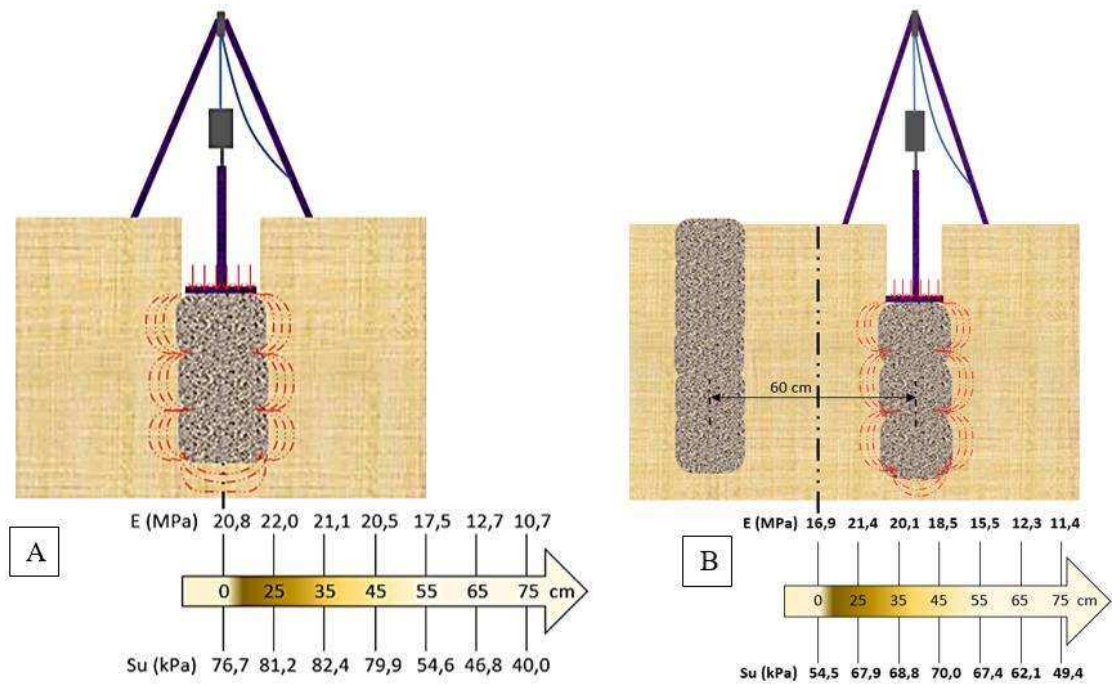


Figura 6.5: Módulo de elasticidade e resistência ao cisalhamento não drenado, em relação ao centro geométrico das configurações de estacas, sendo (A) representado a estaca isolada e (B) as duas estacas. Os valores apresentados ao centro geométrico das estacas, 0 cm, apresenta os dados para o solo nas condições naturais.

A investigação geotécnica realizada durante esse trabalho por meio de ensaios PMT revelou após a análise dos resultados apresentados e conforme Tabela 6.8 e Figura 6.5, que tanto a estaca isolada quanto o arranjo formado por duas estacas, foram capazes de alterar as propriedades de resistência e elasticidade dos solos. Foi possível também observar que ocorreu para a resistência não drenada e a uma distância de 35 cm (Figura 6.5), um incremento de 7,4% no caso da estaca isolada e de 26,2% para o caso da dupla de estacas. No caso do Módulo de Elasticidade, para 25 cm, os ganhos foram respectivamente para cada arranjo (isolada e dupla) de 5,7% e 26,6%. Deve-se ter em mente que os parâmetros apresentados na origem (0 cm de distância) foram obtidos para o solo em seu estado natural. Isto permitiu verificar que a construção da estaca é capaz de melhorar o solo tanto em termos de capacidade de carga (S_u) bem como em termos de recalques tendo em vista o incremento no módulo de elasticidade (E).

Os dados obtidos para (E) e (S_u) foram plotados e ajustados por uma equação polinomial de terceiro grau e estão apresentados na Figura 6.6 a seguir, sendo A e B relativos à estaca isolada enquanto C e D relativos à dupla de estacas, lembrando que para todos os casos na posição zero o valor do parâmetro é relativo ao comportamento do solo antes da instalação das estacas.

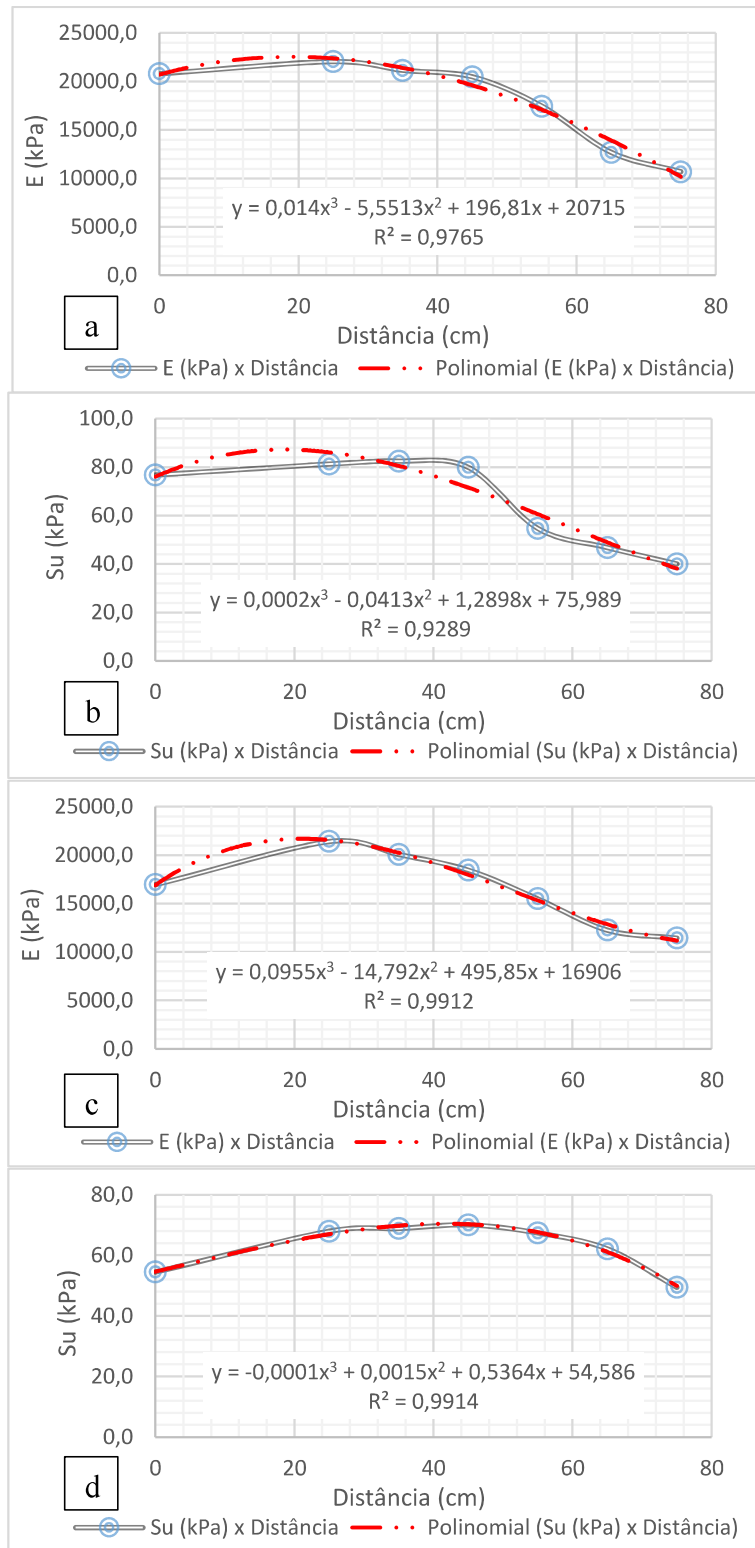


Figura 6.6 : Gráficos de E x Distância e Su x Distância, A e B relativos à estaca isolada e C e D relativos à dupla de estacas.

As informações apresentadas pela Tabela 6.8 e Figura 6.5, forma relacionadas e plotadas conforme discutido no item 6.2.4, considerando a distância do centro geométrico das estacas (parâmetros para o solo no estado natural) com aqueles obtidos

nas diferentes distâncias analisadas após o melhoramento do solo e para os quais se ajustaram polinômios de 3° grau (Figura 6.6) cujos coeficientes de ajuste, foram respectivamente (estaca isolada) 0,9765; 0,9289 para os parâmetros E e Su enquanto que para (dupla de estaca) 0,9912 e 0,9914, também para os parâmetros (E e Su), sendo possível verificar a boa correlação obtida, valores próximo de 1,0.

De modo geral, os valores para estes parâmetros em relação ao estado natural, apresentado pelo ponto de distância igual a zero, aumentam consideravelmente até uma certa distância, voltando a um valor inclusive menor ao obtido inicialmente para o solo nas suas condições iniciais (natural) apesar de não tão dispersantes. Este mesmo comportamento é reportado por Casagrande (1932) onde ao analisar o comportamento do solo frente a cravação de estacas de concreto, o mesmo verificou que o solo é remoldado a uma distância igual ao raio da estaca gerando melhoras no solo, mas produzindo uma perda na estrutura do solo a uma distância igual a três vezes o raio da estaca. Cummings et al. (1948) e Orrje e Broms (1967) também visualizaram este comportamento e concluíram que a Su, reduz a partir de duas a quatro vezes o diâmetro em relação ao contorno externo da estaca.

A derivação dos polinômios ajustados aos parâmetros, apresentados na Figura 6.6, e as raízes das equações resultantes da derivação, que representam as abcissas (distâncias analisadas) onde as ordenadas (E e Su) são máximas, encontram-se Tabela 6.9. E os valores máximos para cada parâmetro analisado onde se tem um determinado raio de melhoramento para as diferentes configurações da Mini-RAP e conforme Figura 6.3, estão listados na Tabela 6.11.

Tabela 6.9: Derivação dos polinômios ajustados aos parâmetros analisados no campo e abcissas onde as ordenadas são máximas nos polinômios.

Gráfico (Figura 6.6)	Derivação	Raízes, valores da abcissa onde a ordenada é máxima.	Parâmetro
A	$\frac{d}{dx}(0.014x^3 - 5.5513x^2 + 196.81x + 20715) = 0.042x^2 - 11.1026x + 196.81$	$x' = 19,11$ $x'' = 245,24$	E
B	$\frac{d}{dx}(0.0002x^3 - 0.0413x^2 + 1.2898x + 75.989) = 0.0006x^2 - 0.0826x + 1.2898$	$x' = 17,96$ $x'' = 119,71$	Su
C	$\frac{d}{dx}(0.0955x^3 - 14.792x^2 + 495.85x + 16906) = 0.2865x^2 - 29.584x + 495.85$	$x' = 21,05$ $x'' = 82,21$	E
D	$\frac{d}{dx}(-0.0001x^3 + 0.0015x^2 + 0.5364x + 54.586) = -0.0003x^2 + 0.003x + 0.5364$	$x' = -37,58$ $x'' = 47,58$	Su

Tabela 6.10: Pontos de máximo das curvas de ajuste dos parâmetros obtidos nos ensaios PMT.

Parâmetro	Valor máximo do parâmetro na curva ajustada [kPa]		Raio de melhoramento do solo - r_m [cm]	
	Uma estaca	Duas estacas	Uma estaca	Duas estacas
Módulo de Elasticidade (E)	22546,45	21680,03	19,11	21,05
Resistência ao cisalhamento não drenado (Su)	86,99	72,73	17,96	47,58

Os pontos críticos ou ponto estacionário no domínio das funções, apresentados na Tabela 6.9 foram obtidos das funções de ajustes conforme o item 6.2.4, por meio de derivação onde a primeira derivada é nula, de tal forma que as suas raízes (pontos críticos) representam os pontos de máximos ou mínimos locais e/ou globais, cujos os valores de interesse estão apresentados na Tabela 6.10, que apresenta os máximos valores de E e Su para o polinômio ajustado com suas respectivas abscissas (distâncias), no caso raio de influência (r_m) ou seja a distância obtida onde E e Su são máximos.

Os valores obtidos para o r_m podem ser relacionados em cada arranjo de estaca, simples ou dupla, com o diâmetro da estaca (D), por exemplo, a estaca isolada apresenta o maior valor de E (22546,45 kPa), a uma distância (r_m) igual a 19,11 cm, conforme dados da Tabela 6.10, como as estacas possuem de diâmetro 15 cm, verifica-se que 19,11 cm dividido por 15 cm é igual a 1,27, assim para a estaca isolada e em relação ao módulo de elasticidade (E), o raio de influência relaciona-se com o diâmetro (D) da estaca por: $r_m = 1,27 \times D$. Assim posto as relações entre r_m e D da estaca são: i) estaca isolada e E, $r_m = 1,27 \times D$; ii) estaca isolada e Su, $r_m = 1,20 \times D$; iii) duas estacas e E, $r_m = 1,40 \times D$; iv) duas estacas e Su, $r_m = 3,17 \times D$, estas relações estão condizentes com o preconizado por Casagrande (1932), Cummings et al. (1948), Orrje e Broms (1967) e Pham (2005).

Se for adotado o valor mínimo obtido para as relações acima apresentadas teremos como r_m a relação de 1,2 vezes o diâmetro inicial da estaca. Este valor encontra-se a favor da segurança e compatível com valores reportados por outros autores, desta forma sugere-se adotá-lo como parâmetro de projeto, para o desenvolvimento de estacas Mini-RAP e condições do solo estudado. Tal valor está compatível com Pham (2005).

Segundo a proposta da equação 6.1, utilizada por Muhannad e David (2006) e Razeghi et al. (2011) em experimentos com a RAP, para se determinar o r_m , com os

dados obtidos em campo e para a estaca desta pesquisa encontra-se $r_m = 2,1$, valor bem superior aqueles encontrados no campo considerando a S_u e o E , sendo por tanto esta proposta não aplicável as estacas Mini-RAP em se tratando de solos ML.

A Tabela 6.11 apresenta os valores de carga (F) e tensão (σ), segundo o modelo físico relativo a força de impacto (Equação 6.6), deflagradas pelo processo executivo da Mini-RAP. Os valores de deslocamento (D) foram obtidos durante a execução da quinta camada construtiva, sobre a qual foram aplicados 17 golpes do martelo a fim de se realizar a compactação do agregado de escória, no interior da Mini-Rap em construção. Para aferir os deslocamentos foi utilizado um esquema de medição similar aquele empregado para se aferir a nega durante a cravação de estacas pré-moldadas, já que o processo de execução da estaca se faz por queda de um martelo.

Tabela 6.11: Cargas e tensões deflagradas por cada Golpe do Martelo Padrão do SPT (65 kg).

Número de golpes	D [m]	F [kN]	σ [kPa]
1° Golpe	0,035	13,66	773,2
7° Golpe	0,010	47,82	2706,3
12° Golpe	0,005	95,65	5412,5
17° Golpe

Número de golpes: referente a queda do martelo de 65 kg, caindo de 75 cm; **D** - Deslocamento da camada granular após cada golpe (m); **F** - Carga de Impacto (kN) e **σ** - Tensão aplicada pela base metálica de compactação (kPa). Obs.: Não foi possível aferir o Deslocamento no 17° golpe, pois ocorre um deslocamento elástico.

De acordo com a Tabela 6.11, a energia dissipada inicialmente pelo primeiro golpe do martelo de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm é relativamente baixa, em relação ao 12° golpe proferido, uma vez que a tensão vertical dissipada ao 12° é da ordem de 3,5 vezes maior. Isto ocorre porque inicialmente a escória lançada no furo da estaca sofre uma redução de vazios devido ao processo de compactação culminando numa redução de volume, fazendo com que a força de impacto aumente a medida que se aumenta o número de golpes, tendo em vista o menor deslocamento vertical no final dos golpes. Mesmo assim obteve-se uma tensão gerada pelo 1° golpe entorno de 179% maior que a tensão de pré-adensamento (276,94 kPa), para as condições geológicas geotécnicas do campo experimental. Já a partir do décimo segundo golpe do martelo atingiu-se uma tensão vertical 19 vezes maior do que a tensão de pré-adensamento.

Ainda pode ser realizada, mesmo que de forma simplificada, uma análise comparando a tensão horizontal dissipada por cada golpe considerando para tanto um coeficiente de empuxo ativo (k_a) para o agregado formador da estaca.

Antes é necessário comentar que a medida que o material agregado vai ganhando compactação, o seu ângulo de atrito interno tende a aumentar fazendo com que o coeficiente de empuxo se reduza. White e Suleiman (2004), aferiu o ângulo de atrito para o agregado na RAP, obtendo ângulos entre 48° a 52° . Se adotarmos ângulo de atrito inicial igual a 30° no primeiro golpe e de 48° no décimo segundo golpe, veremos que inicialmente, para o primeiro, golpe esta tensão horizontal é igual 255 kPa, valor este 307,89% maior que a S_u (54,5 kPa) obtida para o PMT 1 e 232,46% superior a S_u (76,7kPa) obtida para o PMT 2, sendo ambas resistências ao cisalhamento não drenada para a condição de solo não tratada.

Já em relação ao décimo segundo golpe que possui tensão vertical igual a 5412,5 kPa, mesmo com a redução do coeficiente de empuxo de 0,33 (30° - primeiro golpe) para 0,15 (48°) no décimo segundo houve um aumento na tensão horizontal, que alcançou 812 kPa e superior aos valores da S_u , isto ocorre pelo fato da tensão vertical ser maior nos últimos golpes tendo em vista que os deslocamentos gerados pelos golpes diminuem.

6.4 Conclusões

Para as condições geotécnicas do campo experimental, e executando-se a estaca Mini-RAP segundo a metodologia proposta por Oliveira et al. (2016), obtêm-se um raio de melhoramento do solo ao redor da estaca igual a 1,2 vezes o seu diâmetro em relação ao seu centro. Portanto, considerando duas estacas com 15cm de diâmetro cada, podemos colocá-las com uma distância entre ambas iguais a 21 cm, ou seja 10,5 cm da face externa de uma das estacas até a face de região de melhoramento da outra estaca, sem que ocorra assentamento de Mini-RAP sobre região já melhorada por outra estaca.

Também é possível concluir que o solo tem o seu comportamento geotécnico melhorado, com aumento da sua resistência ao cisalhamento não drenado e do seu módulo de elasticidade. Assim ao se assentar fundações superficiais sobre o terreno reforçado e conseqüente melhorado pelas estacas Mini-RAP, será possível alcançar o seu objetivo principal que é permitir o assentamento de fundações superficiais em detrimento de soluções que envolvam realizações de fundações profundas por

incapacidade da fundação superficial em termos de recalque, possibilitando assim um emprego misto por exemplo de sapata assente sobre solo reforçado com estaca granular Mini-RAP.

Referências Bibliográficas

BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J. F.; SHIELDS, D. H. **The pressuremeter and foundation engineering**. TransTech Publications, 1978.

BRIAUD J. L. **The Pressuremeter**. A. A. Balkema, Rotterdam, Holanda, 1992.

CASAGRANDE, A. **The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering**. J. Boston Soc. Civil Engineers, Vol. 19, n. 4, p. 168-209, 1932.

CLARKE, B. **The Pressuremeter in Geotechnical Design**. Blackie Academic and Professionnal, Glasgow, 1995.

COSTA FILHO, L. M.; CAMPOS, T. M. P. **Anisotropy of a Gneissic Residual Soil**. IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundantion Engeneering, Vina del Mar, Chile, Vol. 1, p. 51-61, 1991.

CUMMINGS, M.; KERKHOFF, G. O.; PECK, R. B. **Effect of driving piles into soft clay**. Transactions of ASCE, Vol. 115, p. 275-350, 1948.

GAMBIM, M.; ROUSSEAU, J. **Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design**. Gerenal Memorandum, Revista Soils, n.26, 50 p. 1975.

GEOPIER FOUNDATION COMPANY. **Proper load testing procedures to verify adequate design**. Technical Bulletin N° 12. Disponível em: <<http://www.geopier.com/Downloads?subPath=Technical%20Bulletins>>. Acesso em: 16 Jun. 2018.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila Resistência**. Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Departamento de Estruturas e Fundações, Rio de Janeiro, 2010.

GONIN, H.; VANDANGEON, P.; LAFEULLADE, M. P. **Correlation study between standard penetration and pressuremeter tests**. Revue Française de Géotechnique, Vol. 58, p. 67-78, 1992.

IONESCU, B.; BECK, A. Soil Improvement by Geopier® Aggregate Piers. In: **International Scientific Conference - CIBv**, Braşov, 2010.

KEZDI, A. **Handbook of Soil Mechanics**. Elsevier, Amsterdam, 1974.

LAWTON, E.C.; FOX, N.S. **Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers**. Vertical and Horizontal

Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Fello (Editors), American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 2, p. 962-74, 1994.

MUHANNAD, S.; DAVID, W. **Load Transfer in Rammed Aggregate Piers.** International Journal of Geomechanics, Vol.6, p. 389-398, 2006.

OBRZUD, R.; TRUTY, A. **The Hardening Soil Model - A Practical Guidebook.** PC 100701 report, 2012.

OLIVEIRA, T. M.; NUNES, C. B. R.; FERNANDES, M. A.; FERREIRA, M. T.; NASCIMENTO, P. C.; ROCHA, S. A.; SOUZA, T. V.; MATOS, D. O.; DUARTE, L. N.; SILVA, C. H. C. **Estaca RAP Modificada.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Código GJ-04-0040, 2016.

OLIVEIRA, T. M. **Estacas tipo Mini-RAP com emprego de escória.** 2018. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2018.

ORRJE, O.; BROMS, B. B. **Effects of pile driving on soil properties.** Proceedings of ASCE, Vol. 55, n. SM5, Part I, p. 59-73, 1967.

PASSOS, P. G. O. **Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita.** 141 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 2005.

PITT, J. M.; WHITE, D. J.; GAUL, A.; HOEVELKAMP, K. **Highway applications for rammed aggregate piers in Iowa soils.** Iowa Department of Transportation Project TR-443, Ames, Iowa, 166p. 2003.

PHAM, H. T. V. **Support mechanism for rammed aggregate pier.** 223 p. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Iowa State University, Civil, Construction, and Environmental Engineering Department, Ames, Iowa, EUA, 2005.

PHOON, K. K.; KULHAWY, F. H.; GRIGORIU, M. D. **Reliability-Based Design of Foundations for Transmission Line Structures.** Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, EUA, 380 p. 1995.

PRAT, M.; BISCH, E.; MILLARD, A.; MESTAT, P.; CABOT, G. **La modelisation des ouvrages.** Hermes, Paris, 1995.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **Analyses of deformation of vertically loaded piles.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol.104, n. GT12, p. 1465-1488, 1978.

RAZEGHI, H. R.; NIROUMAND, B.; GHIASSIAN, H. **A field study of the behavior of small-scale single rammed aggregate piers, testing methodology and interpretation.** Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering, Vol.18, p.1198–1206, 2011.

RUVER, C. A.; CONSOLI, N. C. **Estimativa do Módulo de Elasticidade em Solos Residuais através de Resultados de Sondagens SPT.** XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, anais do COBRAMSEG 2006, Curitiba, Paraná, 6 p. 2006.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação.** 131 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2005.

WHITE, D. J.; SULEIMAN, M. T. **Design of Short Aggregate Piers to Support Highway Embankments.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. No. 1868, TRB, National Research Council, Washington, D.C., EUA, p. 103-112, 2004.

ZENG, W. **Assessment of matrix soil improvement using displacement aggregate piers.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Iowa State University, Ames, Iowa, EUA, 2010.

7

ESTACA TIPO MINI-RAP EM MODELO REDUZIDO

Resumo: Este trabalho teve como objetivo vislumbrar o comportamento geotécnico de sapata assente sobre solo melhorado por estacas de agregado compactado Mini-RAP em modelo reduzido 1g, de Similitude Restrita. Desta forma trabalhou-se com dois tratamentos, o primeiro para estudar a influência do número de estacas dispostos abaixo da sapata e que foi repetido 5 vezes, composto por 4 unidades experimentais (em modelo físico reduzido) sendo: i) prova de carga sobre sapata isolada assente em solo de fundação sem melhoramento, e ii) provas de carga sobre sapata assente em solo tratado com quatro Mini-RAPs; iii) provas de carga sobre sapata assente em solo tratado com duas Mini-RAP; e iv) provas de carga sobre sapata assente em solo tratado com uma Mini-RAP. O segundo tratamento, para estudar a influência do comprimento das estacas (ou colunas) subsapata, trabalhou também com quatro unidades experimentais, cada unidade foi composta por um ensaio de prova de carga, realizado sobre uma sapata assente sobre uma estaca Mini-RAP, com 12 cm para a unidade experimental um, 24 cm 36 cm e 48 cm de comprimento respectivamente para cada uma das outras três unidades experimentais. Os comprimentos das estacas granulares ou colunas granulares, foram calculados para serem proporções da profundidade do bulbo de tensão (BT) gerado apenas pela sapata assente sobre o solo de fundação, sendo este BT calculado como $2x$ o diâmetro da sapata circular. Por tanto nas unidades experimentais em que o tratamento visou estudar a influência do comprimento das estacas Mini-RAP subsapata, adotou-se comprimentos iguais a $0,5 \times BT$, $1,0 \times BT$, $1,5 \times BT$ e $2,0 \times BT$. Por meio de análise qualitativa, das relações de tensão x deslocamento obtida em cada unidade experimental e diferentes tratamentos, bem como aplicando análise de variância (ANOVA) com nível de significância a 5% seguido de teste de probabilidade para análise das diferenças estatísticas, sobre número e comprimentos ideais de estacas de agregado compactado para melhoramento do solo, subsapata foi possível determinar as melhores relações geométricas para se obter menores deslocamentos e maiores tensões admissíveis.

Palavras-chave: Modelo Reduzido 1g, Estaca Mini-RAP, Sapata Estaqueada, Escoria de Aciaria.

7.1 Introdução

Edificações de pequeno a médio porte quando assentadas em terrenos de baixa a média competência, muitas vezes pode rejeitar o sistema de fundação superficial devido a problemas de recalques excessivos, sendo estas edificações viabilizadas, na maioria das vezes, com sistemas de fundações profundas. Porém estas situações poderiam ser solucionadas com a introdução de estacas granulares com o objetivo de melhoramento da matriz do solo e conseqüente redução dos recalques quando do assentamento das sapatas, inclusive com incremento na capacidade de carga geotécnica do solo o que geralmente ocorre com significativa redução dos custos, tendo em vista a maior viabilidade das estacas granulares (Minette et al., 1994; Passos, 2005; Soares, Wanessa, 2005; Ionescu e Beck, 2010; Stuedlein et al 2014; Halabian et al., 2012; Saftner et al., 2017; Demir et al., 2017; El-Garhy et al. 2018).

Ao grupo de estacas desenvolvidas com finalidades de melhoramento dos solos se incluem as estacas de agregado compactado, denominadas *Rammed Aggregate Piers* (RAP), ainda pouco estudada e aplicada no Brasil, desenvolvida e patenteada pela empresa Norte Americana Geopier. A RAP, é aplicada há tipos de solos com um mínimo de coesão e que permitam ser perfurados, sem que ocorra estrangulamento (ou fechamento) da escavação, com posterior preenchimento por agregado compactado, em sucessivas camadas de 30 cm de material no estado fofo, ou seja, lançasse o agregado e compacta-o, repetidas vezes até se atingir o topo, ou cota de assentamento da fundação superficial. A granulometria, do material, o diâmetro da estaca, a energia de compactação e os equipamentos utilizados possuem metodologias e tecnologias exclusivas e patenteadas pela Geopier (LAWTON e FOX, 1994; LAWTON e MERRY, 2000; WHITE et al., 2002; WISSMANN, et al., 2002; HANDY e WHITE, 2006A, 2006B; PHAM e WHITE, 2007; THOMPSON et al., 2009; IONESCU e BECK, 2010; HALABIAN e SHAMSABADI, 2014; DEMIR et al., 2017).

Atualmente a técnica genuinamente RAP, é denominada GP3®, incluindo-se a esta técnica, *Rammed Aggregate Piers*, outros modelos de estacas cujo o processo executivo possui singularidades e equipamentos exclusivos, como os sistemas: Impact, Rampact, Densipact e X1. (Geopier Foundation Company, Inc, 2016).

Outra preocupação recorrente da engenharia, refere-se à necessidade de se aproveitar os resíduos em detrimento por exemplo dos agregados naturais e sobre esta ótica o meio ambiente tem obtido esta contribuição pela preservação dos seus recursos

minerais não renováveis, caso por exemplo das escórias quando bem utilizadas como agregado, neste caso a sua destinação como material de construção retira a escória dos pátios siderúrgicos e diminui a possibilidade destas contaminarem rios e córregos, caso fossem carregados por águas das chuvas (ABM, 2008).

No contexto da necessidade de se desenvolver soluções geotécnicas para fundações alocadas em regiões com solo de baixa a média competência, para suportar edificações de pequeno a médio porte, com uso de fundações superficiais assentes sobre solos melhorados ou reforçados, e utilizando-se de escória em substituição de agregados naturais, insere-se este trabalho que propõe trazer contribuições ao meio geotécnico ao se estudar uma nova proposta de estaca para melhoramento do solo, proposta por Oliveira et al. (2016) e atualmente denominada Mini-RAP (Oliveira, 2018).

Para melhor compreender o comportamento das estacas tipo Mini-RAP, deve ser realizado a construção de protótipos em escala real, visando estudar a interação do elemento de fundação com o solo, porém a avaliação deste comportamento não é considerado trivial e muito menos barato, haja vista que se faz necessário a realização de provas de carga, por exemplo, para se avaliar o comportamento carga x deslocamento de uma estaca isolada, ou grupos de estacas, e suas associações a elementos superficiais de fundação, o que demanda muito tempo, além de quantidade elevada de esforço, energia da mão de obra para sua instalação e considerável aporte financeiro para o seu desenvolvimento. Neste contexto a repetibilidade necessária para aceitação estatística tornasse proibitiva, justificando a aplicação de modelos físicos reduzidos em laboratório que auxiliam no entendimento do comportamento destes elementos de fundações face também a necessidade da realização dos ensaios em escala real, ou seja os estudos em miniatura tem função de complementar as informações que são obtidos em ensaios de prova de carga em verdadeira grandeza.

Os modelos reduzidos podem apresentar algumas vantagens sobre pesquisa em protótipos, como por exemplo o seu pequeno tamanho, são relativamente baratos e a sua construção é rápida, podem ser levados a ruptura muito mais facilmente, ainda os mesmos podem ser repetidos corroborando para maior validade estatística, além de poderem ser simulados a uma velocidade maior (BASSET, 1979; SILVA, 2015).

Busca-se assim avaliar por meio de modelo físico reduzido, não centrifugado, 1.g, classificado como Modelo Relativo ou de Similitude Restrita, o comportamento qualitativo de estacas Mini-RAP, estatisticamente em termos de: i) capacidade de carga por meio sapata estaqueada com 1, 2 e 4 estacas; ii) o ganho de capacidade de carga

entre a sapata isolada e quando apoiada sobre cada grupo de estaca (1, 2 e 4 estacas) e iii) o comportamento da capacidade de carga para sapata assentada em estacas de diferentes comprimentos. Por tanto o objetivo é verificar estaticamente a influência do número de estacas subsapatas e do comprimento destas em relação ao melhoramento do solo, proporcionado pela estaca (coluna) granular compactada Mini-RAP.

7.2 Materiais e Métodos

O modelo reduzido empregado neste estudo, possui uma relação de 15% (3:20) com a geometria do protótipo proposto por Oliveira (2018), sendo o protótipo constituído de uma estaca Mini-RAP, com 15 cm de diâmetro e um comprimento padrão de duas vezes o diâmetro da menor dimensão da sapata assente. Esta proporção leva a estacas com 2,25 cm de diâmetro.

7.2.1 Equipamento para desenvolvimento do modelo físico 1 g

Para execução dos ensaios em escala reduzida, desenvolveu-se um conjunto de aparatos conforme Figura 7.1 e Tabela 7.1, constituído de um pórtico de reação onde se instalou um atuador pneumático, para transmissão de carga aos elementos de fundação, por meio de um embolo móvel, movido por pressão de ar comprimido (atuador pneumático). Ao pórtico foi solidarizado no seu apoio, na base, duas guias sendo uma a esquerda e outra a direita disposta em sentido ortogonal ao plano principal do pórtico, que foram constituídas de perfil cantoneira (metálico) sobre a qual uma caixa se apoia, permitindo a sua movimentação para frente e para trás. Esta caixa fora construída com uma estrutura de aço e fechada nas suas laterais e fundo com madeira, sendo apenas sua face frontal fechada com vidro temperado de 25 mm.

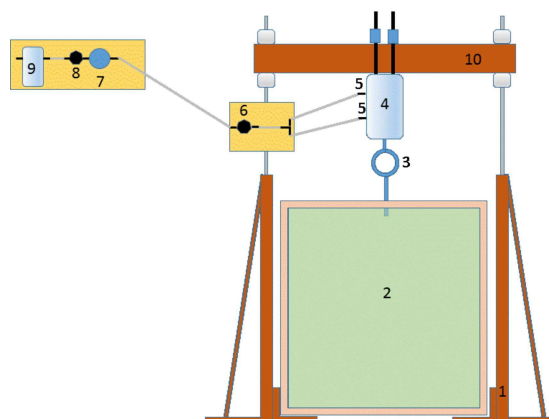


Figura 7.1: Arranjo esquemático do equipamento de ensaios reduzidos 1 g, vista frontal.

Tabela 7.1: Detalhamento do Arranjo esquemático do equipamento de ensaio Reduzidos, de acordo com a Figura 7.1.

Elemento	Descrição
1	Elemento de sustentação da caixa e da viga de reação construído de perfil cantoneira (L 40x40x7mm).
2	Caixa rígida, construída em perfil metálico tipo cantoneira (L 20x40x5mm e 16x16x5mm.), ao longo do contorno, com fechamento em 4 lados de madeira tipo maderit 16mm e a vista frontal fechada com vidro temperado de 10mm de espessura.
3	Anel dinamométrico - (Fabricante: Solotest; Capacidade de Carga nominal: 1000kgf, constante média: 462,82 kgf/mm com relógio comparador: Kingtools 0-10mm, subdivisão 0,01mm).
4	Cilindrico pneumático - Fabricante: Asa Pneumática; Modelo: SQ100x100
5	Registro esfera, metálico, diâmetro= 1/2” com abertura em um quarto de volta utilizado para fechamento e escapes de ar do cilindro pneumático, para movimentação do êmbolo
6 e 8	Regulador de pressão - (Fabricante: Norgren; Modelo: R07-200-RNKA; Pressão máxima entrada: 20,7 Bar; Pressão mínima de entrada: 7,7 Bar)
7	Manômetro - (Fabricante: Turotest; Pressão máxima: 7Bar e 21Bar; Subdivisão: 0,1Bar).
9	Filtro de Ar.
10	Viga de reação construída pela junção de dois perfis “U” (38x76x19mm).

O controle das forças é realizado por meio de um regulador de pressão e registros, Figura 7.2, sendo o ar comprimido gerado por um compressor. Antes de entrar no sistema, o ar é filtrado e posteriormente passa por um manômetro de pressão e só então chega ao cilindro pneumático.

A caixa para o desenvolvimento do ensaio foi dimensionada de forma a evitar que as tensões geradas pela aplicação da carga de teste fossem influenciadas pelas paredes, e fundo que confinam o solo no seu interior, evitando assim a interferência destas sobre as tensões e deformações geradas durante o desenvolvimento dos ensaios. Por exemplo, no caso da profundidade, para evitar a influência das tensões provenientes por reflexão do fundo da caixa adotou-se uma altura de solo igual a no mínimo duas vezes o comprimento da maior estaca usada (Horikoshi e Randolph, 1999). As dimensões calculadas e arredondadas levaram a confecção de uma caixa com dimensões iguais a 1m, ou seja 1 x 1 x 1 m.

A aquisição dos dados foi realizada de forma analógica, por meio de um anel dinamométrico, para determinar a carga aplicada e por meio de relógios comparadores, cuja função é medir os deslocamentos verticais da sapata, conforme Figura 7.3.

Para a realização das medidas de deslocamento vertical da Sapata ou Estaca, construiu-se um pórtico metálico, localizado externamente sobre o qual se conecta uma base eletromagnética, que possui garras específicas para fixar o relógio comparador utilizado para aquisição dos dados de deslocamentos.

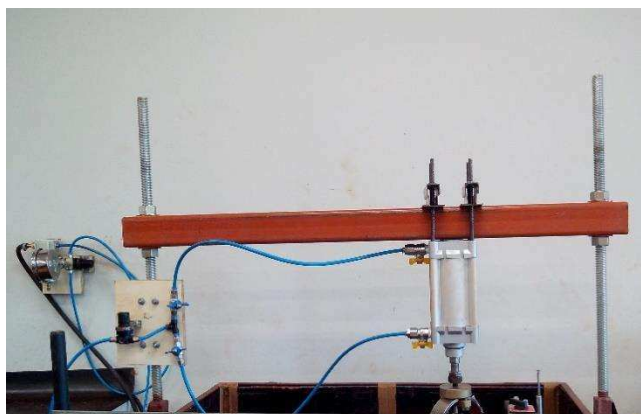


Figura 7.2: Sistema pneumático, utilizado no Modelo Reduzido 1g



Figura 7.3: Sistema Analógico de medição de dados.

Conforme anteriormente disposto a aplicação da carga nos sistemas estudados tem origem em um cilindro pneumático ligado a um compressor. A pressão de ar do sistema é liberada e ajustada por abertura e/ou fechamento de reguladores de pressão cujas cargas aplicada pelo pistão podem ser aferidas por meio de manômetro e um anel dinâmométrico.

A constante do anel especificada pelo fabricante e aferida é 462,82 kgf/mm. Visando relacionar a carga obtida pela utilização do anel com a pressão lida no manômetro e aplicada pela prensa pneumática para realização dos ensaios de prova de carga, fez-se o sistema reagir contra uma placa metálica rígida e indeslocável, obtendo-se os seguintes pares de valores, por exemplo (50 psi – 200kgf , 40 psi -170kgf e 25 psi 85kgf), que correlacionados apresentam a seguinte expressão: Pressão (psi) = Carga (kgf) x 4,684 - 27,895.

7.2.2 Escória

Como agregado para construção das estacas empregou-se escória de aciaria, oriunda dos fornos elétrico da Vallourec & Sumitomo Tubos do Brasil - VSB, com uma granulometria reduzida geometricamente a 15% da granulometria concebida para o protótipo proposto por (Oliveira, 2018) e conforme apresentado na Tabela 7.2.

Tabela 7.2: Granulometria empregada na estaca Mini-RAP do modelo reduzido (redução geométrica de 15%).

Número da Peneira	Abertura (mm)	% passante
4	4,75	100
10	2,00	64,9
16	1,18	49,8
50	0,3	25,1
200	0,075	12,6
Fundo	-	-

7.2.3 Solo

O solo utilizado para preenchimento da caixa e formação do solo de fundação, trata-se de um material ML (SUCS), com GS de 2,7; LL igual 41% e IP com 7%. Apresenta ainda os seguintes parâmetros ótimos de compactação, peso específico aparente seco máximo (γ_{dmax}) de 15,61 kN/m³ e umidade ótima (w_{ot}) = 24,6%.

Segundo Sales (2000), a escolha e definição das propriedades do solo para emprego em modelos reduzidos de laboratório, possui elevada complexidade. E como o modelo empregado não possui alteração da aceleração da gravidade por emprego de centrífuga, os níveis de tensão e deformações não obedecem a relações escalares, motivo também pelo qual é chamado de restrito. Tendo em vista que a estaca em estudo visa melhorar as propriedades da matriz do solo pela ação de tensões radiais propagadas pela sua construção, desenvolveu-se uma metodologia com base em observações de ordem prática e teórica conforme retratado a seguir.

A primeira observação é de que a energia aplicada nas estacas protótipos para a sua compactação, segundo Oliveira (2018) é da ordem de 12,6 kgf.cm/cm³, como os níveis de carga e deslocamento pretendidos no modelo reduzido são de ordem inferiores, imaginou-se reduzir a energia aplicada na compactação das estacas, porém isto leva a necessidade de se ter um solo no modelo reduzido com propriedades geotécnicas menos competente do que aquele encontrado sobre os parâmetros ótimos de compactação, para assim possibilitar o seu melhoramento, frente à execução da Mini-RAP em escala reduzida. Assim trabalhou-se em busca de um peso específico aparente para o solo a ser disposto no interior da caixa de ensaio.

De acordo com o exposto, realizou-se experimentalmente e por tentativas a execução de uma camada de solo compactado em um recipiente de volume conhecido, visando obter a menor relação de peso específico aparente, mas sobre o qual pudesse ser realizado um furo sem que este se fechasse após a sua execução. Assim, utilizando um recipiente com dimensões de 0,45 x 0,15 x 0,10 m e uma amostra do solo passado na peneira de abertura igual 3,7 mm, se verificou que uma massa deste solo úmida igual 8,944 kg, com uma umidade igual 24,6%, possui um peso específico aparente seco (γ_d) igual a 10,63 kN/m³ e mantendo-se integro furos nele realizados com trado, inclusive com resistência compatível aquela requerida para o desenvolvimento dos objetivos traçados, por tanto com um grau de compactação igual a 68,12% (em relação aos parâmetros ótimo de compactação).

7.2.3.1 Preparação do solo de fundação para os modelos reduzidos

Sabendo-se que a massa de solo compactada ao final possuirá 80 cm de altura, pôde-se determinar o volume de solo compactado como sendo igual a $0,80 \text{ m}^3$, visto que a caixa internamente tem lados com 1 m. A massa do solo seco total deve ser igual a $(0,80 \times \gamma_d)$. Com o propósito de compactar o solo dentro da caixa em 16 camadas, obtém-se 53,17 kg de solo seco por camada que convertido na massa de solo úmido é igual a (66,25 kg). Para compactação de cada camada o solo disposto no interior da caixa, foi nivelado e compactado por uma placa quadrada de 51 cm de lado, pressionada por uma pressão de 10 kgf/cm^2 oriunda do cilindro pneumático. Sendo o fundo da caixa, quadrado ($1,0 \times 1,0 \text{ m}$) e a placa de compactação também quadrada ($51 \times 51 \text{ cm}$), a compactação é realizada em 4 regiões cada uma sobreposta em 1 cm.

7.2.4 Elementos de fundação

O referido modelo físico constitui-se de estacas compactadas, Mini-RAP, composta por escória de aciaria com 2,25 cm de diâmetro e comprimentos variados em função dos objetivos traçados. Para simular a sapata, foi selecionada uma placa metálica circular com 12 cm de diâmetro, rotulada no seu centro.

7.2.4.1 Estacas

Para as estacas obedecerem à relação escalar igual a 15%, assumida como ideal para este trabalho, em relação ao protótipo proposto por Oliveira (2018), as mesmas devem possuir 2,25 cm de diâmetro, tomando como referência os 15 cm do protótipo.

A fim de se obter a energia de compactação da estaca Mini-RAP no modelo reduzido, de acordo com dados supracitados, relacionou-se de forma linear a energia de compactação da estaca protótipo e os pesos específicos aparentes seco do solo utilizado, primeiro nas suas condições ótimas e depois com aquele adotado para o Modelo Reduzido, conforme exposto no item anterior, obtendo-se a energia de compactação requerida para construção da estaca em miniatura, relacionada por tanto da seguinte forma, pela Equação 7.1:

$$E_{Modelo\ Reduzido} = E_{Protótipo} \times \gamma_{d (Modelo\ reduzido)} \div \gamma_{d (ótimo)} \quad (7.1)$$

Em que:

$E_{Protótipo}$: Energia de compactação da estaca Mini-RAP igual a 12,9 *kgf.cm/cm³*;

$\gamma_{d (ótimo)}$: Peso específico aparente seco máximo do solo, igual a 15,61 kN/m³;

$\gamma_{d (Modelo\ reduzido)}$: Peso específico aparente seco do solo a ser utilizado na caixa, 10,63 kN/m³;

$E_{Modelo\ Reduzido}$: Energia de compactação para a estaca Mini-Rap no modelo reduzido em *kgf.cm/cm³*.

Para converter a energia de 8,78 *kgf.cm/cm³*, obtida para execução do modelo reduzido conforme Equação 7.1, em número de golpes do soquete padrão para o ensaio Proctor, equipamento que fora utilizado para compactação das estacas Mini-RAP no modelo reduzido, utilizou-se a equação da energia de compactação encontrada em DAS (2007). Assim a compactação das estacas com o soquete que possui altura de queda igual 30,5 cm e peso igual a 2,5 *kgf*, compactando entorno de 7 camadas de escória para construir estacas de 24 cm de profundidade e com 2,25 cm de diâmetro leva a um número de golpes na ordem de 1,5, como seria impossível meio golpe, adotou-se 1 golpe por camada na construção das estacas deste trabalho e independente do seu comprimento. Os equipamentos e esquema de compactação é ilustrado pelas Figura 7.4 e 7.5.

Para execução da estaca primeiramente se realiza um pré-furo, executado com um trado de pequeno tamanho desenvolvido para esta finalidade, Figura 7.4.

Posteriormente, a escória foi preparada na granulometria e umidade de projeto. A escória foi lançada em camadas no estado solto, com 4,5 cm contendo aproximadamente 68g, seguido de compactação por ação de um golpe do soquete até total preenchimento do pré-furo. Como o solo sofre deformações, e a escória se comprime, executam-se cerca de 10 camadas, para execução de uma estaca com 24 cm. Para transferir a energia de compactação na construção das estacas desenvolveu-se uma base circular com diâmetro igual a 2,24 cm e sobre a qual se conecta hastes rosqueadas de diferentes tamanhos para vencer as diferentes profundidades, já que em relação ao topo, a medida em que vai se preenchendo o furo com escória compactada, diminui-se a profundidade a ser compactada. No topo da haste também se conecta por intermédio da rosca uma base retangular com dimensões suficientes para receber a atuação do soquete, Figura 7.4 e Figura 7.5.



Figura 7.4: Equipamentos utilizados para confecção das estacas.



Figura 7.5: Esquema detalhando, haste rosqueada na ponta a uma base circular metálica com diâmetro próximo ao da estaca e no seu topo há uma base retangular metálica que recebe ação do soquete proctor.

7.2.4.2 Sapata

Visando a compreensão do comportamento de sapatas estaqueadas com estacas Mini-RAP, utilizou-se uma sapata metálica rígida circular, com espessura igual a 5 mm e diâmetro de 12 cm, possuindo uma rótula no seu centro, que recebe carga do cilindro pneumático, Figura 7.6.



Figura 7.6: placa metálica rígida de diâmetro igual a 12 cm, utilizada para simular uma sapata e sistema de aplicação de carga com anel dinamométrico e medida de deslocamento por meio de relógio comparador.

7.2.5 Procedimento dos ensaios

No presente trabalho foram realizados um total de 36 provas de carga em escala reduzida, sendo realizadas diretamente sobre sapata isolada e sobre sapata estaqueada. Para estudar o comportamento de sapata estaqueada em relação ao número de estacas subsapata utilizou-se um delineamento inteiramente casualizado (DIC), contendo 1 tratamento com 4 unidades experimentais e 5 repetições, num total de 20 ensaios. E para estudar a influência do comprimento das estacas subsapatas trabalhou-se com um DIC composto por 1 tratamento com 4 unidades experimentais repetido quatro vezes (16 unidades experimentais). Os ensaios foram efetuados até a ruptura geotécnica dos modelos, com estágios incrementados com carregamentos contendo 10% da carga de ruptura e com manutenção dos carregamento por um período de 10 min.

7.2.6 Procedimento Executivo

No presente trabalho foram realizados para cada um dos objetivos, um delineamento experimental os quais se encontram a seguir detalhados:

a) Estudo da influência do número de estacas dispostos abaixo da sapata. Para este fim foi construído o tratamento representado pela Figura 7.7, o qual foi repetido 5 vezes. Ainda pela Figura 7.7 podem ser visualizadas as unidades

experimentais sendo 1, o ensaio de Prova de Carga em modelo reduzido para sapata assente sobre o solo de fundação e 2, 3 e 4, sapata assente sobre o solo de fundação tratado com 4, 2 e 1 estacas Mini-RAP, respectivamente.

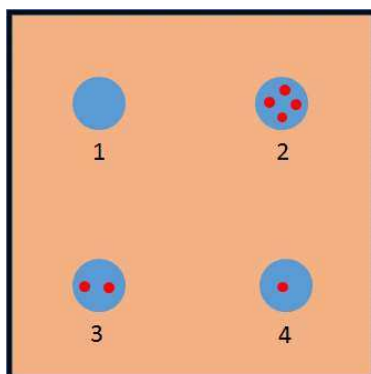


Figura 7.7: Esquema de tratamento, para análise do número de estacas sub sapatas dispostos na caixa de ensaio.

Os espaçamentos utilizados para disposição das unidades experimentais em cada tratamento foram os seguintes: i) a Sapata com 12 cm de diâmetro, deve possuir sua borda espaçada de cada lado da caixa com no mínimo 24 cm e entre sapatas de no mínimo 28 cm, para que não haja influência da tensão aplicada, quanto ao posicionamento das estacas com 2,25 cm de diâmetro, a Figura 7.8 traz o seu detalhamento. Para permitir a execução dos espaçamentos, foi plotado o esquema da Figura 7.8, e construído um gabarito de madeira apresentado na Figura 7.9 que foi utilizado para na construção das estacas, e melhor posicionamento dentro da caixa.

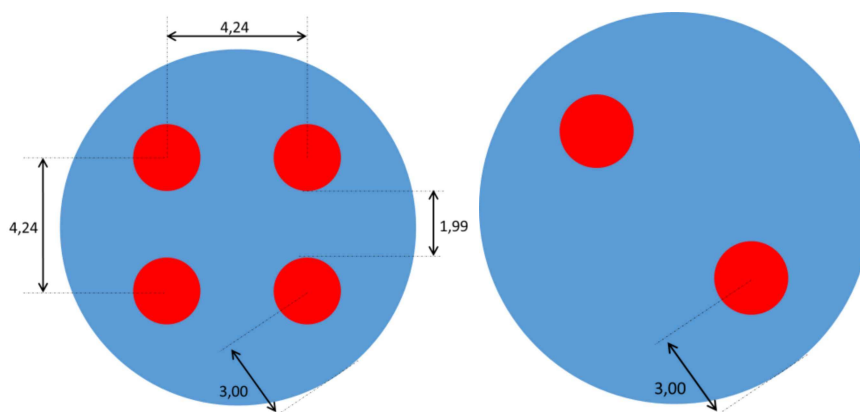


Figura 7.8: Posicionamento para 4 e 2 estacas em relação a Sapata.

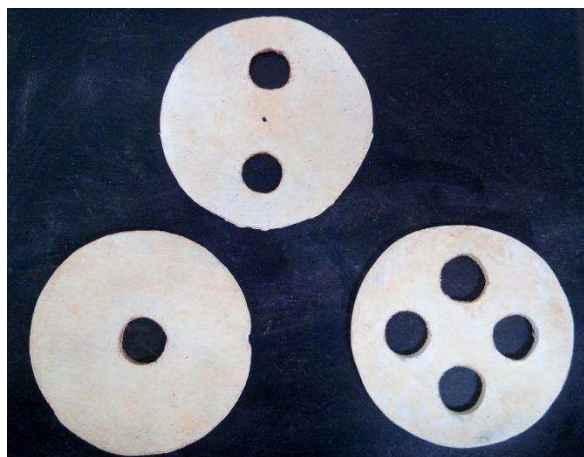


Figura 7.9: Moldes de madeira confeccionados, para servir de gabarito executivo.

b) Estudo da influência do comprimento das estacas. Para averiguar a influência do comprimento das estacas, trabalhou-se com estacas em comprimentos relacionados ao bulbo de tensão (BT) gerado imaginando somente a presença da sapata (sem estaca), e como a mesma possui um diâmetro igual a 12 cm, a profundidade do bulbo de tensão para o qual se obtém 10% da tensão aplicada (BT10) encontra-se a 24 cm, ou seja $2.D$, onde D representa a menor dimensão da Sapata, no caso em questão o seu diâmetro. Assim trabalhou-se com estacas em profundidades iguais a $0,5x$ BT10 (12 cm), $1,0x$ BT10 (24 cm), $1,5x$ BT10 (36cm), $2x$ BT10 (48 cm), representados respectivamente na Figura 7.10, pelos números 1, 2, 3 e 4, e que representa assim o tratamento utilizado para estudar a influência do comprimento das estacas granulares compactadas no melhoramento do solo de fundação. Observa-se que os espaçamentos devem ser os mesmos descritos no subitem a).

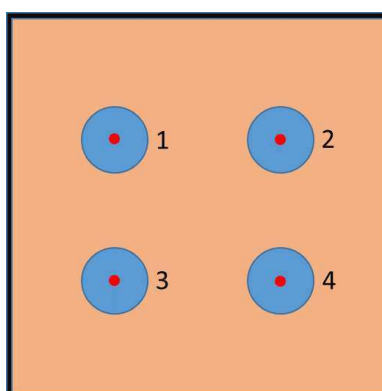


Figura 7.10: Esquema de tratamento para estudo da influência do comprimento das estacas.

Para realizar as provas de carga sobre os tratamentos anteriormente descritos, basta movimentar a caixa de ensaio, com a utilização de uma paleteira para frente e para traz e o pistão pneumático lateralmente no pórtico que o sustenta.

7.2.7 Análise Estatística e gráfica

Inicialmente os dados obtidos para cada uma das 36 provas de carga realizadas, foram tratados com finalidade de se obter a curva de tensão (kPa) x deslocamento (mm). Com estas curvas aplicou-se o código de obras da cidade de Boston, também conhecido como critério de Boston afim de se determinar, a sua tensão admissível e valor correspondente de deslocamento.

De acordo com os objetivos traçados os dados obtidos pela análise gráfica e aplicando o critério de Boston foram tabulados e realizou-se análise de variância (ANOVA), para aferir o nível de significância gerado pela introdução dos diferentes números e comprimentos de estacas tipo Mini-RAP, subsapatas.

Tendo dado significativo a ANOVA e visando a averiguar as diferenças entre as possibilidades de arranjos de estacas tipo Mini-RAP subsapatas, realizou-se testes de probabilidade com nível de significância igual a 5% (probabilidade de erro) cujo resultado da comparação das médias dos diferentes tratamentos foram Tabelados e atribuída uma letra de diferenciação conforme metodologia consagrada na estatística.

7.2.8 Análise de integridade e exumação

Ainda visando analisar a integridade e o estado da estaca após ruptura geotécnica, realizou-se uma inspeção visual da Mini-RAP, por meio de exumação realizada sobre uma estaca individual e outra sobre uma dupla de estacas.

7.3 Resultados:

A influência do número de estacas dispostos abaixo da sapata, analisado mediante a realização de prova de carga pode ser vislumbrado pela Figura 7.11, onde se apresentam graficamente os resultados da avaliação da tensão pelo deslocamento de cada unidade experimental avaliada nas 5 repetições realizadas. Cada uma das repetições realizadas é apresentada pelos gráficos nomeados de A, B, C, D e E. Também é possível visualizar nos gráficos os pares tensão (kPa) x deslocamento (mm) relativos aos deslocamentos padrões de 10 e 25 mm, proposto pelo critério de Boston, a fim de se determinar a tensão admissível cujos valores estão apresentados em sequência na Tabela 7.3, que inclui também os incrementos de carga, em relação a sapata sem estacas (testemunha).

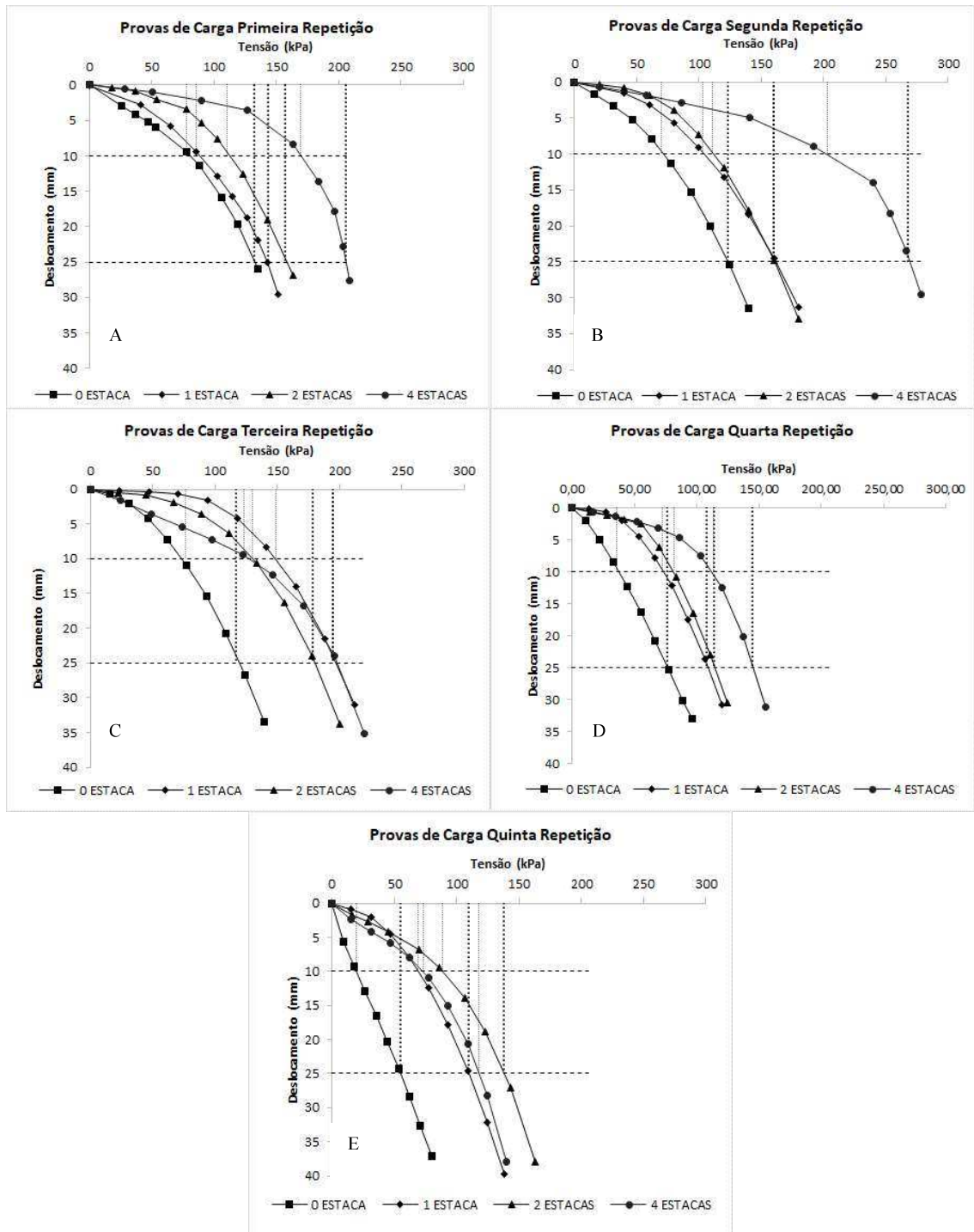


Figura 7.11: Resultados das provas de carga apresentando a relação de tensão (kPa) x deslocamento (mm).

Tabela 7.3: Valores de tensão admissível segundo critério de Boston, a média dos valores de tensão admissível para as diferentes configurações de estacas sub sapatas e o incremento de tensão tomando como referência os valores médios em relação a sapata assentada sobre o sistema sem estaca, ou seja, a testemunha.

Repetição	Nº de Estaca	Tensão Adm (kPa)	Média (kPa)	Incremento (%)
1	0	66,00	48,30	Ref.
2	0	61,50		
3	0	58,50		
4	0	36,00		
5	0	19,50		
1	1	71,75	69,90	44,72
2	1	80,00		
3	1	89,00		
4	1	54,00		
5	1	54,75		
1	2	78,50	76,40	58,17
2	2	80,00		
3	2	97,50		
4	2	57,00		
5	2	69,00		
1	4	103,00	93,20	92,96
2	4	134,00		
3	4	97,50		
4	4	72,50		
5	4	59,00		

A seguir é apresentado a Figura 7.12, onde pode ser verificado o comportamento de sapatas assentes sobre estacas com variação de comprimento (12 cm, 24 cm, 36 cm e 48 cm), sendo possível verificar a relação entre a capacidade de carga do sistema em função da variação do comprimento da estaca. Cada uma das repetições realizadas é apresentada pelos gráficos, também é possível visualizar nestes os pares (tensão x deslocamento) relativos aos deslocamentos padrões de 10 e 25 mm, proposto pelo critério de Boston, a fim de se determinar a tensão admissível cujos valores estão apresentados em sequência na Tabela 7.4, que inclui também os incrementos de carga, em relação a sapata assentada sobre a estaca de 12 cm, tomada como testemunha.

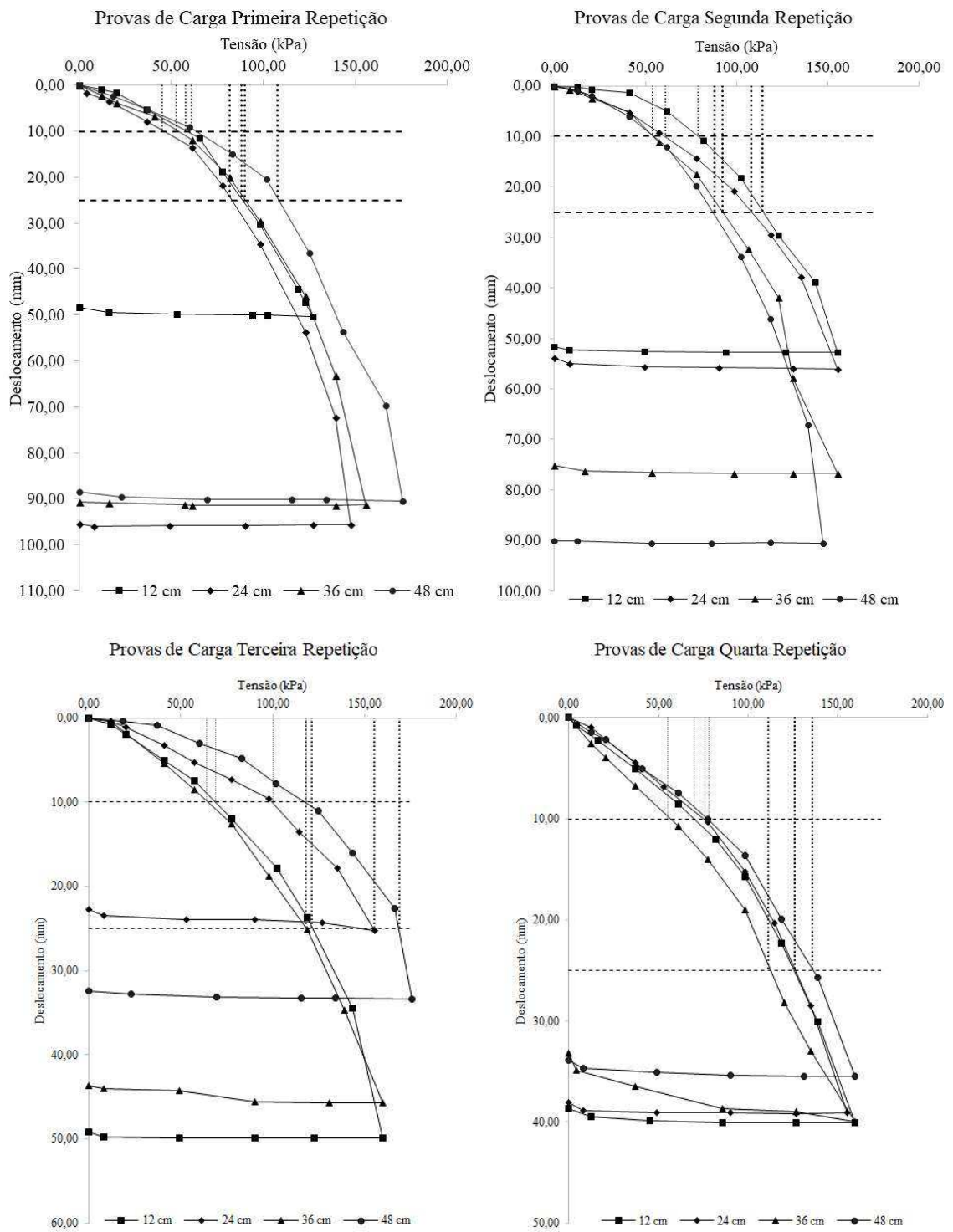


Figura 7.12: Resultado das provas de carga para o estudo com variaçao do comprimento das estacas

Tabela 7.4: Valores de tensão admissível segundo critério de Boston, a média dos valores de tensão admissível para as diferentes varrições do comprimento de estacas granulares sub sapatas e o incremento de tensão tomando como referência a sapata assentada sobre a estaca com 12 cm, ou seja, a testemunha.

Repetição	Comprimento da estaca	Tensão Adm (kPa)	Média (kPa)	Incremento (%)
1	12	44	56,125	Ref.
2	12	57		
3	12	60,5		
4	12	63		
1	24	41	58,875	4,899777
2	24	54		
3	24	77,5		
4	24	63		
1	36	45	51,25	-8,68597
2	36	46		
3	36	59		
4	36	55		
1	48	54	62,625	11,58129
2	48	44		
3	48	84,5		
4	48	68		

De acordo com a metodologia proposta foram realizadas análises de variância e testes de probabilidade cujos resultados estão apresentados na Tabela 7.5, para análise relativa ao número de estacas subsapata. A ANOVA revelou um valor de p igual a 0,0253, indicando diferença significativa, quanto a variação entre o número de estacas subsapatas.

Tabela 7.5: Estudo estatístico baseado em teste de probabilidade para número de estacas subsapatas.

Comparação	contraste	Testes de probabilidade			
		Tukey	Snk	Duncan	t
4—2	16,8	0,58	0,2158	0,2158	0,2158
4—1	23,3	0,31	0,2052	0,1085	0,0928
4—0	44,9	0,02	0,0158	0,0053	0,0033
2—1	6,5	0,96	0,6248	0,6248	0,6248
2—0	28,1	0,18	0,11	0,0566	0,0467
1—0	21,6	0,38	0,117	0,117	0,117
Tratamento	Médias	Tukey	Snk	Duncan	t
4	93,2	a	a	a	a
2	76,4	ab	ab	ab	ab
1	69,9	ab	ab	ab	ab
0	48,3	b	b	b	b

Em relação ao comprimento das estacas sub sapata, a ANOVA revelou um valor de p igual 0,6559, indicando que não há diferenças significativas para os diferentes sistemas propostos no estudo da variação do comprimento das mesmas.

A Figura 7.13, representa o resultado da exumação realizada segundo a metodologia proposta, após realização do ensaio de prova de carga.

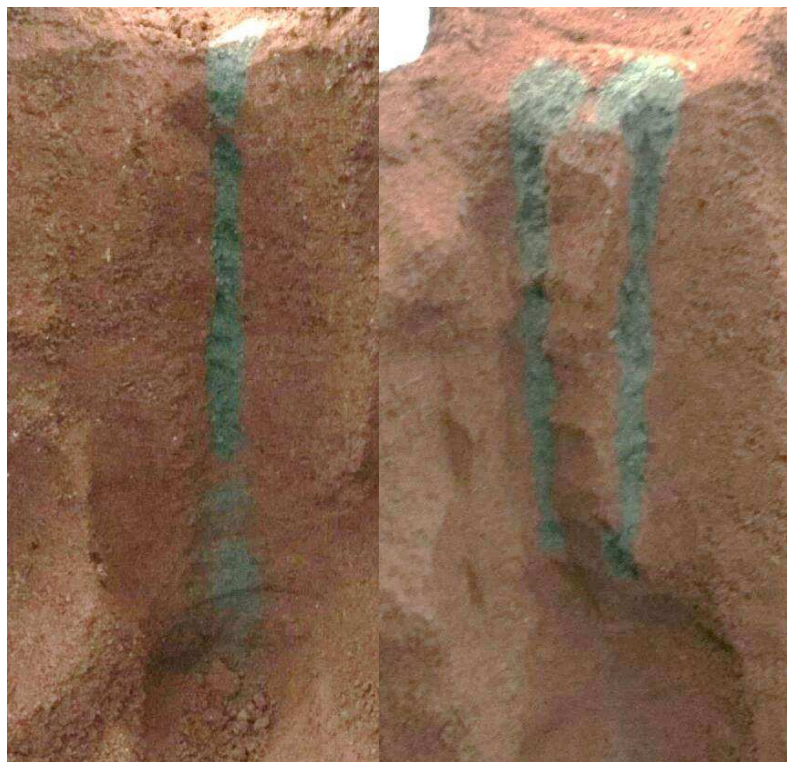


Figura 7.13: Resultado da exumação sobre uma estaca e sobre duas estacas.

Como um dos principais objetivos das estacas granulares é proporcionar recalques admissíveis, a Tabela 7.6 a seguir apresenta os deslocamentos obtidos, quando se fixou a carga média admissível para o conjunto de todas as unidades experimentais realizadas no estudo com variação do comprimento da estaca.

Tabela 7.6: Dados de deslocamento para tensão admissível média (57,21 kPa) referente as 16 unidades experimentais e relativo ao estudo da variação do comprimento de estacas, obtidos das curvas de tensão (kPa) x deslocamento (mm).

Repetição	Comprimento	Deslocamento 57,21kPa*	Deslocamento Médio
1	12	9,3	7,25
2	12	4,7	
3	12	7	
4	12	8	
1	24	12,5	8,525
2	24	9	
3	24	5,1	
4	24	7,5	
1	36	11	10,125
2	36	11	
3	36	8,5	
4	36	10	
1	48	8	7
2	48	11	
3	48	2,5	
4	48	6,5	

* Deslocamento em (mm) para tensão média de 57,21 kPa.

7.4 Discussões

Segundo Figura 7.11 apresentada é visível o ganho significativo na capacidade de carga e na redução dos recalques com incremento do número de estacas Mini-RAP alocados subsapatas, portanto a construção das estacas granulares compactadas, foram capazes de realizar uma melhoria no solo de fundação da sapata.

Neste estudo, em que se variou o número de estacas abaixo das sapatas foi adotado para o comprimento das estacas a proposta de Castro (2017), que propõe um comprimento igual a 2 x a menor dimensão da sapata (B), que no presente caso é igual ao diâmetro da sapata.

Na grande maioria das repetições realizadas a melhoria mais significativa ocorreu com aplicação de quatro estacas, exceto para quinta repetição, sendo este comportamento, podendo ser considerado como um “outlier”. Este comportamento anômalo, pode ser explicado pelo fato de que no caso do melhoramento proporcionado pela construção de quatro estacas, é necessário a realização da abertura de quatro furos, que acabam provocando consideráveis alterações (perturbação) nas propriedades iniciais do solo, principalmente pela proximidade dos furos, motivo que explica também o ocorrido na terceira repetição em que a melhor resposta para as 4 estacas ocorreu após um determinado nível de tensão aplicado no solo que foi necessário para gerar um

assentamento primário responsável pela sua recompactação após o seu afofamento no manejo dos 4 furos.

Em relação a Tabela 7.3, é notável o incremento das tensões médias admissíveis para cada proposta de melhoramento, i.e. pela introdução de uma, duas, ou quatro estacas no solo, sendo que a proposta com quatro estacas gerou um incremento na ordem de 92% em relação ao solo sem melhoramento. Apesar deste ganho, é interessante chamar atenção para o fato de que o número de estacas deve respeitar um espaço mínimo a fim de garantir melhor eficiência do sistema sapata estaca, que pode ser comparado a eficiência de grupo de estacas conforme expõe o Foundations and Earth Structures Design Manual, DM-7.2 (1982) apud Prakash e Sharma (1990), que indica espaçamentos na ordem de 3 a 4 vezes o diâmetro da estaca, e em relação ao centro das mesmas. Oliveira (2018) indica 1,2 vezes o diâmetro da estaca para o espaçamento entre as faces das estacas, porém verificasse que o espaçamento utilizado quando da aplicação de quatro estacas não estaria condizente a nenhum destes padrões e que caso fosse respeitado levaria a um comportamento ainda melhor.

Assim, apesar do melhoramento obtido por um maior número de estacas este número deverá estar sempre limitado ao tamanho da sapata, tendo em vista que quanto menor a distância entre as estacas menor se tornar a eficiência do grupo (PRAKASH e SHARMA, 1990).

Em relação a Figura 7.12, em que se estuda a variação do comprimento das estacas, percebe-se que não há um ganho significativo ao se variar apenas esta dimensão do elemento. Para fins comparativos entre os resultados, pode ser verificado que os valores das cargas de ruptura para as sapatas estaqueadas no comprimento de 12 cm, 24 cm, 36 cm e 48 cm são respectivamente de 2,26 kgf, 2,30 kgf, 2,03 kgf e 2,43 kgf e em termos de tensões iguais a 56 kPa, 58 kPa, 51 kPa e 62 kPa. Portanto, é visível a baixa influência da variação do comprimento no desempenho da Mini-RAP, para as condições geotécnicas do sistema em miniatura estudado.

Em relação a Tabela 7.4, a qual destaca os valores médios para tensão admissível referente aos diferentes comprimentos de estacas dispostos subsapata, pode-se notar que os incrementos para a tensão admissível são pouco influenciados e tomando como referência a tensão admissível obtida para a sapata assentada sobre a estaca com comprimento igual a $1xB$, ou $0,5xBT_{10}$ (estacas com 12 cm) e a comparando com os ensaios sobre a sapata assentada em estacas com 48 cm ($4xB$ ou $2xBT_{10}$) verifica-se

que em termos de tensão o acréscimos não ultrapassam 11% enquanto a estaca possui o seu comprimento quatro vezes maior ao comprimento considerado de referência.

Segundo Hughes e Withers (1974, 1975), Wood et al (2000), Wehr (2004), Ali et al. (2012), Babu et al. (2013), Castro (2014, 2017), o comprimento ideal para as colunas ou estacas de agregado compactado, é denominado de comprimento crítico. Em relação a este comprimento crítico, os referidos autores discutem valores que variam entre 1,0 a 3,5 vezes a menor dimensão do elemento de fundação superficial assentado sobre as estacas. Estas variações estão relacionadas a condicionantes como característica geotécnica, presença de geossintéticos na estaca, relação entre o diâmetro da estaca e tamanho do elemento superficial de fundação. E já é fato e conforme demonstrado pelos resultados apresentados na Figura 7.12 e Tabela 7.4 que comprimentos maiores que o crítico, não geram reduções de recalque nem tão pouco incrementos na capacidade de suporte da sapata de forma significativa.

É notório entre diversos autores o entendimento sobre o processo de ruptura das estacas granulares tanto para individuais como para grupo de estacas podendo-se citar os trabalhos realizados por Hughes e Withers (1974), Madhav e Vitkar (1978), Aboshi et al. (1979) e Mckelvey et al. (2004), quando a estaca possui um comprimento maior que 6 a 7 vezes o seu próprio diâmetro (D), a sua ruptura tende a acontecer por bulging a uma distância máxima do topo entre 2 a 4 vezes o seu diâmetro. Por tanto sabendo que uma sapata apresenta um bulbo com 10% (BT10) da tensão inicial a uma profundidade igual a duas a três vezes a sua menor dimensão (B) e que conforme apresentado por Castro (2017), para auxiliar na redução dos deslocamentos em um sistema composto por sapata assente sobre estaca granular (ou coluna) a mesma deve possuir comprimento mínimo igual a este ao BT10 e que em termos de acréscimo de tensão, em relação a presença apenas da sapata, o comprimento da estaca deve ser superior a profundidade para na qual ocorrem as solicitações cisalhantes no solo gerado pelo deslocamento da sapata, verifica-se que o mecanismo de melhora pela presença da estaca granular subsapata estará relacionado a geometria da sapata e da estaca, e que no caso da estaca o seu comportamento dependerá tanto do seu diâmetro quanto do seu comprimento.

Além da geometria é necessário recordar que a introdução da estaca no solo, produz uma melhora nas propriedades geotécnicas, portanto quando o objetivo é a redução dos deslocamentos a estaca deve possuir profundidade necessária para introduzir melhoras nas propriedades geotécnicas do solo pelo menos até onde se estará aplicando os 10% da tensão inicial na sapata. Cabe porém salientar que a depender das

relações geométricas entre sapata e estaca, pode ocorrer situações em que um comprimento maior da estaca colabore apenas durante o seu processo construtivo, em que ocorre melhoras nas propriedades geotécnicas do solo, principalmente quando a estaca possui comprimento excessivo, onde a ponta não será solicitada tendo em vista que a ruptura por bulging ocorrerá no interior da região delimitada pelo BT10.

A Figura 7.14 a seguir reuni as informações anteriormente descritas com base nas proposições de Castro (2017), Stuedlein e Holtz (2014) e nos resultados obtidos onde fica claro que o aumento da capacidade de carga da sapata e/ou a redução dos deslocamentos, pela melhora proporcionada pelas estacas granulares dependem além do seu processo construtivo, da geometria adotada tendo em vista que o bulging, poderá ocorrer em diferentes posições em relação aos planos de ruptura e ao BT10.

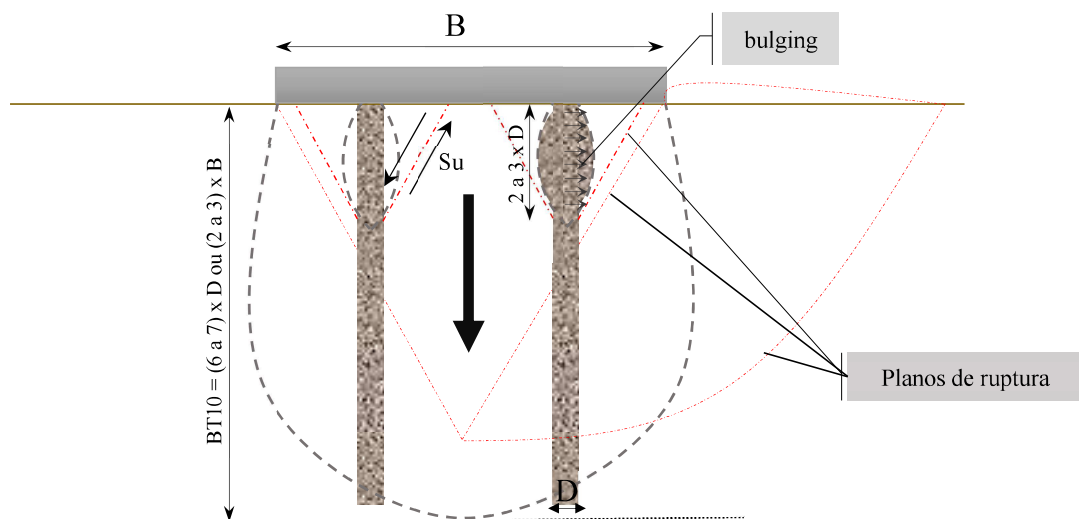


Figura 7.14: Relações geométricas entre sapata e estacas granulares relacionando os mecanismos e posições de ruptura no solo de fundação para Sapata e estaca no interior do bulbo de tensão para 10% (BT10) da tensão inicial aplicada considerando a ocorrência de ruptura tipo bulging na estaca. B: menor dimensão da sapata; D: diâmetro da estaca granular e Su: resistência ao cisalhamento não drenado.

Segundo proposta da Figura 7.14 e buscando elucidar os mecanismos da interação sapata-estaca-solo, ainda que de forma teórica e simplificada, considerando uma ruptura do tipo generalizada, quando uma sapata é assentada sobre um terreno contendo solos finos e tratado com estacas granulares, faz-se as seguintes proposições:

- ✓ A sapata ao ser solicitada desenvolve um bulbo de tensão com 10% da sua solicitação em uma profundidade igual a (2 a 3) vezes a sua menor dimensão (BT10);

- ✓ A estaca deve possuir um comprimento crítico a fim de que a mesma seja capaz de gerar uma resistência por atrito, suficiente para resistir a ação compressiva da sapata e sem que ocorra o puncionamento da estaca contra o solo na sua ponta;
- ✓ Quando a estaca é construída com o comprimento crítico, ela resiste as ações solicitantes quase que exclusivamente por atrito deixando sua ponta praticamente indeslocável;
- ✓ Este comprimento crítico se dá entre $0,5 \times BT_{10}$ e $1,0 \times BT_{10}$;
- ✓ Como as estacas não são rígidas, maior parte das tensões solicitadas ocorreram até uma profundidade igual a $(2 \text{ a } 3) \times D$, e a sua ponta quase não se desloca ocorrendo a formação de uma ruptura, tipo bulging, a partir do topo da estaca;
- ✓ A medida que a sapata se desloca irá ocorrer um encurtamento a partir do topo da estaca e o seu diâmetro (estaca) vai aumentando;
- ✓ O aumento do seu diâmetro com o encurtamento a partir do seu topo é possível tendo em vista que a carga compressiva, oriundo do deslocamento da sapata, supera a força resistiva de confinamento do solo, ao redor da estaca, bem como o atrito interno ou embricamento entre os grãos do agregado compactado;
- ✓ Quando a força resistiva e confinante do solo é superada pelas tensões que formam o bulging, a massa do solo é empurrada lateralmente dando origem a linhas de escoamento na forma próxima de um “cone” ao redor da estaca realizando cisalhamento do solo por uma tensão de magnitude maior que a S_u ;
- ✓ Em relação a sapata tem-se a formação de uma cunha de compressão aproximadamente triangular abaixo da mesma que gera planos de cisalhamento com o escoamento do solo, praticamente paralelos ao cone gerado pelo bulging na estaca e que culmina na elevação do solo na superfície (ruptura generalizada).

Em relação a análise estatística, verificou-se que o delineamento inteiramente casualizado, composto por cinco tratamentos, em que cada tratamento era composto por quatro unidades experimentais, sendo: sapata sobre solo sem estaca granular, sapata sobre uma estaca granular e sapata sobre duas e quatro estacas granulares respectivamente, apresentou ANOVA significativa, ou seja a probabilidade de melhora pela introdução de estacas granulares é significativa e possui $p < 5\%$.

Visando analisar as diferenças entre as possibilidades de melhoramento dado por uma, duas ou quatro estacas em relação à sapata isolada realizou-se testes de probabilidade e conforme Tabela 7.5, cada possibilidade foi comparada uma a uma.

Foi calculado o contraste e a probabilidade para as diferentes comparações sendo posteriormente realizado a verificação das diferenças atribuindo uma letra para identifica-las. Para a sapata assente sobre o solo melhorado pela introdução de quatro estacas foi atribuído a letra (a), assim as tensões apresentadas por cada possibilidade testada foram comparadas e quando apresentaram diferenças significativas foram identificadas por outra letra. Pelo posto e ainda conforme Tabela 7.5, sapatas assentes sobre uma e duas estacas não diferem de forma significativa de sapatas sem melhoramento e sobre quatro estacas já que foram identificadas por (ab), sendo (b) a identificação dada para a sapata sem melhoramento.

A sapata assente sobre quatro estacas e a sem melhoramento diferem estatisticamente entre si e em termos de tensão, revelando que a melhora proporcionado pela introdução de 4 estacas apresenta diferença significativa em termos de tensão admissível quando comparado com a sapata assente sobre o solo sem melhoramento.

Em relação a análise estatística para o estudo envolvendo variação no comprimento da Mini-RAP subsapata, foi verificado que a ANOVA apresentou $p > 5\%$ por tanto não existindo diferença significativa e a probabilidade de haver melhora pelo aumento no comprimento da Mini-RAP é nulo para comprimentos superiores a estaca padrão que possui comprimento igual a 12 cm.

Em relação a Figura 7.13, é possível averiguar que a escória utilizada reage sofrendo um pequeno grau de cimentação o que garante à mesma uma certa coesão, mantendo-se estável após a abertura do furo durante a exumação. Percebe-se claramente que não ocorreu quebra das partículas devido ao processo de compactação estática e que a estaca é significativamente estável e que o processo empregado garante a retilidade dos elementos.

Em relação a Tabela 7.6 que apresenta os deslocamentos obtidos para as diferentes repetições no estudo que envolveu variação no comprimento da Mini-Rap subsapata e cuja obtenção dos deslocamentos se fez mediante aplicação da tensão admissível média sobre os gráficos da Figura 7.12, pode ser verificado que o menor deslocamento médio ocorreu para o solo melhorado com Mini-RAP contendo 48 cm de comprimento, mas diferindo em torno de 3,6% da Mini-RAP com 12 cm, ou seja um aumento de 4 vezes no comprimento foi capaz de reduzir os deslocamentos em apenas 3,6%. Ao relacionar os deslocamentos médios com o comprimento da estaca, ou seja, dividir o valor do deslocamento pelo seu comprimento, é obtido respectivamente para os comprimentos

12 cm, 24 cm, 36 cm e 48 cm os seguintes valores em porcentagem: 60%, 35%, 28% e 14%. Neste sentido a Mini-RAP contendo 12 cm foi a mais eficiente.

Analisando as diferentes discussões em torno da variação do comprimento da Mini-RAP em relação a melhora proporcionada em termos de tensão admissível e recalque, percebe-se que conforme discutido por Castro (2017), Duarte (2012), Wehr (2004) e Wood et al. (2000) bem como com base nos resultados obtidos, e tendo em mente que a Mini-RAP não é uma estrutura de fundação rígida, que tem como principal objetivo introduzir melhora no solo por meio de tensões radiais dissipadas na massa do solo pelo seu processo construtivo e portanto conforme Figura 7.14, esta melhora dependerá dos mecanismo de ruptura, relações geométricas da Mini-RAP e da sapata, e o incremento de tensão admissível e redução dos recalques proporcionados pela introdução da Mini-RAP ocorrerão para um comprimento crítico entre $1xB$ a $2xB$.

7.5 Conclusões

O modelo físico reduzido, não centrifugado, i.g. de similitude restrita, indicou que estacas Mini-RAP, são capazes de incrementar a capacidade de carga das sapatas, devido o tratamento do solo e que o incremento em termos de tensão admissível é significativamente maior para um maior número de estacas desde que seja respeitado a geometria de espaçamento entre as Mini-RAP.

Para o conjunto de ensaios realizados a análise estatística indicou melhor comportamento para o emprego de quatro estacas subsapatas.

Quanto ao comprimento da Mini-RAP, em relação as condições geotécnicas e geometria adotada no estudo, verifica-se que o melhor comportamento tanto em termos de tensão admissível quanto para medida de deslocamentos, ocorrem para relação de comprimento de Mini-RAP. Conclui-se por tanto que sapatas estaqueadas com Mini-RAP, apresentam melhores comportamentos em termos de tensão admissível e recalques quando o tratamento adotar um maior número de estacas subsapatas, respeitando um distanciamento geométrico preferencialmente com distâncias externa entre estaca iguala a $1,2xD$ e comprimentos entre $1xB$ e $2xB$.

Referências Bibliográficas

ABOSHI, H.; ICHIMOTO, E.; ENOKI, M.; HARANDA, K. **The compozer - A method to improve Characteristics of soft clays by Inclusion of large Diameter Sand Columns**. Proc. Intl. Conf. On Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Paris, Vol. 1, p. 211-216. 1979.

ALI, K.; SHAHU, J. T.; SHARMA, K. G. **Model tests on geosynthetic-reinforced stone columns: A comparative study**. Geosynth. Int., Vol. 19, p. 433–451, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE METALURGIA E MATERIAIS. **Estudo Prospectivo do Setor Siderúrgico**. ABM: Centro de Gestão e Estudos Estratégicos. 26p. Brasília, 2008.

BASSET, R. H. **The Use Of Physical Models**. Design. Proc. 7th Eur. Conference on Soil Mechanics, Brighton, 1979.

BABU, M. R. D.; NAYAK, S.; SHIVASHANKAR, R. **A critical review of construction, analysis and behaviour of stone columns**. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 31, p. 1–22, 2013.

CASTRO, J. **Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing**. Computers and Geotechnics, Vol. 60, p. 77–87, 2014.

CASTRO, J. **Modeling stone columns**. Materials, Vol. 10, n. 7, 2017.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Thomson Learning, 6ª ed., São Paulo, 577 p. 2007.

DEMIR, S.; ÖZENER, P.; KIRKIT, M. **Experimental and Numerical Investigations of Behavior of Rammed Aggregate Piers**. Geotechnical Testing Journal, Vol. 40, n. 3, p. 411- 425, 2017.

DUARTE, L. N. **Avaliação do comportamento solo-estrutura de elementos de fundação tipo sapata estaqueada**. 150 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2012.

EL-GARHY, B.; GALIL, A. A.; MARI, M. **Analysis of flexible raft resting on soft soil improved by granular piles considering soil shear interaction**. Computers and Geotechnics, Vol. 94, p. 169-183, 2018.

GEOPIER FOUNDATION COMPANY. **The Geopier GP3® System**. 2016. Disponível em: <<http://www.geopier.com/Geopier-Systems/Rammed-Aggregate-Pier-Systems/GP3-System>>. Acesso em: 17 mai. 2017.

HALABIAN, A. M.; NAEEMIFAR, I.; HASHEMOLHOSSEINI, S. H. **Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Scotland, EUA, Vol. 165, n. 3, p. 167–181, 2012.

HALABIAN, A. M.; SHAMSABADI, P. J. **Numerical Modeling of the RAP Construction Process and Its Effects on RAP Behavior.** International Journal of Geomechanics, p. 0401-4085, 2014.

HANDY, R. L.; WHITE, D. J. **Stress zones near displacement piers: I. Plastic and liquefied behavior.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)1090-0241, 132:1, n. 54, p. 54–62, 2006a.

HANDY, R. L.; WHITE, D. J. **Stress zones near displacement piers: II. Radial cracking and wedging.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)1090-0241, 132:1, n. 63, p. 63–71, 2006b.

HORIKOSHI, K.; RANDOLPH, M. F. **Estimation of overall settlements in piled rafts.** Soils and Foundations, Vol. 39, n. 2, p. 59-68, 1999.

HUGHES, J. M. O.; WITHERS, N. J. **Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns.** Ground Engineering, Vol. 7, n. 3, p. 42-49, 1974.

HUGHES, J. M. O.; WITHERS, N. J.; GREENWOOD, D. A. **A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil.** Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol. 25, n. 1, p. 31–44, 1975.

IONESCU, B.; BECK, A. **Soil Improvement by Geopier® Aggregate Piers.** International Scientific Conference - CIBv, Braşov, Romania. p. 264 – 268, 2010.

LAWTON, E.C.; FOX, N.S. **Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers.** Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Fello (Editors), American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 2, p. 962-74, 1994.

LAWTON, E. C.; MERRY, S. M. **Performance of Geopier Supported Foundations During Simulated Seismic Tests on Northbound Interstate 15 Bridge over South Temple, Salt Lake City.** Final Report No. UUCVEEN 00-03, University of Utah, Salt Lake City, EUA, 84 p. 2000.

MADHAV, M. R.; VITKAR, P. P. **Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, p. 605-609, 1978.

MCKELVEY, D.; SIVAKUMAR, V.; BELL, A.; GRAHAM, J. **Modelling vibrated stone columns in soft clay.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering, Scotland, EUA, Vol. 157, n. 3, p. 137-149, 2004.

MINETTE, E.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. **Estacas granulares em solos moles: uma verificação in situ.** Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 17, n.1, p. 57-63, 1994.

OLIVEIRA, T. M.; NUNES, C. B. R.; FERNANDES, M. A.; FERREIRA, M. T.; NASCIMENTO, P. C.; ROCHA, S. A.; SOUZA, T. V.; MATOS, D. O.; DUARTE, L. N.; SILVA, C. H. C. **Estaca RAP Modificada.** XVIII Congresso Brasileiro de

Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Código GJ-04-0040, 2016.

OLIVEIRA, T. M. **Estaca tipo Mini-RAP com emprego de escória.** 2018. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2018.

PASSOS, P. G. O. **Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita.** 141 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 2005.

PHAM, H. T. V.; WHITE, D. J. **Support mechanisms of rammed aggregate piers. II: Numerical analyses.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)1090-0241, 133:12, n. 1512, p. 1512–1521, 2007.

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Pile foundations in engineering practice.** John Wiley & Sons, 1990.

SAFTNER, D. A.; ZHENG, J.; GREEN, R. A.; HRYCIW, R.; WISSMANN, K. **Rammed aggregate pier installation effect on soil properties.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement, Scotland, EUA, Vol.171, n.2, p. 63-73, 2017.

SALES, M. M. **Análises do comportamento de sapatas estaqueadas.** Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Brasília, Brasília, DF, 2000.

SILVA, J. R. C. H. **Análise Numérica de Ensaios a 1G em Modelos Reduzidos de Fundações Diretas.** Universidade de Coimbra, Portugal, 83 p. 2015.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação.** 131 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2005.

STUEDLEIN, A. W.; HUFFMAN, J. C.; REDDY, S. C. **Ultimate limit state reliability-based design of spread footings on aggregate pier-reinforced clay.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, Vol. 167, n. 4, p. 291–300, 2014.

STUEDLEIN, A. W.; HOLTZ, R. D. **Displacement of spread footings on aggregate pier reinforced clay.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 140, n. 1, p. 36–45, 2014.

THOMPSON, D.; BATTERHAM, A. M.; MARKOVITCH, D.; DIXON, N. C.; LUND, A. J. S.; WALHIN, J. P. **Confusion and Conflict in Assessing The Physical Activity Status of Middle-Aged Men.** PLoS ONE, Vol. 4, n. 2, p. 1-8, 2009.

WHITE, D. J.; WISSMANN, K. J.; BARNES, A. G.; GAUL, A. J. **Embankment Support: A Comparison of Stone Column and Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement.** Presented, Transportation Research Board. 81st Annual Meeting, Washington, D.C., EUA, 2002.

WISSMANN, K. J.; FITZPATRICK, B. T.; WHITE, D. J.; LIEN, B. H. **Improving global stability and controlling settlement with Geopier soil reinforcing elements.** Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement, Kuala Lumpur, Malásia, 2002.

WEHR, J. **Stone columns - Single columns and group behaviour.** Proceedings of the 5th International Conference on Ground Improvement Technologies, Kuala Lumpur, Malásia, p. 329–340, 2004.

WOOD, D. M.; HU, W.; NASH, D. F. T. **Group effects in stone column foundations model tests.** Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol. 50, n. 6, p. 689-69, 2000.

8

COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SAPATAS ASSENTES SOBRE SOLO MELHORADO COM ESTACA Mini-RAP

Resumo: A estaca RAP (Rammed Aggregate Pier) foi desenvolvida nos EUA pela empresa Geopier® e é uma estaca de agregado compactado em pré-furo realizado no solo onde a compactação do agregado é realizada por um pilão patenteado e implementado a uma escavadeira hidráulica. A estaca é capaz de reforçar e melhorar as propriedades do solo circunvizinho, o seu processo executivo aumenta a resistência e rigidez do agregado compactado no interior do furo e pressiona-o lateralmente contra matriz do solo gerando tensões radiais. Com este processo é obtido o melhoramento do solo e uma excelente ligação com o solo circundante, proporcionando o controle de recalques, e significativo incremento na capacidade de carga geotécnica. Inspirado pela RAP foi desenvolvido um modelo de estaca denominado Mini-RAP, para a qual se propôs entender melhor o seu comportamento sobre condições de campo. A Mini-RAP foi desenvolvida e pensada para atender edificações de pequeno a médio porte e com um processo executivo simplificado para permitir sua larga aplicação. A referida estaca é construída com um pequeno diâmetro, 15 cm, e neste estudo foi executada com escória em substituição ao agregado natural britado. O seu método de execução utiliza o sistema de percussão do ensaio de sondagem tipo SPT. O comportamento geotécnico de sapata assente sobre Mini-RAP, foi estudado realizando-se prova de carga direta sobre a Mini-RAP e sobre placa assente em terreno tratado com uma e duas Mini-RAP, bem como no seu estado natural (sem tratamento) possibilitando quantificar o grau de melhoramento geotécnico do solo, verificando capacidade de carga, recalques e módulo de reação. Os resultados indicam a capacidade da estaca granular compactada Mini-RAP, em reduzir os recalques e ampliar a capacidade de carga, ambos em relação ao solo no seu estado natural e que o módulo de reação encontrado para estaca é compatível aqueles obtidos pela RAP.

Palavras-chave: Mini-RAP, Sapata estaqueada, melhoramento de solos.

8.1 Introdução

Fundações superficiais são geralmente recomendadas para edificações de médio a pequeno porte e sobre terrenos competentes para minimizar a possibilidade da ocorrência de recalques maiores que aqueles considerados admissíveis. Quando existe a ocorrência de recalques prejudiciais, é comum a utilização de fundações profundas que em geral tendem a possuir um custo mais elevado. Neste contexto é possível utilizar colunas ou estacas granulares que visam o melhoramento do solo circundante culminando na redução do recalque e aumento da capacidade de carga geotecnia e onde se insere a tecnologia GP3®, também conhecida como Rammed Aggregate Piers (RAP) (Minette et al., 1994; Passos, 2005; Soares, 2005; Ionescu e Beck, 2010; Stuedlein et al 2014; Halabian et al., 2012; Saftner et al., 2017; Demir et al., 2017; El-Garhy et al. 2018).

A GP3® é um modelo de estaca granular do tipo Rammed Aggregate Piers (RAP), ainda pouco estudada no Brasil, a qual fora concebida e patenteada pela empresa Norte Americana Geopier.

A RAP é uma coluna de agregado compactado em um furo previamente executado no terreno, para tanto o solo deve apresentar um mínimo de coesão a fim de permitir a sua perfuração sem que ocorra fechamento ou estrangulamento do furo, possibilitando que sucessivas camadas de agregado com cerca de 30 cm no estado solto, antes da compactação, possa receber a energia dissipada de um pilão implementado a uma escavadeira hidráulica, sendo este processo de lançamento de material granular seguido de compactação realizado até o total preenchimento do furo executado no solo. Os implementos, suas tecnologias e processo de execução foram patenteados pela Geopier, desde de sua criação em 1989 (LAWTON e FOX, 1994; LAWTON e MERRY, 2000; WHITE et al., 2002; WISSMANN, et al., 2002; PHAM, 2005; HANDY e WHITE 2006a, 2006b; PHAM e WHITE, 2007; THOMPSON et al., 2009; IONESCU e BECK, 2010; HALABIAN e SHAMSABADI, 2014; DEMIR et al., 2017).

No contexto acima e ainda possibilitando incrementar ganhos de ordem ambiental, pelo processamento de uma estaca sustentável, Oliveira (2018) apresentou um modelo de RAP, que fora denominado de Mini-RAP, e que insere no seu processo construtivo a utilização de escória de aciaria. Para se obter um perfeito entendimento do comportamento de sapatas assentes sobre estacas tipo Mini-RAP, é necessário averiguar a resposta destes elementos frente solicitações em prova de carga, para possibilitar uma

descrição geotécnica do seu comportamento, estudando sua capacidade de carga, os níveis de deslocamentos apurados, o melhoramento proporcionado ao solo e a capacidade de carga de sapatas assentadas sobre este modelo de estaca.

Assim o estudo desenvolvido teve como objetivo avaliar por meio de protótipos: i) a carga admissível para sapata estaqueada com 1 e 2 Mini-RAP; ii) o ganho proporcionado pela introdução da Mini-RAP, comparando a carga suportada em sapata isolada com sapata assentada sobre 1 e 2 Mini-RAP; iii) avaliação dos deslocamentos obtidos das provas de carga sobre placa, comparando os mesmos para cada uma das configurações estudadas sem Mini-RAP, 1 e 2 Mini-RAP; iv) Avaliar os valores do módulo de reação para o sistema sapata-Mini-RAP; v) entender o mecanismo de resistência oferecida pela Mini-RAP em função do comprimento da estaca para carga de atrito lateral e; vi) analisar o comportamento de estacas construídas sem contato da ponta por meio de provas de carga.

8.2 Materiais e Métodos

8.2.1 Campo Experimental

Os ensaios de campo ocorreram em Ouro Branco, Minas Gerais, Brasil, em espaço cedido pelo Campus Alto Paraopeba, da Universidade Federal de São João Del Rei, localizado na rodovia MG 443, km 7. A região onde foi instalado o campo experimental trata-se de um platô realizado sobre seção em corte, que apresenta, solo com tensão de pré-adensado igual 234 kPa, N_{SPT} médio igual a 13, solo tipo ML (SUCS), silto arenoso residual de gnaiss com variações de cores entre marrom a rosa, presença de feldspato, apresentando consistência média, $G_s = 2,78$, intercepto coesivo com c' igual a 34 kPa e ângulo de atrito de 24° e resistência ao cisalhamento não drenado (S_u) na ordem de 101 kPa, módulo de Menárd (E_M) de 17851 kPa e modulo cisalhante (G) igual 6711 kPa, todos parâmetros médios e relacionado a uma profundidade até 4 m e coeficiente de variação inferior a 25% por tanto considerado de baixa variabilidade geotécnica segundo Phoon et al. (1995) e Ching e Phoon (2012).

8.2.2 Agregado

A escória de aciaria do tipo forno elétrico, a Arco – FEA, foi utilizada como agregado na construção das estacas Mini-RAP. A escória oriunda da Vallourec &

Sumitomo Tubos do Brasil – VSB, foi britada e peneirada em laboratório para se adequar a faixa granulométrica de interesse conforme Tabela 8.1.

Tabela 8.1: Distribuição Granulométrica adotada para escória.

Abertura de peneiras #	(mm)	% Passante	Tolerâncias
1”	25	100.0	+/- 7%
3/4”	19	87.2	+/- 7%
1/4”	6.35	50.4	+/- 7%
10	2	28.3	+/- 5%
40	0.425	13.0	+/- 5%
200	0.075	5.5	+/- 2%

8.2.3 Programa experimental

Para se obter os objetivos propostos, os estudos foram executados nas seguintes etapas: i) sondagem a trado para um conhecimento prévio da área disponibilizada para realização do estudo; ii) delimitação de uma porção que melhor se adequa as propostas do trabalho e em relação a área disponibilizada; iii) execução de ensaios de campo para caracterização geológica geotécnica da área de interesse, com execução de sondagem a percussão tipo SPT e ensaios pressiométricos de Menárd; iv) desenvolvimento de uma trincheira com retiradas de blocos indeformados nas profundidades de 0,5 m, 1,5 m, 2,5 m e 3,5 m para realização de ensaios em laboratório; v) execução das Mini-RAPs; vi) construção dos elementos de reação para as provas de carga e vii) Montagem e execução das provas de carga.

No laboratório com os blocos retirados foram realizados ensaios de caracterização geotécnica (limites de Atterberg, granulometria conjunta e massa específica dos sólidos), triaxial do tipo CID, adensamento oedométrico e cisalhamento direto inundado. O ensaio de Triaxial foi executado a uma velocidade de 0,11 mm/min com tensões confinantes iguais a 50, 100, 200 e 400 kPa, o que demanda quatro corpos de prova para cada um dos blocos indeformados (4 profundidades). Para o cisalhamento direto adotou-se as mesmas tensões confinantes, mas com velocidade de 0,1524 mm/min.

As estacas (ou colunas) objeto de estudo foram construídas na seguinte sequência: i) escavação do solo com uso de trado mecânico portátil com diâmetro igual a 15 cm, na abertura do furo; ii) preenchimento deste furo com 30 cm de escória no estado fofo, iii) posicionamento de uma haste de 2” rosqueada a uma base rígida sobre a camada de

escória; iv) compactação do material granular lançado, por meio de 17 golpes do martelo SPT, mantendo-se uma altura de queda de 75 cm e conferindo uma energia similar a intermediária do ensaio de compactação ($12,9 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$), sobre a haste; e v) repetição das etapas de ii) a iv) até completar todo furo com escória compactada, conforme Figura 8.1.

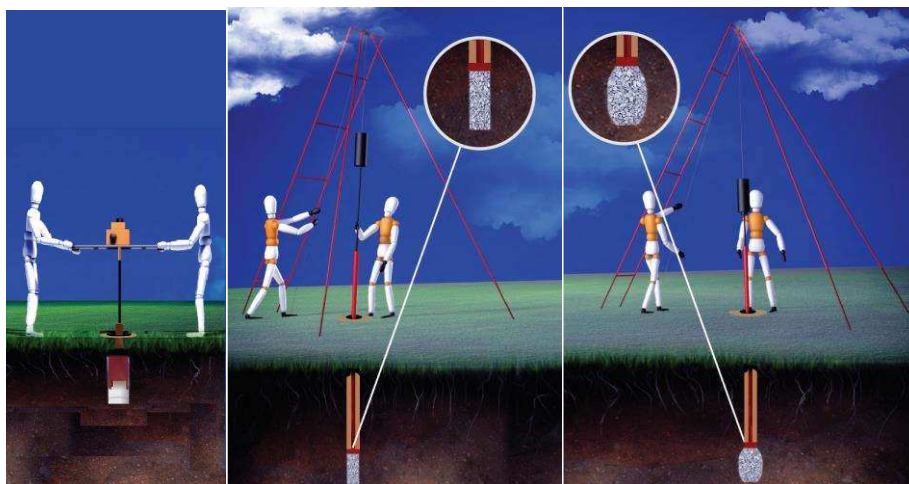


Figura 8.1: Processo executivo da estaca RAP-Modificada

Visando entender o comportamento do atrito lateral, executaram-se duas estacas sem ponta, sendo uma com 1,6 m e a outra com 3,2 m de comprimento, repetindo-se o procedimento executivo anterior, mas realizando as seguintes modificações: i) antes da primeira camada de escória compactada, três peças de isopor, de alta densidade, contendo 10 cm de espessura cada, foi disposta no fundo do furo escavado; ii) em seguida um tubo de aço com 15 mm de diâmetro e no comprimento da estaca foi colocado de forma centralizada, também no interior do furo; e iii) após realizou-se a sequência de compactação da escória já descrita, utilizando-se de uma placa rígida perfurada no centro, permitindo a compactação da escória com o tubo de 15 mm de diâmetro, no seu interior. Finalizada a compactação da escória uma certa quantidade de acetona PA, foi lançada pelo interior do tubo de aço, permitindo a dissolução do isopor e deixando a estaca sem contato da sua ponta com o solo, de acordo com a Figura 8.2.



Figura 8.2: Procedimento para execução de Mini-RAP sem ponta

Além da execução de duas estacas sem resistência de ponta, aplicando-se a metodologia descrita anteriormente, executou-se também 4 estacas com mudança apenas de comprimento, possuindo estas 1,6 m, 2,4 m, 3,2 m e 5,6 m, sobre um solo com pouca ou quase nenhuma alteração do valor de resistência aferido pelo ensaio tipo SPT, permitindo-se comparar as 4 estacas cujo aumento da capacidade de carga esperado é devido a mudança de comprimento, ou em outras palavras pela variação do atrito lateral.

A séries de provas de carga realizadas foram executadas pelo método de ensaio rápido, tanto nas estacas quanto sobre os ensaios em placa. Utilizou-se uma placa de aço rígida contendo 80 cm de diâmetro, com proposta de simular o comportamento de sapata. Os ensaios sobre placa foram realizados no terreno sem tratamento, sobre uma e duas Mini-RAP, cujo objetivo foi obter a tensão admissível do terreno e o módulo de reação do solo.

Por tanto os ensaios de prova de carga, seguiram o procedimento prescrito pela ABNT (2006), incluindo a execução de prova de carga em placa, assentadas ou não sobre estacas. Executando-se o método de carregamento rápido, também conhecido como QML, (Quick Maintained Load) e compreenderam: i) Ensaio de prova de carga direta com determinação da capacidade de carga das estacas Mini-RAP; ii) Ensaio de prova de carga direta sobre estaca Mini-RAP sem ponta, para determinação da capacidade de carga lateral e; iii) Prova de carga em placa assente sobre o solo sem melhoramento e melhorado com uma e duas estacas Mini-RAP, para determinação do módulo de reação do solo e tensão admissível.

O posicionamento das diferentes provas de carga e ensaios realizados podem ser identificados na Figura 8.3.

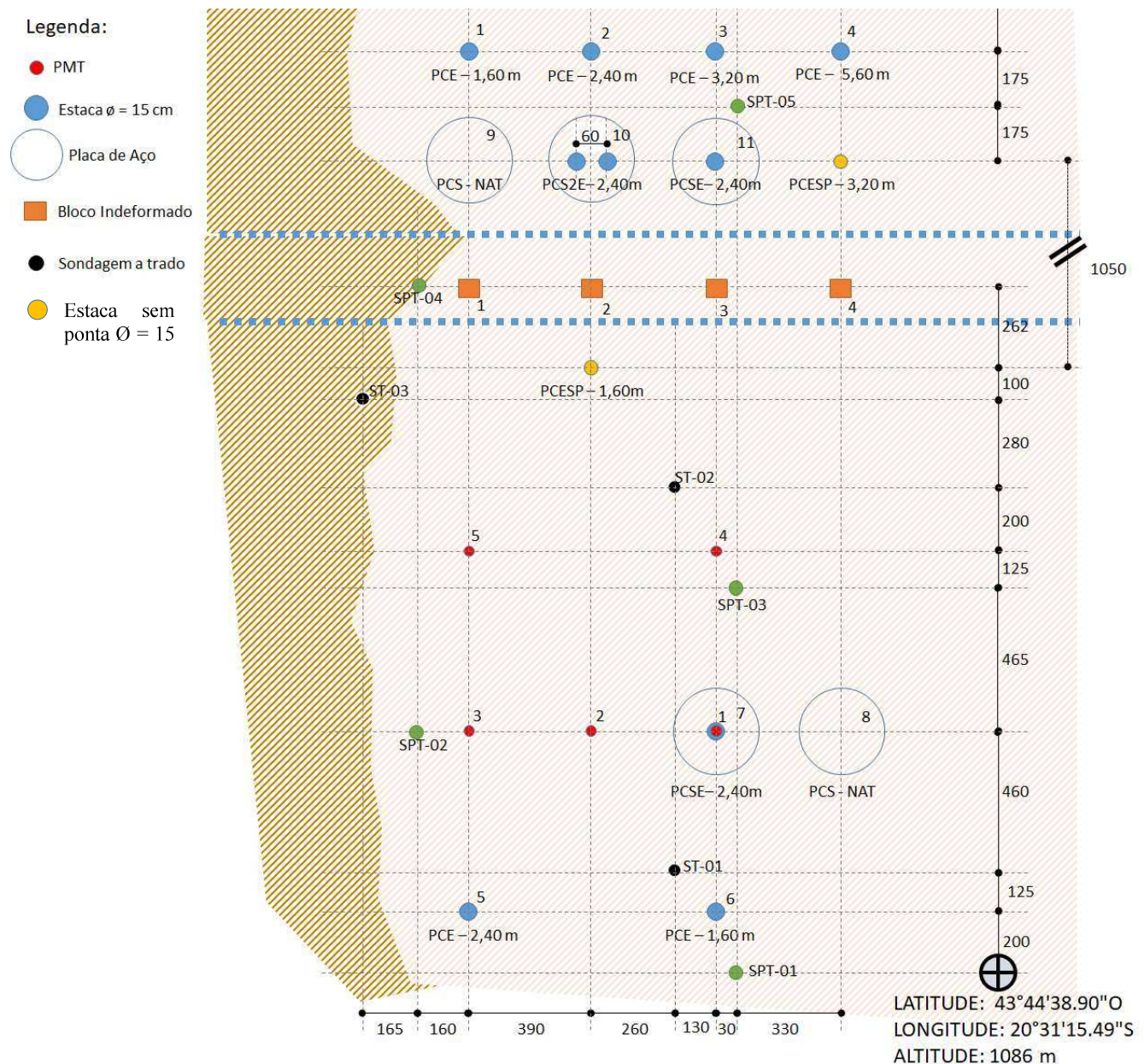


Figura 8.3: representação dos ensaios realizados no campo. Legenda: ST: Sondagem a trado, SPT: Sondagem a Percussão, PCE: Prova de carga direta em estaca, PCSE: Prova de carga em placa assentada em 1 Mini-RAP, PCS2E: Prova de carga em placa assentada em 2 Mini-RAP e PCS-NAT: Prova de carga em placa.

8.2.4 Tratamento dos dados

Com os resultados dos ensaios de campo e laboratório determinaram-se as características geológicas geotécnicas da área de estudo.

Os dados obtidos nos ensaios de prova de carga foram devidamente tratados para construção das curvas de carga (tf) x deslocamento (mm), visando assim a determinação da capacidade de carga das estacas isoladas, e do módulo de reação nos ensaios sobre placa que simulam condição de sapata assente sobre o solo natural bem como sobre o solo melhorado com uma e duas Mini-RAP, simulando portanto a sapata estaqueada.

Para determinar as capacidades de carga utilizou-se o Código de Boston para o caso de ensaio com placa e Van Der Veen (1953) para estaca isolada.

Para inferir sobre o ganho ou não em termos de capacidade de carga entre a sapata isolada e quando apoiada sobre cada grupo de estaca, além de se realizar comparação do valor da carga admissível obtida segundo o método de Boston, comparou-se os valores do módulo de reação, segundo aplicação da metodologia proposta pelo DNIT (2004). Outro procedimento foi adotar um mesmo nível de tensão nos diferentes ensaios e determinar os deslocamentos correspondentes, para se aferir a capacidade de melhora em termos de recalques.

8.3 Resultados e Discussões:

Com as três sondagens a trado realizadas sobre a área disponibilizada, foi possível verificar a existência de duas unidades geotécnicas baseado no tipo de solo encontrado, sendo um mais arenoso de cor marrom e outro siltoso de cor predominante rósea, o material trado de cor marrom ofereceu maior resistência na operação de amostragem, e por isto escolheu-se a região predominante rósea para desenvolvimento dos estudos logo dando preferência para a região menos competente.

Para melhor definição das características geotécnicas de interesse ao estudo aplicado a fundações prosseguiu-se com a realização de cinco sondagens a percussão tipo SPT conforme apresentado nas Tabelas 8.2, 8.3, 8.4, 8.5 e 8.6.

Tabela 8.2: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 01.

Profundidade (m)	N _{SPT-30cm}	Tipo de Solo	Cor
1	15	Silte Arenoso	Rosa avermelhado
2	17	Silte Arenoso	Rosa avermelhado
3	13	Silte Arenoso	Rosa avermelhado
4	13	Siltoso	Rosa
5	20	Siltoso	Rosa

Tabela 8.3: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 02.

Profundidade (m)	N _{SPT-30cm}	Tipo de Solo	Cor
1	10	Areia Argilosa	Marrom
2	10	Areia Argilosa	Marrom
3	15	Areia Argilosa	Marrom
4	16	Areia Argilosa	Marrom
5	22	Areia Argilosa	Marrom

Tabela 8.4: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 03.

Profundidade (m)	N_{SPT-30cm}	Tipo de Solo	Cor
1	13	Silte Arenoso	Rosa
2	10	Silte Arenoso	Rosa
3	14	Areia Siltosa	Rosa
4	20	Areia Siltosa	Rosa
5	21	Areia Siltosa	Rosa

Tabela 8.5: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 04.

Profundidade (m)	N_{SPT-30cm}	Tipo de Solo	Cor
1	11	Arenoso	Marrom
2	8	Areia Argilosa	Marrom
3	8	Areia Argilosa	Marrom
4	8	Areia Argilosa	Marrom
5	7	Areia Argilosa	Marrom

Tabela 8.6: Resultado da sondagem a Percussão – Furo 05.

Profundidade (m)	N_{SPT-30cm}	Tipo de Solo	Cor
1	12	Silte Arenoso	Rosa Variegada
2	13	Silte Arenoso	Rosa Variegada
3	15	Areia Fina Siltosa	Rosa Variegada
4	16	Areia Fina Siltosa	Rosa
5	16	Areia Fina Siltosa	Rosa
6	16	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho
7	17	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho
8	18	Areia Fina Siltosa com Pedregulho	Vermelho

Uma análise estatística básica para os 5 valores de N_{SPT} médio até uma profundidade igual a 4 m (entre a média obtida de cada furo) é igual a 12,85, com um desvio padrão amostral (SD) igual a 2,39 e um coeficiente de variação (COV) igual a 18,59% que segundo Phoon et al. (1995) e Ching e Phoon (2012), pode ser classificado como um solo de baixa variabilidade.

A Tabela 8.7, a seguir apresenta os resultados dos ensaios PMT realizados. No total foram ensaiados 5 furos, com leituras do ensaio realizadas nas profundidades de 1 e 2 m.

Tabela 8.7: Resultado dos ensaios de PMT.

Prof.	Identificação/Furo	E _M (kPa)	G (kPa)	E _M /PI	COV(%)
1 m	1	12907	4852	17,07	17,33
1 m	2	9457	3555	13,62	
1 m	3	16958	6375	18,66	
1 m	4	8729	3281	13,07	
1 m	5	11559	4345	12,99	
2 m	1	15085	5671	16,93	10,97
2 m	2	19955	7502	19,51	
2 m	3	25183	9467	23,00	
2 m	4	15977	6006	19,92	
2 m	5	19518	7337	19,34	

Legenda: E_M – Módulo de Deformabilidade Pressiométrica de Ménard; G – Módulo Cisalhante e COV – Coeficiente de Variação.

Conforme dados apresentados na Tabela 8.7, o COV nas duas profundidades analisadas apresenta baixa variabilidade geotécnica podendo ainda ser verificado que existe uma tendência de se obter maior homogeneidade em maior profundidade, cuja relação pode ser justificada pelo fato de que solos residuais possuem menores alterações com aumento da profundidade.

Para os 4 blocos indeformados retirados da trincheira e de acordo com as Tabelas 8.8, 8.9 e 8.10, obteve-se os seguintes resultados para os ensaios de caracterização geotécnica, de resistência ao cisalhamento, e adensamento.

Tabela 8.8: Resultados dos ensaios de Caracterização.

Identificação dos Blocos Conforme croqui	Profundidade (m)	LL	LP	GRAN	MES
1	0,5	49,4	34,86	17% areia 67% silte 16% argila	2,788
2	1,5	49,3	40,07	26% areia 63% silte 11% argila	2,772
3	2,5	51,4	39,76	20% areia 71% silte 9% argila	2,797
4	3,5	48,3	32,21	26% areia 63% silte 11% argila	2,761

Legenda: LL – Limite de Liquedez, LP - Limite de Plasticidade, GRAN – Granulimteria e MES – Massa específica dos Sólidos.

Tabela 8.9: Resultado de Cisalhamento Direto Inundado e Triaxial tipo CID (Consolidado e Drenado).

Identificação dos Blocos Conforme croqui	Profundidade (m)	Cisalhamento Direto Inundado		Triaxial Tipo CID	
		Parâmetros para resistência de pico		Parâmetros efetivos	
		Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito
1	0,5	25	25	39,9	25,7
2	1,5	31	28	36,8	29,6
3	2,5	40	22	24,2	29,9
4	3,5	43	20	35	23,8

Tabela 8.10: Resultado de ensaio de Adensamento oedométrico.

Identificação dos Blocos Conforme croqui	Profundidade (m)	Ensaio de Adensamento		
		Tensão de Pré-Adensamento		
		Paheco Silva (kPa)	Casa Grande (kPa)	Índice de Compressão
1	0,5	170,26	211,26	0,404
3	1,5	279,48	276,94	0,542

Segundo resultados de laboratório, o solo estudado é um silte arenoso, róseo, residual de gnaiss, mediantemente plástico, por tanto ML (SUCS), apresentando $G_s = 2,77$, com parâmetros de resistência médio de coesão ($c' = 34$ kPa) e ângulo de atrito ($\phi' = 25^\circ$) e pré adensado com valor médio igual 234 kPa inserido num platô de corte. Cujos parâmetros correlacionados levam a uma resistência ao cisalhamento não drenado (S_u) igual a 101 kPa. As variações destes parâmetros para as diferentes profundidades e pontos analisados conferem sempre COV inferior a 30% e que segundo estudos de Lee et al. (1983), Harr (1987), Kulhawy (1992), Phoon et al. (1995), Rouhani et al. (1996), Lacasse e Nadim (1996), Phoon e Kulhawy (1999), Kim (2005), Fenton e Griffiths (2008), Phoon (2008), Das (2011), Miranda e Serra (2011), Müller (2013), Ching e Phoon 2012, Rocha et al. (2015), Silva (2015), Mataic (2016), Monica (2016) e Santos (2017), podem ser considerados de baixa variabilidade permitindo comparações entre os resultados obtidos.

Por tanto é possível inferir com base no estudo geotécnico realizado, que o material encontrado na área de estudo é razoavelmente homogêneo apresentando sempre baixa dispersão, o que permite comparar os diferentes ensaios realizados sobre a mesma.

Em relação as provas de carga executadas sobre Mini-RAP, sem contato da sua ponta com o solo (sem ponta), é apresentado a Figura 8.4, contendo resposta para a uma Mini-RAP de 1,6 m comprimento e outra com o dobro deste comprimento 3,2 m.

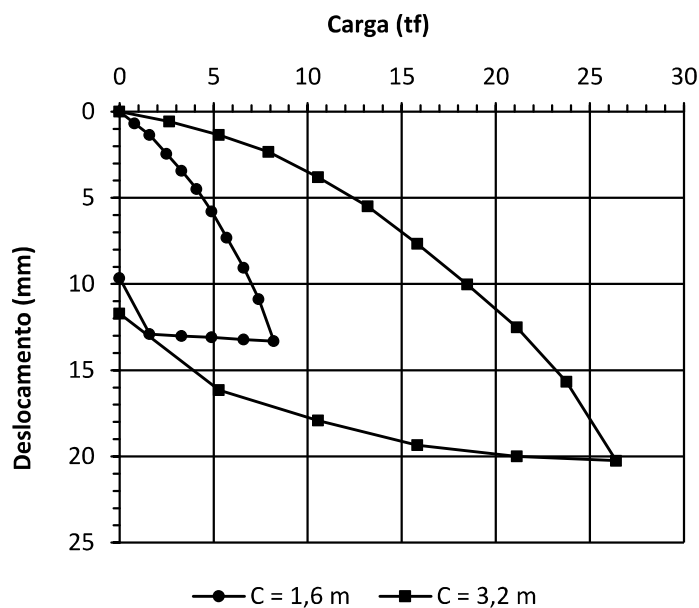


Figura 8.4: relação de carga (tf) x deslocamento (mm), para Mini-RAP sem ponta.

Conforme pode ser vislumbrado na Figura 8.4, o atrito entre o solo circundante (matriz do solo) e a Mini-RAP ou a capacidade de carga lateral não apresentou para as condições geotécnicas e de ensaios realizados comportamento linear, isto quer dizer que os deslocamentos sofridos por uma estaca de agregado compactado, possuem um comportamento não-linear com o incremento de cargas.

Aplicando o método de Van der Veen (1953) para estimativa da capacidade de carga lateral (Q_s) oferecida pelas estacas sem ponta é obtido 12 tf para estaca contendo 1,6 m de comprimento e 32 tf para estaca com 3,2 m, ou seja, entre ambas há um ganho de 166% relativo ao incremento de 1,6 m no comprimento da estaca que ofereceu maior carga de resistência. Pode-se verificar facilmente que o incremento de comprimento é compatível ao incremento de carga, ou seja podemos relacionar as cargas resistivas da seguinte forma, multiplicar a carga obtida para a estaca com 1,6 m (12 tf) pelo aumento de comprimento, no caso 1,6, isto retorna um valor igual a 19,2 tf que somado a carga inicial de 12 tf será igual a 31,2 tf, um erro em relação ao valor aferido pela prova de carga de apenas 2,56% indicativo de um incremento linear com o aumento do comprimento da estaca.

A seguir na Figura 8.5 estão apresentados resultados de provas de carga obtidas para as estacas enumeradas de 1 a 6 na Figura 8.3, sendo o gráfico a) referentes as estacas 5 e 6 que se distanciam das demais estacas executadas de 31,55 metros, e b) as demais. A Tabela 8.11, resume as cargas de ruptura obtidas para o método de Van der Veen (1953) destas estacas.

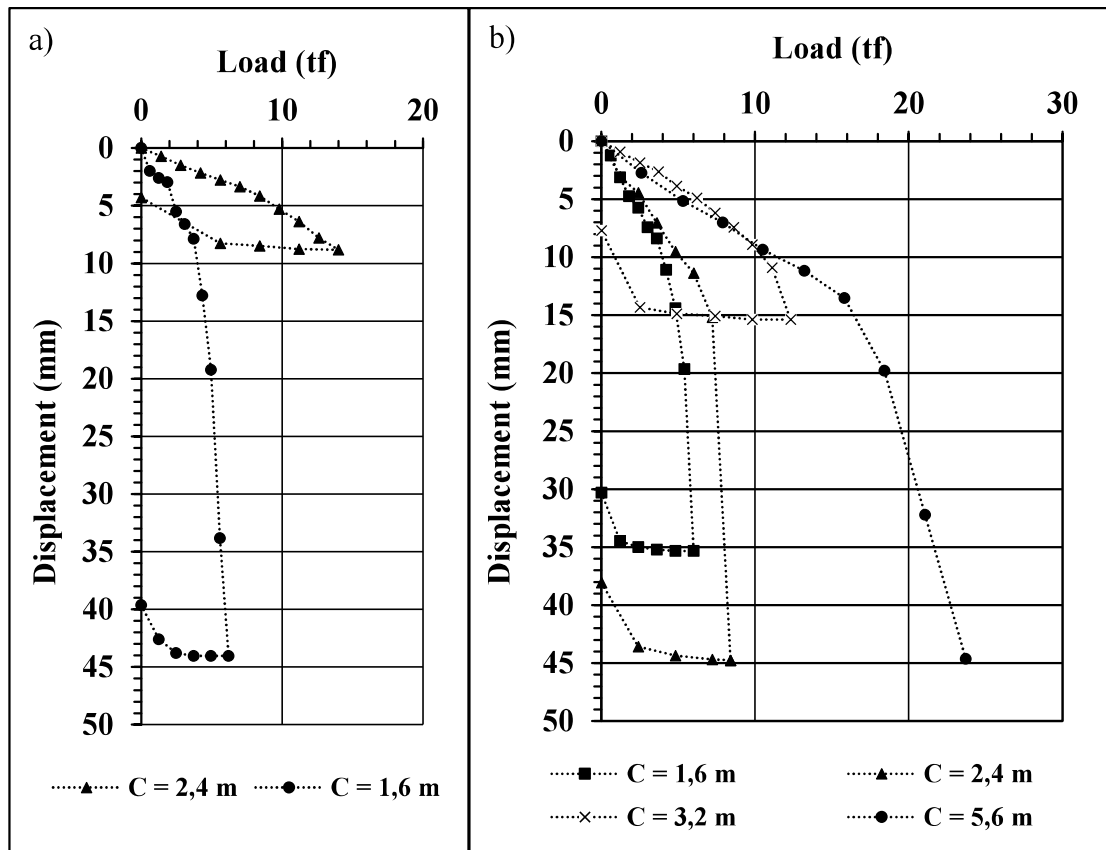


Figura 8.5: Resultados de provas de carga direta sobre Mini-RAP. Sendo: a) estacas 5 e 6; e b) estacas 1, 2, 3 e 4.

Tabela 8.11: Parâmetros das estacas, solo e carga de ruptura segundo método de Van der Veen (1953).

Identificação das estacas -Ver croqui Figura 8.3	1	2	3	4	5	6
Diâmetro	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Comprimento da estaca (m)	1,6	2,4	3,2	5,6	1,6	2,4
Carga de Ruptura, segundo método de Van der Veen (1953) em tf / Coeficiente de determinação R ²	6,1 / 0,998	8,5 / 0,986	14 / 0,9948	25 / 0,987	6,4 / 0,981	22 / 0,998

Tendo como objetivo analisar o incremento da capacidade de carga devido ao aumento do tamanho da Mini-RAP, para as estacas enumeradas de 1 a 4, plotou-se os dados da carga de ruptura apresentados na Tabela 8.11 em função dos seus respectivos comprimentos, Figura 8.6.

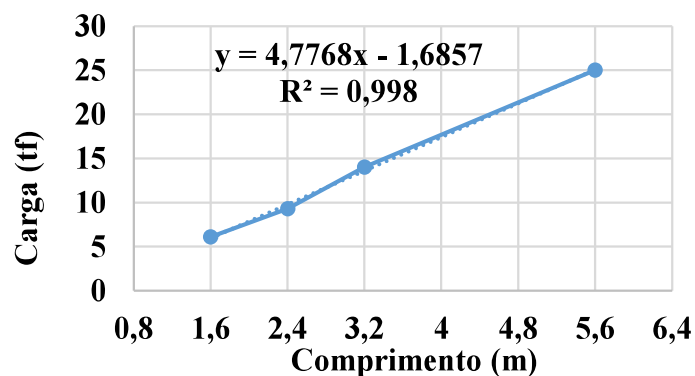


Figura 8.6: Relação linear entre o comprimento e carga de ruptura da Mini-RAP

Pela Figura 8.6 pode-se verificar que o aumento do comprimento da estaca oferece um incremento linear na sua capacidade de carga levando em consideração que o coeficiente de determinação (R^2) é muito próximo de 1e que as estacas se assentam sobre um terreno com um comportamento geotécnico de baixa variabilidade.

Os mecanismos da interação estaca-solo para as colunas ou estacas de agregado compactado são discutidos por diversos autores. Hughes et al. (1975) concluíram que a transferência da carga solicitante para o solo ocorre primeiramente por meio do atrito lateral e que quando este atrito é superado, inicia-se uma redução vertical (encurtamento) da estaca a partir do seu topo, prosseguida de aumento do seu volume a uma distância de 3 a 4 vezes o seu diâmetro inicial. Esta proposição foi aferida por Fox e Cowell (1998), que verificaram que mais de 90% da tensão recebida pela estaca de agregado compactado é transferida para uma profundidade de valor igual a quatro vezes (4x) o diâmetro inicial da estaca, i.e. o encurtamento a partir do topo da estaca ocorre até uma profundidade igual a 4x o diâmetro, resistindo com até 90% da intensidade de carga aplicada, quando a estaca possuir um comprimento suficiente para gerar atrito resistivo. Barksdale e Bachus (1983) e Elias et al. (2006) buscaram relacionar os mecanismos de ruptura das estacas de agregado compactado a teoria de expansão da cavidade enquanto que Mitchell (1981) relacionou o mecanismo de ruptura a resistência ao cisalhamento não drenado do solo ambos visando estimar a capacidade de carga geral.

Verifica-se por tanto a importância de se conhecer o comportamento da interação solo-estaca, principalmente em função da sua resistência ao atrito lateral já que segundo Kurt Bal e Cetin (2012) as RAP's são resistidas principalmente pela pelo atrito lateral e ainda conforme Farrell et al. (2008) a resistência ao atrito lateral em termos de tensão (f_s) é tida como sendo de mesmo valor que a resistência ao cisalhamento não drenado do solo (S_u), ou seja $f_s = S_u$, e Q_s será obtido multiplicando f_s pela sua área lateral. Por tanto se, por exemplo, tomarmos como referência a estaca enumerada 1 segundo Figura 8.3 e Tabela 8.11, que possui 1,6 m de comprimento, 15 cm de diâmetro, área lateral aproximadamente igual 0,47 m², e carga de ruptura igual a 6,1 tf, temos que segundo Fox e Cowell (1998), Q_s é igual 5,5 tf, isto é 90% da carga resistida. Como para as condições do campo experimental, S_u é da ordem de 101 kPa (já anteriormente apresentado), aplicando a proposta de Farrell et al. (2008) Q_s será igual a 47,6 kN ou 4,8 tf, valor este que destoa na ordem de 15% daquele encontrado no campo (5,5 tf, 90% de 6,1 tf), mas de cunho conservativo.

Ao conhecimento proporcionado por Hughes et al. (1975); Barksdale e Bachus (1983); Fox e Cowell (1998), e Elias et al. (2006); Farrell et al. (2008) e Kurt Bal e Cetin (2012), anteriormente discutido e com base nos resultados apresentados é possível corroborar ao tema interação solo-estaca, afirmando que a relação entre o incremento de carga sobre o topo de uma determinada estaca de agregado compactado apresenta relação não linear a resposta da carga por atrito lateral medida também no topo da estaca mas que o aumento no comprimento da estaca proporciona um incremento linear na sua carga de ruptura.

Visando estudar o melhoramento obtido pela introdução da Mini-RAP na matriz do solo, a seguir é apresentado as Figuras 8.7 e 8.8, cujos gráficos apresentam a relação entre as cargas resistivas e os respectivos deslocamentos obtidos em ensaios de prova de carga realizado sobre placa assente sobre solo não melhorado e melhorado pela construção da Mini-RAP. A Figura 8.7 relaciona resultado do ensaio de placa sobre o terreno sem a presença da Mini-RAP e tratado com uma Mini-RAP de 2,4 m de comprimento, ilustrado e nomeado respectivamente segundo Figura 8.3 por PCSE-2,40 m (7) e PCS-NAT (8), enquanto que a Figura 8.8, apresenta o resultado para as configurações de solo natural (sem a presença de Mini-RAP) e para solo tratado com uma e duas Mini-RAP ambas de 2,4 m de comprimento também ilustrado e nomeado respectivamente segundo Figura 8.3 por PCS-NAT (9), PCS2E-2,40 m (10) e PCSE-2,40 m (11).

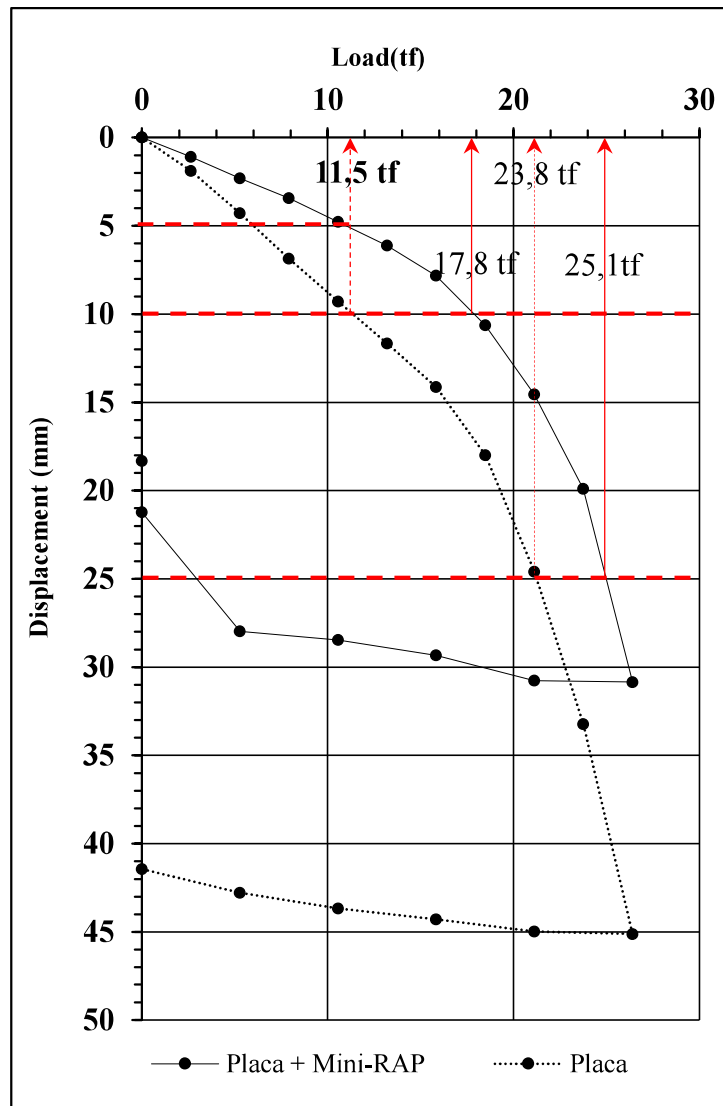


Figura 8.7: Prova de Carga em placa, assente sobre solo sem melhoramento e melhorado com 1 Mini-RAP, enumerada pelos numero 7 e 8 respectivamente na Figura 8.3.

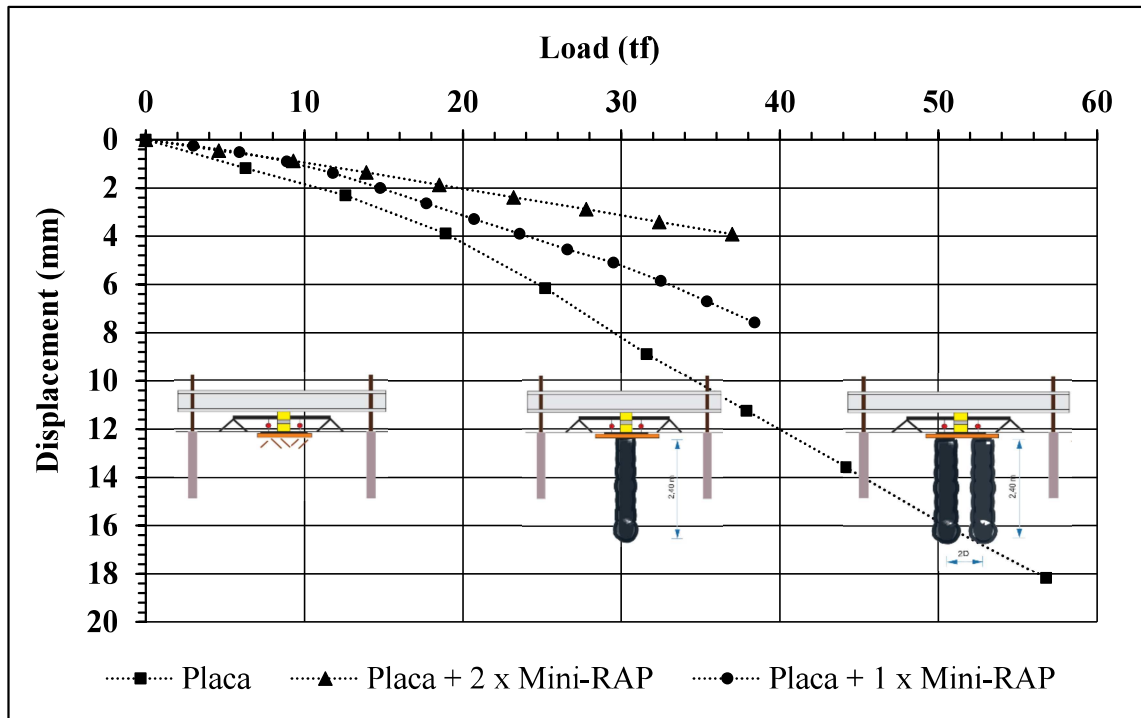


Figura 8.8: Prova de Carga em placa, assente sobre solo sem melhoramento, melhorado com 1 Mini-RAP e 2 Mini-RAP, enumerada pelos números 9, 11 e 10 respectivamente na Figura 8.3.

Ao se aplicar o método ou código de Boston, obtém-se para a Figura 8.7, os seguintes pares de valores para carga efetiva 11,5 tf e 12,5 tf respectivos ao ensaio de placa sobre o solo de fundação sem melhoramento pela introdução da estaca, e placa assente sobre uma Mini-RAP contendo 2,4 m de comprimento respectivamente. Em termos de carga admissível, para as condições geotécnicas envolvidas, a Mini-RAP foi capaz de trazer um melhoramento de apenas 8,7%. Entretanto se fixarmos a carga de 11,5 tf e para a mesma estudarmos os deslocamentos respectivos (5mm e 10 mm) verificamos que o melhoramento obtido é da ordem de 100%, ou seja em termos de melhoramento quanto ao recalque verifica-se uma melhora muito significativa.

Em relação a Figura 8.8, visando verificar a melhora proporcionada pela introdução da Mini-RAP na matriz do solo, foi determinado os valores de módulo de rigidez baseando-se em DNIT (2004), assim o coeficiente de recalque ou Módulo de reação do solo ou ainda Módulo de Westergard, retornou os seguintes valores: i) 100 MN/m³, solo natural; ii) 166 MN/m³ solo melhorado com uma estaca e; iii) 216 MN/m³ solo com duas Mini-RAP. Isso permite dizer que em relação ao solo no seu estado natural a introdução de uma e duas Mini-RAP proporcionam respectivamente um melhoramento percentual igual a 66% e 116%, já relacionando solo tratado com uma versus duas Mini-RAP verifica-se um incremento de 30%.

O módulo de reação mobilizado segundo DNIT (2004) é expresso como a inclinação da reta que relaciona a carga vertical vs. o deslocamento vertical (estimado) e correspondente a 1,27 cm.

Deve ser retratado que as provas de carga apresentadas na Figura 8.8, foram encerradas bem anterior a ruptura por incapacidade do sistema de reação utilizado. Apesar deste fato, os testes podem ser utilizados para adicionar conhecimento sobre como a Mini-RAP se comporta na matriz do solo, oferecendo a possibilidade do cálculo dos Módulos de reação do solo.

Diferentes valores para o módulos de deformação podem ser observados na Mini-RAP, submetida a cargas compressivas, dependendo das condições do solo e do comprimento da estaca conforme Figura 8.5, estando os mesmos intimamente relacionados a interação solo-estaca e por conseguinte aos modelos típicos de ruptura para varrições da carga vs. deformação nas RAPs podem ser listados como bulging (ocorrendo em uma extensão de 3 a 4 vezes o diâmetro inicial da estaca e a partir do topo), ruptura por cisalhamento do corpo da estaca e, em menor grau por puncionamento do solo de fundação (Wissmann et al. 2001).

Outra importancia dada ao estudo dos módulos envolvidos se devem a chamada razão de rigidez (R_s) descrita por Lawton e Merry (2000), onde R_s é relativa à rigidez obtida entre a estaca e o solo após a sua construção, que também dependerá da intensidade da carga de compressão gerada na compactação do agregado durante o processo de confecção da estaca, uma vez que quanto mais compactado estiver o agregado maior será a sua rigidez e por conseguinte a do solo, pois durante a compactação da estaca se realiza também a compactação do solo ao redor da estaca. Importância deve ser dada ao valor de R_s , pelo fato deste parâmetro geotécnico ser um dos elementos de dimensionamento deste tipo de estaca segundo metodologia aplicada pela Geopier (LAWTON e MERRY, 2000).

A relação entre os módulos de rigidez no topo da estaca e na matriz do solo, pode ser chamada de relação de rigidez (R_s), a qual relaciona a rigidez da estaca de agregado compactado (kg), pelo módulo de reação do solo subsapata (km), por meio da Equação 8.1.

$$R_s = kg/km \quad (8.1)$$

Segundo o método de dimensionamento adotado pela Geopier faz-se necessário determinar o valor de R_s , tanto para estimar a capacidade de carga (ou tensão admissível) do conjunto sapata mais estaca bem como o recalque do sistema. Deste modo visando elucidar parte destes cálculos, para os dados obtidos do ensaio de placa nomeado de PCS-NAT e enumerado por 8, bem como PCE-1,60 m enumerado por 6 ambos segundo a Figura 8.3, é apresentado a Tabela 8.12.

Tabela 8.12: Rotina de cálculo para determinação da relação de rigidez via resultado de prova de carga

Ensaio de referência conforme, Figura 8.3.	Elemento / propriedade	Equação / Símbolo	Valor
SPT 01, 02, 03, 04 e 05	SPT médio do campo	N_{SPT}	12,85
Ensaio de placa – PCS-NAT, enumerado por 8	Deslocamento de referência (m)	δ	0,00127
	Carga obtida para o valor de deslocamento - δ (kN)	Q_s	19
	Área da placa de aço rígida (m ²)	A_s	0,502
	Tensão aplicada na placa (kN/m ²)	$q_s = Q_s/A_s$	37,84
	Módulo de reação do solo (MN/m ³)	$k_m = (q_s / \delta)/1000$	29,8
Prova de carga direta em estaca, PCE-1,60 m, enumerado por 6	Deslocamento de referência (m)	δ	0,00127
	Carga obtida para o valor de deslocamento - δ (kN)	Q_g	4,5
	Área da seção da estaca (m ²)	A_g	0,01767
	Tensão aplicada na estaca (kN/m ²)	$q_g = Q_g/A_g$	254,669
	Rigidez da estaca de agregado compactado (MN/m ³)	$k_g = (q_g / \delta)/1000$	200,5
-----	Relação de rigidez (R_s)	$R_s = k_g/k_m$	6,73

Ao relacionar o valor de SPT médio para o campo experimental (12,85) com tabela proposta por Fox e Cowell (1998), geralmente empregada para o dimensionamento da RAP, obtém-se k_g igual 285 pci algo entorno de 77,35 MN/m³, considerando solo do campo como silte arenoso. Este valor refere-se a uma estaca padrão de 76 cm de diâmetro. Percebe-se claramente o bom comportamento obtido para a Mini-RAP tendo em vista que a mesma se apresenta mais esbelta (diâmetro igual 15 cm), porém apresentando maior valor de rigidez k_g igual 200,5 MN/m³.

8.4 Conclusões

Pela observação dos aspectos analisados e substanciados pelos resultados e discussões realizadas conclui-se que sapatas assentes tanto em terreno tratado com uma ou duas estacas apresentam ganho em termos de capacidade de carga, ou tensão admissível, não tanto significativa como a redução dos deslocamentos, percebe-se que para duas estacas o melhoramento geotécnico obtido é superior aquele proporcionado pela introdução de apenas uma Mini-RAP.

A Mini-RAP, assim como demais estacas granulares resistem muito mais pela de resistência ao atrito lateral. E a resposta do atrito lateral ao incremento de carga não ocorre de forma linear, ou em outras palavras a resposta de resistência por atrito lateral, em estacas Mini-RAP se dá de forma não-linear com o incremento de carga.

O aumento no comprimento da estaca Mini-RAP, leva a obtenção de maiores cargas resistivas e verifica-se que a resposta final da resistência por atrito lateral em virtude do aumento no comprimento da estaca se amplia linearmente.

O coeficiente de recalque ou módulo de rigidez para solos tratados (ou melhorados) com Mini-RAP, é amplamente superior ao do terreno em seu estado natural, e desde que se respeite as geometrias e imposições de projeto, pode-se observar que quanto maior o número de Mini-RAP abaixo da sapata maior será o módulo de rigidez do conjunto sapata-estaca-solo, levando a uma significativa redução do recalque, por tanto alcançando o seu principal objetivo, permitir o assentamento de sapatas em terrenos menos competentes e anteriormente rejeitados, por não atender aos níveis de recalques admissíveis.

Por fim é possível verificar que processo construtivo, da Mini-RAP é capaz de gerar valores significativos e comparáveis a RAP, em termos de coeficiente de rigidez, kg.

O emprego da Mini-RAP, é portanto uma nova e ambientalmente correta aplicação da engenharia de fundações relacionada a obras de médio a pequeno porte, levando consigo os conceitos de viabilidade técnica, econômica e ambiental, podendo promover a inserção de materiais, a priori considerados insersíveis, como escórias, resíduos de construção e demolição (RCD) e melhorando os solos menos competentes.

Referências Bibliográficas

BARKSDALE, R. D.; BACHUS, R. C. **Design and construction of stone columns.** Federal Highway Administration, FHA, (RD-83/026), Washington, D.C., EUA, Vol. 1, 212p. 1983.

CHING, J. Y.; PHOON, K. K. **Modeling Parameters of Structured Clays as a Multivariate Normal Distribution.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 49, n. 5, p. 522-545, 2012.

DAS, B. M. **Geotechnical Engineering Handbook.** Ross Publishing, Inc. Nova Iorque, EUA, 2011.

DEMIR, S.; ÖZENER, P.; KIRKIT, M. **Experimental and Numerical Investigations of Behavior of Rammed Aggregate Piers**. Geotechnical Testing Journal, Vol. 40, n. 3, p. 411- 425, 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **DNIT 055-ME: Pavimento Rígido - Prova de Carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto e avaliação de pavimentos - Método de ensaio**. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 6 p. 2004.

EL-GARHY, B.; GALIL, A. A.; MARI, M. **Analysis of flexible raft resting on soft soil improved by granular piles considering soil shear interaction**. Computers and Geotechnics, Vol. 94, p. 169-183, 2018.

ELIAS, V.; WELSH, J.; WARREN, J.; LUKAS, R.; COLLIN, J. G.; BERG, R. R. **Ground Improvement Methods**. Vol. 1, Federal Highway Administration Publication No. NHI06-020, Washington, D.C, EUA, 2006.

FARRELL, T.; FITZ PATRICK, B.; KENNEY, W. **Uplift testing of rammed aggregate pier_ systems**. Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress, American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia, EUA, p.1–14, 2008.

FENTON, G.A.; GRIFFITHS, D.V. **Risk assessment in geotechnical engineering**. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, EUA, 461 p. 2008

FOX, N.S.; COWELL, M.J. **Geopier Foundation and Soil Reinforcement Manual**. Geopier Foundation Company, Inc., Scottsdale, Arizona, EUA, 1998.

HALABIAN, A. M.; NAEEMIFAR, I.; HASHEMOLHOSSEINI, S. H. **Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Scotland, EUA, Vol. 165, n. 3, p. 167–181, 2012.

HALABIAN, A. M.; SHAMSABADI, P. J. **Numerical Modeling of the RAP Construction Process and Its Effects on RAP Behavior**. International Journal of Geomechanics, p. 0401-4085, 2014.

HANDY, R. L.; WHITE, D. J. **Stress zones near displacement piers: I. Plastic and liquefied behavior**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)1090-0241, 132:1, n. 54, p. 54–62, 2006a.

HANDY, R. L.; WHITE, D. J. **Stress zones near displacement piers: II. Radial cracking and wedging**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)1090-0241, 132:1, n. 63, p. 63–71, 2006b.

HARR, M. E. **Reliability-based Design in Civil Engineering**. McGraw-Hill Inc., Nova Iorque, EUA, 290 p. 1987.

HUGHES, J. M. O.; WITHERS, N. J.; GREENWOOD, D. A. **A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil.** Institution of Civil Engineers, Géotechnique, Scotland, EUA, Vol. 25, n. 1, p. 31–44, 1975.

IONESCU, B.; BECK, A. **Soil Improvement by Geopier® Aggregate Piers.** International Scientific Conference - CIBv, Braşov, Romania. p. 264 – 268, 2010.

KIM, H. **Spatial variability in soils: stiffness and strength.** 201 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) - Georgia Institute of Technology, Georgia, EUA, 2005.

KULHAWY, F.H. **On evaluation of static soil properties.** Stability and performance of slopes and embankments II (GSP31), edited by Seed, R.B., and Boulanger, R.W., American Society of Civil Engineers, ASCE, Nova Iorque, EUA, p. 95-115, 1992.

KURT BAL, E.; CETIN, K. O. **A Critical Assessment of Rammed Aggregate Pier Load Test Results.** 10th International Congress on Advances in Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 2012.

LACASSE, S.; NADIM, F. **Uncertainties in characterising soil properties.** Conference on Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers, ASCE, Madison, Wisconsin, EUA, Vol. 1, n. 58, p. 49-75, 1996.

LAWTON, E. C.; MERRY, S. M. **Performance of Geopier Supported Foundations During Simulated Seismic Tests on Northbound Interstate 15 Bridge over South Temple, Salt Lake City.** Final Report No. UUCVEEN 00-03, University of Utah, Salt Lake City, EUA, 84 p. 2000.

LAWTON, E.C.; FOX, N.S. **Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers.** Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Fello (Editors), American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 2, p. 962-74, 1994.

LEE, I. K.; WHITE, W.; INGLES, O. G. **Geotechnical Engineering.** Pitmans Books Limited, Londres, Inglaterra, 508 p. 1983.

MATAIC, I. **On structure and rate dependence of Perniö clay.** 350 p. Tese (Doutorado) - Aalto University School of Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Espoo, Finlândia, 2016.

MINETTE, E.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. **Estacas granulares em solos moles: uma verificação in situ.** Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 17, n.1, p. 57-63, 1994.

MIRANDA, L.; SERRA, J. **The influence of the ground spatial variability on the settlements caused by tunnel excavation.** Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, Lyon, França, 2011.

MITCHELL, J. K. **Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Vol. 1, Stockholm, Sweden, 1981.

MONICA, L. **Determination of characteristic values of geotechnical parameters**. 25th European Young Geotechnical Engineers Conference, Bucuresti: CONSPRESS, Sibiu, Romênia, p. 73-82, 2016.

MÜLLER, R. **Probabilistic stability analysis of embankments founded on clay**. 92 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - KTH Royal Institute of Technology, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Architectural Engineering, Stockholm, Suécia, 2013.

OLIVEIRA, T. M. **Estacas tipo Mini-RAP com emrego de escória**. 2018. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2018.

PASSOS, P. G. O. **Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita**. 141 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 2005.

PHAM, H. T. V. **Support mechanism for rammed aggregate pier**. 223 p. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Iowa State University, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, Ames, Iowa, EUA, 2005.

PHAM, H. T. V.; WHITE, D. J. **Support mechanisms of rammed aggregate piers. II: Numerical analyses**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)1090-0241, 133:12, n. 1512, p. 1512–1521, 2007.

PHOON, K.; KULHAWY, F. H. **Characterization of geotechnical variability**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, n. 4, p. 612-624, 1999.

PHOON, K. **Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications**. CRC Press, Nova Iorque, EUA, 530p. 2008.

PHOON, K. K.; KULHAWY, F. H.; GRIGORIU, M. D. **Reliability-Based Design of Foundations for Transmission Line Structures**. Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, EUA, 380 p. 1995.

ROCHA, B.; MORAIS, T.; RODRIGUES, R. E. E.; GIACHETI, H. **Considerações sobre a execução e a interpretação de ensaios SPT**. VIII Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, São Paulo, 10 p. 2015.

ROUHANI, S.; SRIVASTAVA, R. M; DESBARATS, A. J; CROMER, M. V; JOHNSON, A. I. **Geostatistics for Environmental & Geotechnical Applications**. Standard, ASTM, STP 1283, West Conshohocken, Pensilvânia, EUA, 300 p. 1996.

SAFTNER, D. A.; ZHENG, J.; GREEN, R. A.; HRYCIW, R.; WISSMANN, K. **Rammed aggregate pier installation effect on soil properties**. Proceedings of the

Institution of Civil Engineers: Ground Improvement, Scotland, EUA, Vol.171, n.2, p. 63-73, 2017.

SANTOS, M. D. **Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes subsolos arenosos.** 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Vitória, Espírito Santo, 2017.

SILVA, C. C. **Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística.** 134 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Ouro Preto, Minas Gerais, 2015.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação.** 131 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2005.

STUEDLEIN, A. W.; HUFFMAN, J. C.; REDDY, S. C. **Ultimate limit state reliability-based design of spread footings on aggregate pier-reinforced clay.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, Vol. 167, n. 4, p. 291–300, 2014.

THOMPSON, D.; BATTERHAM, A. M.; MARKOVITCH, D.; DIXON, N. C.; LUND, A. J. S.; WALHIN, J. P. **Confusion and Conflict in Assessing The Physical Activity Status of Middle-Aged Men.** PLoS ONE, Vol. 4, n. 2, p. 1-8, 2009.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of pile.** III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Zurich, Vol. 2, p. 125-151, 1953.

WHITE, D. J.; WISSMANN, K. J.; BARNES, A. G.; GAUL, A. J. **Embankment Support: A Comparison of Stone Column and Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement.** Presented, Transportation Research Board. 81st Annual Meeting, Washington, D.C., EUA, 2002.

WISSMANN, K. J.; FITZPATRICK, B. T.; WHITE, D. J.; LIEN, B. H. **Improving global stability and controlling settlement with Geopier soil reinforcing elements.** Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement, Kuala Lumpur, Malásia, 2002.

WISSMANN, K. J.; MOSER, K.; PANDO, M. A. **Reducing Settlement Risks In Residual Piedmont Soils Using Rammed Aggregate Pier Elements.** Proceedings, ASCE Specialty Conference, Blacksburg, Virginia, EUA, 2001.