

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
ESCAVADAS MOLDADAS COM RESÍDUOS DE
CONSTRUÇÃO CIVIL**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Juliana da Silva Pereira

**Santa Maria, RS, Brasil
2012**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
ESCAVADAS MOLDADAS COM RESÍDUOS DE
CONSTRUÇÃO CIVIL**

por

Juliana da Silva Pereira

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. José Mário Doleys Soares

Santa Maria, RS, Brasil

2012

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

DA SILVA PEREIRA, JULIANA
AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS
MOLDADAS COM RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL / JULIANA DA
SILVA PEREIRA.-2012.
121 p. ; 30cm

Orientador: JOSÉ MÁRIO DOLEYS SOARES
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2012

1. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL 2. ESTACAS ESCAVADAS
3. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS 4. PROVAS
DE CARGA I. DOLEYS SOARES, JOSÉ MÁRIO II. Título.

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada, aprova a Dissertação de Mestrado

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
ESCAVADAS MOLDADAS COM RESÍDUOS DE
CONSTRUÇÃO CIVIL**

elaborada por
Juliana da Silva Pereira

como requisito parcial para a obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

José Mário Doleys Soares, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Rinaldo Pinheiro, Dr. (UFSM)

Márcio Antônio Vendrusculo, Dr. (UFFS)

Santa Maria, 29 de junho de 2012

AGRADECIMENTOS

Chegou o momento de agradecer a todos, que de alguma maneira, contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao longo desses anos que pareciam infindáveis, tive ao meu lado pessoas que me proporcionaram o apoio e incentivo nos momentos em que enfrentava dificuldades. No entanto, devido a esses obstáculos, percebi que ainda existia muita força de vontade para seguir em frente.

Dessa maneira, agradeço, em primeiro lugar, a Deus, essa força divina que iluminou meus caminhos dando-me a força e a sabedoria necessária.

Agradeço à minha família, à minha mãe, pelo exemplo de coragem, ao meu pai, pelo carinho e afeto e aos meus irmãos Renata, Ricardo e Kauan, pelo amor e afeto incondicionais. São, com certeza, o maior carinho e apoio que tenho na vida. Aqueles que estarão ao meu lado em qualquer que seja o momento.

Agradeço ao meu orientador e professor José Mário Soares, pelos incansáveis finais de semana que disponibilizou para me atender, pela compreensão e paciência e pelos ensinamentos passados. Um exemplo de pessoa e profissional;

Agradeço ao laboratorista Seu João, pela grande ajuda na execução das minhas estacas, pela ajuda nos ensaios de laboratório.

Ao laboratorista Seu Vidal e seus auxiliares Márcio, Luiz e Emiliano pela realização dos ensaios. Pessoas queridas e, acima de tudo, grandes amigos.

Aos meus amigos, Augusto, Jozélia, Mayara, Gabi e Toninho por terem me auxiliado na realização dos meus ensaios.

À minha amiga Gica, mesmo distante, pela ajuda na realização deste trabalho.

Aos meus avôs, Biba e Arthur, de quem sinto extrema saudade. Sei que hoje partiram para um mundo melhor e estarão sempre torcendo pelas minhas vitórias. Vô, seu jeito teimoso e “birrento”, o qual deixou registrado em mim, faz-me ir em busca dos meus sonhos e nunca desistir. Vó, sua garra e determinação, ficaram de exemplo para que eu tivesse sempre a força necessária de continuar. MINHAS ETERNAS SAUDADES...

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS MOLDADAS COM RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL

AUTORA: JULIANA DA SILVA PEREIRA

ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ MÁRIO DOLEYS SOARES

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 29 de junho de 2012

A geração de resíduos de construção civil traz sérias implicações à sociedade e ao meio ambiente. Diante disso, têm-se buscado alternativas para o uso desses resíduos na engenharia com intuito de contribuir para a sustentabilidade, amenizando os impactos causados pela geração desses resíduos. O objetivo deste trabalho é estudar a aplicação dos resíduos de construção civil em estacas moldadas *in loco*. Neste trabalho, são realizados ensaios de laboratório e prova de carga nas estacas para avaliar o comportamento das estacas a compressão, sendo elas escavadas e executadas no Campo Experimental em Engenharia Geotécnica da UFSM (CEEG/UFSM). Os resultados dos ensaios de laboratório caracterizaram os resíduos como comportamento de areia e as rupturas dos corpos de prova cilíndricos (5x10cm) e prismáticos (4x4x16cm) obtiveram resultados satisfatórios para o uso do material em fundações. As provas de carga foram realizadas em três estacas escavadas com diâmetro de 25 cm e 3m de profundidade, sendo uma delas com o acréscimo de pedrisco. Através das provas de carga determinou-se a curva carga x recalque e foram aplicados métodos para determinação da carga de ruptura. Também foram adotados os métodos de previsão da capacidade de carga, através dos parâmetros obtidos por meio de sondagens de simples reconhecimento (S_{PT}), para estimar a carga de ruptura. De acordo com os resultados alcançados, conclui-se que os resíduos de construção civil cerâmicos são uma nova alternativa para fundações que exijam baixa capacidade de suporte. Entretanto, por tratar-se de um estudo inicial, é necessária a realização de mais pesquisas para que esse material seja aplicado em fundações de forma segura, responsável e confiável.

Palavras-chaves: Resíduos de construção civil, Estacas, Provas de carga, Fundações Profundas.

ABSTRACT

Master Dissertation
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

EVALUATION OF THE BEHAVIOR OF PILES EXCAVATED MOLDED WITH RESIDUES OF CIVIL CONSTRUCTION

AUTHOR: JULIANA DA SILVA PEREIRA

ADVISOR: PROF. DR. JOSÉ MÁRIO DOLEYS SOARES

Date and Place: Santa Maria, 29 de junho de 2012

The generation from residues of civil construction brings serious implications for society and the environment. Ahead of this, have sought alternative to the use of such residues in engineering with a view to contributing to the easing sustainability impacts caused by the generation of these residues. The objective of this work is to study the application of the residues of civil construction in bored piles. In this work are conducted in laboratory testing and test load in the piles to evaluate the behavior of the piles to the compression being excavated and executed they in the Experimental testing site of Geotechnical Engineering at UFSM (CEEG/UFSM). The results of the laboratory tests had characterized the behavior of residues as sand and the test from the cylindrical specimens (5x10cm) and prismatic (4x4x16cm) achieved satisfactory results for the use of the material in foundations. Load tests were carried out on three piles excavated with diameter of 25 cm and 3m of depth, being one of them with the addition of small stones. Through the load tests it was determined the load-displacement curve and were applied methods to estimate the rupture load. Were also adopted the methods of prediction of load capacity, through the parameters obtained by standard penetration test (SPT), to estimate the rupture load. According to its reached results, it is concluded that the ceramic residues of civil construction are a new alternative for foundations that demand low support capacity. However, since it is an initial study, the accomplishment of more research is necessary to this material is applied in foundations of safe form, responsible and trustworthy.

Key words: Residues of civil construction, Piles, Tests, Deep Foundations.

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

FIGURA 2.1 - Estimativas da geração de resíduos de compósitos na Europa.....	20
FIGURA 2.2 - Total de RCD Coletados por Região e Brasil em 2010 e 2009	22
FIGURA 2.3- Consumo de cimento x resistência para concretos reciclados e naturais.	29
FIGURA 2.4 - Estimativa do uso de estacas no mundo	33
FIGURA 2.5 - Ferramentas de perfuração.....	34
FIGURA 2.6- Perfuração em presença de lama bentonítica.....	35
FIGURA 2.7 - Mobilização progressiva da resistência do elemento de fundação por estaca	37
FIGURA 2.8 - Esquema da capacidade de carga de fuste e ponta da estaca, figura (a) parcelas totais, (b) parcelas unitárias	38
FIGURA 2.9- Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972).	40
FIGURA 2.10 – Curvas para o coeficiente α	42
FIGURA 2.11 - Esquema de instrumentação dinâmica.....	48
FIGURA 2.12 - Aparelhagem para realização do ensaio de carregamento dinâmico com o uso do Pile Driving Analyzer (PDA).....	48
FIGURA 2.13- Sistema de Reação com Tirantes.	50
FIGURA 2.14 - Sistema de Reação com Cargueiras.....	50
FIGURA 2.15 - Sistema de Reação com Estacas de Apoio	51
FIGURA 2.16- Esquema de montagem de uma prova de carga estática.....	53
FIGURA 2.17 - Exemplo de curva carga-recalque com ruptura nítida	54
FIGURA 2.18 - Exemplo de curva carga-recalque sem ruptura nítida	55
FIGURA 2.19- Carga de ruptura convencional	56

FIGURA 2.20 Carga de ruptura segundo Davisson	57
FIGURA 2.21 - Aplicação do método de interseção de tangentes	58
FIGURA 2.22- Aplicação do método de inclinação de tangentes	59
FIGURA 2.23 - Método de Mazurkiewicz	60
FIGURA 2.24 - Método da Rigidez.....	61

CAPÍTULO 3

FIGURA 3.1- Leitura Frasco de Chapman	63
FIGURA 3.2- Índice de Consistência	64
FIGURA 3.3-Ruptura do corpo de prova cilíndrico	65
FIGURA 3.4-Ruptura do corpo de prova prismático	65
FIGURA 3.5- Ruptura do corpo de prova prismático	65
FIGURA 3.6- Execução das estacas de reação com perfuratriz do tipo rotativa.....	66
FIGURA 3.7- Viga de reação	67
FIGURA 3.8- Pilaretes	67
FIGURA 3.9- (a) Macaco hidráulico, placa, deflectômetros e (b) manômetro	68
FIGURA 3.10- Resíduo cerâmico	69
FIGURA 3.11- Pedrisco	70
FIGURA 3.12- Localização estacas de compressão	71
FIGURA 3.13- Perfil longitudinal das estacas de compressão.....	71
FIGURA 3.14- Execução das estacas de compressão com o trado mecânico	72
FIGURA 3.15- Execução das estacas de compressão com o trado mecânico	72
FIGURA 3.16 – Preparação das estacas de compressão	72
FIGURA 3.17- Estaca de compressão	73
FIGURA 3.18 – Detalhe da armadura do bloco	73
FIGURA 3.19- Bloco concretado	73
FIGURA 3.20 – Placa sobre o bloco e o macaco hidráulico	74

CAPÍTULO 4

FIGURA 4.1- Mapa de localização de Santa Maria, UFSM e CEEG	75
FIGURA 4.2- Vista aérea da UFSM.....	76
FIGURA 4.3- Croqui do CEEG/UFSM.....	76

FIGURA 4.4- Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM	77
FIGURA 4.5 - Trincheira TP-1 aberta para retirada de amostras indeformadas.....	78
FIGURA 4.6- Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFSM	79

CAPÍTULO 5

FIGURA 5.1- Granulometria da amostra 1	83
FIGURA 5.2- Granulometria da amostra 2	84
FIGURA 5.3- Resistência à compressão	86
FIGURA 5.4- Resistência à tração na flexão.....	86
FIGURA 5.5- Resistência à compressão dos corpos de prova com pedrisco	87
FIGURA 5.6- Comparativo resistência à compressão corpos de prova com pedrisco x corpos de prova sem pedrisco.....	88
FIGURA 5.7 - Comparativo resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos x corpos de prova prismáticos	89
FIGURA 5.8- Figura 5.8 – Curva carga x recalque EC1.....	90
FIGURA 5.9- Figura 5.9 – Curva carga x recalque EC2.....	91
FIGURA 5.10- Curva carga x recalque EC3	91
FIGURA 5.11 - Comparativo entre as estacas.....	93
FIGURA 5.12- Envoltória da resistência ao cisalhamento direto para valores máximos, médios e mínimos na ruptura em solo com umidade natural	94
FIGURA 5.13- Cargas de ruptura para diferentes métodos.....	96

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

TABELA 2.1 – Valores de desperdício de materiais em processos construtivos.....	21
TABELA 2.2 – Características dos agregados reciclados para uso em pavimentação.....	26
TABELA 2.3 – Valores de k e α	44
TABELA 2.4 – Valores de F_1 e F_2	45
TABELA 2.5 – Valores atribuídos a C	46
TABELA 2.6 – Valores atribuídos ao coeficiente α	46
TABELA 2.7 – Valores atribuídos ao coeficiente β	46

CAPÍTULO 4

TABELA 4.1 – Descrição morfológica do perfil	78
TABELA 4.2 – Resumo dos ensaios de caracterização realizados do CEEG adaptado de Emmer	80
TABELA 4.3 – Resumo da determinação dos índices físicos, análise química e mineralógica dos ensaios realizados no CEEG adaptado de Emmer.....	81
TABELA 4.4 – Resumo dos resultados dos ensaios de adensamento e de resistência realizados no CEEG adaptados de Emmer	81

CAPÍTULO 5

TABELA 5.1 – Porcentagens de distribuição granulométrica da amostra 1	82
TABELA 5.2 – Porcentagens de distribuição granulométrica da amostra 2	83
TABELA 5.3 – Valores das resistências à penetração dinâmica (N_{SPT}).....	94
TABELA 5.4 – Valores das cargas de ruptura para diferentes métodos	96

LISTA DE ABREVIATURAS

A: área de seção transversal da estaca

ABCP: Associação Brasileira de Ciência Política

ABRELPE: Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais

Al: área da superfície lateral da estaca;

A_p : área da base da estaca.

ARC: Agregado de Resíduo de Concreto

ARM: Agregado de Resíduo Misto

C: coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo

c: coesão do solo

c' : coesão efetiva do solo

CIB: Conselho de Informações sobre Biotecnologia

CLT ou SCT : *Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test* - ensaio cíclico de carga ou ensaio cíclico sueco

CONAMA: Conselho Nacional do Meio Ambiente

CPT : *Cone Penetration Test* - sondagem de penetração estática

CRP : *Constant Rate of Penetration* - ensaio a velocidade de recalque constante

D: diâmetro do círculo circunscrito à estaca

DMX: Deslocamentos Máximos

E: módulo de elasticidade do material da estaca

EMX: Energia Aplicada ao Sistema

F1 e F2: fatores de transformação (escala e tipo de estaca)

I_r = Índice de Rigidez (I_r)

K: coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária, do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica N_{SPT}

K_o : coeficiente de empuxo ao repouso

K_s : coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta

L: comprimento da estaca

N_c , N_q , N_γ : fatores de capacidade suporte, função do ângulo de atrito interno do solo

N_c , N_σ : fatores de capacidade de carga

N_L : valor médio do N_{SPT} para cada camada de espessura

$N_m = N_{SPT}$ médio ao longo do fuste.

N_P : valor do N_{SPT} na ponta da estaca

P: carga de ruptura convencional

P: carga do ensaio da estaca

PDA: *Pile Driving Analyser* - Analisador de Cravação de Estacas

Pr: carga de ruptura

PVC: *Polyvinyl chloride* - Policloreto de vinila

q_l : resistência lateral unitária;

Q_L : resistência lateral;

QM ou QML - *Quick Maintained Load Test* - ensaio rápido de carga constante

QMR: quantidade de material realmente utilizado

QMT: quantidade de material teoricamente necessário

q_p : resistência de ponta unitária;

Q_p : resistência de ponta;

Q_u : carga de ruptura pelo método de Brinch Hansen

RCC: Resíduo de Construção Civil

RCD: Resíduo de Construção e Demolição

r_l : resistência lateral unitária

RMX: Resistência Máxima Mobilizada

r_p : resistência ponta da estaca unitária

SM ou SML: *Slow Maintained Load Test* - ensaio lento de carga constante

U = perímetro da estaca

α : coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária no ensaio de CPT

Δ_L : espessura de cada camada de solo considerada

Δ_l : espessura de camada

Δ_r : recalque de ruptura convencional

Φ : ângulo de atrito interno do solo

σ'_v : tensão vertical efetiva do solo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Objetivo geral.....	15
1.2 Objetivos específicos.....	16
1.3 Estrutura do trabalho	16
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	17
2.1 Resíduos de construção e demolição	17
2.1.1 Conceituação e classificação	17
2.1.2 Geração dos Resíduos.....	19
2.1.3 Resíduos e o meio ambiente	22
2.1.4 Custos associados aos resíduos.....	24
2.1.5 Aplicações dos resíduos.....	25
a) Utilização em pavimentação.....	25
b) Utilização como agregado para o concreto	27
c) Estaqueamento - Fundações de Muros com pequenas cargas	29
d) Vigas de Concreto com Baixa Solicitação	30
e) Pilares de Concretos com Baixa Solicitação	30
f) Estacas de Compactação	30
2.2 Fundações Profundas	31
2.3 Estacas	32
2.3.1 Estacas escavadas	32
2.4 Capacidade de carga	36
2.4.1 Métodos de previsão de capacidade de carga	39
2.4.1.1 Métodos Racionais ou Teóricos	40
a) Solução de Terzaghi	41
b) Método α ou Enfoque em tensões totais	42
2.4.1.2 Métodos Semiempíricos	42

a) Método de Aoki e Velloso.....	43
b) Método de Décourt e Quaresma (1978)	45
2.5 Prova de Carga	46
2.5.1 Ensaio de Carregamento Dinâmico	47
2.5.2 Prova de Carga Estática.....	49
2.5.2.1 Prova de Carga Lenta (SML).....	51
2.5.2.2 Prova de Carga Rápida (QML).....	52
2.5.3 Análise da Curva Carga-Recalque.....	54
2.5.3.1 Métodos que limitam o recalque ou encurtamento elástico	55
a) NBR 6122/2010.....	55
b) Davisson	56
2.5.3.2 Métodos geométricos.....	57
a) Interseção de tangentes.....	57
b) Inclinação de tangentes	58
2.5.3.3 Métodos de extrapolação da curva carga x recalque	59
a) Método de Van der Veen (1953)	59
b) Método de Mazurkiewicz.....	59
c) Método da Rigidez	60
3 METODOLOGIA.....	62
3.1 Ensaios de laboratório.....	62
3.1.1 Ensaio de granulometria	62
3.1.2 Determinação da massa específica	63
3.1.3 Determinação da consistência	63
3.1.4 Determinação da resistência a compressão e à flexão	64
3.2 Ensaio de campo	65
3.2.1 Execução do sistema de reação	65
3.2.2 Equipamentos usados para o ensaio de prova de carga	67
3.2.3 Materiais empregados para a confecção das estacas	68
a) Água	69
b) Cimento	69
c) Resíduos de construção civil	69
d) Aditivo Plastificante	70
e) Pedrisco	70
3.2.4 Execução das estacas	70

3.2.5 Prova de carga	74
4 CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA (CEEG/UFSM).....	75
4.1 Localização do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM.....	75
4.2 Caracterização do local	77
4.2.1 Relevo, geologia e pedologia.....	77
4.3 Sondagem de simples reconhecimento.....	79
4.4 Caracterização geotécnica	80
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	82
5.1 Ensaios de laboratório.....	82
5.2 Prova de carga	90
5.2.1 Curvas carga x recalque e comportamento das estacas	90
5.3 Previsão da capacidade de carga.....	93
5.3.1 Métodos Teóricos	94
5.3.2 Métodos Semiempíricos	95
5.3.3 Métodos extrapolação da curva carga x recalque	95
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	98
6.1 Conclusões	98
6.2 Sugestões para trabalhos futuros	100
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
ANEXOS.....	110

1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional e o conseqüente avanço da indústria, principalmente, no setor da construção civil que figura entre os grandes contribuintes do desenvolvimento sócio-econômico em todos os países, (CIB, 2000: 17), geram uma quantidade e diversidade de lixo, dentre eles, a geração dos resíduos de construção civil.

A constante produção de resíduos, sobretudo em depósitos irregulares, traz sérias implicações à sociedade. Atualmente, os impactos ambientais, causados por essa geração incontrolável, passaram a ter um grau de magnitude alto, tornando-se um dos problemas mais agravantes.

Diante dessa situação, buscam-se alternativas para contribuir com a sustentabilidade e, dessa forma, amenizar os danos causados pela geração dos resíduos. O aproveitamento dos resíduos de construção civil são, hoje, uma das ações que devem ser incluídas nas práticas comuns de produção de edificações, visando a sua maior sustentabilidade, proporcionando economia de recursos naturais e minimização dos impactos ao meio ambiente.

Por se tratar de uma das etapas mais importantes e de grande significância nos fatores econômicos de uma obra de engenharia, o uso de diversos materiais em fundações vem sendo pesquisado em obras que exigem pequena capacidade de suporte.

Como um exemplo disso, estudos realizados na Unesp em Ilha Solteira (SP) e pesquisadores em outros Centros de Pesquisa, entre eles, Andrade Filho (1989); Berberian (1997); Carvalho, Cortopassi & Cortopassi Jr. (1990); Farias, Carvalho & Rancel (1994) e Silva (1994) vêm estudando a possibilidade técnica de uso do solo-cimento plástico como material componente de elementos estruturais em fundações por estacas moldadas *in loco*.

Nesse contexto, buscou-se a utilização de materiais para o uso em fundações com redução de custos e que, notadamente, gerasse menos impactos ambientais, cooperando assim com a sustentabilidade.

1.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa consistiu em caracterizar e dosar um resíduo de construção civil, e, posteriormente, avaliar o comportamento à compressão das estacas escavadas de pequeno diâmetro confeccionadas com o resíduo.

1.2 Objetivos específicos

A fim de colaborar com o desenvolvimento de projetos e execução de fundações de obras de pequeno porte na região de Santa Maria, este trabalho tem os seguintes objetivos específicos:

- a) Elaborar uma revisão bibliográfica sobre resíduos, estacas, métodos de previsão de capacidade de carga, execução e interpretação de provas de carga estática e de métodos para determinar a carga de ruptura;
- b) Caracterizar o resíduo utilizado;
- c) Estudar a dosagem do resíduo;
- d) Executar estacas de resíduos de construção civil no CEEG-UFSM e realizar provas de carga estática;
- e) Interpretar os resultados através de diferentes métodos e teorias de capacidade de carga;
- f) Verificar a possibilidade de aplicação dos resíduos de construção civil em estacas escavadas;

1.3 Estruturação do trabalho

Este trabalho é estruturado em 6 Capítulos. O Capítulo 1 compreende esta introdução.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura, dos temas relacionados com resíduos de construção civil e fundações profundas com ênfase em estacas.

O Capítulo 3 descreve a metodologia adotada no desenvolvimento desta dissertação, apresentando os procedimentos experimentais, os materiais e os métodos usados para a execução das provas de carga em campo.

O Capítulo 4 apresenta a área de estudo com a localização, a situação e os ensaios de caracterização de campo e de laboratório do local de estudo.

O Capítulo 5 apresenta os resultados obtidos pelos ensaios de laboratório e os ensaios de campo, através das provas de carga. Também, apresentam-se as resultantes das formulações e métodos teóricos. Ainda nesse capítulo, têm-se a interpretação e discussão dos resultados apresentados.

As conclusões obtidas através dos resultados apresentados e as sugestões para futuros trabalhos são mostradas no Capítulo 6.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo contempla basicamente os conceitos, classificação e algumas utilizações dos resíduos da construção civil, assim como fundações profundas com ênfase para estacas abordando capacidade de carga de fundações profundas, métodos teóricos, provas de carga e métodos para determinar a carga de ruptura.

2.1 Resíduos de construção e demolição

2.1.1 Conceituação e classificação

Os resíduos provenientes de atividades de construção, reformas ou demolições denominam-se resíduos de construção e demolição, embora alguns autores adotem o termo entulho (ULSEN, 2006).

Segundo Ferreira (1995), a palavra entulho, etimologicamente, significa o restante de uma ruína ou desmoronamento; detritos; pedregulhos; caliça; tudo que colabora para obstruir; o que serve para tapar um fosso (Fontinha, 1990), ou ainda, o entulho é entendido como: “pedregulhos, areia, terra, tudo quanto sirva para entupir, aterrar, nivelar depressão de terreno, escavação, fossa e vala”.

Levy (1997a) define entulho de construção civil como uma quantia mineral dos resíduos provenientes das atividades de construção e demolição. No entanto, o autor desconsidera as atividades envolvidas em infraestruturas (como sistemas de drenagens e estradas), obras de arte e a parcela orgânica do entulho (tubos de PVC) para tal definição.

Já para Hong Kong Polytechnic (1993 *apud* Levy, 1997a), o entulho de construção civil é definido de forma mais abrangente que Levy (1997a), pois o autor considera as atividades de obras de arte de engenharia civil.

Fontinha (1990) e Ferreira (1995) não se referem a outros materiais como madeiras, concretos, argamassas, gesso, tintas e vernizes, solventes, papéis, plásticos, metais, vidros,

materiais metálicos, fibras, cerâmicas, amianto e materiais betuminosos, que fazem parte dos rejeitos de construção e que ao longo do tempo, reagem com outras substâncias como entulho.

Dessa maneira, tratando-se do estudo dos rejeitos de qualquer natureza é compreensível que uma pessoa leiga aplique os termos de forma equivocada, porém o mesmo ocorre com certas definições apresentadas por alguns pesquisadores (OLIVEIRA, 2002).

Anteriormente a publicação da resolução 307, os Resíduos de Construção Civil (RCC) eram denominados de Resíduo de Construção e Demolição (RCD). Essa designação é baseada na nomenclatura internacional, que denomina os RCC como Construction and Demolition Waste, ou simplesmente, C&D waste.

Conforme Ângulo (2002), os RCC, historicamente, sempre foram depositados em aterros públicos ou, de modo muito mais prejudicial à sociedade, em bota-fora ilegais, ou ainda em canteiros de avenidas, praças, ruas ou nos córregos das cidades. Tratando-se de uma falta de compromisso com a sociedade e o meio ambiente, esses depósitos irregulares geram fortes impactos, não só ambientais, como sociais e de saúde pública. Geram também o surgimento de doenças provenientes dos vetores que se aglomeram em decorrência do acúmulo de deposições irregulares nas áreas urbanas.

Hoje em dia, percebe-se o uso de caçambas estacionárias de empresas privadas de coleta de RCC. Entretanto, em pesquisas realizadas sobre riscos à saúde pública decorrentes dos RCC acondicionados nessas caçambas, encontradas muitas vezes em vias públicas, notou-se a presença de material orgânico, produtos perigosos e de embalagens vazias que podem reter água e outros líquidos e assim colaborar para a proliferação de mosquitos e outros vetores de doenças (JOHN, 2000).

Em 05 de julho de 2002, o Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA) aprovou através da Resolução N° 307, critérios e procedimentos para a gestão dos Resíduos da Construção Civil (RCC). Para efeito dessa resolução os RCC são conceituados como:

Resíduos provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica, etc., comumente chamados de entulho de obras, calça ou metralha.

Conforme o CONAMA, classificam-se os RCC de acordo com o Quadro 2.1.

CLASSIFICAÇÃO	TIPOLOGIA
CLASSE A	São os resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados, tais como: a) de construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e de outras obras de infra-estrutura, inclusive solos provenientes de terraplenagem; b) de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento etc.), argamassa e concreto; c) de processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-fios etc.) produzidas nos canteiros de obras;
CLASSE B	São os resíduos recicláveis para outras destinações, tais como: plásticos, papel/papelão, metais, vidros, madeiras e outros;
CLASSE C	São os resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/recuperação, tais como os produtos oriundos do gesso;
CLASSE D	São os resíduos perigosos oriundos do processo de construção, tais como: amianto, tintas, solventes, óleos e outros, ou aqueles contaminados oriundos de demolições, reformas e reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais e outros.

Quadro 2.1 - Classificação dos RCC segundo Resolução CONAMA 307/2002 e a Resolução 348/2004.

É possível que o gerador realize um melhor manejo e segregação dos resíduos quando se tem a caracterização dos mesmos. E, dessa forma, amenizam-se os impactos ambientais causados pelos resíduos com a reciclagem e o seu reaproveitamento.

2.1.2 Geração dos resíduos

A geração de resíduos sólidos é um dos problemas mais agravantes da sociedade contemporânea, reforçado pelo aumento gradativo e desordenado da população, pela aceleração do processo de ocupação do território urbano e pelo crescimento acentuado dos bens de consumo popularizados devido ao acréscimo da produção industrial (ULSEN, 2006).

Segundo Neto (2005), por diversos anos não houve estimativas dos desperdícios de materiais e da geração de resíduos dos processos construtivos, tampouco a procedência dos

problemas. Entretanto, nos dias de hoje, esse quadro reverteu-se e os índices de perdas e geração dos resíduos da construção civil são exibidos pelas informações obtidas através de pesquisas.

Conforme a estimativa da quantidade de resíduo gerada por determinado tempo e eventuais sazonalidades, pode-se:

- (a) determinar a estrutura necessária para gerir o processo e realizar a reciclagem;
- (b) indicar a escala de produção de reciclagem necessária, o que frequentemente limita as tecnologias e
- (c) indicar tendências futuras de geração de resíduo (Figura 2.1), já que o processo de reciclagem deve ser pensado para o longo prazo (JOHN, ROCHA, 2003).

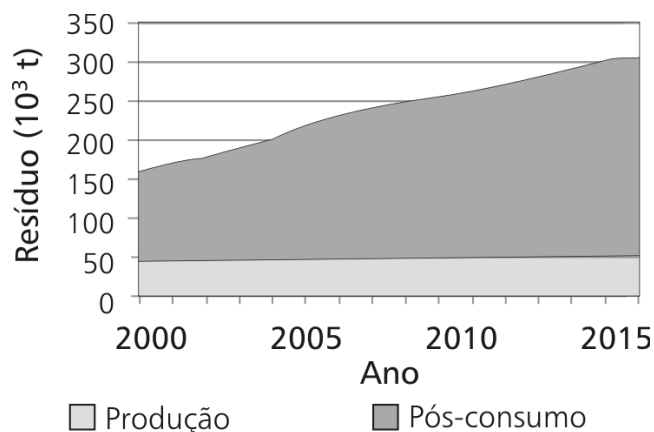


Figura 2.1 - Estimativas da geração de resíduos de compósitos na Europa. Fonte: (THE EUROPEAN ALLIANCE FOR SMC, 2003).

A quantificação dos RCD pode ser alcançada por meio de, pelo menos, três formas: por área construída, movimentação de cargas por coletores e monitoramento de descargas. Devido à pulverização das descargas no ambiente urbano, o último sistema de quantificação é mais difícil de ser realizado (PINTO, 1999).

O fato de existir uma carência de informações torna difícil a quantificação do volume de RCD gerados em cidades brasileiras, no entanto estima-se que a geração média no Brasil seja de 500 kg/ano.hab., totalizando 68,5 milhões de t/ano para a população brasileira (ANGULO et al., 2002a); a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) contribui com 8% desse total ($5,5 \times 10^6$ t/ano) (ANGULO et al., 2002a).

De acordo com Souza et al. (2004), a geração dos resíduos da construção civil está intimamente ligada com a parcela do exagero de consumo de materiais nos canteiros de obras.

Esse desperdício de material é compreendido como a percentagem entre a quantidade de material teoricamente necessário (QMT) e a quantidade de material realmente utilizado (QMR), ou seja, perda (%) = $((QMR - QMT) / QMT) * 100$.

O autor ainda explica que o desperdício de material pode-se dar, basicamente, de três maneiras distintas, são elas:

a) Furto e/ou extravio – o que normalmente é um valor muito baixo em grandes empreendimentos os quais, normalmente, têm controle qualitativo e quantitativo dos materiais;

b) Incorporação de materiais à edificação – fato esse que ocorre principalmente em materiais para moldagem de peças *in loco* nas obras tais como: peças de concreto armado e revestimentos argamassados;

c) Resíduos da Construção Civil (entulho) – que é o “lixo que sai da obra”, o qual é considerado o modo mais visível de verificar o desperdício de uma obra.

Segundo Pinto (1989 *apud* Pinto, 1999) através de vários estudos realizados no país, considera-se que a perda da construção civil do Brasil está com uma percentagem entre 20% a 30%. A Tabela 2.1 mostra os valores de desperdícios de materiais em atividades construtivas convencionais em 12 estados brasileiros.

Tabela 2.1 – Valores de desperdício de materiais em processos construtivos

Materiais	PINTO (1989 <i>apud</i> PINTO, 1999)	SOILBEMAN (1993 <i>apud</i> PINTO, 1999)	SOUZA et al (1998 <i>apud</i> PINTO, 1999)
Concreto usinado	2%	13%	9%
Aço	26%	19%	11%
Blocos e Tijolos	13%	52%	13%
Cimento	33%	83%	56%
Cal	102%		36%
Areia	39%	44%	44%

Fonte: Adaptado de PINTO (1999)

Em pesquisa realizada recentemente pela ABRELPE (Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais), foram coletados pelos municípios cerca de 31 milhões de toneladas de resíduos de construção e demolição – RCD – em 2010. Esse

valor é 8,7% a mais do que em 2009. Observa-se na Figura 2.2 a geração dos resíduos das regiões brasileiras.

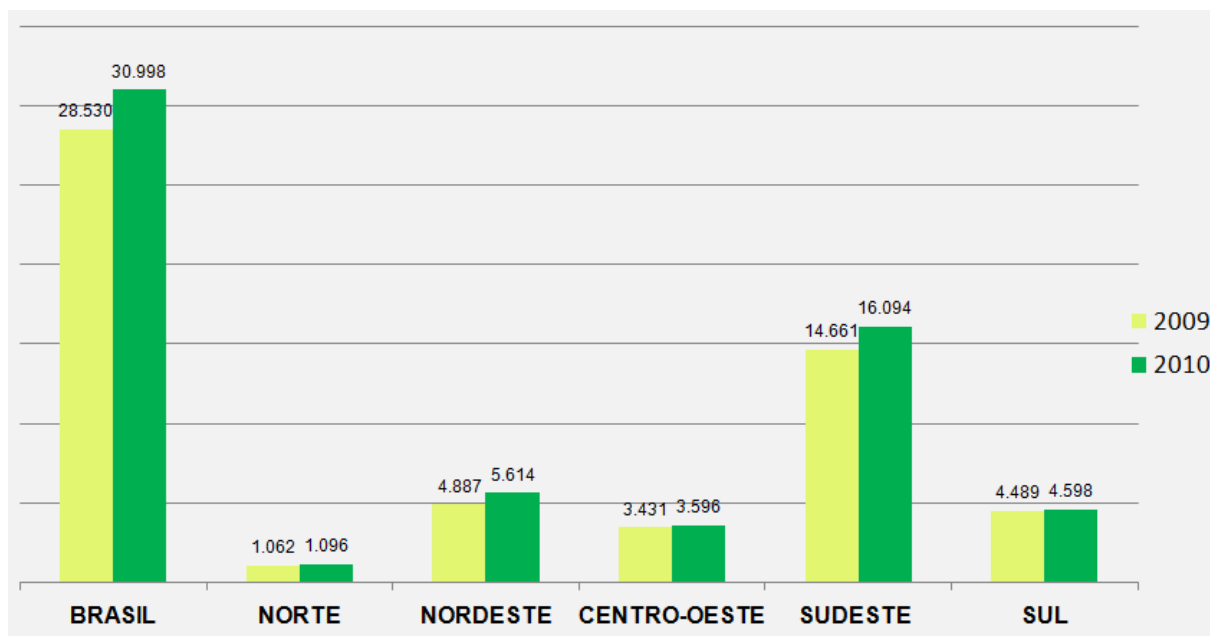


Figura 2.2 - Total de RCD Coletados por Região e Brasil em 2010 e 2009. Fonte: (Adaptado de ABRELPE, 2010).

2.1.3 Resíduos e o meio ambiente

Segundo Oliveira (2002), a maneira desorganizada da geração e descarte de material de construção civil faz com que a sociedade proteste por providências das autoridades governamentais e dos responsáveis pela geração de entulho, para que sejam encontradas soluções de um tratamento apropriado aos materiais descartados pelas construções.

Devido à intensa industrialização, desenvolvimento de novas tecnologias, aumento populacional e crescimento de pessoas em centros urbanos e diversificação do consumo de bens e serviços, principalmente após 1980, os resíduos transformaram-se em graves problemas urbanos com um gerenciamento caro e complexo, considerando-se volume e massa acumulados (JOHN, 1999; JOHN, 2000; BRITO, 1999; GÜNTHER, 2000; PINTO, 1999).

Segundo Günther (2000), durante a ECO-92 e a definição da Agenda 21, houve ênfase para a necessidade urgente de se implantar um sistema adequado de gestão ambiental para os resíduos sólidos. Uma das soluções para a geração dos problemas é a reciclagem de resíduos,

onde a construção civil apresenta um elevado potencial de utilização dos mesmos, uma vez que ela chega a consumir até 75% de recursos naturais (JOHN, 2000; LEVY, 1997; PINTO, 1999).

Além da redução no consumo de recursos naturais não renováveis, quando substituídos por resíduos reciclados, redução de áreas necessárias para aterro, pela minimização do volume de resíduos pela reciclagem, a reciclagem na construção civil pode gerar outros benefícios (JOHN, 2000).

No Brasil, a questão ambiental é tratada apenas como um problema de preservação da natureza, individualmente a preservação de florestas e dos animais em extinção, controle da poluição do ar. A lei federal de crimes ambientais (nº 9.605, 13 Fev 1998) revela um Estado ainda mais voltado à punição das transgressões à legislação ambiental vigente do que em articular os diferentes agentes sociais na redução do impacto ambiental das atividades, mesmo que legais, do desenvolvimento econômico (ANGULO et al , 2001).

Mesmo que a redução na geração de resíduo seja sempre uma ação indispensável, ela é restringida, uma vez que existem impurezas na matéria-prima, envolvendo custos e patamares de desenvolvimento tecnológico (SOUZA et al., 1999; JOHN, 2000).

De acordo com Pinto (1999), a geração dos resíduos no meio ambiente torna propícia a proliferação de vetores prejudiciais às condições de saneamento e à saúde humana; percebe-se, comumente, em bota-fora e locais de deposições irregulares, a presença de roedores, insetos peçonhentos (aranhas e escorpiões) e insetos transmissores de endemias perigosas (como a dengue).

Ainda que, neste momento, não haja viabilidade para exigir a reciclagem dos resíduos captados da construção civil, não se poderia concordar com a continuidade dos bota-fora. No Brasil, não se pode ter, em curto prazo, altos índices de retorno destes materiais ao ciclo produtivo, entretanto, é possível iniciar práticas que respeitem estes materiais como recursos naturais renováveis. Para isto serve a Resolução CONAMA 307, a qual estabeleceu a figura do Aterro de Resíduos da Construção Civil (PINTO, 2004).

Hoje em dia, existem pesquisas sendo realizadas em universidades brasileiras em relação ao aproveitamento dos resíduos de construção, seja no aspecto de redução de sua geração durante a atividade de construção, das políticas públicas para o manejo dos resíduos ou, ainda, das tecnologias para a reciclagem. Considera-se também a existência de diversos municípios que já operam centrais de reciclagem de RCD (JOHN, 2001).

Segundo Pinto (1999), é de extrema importância à Gestão Corretiva a necessidade de intervir, assinalando o traçado de novos métodos para a gestão pública dos resíduos de

construção e demolição já que os mesmos são decorrentes de fortes e descontrolados impactos no ambiente urbano, gerando custos sociais interligados a pessoais.

2.1.4 Custos associados aos resíduos

Os RCC além de acarretarem impactos ambientais e, por conseguinte, na qualidade de vida, também causam impactos na economia dos municípios (PINTO & GONZÁLES, 2005).

Conforme Ângulo; Zordan; John (2001), os custos associados aos resíduos, como os de licenças ambientais, deposição de resíduos, transportes, multas ambientais, entre outros, devem ser analisados para a futura avaliação da viabilidade econômica da reciclagem.

A correção dos resíduos mal dispostos no meio ambiente gera grandes somas de recursos financeiros, comprometendo, de forma interligada, custos sociais, tanto pessoais como públicos conforme mostra o Quadro 2.2 (PIOVEZAN JÚNIOR, 2007).

Município	Operador da atividade	Tipo de Remoção	Custo Unitário R\$/m ³	R\$/ano por habitante
Guarulhos (2001)	Administração direta	Manual Mecânica	43,38 34,76	3,22
Diadema (2001)	Administração direta	Manual Mecânica	44,11 ----	4,95
Piracicaba (2001)	Administração direta	Manual Mecânica	----24,37	1,04
São Paulo (2004)	Empreiteira	Manual Mecânica	54,11 29,62	2,12
Salvador (2004)	Empreiteira	Manual Mecânica	44,79 28,67	4,59

Quadro 2.2 – Levantamento de custos da gestão corretiva de alguns municípios de São Paulo. Fonte: (PIOVEZAN JÚNIOR, 2007).

Os custos oriundos dos resíduos de cada município são proporcionais à quantidade de mão-de-obra empregada, tipos de equipamento – caminhão, carregadeiras, tratores de esteiras, das características dos resíduos removidos, da distância de transporte dos resíduos e etc (PIOVEZAN JÚNIOR, 2007).

Ressalta-se que não estão incluídos nesses custos os gastos de remoção dos resíduos das obras e da disposição compromissada dos resíduos da construção civil para um ambiente saudável, pois, sucintamente, de acordo com Pinto (1999), essa gestão corretiva está baseada em remover os RCC de bota-fora clandestinos para outro bota-fora legalizado pelos órgãos públicos.

Portanto, em relação ao aspecto econômico, a reciclagem dos RCC é uma alternativa vantajosa pelo fato de apresentar uma possibilidade de converter uma fonte de despesa para o setor público e para os construtores em fonte de faturamento e economia (SANTOS, 2007)

2.1.5 Aplicações dos resíduos

A reciclagem de resíduos de construção civil proporciona uma série de opções quanto a sua aplicação. Entretanto, segundo John; Agopyan (2000), as possibilidades de reciclagem estão relacionadas com a sua composição.

No caso de frações compostas preponderantemente de rochas naturais e concretos estruturais, a reciclagem pode resultar na produção de concretos estruturais. Já a presença de fases mais porosas e com menor resistência mecânica, como argamassas e produtos de cerâmica vermelha, gera agregados de menor resistência mecânica e maior absorção de água; de tal maneira que seja possível reciclar grande parcela do RCD gerado, em aplicações distintas, a depender de suas propriedades e limitações técnicas (JOHN; AGOPYAN, 2000).

O uso do RCD reciclado como material de preenchimento na preparação de terrenos, projetos de drenagem, sub-base de vias e estradas, fabricação de blocos de vedação é a aplicação mais recorrente, entre outras aplicações, com baixa exigência de desempenho mecânico. Contudo, além de gerar baixa rentabilidade, esse mercado é insuficiente para consumir toda geração de RCD (ANGULO et al., 2002).

a) Utilização em pavimentação

Em 1989, deu-se o início dos estudos sobre o uso dos RCD em obras de pavimentação, no Brasil, sob supervisão da Prefeitura Municipal de São Paulo/SP, onde se constatou a capacidade de suporte de solos tropicais típicos, mediante a agregação de RCD (ULSEN, 2006).

Os resultados alcançados mostraram o sucesso da iniciativa, promovendo o processo executivo em consequência de melhor homogeneização e menor dispersão da umidade (Bodi et al., 1995). Tais propriedades são conhecidas por gestores urbanos, que utilizam RCD *in natura* para manutenção de vias secundárias.

Para a utilização dos resíduos da construção em pavimentação, podem ser usados os mais diversos tipos de RCC classe A e, ainda, com solo misturado, desde que nessa mistura, o solo não apresente uma quantidade maior que 50% do peso da mistura. Devido a isso, o uso dos resíduos em pavimentação é a maneira mais simples de reciclagem (ZORDAN, 2006).

Siqueira (2005) e Araújo Jr (2007), em conformidade com as características dos resíduos, pesquisaram o emprego dos mesmos em camadas de pavimentação.

A Tabela 2.2 discrimina o uso de resíduos como agregados reciclados para execução de camadas de pavimentação através da NBR 15.115:2004.

Tabela 2.2 - Características dos agregados reciclados para uso em pavimentação

Características do Resíduo	Camadas de Pavimentação			
	Revestimento Primário em Vias de Terra	Reforço de Subleito	Sub-base	Base ⁽¹⁾
Classe	A	A	A	A
Coefficiente de uniformidade	≥ 10%	≥ 10%	≥ 10%	≥ 10%
Material que passa na peneira n°40 (0,42mm)	10 a 40%	10 a 40%	10 a 40%	10 a 40%
CBR (energia de compactação normal)	≥ 20%	≥ 12%	≥ 20%	≥ 60%
Expansão (energia de compactação normal)	≤ 1%	≤ 1%	≤ 1%	≤ 0,5%
Percentagem em massa de grãos de forma lamelar	≤ 30%	≤ 30%	≤ 30%	≤ 30%
Dimensão característica máxima dos grãos ⁽²⁾	63,5 mm	63,5 mm	63,5 mm	63,5 mm
Materiais indesejáveis de grupos distintos (em massa)	≤ 3%	≤ 3%	≤ 3%	≤ 3%
Materiais indesejáveis de mesmo grupo (em massa)	≤ 2%	≤ 2%	≤ 2%	≤ 2%

(1) Somente para vias de tráfego com N ≤ 106 repetições do eixo-padrão de 80 KN no período do projeto

(2) Tolerância máxima de 5% de material retido na peneira de abertura 63,5mm. Limitada a 2/3 da espessura da camada.

Fonte: ABNT NBR – 15.115

As principais vantagens de utilizar resíduos na pavimentação, conforme Zordan (2006) são:

- a menor utilização de tecnologia e baixo custo operacional;
- a possibilidade de uso de todos minerais constituintes do entulho;
- a economia de energia de britagem do entulho, por manter a granulometria graúda.

As atividades de pavimentação e obras públicas nacionais estimam uma absorção de até 84% da fração mineral do RCD gerado, e de 50 a 70% em países europeus. Essa aplicação torna-se favorável devido à menor demanda em termos de exigências de qualidade do produto quando comparado à utilização em concreto (ULSEN, 2006).

b) Utilização como agregado para o concreto

O uso do RCD como agregado em argamassa e concreto tem tido um significativo desenvolvimento. Pinto (1986) não observou diferença na resistência à compressão nas argamassas quando substituiu agregados convencionais por reciclados, para os mesmos traços cimento: cal: agregado convencional: resíduo. Da mesma forma, Levy (1997) observou que o aumento na proporção de material cerâmico aumenta as resistências à compressão e tração da argamassa para traços cimento: RCD: areia de 1:1, 5:6.

Os agregados reciclados podem ser de concreto e/ou de cerâmica, bem como agregados mistos de argamassa, cerâmica, concreto, rochas, madeira, plásticos amianto, solo e cal, com predominância das fases inorgânicas não metálicas (ULSEN, 2006)

Os agregados convencionais, como, por exemplo, areia e brita, podem ser substituídos pelo uso de agregado reciclado, resultando em um concreto não estrutural (ZORDAN, 2006).

Através da norma NBR 15.116:2004, têm-se as definições a respeito do uso do agregado reciclado em concreto não estrutural conforme seguem abaixo:

Concreto de cimento Portland sem função estrutural, com agregado reciclado: material destinado a usos como enchimento, contrapiso, calçadas, e fabricação de artefatos não estruturais, como blocos de vedação, meio-fio (guias), sarjetas canaletas, mourões, e placas de muro. Estas utilizações em geral implicam o uso de concretos de classe de resistências C10 e C15 da ANBT NBR8953.

Agregado de resíduo de concreto (ARC): é o agregado reciclado obtido do beneficiamento de resíduo pertencente à Classe A, composto na sua fração graúda de no mínimo de 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas. Sua composição deve ser determinada conforme Anexo A e atender aos requisitos de aplicações específicas.

Agregado de resíduo misto (ARM): é o agregado reciclado obtido do beneficiamento de resíduo Classe A, composto na sua fração graúda com menos de 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas. Sua composição deve ser determinada conforme anexo A e atender aos requisitos das aplicações específicas.

As principais vantagens da utilização dos agregados reciclados, de acordo com ZORDAN (2006), são:

- a utilização dos vários componentes do RCC para a produção do agregado de resíduo misto;
- a economia de energia no processo de moagem do entulho para o uso no concreto não estrutural, o qual requer agregado com granulometria graúda, em relação à sua utilização em argamassas;
- a possibilidade de melhorias no desempenho do concreto em relação aos agregados convencionais, quando se utiliza baixo consumo de cimento.

No entanto, existem algumas limitações desse concreto, sendo a principal delas a baixa resistência à compressão, devido às faces polidas do material cerâmico (ZORDAN, 2006).

Exige-se um controle maior da qualidade desses agregados quando se têm aplicações mais nobres para os mesmos; propriedades físicas e químicas podem ser restritivas para algumas aplicações. Como os RCD possuem quantidades variáveis de aglomerantes (pasta de cimento endurecida porosa e cal), pode-se deduzir que apresentarão maiores índices de absorção de água o que, portanto, afeta porosidade do agregado utilizado e conseqüentemente resulta em uma menor resistência à compressão (ULSEN, 2006),

De acordo com a Figura 2.3, pode-se observar um efeito semelhante realizado no trabalho de Zordan et. al. (1999). Nesse caso, as consistências dos concretos foram mantidas invariáveis, sendo indispensáveis elevadas relações água/cimento para se obterem baixos consumos de cimento.

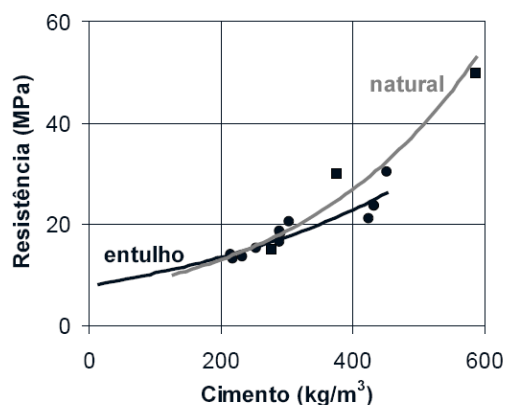


Figura 2.3 – Consumo de cimento x resistência para concretos reciclados e naturais. Fonte: (ZORDAN et al., 1999).

Em relação à retração, a utilização de concretos reciclados apresenta outro ponto crítico, pois, os agregados reciclados que contêm uma maior quantidade de pasta aderida aos grãos de minerais proporcionam maior absorção de água e imediatamente um volume maior de água possível de evaporar e provocar retração (ULSEN, 2006).

c) Estaqueamento - Fundações de Muros com pequenas cargas

O uso de resíduos no concreto que apresenta uma resistência à compressão aos 28 dias, na ordem de 16MPa, pode ser empregado em estacas moldadas *in loco*, a fim de suportar cargas axiais oriundas de muros divisórios de alvenarias (GRIGOLI, 2001).

Segundo Grigoli (2001), o traço utilizado para esse concreto é 1 (cimento): 2 (areia natural média): 2 (agregado miúdo reciclado): 2 (brita 01 natural): 2 (agregado graúdo reciclado). Estas são estacas de diâmetro nominais de 25cm, com profundidade da ordem de 6 metros, cujas cargas axiais nunca ultrapassam 8 toneladas.

Ressalta-se a importância de uma análise no aspecto e suportabilidade da corrosão da ferragem presentes no concreto cujos agregados são originários do entulho, pois, em casos onde o agente corrosivo comprometa a estabilidade do conjunto, mesmo que as cargas atuantes sejam pequenas, tal concreto não pode ser utilizado com o intuito de estaqueamento (GRIGOLI, 2001).

d) Vigas de Concreto com Baixa Solicitação

Há situações de vigas de concreto serem usadas como elementos de respaldo de alvenaria e como elementos de amarração, assim como são, muitas vezes, usadas em muros divisórios, sendo as taxas de compressão do concreto até 8MPa. O concreto executado à base de entulho de obra apresenta o traço 1 (cimento): 2 (areia natural média): 2 (agregado miúdo reciclado): 2 (brita 01 natural): 2 (agregado graúdo reciclado) (GRIGOLI, 2001).

Da mesma maneira que deve ser considerada a importância da análise do aspecto e suportabilidade da corrosão da ferragem presentes no concreto cujos agregados são originários do entulho para o uso em estaqueamento, é preciso ter o mesmo cuidado em relação ao uso desse concreto em vigas (GRIGOLI, 2001).

e) Pilares de Concretos com Baixa Solicitação

É admissível o concreto executado à base de entulho de obra com o traço 1 (cimento): 2 (areia natural média): 2 (agregado miúdo reciclado): 2 (brita 01 natural): 2 (agregado graúdo reciclado) para fins de Pilares de concreto utilizados como elementos estruturais e como elementos de amarração, onde as taxas de compressão do concreto não ultrapassem a 5MPa. Para essas cargas apresentadas nos concretos, os muros divisórios são compatíveis com estas taxas (GRIGOLI, 2001).

Deve ser considerada, também, a importância da análise do aspecto e suportabilidade da corrosão da ferragem presentes no concreto cujos agregados são originários do entulho para o concreto com o uso em pilares (GRIGOLI, 2001).

f) Estacas de Compactação

As estacas de compactação, também conhecidas como estacas de areia ou granulares, são normalmente utilizadas como reforço do solo, e são constituídas por uma mistura de materiais como areia, cimento e/ou brita e são introduzidas em terrenos arenosos através da aplicação de grandes energias de compactação, permitindo a utilização do terreno como fundação direta (SOARES, 2002).

Silva (2008) investigou a viabilidade técnica do uso de resíduos como agregado reciclado miúdo, aplicando em estacas de compactação com objetivo de melhoramento do solo. Essa técnica tem sido bastante enfatizada em várias cidades nordestinas. Em João

Pessoa, por exemplo, 90% das obras de fundações têm sido projetadas em sapatas com melhoramento prévio do solo.

Ainda não existem normas para a técnica de melhoramento do solo. Comumente, o material utilizado é areia lavada (ou pó de pedra) com brita 50 ou 7mm, adotando-se um traço típico de 3:1 (areia: brita). Em determinadas situações, utiliza-se um concreto com traço de 1:8: 4 (cimento: areia ou pó-de-pedra: brita 38mm) (GUSMÃO, 2008).

O uso de agregados reciclados nas estacas de compactação foi estudado com o objetivo de substituir a areia natural. Após a coleta de amostras de resíduos, beneficiamento das amostras em laboratório, realização de ensaios de caracterização e de cisalhamento direto, Silva (2008) conclui que os RCC apresentam um amplo potencial de uso como material alternativo para substituir a areia ou pó de pedra nas estacas de compactação.

Através dos exemplos de aplicações citados acima, nota-se que a reciclagem dos RCC gera diversos fatores positivos, todavia o uso dos materiais reciclados ainda é limitado, comparado com o elevado potencial de utilização. Isto se deve, principalmente, à ineficiência das usinas que ainda não possuem tecnologia suficiente para separação e segregação dos agregados reciclados (TÉCHNE, 2006).

Diante disso, percebe-se a necessidade do desenvolvimento de métodos e equipamentos que possam aumentar a eficiência nas usinas, de modo que estas viabilizem um uso mais nobre dos RCC e, além disso, possibilitem uma padronização de oferta de agregado reciclado para o mercado (TÉCHNE, 2006).

2.2 Fundações Profundas

A NBR 6122/2010 define fundações profundas como:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Nesse tipo de fundação, incluem-se as estacas e os tubulões.

De acordo com as exigências cada vez maiores das cargas a serem transferidas ao solo, nos últimos anos, a engenharia geotécnica experimentou grande avanço nos processos de execução de fundações profundas (ANJOS, 2006).

2.3 Estacas

Estaca é um tipo de fundação profunda constituída por peças alongadas, cilíndricas ou prismáticas. São do tipo cravadas (pré-moldadas) ou confeccionadas *in loco*. Sua utilização pode ser para transmissão de cargas às camadas profundas do solo como também para contenção e empuxos de terra ou de água (RAMOS, 2008).

Segundo a NBR 6122/2010, a definição de estaca é dada por:

Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou pela combinação dos anteriores.

Para Ramos (2008), as estacas para transmissão de cargas ao solo são preparadas para suportar esforços axiais de compressão, que resistem seja pelo atrito lateral, ou seja pelas reações exercidas pelo solo sobre a ponta. A estaca pode ser constituída de madeira, aço ou concreto.

Conforme Aviz (2006), o projeto de fundações em estaca ainda é um desafio para a engenharia geotécnica, mesmo sendo uma das alternativas mais antigas na sustentação das estruturas. Estacas são elementos geralmente esbeltos, usadas quando a camada superficial do solo não é suficiente para suportar as cargas. Sua capacidade pode ser estimada através de métodos teóricos e semiempíricos.

2.3.1 Estacas escavadas

A norma NBR 6122 / 2010 define estaca escavada como o tipo de fundação profunda executada por escavação mecânica, com uso ou não de lama bentonítica ou uso de revestimento total ou parcial, e posterior concretagem.

Segundo Rodrigues (2000), as estacas escavadas são aquelas realizadas *in situ* através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com retirada de material. Nessa categoria, enquadram-se, entre outras, as estacas tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, e as do tipo “Strauss”.

As fundações do tipo escavadas refletem uma tendência mundial. Em relação aos termos mundiais, conforme Van Impe (2003), as estacas escavadas atingem a metade da preferência, conforme mostra a Figura 2.4. Podem-se observar, nessa figura, os resultados obtidos (Estacas escavadas > 50%; estacas cravadas = 42% e estacas ômega = 6%) (ANJOS, 2006).



Figura 2.4 - Estimativa do uso de estacas no mundo. Fonte: (VAN IMPE, 2003).

Poulos (1993 *apud* Anjos, 2006), com relação às fundações escavadas, comenta a dificuldade de obter dados em grupo de estacas escavadas e do tipo hélice contínua sob diferentes configurações e tipo de carregamento.

O equipamento de escavação, no caso da estaca escavada, consta fundamentalmente de uma mesa rotativa que aciona uma haste telescópica ("kelly-bar"), a qual está acoplada em sua extremidade inferior, a ferramenta de perfuração, cujo tipo varia em função da natureza do terreno a perfurar: trado, caçamba ou coroa (Figura 2.5). Conforme penetra no solo por rotação, a ferramenta se enche gradativamente e, quando cheia, a haste é levantada e a ferramenta automaticamente esvaziada por força centrífuga (trado) ou por abertura do fundo (caçamba) (BARROS, 2003).

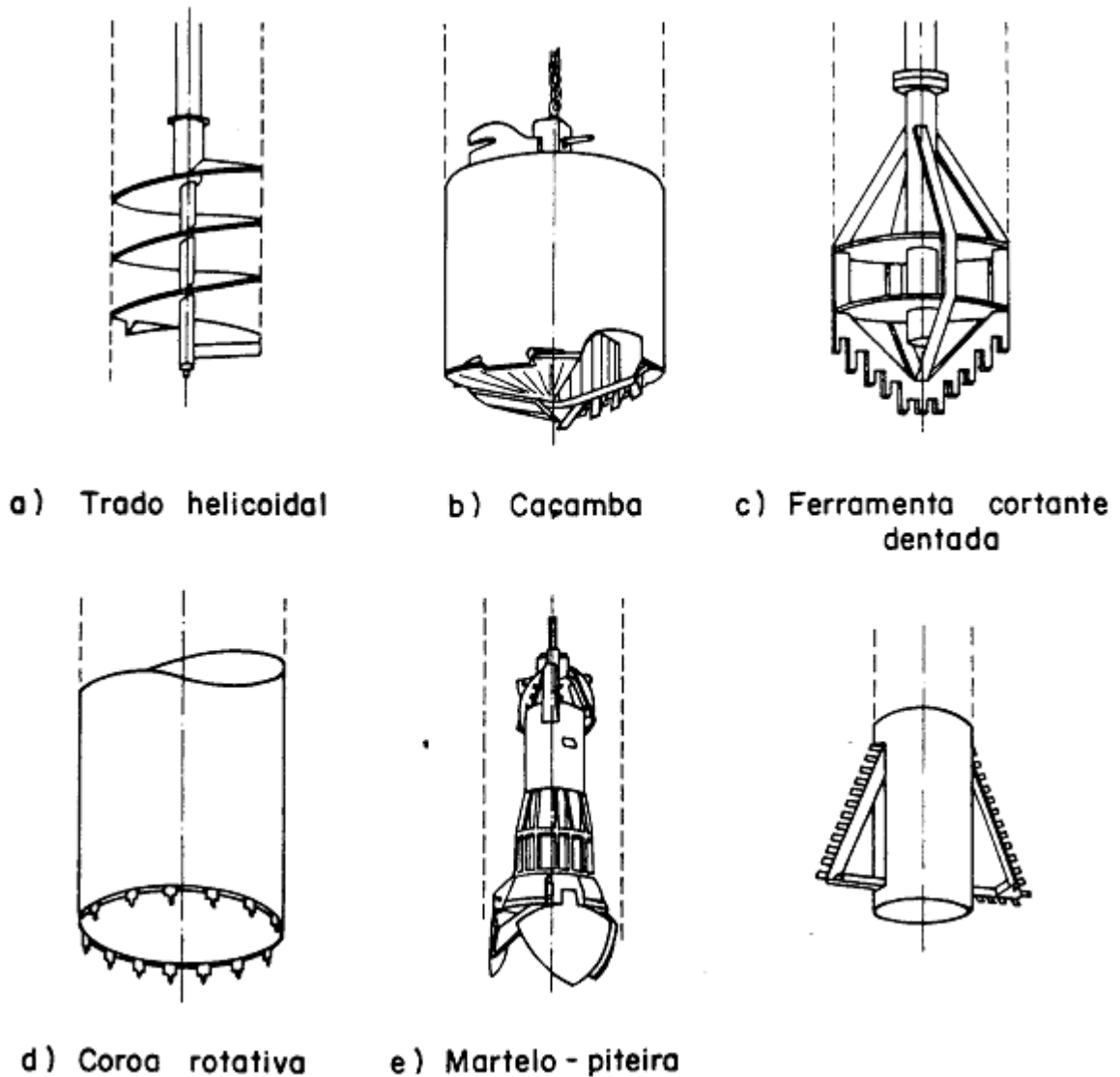


Figura 2.5 – Ferramentas de perfuração. Fonte: (BARROS, 2003).

Este sistema, no caso de estaca de concreto moldada *in loco*, proporciona uma boa produtividade e, por esse motivo, é recomendável que haja uma central de concreto nas proximidades do local de trabalho. Ressalta-se também a importância de áreas de trabalho planas e de fácil movimentação (ABCP, 2003).

Quando a escavação atinge horizontes abaixo do lençol freático, a perfuração é executada em presença de lama bentonítica (Figura 2.6), pois, geralmente, existe probabilidade de desmoronamento das paredes da vala (BARROS, 2003).

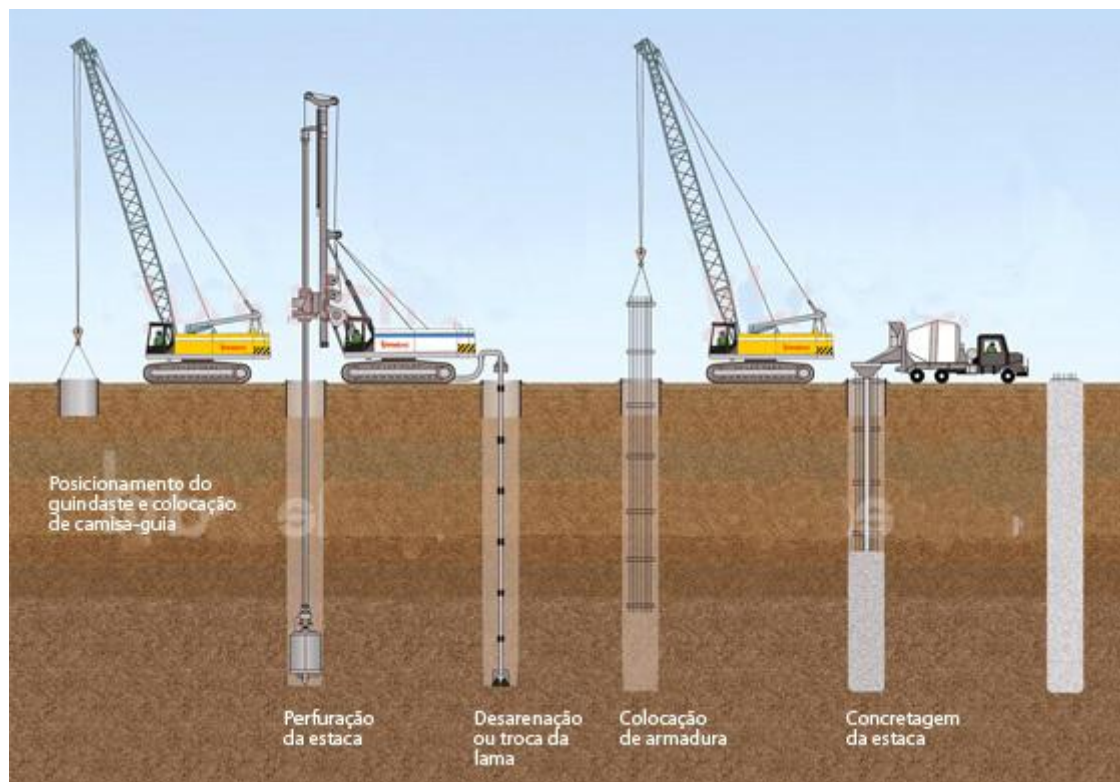


Figura 2.6 - Perfuração em presença de lama bentonítica. Fonte: (BARROS, 2003).

As estacas escavadas com perfuratriz, estacas raiz ou microestacas, executadas com equipamento de rotação ou rotoperussão com circulação de água, lama bentonítica ou ar comprimido, são aconselhadas para obras onde exista difícil acesso para o equipamento de cravação, já que emprega equipamento com pequenas dimensões (altura de aproximadamente 2m). Pode atravessar terrenos de qualquer natureza, sendo indicado também quando o solo possui matacões e rocha, por exemplo (ABCP, 2003).

As estacas escavadas com uso de lama bentonítica, executadas com equipamentos de grande porte, como o clam-shell, podem ser escavadas abaixo do nível d'água, até a profundidade de projeto (ABCP, 2003).

Seguido do término da perfuração, inicia-se o procedimento de colocação da armadura, com guindaste auxiliar ou com o próprio guindaste utilizado na abertura da escavação. Para que seja garantido o cobrimento necessário, a armadura deve ser dotada de roletas distanciadores (aproximadamente 5 cm) (BARROS, 2003).

A execução da concretagem é baseada no sistema submerso (Figura 2.6), o qual é executado de baixo para cima de maneira uniforme. Tal procedimento consiste na aplicação de concreto por gravidade através de um tubo ("tremie"), central ao furo, munido de uma

tremonha de alimentação (funil) cuja extremidade, durante a concretagem, deve estar convenientemente imersa no concreto (BARROS, 2003).

Conforme Belicanta; Reis (2003), estacas perfuradas através de trados mecânicos do tipo helicoidal deixam o solo solto na extremidade inferior da estaca, o que impede o contato do concreto com a parte natural do solo. Portanto, nesse tipo de estaca, a resistência de ponta deve ser desprezada. Não é adequada para solos granulares (areia) e nem para aterros.

A NBR 6122/2010 limita a carga de ponta em estacas escavadas em 20% da carga admissível, podendo ser utilizada maior carga de ponta desde que fique comprovada a limpeza do fundo do furo.

As principais vantagens do processo de execução das estacas escavadas são a mobilidade e a produção, permitindo escavações próximas a edificações vizinhas, sem gerar vibrações, e a possibilidade de amostragem do solo. No entanto, existem algumas limitações da sua adoção as quais estão relacionadas com a resistência do solo, ou seja, são utilizadas em solos com boa resistência para que a escavação permaneça estável durante a colocação da armadura e a concretagem. As estacas devem ser utilizadas acima do nível d'água e, quando necessário, revestidas temporariamente na parte inicial do furo, para manter-se a estabilidade (NIENOV, 2006).

O fato de as estacas escavadas possuírem resistências acima das previstas pelos métodos clássicos brasileiros de previsão de cargas de ruptura, pode ser justificado pelas tensões passivas laterais, geradas na fase de concretagem com o concreto plástico, como também pelas irregularidades nas paredes do furo, também em função da concretagem (RAMOS, 2008).

2.4 Capacidade de carga

Para compreender o significado de capacidade de carga, considera-se uma estaca qualquer, de comprimento L , instalada no solo (Figura 2.7.a). Aplica-se uma força vertical P de compressão, sendo gradualmente aumentada, alcançando os valores P_1 e P_2 , de acordo com as Figuras 2.7 .b e 2.7.c.(CINTRA;AOKI, 2010)

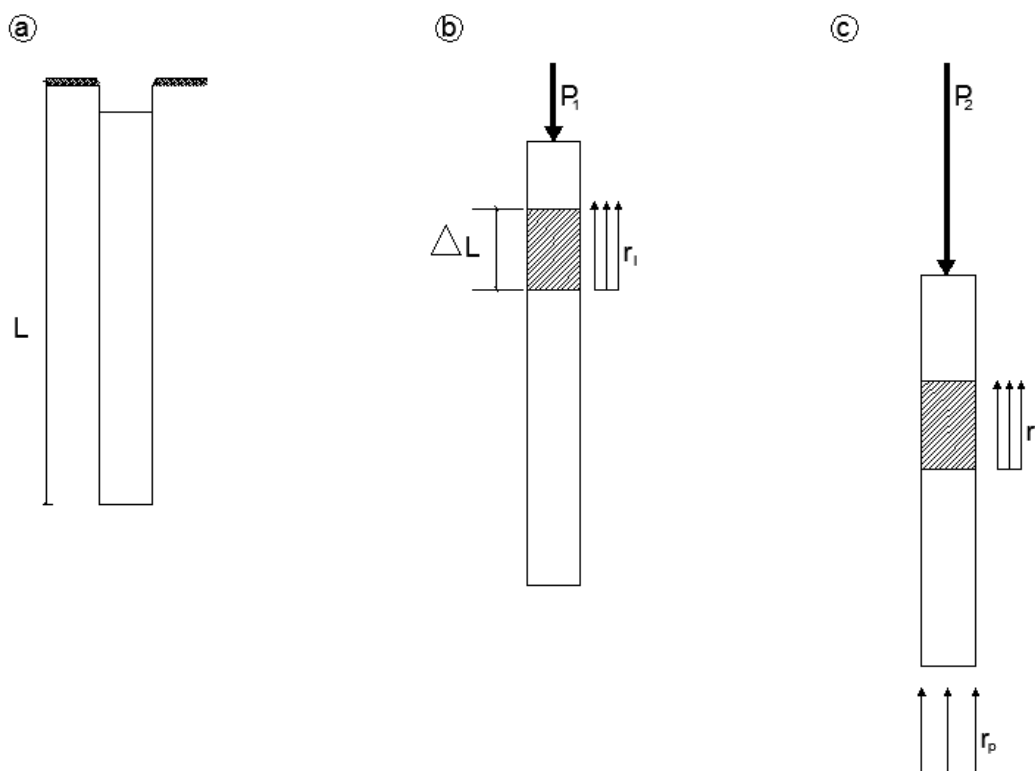


Figura 2.7 – Mobilização progressiva da resistência do elemento de fundação por estaca. Fonte: (CINTRA;AOKI, 2010).

Em consequência da aplicação gradativa dessa carga, serão mobilizadas tensões resistentes por adesão ou atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca, e também tensões resistentes normais à base ou ponta da estaca. Considera-se que, no primeiro momento, haja mobilização somente do atrito lateral até o máximo admissível, para que depois seja iniciada a mobilização da resistência de ponta. Sendo assim, com o progresso do carregamento, haverá o aumento dos recalques da estaca, como demonstrado na Figura 2.7 (CINTRA; AOKI, 2010).

Com $P < P_1$, no início do carregamento, ocorre uma mobilização parcial do atrito lateral ao longo do fuste da estaca. Ao avançar o carregamento, em alguns segmentos da estaca, imagina-se a estaca subdividida em segmentos verticais. Em cada um deles atua um atrito lateral local, de valor variável ao longo da estaca, de acordo com as características geotécnicas das distintas camadas e sua profundidade, surgindo uma máxima mobilização possível do atrito lateral local, até que, para o valor de carga $P = P_1$, o atrito lateral é mobilizado ao máximo em todos segmentos da estaca (CINTRA;AOKI, 2010).

A partir daí, a estaca deslizaria continuamente para baixo, já que o atrito estaca-solo seria vencido, caso não houvesse início da mobilização da resistência de ponta. Nessa condição de ruptura de estaca-solo, tem-se a ação do atrito lateral local de ruptura ou atrito

unitário representado por r_L de acordo com a Figura 2.7.b, para um segmento qualquer da estaca, com comprimento ΔL . Nos demais segmentos da estaca, cada um tem o seu próprio valor de r_L (CINTRA;AOKI, 2010).

Com o aumento ainda maior da carga aplicada na estaca, em todos os segmentos desta estaca permanece a mobilização máxima do atrito lateral local, mas ainda começa a haver a mobilização gradativa da resistência de ponta (CINTRA;AOKI, 2010).

Por fim, para uma carga com valor ainda maior, representado por $P=P_2$, o valor da resistência de ponta alcança a máxima mobilização possível (r_p), de acordo com a figura 7.c. Dessa maneira, a estaca estaria na iminência de deslocar-se constantemente para baixo. Essa condição de recalque incessante, mantida a carga P_2 , caracteriza a ruptura do elemento de fundação por estaca. O valor P_2 passa a ser representado pela letra R e recebe a denominação de capacidade de carga (CINTRA;AOKI, 2010).

Portanto, em termos geotécnicos, a capacidade de carga trata do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor significativo da condição de ruptura do sistema (CINTRA;AOKI, 2010).

Conforme Nienov (2006), a capacidade de carga de uma fundação profunda tipo estaca pode ser decomposta em duas parcelas: uma resistência de ponta ou base e uma resistência lateral ou de atrito, de acordo com ilustrado na Figura 2.8 e apresentado na equação a seguir:

(2.1)

$$Q_R = Q_L + Q_P$$

sendo: Q_R : resistência total à compressão

Q_L : resistência lateral

Q_P : resistência de ponta.

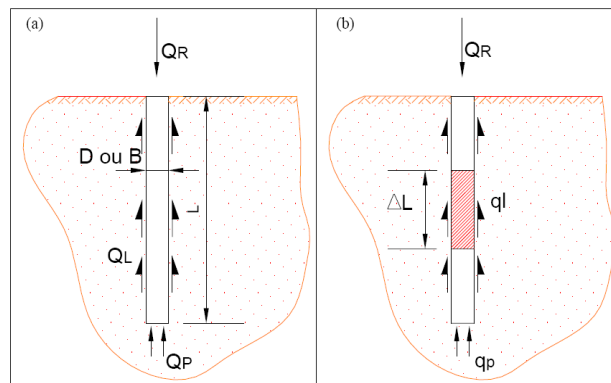


Figura 2.8 – Esquema da capacidade de carga de fuste e ponta da estaca, figura (a) parcelas totais, (b) parcelas unitárias. Fonte: (NIENOV, 2006).

$$Q_L = q_L \cdot A_L \quad (2.2)$$

$$Q_P = q_P \cdot A_P \quad (2.3)$$

Q_L : resistência lateral;

Q_P : resistência de ponta;

q_L : resistência lateral unitária;

q_P : resistência de ponta unitária;

A_L : área da superfície lateral da estaca;

A_P : área da base da estaca.

Δ_L : espessura de camada.

A previsão de capacidade de carga serve como orientação para o projeto de estacas, e garantir que os recalques diferenciais associados estejam sempre dentro de valores estruturalmente admissíveis (RIBEIRO, 1999).

Segundo Décourt & Quaresma (1978 *apud* Moraes, 2002), para a engenharia civil, sempre foi um grande desafio a determinação da capacidade de carga de uma estaca, e por mais paradoxal que possa parecer, seu cálculo jamais contou com uma equação precisa e ao mesmo tempo prática. Sendo assim, cada consultor de fundação tem sua própria conduta e uma forma particular de interpretar os dados fornecidos pelas sondagens.

2.4.1 Métodos de previsão de capacidade de carga

A avaliação da capacidade de carga do maciço pode ser feita pelos métodos racionais ou por métodos semiempíricos. Nos métodos racionais ou teóricos, são utilizadas soluções clássicas de capacidade de carga a partir de parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão. No caso dos métodos semiempíricos têm-se correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados de ensaios “in situ” como o CPT e o SPT. (LOBO, 2005 e NIENOV, 2006)

2.4.1.1 Métodos Racionais ou Teóricos

Devido ao grande interesse em relação às equações teóricas de capacidade de carga de elementos de fundação por estaca, muitos autores pesquisaram o problema teoricamente e apresentaram suas contribuições, resultando em um inúmero repertório de equações (CINTRA; AOKI, 2010).

Ainda para Cintra e Aoki (2010), a diversidade de proposições decorre da dificuldade de ajustar um bom modelo físico e matemático à questão da ruptura em fundações profundas.

Já foram apresentadas diversas maneiras de equacionar o problema, no entanto, ainda não são eficazes, especialmente para estacas em areia. Justificando-se assim o uso restrito de fórmulas teóricas para previsão de capacidade de carga (CINTRA; AOKI, 2010).

Existe uma variedade de teorias clássicas existentes para a determinação da capacidade de carga de fundações (e.g. Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972). Cada uma postula diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca, conforme apresenta-se na Figura 2.9 (LOBO, 2005).

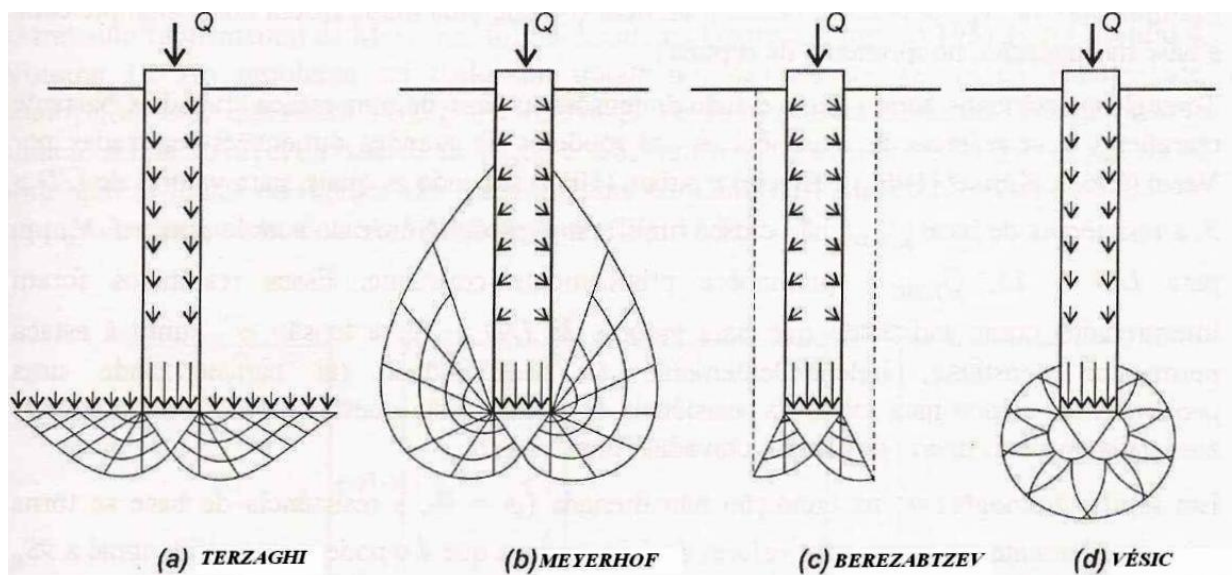


Figura 2.9 – Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga. Fonte: (TERZAGHI, 1943; MEYERHOF, 1951, 1976; BEREZANTZEV, 1961 E VÉSIC, 1972).

a) Solução de Terzaghi

Nessa situação, considera-se que a ruptura do solo abaixo da ponta da estaca não pode ocorrer sem deslocamento de solo para baixo e para cima.

Conforme Nienov (2006), a equação de Terzaghi (1943) é baseada na previsão da resistência de ponta unitária, sendo utilizada para definir cargas limites de fundações diretas para ruptura generalizada com base circular embutidas em solo compacto ou rijo, dada por:

$$q_p = 1,2.c.N_c + \gamma.L.N_q + 0,3. \gamma.D.N_\gamma \quad (2.4)$$

$$N_c = (N_q - 1). \cot \Phi \quad (2.5)$$

$$N_q = e^{\pi. \tan \Phi} . \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

$$N_\gamma = 2. (N_q + 1). \tan \Phi \quad (2.7)$$

Onde:

c = coesão do solo na base da fundação;

γ = peso específico natural do solo;

L = profundidade da fundação;

N_c , N_q , N_γ = fatores de capacidade de suporte, função do ângulo de atrito interno do solo;

Φ = ângulo de atrito interno do solo

Considera-se também a versão modificada para uma condição de ruptura local, onde são adotados valores reduzidos para o ângulo de atrito interno e coesão, conforme seguem as expressões abaixo:

$$\tan \phi' = \left(\frac{2}{3} \right) . \tan \phi \quad (2.8)$$

$$c' = \left(\frac{2}{3} \right) . c \quad (2.9)$$

b) Método α ou Enfoque em Tensões Totais

A resistência lateral (unitária), numa primeira proposta para analisar a resistência de estacas em argilas, foi relacionada à resistência ao cisalhamento (coesão) não drenada:

$$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot S_u \quad (2.10)$$

Tomlinson (1957,1994) apresenta curvas que levam em consideração a consistência da argila (através do S_u) e a natureza da camada sobrejacente (Figura 2.10) para o coeficiente α . Esse método é conhecido como método α e considera a resistência não drenada da argila antes da instalação da estaca (VELLOSO; LOPES, 2011).

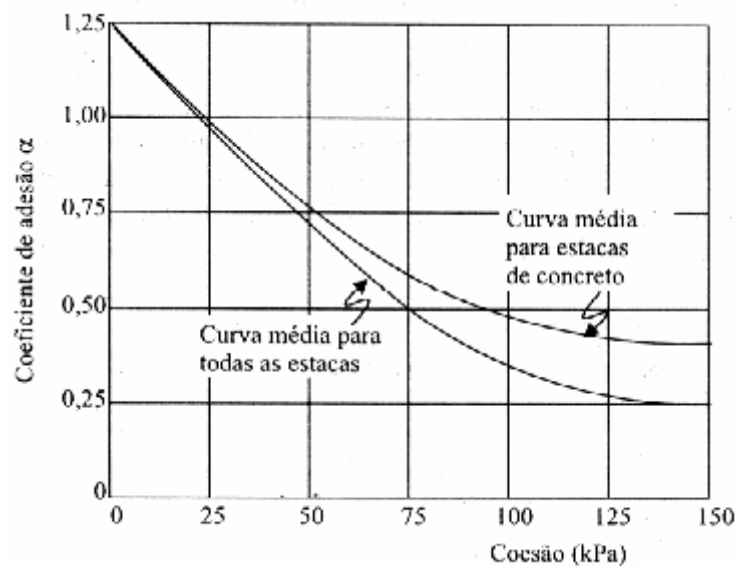


Figura 2.10 – Curvas para o coeficiente α . Fonte: (TOMLINSON, 1994).

2.4.1.2 Métodos Semiempíricos

Segundo Cavalcante (2005), os métodos teóricos e experimentais e os ensaios de laboratório são indispensáveis para estabelecer a influência relativa de todos os parâmetros envolvidos nos cálculos de capacidade de carga. Contudo, o uso dos métodos teóricos na

prática da engenharia de fundações é extremamente limitado, uma vez que a maioria dos parâmetros do solo necessários a essas análises é, muitas vezes, de difícil determinação.

Em compensação, correlações entre tensões correspondentes a estados-limites de ruptura e dados de resistências à penetração obtidos de ensaios *in situ* são simples e fáceis de serem estabelecidas. As fórmulas semiempíricas são procedentes de ajustes estatísticos feitos com equações de correlação que têm introduzido em sua essência os princípios definidos nos métodos teóricos e/ou experimentais (CAVALCANTE, 2005).

Difundiu-se, no Brasil, a prática de relacionar medidas de N_{SPT} diretamente com a capacidade de carga de estacas, já que o ensaio SPT é geralmente o único ensaio de campo disponível (LOBO, 2005).

Velloso (1991) afirma que o emprego dos resultados desse ensaio na determinação da capacidade de carga das fundações, seja quanto à ruptura, seja quanto aos recalques, pode ser feito diretamente, isto é, por meio de correlações entre a carga de ruptura, o recalque e o índice de penetração (N_{SPT}). Em consequência disto, há uma intensa utilização de métodos semiempíricos, baseados em sondagens à percussão para determinação da capacidade de fundações.

A seguir, serão apresentados dois métodos aplicados nacionalmente para o cálculo da capacidade de carga de estacas e avaliação do seu desempenho através de provas de carga de previsão da capacidade de carga.

a) Método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT, mas pode ser utilizado também com dados do ensaio de penetração do cone (CPT) (CAVALCANTE, 2005).

Lobo (2005) diz que para que a metodologia proposta possa ser aplicada a ensaios de penetração dinâmica, é necessário utilizar um coeficiente de conversão “K” da resistência da ponta do cone para N_{SPT} . A expressão da capacidade de carga última é representada pela Equação 2.11

$$Q_u = A_p \frac{K.N_p}{F1} + U \sum \frac{\alpha.K.N_L.\Delta L}{F2} \quad (2.11)$$

Onde: A_p = área da ponta da estaca

N_p = valor de N_{SPT} na ponta da estaca

U = perímetro da estaca

N_L = valor médio do N_{SPT} para cada ΔL

ΔL = espessura de cada camada de solo

α = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária no ensaio de CPT

K = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária, do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica N_{SPT}

F_1 e F_2 = fatores de transformação (escala e tipo de estaca)

A primeira parcela da Equação 2.11 menciona a resistência de ponta, e a segunda, a resistência lateral. Os valores de K e α dependem da natureza do solo e os valores F_1 e F_2 são de acordo com o tipo de estaca e do processo executivo (NIENOV,2006).

Os valores de k e de α são apresentados na Tabela 2.3, enquanto os valores de F_1 e F_2 constam na Tabela 2.4.

Tabela 2.3 – Valores de K e α (Aoki e Velloso, 1975).

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Tabela 2.4 – Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975; Velloso et al., 1978).

Tipo de estaca	F₁	F₂
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,00	6,0

No ano de 1994, em três trabalhos finais de curso da UFRJ, foram feitas avaliações desse método para estacas tipo raiz e hélice contínua. Os valores de F1= 2 e F2 = 4 conduziram a estimativas razoáveis, ligeiramente conservadoras (Velloso; Lopes, 2002).

b) Método de Décourt e Quaresma (1978)

O método de Décourt e Quaresma estima a capacidade de carga de ruptura de estacas, baseada exclusivamente em resultados do ensaio SPT. Primeiramente, essa metodologia foi criada para estacas pré-moldadas de concreto e, após, foi estendida para outros tipos de estacas, como estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas.

Em 1996, Décourt apresentou uma proposta de melhoria do método a qual incluiu coeficientes de ponderação para a ponta (α) e para o atrito lateral (β). Sendo assim, a expressão final de capacidade de carga proposta pelos autores é apresentada na Equação 2.12:

$$Q_u = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot \beta \sum 10 \cdot \left(\frac{N_i}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \quad (2.12)$$

onde:

N_p = valor médio do N_{SPT} na ponta da estaca, o imediatamente anterior e o

imediatamente posterior ;

A_p = área da ponta da estaca;

C = coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo (Tabela 2.5)

U = perímetro da estaca;

N_i = valor médio do N_{SPT} para cada ΔL

ΔL = espessura de cada camada de solo

Tabela 2.5 – Valores atribuídos a C (Décourt, 1996)

Tipo de Solo	Décourt e	Décourt
	Quaresma (1978)	(1986)
	C	C *
	(kPa)	(kPa)
Areias	400	200
Siltos arenosos (alteração de rocha)	250	140
Siltos argilosos (alteração de rocha)	200	120
Argilas	120	100

Obs.: C* estacas escavadas

Tabela 2.6 - Valores atribuídos ao coeficiente α (Décourt, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 2.7 - Valores atribuídos ao coeficiente β (Décourt, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos Residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Para ajustar o método às experiências regionais do Rio Grande do Sul, é sugerida a utilização de 70% dos valores encontrados nesse método para o atrito lateral em estacas escavadas, de acordo com Milititsky (1988 *apud* Nienov, 2006).

2.5 Prova de Carga

A técnica das provas de carga é insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo a única efetivamente confiável, segundo Milititsky (1991 *apud* Nienov, 2006).

O método de prova de carga em estacas, o qual fornece elementos para avaliar seu comportamento carga x deslocamento e estimar suas características de capacidade de carga, é prescrito na NBR – 12131 (Estaca – Prova de carga Estática).

A prova de carga consiste, fundamentalmente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou de compressão, ou transversais (NACANO, 2001).

2.5.1 Ensaio de Carregamento Dinâmico

De acordo com Gonçalves et al. (2000), inicialmente era usada a fórmula dinâmica de Weisbach (1820) para o uso da energia de impacto na determinação da capacidade de carga. A partir daí, surgiram inúmeras outras formulações e, em 1955, foram constatadas 452 fórmulas cadastradas, conforme a Revista Engineering News Record, com o único objetivo de determinar a capacidade de carga última em estacas (AVELINO, 2006).

A teoria da equação da onda, no final do século XX, substituiu essas fórmulas, com medidas em campo pelo sistema PDA (Pile Driving Analyser). Tanto o uso de formulações dinâmicas ou o ensaio de carregamento dinâmico tradicional, para definir a capacidade de carga última, é utilizado um impacto representativo de uma série de impactos de energia constante (FOÁ, 2001).

O ensaio da prova de carga dinâmica é realizado em conformidade com a NBR 13208; é aplicado um carregamento dinâmico axial no topo do elemento estrutural de fundação, o que consiste basicamente no emprego de um certo número de golpes por um martelo no topo de estacas, de maneira a provocar ondas de deformação. O principal objetivo do ensaio é alcançar uma avaliação da sua capacidade de carga, com a utilização de instrumentação adequada e da aplicação da teoria da equação da onda (MORAES, 2005).

Avelino (2006) afirma que, no Brasil, normalmente, utiliza-se o Pile Driving Analyzer (PDA), o qual consiste em um circuito eletrônico especial onde um microcomputador processa uma série de cálculos *on line* durante cada golpe do martelo.

A realização da instrumentação dinâmica consiste basicamente no uso de um conjunto de instrumentos e de equipamentos a fim de obter a aquisição e o tratamento de dados. Um dos esquemas mais difundidos utiliza o PDA (Pile Driving Analyzer), como ilustrado na Figura 2.11 (SOARES, 2002).

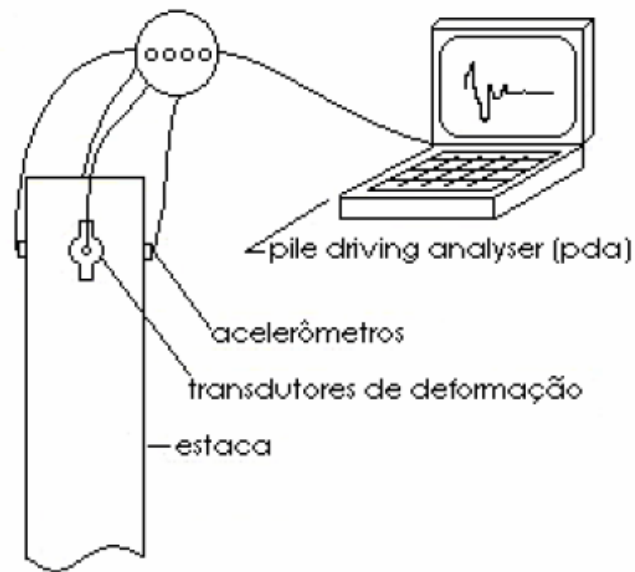


Figura 2.11 - Esquema de instrumentação dinâmica – Fonte: (NIYAMA *et al.*, 1998).

Dessa forma, a aparelhagem usada no ensaio é composta, fundamentalmente, de um dispositivo de impacto com o objetivo de provocar a onda de tensão (Figura 2.12a), um dispositivo para a obtenção das respostas dinâmicas (sensores de deformação e aceleração – Figura 2.12b) e equipamento para aquisição, registro e tratamento dos dados (Figura 2.12c) (AVELINO, 2006).

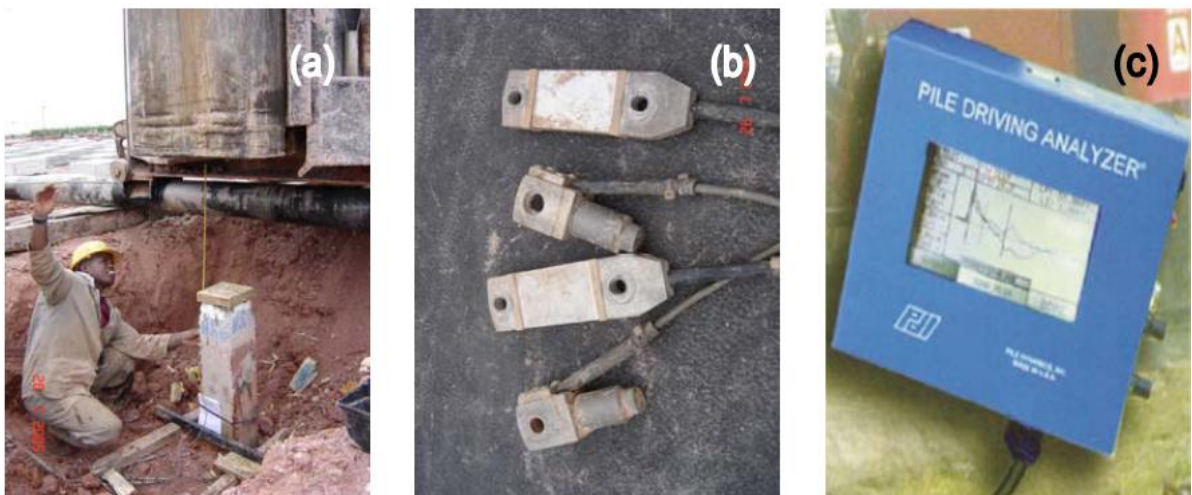


Figura 2.12 – Aparelhagem para a realização do ensaio de carregamento dinâmico com o uso do Pile Driving Analyzer (PDA).

De acordo com Niyama; Aoki; Chamecki (1998), os sinais enviados pelos instrumentos são processados pelo PDA, que pode calcular vários parâmetros de interesse, sendo o principal a resistência à penetração da estaca no solo através do método simplificado CASE ou similar. Este sistema permite obter ainda:

- força máxima do impacto;
- energia máxima do golpe;
- energia aplicada ao sistema (EMX)
- eficiência do sistema de cravação;
- verificação de dano estrutural e sua posição;
- resistência máxima mobilizada (RMX);
- deslocamentos máximos (DMX);
- avaliação da distribuição da resistência.

A NBR 6122/2010- Projeto e execução de fundações recomenda que sejam realizados ensaios de carregamento dinâmico em 3% do conjunto de estacas de mesmas características de uma obra, respeitando-se o mínimo de 3 estacas ensaiadas.

2.5.2 Prova de Carga Estática

Diante dos ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações, as provas de carga estática são destacadas como um dos métodos mais importantes, com o qual se consegue, através do monitoramento, constatar o comportamento das fundações (NIENOV, 2006).

Niyama; Aoki; Chamecki (1998) dizem que uma ampla vantagem da prova de carga estática é o fato de se tratar de um ensaio em que se reflete o complexo comportamento do conjunto solo-fundação, influenciado pela variação provocada no solo, pelos trabalhos de infraestrutura da obra e execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações.

Para Foá (2001), o principal objetivo do ensaio de carregamento estático ou prova de carga estática é o de conhecer o comportamento da fundação, para níveis de carga crescentes, até um certo limite de carga ou a completa ruptura do sistema estaca-solo.

NBR 12131/2005 – Estacas – Prova de Carga Estática é a norma que descreve o processo da execução do ensaio em estacas verticais ou inclinadas, independentemente do

processo de execução ou de instalação no terreno, inclusive a tubulões, que a elas se assemelham.

De acordo com Moraes (2005), existem vários tipos de montagem de provas de carga. Um sistema de reação adequado à direção, ao sentido e à intensidade das cargas de ensaio é indispensável para permitir o apoio do macaco hidráulico ao aplicar o carregamento. Existem três tipos de sistemas de reação: os tirantes, as cargueiras e as estacas de apoio, que podem ser vistos nas Figuras 2.13, 2.14 e 2.15, respectivamente.

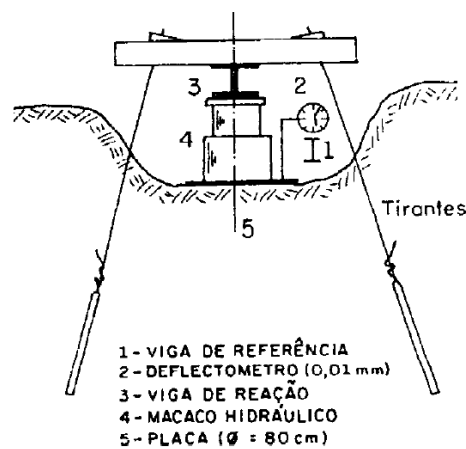


Figura 2.13 – Sistema de Reação com Tirantes. Fonte: (NIYAMA *et al.*, 1996).

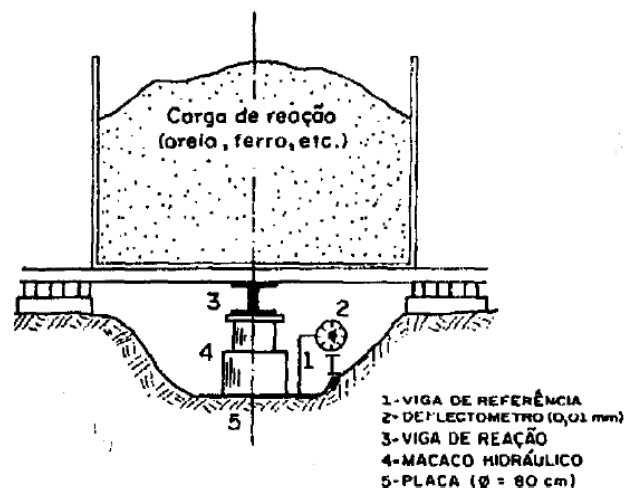


Figura 2.14 – Sistema de Reação com Cargueiras. Fonte: (ALONSO *apud* NIYAMA *et al.*, 1996).

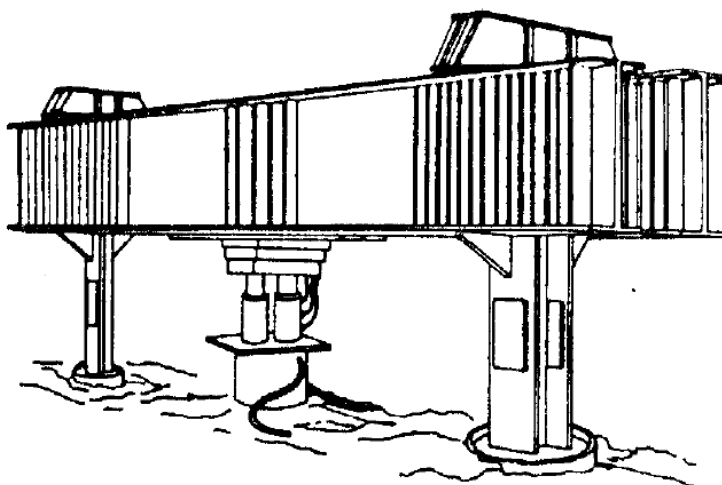


Figura 2.15 - Sistema de Reação com Estacas de Apoio. Fonte: (REESE & O'NEILL, 1988).

A finalidade desse ensaio, conforme a norma, é fornecer dados para avaliar o comportamento carga x deslocamento e estimar as características de capacidade de carga das estacas por meio da aplicação de esforços estáticos crescentes à estaca e, assim, registrar os deslocamentos correspondentes.

Segundo Foá (2001), o ensaio de carregamento estático conduz a diferentes resultados de capacidade de carga estática devido a diversas metodologias existentes para o mesmo. Há ensaios com um único ciclo de carga e descarga e outros com vários ciclos. Os métodos de ensaio existentes e suas interpretações de resultados encontram-se divididos nas seguintes modalidades:

- ◆ carregamento lento com carga mantida ou SML (“slow maintained load test”);
- ◆ carregamento rápido com carga mantida ou QML (“quick maintained load test”);
- ◆ carregamento cíclico sob velocidade constante de penetração ou CRP (“constant rate of penetration”);
- ◆ carregamento cíclico CLT ou SCT (“cyclic load test” ou “swedish cyclic test”).

2.5.2.1 Prova de Carga Lenta (SML)

Conforme Nienov (2006), na maior parte dos casos, como os edifícios, silos, tanques, pontes, etc., a prova de carga lenta é a que melhor se aproxima do carregamento a que a estaca

estará submetida. Esse ensaio é efetuado em estágios de carga crescentes, de incrementos iguais, mantendo-se, em cada estágio, a carga constante até a estabilização do recalque (SOARES, 2002).

Cada incremento de carga deve ser de, no máximo, 20% da carga de trabalho prevista para a estaca e ser mantida até a estabilização dos recalques, ou por um mínimo de 30 minutos (FOÁ, 2001).

O recalque que deve ser alcançado no ensaio é de, no mínimo, 25 mm ou o dobro da tensão admissível provável do solo, considerando que a tensão máxima deve ser conservada por ao menos 12 horas caso não ocorra ruptura nítida. As leituras dos recalques em cada estágio devem ser realizadas imediatamente após a aplicação da carga e, em seguida, em intervalos dobrados de tempo (MORAES, 2005)

A estaca deve ser carregada até a ruptura ou duas vezes o valor da carga de trabalho. O critério de estabilização dos recalques ocorre quando a diferença entre leituras no instante t e $t/2$ corresponder a até cinco por cento do deslocamento ocorrido no estágio anterior (NBR12.131 - ABNT,2005).

2.5.2.2 Prova de Carga Rápida (QML)

No Brasil, não há norma específica para a realização do ensaio rápido em elemento de fundação superficial. Apesar disso, costumam-se adotar as recomendações da NBR 12131/2005 – “Estacas – Prova de Carga Estática”, para o ensaio QML (Quick Maintained Load) (ALMEIDA, 2009).

Conforme Foá (2001), para essa modalidade de carregamento, são efetuados estágios de carga crescentes (30% a 40% da carga de trabalho) de incrementos iguais, mantidos por 5 a 15 minutos. No ensaio de carregamento sob velocidade constante de penetração, a estaca penetra no solo sob uma velocidade constante, da ordem de 0,5 mm/min, segundo Aoki (1997), usando a estaca como um penetrômetro de grandes dimensões. Uma montagem de prova de carga está ilustrada esquematicamente na Figura 2.16.

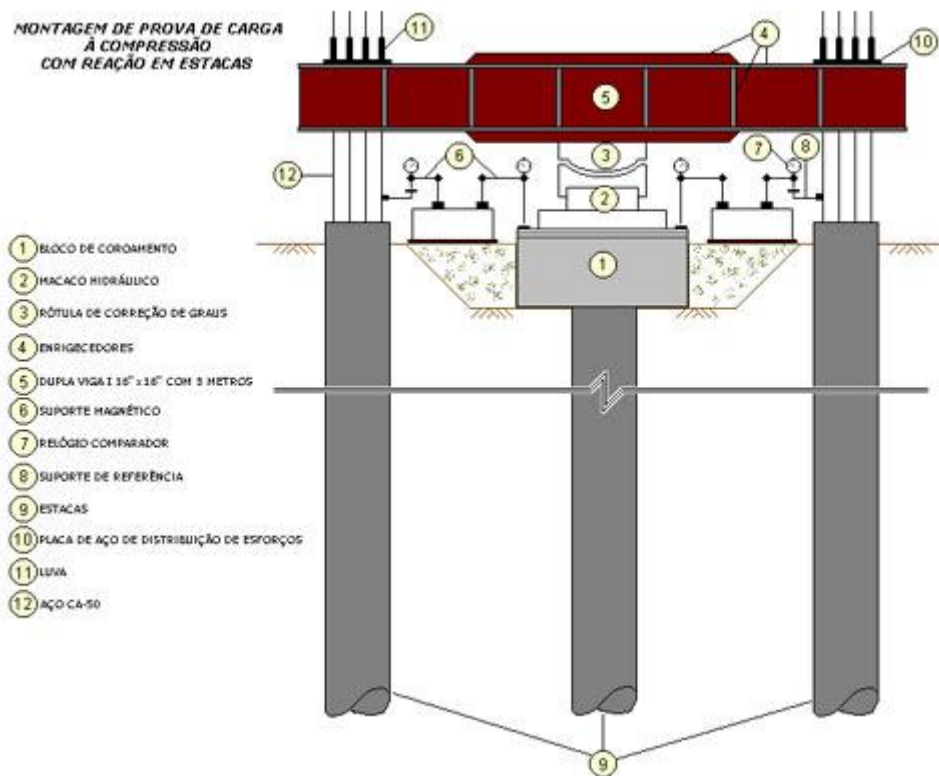


Figura 2.16 - Esquema de montagem de uma prova de carga estática. Fonte:
(<http://fundacoes2005.sites.uol.com.br/ProvaCargaEstatica.html>).

Quando não ocorre ruptura nítida ou deslocamento excessivo do solo, deve-se conduzir o ensaio até o dobro da carga admissível prevista. Em relação ao descarregamento, ele deve ser feito em quatro estágios, com leituras dos deslocamentos. Por fim, realizam-se as leituras finais dez minutos após o descarregamento total (MORAES, 2005).

Segundo Fellenius (1980), o ensaio do tipo rápido (QML), com aplicação de estágios em intervalos constantes de tempo, é mais representativo por apresentar uma melhor definição da curva carga-recalque e é superior ao ensaio tipo lento (SML) do ponto de vista técnico, prático e econômico, pois se reduz o tempo de ensaio, e melhoram-se as estimativas do comportamento do elemento ensaiado

Milititsky (1988 *apud* Soares, 2002) afirma que, da mesma forma que a velocidade da sollicitação influi na resistência ao cisalhamento dos solos, especialmente das argilas, altera o comportamento das fundações em solos argilosos. A elevada velocidade de carregamento provoca aumento de capacidade de carga e de rigidez.

2.5.3 Análise da Curva Carga-Recalque

O resultado de qualquer um dos ensaios que envolvem a prova de carga é representado sob a forma de uma curva de carga-recalque (máximo deslocamento no estágio). Nesta curva os recalques são medidos em referência ao topo da estaca no início da aplicação da carga (FOÁ, 2001).

Adotou-se, neste item, o conceito sugerido por Cintra (1998), considerando que:

a) Carga Última ou Ruptura Física – é a resistência máxima que o sistema solo-fundação pode oferecer, teoricamente correspondendo a recalques infinitos (estado limite último).

b) Capacidade de Carga e Carga de Ruptura – refere-se a qualquer critério de ruptura, incluindo-se a ruptura física (critério de Van Der Veen, por exemplo) e a ruptura convencional (imposição de um recalque arbitrário para caracterização de ruptura – critério da NBR 6122/2010, por exemplo).

c) Carga Mobilizada – é a resistência máxima oferecida pelo sistema estaca-solo para um nível de energia aplicada, geralmente não representando a carga de ruptura física.

Quando um aumento finito de carga ΔP corresponde a um aumento infinito de deformação, ocorre a ruptura física Décourt (1989 *apud* Neves, 2004). Nessa situação, considera-se que o sistema apresentou uma ruptura nítida (Figura 2.17). Entretanto, na maioria dos casos, a prova de carga não caracteriza uma ruptura nítida (Figura 2.18). (AOKI & CINTRA, 2000).

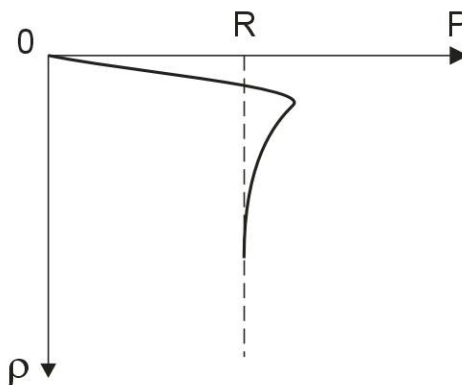


Figura 2.17 – Exemplo de curva carga-recalque com ruptura nítida. Fonte: (NEVES, 2004).

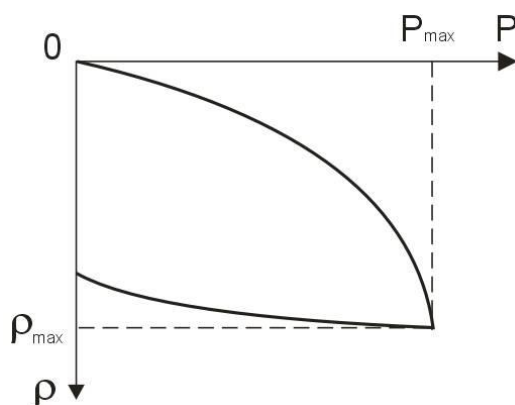


Figura 2.18 – Exemplo de curva carga-recalque sem ruptura nítida. Fonte: (NEVES, 2004).

Quando o ensaio não mostrar a ruptura nítida, mas um crescimento contínuo do recalque com a carga, pode-se extrapolar a curva carga-recalque para analisar a carga de ruptura.

Desse modo, vários autores como, por exemplo, Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972), entre outros, criaram métodos para a extrapolação da curva carga-recalque, interrompida prematuramente, denominando esta carga limite como carga de ruptura. Dessa forma, o termo carga de ruptura indica um tipo de ruptura convencional ou física (SOARES, 2002).

Segundo Fellenius (1980), deve existir algum baseamento matemático para que seja útil a definição de ruptura, e gerar um valor independente da variação de escalas e de opiniões de uma determinada pessoa. De alguma forma, precisa considerar a forma da curva carga-recalque, ou, caso não o faça, levar em conta comprimento da estaca (que a forma da curva indiretamente considera). Sem essa definição apropriada, toda a interpretação perde o significado.

O método de Van der Veen é um dos mais empregados no Brasil, pois, além de definir ruptura, permite extrapolar a curva.

2.5.3.1 Métodos que limitam o recalque ou encurtamento elástico

a) NBR 6122/2010

A definição da carga de ruptura pelo método da NBR6122/2010 segue a norma canadense e se dá através da soma de duas parcelas de deformação da estaca: uma elástica e

uma plástica (solo). A carga de ruptura é, então, correspondente ao recalque obtido na curva carga x recalque, calculado pela seguinte expressão:

$$\Delta r = \frac{P.L}{AE} + \frac{D}{30} \quad (2.13)$$

Onde:

Δr é o recalque de ruptura convencional;

P é a carga de ruptura convencional;

L é o comprimento da estaca;

A é a área de seção transversal da estaca (estrutural);

E é o módulo de elasticidade do material da estaca;

D é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

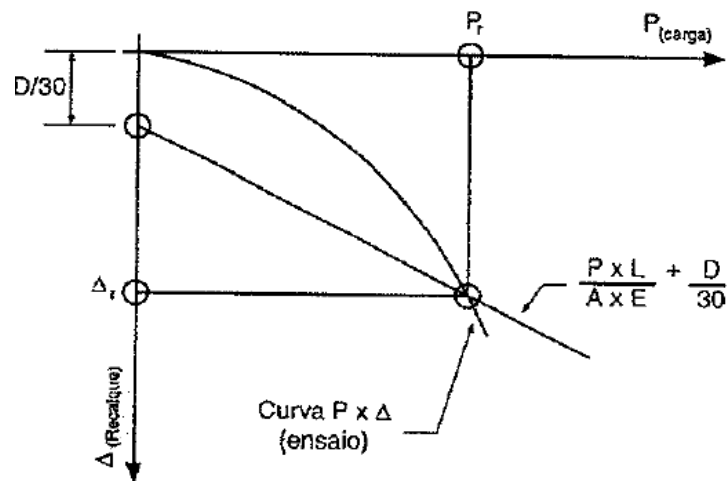


Figura 2.19 – Carga de ruptura convencional. Fonte: (NBR 6122/2010).

b) Davisson (1972)

A carga limite é definida pelo método de Davisson (1972 *apud* Velloso, 1987) como a que excede a compressão elástica da estaca de um valor a 4mm, acrescido de um fator que

depende do diâmetro da estaca. A Figura 2.20 apresenta a representação gráfica desse método, cuja expressão é apresentada a seguir:

$$\Delta r = \frac{P.L}{AE} + \left(4 + \frac{D}{120} \right) \quad (2.14)$$

Onde:

Δr é o recalque de ruptura convencional;

P é a carga de ruptura convencional;

L é o comprimento da estaca;

A é a área de seção transversal da estaca (estrutural);

E é o módulo de elasticidade do material da estaca;

D é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

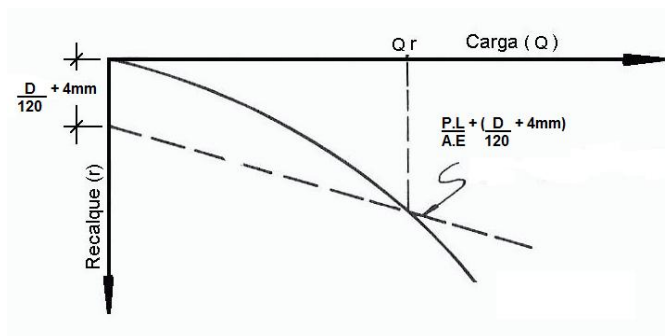


Figura 2.20 – Carga de ruptura segundo Davisson

2.5.3.2 Métodos geométricos

a) Interseção de tangentes

Mansur e Kaufman (1956), através do método de interseção de tangentes, tenta determinar a carga na qual acontece a transição entre o trecho inicial linear e o trecho final linear da curva carga-deslocamento (Novas, 2002). A definição da carga de ruptura da estaca é dada pela interseção das tangentes aos trechos inicial e final da curva carga-recalque.

Conforme observado na Figura 2.21, o método é bastante sensível à inclinação do trecho linear final da curva carga-recalque; a carga de ruptura determinada na curva B da figura resulta menor do que a determinada na curva A, embora a curva B tenha atingido valores claramente superiores de carga. O efeito observado torna-se mais pronunciado quanto menor o valor da declividade final da curva A ou quando a curva B apresenta declividades próximas entre os segmentos elástico e plástico (Novas, 2002).

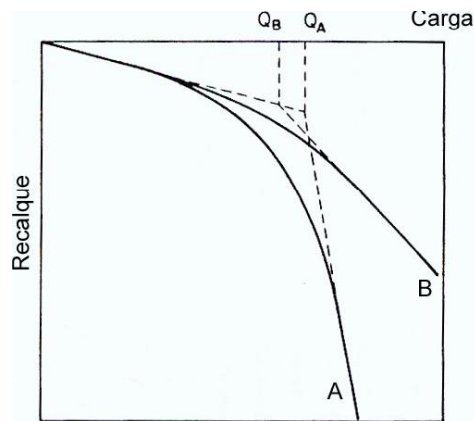


Figura 2. 21 – Aplicação do método de interseção de tangentes. Fonte: (HIRANY E KULHAWY, 1989).

b) Inclinação de tangentes

O método da inclinação de tangentes (“slope tangent method”), de acordo com Kulhawy F.H. & Hirany A.,(1989), é uma modificação do método de Davisson (1972). Naquele método, assume-se que o trecho inicial linear da curva carga-recalque é representativo do comportamento elástico da estaca (Novas, 2002). Uma linha, paralela ao trecho inicial linear da curva carga-recalque é desenhada a uma distância de 4mm da origem do eixo dos deslocamentos, conforme a Figura 2.22. A carga correspondente à interseção dessa linha com a curva carga-recalque é definida como a carga de ruptura da estaca.

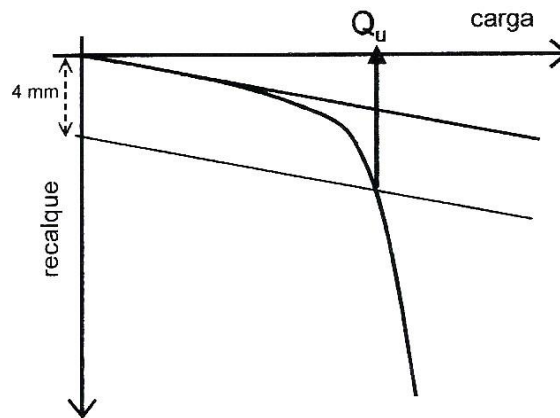


Figura 2. 22 – Aplicação do método de inclinação de tangentes

2.5.3.3 Métodos de extrapolação da curva carga x recalque

a) Método de Van der Veen (1953)

A partir de uma série de provas de carga, Van der Veen propôs uma relação empírica para a curva carga x recalque:

$$P = P_r \left(1 - e^{-\alpha \rho}\right) \quad (2.15)$$

P = carga correspondente ao recalque ρ

P_r = carga de ruptura

$$\alpha \cdot \rho = -l_u \left(1 - \frac{P}{P_r}\right) \quad (2.16)$$

O método consiste em adotar valores de carga P_r (maiores que aquela última da prova de carga). Para cada valor de P_r adotado, será traçada uma curva semilogarítmica.

$$\left[-l_u \left(1 - \frac{P}{P_r}\right) \right] x \rho \quad (2.17)$$

A curva que apresenta a melhor regressão linear (reta) indica a carga de ruptura.

b) Método de Mazurkiewicz

A determinação da carga de ruptura pelo método de Mazurkiewicz (1972) acontece através da extrapolação quando a prova de carga não for levada até a ruptura.

O método assume que a curva carga x recalque seja uma parábola, e a carga de ruptura, determinada por um procedimento gráfico, como mostrado na Figura 2.23:

- plotar uma curva carga x recalque
- traçar uma série de linhas paralelas ao eixo das cargas e equidistantes de Δ_p . Pelos pontos de interseção das paralelas com a curva, traçam-se linhas verticais.
- nos pontos de interseção das verticais com o eixo das cargas, traçam-se linhas a 45° com a horizontal até interceptarem a vertical seguinte.
- A provável carga de ruptura é obtida pela interseção da reta interpolada com o eixo das cargas.

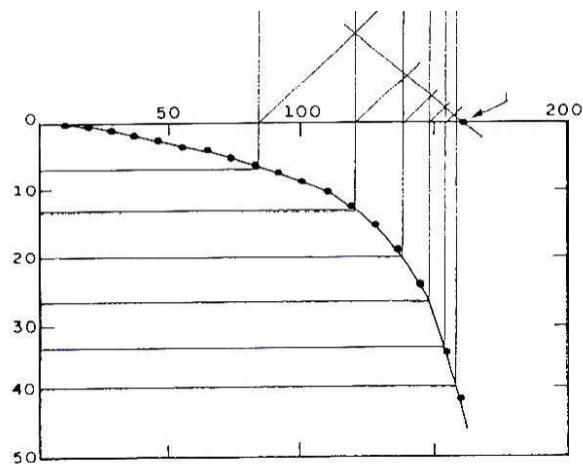


Figura 2. 23 – Método de Mazurkiewicz

c) Método da Rigidez

A maneira de se introduzir a ruptura, a qual é definida com base no conceito de rigidez, é apresentada por Décourt (1996). A rigidez “R” é definida como a relação entre a carga aplicada a uma fundação e o recalque que ela acarreta, conforme equação 2.18.

$$R = \frac{P}{r} \quad (2.18)$$

O gráfico da Rigidez (Figura 2.24) é a aplicação prática desse conceito. O valor da rigidez é expresso em ordenadas e o valor da carga em abscissas. A rigidez, caracteristicamente, diminui com o aumento da carga e sendo o ensaio levado até valores pequenos de rigidez, isso irá permitir que, através de extrapolações ponderadas, seja obtido o ponto de rigidez nula, que, por definição, está associado à carga de ruptura física.

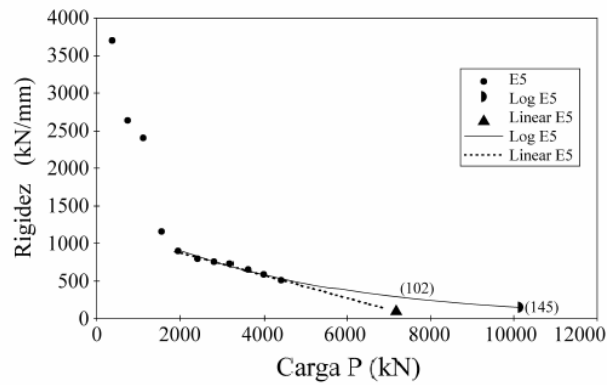


Figura 2.24 – Método da Rigidez

3 METODOLOGIA

Em função de trabalhos como: Emmer (2004), Nienov (2006), Miozzo (2007) e Gonçalves (2008), foi escolhido o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM) como sendo o local mais adequado para o desenvolvimento deste estudo.

O presente trabalho aborda a análise do comportamento de fundações profundas, tipo estaca escavada, utilizando resíduos de construção civil.

O resíduo utilizado foi obtido através das perdas na produção de blocos cerâmicos para alvenaria estrutural produzidos pela empresa Cerâmica Palotti na cidade de Santa Maria. Posteriormente, o material fornecido pela empresa passou por um processo de moagem em moinho tipo “mandíbula”.

Basicamente, a pesquisa dividiu-se em duas grandes etapas. A primeira etapa experimental consistiu em ensaios de laboratório para a caracterização dos materiais e do resíduo, e a segunda etapa, em ensaios de campo.

3.1 Ensaios de laboratório

Nessa etapa experimental, foram realizados ensaios de laboratório a fim de se obter a granulometria dos materiais, densidade, consistência e a determinação da resistência à compressão e à flexão. Os resultados dos ensaios são apresentados no Capítulo 5.

3.1.1 Ensaio de granulometria

A análise granulométrica foi realizada com peneiramento que determina as porcentagens, em peso, das diferentes frações constituintes da fase sólida do solo.

Para o ensaio de granulometria, segundo a norma NBR 7181 (1984), foram separadas duas amostras de resíduos cerâmicos de construção civil.

3.1.2 Determinação da massa específica

A determinação da massa específica deu-se através de dois métodos diferentes. No primeiro momento, determinou-se a massa específica por meio do frasco de Chapman, como visto na Figura 3.1, realizando o ensaio de acordo com a NBR 9776 para as duas amostras.



Figura 3.1– Leitura Frasco de Chapman

No segundo momento, determinou-se a massa específica através da NBR 6508/84, utilizando o picnômetro.

3.1.3 Determinação da consistência

Como o objetivo era moldar estacas *in loco* através de um material no estado plástico em condições de verter no furo de escavação e com autoadensamento, a dosagem de água foi determinada, utilizando-se o ensaio da mesa para índice de consistência, o qual é comumente utilizado para a determinação da consistência de argamassa através da NBR 7215.

A determinação da consistência através da mesa (Figura 3.2) foi realizada para quatro traços (cimento:resíduo), 1:8, 1:10, 1:12 e 1:14.



Figura 3.2 – Índice de Consistência

3.1.4 Determinações das resistências à compressão e à flexão

As moldagens dos corpos de prova foram realizadas de acordo com a NBR 13279/2005.

Para os quatro traços definidos, foram moldadas 4 séries de corpos de prova cilíndricos (5x10cm) para cada traço e 3 séries de corpos de prova prismáticos (4x4x16cm) para cada traço, sendo ensaiados à ruptura por compressão e flexão nas idades de 7, 28 e 90 dias.

As Figuras 3.3 a 3.5 mostram a realização dos ensaios de compressão simples para os corpos de prova cilíndricos, tração na flexão e compressão simples para os corpos de prova prismáticos, respectivamente.



Figura 3.3 – Ruptura do corpo de prova cilíndrico

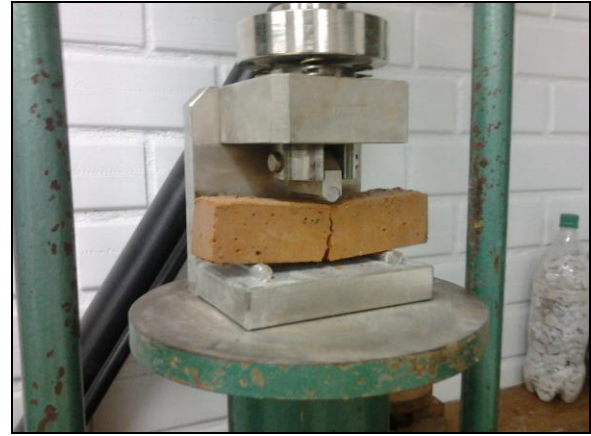


Figura 3.4 – Ruptura do corpo de prova prismático



Figura 3.5 – Ruptura do corpo de prova prismático

3.2 Ensaio de campo

Realizou-se, para esta etapa experimental, os ensaios de prova de carga estática baseados na NBR 12131/2005 – Estacas – Prova de Carga Estática, com o objetivo de fornecer elementos para analisar o comportamento carga-recalque e avaliar as características de capacidade de carga.

3.2.1 Execução do sistema de reação

Para o sistema de reação, foram executadas estacas escavadas de reação com perfuratriz do tipo rotativa adaptada sobre caminhão (Figura 3.6). As estacas de reação

possuem diâmetro de 30 cm, 6 m de profundidade, são armadas longitudinalmente com 4 Φ de 16,00 mm (CA-50) e estribos com Φ de 5,00 mm a cada 20 cm (CA-60) .



Figura 3.6 – Execução das estacas de reação com perfuratriz do tipo rotativa

O concreto adotado nas estacas de reação foi do tipo usinado com um f_{ck} de 15 Mpa, apresentando um abatimento médio de 120 mm.

No caso da viga de reação, foram adotadas duas vigas superpostas com perfil metálico “I”, medindo, em seu total, 600 mm de altura, 150 mm de base e 2820mm de comprimento para a viga inferior e 3460 mm para a viga da parte superior. A fixação e a ancoragem foram feitas com barras de aço nivelados e soldados. (Figura 3.7)

Para garantir o apoio das vigas de reação, foram executados pilaretes nivelados (0,30 x 0,30m), sobre as estacas de reação em concreto com f_{ck} de 20 Mpa (Figura 3.8).



Figura 3.7- Viga de Reação



Figura 3.8- Pilaretes

3.2.2 Equipamentos usados para o ensaio de prova de carga

Os principais equipamentos necessários para a realização do ensaio da prova de carga são de patrimônio do LMCC/UFSM, os quais foram recebidos no programa de atualização dos laboratórios pelo MEC. Sendo assim, fazem parte deste conjunto, da marca WILLE – Geotechnik, manômetro, macaco hidráulico, placa, defletômetros e viga de reação. (Figuras 3.9a e 3.9b)



Figura 3.9 – (a) Macaco hidráulico, placa, deflectômetros e (b) manômetro

Foram instalados quatro deflectômetros para efetuar as medidas dos deslocamentos, após a aplicação da carga, os deslocamentos eram registrados decorridos 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, contados a partir do início do estágio e, posterior, em intervalos de 15 minutos.

À medida que se verificava a estabilização dos deslocamentos, sendo esta atendida no momento em que a diferença entre as leituras consecutivas atingisse a no máximo 5% do deslocamento ocorrido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio antecedente e o atual), aplicavam-se os incrementos sucessivos de carga.

Na fase de descarregamento, a carga foi removida em seis estágios, e a leitura foi realizada conforme o comportamento apresentado por cada estaca.

Os incrementos de carga para todas as estacas (EC1, EC2 e EC3) foram de 10kN até alcançar a carga de 100kN e, a partir daí, com incremento de carga de 20kN.

3.2.3 Materiais empregados para a confecção das estacas

Os materiais usados para confeccionar as estacas de compressão foram: água, cimento, resíduos cerâmicos de construção civil, aditivo plastificante. No caso da estaca de compressão 3, utilizou-se também pedrisco.

a) Água

A água utilizada para a mistura do material foi da rede de abastecimento da concessionária local.

b) Cimento

Para este estudo foi adotado o Cimento Portland tipo CP II-E32 (ABNT: NBR 11.578:1991), que é composto de adição de escória, cuja resistência aos 28 dias é de 32 MPa. É bastante recomendado para qualquer obra da construção civil por se tratar de um cimento com maior versatilidade.

c) Resíduos de construção civil

Os resíduos reciclados de construção civil foram usados como agregado, que se limitaram, após britagem, como agregado miúdo, segundo a norma NBR 7211/2004. Para confecção da mistura, utilizou apenas o material passante na peneira de 4,75 mm (nº4) e retido na peneira com abertura de malha de 0,075 mm (nº200).

A Figura 3.10 mostra o resíduo cerâmico que foi utilizado, sendo misturado com o cimento.



Figura 3.10 – Resíduo cerâmico

d) Aditivo Plastificante

Buscando obter uma melhor trabalhabilidade, adicionou-se à mistura o aditivo plastificante Centramente N2 – aditivo plastificante de pega normal.

e) Pedrisco

Para a confecção da estaca EC3, foi acrescentado pedrisco com granulometria entre as peneiras 1,2 e 4,8 mm, mostrado na Figura 3.11.



Figura 3.11 – Pedrisco

3.2.4 Execução das estacas

Foram executadas, no CEEG/UFSM, três estacas (EC1, EC2, EC3) escavadas e não armadas, de 25 cm diâmetro e comprimento de 3m, a fim de serem ensaiadas à compressão. Duas dessas estacas foram utilizadas com uma mistura de resíduos de construção civil com cimento com um traço de 1:8, sendo o traço que apresentou melhor comportamento dos ensaios de laboratório. Para a terceira estaca, foi utilizada a mesma mistura com o traço 1:8 com acréscimo de pedrisco. Não se utilizou lama de contenção ou camisa de revestimento, fato esse justificado pela boa estabilidade das paredes dos furos.

A partir do par de estacas de reação, foi montado o sistema para a aplicação das cargas de compressão, ligadas por meio da viga de reação.

A planta baixa com a disposição das estacas de reação bem como as estacas de compressão e o perfil das estacas de compressão, no campo experimental, são apresentados nas Figuras 3.12 e 3.13 abaixo.

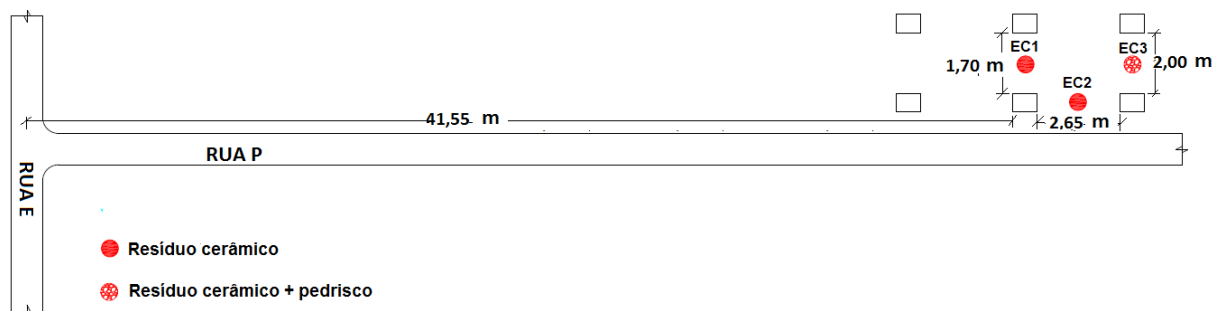


Figura 3.12 – Localização estacas de compressão

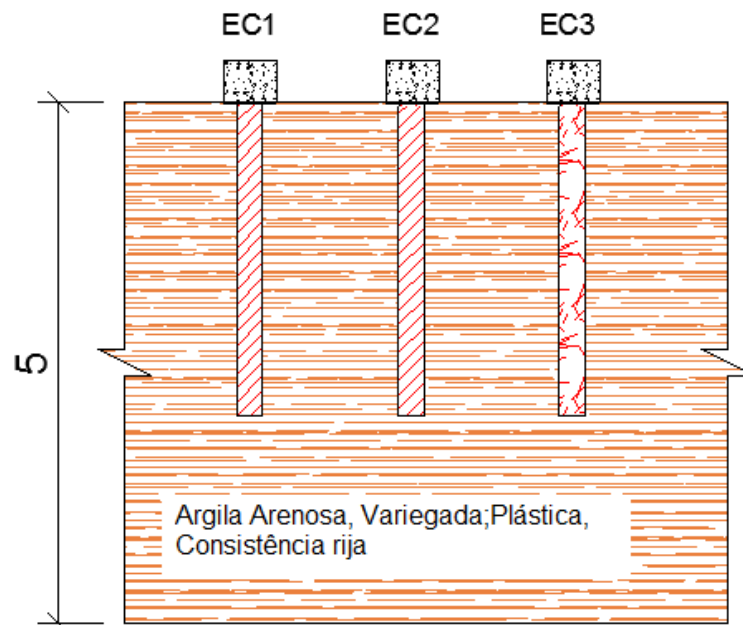


Figura 3.13 – Perfil longitudinal das estacas de compressão

A execução das estacas a serem ensaiadas aconteceu através de trado mecânico helicoidal, manuseado por dois operadores (Figuras 3.14 e 3.15).

As estacas de compressão não foram armadas longitudinalmente, e a preparação da mistura se deu por meio da betoneira (Figura 3.16), com a dosagem dos materiais de acordo com o traço adotado e a dosagem de água conforme os ensaios realizados em laboratório para garantir a trabalhabilidade.

Para que houvesse o adensamento do material, utilizou-se uma barra de aço para a compactação. Sendo esta realizada através da aplicação de golpes consecutivos em três camadas.



Figura 3.14 – Execução das estacas de compressão com o trado mecânico



Figura 3.15 – Execução das estacas de compressão com o trado mecânico



Figura 3.16 – Preparação das estacas de compressão

Seguida da compactação, a estaca foi finalizada, colocando-se 4 barras (CA-50) de 10mm e com comprimento de aproximadamente 35cm, sendo esse necessário para que houvesse a amarração da estaca com o bloco (Figura 3.17).



Figura 3.17 – Estaca de compressão

Os blocos de coroamento (Figura 3.18), executados sobre as estacas de compressão, possuem dimensões de 0,40 x 0,40 x 0,40m, com armadura tipo gaiola de 6,3mm de diâmetro e com espaçamento de 5cm. O concreto usado nos blocos foi de f_{ck} 20 MPa (Figura 3.19).



Figura 3.18 Detalhe da armadura do bloco



Figura 3.19 – Bloco concretado

3.2.5 Provas de carga

Os ensaios foram realizados em conformidade com a NBR 12131/2005.

Para que fosse evitada qualquer interferência do bloco que gerasse equívocos nos resultados do ensaio, houve escavação em torno do bloco de coroamento a fim de impedir qualquer contato dele com o solo.

A fim de distribuir melhor as tensões, colocou-se uma placa de 0,30m sobre o bloco e o macaco hidráulico com capacidade de 500kN sobre a placa, conforme ilustrado na Figura 3.20. A aplicação da carga na estaca-teste por meio do macaco foi transmitida por reação à viga e às estacas.



Figura 3.20 – Placa sobre o bloco e o macaco hidráulico

4 CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA (CEEG/UFSM)

Neste capítulo, será apresentada uma breve descrição e caracterização do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria, no qual foram ensaiadas as estacas desta pesquisa.

4.1 Localização do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM

O campo experimental de Engenharia Geotécnica está localizado no município de Santa Maria, na região central do Estado do Rio Grande do Sul, em área da Universidade Federal de Santa Maria. Na Figura 4.1 observam-se os mapas com a localização da cidade de Santa Maria, a área da Universidade Federal de Santa Maria e a área do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica.

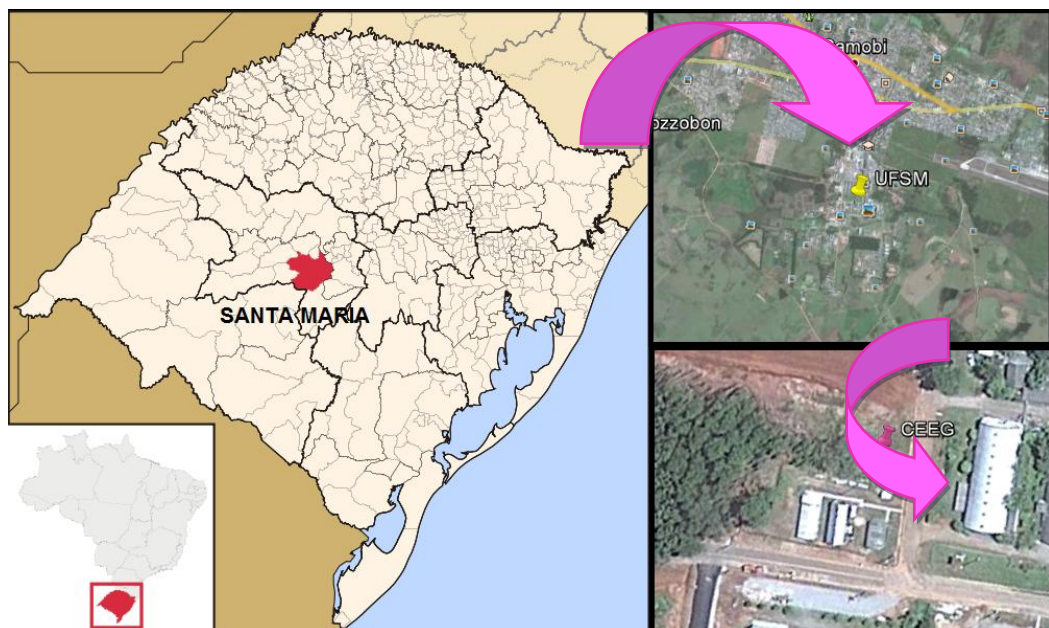


Figura 4.1– Mapa de localização de Santa Maria, UFSM e CEEG

O CEEG/UFSM está localizado na esquina noroeste, das ruas E e P, no campus desta universidade. Apresenta uma área de aproximadamente 5.250 m² com as seguintes medidas e confrontações: ao Norte, medindo 70,0m, confronta-se com área da UFSM; ao Sul, medindo 70,0 m, confronta-se com a Rua E; ao Leste, medindo 75,0m, confronta-se com a Rua P; ao Oeste, medindo 75,0m, confronta-se com área da UFSM. (EMMER, 2004)

A Figura 4.2 mostra uma vista aérea da Universidade Federal de Santa Maria com o CEEG/UFSM em destaque. Já na Figura 4.3, é demonstrado o croqui do CEEG/UFSM, e, por fim, a Figura 4.4 mostra uma vista recente do campo experimental.



Figura 4.2 – Vista aérea da UFSM. Fonte: (EMMER, 2004).

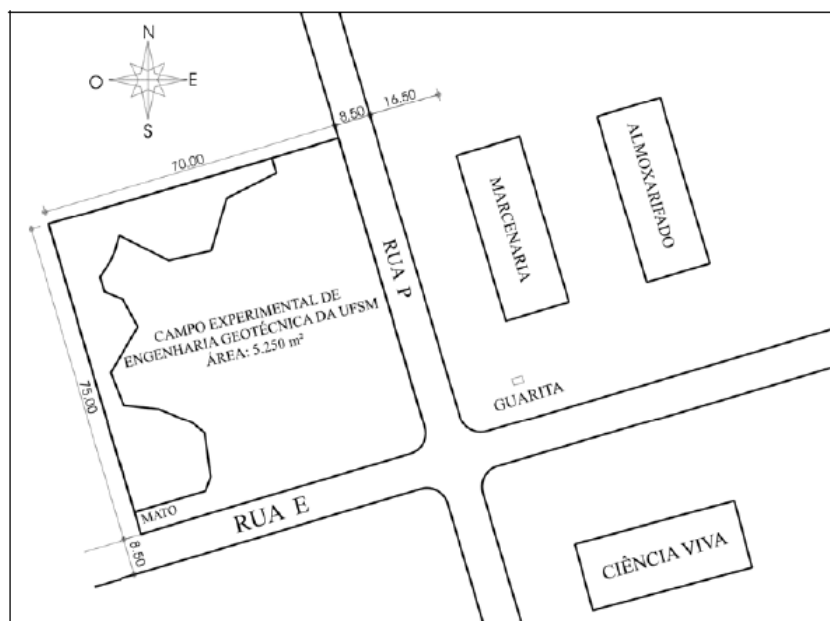


Figura 4.3 – Croqui do CEEG/UFSM



Figura 4.4 – Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM

4.2 Caracterização do local

Neste item, serão apresentadas algumas características de relevo, geologia e pedologia do CEEG/UFSM.

4.2.1 Relevo, geologia e pedologia

O relevo encontrado no CEEG/UFSM é um relevo alterado (provável topo ou terço superior), plano a suave ondulado. Possui altitude aproximadamente de 120 m com erosão não determinada. Foi feita a remoção do horizonte “A” devido à retirada de material.

A área em estudo, segundo Maciel Filho (1988), é formada por uma sequência de arenitos e argilas arenosas de coloração variegadas, e por isso, admitem-se duas interpretações: de acordo com os mapas editados pelo Departamento de Geociência da UFSM, aceitava-se ser o arenito basal da Formação Santa Maria e, posteriormente, conforme trabalhos não publicados, admite-se uma formação mais jovem que a Santa Maria, possivelmente Terciário ou Pleistoceno. Sendo assim, os arenitos de constituição variegada são predominantes, com a presença de feldspatos. Abaixo dessa sequência, é possível

encontrar o lamito vermelho, que é típico da fácies do membro superior Alemoa da Formação Santa Maria ou o arenito da fácies do membro inferior Passo das Tropas.

A área em questão é descrita por Azevedo e Dalmolin (2004, *apud* Emmer, 2004), em conformidade com os ensaios de campo e laboratoriais de amostras de solo retiradas e caracterização tátil-visual realizada num perfil característico da mesma. Para eles, o perfil de solo no CEEG/UFSM está decepado, e sua classificação é dada como um Alissolo Hipocrômico da Unidade de Mapeamento Santa Maria.

No trabalho de Emmer (2004), após a escavação de uma trincheira profunda (Figura 4.5), obtiveram-se as camadas e descrição morfológica de um perfil característico da área em estudo, como pode ser observado na Tabela. 4.1



Figura 4.5 - Trincheira TP-1 aberta para a retirada de amostras indeformadas. Fonte: (EMMER, 2004).

Tabela 4.1 – Descrição morfológica do perfil

Profundidade (cm)	Descrição
0 a 10	descrição de material exógeno, entulhos
10 a 100	cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, médio, proeminente, vermelho (2,5YR 4/8), argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, cerosidade não aparente, transição plana e difusa.
100 a 135	cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, proeminente, vermelho amarelado (5YR 5/6), franco argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, cerosidade não aparente, transição plana e clara.
135 a 207	cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, distinto, bruno-amarelado (10YR 5/5), argilo siltoso, maciça que se desfaz em prismas grandes e fortes, cerosidade não aparente.

Fonte: (EMMER, 2004).

4.3 Sondagem de simples reconhecimento

Emmer (2004) realizou, na área em estudo, três sondagens de simples reconhecimento, sendo elas, SP-1, SP-2 e SP-3 (Figura 4.6). Baseado nessas sondagens, Emmer (2004) concluiu que o CEEG/UFSM apresenta duas camadas distintas.

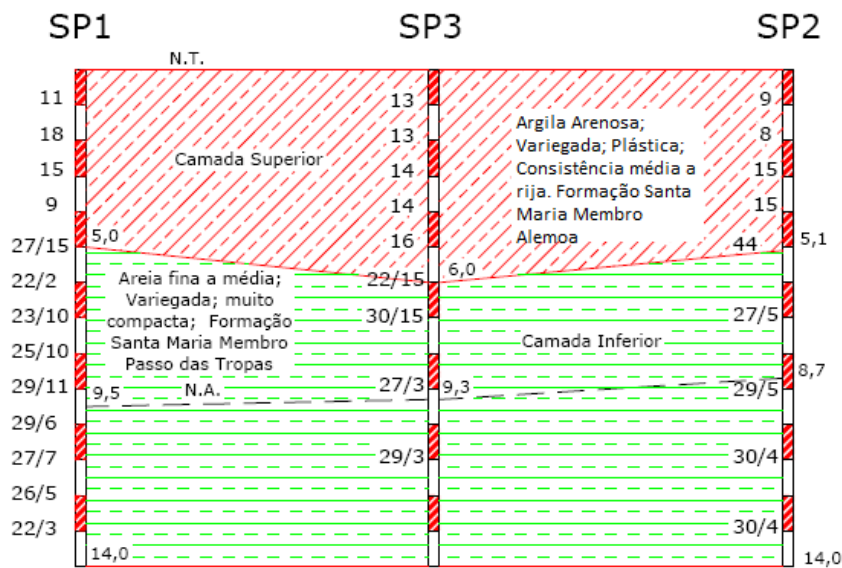


Figura 4. 6 - Interpretação das sondagens à percussão do CEEG/UFSM. Fonte: (EMMER, 2009).

No perfil SP-1, a primeira camada de aproximadamente 5,0 m é classificada como argila arenosa com consistência média a rija e com resistência à penetração (N_{SPT}) variando entre 9 a 18 golpes. Já a camada inferior, classificada como areia fina a média, consiste de compactidade muito compacta com valores de N_{SPT} 27/15 a 22/3 golpes.

No caso do perfil SP-2, a classificação da camada superficial de 5,10m consiste em uma argila arenosa, consistência média a rija e com N_{SPT} variando entre 8 e 15 golpes. Seguindo desta, a camada mais profunda é composta de areia fina média, apresentando compactidade muito compacta e valores de N_{SPT} que variam de 27/5 a 30/4 golpes.

Por fim, o perfil SP-3 dispõe de resultados semelhantes aos perfis anteriores. A camada superficial é composta de argila arenosa, com uma espessura de 6,05m, apresenta uma consistência rija e N_{SPT} com variações de 13 a 16. Na camada inferior, tem-se a classificação dada por areia fina a média, compactidade muito compacta, proporciona valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes.

Em resumo, têm-se duas camadas distintas, sendo que a camada mais superficial é composta de argila arenosa, consistência média a rija, N_{SPT} variando entre 8 e 16 golpes. A camada mais abaixo caracteriza-se por ser uma areia fina a média, de compactidade muito compacta, valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes.

4.4 Caracterização geotécnica

Para que os materiais fossem classificados e identificados, tanto mineralogicamente como quimicamente, os materiais, Emmer (2004) executou diversos ensaios de caracterização, entre eles: peso específico real dos grãos, limites de consistência, granulometria, com e sem defloculante, ensaios químicos e raio-X.

As amostras deformadas foram coletadas do barrilete amostrador do ensaio penetrométrico, das 3 trincheiras superficiais, das 3 trincheiras e também dos trados manuais.

A coleta de amostras indeformadas nas trincheiras objetivou a realização de ensaios de compressão confinada e resistência ao cisalhamento em corpos de provas com a umidade natural e embebido em água por 12 horas. As amostras foram retiradas de parte da camada superficial, até 2,45 m de profundidade, do CEEG/UFSM.

Em síntese, as Tabelas 4.2 a 4.4 apresentam os principais resultados que caracterizam as camadas constituintes do campo experimental.

Tabela 4.2 - Resumo dos ensaios de caracterização realizados do CEEG adaptado de Emmer (2004)

Ensaio laboratorial de caracterização	Camadas diagnosticadas					
	Superior		Inferior			
	Descrição ou valores		Descrição ou valores			
	Mínimos e máximos	Médios	Mínimos e máximos	Médios		
Limites de consis.	LL (%)	33 - 81	56	-	-	
	LP (%)	15 - 34	26	-	-	
	IP (%)	15 - 46	30	-	-	
Granulometria	Com defloculante	Argila (%)	22 - 57	43	3 - 11	7
		Silte (%)	19 - 47	38	10 - 20	15
		Areia fina (%)	7 - 38	15	14 - 27	20
		Areia média (%)	1 - 17	4	42 - 64	54
		Areia grossa (%)	0 - 2	0	2 - 10	4
	Sem defloculante	Pedregulho (%)	0 - 0	0	0 - 0	0
		Argila (%)	1 - 35	15	-	-
		Silte (%)	27 - 81	59	-	-
		Areia fina (%)	11 - 42	21	-	-
		Areia média (%)	1 - 17	5	-	-
Classificações	HRB	Argila plást. com pres. de M.O. (A7-6)		Finos de baixa compressibilidade (A2-4)		
	SUCS	Argila pouco plástica (CL)		Areia siltosa (SM)		
	Textural com defloc.	Argila silto-arenosa		Areia média siltosa		
	Textural sem defloc.	Silte areno-argiloso		-		
	Munssel - am. seca	Bruno avermelhado-claro		Bruno muito-claro-acinzentado		
	Munssel - am. úmida	Bruno-amarelado com mosq. cinza-claro		-		

Tabela 4.3 - Resumo da determinação dos índices físicos, análise química e mineralógica dos ensaios realizados no CEEG adaptado de Emmer (2004)

Ensaio laboratorial de caracterização	Camadas diagnosticadas				
	Superior		Inferior		
	Descrição ou valores		Descrição ou valores		
	Mínimos e máximos	Médios	Mínimos e máximos	Médios	
Índices físicos e outros	Umid. Nat. - wn (%)	22,05 - 35,68	28,74	-	-
	P.E.R.G. - γ_s (kN/m ³)	25,59 - 29,67	28,14	25,61 - 29,04	27,27
	P.E.N. - γ (kN/m ³)	17,82 - 19,88	18,99	-	-
	P.E.A.S. - γ_d (kN/m ³)	13,13 - 16,18	14,80	-	-
	Índ. de vazios - e	0,68 - 1,13	0,93	-	-
	Grau de sat. - S (%)	81,79 - 93,16	89,48	-	-
	Porosidade - η (%)	40,64 - 53,03	47,69	-	-
	Ativ. Coloidal - Ia	0,51 - 0,87	0,70	-	-
	Grau de floculação	0,36 - 0,98	0,64	-	-
Análise química	CTC (mol/L)	18,2 - 32,9	24,5	8,2 - 8,2	8,2
	Ph (H ₂ O)	4,6 - 4,9	4,7	5,1 - 5,1	5,1
	Mat. Orgânica (%)	0,1 - 0,2	0,1	0,1 - 0,1	0,1
	Saturação: Al (%)	14 - 41	22,9	4 - 4	4
	Saturação: Bases (%)	39 - 81	57,6	79 - 79	79
	Ca (mol/L)	6,1 - 19,2	12,6	4,4 - 4,4	4,4
Análise mineral.	Argilo-minerais	Interestratificado ilita-montmorilonita e caolinita		Montmorilonita, ilita e caolinita	

Tabela 4.4 – Resumo dos resultados dos ensaios de adensamento e de resistência realizados no CEEG adaptados de Emmer (2004)

Ensaio de adensamento e resistência ao cisalhamento	Camadas diagnosticadas			
	Superior			
	Descrição ou valores			
	Mínimos e máximos	Médios		
Colapsiv. i (%) para $\sigma_v=200$ kPa	0,806 - 1,243	0,971		
Cisalhamento direto	Ruptura	Coesão - c (kPa) N	22,6 - 60,1	30,7
		Âng. de atrito - ϕ (°) N	18 - 25	23
	10 mm	Coesão - c (kPa) I	5,2 - 15,5	8,5
		Âng. de atrito - ϕ (°) I	18 - 26	23
		Coesão - c (kPa) N	0,6 - 20,5	11,1
		Âng. de atrito - ϕ (°) N	8 - 25	17
		Coesão - c (kPa) I	0,0 - 0,0	0,0
		Âng. de atrito - ϕ (°) I	7 - 25	16
	Adensamento unidimensional	σ'_{vm} (kPa) - Natural	380 - 530	465
		Cr - Natural	0,02 - 0,06	0,03
Cc - Natural		0,20 - 0,42	0,30	
Cs - Natural		0,03 - 0,10	0,06	
Def. máxima (%) - N		9,82 - 21,15	15,33	
σ'_{vm} (kPa) - Inundada		320 - 440	380	
Cr - Inundada		0,03 - 0,08	0,04	
Cc - Inundada		0,21 - 0,44	0,32	
Cs - Inundada	0,05 - 0,13	0,09		
Def. máxima (%) - I	10,96 - 23,35	16,66		

* N = solo natural; I = solo inundado

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo consiste na apresentação dos resultados obtidos pelos ensaios de laboratório (caracterização e dosagem) e ensaios de campo, que consistiram na realização de três provas de carga, bem como da análise e discussão dos mesmos.

5.1 Ensaios de laboratório

Foram realizados 2 ensaios de granulometria por peneiramento para as amostras 1 e 2 do resíduo utilizado. As Tabelas 5.1 e 5.2 e as Figuras 5.1 e 5.2 mostram os resultados das porcentagens de distribuição granulométricas.

Tabela 5.1 – Porcentagens de distribuição granulométrica da amostra 1

Nº peneira	Diâmetro (mm)	Peso Acumulado Mat. Retido (g)	% retido	% Passante
	25	0	0%	100%
	19	0	0%	100%
	12,7	0	0%	100%
	9,5	0	0%	100%
4	4,8	26,05	10,30%	89,70%
10	2,00	80,54	31,85%	68,15%
20	1,20	122,09	48,28%	51,72%
40	0,60	146,52	57,94%	42,06%
60	0,25	169,47	67,01%	32,99%
100	0,15	190,49	75,33%	24,67%
200	0,075	211,59	83,67%	16,33%

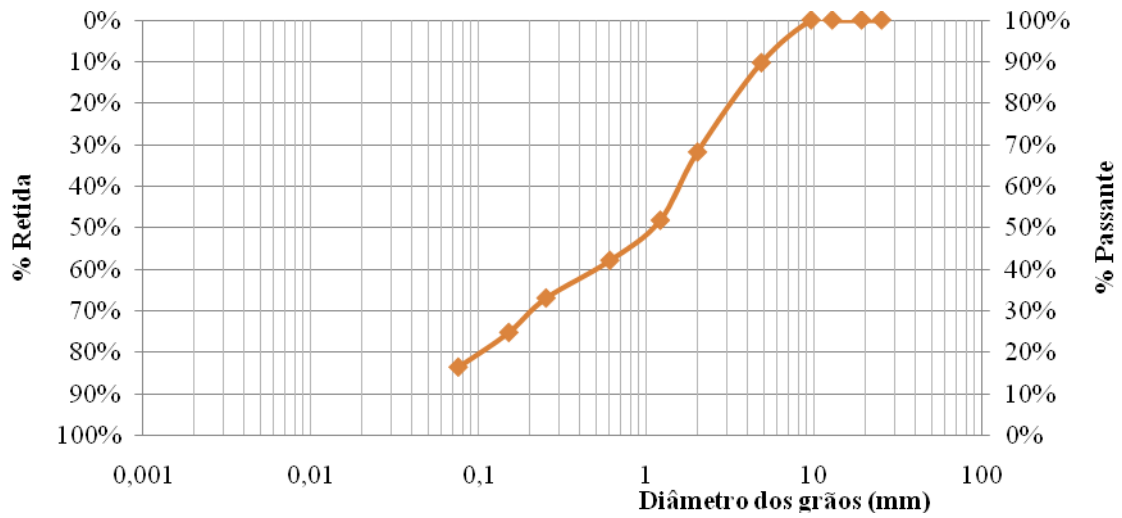


Figura 5.1 – Granulometria da amostra 1

Tabela 5.2 – Porcentagens de distribuição granulométrica da amostra 2

Nº peneira	Diâmetro (mm)	Peso Acumulado Mat. Retido (g)	% retido	% Passante
	25	0	0%	100%
	19	0	0%	100%
	12,7	0	0%	100%
	9,5	0	0%	100%
4	4,8	26,01	10,29%	89,71%
10	2,00	84,16	33,28%	66,72%
20	1,20	127,22	50,31%	49,69%
40	0,60	149,85	59,26%	40,74%
60	0,25	167,91	66,40%	33,60%
100	0,15	184,57	72,98%	27,02%
200	0,075	202,01	79,88%	20,12%

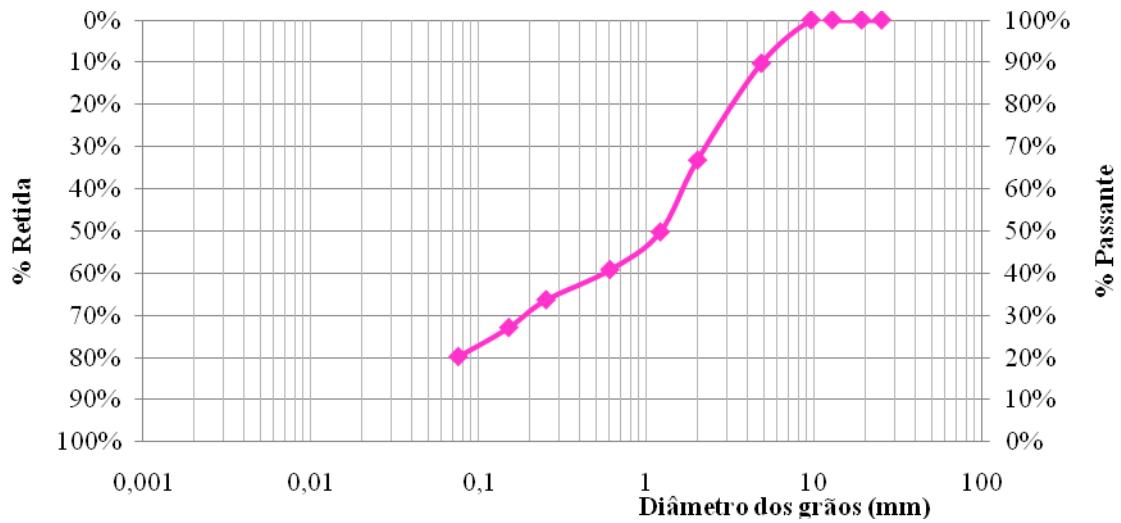


Figura 5.2 – Granulometria da amostra 2

Como pode ser observado nas Figuras 5.1 e 5.2, as granulometrias das duas amostras resultaram em distribuições similares e, dessa maneira, observa-se que o material dos resíduos apresenta uma classificação granulométrica de areia pedregulhosa com finos.

Na primeira amostra utilizada para o ensaio do frasco de Chapman, a leitura do volume ocupado pelo conjunto água-agregado miúdo foi de 415,00 cm³ e, com isso, obteve-se uma massa específica de 2,33 g/cm³ o qual foi determinada através da NBR 9776. Já, para a segunda amostra, o valor foi praticamente o mesmo da amostra 1, apresentando uma leitura no frasco de 416 cm³ e, sendo assim, a massa específica resultou em 2,31 g/cm³.

Portanto, a média obtida da massa específica, através do frasco de Chapman, foi de 2,32 g/cm³. Para o ensaio do picnômetro, a massa específica foi de 2,45 g/cm³.

O Quadro 5.1 mostra os índices de consistência e as respectivas dosagens definidos para os traços 1:8, 1:10, 1:12 e 1:14, respectivamente, através do ensaio de determinação do índice de consistência.

TRAÇO	ÁGUA %	ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA (mm)
1:8	22	260
1:10	23,5	267,3
1:12	24	268
1:14	23,5	260

Quadro 5.1 – Determinação do índice de consistência

Com os resultados dos índices de consistência em conformidade com a norma, a qual considera um abatimento de $260 \pm 10\text{mm}$, adotou-se a dosagem de umidade individualmente para cada traço condizente com o resultado desses ensaios e, com isso, pode-se alcançar uma consistência e trabalhabilidade necessária para execução dos corpos de prova, bem como, das estacas.

Conforme descrito no Capítulo 3, foram realizados ensaios de compressão e de tração na flexão para os corpos de prova de resíduos de construção civil com adição de cimento e plastificante.

No Quadro 5.2 e Figuras 5.3 e 5.4, apresentam-se os resultados dos ensaios de resistência à compressão e flexão para os corpos de prova cilíndricos (5x10cm) e prismáticos (16x16x4cm). São mostradas as médias das resistências alcançadas para os traços 1:8, 1:10, 1:12 e 1:14 aos 7, 28 e 90 dias, respectivamente.

Os valores foram obtidos a partir da média de quatro corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão e três corpos de prova para o ensaio de resistência à tração na flexão. Os corpos de prova prismáticos, a partir de sua ruptura à flexão, foram rompidos, também, à compressão, conforme pode ser observado nos resultados do Quadro 5.2.

IDADE (dias)	TRAÇO	COMPRESSÃO (MPa)		TRAÇÃO NA FLEXÃO (MPa)
		CILÍNDRICOS	PRISMÁTICOS	PRISMÁTICOS
7	1:8	1,60	2,74	0,43
	1:10	0,91	1,87	0,28
	1:12	0,66	1,34	0,17
	1:14	0,57	0,97	0,13
28	1:8	2,91	4,74	0,72
	1:10	2,15	2,63	0,40
	1:12	1,22	1,59	0,39
	1:14	0,97	1,41	0,22
90	1:8	4,09	5,23	0,76
	1:10	2,48	3,86	0,67
	1:12	1,25	2,28	0,36
	1:14	1,25	1,72	0,23

Quadro 5.2 – Resistência a compressão e flexão

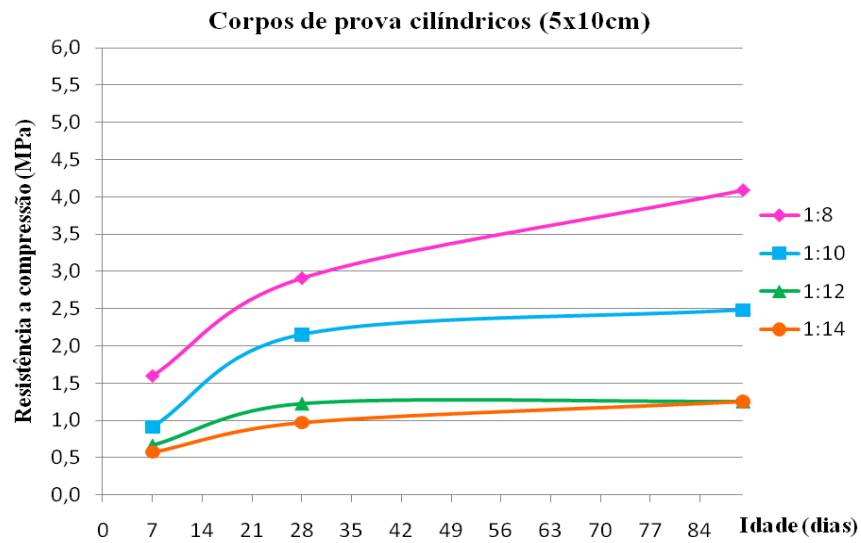


Figura 5.3 – Resistência à compressão

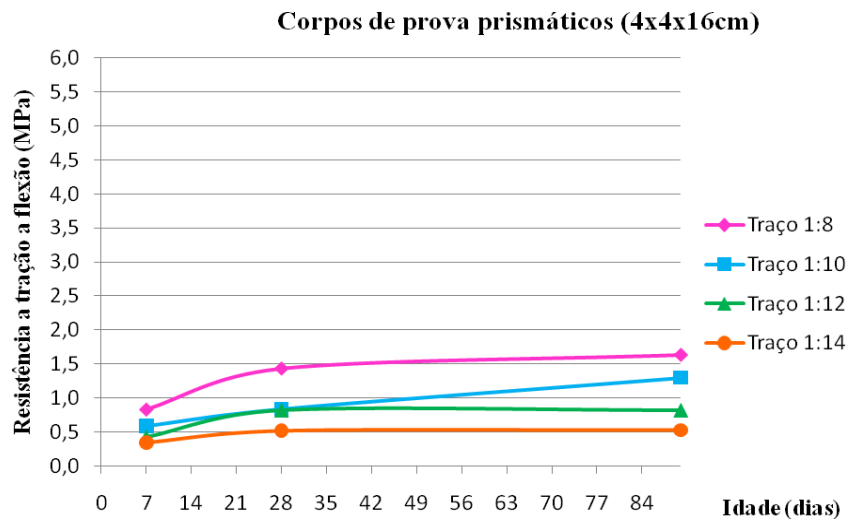


Figura 5.4 – Resistência à tração na flexão

Para os corpos de prova com acréscimo de pedrisco, foram moldados apenas corpos de prova cilíndricos nos traços 1:8 e 1:10. O Quadro 5.3 e a Figura 5.5 mostram os resultados obtidos para a resistência à compressão aos 7, 28 e 90 dias dos respectivos traços.

Com base nos resultados obtidos para a resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos, nota-se um considerável crescimento da resistência dos 7 aos 28 dias. Para o traço 1:8, o ganho de resistência foi de 81,86% dos 7 para os 28 dias. O traço 1:10 apresentou o maior aumento de resistência dos 7 para os 28 dias com 136,26%. Os traços 1:12 e 1:14 apresentaram um ganho de 84,85% e 70,17%, respectivamente. Dessa maneira, para todos os

traços, o ganho foi superior a 70%, e o traço 1:10 foi o que obteve um maior aumento de resistência durante esse período de cura.

IDADE (dias)	TRAÇO	COMPRESSÃO (MPa)
		CILÍNDRICOS
7	1:8	1,53
	1:10	0,47
28	1:8	2,85
	1:10	1,11
90	1:8	3,85
	1:10	2,00

Quadro 5.3 – Resistência à compressão dos corpos de prova com pedrisco

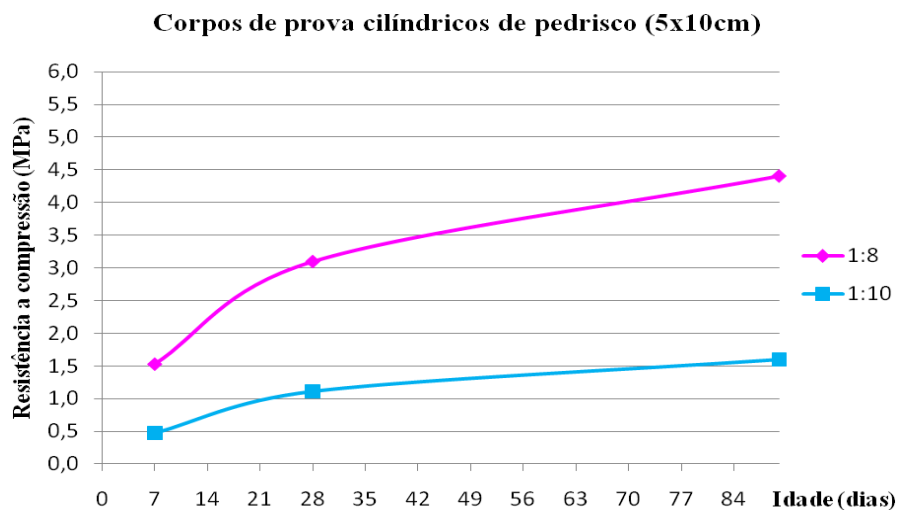


Figura 5.5 – Resistência à compressão dos corpos de prova com pedrisco

A resistência dos 28 aos 90 dias não obteve grandes aumentos. Para os traços moldados, resultaram-se os ganhos de 40,55%, 15,35%, 2,45% e 28,87% para os traços 1:8, 1:10, 1:12 e 1:14, respectivamente. O traço 1:8 com um ganho mais representativo para este período.

As resistências resultantes dos traços 1:12 e 1:14 foram muito próximas.

De acordo com a Figura 5.4, nota-se que as resistências à tração na flexão para os corpos de prova prismáticos obtiveram comportamentos similares para todos os traços,

apresentando um ganho considerável dos 7 aos 28 dias e mantendo o valor da resistência dos 28 aos 90 dias.

Para o traço 1:8, houve um ganho de 67,44% de resistência dos 7 aos 28 dias. Já para os traços 1:10, 1:12 e 1:14, os percentuais foram de 42,86%, 129,41% e 69,23%, respectivamente. Sendo assim, o traço com considerável aumento de resistência à tração na flexão foi o de 1:12.

Dos 28 aos 90 dias, as resistências à tração na flexão não resultaram em ganhos consideráveis de resistência. Para os traços 1:8, 1:10, 1:12 e 1:14, o ganho de resistência nesse período representou 5,55%, 67,5%, 8,33% e 4,54%. Dessa maneira, apenas para o traço 1:10 observa-se um aumento considerável de resistência nesse período.

A Figura 5.6 apresenta um comparativo dos corpos de provas sem adição de pedrisco e com acréscimo do mesmo.

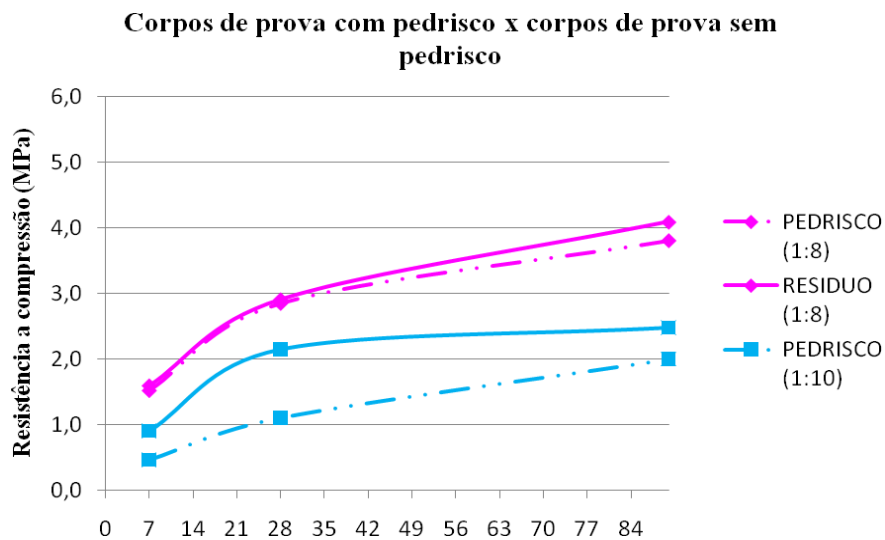


Figura 5.6 – Comparativo resistência à compressão corpos de prova com pedrisco x corpos de prova sem pedrisco

Os resultados apresentados para os corpos de prova, considerando o acréscimo de pedrisco, mostraram-se inferiores aos resultados dos corpos de prova sem o pedrisco para os traços ensaiados. Entretanto, observou-se o mesmo comportamento para o ganho de resistência dos 7 aos 28 dias. Para o traço 1:8, aumentou-se 86,27% a resistência dos 7 para os

28 dias. Já para o traço 1:10 esse ganho foi de 136,17%. Observa-se que esses percentuais foram muito próximos dos que se obtiveram para os corpos de prova sem pedrisco.

A resistência dos 28 aos 90 dias teve um aumento significativo para o traço 1:10, o qual teve-se 80,18% de aumento. No caso do traço 1:8, o ganho de resistência dos 28 para os 90 dias foi de 35,08%.

O fato de as resistências obtidas para a mistura com o pedrisco serem inferiores às resistências sem considerar o uso de pedrisco pode ser justificado pela homogeneização do material e, dessa forma, os corpos de prova com pedrisco apresentaram vazios que não foram totalmente preenchidos por materiais de granulometria mais fina.

Na Figura 5.7, apresenta-se um comparativo com os resultados obtidos para resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos.

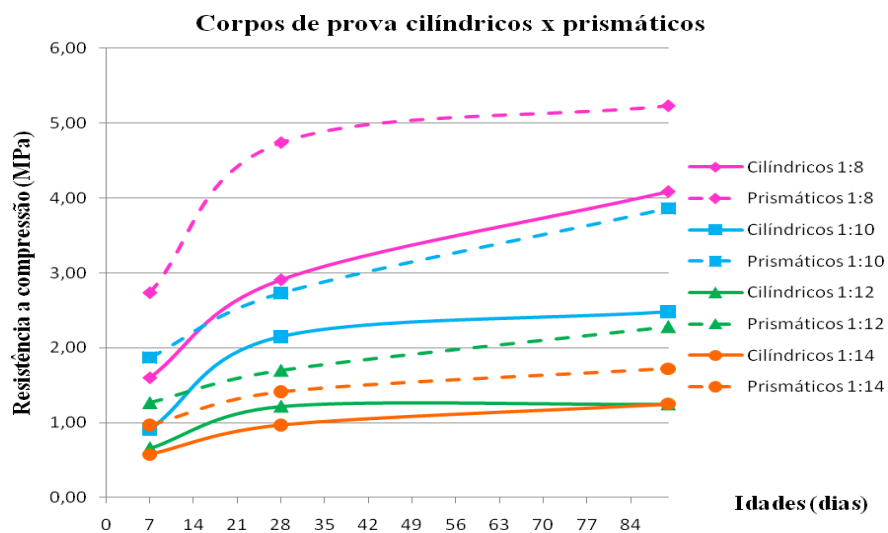


Figura 5.7 – Comparativo resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos x corpos de prova prismáticos

Conforme apresentado na Figura 5.7, observa-se que as resistências à compressão dos corpos de prova prismáticos foram superiores aos cilíndricos; isso se deve ao fato de que as relações altura/diâmetro para os corpos de prova cilíndricos é 2:1 e para os prismáticos é 1:1. Percebe-se, também, que, tanto para os corpos de prova cilíndricos quanto para os corpos de prova prismáticos, houve um aumento considerável de resistência dos 7 aos 28 dias.

Cabe salientar que as moldagens dos corpos de prova não passaram por um processo de quarteamento do material, ou seja, alguns corpos de prova apresentaram uma mistura com

materiais mais finos, enquanto outros apresentaram uma granulometria mais graduada. Em consideração a isso, alguns corpos de prova apresentaram um número maior de vazios, o que pode ter interferido nos resultados de resistência, realizados posteriormente.

5.2 Prova de carga

As provas de carga realizadas para as 3 estacas têm os seus respectivos resultados apresentados nos itens que se sucedem.

Nos estágios iniciais de carregamento das estacas, observou-se que a estabilização dos deslocamentos deu-se de maneira rápida e, por esse motivo, houve um intervalo curto de tempo para a aplicação de incrementos sucessivos. Já para carregamentos com carga mais elevada, os deslocamentos estabilizaram-se de forma mais lenta e dificultosa.

5.2.1 Curvas carga x recalque e comportamento das estacas

A Figura 5.8 apresenta a curva carga-recalque da estaca EC1. A carga máxima, a qual foi aplicada nessa estaca durante o ensaio, foi de 240 kN e o recalque máximo obtido foi de 18,93 mm.

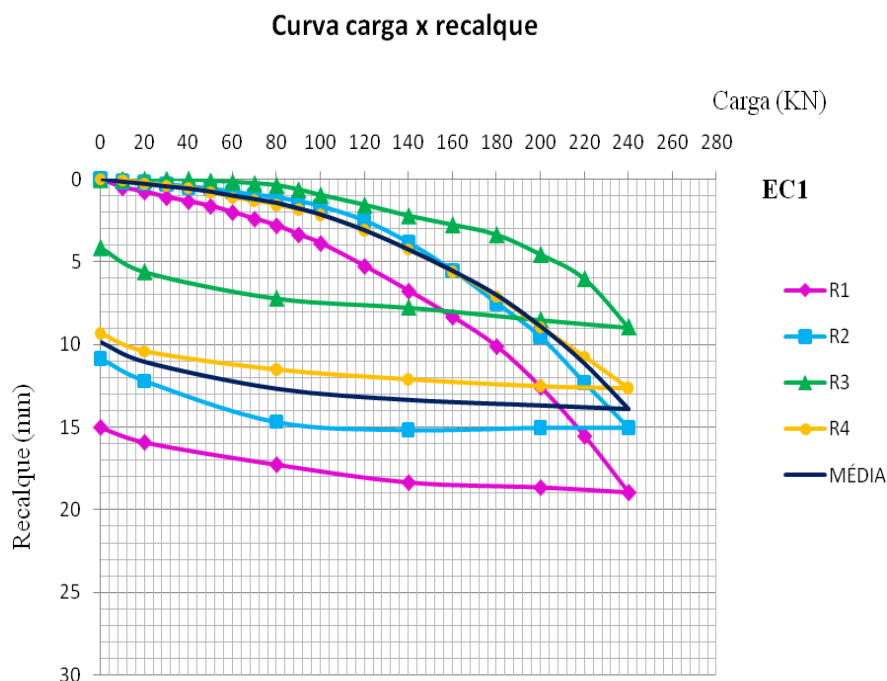


Figura 5.8 – Curva carga x recalque EC1

A Figura 5.9 mostra a curva carga-recalque da estaca EC2. Para essa estaca, a carga máxima aplicada foi de 260 kN e o recalque máximo apresentado foi de 26,53 mm.

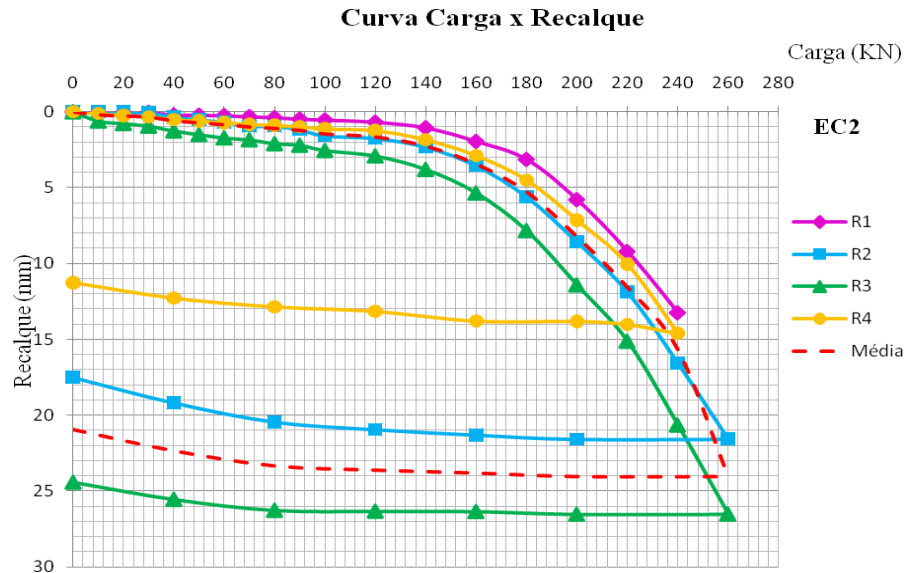


Figura 5.9 – Curva carga x recalque EC2

Para a estaca misturada com pedrisco, aplicou-se uma carga máxima de 220 kN, e o recalque máximo atingido foi de 21,89 mm (Figura 5.10).

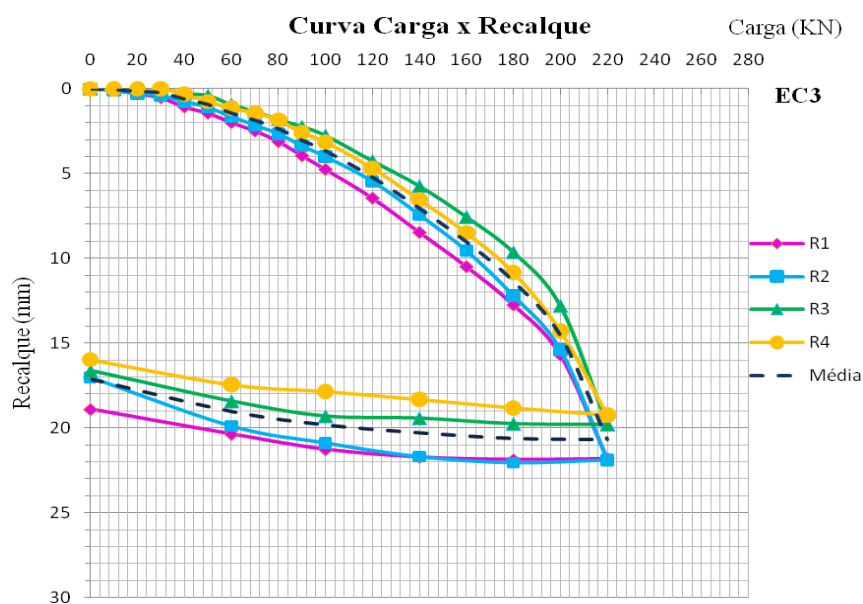


Figura 5.10 – Curva carga x recalque EC3

No ensaio para a estaca EC3, observou-se um comportamento nítido da curva, indicando uma menor dispersão dos deslocamentos medidos nos quatro deflectômetros. Já no ensaio da estaca EC2, esse comportamento não foi notado, pois, ocorreram algumas disparidades nos recalques registrados pelos deflectômetros de acordo com a Figura 5.9 onde se observa que, para o deflectômetro R4, os recalques mantiveram-se na faixa de 0 a 14,61mm e para o deflectômetro R3 foram registrados recalques de 0 a 26,53mm, na fase de carregamento.

Para o ensaio EC1 também se observaram dispersões nas leituras dos deflectômetros, sendo que, para o deflectômetro R1, os recalques apresentados são de 0 a 18,93mm e, para o deflectômetro R3, essa faixa varia de 0 a 8,96mm, na fase de carregamento.

Na fase de descarregamento, a estaca EC1 apresentou dispersão em suas leituras principalmente para o deflectômetro R1 e R3. A estaca EC2 também obteve dispersões nos deflectômetros R3 e R4.

A estaca EC3 apresentou recalques aproximados para os quatro deflectômetros na fase de descarregamento.

Essa dispersão nas leituras apresentadas para os ensaios das estacas EC2 e EC1 podem ser justificadas pela acomodação da estaca no terreno ou, também, uma possível excentricidade no carregamento devido a alguma movimentação da viga de reação. Entretanto, apesar dessa dispersão, as curvas médias desses ensaios mostraram um comportamento semelhante ao apresentado no ensaio da estaca EC3.

As cargas aplicadas aos ensaios foram interrompidas quando os deflectômetros atingiram seu cursor máximo ou em situações em que houve excentricidade de carga e o mesmo precisou ser interrompido.

A Figura 5.11 mostra um comparativo entre a curva média carga x recalque das estacas ensaiadas.

De acordo com a Figura 5.11, a estaca EC3 apresenta os maiores recalques para o mesmo nível de carregamento no decorrer desta fase. Na fase de descarregamento, este comportamento é apresentado para a estaca EC2.

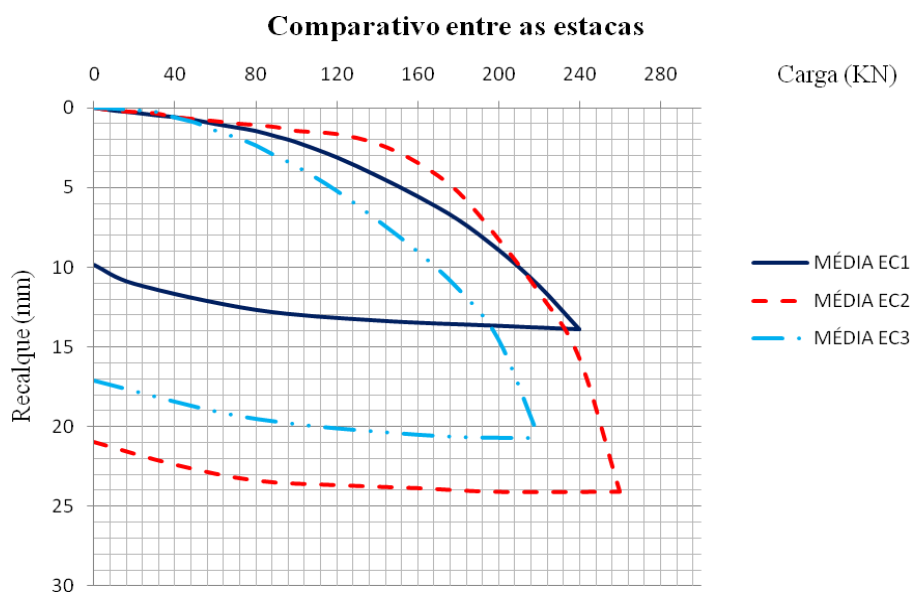


Figura 5.11 – Comparativo entre as estacas

5.3 Previsão da capacidade de carga

Para o cálculo da estimativa da capacidade de carga, foram adotados três tipos de métodos: os métodos teóricos, os métodos semiempíricos e os métodos para determinação da carga de ruptura. No método teórico, considerou-se o método de Terzaghi e Peck (1967) para determinar a carga de ponta, e a carga lateral foi calculada através do Método α (VELLOSO;LOPES, 2011).

Todas as estacas executadas tiveram profundidade de aproximadamente 3,0 metros. Por esse motivo, para estimar a carga de ruptura pelos métodos teóricos, foram adotados valores médios da resistência do solo com a umidade natural (parcialmente saturado) considerando a camada superior formada por argila arenosa, com aproximadamente 5,0m. O ângulo de atrito interno médio (ϕ) adotado foi de 21° , o intercepto coesivo médio (c) 37kPa e o peso específico natural médio do solo (γ) $19,2\text{kN/m}^3$, como visto na Figura 5.12, (NIENOV, 2006).

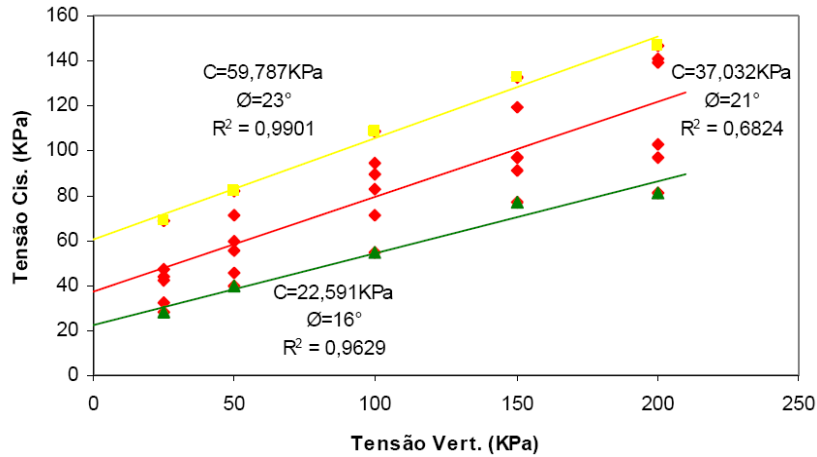


Figura 5.12 – Envoltória da resistência ao cisalhamento direto para valores máximos, médios e mínimos na ruptura em solo com umidade natural. Fonte: (NIENOV, 2006)

A carga de ruptura foi estimada através dos métodos semiempíricos, adotando-se as propostas apresentadas por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Os valores de N_{SPT} resultantes nas sondagens a percussão foram aplicados nos métodos semiempíricos. Adotaram-se os valores médios entre os resultados das sondagens SP2 e SP3 pelo fato de essas sondagens se encontrarem mais próximas do local das estacas ensaiadas como mostrado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Valores das resistências à penetração dinâmica (N_{SPT})

Profundidade (m)	SP2	SP3	MÉDIA
1	9	13	11
2	8	13	10,5
3	15	14	14,5
5	15	14	14,5
6	50	16	33
7	50	50	50
8	50	50	50

5.3.1 Métodos Teóricos

Conforme a equação 2.1 apresentada no Capítulo 2 deste trabalho, a capacidade de carga de uma estaca é calculada através da soma da carga de ponta (Q_p) e a carga lateral (Q_l).

Os valores estimados para a carga de ponta (Q_p), através do método de Terzaghi e Peck (1967), e para a carga lateral (Q_l), obtida pelo método α , são iguais para todas as estacas já que os métodos consideram apenas os fatores do solo e características geométricas das estacas ensaiadas que, para as mesmas, mantiveram-se com o mesmo diâmetro e mesma profundidade.

Para as estacas ensaiadas EC1, EC2 e EC3, situadas na camada formada por argila-arenosa, o valor encontrado para a carga de ponta foi de 54,88 kN e para a carga lateral resultou em 119,6 kN, obtendo uma capacidade de carga de 174,48 kN.

5.3.2 Métodos Semiempíricos

As estimativas de carga para os métodos semiempíricos, da mesma forma que as previsões de capacidade de carga dos métodos teóricos, resultaram no mesmo valor para todas as estacas ensaiadas.

Para o método de Aoki e Velloso (1975) foram encontrados 83,03 kN para a carga de ponta e 39,57 kN para a carga lateral. Dessa maneira, a carga de ruptura foi de 122,60 kN. No método de Décourt e Quaresma (1996), a carga de ponta foi de 77,44 kN e a carga lateral de 117,81 kN, que somadas resultam na carga de ruptura de 195,25 kN.

5.3.3 Métodos para determinação da carga de ruptura

Para os métodos que determinam a carga de ruptura, adotaram-se os métodos propostos pela NBR 6122 (2010), Davisson (1972), interseção das tangentes (1983), inclinação das tangentes (1983), Van der Veen (1956), Mazurkiewicz (1972) e Método da rigidez (1996).

O módulo de elasticidade do material não foi determinado através de ensaios. Sendo assim, adotou-se um valor de acordo com trabalhos com solo-cimento e resíduos realizados por Miranda et al. (2006). Portanto, considerou-se o valor de $E=4 \times 10^6$ kN/m² para o módulo de elasticidade do material desta pesquisa.

Na Tabela 5.4 e Figura 5.13 têm-se os resultados obtidos da capacidade de carga para cada um dos métodos.

Tabela 5.4 Valores das cargas de ruptura para diferentes métodos

MÉTODO	EC1	EC2	EC3
	Qp (kN)		
NBR 6122	192	199	152
DAVISSON	197	204	156
Interseção das tangentes	156	208	156
Inclinação das tangentes	176	184	117
Van der Veen	260	260	240
Mazurkiewicz	266	264	238
Rigidez	274	260	254
TODOS MÉTODOS CONSIDERADOS			
Valor Máximo	274	264	254
Valor Mínimo	156	184	117
Média	217,29	225,57	187,57
Desvio Padrão	48,18	34,29	54,69
Coefficiente de variação	22,17	15,20	29,16

Interpretação da curva carga x recalque

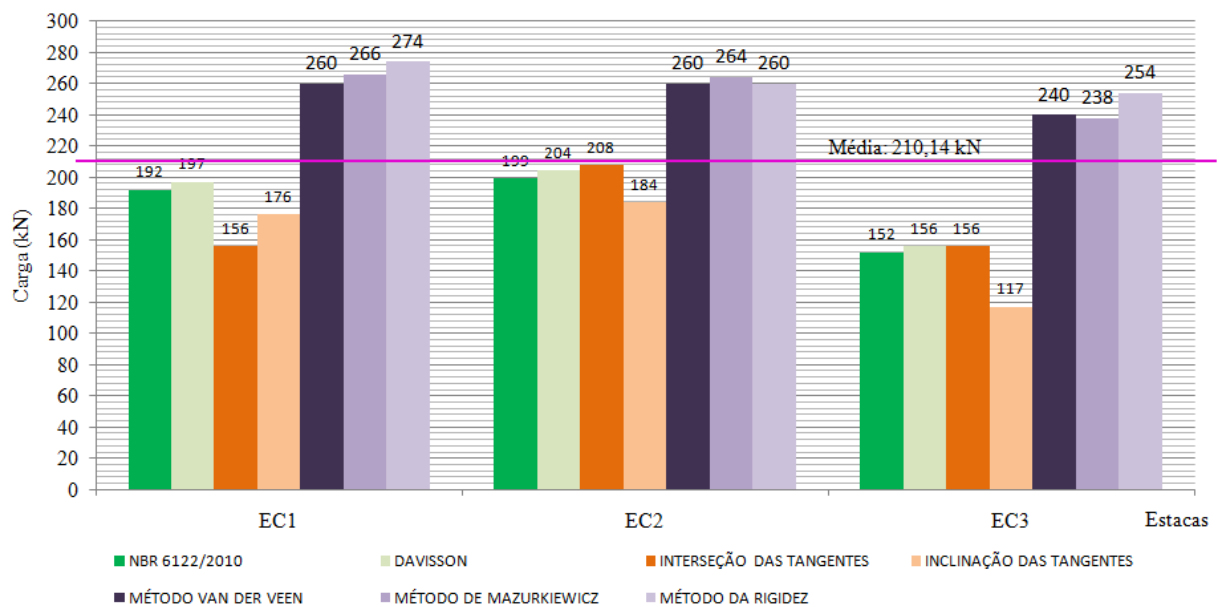


Figura 5.13 – Cargas de ruptura para diferentes métodos

Os métodos analisados para determinar a carga de ruptura apresentam certa dispersão conforme pode ser observado na Tabela 5.5 e Figura 5.13. Devido a isso, os mesmos podem ser separados em dois grupos para a determinação da carga de ruptura.

O primeiro grupo é definido pelos métodos gráficos (Interseção e Inclinação das Tangentes, 1983) e métodos que limitam o recalque ou encurtamento elástico da estaca (NBR 6122, 2010 e Davisson, 1972). Este grupo apresentou valores abaixo da média. Já o segundo grupo definiu-se pelos métodos da extrapolação da curva carga-recalque (Van der Veen, 1953, Mazurkiewicz, 1972 e Rigidez, 1996) que resultaram em valores superiores a média encontrada, considerando todos os métodos.

Os valores mais baixos foram encontrados nos métodos da interseção e inclinação das tangentes, embora, para a estaca EC2, o método da interseção das tangentes tenha resultado em um valor mais alto. Entretanto, considerando a média dos métodos gráficos para essa estaca, o valor encontrado é menor que os outros métodos analisados.

Para os métodos que limitam o recalque ou encurtamento elástico da estaca (NBR 6122, 2010 e Davisson, 1972), os valores encontrados são intermediários, sendo superiores aos métodos gráficos, com exceção do método de interseção das tangentes da estaca EC2 e EC3 que apresentou um valor superior no caso da estaca EC2 e o mesmo valor para a estaca EC3, e inferiores aos métodos da extrapolação da curva carga-recalque (Van der Veen, 1953, Mazurkiewicz, 1972 e Rigidez, 1996).

A média da carga de ruptura encontrada para os métodos adotados é de 210,14 kN. Os métodos que mais se aproximam da média são os métodos que limitam o recalque ou encurtamento elástico da estaca (NBR 6122, 2010 e Davisson, 1972), sendo o método de Davisson (1972) o que mais se aproxima com o valor médio entre as estacas de 185,67 kN. Já os métodos da extrapolação da curva carga-recalque (Van der Veen, 1953, Mazurkiewicz, 1972 e Rigidez, 1996) apresentam um valor de carga de ruptura em torno de 23% acima da média.

Em relação às estacas, o método da interseção das tangentes para a estaca EC2 é o que mais se aproxima da média geral. Ao comparar com todos os métodos adotados, a estaca EC2 é a que apresenta valores mais próximos da média.

Considerando os métodos teóricos e semiempíricos, o método de Décourt (1996) é o método que resulta na carga de ruptura mais próxima da média dos métodos utilizados para interpretação da curva carga x recalque.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

O resíduo de construção civil utilizado para este trabalho teve sua classificação, através dos ensaios de laboratório, como areia pedregulhosa com finos.

A dosagem de água necessária para uma melhor consistência e trabalhabilidade da mistura atingiu valores entre 22 a 24% para os quatro traços ensaiados.

Em relação aos corpos de prova moldados, teve-se dificuldade em homogeneizar o material, devido possivelmente a não realização do quarteamento do material, anterior à mistura.

Considera-se também que essa falta de homogeneização contribuiu diretamente nos resultados das resistências dos corpos de prova já que o maior número de vazios causa perda na resistência.

Com os resultados apresentados para o ensaio de ruptura à compressão e tração na flexão nos corpos de prova, pode-se observar um ganho de resistência considerável tanto para a tração quanto para a compressão dos corpos de prova ensaiados no período dos 7 aos 28 dias.

A partir do 28º dia de cura, as resistências apresentaram menores crescimentos até o 90º dia. Os corpos de prova com acréscimo de pedrisco registraram resistências mais baixas que os corpos de prova sem o pedrisco. Acredita-se que a falta de quarteamento do material e sua consequente deficiência de homogeneização são as causas para resistências menores já que esses corpos de prova apresentaram um número maior de vazios e, dessa maneira, perdas na resistência.

Os corpos de prova prismáticos obtiveram resistências na compressão maiores que os corpos de prova cilíndricos. Esta diferença na resistência à compressão está associada às relações altura/diâmetro que para os corpos de prova cilíndricos é 2:1 e para os prismáticos é 1:1.

No que se refere aos ensaios de prova de carga das estacas, os gráficos resultantes da curva carga x recalque são compostos por dois segmentos retilíneos ligados por um trecho curvo. Para o primeiro segmento, os recalques são sempre inferiores a 4 mm, os quais correspondem à mobilização da resistência lateral da estaca. Com o decorrer da mobilização

da resistência de ponta, o segundo segmento, correspondente a essa mobilização, apresenta um aumento nos recalques praticamente lineares até grandes deslocamentos.

A estaca EC2 apresentou uma melhor tendência na curva carga x recalque apesar das dispersões mostradas nas leituras e maior valor de carga aplicada. Além disso, para os métodos de extrapolação da curva carga x recalque, essa estaca apresentou a maior carga média de ruptura de 225,57 kN. Em seguida foi a estaca EC1, com carga de ruptura estimada através dos métodos de interpretação da curva carga x recalque de 220,14 kN.

A estaca EC3, assim como os ensaios de laboratório da mistura com pedrisco, foi a que resultou em menor carga de ruptura estimada com valor médio, de acordo com os métodos de interpretação da curva carga x recalque adotados, de 187,57 kN.

Esperava-se que o acréscimo de pedrisco contribuiria para o aumento da resistência e capacidade de carga. No entanto, a não homogeneização, a falta de quarteamento e a deficiência de compactação do material foram as possíveis causas para a perda da resistência e baixa carga de ruptura quando comparado aos resultados obtidos para os corpos de prova e estacas sem o pedrisco.

Os métodos semiempíricos, quando comparados aos métodos para determinação da carga de ruptura, apresentaram valores mais aproximados para o método de Décourt (1996) com exceção da EC3 no método da inclinação das tangentes que se aproximou mais do valor obtido no método de Aóki e Velloso (1975).

Para o método teórico, ao ser comparado aos métodos para determinar a carga de ruptura, o método que mais se aproxima é o método da interseção das tangentes.

Diante dos ensaios realizados, conclui-se que, além de contribuir para a sustentabilidade, amenizando os impactos ambientais, o uso de resíduos de construção civil cerâmicos em estacas moldadas *in loco* pode ser uma nova alternativa para fundações profundas que exijam baixa capacidade de suporte.

É importante ressaltar que essa aplicação ainda é novidade para os profissionais da construção civil, necessitando de mais estudos para que o emprego dos resíduos possam ser utilizados em fundações de maneira confiável, segura e responsável.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

- Estudar uma mistura de resíduos com granulometrias que compreendam maiores tamanhos de grãos;
- Realizar quarteamento do material para melhor homogeneização;
- Moldar corpos de prova (15 x 30 cm);
- Moldar estacas com resíduos de construção civil com diferentes diâmetros e comprimentos;
- Moldar corpos de prova e estacas, misturando resíduo com areia e brita;
- Avaliar métodos para melhor compactação da estaca;
- Instrumentar os próximos ensaios de prova de carga em estaca com intuito de verificar o comportamento das parcelas de resistência lateral e de ponta;
- Estudar o comportamento de outros tipos de fundações, utilizando os resíduos de construção civil.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____ **NBR 6508**: Massa específica real dos grãos. Rio de Janeiro, 1984.

_____ **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica Rio de Janeiro, 1984

_____ **NBR 7211**: Agregado para concreto. Rio de Janeiro, 2009.

_____ **NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

_____ **NBR 9776**: Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco chapman - Método de ensaio Rio de Janeiro, 1987

_____ **NBR 12131**: Estacas - Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro, 2005.

_____ **NBR 13279**. Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

_____ **NBR 15115**: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil. Execução de camadas de pavimentação. Procedimentos. Rio de Janeiro, 2004.

_____ **NBR 15116**. Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil. Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural. Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Manual de estruturas**, 2003. Disponível em http://pcc2435.pcc.usp.br/textos%20%C3%A9cnicos/Fundacoes/fundacoes_comunidade_construcao.pdf. Acesso em 30 de julho de 2011.

ABRELPE. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil**. São Paulo, 2010. 202p.

ANDRADE FILHO J. **Reforço de solos com utilização de tubulões em solo- cimento.** 1989. 190p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1989, 190p, EESC-USP, São Carlos, 1989.

ALMEIDA, M.P.B. **Prova de carga rápida com recalque estabilizado.** 2009. 79p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2009.

ÂNGULO, S. C. et al. Desenvolvimento de novos mercados para a reciclagem massiva de RCD. In: SEMINÁRIO DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 5, 2002, São Paulo. **Anais.** São Paulo: IBRACON/, 2002a. p. 293-307.

ÂNGULO, S. C.; ZORDAN, S. E. JOHN, V. M. Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem de resíduos na Construção Civil. In: SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL – MATERIAIS RECICLADOS E SUAS APLICAÇÕES, 4., 2001, São Paulo. **Anais.** São Paulo: IBRACON, 2001.

ANJOS, G.J.M dos. **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais.** 341p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

ARAÚJO Jr., E.L. Estudo da viabilidade técnica da utilização de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição em obras de pavimentação. Relatório de Iniciação Científica, PIBIC Facepe/UPE, 2007, p.27.

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. The application of energy conservation Hamilton' principal to the determination of energy efficiency in SPT tests. In: VI INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF THE STRESS WAVE THEORY TO PILES, 4., 2000, São Paulo, **Anais.** São Paulo, 2000. p.457-460.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais.** Buenos Aires: ISSMGE, 1975. v. 1, p. 116-127.

AVELINO, J.D. **Análise de desempenho de estacas de fundação em um terreno com presença de solos moles.** 2006. 54p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

AVIZ, L.B.M. **Estimativa de Capacidade de Carga de Estaca Por Método Semiempíricos e Teóricos**. 2006. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BELINCANTA, A. ; REIS, J. H. C. dos . Uma abordagem geral sobre fundações profundas do tipo moldada *in loco* , de uso corrente na região de Maringá. In: ENCONTRO GEOTÉCNICO DO TERCEIRO PLANALTO PARANAENSE,1., 2003, Maringá. **Anais**. Maringá: Engeopar, 2003. v. 1. p. 279-290.

BERBERIAN, D. The economical plastic soil-cement foundation - PSC. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14, Hamburg. **Anais**. Hamburg, 1997. v.3 p.1573-1576.

BODI, J.; BRITO FILHO, J.A.; ALMEIDA, S. Utilização de entulho de construção civil reciclado na pavimentação urbana. In: 29ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1995, Cuiabá. **Anais**. Cuiabá: Associação Brasileira de Pavimentação, 1995. P. 409- 436.

BRITO, J.A. Cidade versus entulho. In: SEMINÁRIO DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2., 1999, São Paulo. **Anais**. São Paulo: IBRACON, 1999. p.56-67.

CARVALHO, J., CORTOPASSI, R. S. E CORTOPASSI JR, R.S. Análise do comportamento do solo-cimento plástico para uso em fundações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDEÇÕES, 9., 1990, Salvador. **Anais**. Salvador: ABMS, 1990. v.2, p. 403-408.

CIB. Agenda 21 para a construção sustentável. Tradução de: **Agenda 21 on sustainable construction. CIB Report Publication 237**. EDUSP-USP, São Paulo, Materials, Guildford, v.10, n.4, 2000.

CINTRA, J.C.A AOKI, N. ; **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de textos: São Paulo, 2010. 96p.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em Solos Colapsíveis**. RIMA: São Carlos, 1998. 106 p.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **Resolução CONAMA nº 307, de 05 de julho de 2002**. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res02/res30702.html>>. Acesso em: 26 de junho de 2011.

DAVISSON, M. T. High capacity piles. In: SOIL MECHANICS LECTURE SERIES ON INNOVATIONS IN FOUNDATIONS CONSTRUCTION, 1972, Chicago. **Proceedings**. New York: ASCE, 1972. p. 81-112.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-54.

_____. Análise e Projeto de fundações profundas: Estacas. In: Fundações: Teoria e prática. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1996. p. 265-301.

EMMER, R. **Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM**. 2004. 188p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Departamento de Engenharia de Construção Civil. **Tecnologia da Construção de Edifícios I**. São Paulo, 2003. 31p.

FARIAS, M.M.; CARVALHO, J.C.; e RANGEL, A.B.C. Estudo do comportamento de fundações em solo-cimento através de modelos físicos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais**. Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v.1, p. 199-206.

FELLENIOUS, B. T. The analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, v. 13, n. 6, p. 19-31, set. 1980.

FERREIRA, A.B.H. **Dicionário da Língua Portuguesa**. Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1995. 687 p.

FOÁ, S.B. **Análise do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente para o projeto de fundações profundas**. 2001. 200p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2001.

FONTINHA, R. **Novo dicionário etimológico da língua portuguesa**. Porto: Editorial Domingos Barreira, 1990. 1998 p.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S. BERNARDES, G. P.; FORTUNATO, S. G. S. **Controle de Fundações Profundas Através de Métodos Dinâmicos**. editado pelos próprios autores: São Paulo:, 2000. p. 253.

GONÇALVES, S.F. **Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar**. 2008. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

GRIGOLI, A.S. Entulho em canteiro de obra utilizado como material de construção - uma alternativa inadiável. In: SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL - MATERIAIS RECICLADOS E SUAS APLICAÇÕES, 4., 2001, São Paulo. **Anais**. São Paulo: IBRACON, 2001. p. 251-264.

GUNTHER, W.M.R. Minimização de resíduos e educação ambiental. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE RESÍDUOS SÓLIDOS E LIMPEZA PÚBLICA, 7., 2000, Curitiba. **Anais**. Curitiba: Associação Brasileira de Limpeza Pública, 2000.

GUSMÃO, A.D. **Manual de gestão de resíduos da construção civil**. Pernambuco, 2008. 140p.

JOHN, V.M.; AGOPYAN, V. Reciclagem de resíduos da construção. In: SEMINÁRIO – RECICLAGEM DE RESÍDUOS SÓLIDOS DOMICILIARES, 2000, São Paulo. **Anais**. São Paulo: CETESB, 2000.

JOHN, V. M. Aproveitamento de resíduos sólidos como materiais de construção. In: CARNEIRO, A. P.; BRUM, I. A. S.; CASSA, J. C. S. (ORG). Reciclagem de entulho para a produção de materiais de construção. Projeto entulho bom. Salvador: EDUFBA, Caixa Econômica Federal, cap. 1, 2001. p. 28-45.

JOHN, V. M. A construção, o meio ambiente e a reciclagem. Reciclagem de Resíduos como Materiais de Construção. São Paulo: PCC-EPUSP, 2000. Disponível em <<http://www.reciclagem.pcc.usp.br>>. Acesso em: 10 de junho de 2011.

JOHN, V. M.; ROCHA, J. C. **Utilização de resíduos na Construção Habitacional**. Porto Alegre:ANTAC, 2003. 272 p.

JOHN, V.M.J. Panorama sobre a reciclagem de resíduos na construção civil. In: SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2., São Paulo. **Anais**. São Paulo: IBRACON, 1999. p.44-55.

LEVY, S.M. **Reciclagem do entulho da construção civil, para utilização com agregados para argamassas e concretos.** 1997. 147 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

LOBO, B.O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT.** 2005. 69p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MACIEL FILHO, C. L. et al. Mapa geológico da folha de Camobi. Texto Explicativo. Santa Maria: Imprensa Universitária/UFSM, 1988. mapa n. 1, 10p.

MAZURKIEWICZ, B. K. Test loading of piles according to polish regulations. **Swedish Academy of Eng. Sciences**, Prel. Report n. 35, 1972.

MIOZZO, L.G. **Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de Santa Maria.** 2007. 170p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

MIRANDA, D. E. O et al. Confeção de solo-cimento plástico com resíduo de construção para uso em obras de pequeno porte. In: 2º WORKSHOP “CONCRETO: DURABILIDADE, QUALIDADE E NOVAS TECNOLOGIAS”, 2006, Ilha Solteira. **Anais.** Ilha Solteira, 2006.

MIRANDA, D. E. O et al. Estudo da adição de resíduos de concreto na confecção de solo-cimento plástico para uso em fundações moldadas *in loco*. In: XXXII JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 2006, Campinas. **Anais.** Campinas, 2006. v. 1. p. 167-168.

MORAES, L.S de. **Prova de carga dinâmica em placa.** 2005. 143p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2005.

MORAIS, S.A. **Estudo das características de resistência do solo-cimento plástico e aplicação em estacas moldadas *in loco*.** 2002. 146p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2002.

NACANO, M. **Capacidade de carga de estacas apiloadas confeccionadas com solo-cimento plástico.** 2001. 175p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2001.

NOVAS, L. A. A. **Estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da Formação “Libertad” Uruguay.** 2002. 168p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

NETO, J. da C. M. **Gestão dos resíduos de construção e demolição no Brasil.** RIMA: São Paulo, 2005.162 p.

NEVES, L.F.S. **Metodologia para a determinação da eficiência do ensaio SPT através de prova de carga estática sobre o amostrador padrão.** 2004. 111p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.

NIENOV, F.A. **Comportamento a compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria.** 2006. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de Desempenho. Fundação: Teoria e Prática. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.; SALES, J.L.; FROTA, R.; CARVALHO, C.; NIYAMA, S. Fundações: teoria e prática, 2ed. PINI: São Paulo, 1998. p. 723-751.

OLIVEIRA, M.J.E. **Materiais descartados pelas obras de construção civil: estudo dos resíduos de concreto para reciclagem.** 2002. 191 p. Tese (Doutorado em Geociências) – Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2002.

PINTO, T. P.; GONZÁLES, J. L. R. (Coord). **Manejo e gestão dos resíduos da construção civil. Volume 1 – Manual de orientação: como implementar um sistema de manejo e gestão nos municípios.** Brasília: CAIXA, 2005.194p.

PINTO, T.P. **Utilização de resíduos de construção. Estudo do uso em argamassas.** 1986. 137 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1986.

PINTO, T. P. **Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana.** 1999. 200 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

PINTO, T. P. Resíduos de construção civil – Nova legislação permite rápido avanço para normas técnicas e novas soluções. In: ASSEMBLÉIA NACIONAL DA ASSEMAE, 34., 2004, Caxias do Sul. **Anais.** Caxias do Sul, RS, 2004.

PIOVEZAN JR., G.T.A, **Avaliação dos resíduos da construção civil (RCC) gerados no município de Santa Maria.** 2007. 76p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

RAMOS, A.J. **Avaliação da resistência por atrito lateral de estacas escavadas na região da tríplice fronteira.** 2008. 62p, Monografia (Trabalho final de graduação em Engenharia Civil) - União Dinâmica de Faculdades Cataratas, Foz do Iguaçu, 2008.

RIBEIRO, G.W. **Estudo da influência da saturação na interação solo de fundação/estaca de solo-cimento.** 1999. 145p. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Universidade de Brasília, Brasília, 1999.

SANTOS, E. C. G. **Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado.** 2007. 173p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2007.

SILVA, T.C.R. Estudo de viabilidade técnica de resíduos de construção e demolição como agregado reciclado em estacas de compactação. Relatório de Pesquisa PIBIC/POLI 2007-2008, Recife, 2008, p.120.

SILVA, M.T. **Interação solo-estrutura de fundação em estacas de solo-cimento e concreto.** 1994. 101p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 1994.

SIQUEIRA, M.S. Análise de situação ambiental dos resíduos de construção na cidade do Recife. Relatório de Pesquisa PIBIC/POLI 2004-2005, Recife, 2005.

SOARES, W.C. **Estacas de compactação para melhoria de solo .** 2002. 133p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2002.

SOUZA, U.E.L. et al. Desperdício de materiais nos canteiros de obras: a quebra do mito. In: SIMPÓSIO NACIONAL – DESPERDÍCIO DE MATERIAIS NOS CANTEIROS DE OBRAS: A QUEBRA DO MITO. 1999, São Paulo. **Anais.** São Paulo, 1999.p.48.

SOUZA, U. E. L. et al. Diagnóstico e combate à geração de resíduos na produção de obras de construção de edifícios: uma abordagem progressiva. **Ambiente construído**, v. 4, n. 4, p. 33-46, 2004.

THÉCHNE. **Reciclagem: uso de resíduos da construção**. Revista Técnica, São Paulo: Editora Pini, n.112, p. 32-35, julho de 2006.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE. Departamento De Engenharia Civil. **Fundações**. Aracaju, 2005. 71p.

UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO RIO DE JANEIRO. Departamento de Arquitetura e Urbanismo. **Técnica das Construções**. Rio de Janeiro, 2000. 53p.

ULSEN, C. **Caracterização tecnológica de resíduos de construção e demolição**. 2006. 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings**. Zurich: ICSMFE, 1953. v. 2, p. 84-90.

VAN IMPE, W.F. (2003). Screw Piling: Still a Challenging Discussion Topic ? Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed). Millpress, Róterdam.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações Profundas** . COPPE/UFRJ, 2002. 472 p.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações** . Critérios de projeto, investigação do solo, fundações superficiais, fundações profundas. Oficina de textos. São Paulo, 2011. 584 p.

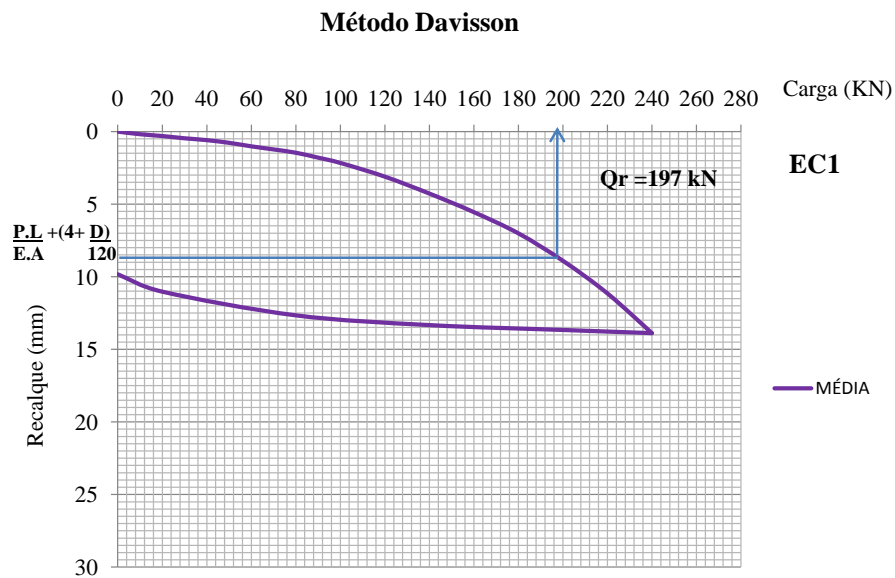
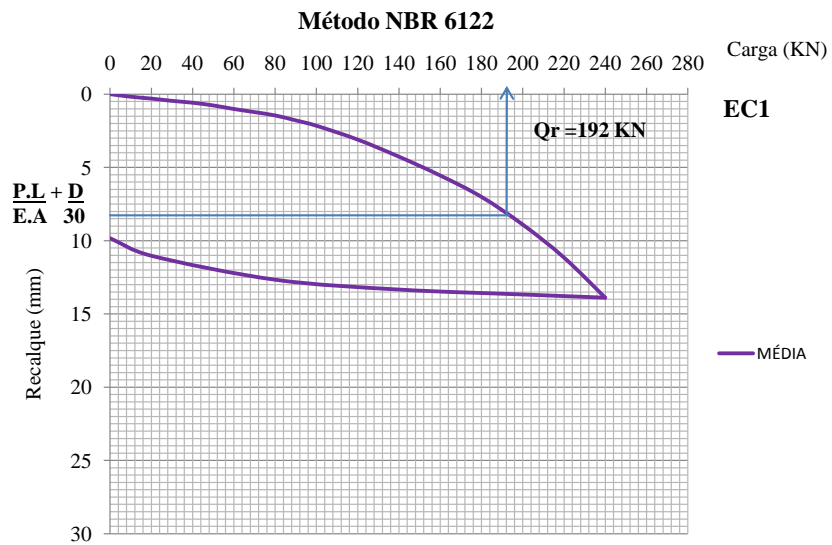
ZORDAN, S.E. **A utilização do entulho como agregado, na confecção do concreto**. 1997. 140p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Campinas. Campinas, 1997.

ZORDAN; S.E. Entulho da indústria da construção civil. In: PCC-EPUSP. São Paulo, 2006. Disponível em <<http://www.reciclagem.pcc.usp.br>>. Acesso em: 05 de agosto de 2011.

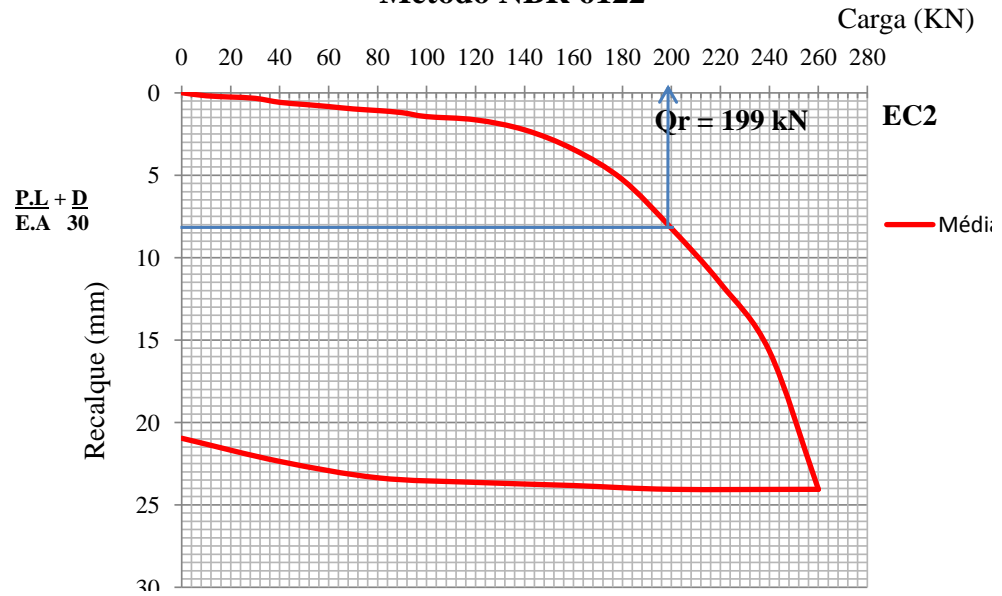
ZORDAN, S.E et.al Concreto confeccionado com entulho reciclado: avaliação do desempenho em função do consumo de cimento. In: INTERNATIONAL HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 2., 1999, Gramado. **Anais**. Gramado, 1999.

ANEXOS

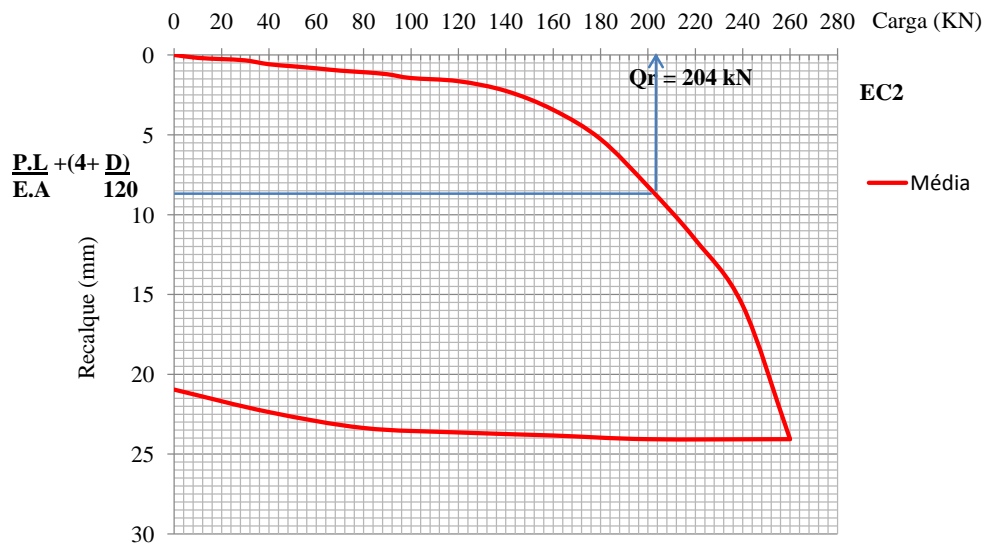
ANEXO I: Definição da carga de ruptura a partir dos métodos de Davisson (1972) e NBR 6122 (2010).



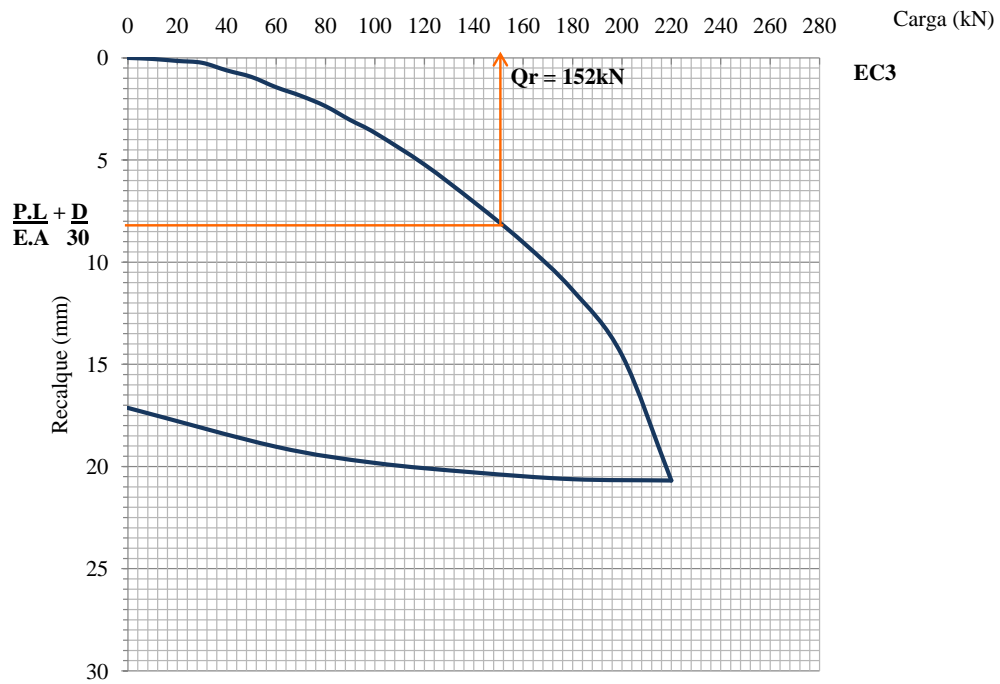
Método NBR 6122



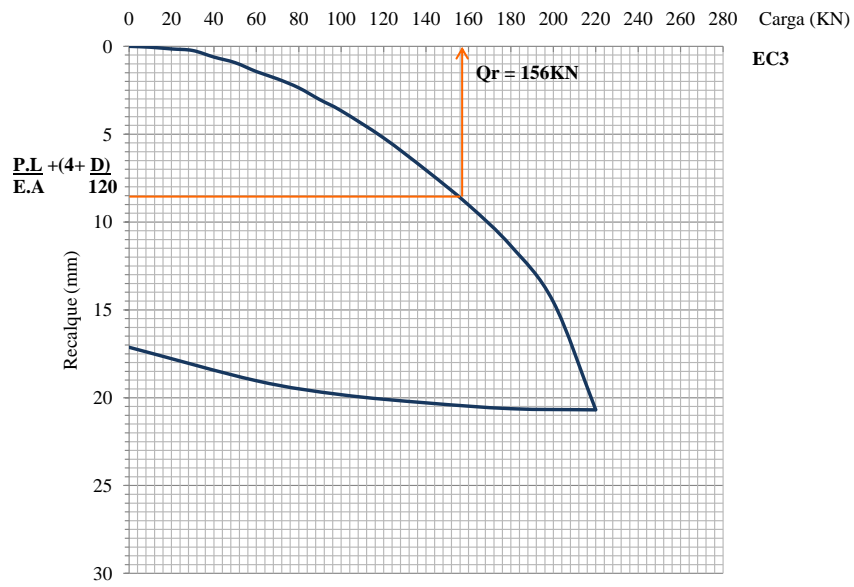
Método Davisson



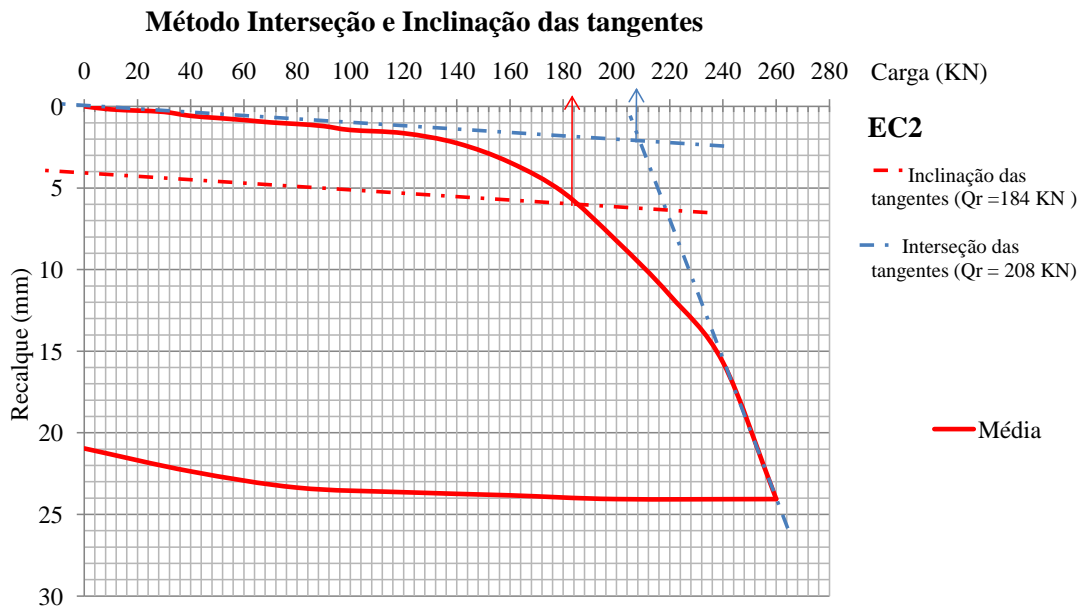
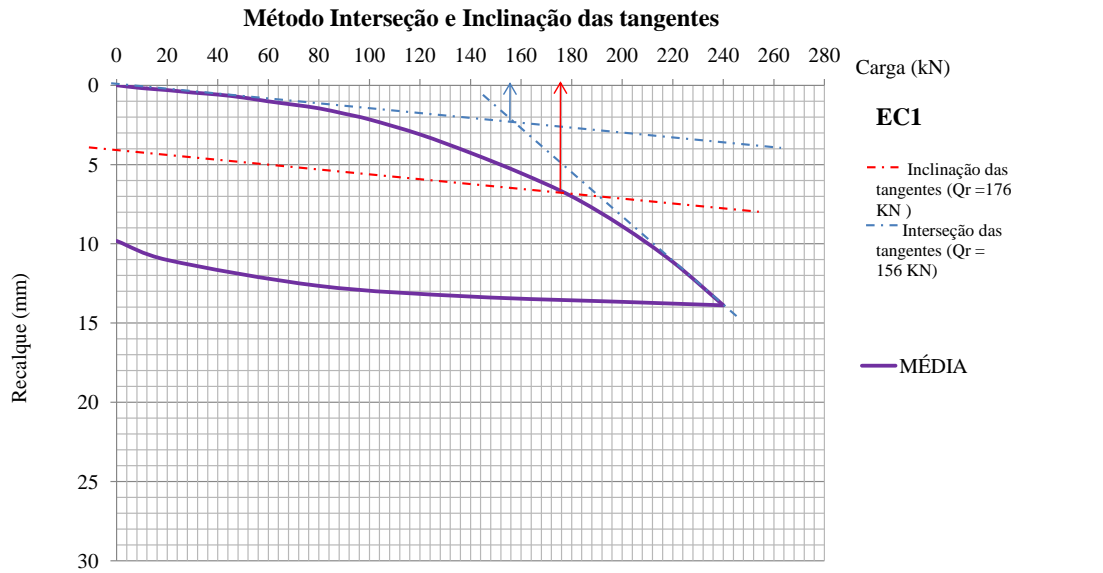
Método NBR 6122



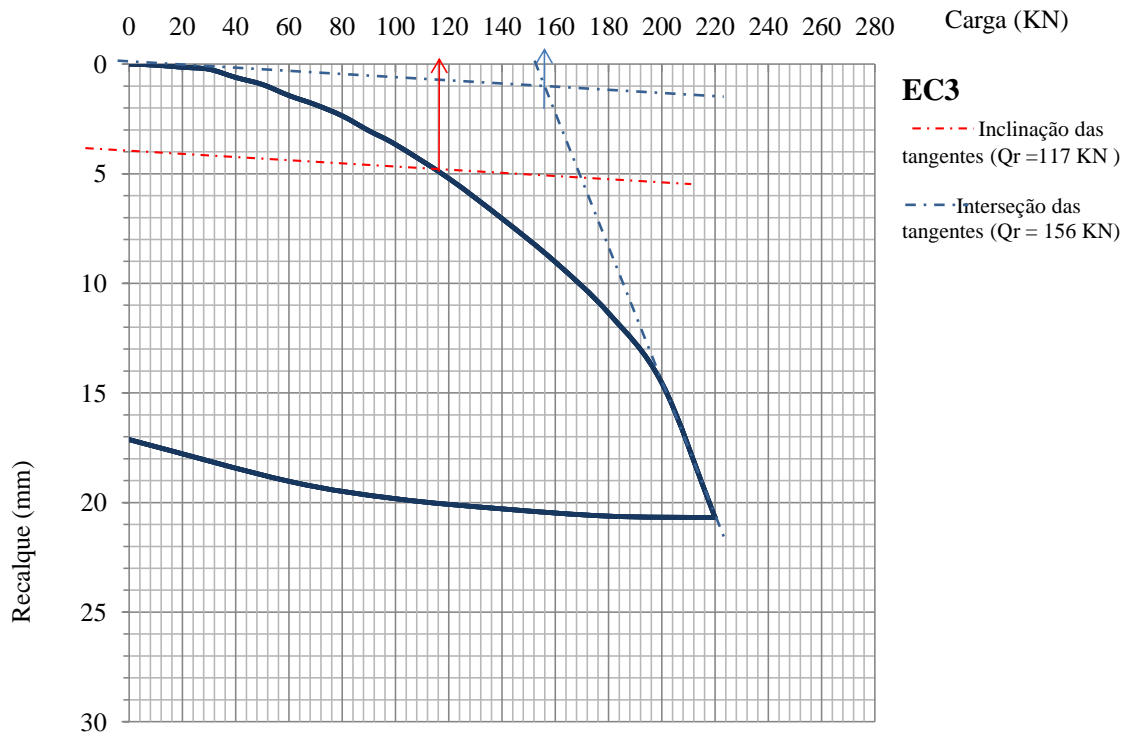
Método Davisson



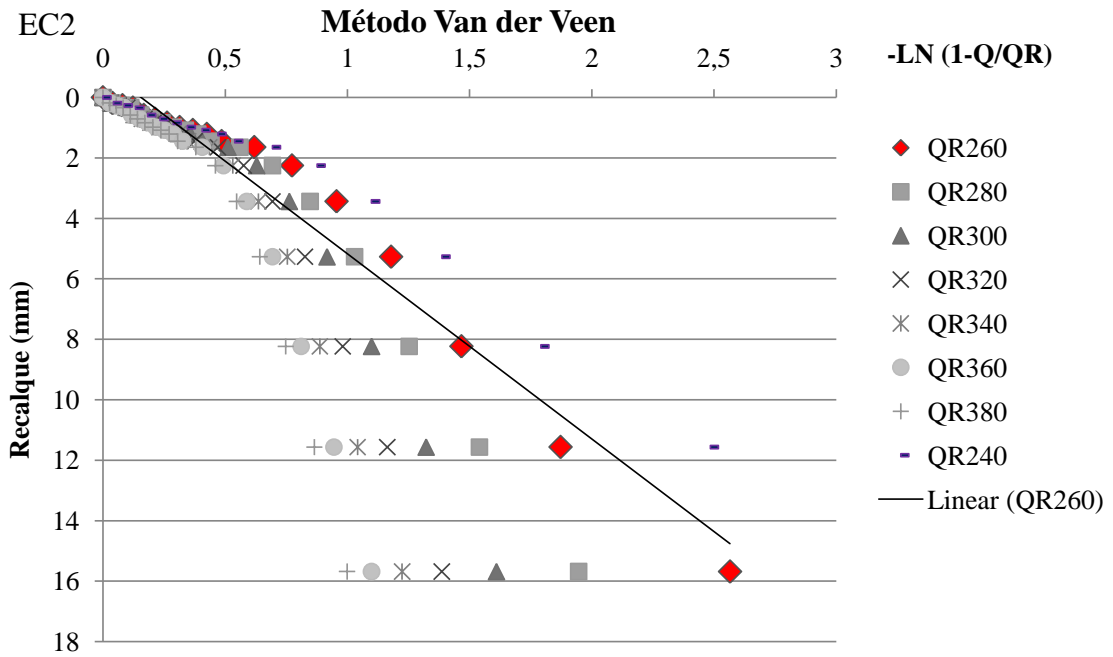
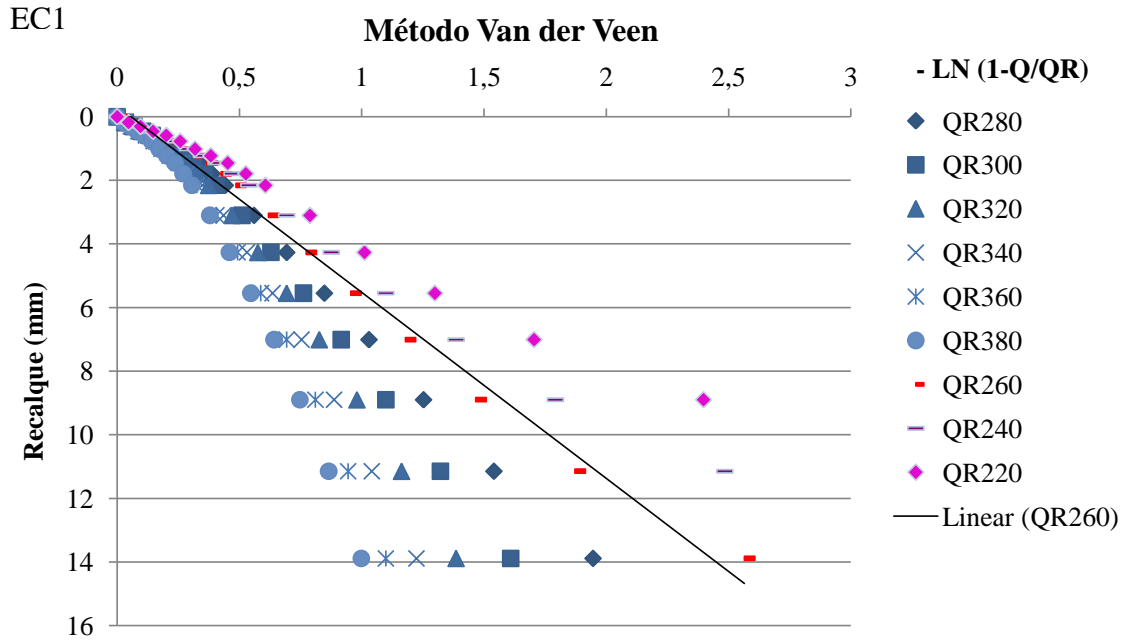
ANEXO II: Definição da carga de ruptura a partir dos métodos de Intersecção das Tangentes (1983) e Inclinação das Tangentes (1983)

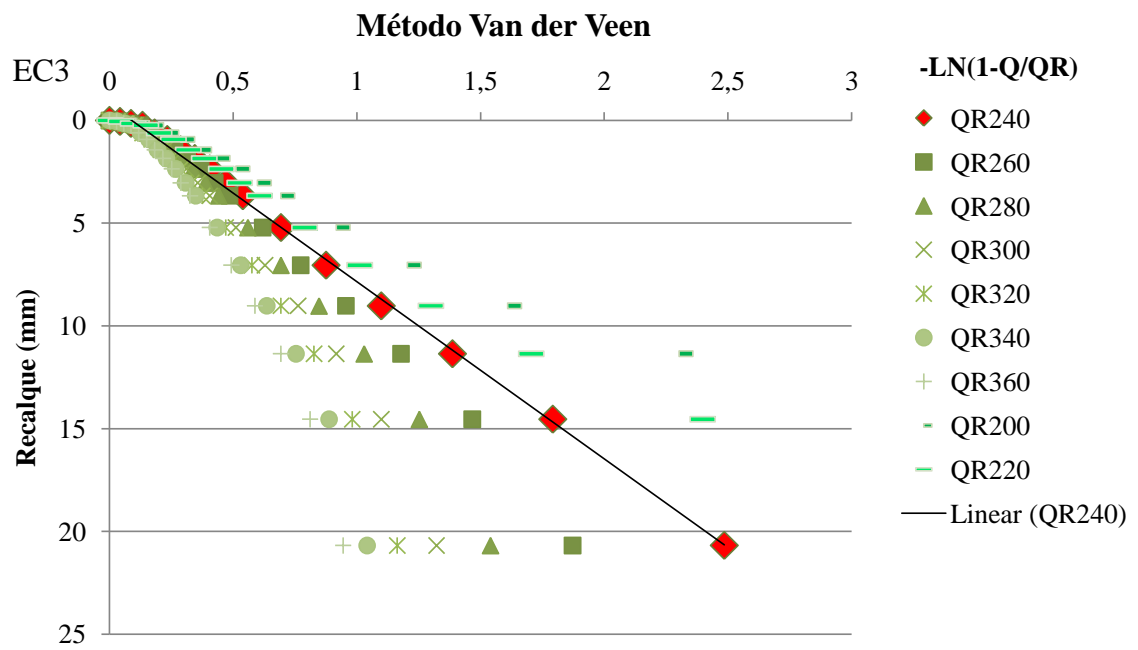


Método Interseção e Inclinação das Tangentes

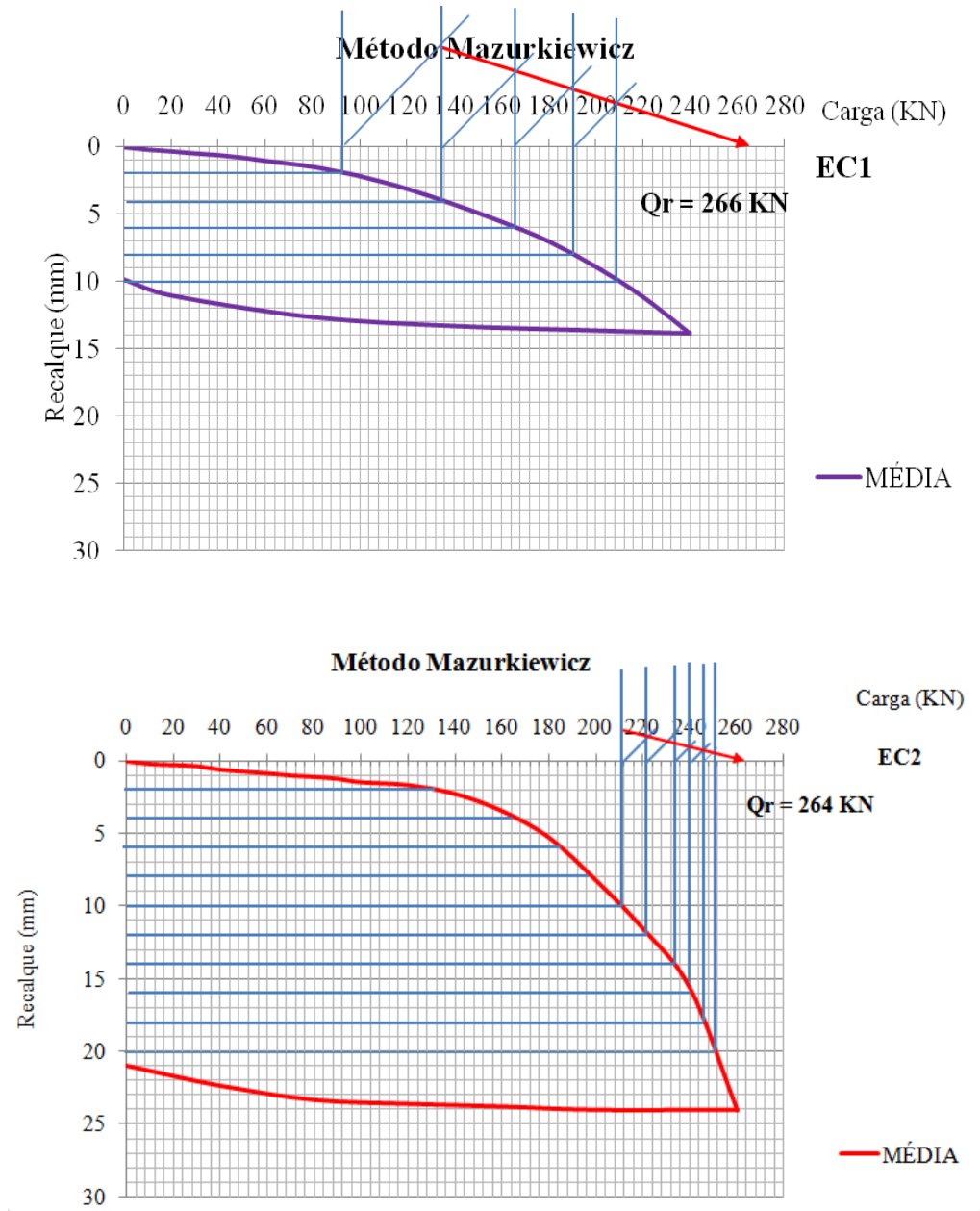


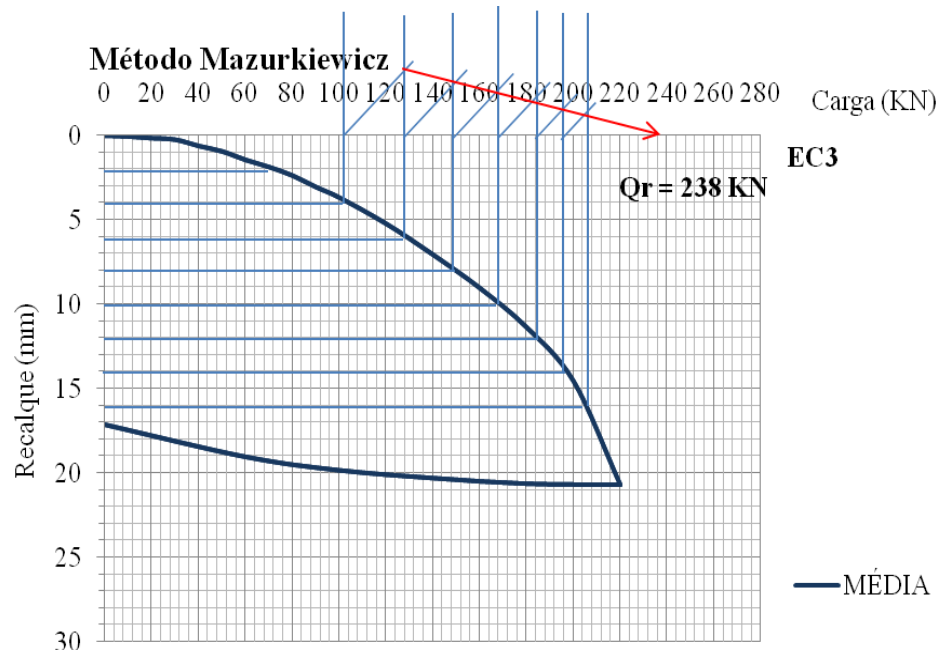
ANEXO III: Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o método de Van der Veen (1956)



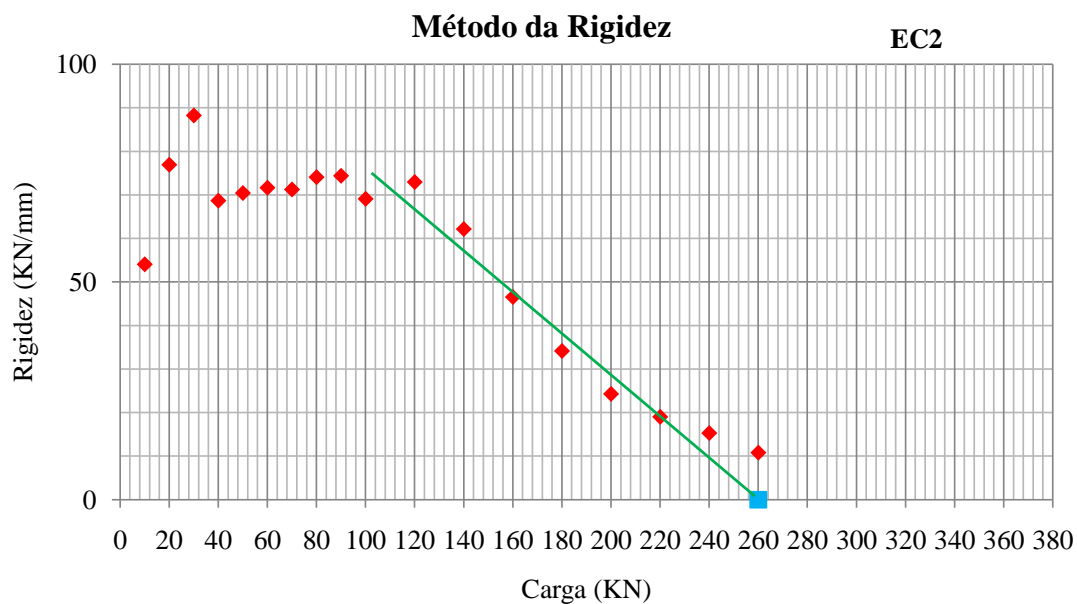
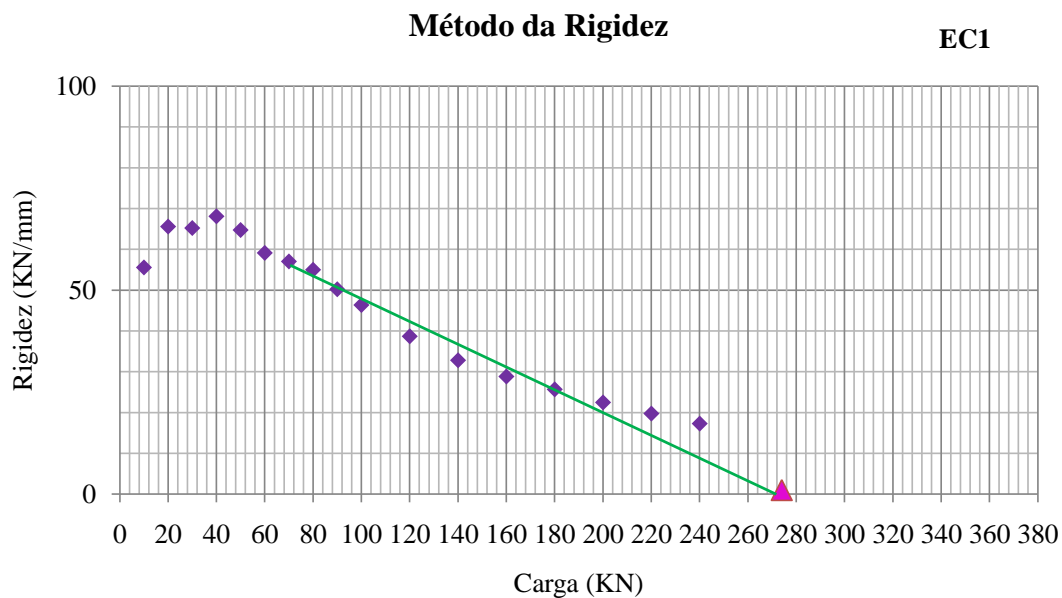


ANEXO IV: Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o método de Mazurkiewicz (1972)





ANEXO V: Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o método da Rigidez (1996)



Método da Rigidez**EC3**