UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL – UNIJUI

RENAN MOREIRA

ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE SOLO RESIDUAL DE BASALTO

Ijuí

2014

RENAN MOREIRA

ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE SOLO RESIDUAL DE BASALTO

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil apresentado como requisito parcial para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Carlos Alberto Simões Pires Wayhs, Mestre

Ijuí

2014

RENAN MOREIRA

ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE SOLO RESIDUAL DE BASALTO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelos membros da banca examinadora.

Ijuí, 17 de dezembro de 2014

Prof. Carlos Alberto Simões Pires Wayhs

Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Orientador

Prof. Cristina Eliza Pozzobon

Coordenadora do Curso de Engenharia Civil/UNIJUÍ

BANCA EXAMINADORA

Prof. José Antonio Santana Echeverria (UNIJUÍ)

Mestre pela Universidade Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Carlos Alberto Simões Pires Wayhs

Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Orientador

Em especial à minha família que são pessoas iluminadas, meus pais Roque e Joice que me ensinaram o valor de um sonho e proporcionaram estrutura para buscá-lo, guiando-me sempre pelos caminhos adequados e ensinando-me a fazer as melhores escolhas. Aos meus irmãos Patrícia e Tainan pelo apoio constante e incondicional, estando sempre ao meu lado em todas as etapas da minha vida, vibrando comigo a realização desse sonho. Obrigado pela compreensão, paciência e amizade nos momentos difíceis. AMO VOCÊS!

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ser a razão de tudo, por ser meu refúgio e força, o meu porto seguro onde sempre encontrei respostas para meus questionamentos. A Ele que me iluminou e me deu forças, guiando minha vida e me ensinando a nunca desistir diante dos obstáculos e pela família e amigos maravilhosos. A todos que tornaram minha vida mais afetuosa.

Agradeço em especial a duas pessoas iluminadas, meus pais ROQUE e JOICE, que em nenhum momento mediram esforços para realização desse sonho e que com certeza serão os responsáveis por cada sucesso obtido em minha vida. A eles que sempre estiveram comigo em cada passo da minha vida orientando de forma íntegra e a quem devo tudo o que sou. A vocês meus pais devo a pessoa que me tornei, sou extremamente grato e tenho muito orgulho por chamá-los de PAI e MÃE. Obrigado pelo amor, carinho, amizade e compreensão nos momentos de ausência. AMO VOCÊS!

Agradeço aos meus irmãos Patrícia e Tainan, pelo carinho, pela ajuda e compreensão. A Patrícia por essa pessoa maravilhosa, determinada e muito querida que mesmo distante sempre esteve disposta a ajudar não interessando o dia nem a hora. Ao Tainan o pequeno grande caçula da família obrigado pelo carinho, educação e respeito, principalmente nos momentos em que precisei de silêncio na casa, cuidando até no fechar da porta para não fazer barulho. Quero que saibam que AMO MUITO VOCÊS!

Ao Professor e Orientador Carlos, obrigado pela orientação, pela atenção e amizade, pelo incentivo, por todos os e-mails respondidos, por todas as ligações atendidas ou retornadas, que com paciência e talvez pouco tempo, conseguia me ajudar muitas vezes fora do horário e por ser esse excelente profissional mostrando com grande dedicação o verdadeiro papel do educador.

Aos meus amigos, obrigado pela paciência, pelas risadas e por ficarem do meu lado sempre, alguns que mesmo longe estão e estarão sempre por perto. Com vocês dividi alguns dos melhores momentos da minha vida e podem ter a certeza de que nunca me esquecerei de pessoas como vocês. Meu agradecimento especial as minhas colegas e amigas Bruna e Carine pelas horas

em que vocês deram uma "mãozinha" quando precisei, deixando de fazer muitas vezes seus afazeres particulares para me socorrer. Meu muito obrigado!

Gostaria de agradecer aos meus colegas de trabalho, sempre dispostos a ajudar, também fazer um agradecimento especial ao meu supervisor Vinícius que impreterivelmente ajudou desde o princípio do curso, principalmente quando precisei de folgas devido as atividades acadêmicas, que entendendo as razões nunca se opôs. Meu muito obrigado a todos pela grande ajuda!

Aos Laboratoristas Luiz, Tulio e Roberto obrigado pela atenção, pelo carinho, pela amizade, pelo tempo disponibilizado em tirar dúvidas quando precisei saná-las, mesmo sem tempo em que o laboratório da engenharia civil estava ocupado com atividades estiveram sempre dispostos a me ouvir e ajudar com sorriso no rosto. Agradeço também aos professores da banca examinadora pela atenção, pelo tempo disponível e pelas brilhantes ideias que só vieram a enriquecer meu trabalho.

A Prefeitura Municipal de Pinhal pela disponibilidade do espaço e também pelo empréstimo do seu maquinário para a execução dos ensaios.

A todos os professores, mestres e doutores em que cruzei durante minha vida acadêmica, tenho todos como exemplo a ser seguido sempre. Durante esses anos fortaleceram minha sabedoria e hoje posso dizer que irei levar comigo pra sempre esse conhecimento. Aos professores, que de alguma forma ou outra contribuíram para meu crescimento, obrigado pelo conhecimento transmitido e por estarem sempre dispostos a me atender.

Aos colegas da faculdade pouco tempo talvez para escrever uma história, mas muito para preencher mais um capítulo importante que compõe minha vida. Não irei citar nomes, pois levar-me-ia a uma obrigatória omissão ou esquecimento, portanto fica a mensagem: Obrigado por terem crescido comigo. E com certeza seremos excelentes profissionais.

Enfim a todos que direta ou indiretamente fizeram ou fazem parte dessa história. Àqueles que contribuíram para que eu chegasse até aqui. Meu carinho e muito obrigado!

VALEU!

Uns são homens;

Alguns são professores;

Poucos são mestres.

Aos primeiros, escuta-se;

Aos segundos, respeita-se;

Aos últimos, segue-se.

Se hoje enxergo longe,

É porque fui colocado em ombros de gigantes!

(Isaac Newton)

RESUMO

Ao escolher o tipo de fundação a ser empregada o profissional precisa de dados do solo como por exemplo, no caso de uma fundação superficial, sua capacidade de carga, podendo dessa forma ter uma previsão dos recalques que se submete a estrutura. Uma das formas mais seguras de se tomar essa decisão é através do carregamento direto sobre placas, onde é possível reproduzir em menor escala o comportamento real do solo, contribuindo para o desenvolvimento mais eficaz das obras de fundação. O presente trabalho apresenta um estudo do comportamento de um perfil de solo típico da cidade de Pinhal, RS submetido a ensaios de placa, cujo principal objetivo é verificar o comportamento do solo natural sob a ação de cargas. Os dois ensaios de prova de carga foram realizados no parque de máquinas da Prefeitura Municipal, na cidade de Pinhal - RS. Complementarmente, foram realizados ensaios de caracterização geotécnicos em amostradas deformadas, coletadas no local dos ensaios de placa. Pedologicamente o solo caracteriza-se como sendo um Cambissolo e texturalmente classificados como um solo argiloso com alta plasticidade. Realizaram-se dois ensaios de placa para a avaliação do comportamento tensão-recalque, com placas de 0,48 m e 0,80 m de diâmetro. Para o sistema de reação foram utilizados dois equipamentos da prefeitura de Pinhal, um caminhão caçamba e uma carregadeira. Após os ensaios analisaram-se os resultados obtidos através de curvas tensão-recalque, as quais se aplicaram alguns critérios para definir a tensão admissível e de ruptura.

Palavras - chave: fundações, ensaios de placa, comportamento carga recalque de solos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perfil típico de solo laterítico na parte superior e saprolítico na inferior 20
Figura 2 - Distribuição das áreas de ocorrência de Latossolos no Brasil 21
Figura 3 - Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de pressão 27
Figura 4 - Ensaio de placa 29
Figura 5 - Curva tensão-recalque 32
Figura 6 - Ruptura geral 34
Figura 7 - Ruptura por puncionamento 34
Figura 8 - Ruptura local 35
Figura 9 - Recalque máximo igual a d/30 37
Figura 10 - Método de DeBeer 38
Figura 11 - Método de Fuller e Hoy e Butler e Hoy 38
Figura 12 - Interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque 39
Figura 13 - Gráfico de Van der Veen 40
Figura 14 - Carga de ruptura de acordo com Chin 41
Figura 15 - Carga de ruptura segundo Mazurkiewicz 42
Figura 16 - Método de Massad 43
Figura 17 - Método de Rigidez 44
Figura 18 - Localização do município de Pinhal - RS em relação ao RS 46
Figura 19 - Cidade de Pinhal – RS 47
Figura 20 – Local dos ensaios de placa - Parque de máquinas da Prefeitura de Pinhal 47
Figura 21–Conjunto macaco, placa 80 cm e deflectômetros no ensaio 51
Figura 22 - Bomba hidráulica 51
Figura 23 - Equipamentos utilizados no ensaio 52
Figura 24 - Caminhão caçamba – cargueira para o ensaio com a placa de 0,48 m 53
Figura 25 - Caminhão caçamba com carregadeira no ensaio com placa de 0,80 m 53
Figura 26 - Uso do perfil "I" nos ensaios 54
Figura 27 - Preparação do local para os ensaios 56
Figura 28 - Curva Granulométrica 57
Figura 29 - Gráfico de carga e descarga - ensaio de placas 60

Figura 30 - Local após o ensaio com a placa de 48 cm 61
Figura 31 – Curva carga x recalque da placa 48 cm de acordo com Chin (1970)..... 62
Figura 32 – Curva carga x recalque da placa 80 cm de acordo com Chin (1970)..... 63

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1.....32
Equação 2.2.....33
Equação 2.3.....33
Equação 2.4.....33
Equação 2.5.....39
Equação 2.6.....40
Equação 2.7.....42
Equação 2.8.....42

LISTA DE SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials (Associação Americana de Órgãos Rodoviários Estaduais de Transportes e seus Funcionários)

CH - Clay High (Argila de Alto Limite de Liquidez)

CLT/SCT - Cyclic Load Test/Swedish Cyclic Test (Teste de Carga Cíclica/Teste Sueco Cíclico)

cm - Centímetro

CODEMAU - Conselho Regional de Desenvolvimento do Médio Alto Uruguai

CRP - Constant Rate of Penetration (Taxa Constante de Penetração)

HRB - Highway Research Board (Conselho de Pesquisas Rodoviárias)

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

ISC - Índice Suporte Califórnia

Km^2 - Quilômetro Quadrado

LBC - Latossolo Bruno-câmbico

LBR - Latossolo Bruno

LE - Latossolo Vermelho-escuro

LR - Latossolo Roxo

LVDT - Linear Variable Differential Transformer (Transformador Diferencial Variável Linear)

m - Metro

mm - Milímetro

NBR - Norma Brasileira

PET – Programa de Ensino Tutorial

PIBIC – Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica

QML - Quick Maintained Load Test (Teste Mantido em Carga Rápida)

R - Rigidez

SML - Slow Maintained Load Test (Teste Mantido em Carga Lenta)

SUCS - Sistema Unificado de Classificação dos Solos

UNIJUÍ - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 18

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 19

2.1 Solos lateríticos e saprolítico 19

2.2 Latossolos 21

2.3 Nitossolos 22

2.4 Luvissolos 23

2.5 Cambissolos 23

2.6 Neossolos 24

2.7 Chernossolos 25

2.8 Ensaio de placa 26

2.8.1 Tipos de ensaio 28

2.8.2 Equipamentos 29

2.8.3 Procedimentos e normas para instalação e aparelhamento da prova de carga .. 30

2.8.4 Descrição para o ensaio de placas 30

2.8.5 Interpretação dos resultados 31

2.8.6 Obtenção da tensão admissível 32

2.8.7 Mecanismo de ruptura 34

2.8.8 Definição da carga de ruptura 35

2.8.9 Curva tensão-recalque do ensaio 36

3 METODOLOGIA 45

3.1 Área de estudo 45

3.2 Descrição do solo do local e retirada de amostras 48

3.3 Ensaios de laboratório 50

3.4 Ensaios de placa 50

3.4.1 Equipamentos e materiais utilizados nos ensaios 50

3.4.2 Sistema de reação 52

3.4.3 Execução dos ensaios de placa 54

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS 57

4.1 Ensaios de caracterização e classificação do solo 57

4.2 Ensaios de placa 59

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES 65

5.1 Conclusões 65

5.1.1 Quanto aos ensaios de caracterização geotécnica 65

5.1.2 Quanto ao comportamento carga recalque do solo 65

5.2 Sugestões 66

REFERÊNCIAS 68

ANEXO A 72

1 INTRODUÇÃO

A presente pesquisa permitiu conhecer o comportamento do solo na cidade de Pinhal –RS localizada na região do Alto Uruguai ao norte do Estado do Rio Grande do Sul, quanto à capacidade de carga e recalque através de prova de carga de campo e comparando este comportamento com métodos empíricos e semi-empíricos.

Os ensaios de carga com placa verificam a capacidade de suporte e estabilidade do solo e substrato de fundação visando fornecer, por via direta as resistências e características de deformação do terreno a uma determinada profundidade. A investigação das propriedades do solo é de fundamental importância para que nele se assente uma edificação, mesmo que este implique em custos adicionais. O ensaio de placa é usado para garantir um planejamento e controle de qualidade mais seguro.

Este trabalho de conclusão de curso está dividido em seis seções. A introdução onde se apresenta os dados do trabalho e objetivos. Na segunda parte, apresenta-se uma revisão bibliográfica que abrange a descrição dos solos lateríticos e saprolíticos, as principais classes de solos da região e principalmente conteúdo sobre o ensaio de placa, seja descrição do ensaio, métodos de análise e estimativa de ruptura, recalque limite máximo e tensão admissível. Na terceira parte, discorre-se sobre a metodologia do trabalho. Já no quarto capítulo, apresenta-se os resultados dos ensaios de caracterização do solo e dos ensaios de placas. Além disso, realiza-se algumas análises focados nestes resultados. Em seguida, na penúltima seção, apresenta-se as conclusões e sugestões para próximos trabalhos. Por último, na seção, apresenta-se as referências bibliográfica e em anexo as planilhas dos ensaios de placa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos lateríticos e saprolítico

Existem dois tipos de solos residuais: os solos saprolíticos ou solo residual jovem, material que física e mecanicamente pode-se classificar como solo, mas que preserva a estrutura e fábrica original da rocha-mãe; e os lateríticos ou solo maduro, em que os processos de enfraquecimento causados pela meteorização se seguiram litificações e precipitações químicas secundárias com a geração de novas ligações interparticulares, tendo-se perdido completamente a estrutura e a fábrica da rocha-mãe (FONSECA, 1996).

De acordo com Fonseca (1996) em climas temperados existem quase exclusivamente solos saprolíticos, como por exemplo Norte de Portugal e os solos lateríticos apenas conseguem se desenvolver em zonas subtropicais e tropicais. No entanto segundo Nogami & Villibor (1995) o solo não pode ser considerado como tropical apenas por se encontrar em regiões de clima tropical úmido, mas deve apresentar aspectos geotécnicos que o caracterize como solo tropical ou não.

Os solos saprolíticos em condições naturais constituem camadas subjacentes às lateríticas ou outros solos pedogenéticos que podem ser sedimentares ou transportados. As espessuras dessas camadas são das mais variadas atingindo frequentemente várias dezenas de metros (Figura 01). Suas cores também variam muito, sendo frequente uma mesma amostra apresenta partes de diversas cores diferentes. Contrastando com os solos lateríticos, os saprolíticos são genuinamente residuais (NOGAMI E VILLIBOR, 1993; COZZOLINO E NOGAMI, 1993).

Para Pinto (1998) esses solos mantém a estrutura original da rocha-mãe, inclusive veios intrusivos, fissuras e xistosidade, mas perdendo a consistência da rocha, pode facilmente confundir-se com uma rocha alterada, mas apresenta pequena resistência ao manuseio.

Segundo Kublik (2010) a camada mais superficial e bem drenada são denominados solos lateríticos e podem atingir com frequência mais de dois metros de espessura, porém, raras vezes ultrapassar os dez metros (Figura 01).

Para Pinto (1998) mineralogicamente os solos lateríticos têm sua fração argila constituída predominantemente de minerais cauliníticos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos, provocando sua peculiar coloração avermelhada e com índice de vazios elevado, porém quando compactado esse tipo de solo sua capacidade de suporte é elevada.

Figura 1 - Perfil típico de solo laterítico na parte superior e saprolítico na inferior

Fonte: Kublik (2010)

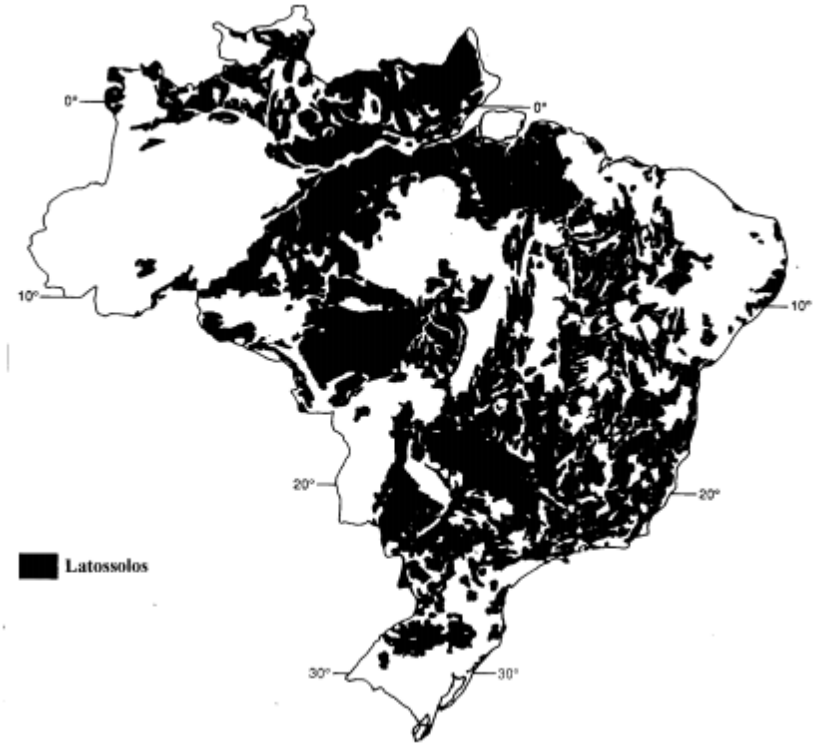
Observa-se que as camadas dos solos lateríticos quase sempre não se relacionam diretamente com as camadas subjacentes analisando pelo ponto de vista genético, devido à presença de linhas de seixos. Portanto, chamá-las de camadas residuais maduras pode não ser verdadeira em muitas circunstâncias. As camadas de solos lateríticos recobrem tanto camadas de solos saprolíticos como transportados. Estes últimos são, muitas vezes, parcialmente intemperizados e, nestes casos, podem possuir muitas propriedades similares aos tipicamente lateríticos sobrejacentes (NOGAMI E VILLIBOR, 1993; COZZOLINO E NOGAMI, 1993).

O mapeamento geotécnico voltado para fundações e estradas em solos lateríticos na região sul do Brasil foram realizados, segundo Kublik (2010), por Dias e Gehling (1985), Dias (1989), Dias et al. (1990, 1991, 2000, 2002).

2.2 Latossolos

Segundo Ferreira (1988), os latossolos em geral são classificados como solos muito permeáveis em função da textura e da própria mineralogia. Os solos de textura média, ou mesmo argilosa ou muito argilosa, quando gibsíticos, são os mais permeáveis. Isso favorece a lixiviação ou processo de intemperismo. Nessa classe de solo a única exceção são os Latossolos Amarelos por se apresentarem como os menos permeáveis. Os latossolos apresentam a maior representação geográfica no Brasil em relação aos demais tipos de solos (Figura 02). No planeta terra, estima-se que há 750 milhões de hectares, sendo que 300 milhões de hectares estão em território brasileiro.

Figura 2 - Distribuição das áreas de ocorrência de Latossolos no Brasil



Fonte: CAMARGO et al. (1977)

No Estado Rio Grande do Sul 20% do seu território são classificados como latossolo formado por solos oriundos de basalto e arenito. O latossolo roxo é o de maior ocorrência seguido

pelo vermelho escuro. Ocorrem, também, latossolos com menor grau de desenvolvimento, classificados como bruno intermediário para roxo. O menos evoluído, com menor grau de intemperização é o bruno-câmbico (DIAS, 1989).

De acordo com Dias (1989) a Terra Roxa-Estruturada é encontrada no sul do Brasil na região dos basaltos, geralmente formada por horizonte B, de menor espessura e mais estruturada ou solos com menor evolução pedogenética onde não há horizonte B, ou pouco evoluído como litólico de basalto e brunizem avermelhado.

Dias (1989) classifica os tipos de solos reconhecidos no Brasil como:

- O Latossolo roxo (LR) que socorre em grandes extensões no Planalto das Missões, cerca de 14.000 Km², é derivado de basalto da Formação Serra Geral;

- O Latossolo vermelho-escuro (LE) que é derivado normalmente do arenito e quando oriundo do basalto da Formação Serra Geral;

- O Latossolo bruno, intermediário para roxo (LBR) diferencia-se do Latossolo roxo por apresentar maior grau de desenvolvimento da estrutura, é também, desenvolvido do basalto da Formação Serra Geral e ocupa uma área aproximada de 7.098 km²;

- O Latossolo bruno-câmbico (LBC) que é o menos evoluído da classe dos latossolos tem-se o horizonte B com características intermediárias entre B latossólico e B câmbico e ocorre numa área aproximada de 1.422 Km², em altitudes que variam de 900 a 1.100 metros e é também oriundo de basalto da Formação Serra Geral.

2.3 Nitossolos

Segundo a Embrapa (2006) os nitossolos são solos com 350 g/kg ou mais de argila, inclusive no horizonte A constituídos por material mineral que apresentam horizonte B nítico abaixo do horizonte A, com argila de atividade baixa na maior parte do horizonte B, dentro de 150 cm da superfície do solo.

De acordo com a Embrapa (2006) os nitossolos são divididos em três classes principais:

- Nitossolos brunos são solos com matiz 4YR ou mais amarelos na maior parte dos primeiros 100 cm do horizonte B (exceto BA);

- Nitossolos vermelhos são solos com matiz 2,5YR ou mais vermelho na maior parte dos primeiros 100 cm do horizonte B (exceto BA);

- Nitossolos háplicos são solos que não se enquadram nas classes anteriores.

2.4 Luvissolos

Os luvissolos são solos constituídos por material mineral apresentando horizonte B textural com argila de atividade alta e alta saturação por bases, imediatamente abaixo de qualquer tipo de horizonte A, exceto A chernozêmico ou sob horizonte E (EMBRAPA, 2006).

De acordo com a Embrapa (2006) os luvissolos são divididos em duas classes principais:

- Luvissolos crômicossão solos com caráter crômico na maior parte do horizonte B incluindo o horizonte BA;

- Luvissolos háplicos são solos pouco cromados na maior parte do horizonte B que não se enquadram na classe anterior.

2.5 Cambissolos

De acordo com EMBRAPA (2006) os cambissolos são conceituados como sendo aqueles solos constituídos por material mineral com horizonte B incipiente subjacente a qualquer tipo de horizonte superficial, exceto hístico com 40 cm ou mais de espessura, ou horizonte A chernozêmico quando o B incipiente apresentar argila de atividade alta e saturação por bases alta. Plintita e petroplintita, horizonte glei e horizonte vértico, se presentes, não satisfazem os requisitos para Plintossolos, Gleissolos e Vertissolos respectivamente.

De acordo com a EMBRAPA (2006), os Cambissolos são divididos em três classes do 2º nível categórico:

- Cambissolos húmicos são solos com horizonte A húmico;

- Cambissolos flúvicos são solos com caráter flúvico dentro de 120 cm a partir da superfície do solo;

- Cambissolos háplicos são solos que não se enquadram nas classes anteriores.

2.6 Neossolos

Segundo a Embrapa (2006) os neossolos são solos pouco evoluídos constituídos por material mineral ou por material orgânico com espessura menor que 20 cm, não apresentando qualquer tipo de horizonte B diagnóstico. Horizontes glei, plíntico, vértico e A chernozêmico, quando presentes, não ocorrem em condição diagnóstica para as classes Gleissolos, Plintossolos, Vertissolos e Chernossolos, respectivamente.

De acordo com a Embrapa (2006) os neossolos são divididos em quatro classes principais:

- Neossolos litólicos são solos com horizonte A ou hístico, assentes diretamente sobre a rocha ou com mais de 90% de sua massa constituída de fragmento de rocha maior que 2 mm localizados dentro de 50 cm da superfície do solo. Admite um horizonte B em início de formação;

- Neossolos flúvicos são solos derivados de sedimentos aluviais e que apresentam caráter flúvico. Horizonte glei ou de coloração pálida, caso ocorrerem abaixo do horizonte A, a profundidades superiores a 150 cm;

- Neossolos regolíticos são solos com contato lítico a uma profundidade maior que 50 cm e horizonte A sobrejacente a horizonte C ou Cr, admitindo horizonte Bi com menos de 10 cm de espessura. Apresentam pelo menos um dos seguintes requisitos:

a) 4% ou mais de minerais primários alteráveis, ou seja, com menos resistência ao intemperismo na fração areia total ou no cascalho;

b) 5% ou mais do volume da massa do horizonte C ou Cr apresentando fragmentos de rocha semi-intemperizada, saprolito ou fragmentos formados por restos da estrutura orientada da rocha (pseudomorfos) que originou o solo, localizado dentro de 150 cm de profundidade da superfície.

- Neossolos quartzarênicos são outros solos sem contato lítico dentro de 50 cm de profundidade, com sequência de horizontes A-C, porém apresentando textura de areia ou areia

franca em todos os horizontes até a uma profundidade mínima de 150 cm a partir da superfície do solo ou até um contato lítico.

2.7 Chernossolos

De acordo com a Embrapa (2006) os solos chernossolos são constituídos por material mineral localizados no horizonte A seguido por:

a) horizonte B incipiente ou B textural ou outro horizonte com caráter argilúvico, em todos os casos com argila de atividade alta e saturação por bases alta;

b) horizonte cálcico ou caráter carbonático, coincidindo com o horizonte A chernozêmico ou com horizonte C, podendo ocorrer entre os dois horizontes Bi com espessura menor que 10 cm;

c) contato lítico desde que o horizonte A chernozêmico contenha 150 g/kg de solo ou mais de carbonato de cálcio equivalente;

d) horizonte A chernozêmico com espessura igual ou maior que 10 cm, desde que seguido por horizonte B com caráter ebânico ou seguido por contato lítico.

Os chernossolos são divididos em quatro classes principais (Embrapa, 2006):

- Chernossolos rêndzicos são solos com horizonte A chernozêmico.

a) horizonte cálcico ou caráter carbonático, coincidindo com o horizonte A chernozêmico e/ou com horizonte C, admitindo-se entre os dois, horizonte Bi com espessura < 10cm; ou

b) contato lítico desde que o horizonte A chernozêmico contenha 150 g/kg de solo ou mais de carbonato de cálcio equivalente.

- Chernossolos ebânicos são solos que apresentam o caráter ebânico na maior parte do horizonte B incluindo BA.

- Chernossolos argilúvicos são solos com B textural ou com caráter argilúvico abaixo do horizonte A chernozêmico.

- Chernossolos háplicos são outros solos que não se enquadram nas classes anteriores.

2.8 Ensaio de placa

Segundo Barata (1984) as primeiras aplicações "*in situ*" foram com o ensaio de placa para determinação das propriedades de deformação e de ruptura do solo. Este ensaio tem sido muito utilizado em geotecnia em projetos de fundações, mas também no estudo do comportamento de pavimentos, pois é o meio mais realístico para determinar a capacidade de carga e o recalque de fundações rasas. Esse tipo de ensaio possui como vantagem principal ser mais econômica em relação às provas de carga em verdadeira grandeza.

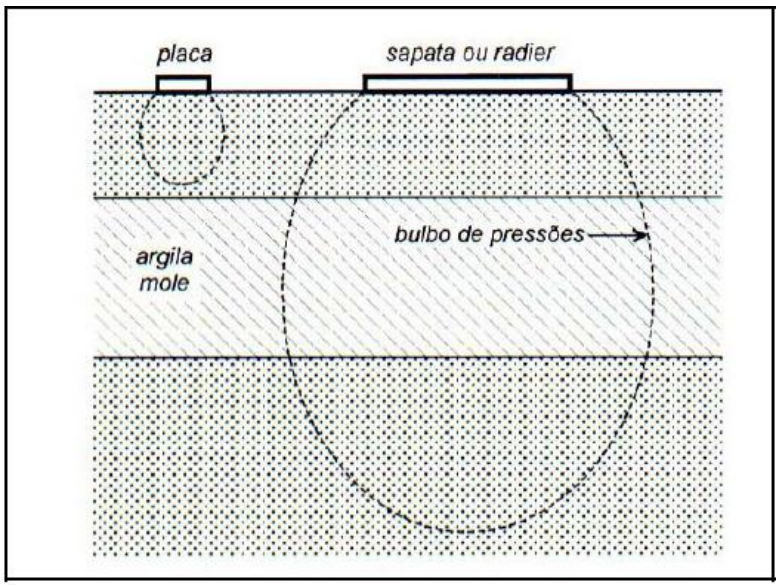
Conforme Teixeira (1966) o carregamento experimental do solo através de placas para o dimensionamento de fundações é um dos ensaios mais antigos realizados na Engenharia, mas existem problemas ocasionados devido a diferenças de escalas entre o protótipo e o ensaio, dificultando correlações entre a capacidade de carga e o ensaio de placa.

Quanto à aplicação de acordo com Barata (1966) ocorre com maior intensidade em terrenos cuja deformidade é praticamente imediata quando aplicada a carga, em terrenos pedregulhosos, arenosos e silto-arenosos em primeiro lugar com qualquer grau de saturação e em segundo em terrenos argilosos e silto-argilosos com baixo grau de saturação.

O ensaio de placas é um ensaio que procura reproduzir o comportamento de uma fundação em escala quase natural. Existem dois tipos de deformações do solo subjacente à sapata: uma é pela redução do volume por compressibilidade e a outra do tipo cisalhante resultando uma mudança de forma (MELLO & TEIXEIRA, 1968).

O ensaio de placas só é aplicável segundo Cintra et al. (2003) quando o solo for razoavelmente uniforme em profundidade, pois o bulbo de pressões causado pela placa é bem menor que a causada pelo bulbo das sapatas, de acordo com a Figura 3.

Figura 3 - Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de pressão



Fonte: Velloso e Lopes (1996)

Segundo Alonso (1991) o resultado obtido pelo ensaio de placa só pode ser aplicado em uma fundação real se os bulbos de pressões de ambos estiverem inseridos em solo contendo as mesmas características de resistência e deformabilidade. Alerta também sobre a importância de se conhecer o perfil geotécnico do solo, evitando interpretações equivocadas sobre seu real comportamento, ou seja, se existirem no subsolo camadas que não foram solicitadas pela placa, mas sejam solicitadas pela fundação essa prova de carga não terá valor, a menos que aumentem o tamanho da placa para que o bulbo de pressões englobe a camada compressível.

Para Cudmani et al. (1994) tratando-se do estudo do comportamento de fundações superficiais em certas condições podem se substituir as provas de carga em verdadeira grandeza por ensaios de placa de menores dimensões. Os autores analisaram dezoito provas de carga em placas circulares de 30, 45 e 60 cm e uma placa quadrada de área equivalente à circular de 45 cm e provas de carga em sapatas quadradas de concreto de 0,7 e 1,0 m de lado, em profundidades variando em ambos os casos de 0,4 a 1,6 m (LUZZARDI e MILITITSKY, 1994). Com os resultados os autores perceberam que as variações foram inversamente proporcionais ao diâmetro de placa, devido a dois fatores: a heterogeneidade do solo e o amolgamento durante a preparação do solo.

Também foram realizadas outras provas de carga sobre placas com diâmetros de 30, 60 e 90 cm numa profundidade de 80 cm. Observou-se que a ruptura do solo houve devido ao afundamento da placa no solo, sobre o qual não se observaram movimentações externas à placa (DALLA ROSA & THOMÉ, 2004).

2.8.1 Tipos de ensaio

Segundo Milititsky (1991) apresenta uma extensa revisão sobre os métodos de ensaio utilizados no ensaio de prova de carga direta sobre terreno de fundações. Nesse trabalho, o autor classifica os ensaios nos seguintes tipos:

- SM ou SML *(Slow Maintained Load Test)*: ensaio lento (NBR 6489/84), nesse ensaio os incrementos de carga são iguais até um determinado nível de carga, porém maior que o nível de trabalho e são mantidos até atingir a estabilização dos deslocamentos obedecendo alguns critérios;

- QM ou QML *(Quick Maintained Load Test)*: faz-se o carregamento em incrementos até determinado nível de carga maior que o nível de trabalho, onde é mantida por um intervalo de tempo pré-determinado. No Brasil, não há uma norma específica para realização do ensaio rápido em placa, por isso, costuma-se adotar as recomendações da NBR 12131/92. Além de ser muito aceito o ensaio QML, segundo Fellenius (1980) *apud* Milititsky (1991), leva outra vantagem sobre o lento, ou seja, prevê o dobro de pontos definindo melhor a curva carga-recalque.

- CRP *(Constant Rate of Penetration)*: mede-se a força necessária para o solo recalcar em velocidade constante normalmente de 0,5 mm/min (FELLENIUS, 1980). Nesse ensaio o deslocamento é conduzido até determinado nível na ordem de 50 a 75 mm ou quando a carga não mais crescer com a penetração;

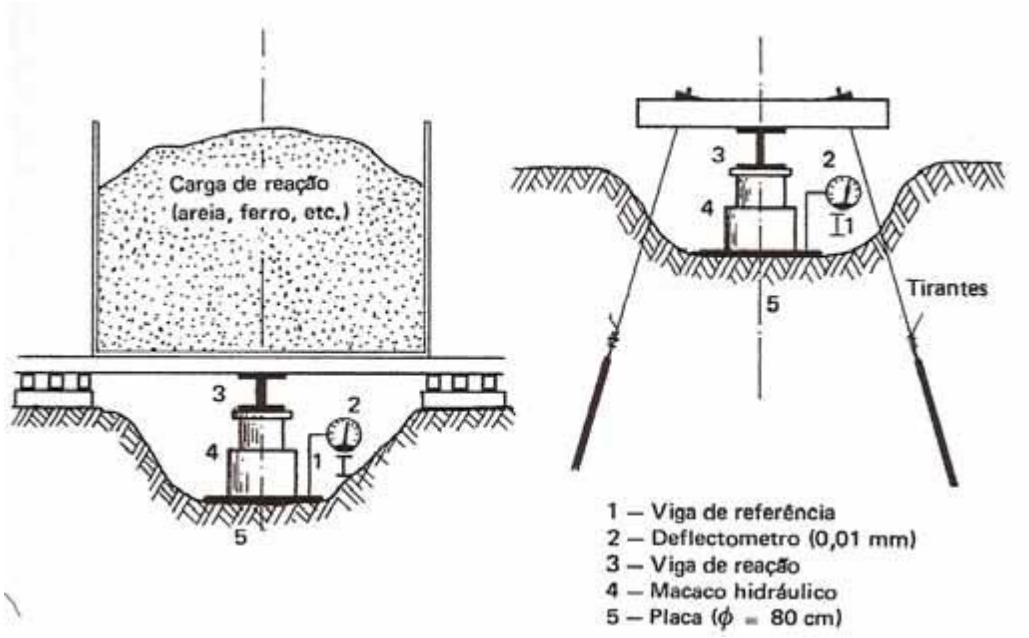
- CLT ou SCT *(Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test)*: neste ensaio, o solo é carregado a 1/3 da tensão admissível prevista, em seguida, descarrega-se até a metade da carga e repete-se o ciclo por vinte vezes. Em seguida, aumenta-se a carga limite superior em 50%, repetindo-se o procedimento até que se atinja a ruptura. Esse tipo de ensaio é bastante empregado em projetos de pavimentos rodoviários e de aeroportos.

2.8.2 Equipamentos

De acordo com Alonso (1983) o sistema de leitura é composto por medidores de deslocamento (deflectômetros ou dispositivos eletrônicos do tipo LVDT *(Linear Variable Differential Transformer ou Transformador Diferencial Variável Linear)*) que são fixados em pontos diferentes da placa e presos a uma viga de referência. Essa viga consiste em uma estrutura montada de tal maneira que fique completamente isolada livre das deformações que podem vir a ocorrer pela reação do sistema de transmissão de carga ou pelo solo circunvizinho. Os medidores de deslocamento são fixados a essa viga de referência para que as leituras sejam as mais confiáveis possíveis (Figura 4).

Os ensaios de placa são classificados de acordo com o material a ser ensaiado que podem ser areia, argila e rochas e de acordo com a forma de execução do ensaio de placa na superfície por um tensor ancorando centralmente a placa, fora ou na zona de influência, placa sobre a base de um furo no terreno carregado horizontalmente, sobre bloco de concreto embutido ou múltiplas placas. A placa pode ser flexível ou rígida (PELLS, 1983).

Figura 4 - Ensaio de placa



Fonte: Alonso (1983)

2.8.3 Procedimentos e normas para instalação e aparelhamento da prova de carga

A NBR 6489/1984 observa também alguns cuidados para a realização do ensaio:

- A cota da superfície de carga deverá ser a mesma das bases das sapatas das futuras fundações;

- A placa para aplicação das cargas ao solo deverá ser rígida e terá uma área não inferior a 0,5 m^2 será colocada sobre o solo em seu estado natural e devidamente nivelado ocupando a área total do fundo de um poço.

- Ao abrir-se o poço, todos os cuidados serão necessários para evitar alteração do grau de umidade natural e amolgamento do solo na superfície de carga;

- Em torno da placa de prova o terreno deverá ser aplainado e não deverão existir cargas aplicadas a ele dentro de uma faixa de largura pelo menos igual ao diâmetro ou lado da placa;

- O dispositivo de transmissão de carga deve ser aplicado verticalmente, no centro da placa e de modo a não produzir choques ou trepidações.

- Os recalques devem ser medidos por extensômetros sensíveis com grandeza de 0,01 mm, colocados em dois pontos diametralmente opostos da placa;

- Seus apoios devem estar a uma distância igual à pelo menos 1,5 vezes o diâmetro ou lado da placa, medida a partir do centro desta última;

- Deve ser evitado qualquer espécie de trepidação nas proximidades da placa.

2.8.4 Descrição para o ensaio de placas

Para Alonso (1983) o ensaio de placa procura reproduzir no campo o comportamento da fundação direta sob a ação das cargas que lhe serão impostas pela estrutura. O ensaio é normalmente realizado transmitindo-se uma determinada pressão ao maciço de solo por meio de uma placa rígida de ferro fundido com diâmetro de 80 cm. Esta placa é carregada por meio de um macaco hidráulico que reage contra um sistema de reação qualquer, que pode ser uma caixa carregada, ou um grupo de tirantes.

Para a execução da prova de carga recomenda que se observe a NBR 6489/1984:

- A carga deve ser aplicada à placa no máximo 20% da taxa admissível do solo em estágios sucessivos já definidos;

- Nos tempos dobrados 1, 2, 4, 8, 15 minutos devem ser lidos os recalques imediatamente após a aplicação da carga. Após a estabilização é aplicado um acréscimo de carga, obedecendo uma tolerância de 5% do recalque total nesse estágio entre as leituras sucessivas;

- Este ensaio deverá ser levado até que o recalque total seja de 25 mm ou atingir o dobro da taxa admitida prevista para o solo;

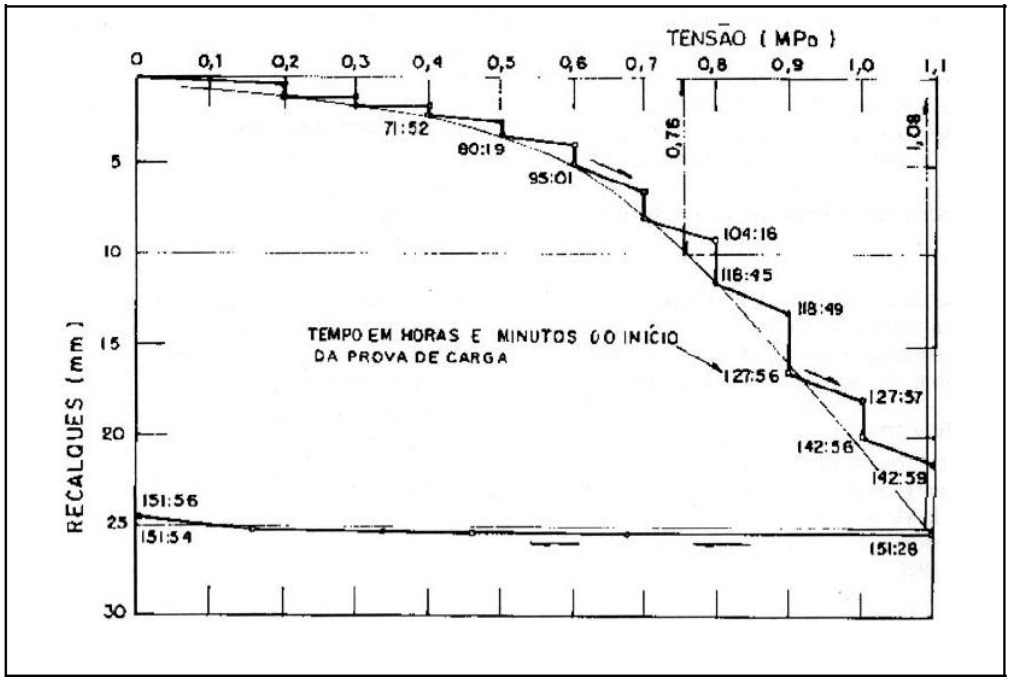
- A carga máxima alcançada no ensaio deverá ser mantida por pelo menos 12 horas, caso o solo não venha à ruptura;

- A descarga deverá ser feita de maneira idêntica ao carregamento e em cada estágio não deverão ser superiores a 25% da carga total, lendo os recalques e mantendo-se cada estágio até a estabilização.

2.8.5 Interpretação dos resultados

Segundo a NBR 6489 (1984) o ensaio apresenta uma curva tensão-recalque através dos resultados obtidos, conforme apresenta-se na Figura 5.

Figura 5 - Curva tensão-recalque



Fonte: Teixeira e Godoy (1998)

2.8.6 Obtenção da tensão admissível

A interpretação dos resultados de uma prova de carga em placa deve atender sempre aos critérios de ruptura e recalques, os quais são requisitos necessários em qualquer projeto de fundações.

Para a obtenção da tensão admissível, Cintra et al. (2003) apresentam interpretações quando a curva tensão-recalque evidencia ou não a ruptura.

No primeiro caso, a tensão admissível é obtida mediante a aplicação de um fator de segurança igual a 2,0 ao valor de tensão de ruptura, de acordo com a Equação 2.1:

$$\sigma_\alpha \leq \frac{\sigma_r}{2} \qquad (2.1)$$

Sendo:

$\sigma_\alpha =$ Tensão admissível

$\sigma_r =$ Tensão de ruptura

Em não ocorrendo a ruptura (2° caso) aplica-se um fator de segurança igual a 1,5 à tensão que provoca o recalque ou determina-se a tensão correspondente ao recalque admissível, segundo as Equações 2.2 e 2.3:

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_{\rho máx}}{1,5} \qquad (2.2)$$

ou

$$\rho_a \leftrightarrow \sigma_a \qquad (2.3)$$

Sendo:

$\sigma_{\rho máx}$= Tensão que provoca recalque máximo

σ_a = Tensão admissível

ρ_a = Recalque admissível

Quando a curva tensão-recalque não evidencia a ruptura, isto é, quando a tensão passa a aumentar continuamente de forma quase linear com os recalques, pode-se empregar o critério do código de obras da cidade de Boston, EUA. O código de obras da cidade de Boston foi desenvolvido para placa quadrada de 0,30 m de lado e considera que a tensão admissível corresponde ao menor entre os seguintes valores obtidos na Equação 2.4.

$$\sigma_a \leq \begin{cases} \sigma_{10} \\ \frac{\sigma_{25}}{2} \end{cases} \qquad (2.4)$$

Sendo:

σ_{10} = Tensão que provoca na placa um recalque de 10 mm;

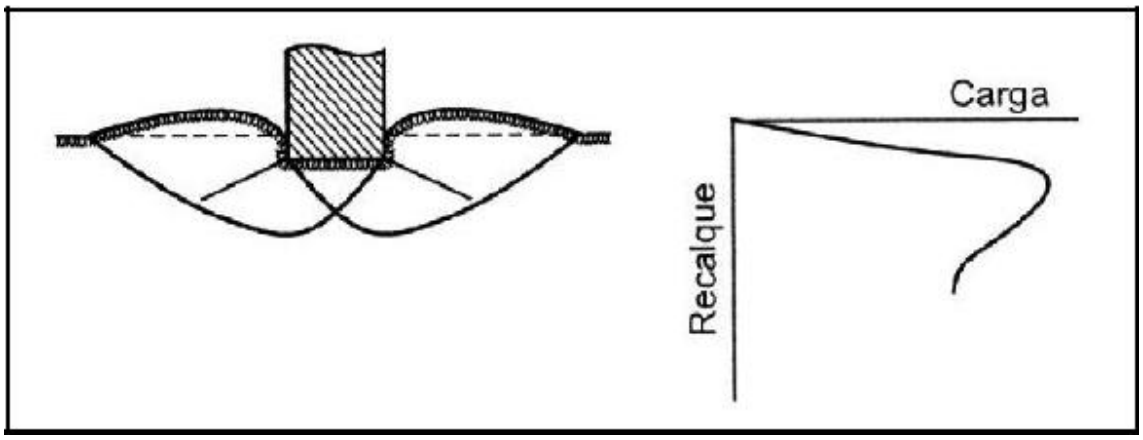
σ_{25} = Tensão que provoca na placa um recalque de 25 mm.

A Equação (2.4) define a tensão correspondente a um recalque admissível de 10 mm no primeiro valor, enquanto o segundo constitui um critério de ruptura convencional em que a tensão de ruptura está associada ao recalque de 25 mm.

2.8.7 Mecanismo de ruptura

De acordo com Vesic (1975) há três maneiras de ruptura do maciço do solo de um elemento de fundação que são: geral, local e por puncionamento. Quando se forma uma superfície de deslizamento contínua ocorre ruptura geral, partindo da borda da base do elemento estrutural de fundação indo até a superfície do terreno. A carga é bem definida e a ruptura repentina onde observa-se uma considerável saliência na superfície do solo, (Figura 6)

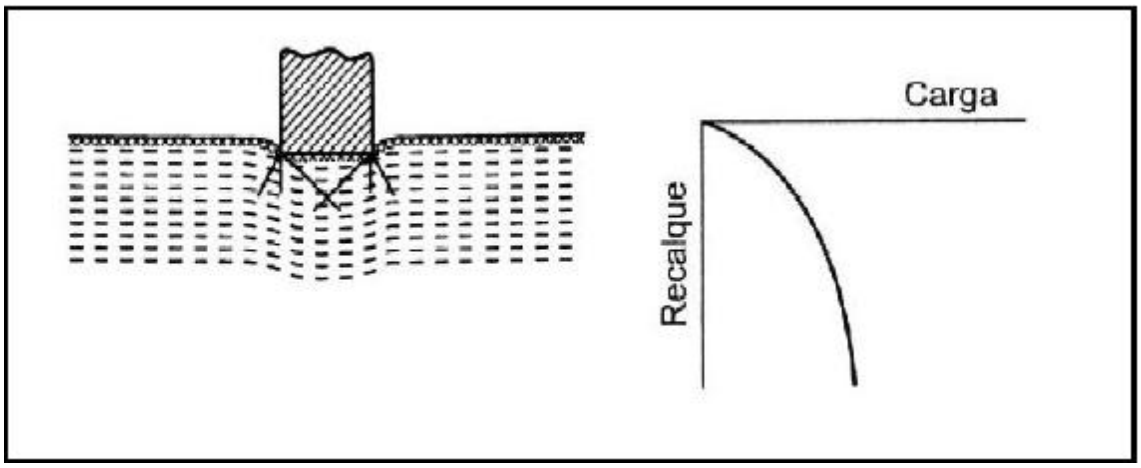
Figura 6 - Ruptura geral



Fonte: Cintra et al. (2003)

Já quando ocorre um significativo afundamento do elemento estrutural pela aplicação de uma carga, considera-se ruptura por puncionamento. O solo praticamente não é afetado ao redor da área carregada, não havendo movimentos de solo na superfície, conforme Figura 7.

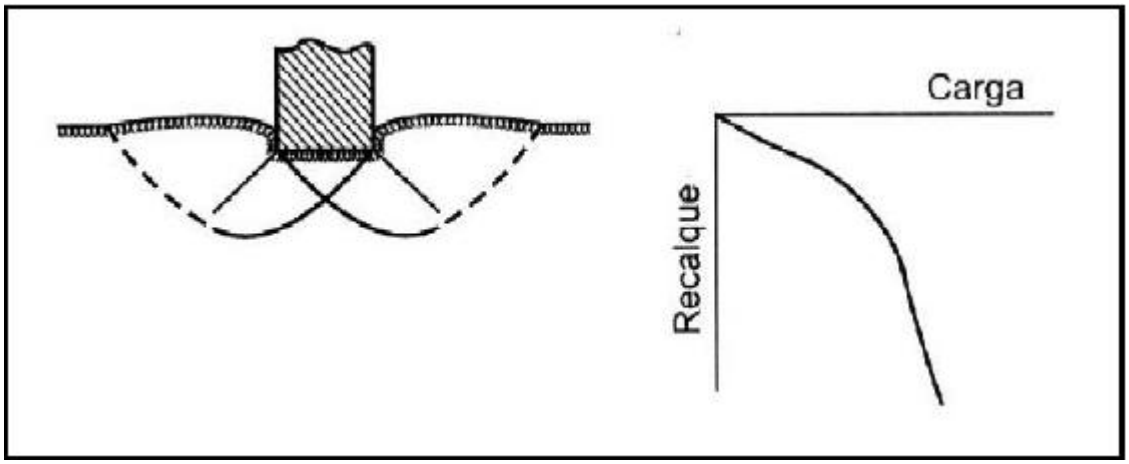
Figura 7 - Ruptura por puncionamento



Fonte: Cintra et al. (2003)

Quando constitui-se num caso intermediário, onde a ruptura apresenta ambas características de ruptura geral e por puncionamento considera-se então uma ruptura local que é definida claramente apenas sob a base do elemento estrutural, conforme Figura 8.

Figura 8 - Ruptura local



Fonte: Cintra et al. (2003)

Vesic (1975) alerta para o caso de sapatas rasas onde a ruptura geral ocorre em solos pouco compressíveis, como em areias compactas e argilas rijas, enquanto a ruptura por puncionamento ocorre em solos muito compressíveis, como areias fofas e argilas moles.

2.8.8 Definição da carga de ruptura

Segundo Décourt (1996) a melhor forma de avaliar a capacidade de carga de uma fundação é através de prova de carga estática, onde é exigido que se adotem alguns critérios de ruptura ou de extrapolação da curva carga-recalque porque dificilmente ocorre ruptura física nesses ensaios.

Para Milititsky (1991) a definição da carga de ruptura não é a única ou universal. Ao se aplicar diferentes propostas a uma mesma curva carga x recalque resultam valores de ruptura diferentes.

No gráfico da curva carga x recalque quando a carga de ruptura não está perfeitamente caracterizada se faz necessário a utilização de critérios de definição da carga de ruptura (CUDMANI et al., 1994).

De acordo com Milititsky (1991) a velocidade de carregamento em que as fundações reais são submetidas é de longa duração, enquanto nos ensaios de placa o sistema conduz à ruptura em poucas horas, portanto altas velocidades implicam no aumento da capacidade de carga e da rigidez e em baixas velocidades acontece uma redução na capacidade de carga e rigidez.

Para a definição da carga de ruptura Sales (1998) empregou quatro critérios:

- Limitar o recalque máximo a d/30;

- Ponto de inflexão da curva logarítmica da carga x logarítmica do recalque;

- Ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque;

- Critério do tempo *(Método do Laboratoire Central dês Pontset Chaussées)*.

Para Sales (1998) o melhor critério foi o do ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque.

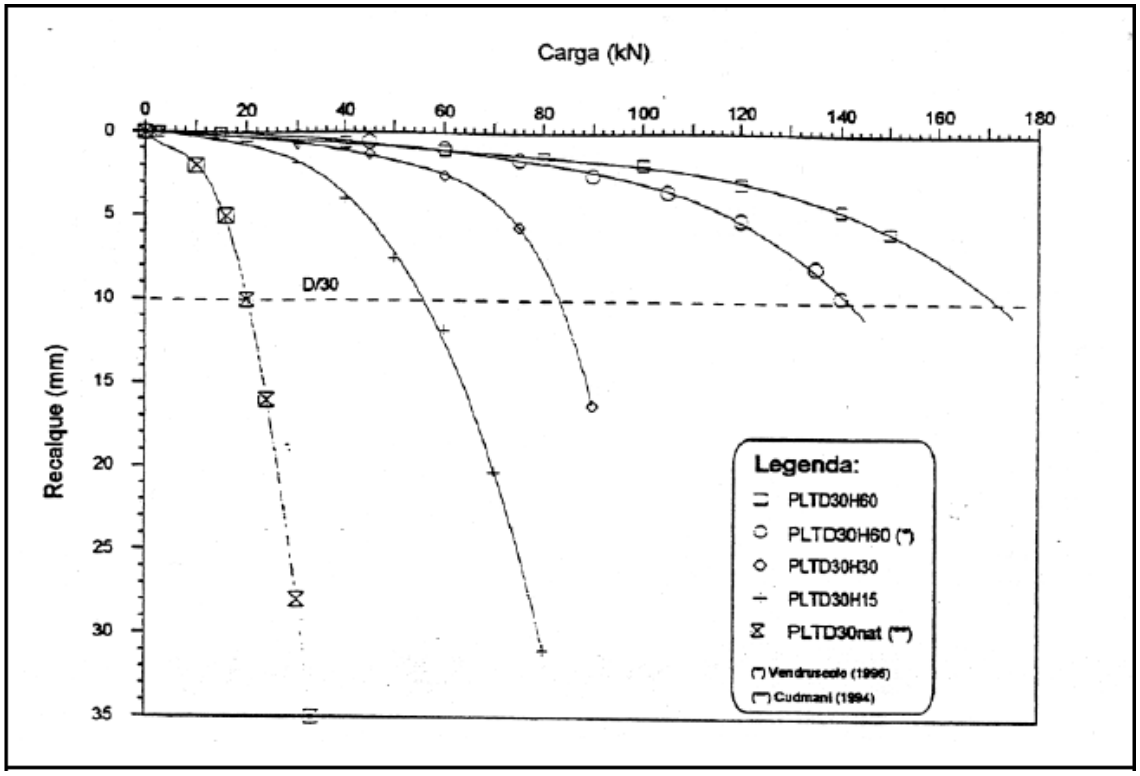
2.8.9 Curva tensão-recalque do ensaio

A curva obtida nos ensaios de placa ou em sapatas, segundo Reznik (1995) é a principal fonte de informações para o projeto de fundações rasas, onde para o autor os procedimentos de preparação do ensaio, a forma da placa, propriedades físicas e mecânicas e a história de carregamento do solo, influenciam nos recalques medidos mudando a forma das curvas.

Critério que limita o recalque máximo a d/30.

Conforme Cudmani et al. (1994), Sales (1998), Vendrúscolo (1996), Dalla Rosa e Thomé (2004) utilizaram critérios para limitar o recalque máximo a d/30 (Figura 9), sendo “d” o diâmetro da placa ou da fundação e esse método consiste em definir a carga ou tensão que produz o recalque.

Figura 9 - Recalque máximo igual a d/30



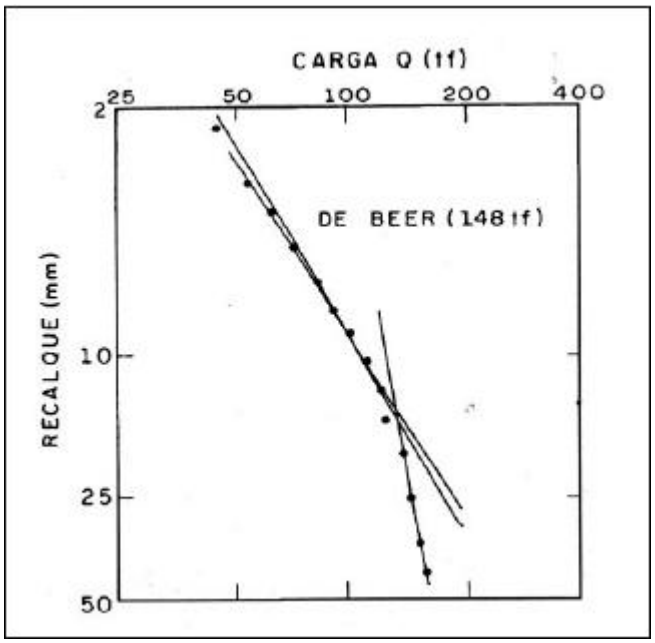
Fonte: Sales (1998)

Critérios que aplicam uma regra geométrica à curva

a) Método de DeBeer

Segundo Milititsky e Soares (1992) esse método consiste na plotagem de um gráfico com os logaritmos de cargas versus logaritmos dos recalques resultando em duas retas, onde o ponto de interseção é o logaritmo da carga de ruptura, conforme Figura 10.

Figura 10 - Método de DeBeer

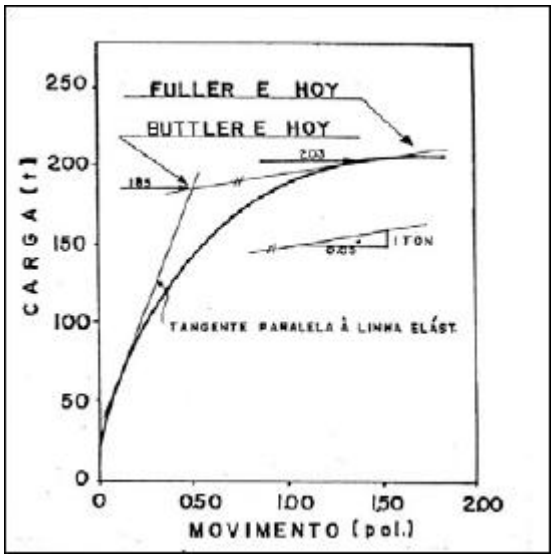


Fonte: Niyama et al. (1998)

b) Método de Butler e Hoy

Segundo Fuller e Hoy e Butler e Hoy (1977), a carga de ruptura com esse método se obtém com o cruzamento da tangente com a curva carga x deslocamento (Figura 11).

Figura 11 - Método de Fuller e Hoy e Butler e Hoy

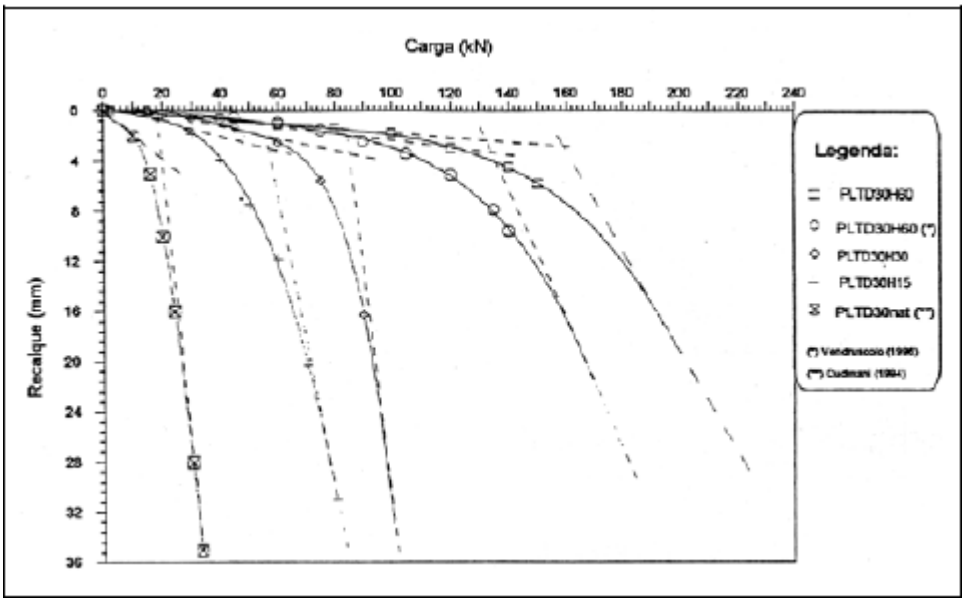


Fonte: Fellenius (1980)

c) Ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque

Esse método se baseia de acordo com Nienov (2006) em tangentes à curva tensão-recalque, onde com a interseção de duas tangentes a tensão de ruptura se define, uma traçada no trecho inicial e a outra no final (Figura 12).

Figura 12 - Interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque



Fonte: Sales (1998)

d) Método de Van der Veen

Segundo Alonso (1991), o método de Van der Veen é descrito pela seguinte expressão:

$$P = P_r(1 - e^{-\alpha.r}) \qquad (2.5)$$

P = Carga aplicada no solo

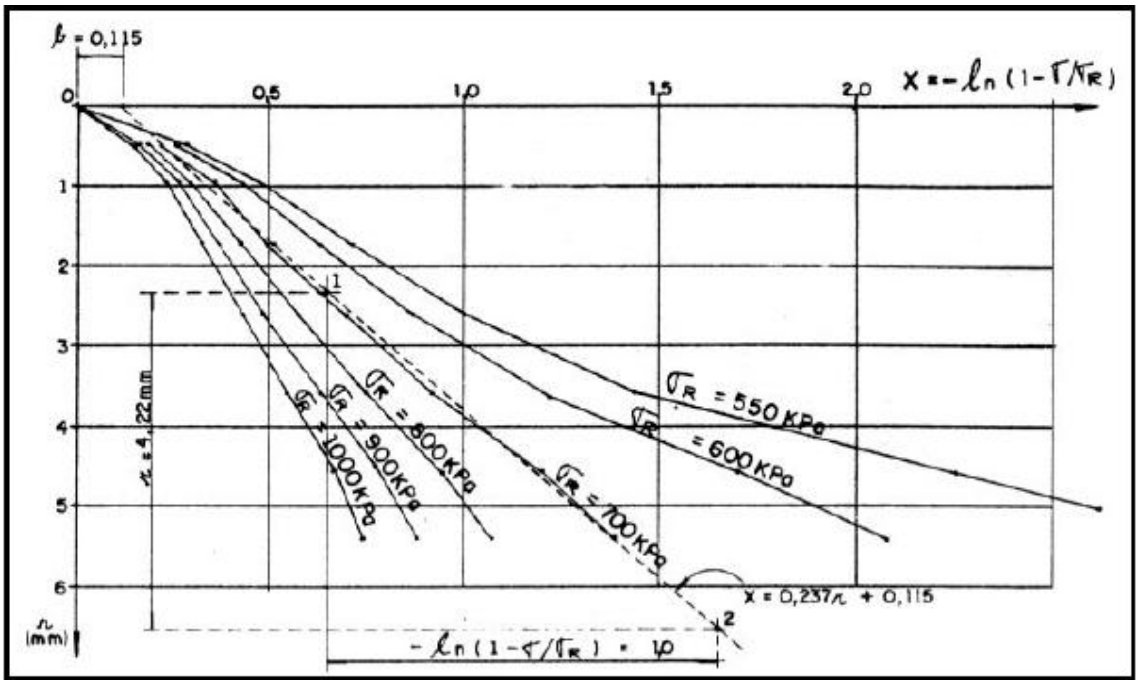
r = Recalque provocado por uma determinada Carga P

P_r = Carga de ruptura

α = Coeficiente que depende da forma da curva

O processo consiste em arbitrar valores para Pré verificar qual valor resulta em quando plotada num gráfico com abscissas – ln(1 - P/P_r)e de ordenadas r.

Figura 13 - Gráfico de Van der Veen



Fonte: Alonso (1991)

e) Método de Chin

De acordo com Chin (1970) a curva carga x recalque no seu trecho final pode ser representada pela hipérbole conforme Equação 2.6 e observada na Figura 14:

$$P = \frac{r}{a+b.r} \qquad (2.6)$$

Sendo:

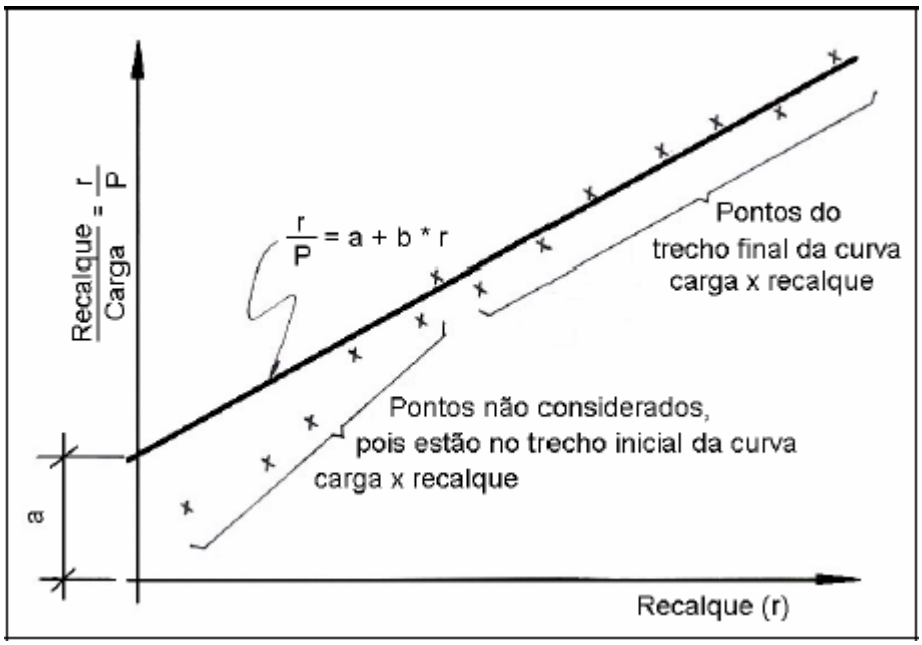
P = carga aplicada ao solo

r = recalque provocado pela aplicação da carga P

a = intersecção da reta com o eixo das ordenadas (r/P)

b = coeficiente angular da reta

Figura 14 - Carga de ruptura de acordo com Chin

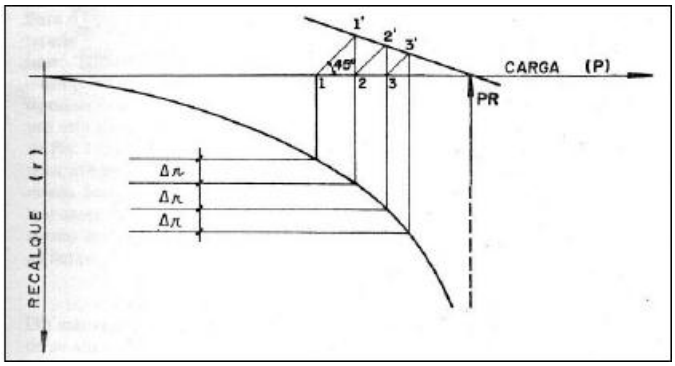


Fonte: Alonso (1991)

f) Método de Mazurkiewicz

De acordo com Fellenius (1975) a carga de ruptura é determinada através de um gráfico, carga x recalque dividindo-se o eixo dos recalques em unidades iguais que vão de encontro à curva, ou seja, ao tocarem a curva, traça-se perpendicularmente ao eixo das cargas até os pontos 1, 2, 3, e outros e a partir de cada um desses pontos, traçam-se retas inclinadas de 45˚ que se estendem até encontrarem as retas verticais relativas a 1, 2, 3, e outros obtendo-se os pontos 1´, 2´, 3´, entre outros e por fim unem-se estes pontos, obtendo uma reta que ao cortar o eixo das cargas define a provável carga de ruptura (Figura 15).

Figura 15 - Carga de ruptura segundo Mazurkiewicz



Fonte: Alonso (1991)

g) Método de Massad

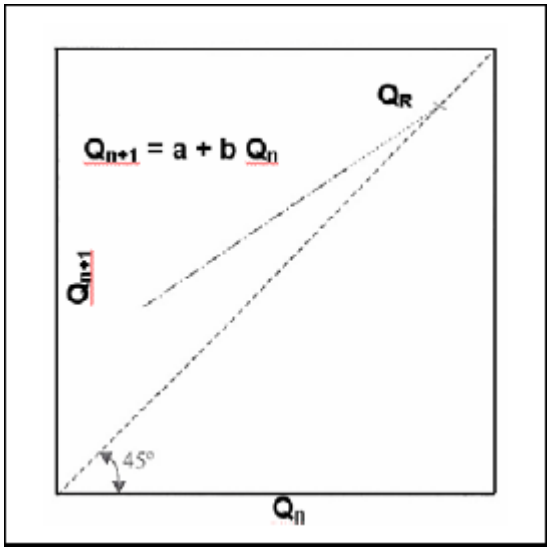
Os métodos propostos por Van de Veen e Mazurkievicz, segundo Massad (1986) são equivalentes. O autor observa que o presente método consiste em relacionar uma série de recalques com espaçamentos iguais e valores de carga associados, para assim plotar um gráfico de P_{n+1} como uma função de P_n. Esses pontos geram uma reta e a intersecção dessa reta com uma linha a 45˚ define a carga de ruptura (Figura 16). Para melhor entendimento o autor apresenta através de uma regressão linear pelo método dos mínimos quadrados conforme a Equação 2.7:

$$P_{n+1} = a + b.P_n \qquad (2.7)$$

Os valores de a e b são obtidos pela regressão linear e a carga de ruptura pela Equação 2.8:

$$P_r = \frac{a}{1-b} \qquad (2.8)$$

Figura 16 - Método de Massad

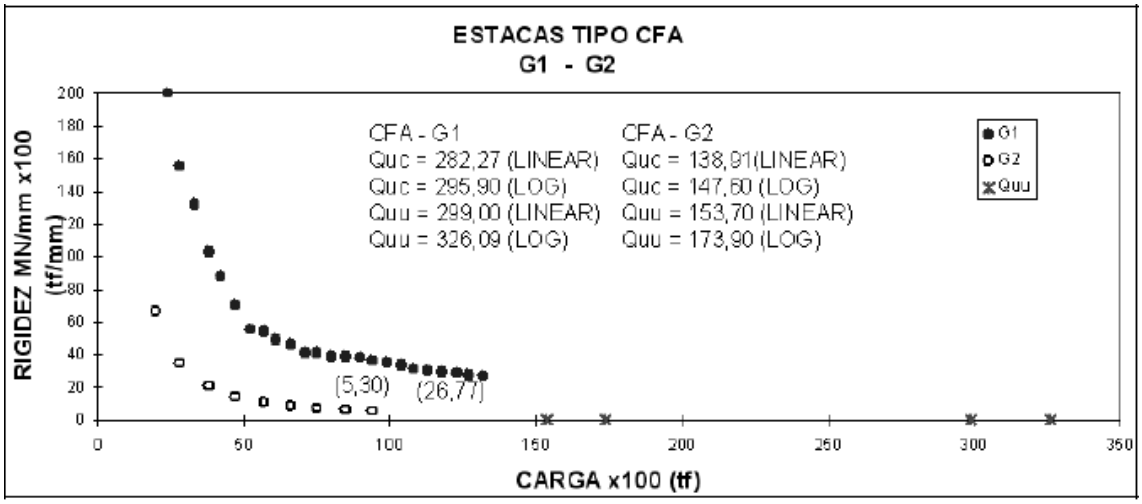


Fonte: Nienov (2006)

h) Método de rigidez

De acordo com Décourt (1996) pode-se avaliar a ruptura física de fundações através de critérios que se baseiam no conceito de rigidez (R) de uma fundação com a relação entre a carga aplicada e o recalque que ela provoca. De acordo com o autor, a tendência geral é que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentam. A ruptura é definida, então, como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo. Na prática plotando um gráfico (Figura 17) os valores da Rigidez em ordenadas x carga em abscissas, se a prova de carga for conduzida até valores suficientemente pequenos de rigidez, pode-se obter uma boa estimativa da carga de ruptura física, aplicando-se à curva uma extrapolação linear ou logarítmica.

Figura 17 - Método de Rigidez



Fonte: Décourt (1996)

3 METODOLOGIA

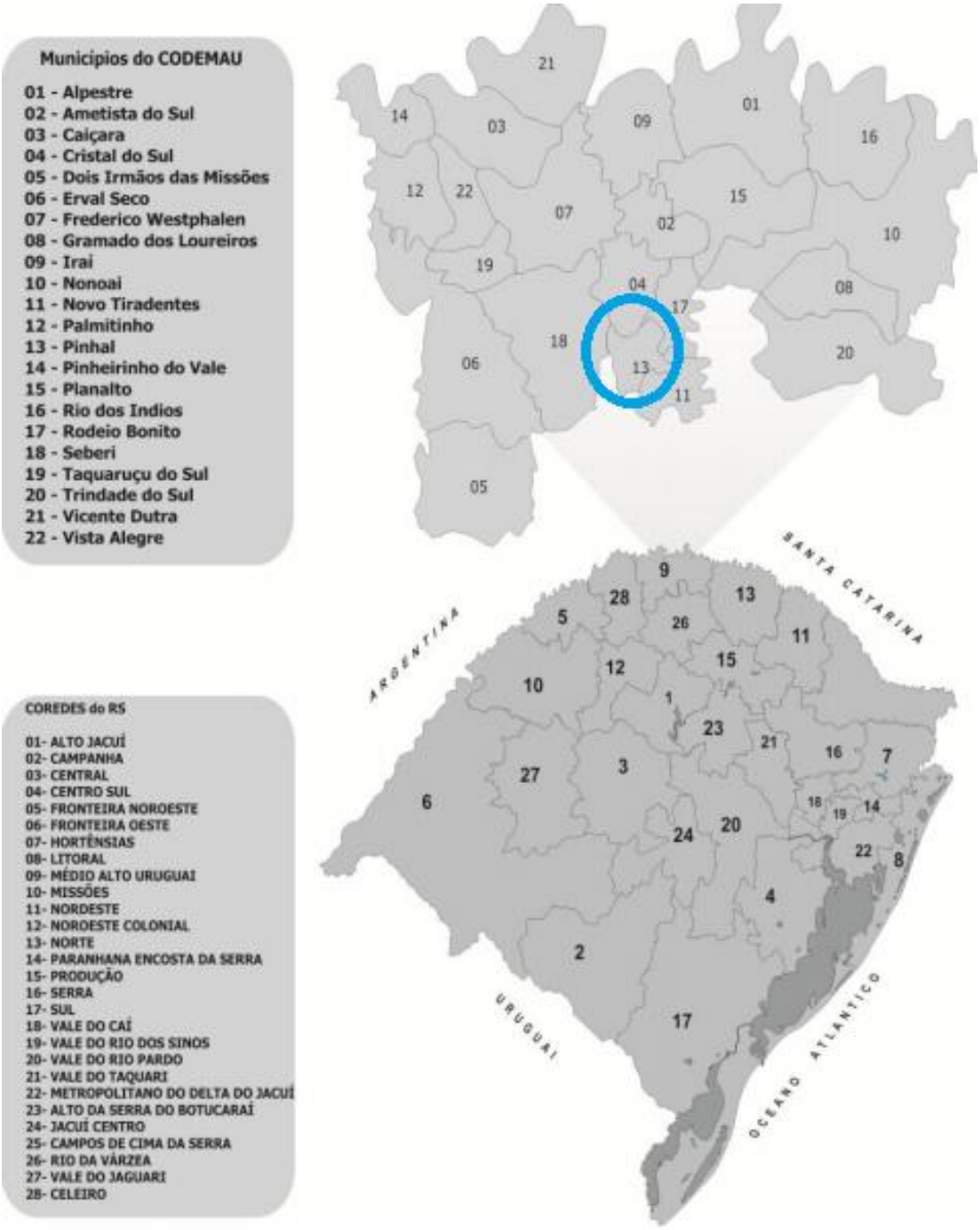
No presente trabalho pretende-se analisar o comportamento de solo do município de Pinhal, município localizado ao norte do Estado do Rio Grande do Sul, onde foram adotados para a pesquisa duas etapas. A primeira compreendeu a coleta de amostras do solo para a realização de ensaios de caracterização geotécnica e a outra etapa executaram-se os ensaios de placas para avaliação do comportamento do solo sob a ação de cargas.

3.1 Área de estudo

O município de Pinhal está localizado ao Norte do Rio Grande do Sul, na região do Médio Alto Uruguai, na mesorregião Noroeste Rio-grandense, microrregião de Frederico Westphalen, a 413 km da Capital Porto Alegre, acesso pelas rodovias BR 386, RS 323, RS 587. Localiza-se a latitude 27º30'39" sul e a longitude 53º12'54" oeste, estando a uma altitude de 368 metros. Possui uma área de 68,208 km² e população de 2.513 habitantes segundo o censo 2010 do IBGE. Faz divisa com Rodeio Bonito, Seberi, Jaboticaba, Novo Tiradentes e Cristal do Sul.

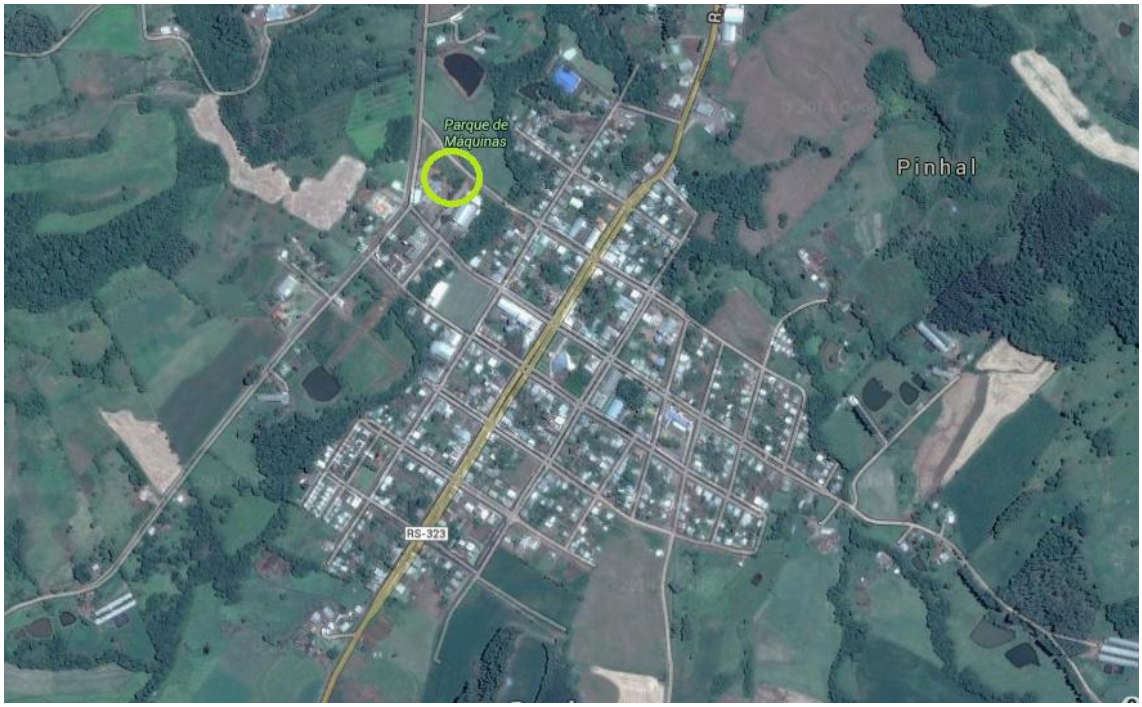
Na Figura 18 apresentam-se dois mapas onde se pode observar a localização da cidade em relação às cidades vizinhas e ao estado do Rio Grande do Sul. Já nas Figuras 19 e 20 apresentam-se imagens de satélite que mostram de forma mais detalhada a área de estudo localizada aos fundos do parque de máquinas da Prefeitura Municipal de Pinhal e os locais, em detalhes, dos ensaios de placa.

Figura 18 - Localização do município de Pinhal - RS em relação ao RS



Fonte: Plano estratégico CODEMAU (2010)

Figura 19 - Cidade de Pinhal – RS



Fonte: Google Maps (2014)

Figura 20 – Local dos ensaios de placa - Parque de máquinas da Prefeitura de Pinhal

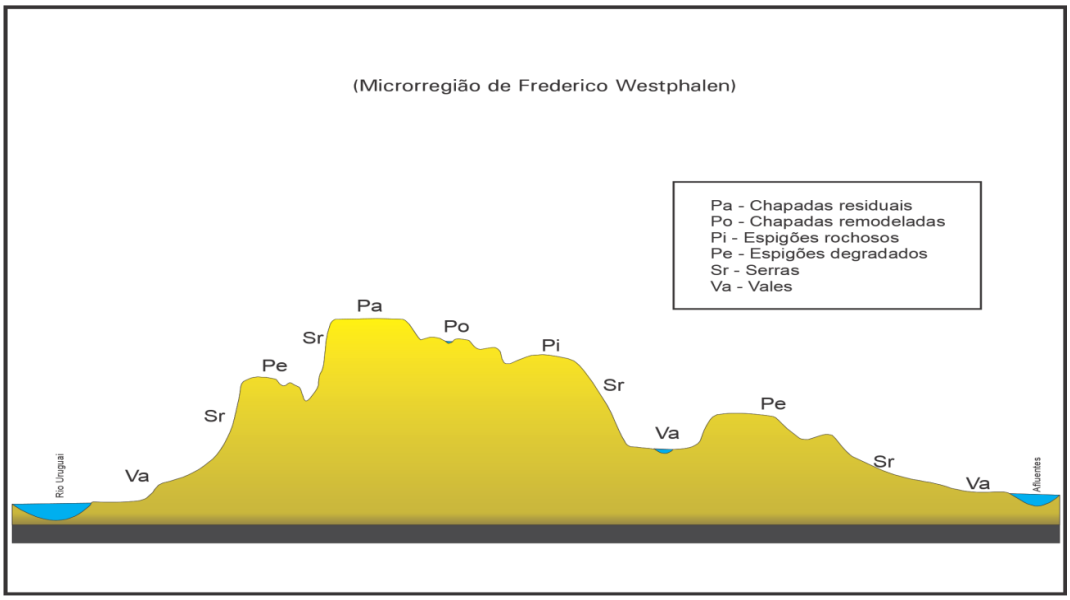
Fonte: Google Maps (2014)

3.2 Descrição do solo do local e retirada de amostras

Definido o local de estudo devido a sua planicidade e observando também o fácil acesso para o caminhão caçamba foi removida uma camada de solo de cerca de 30 cm, com o objetivo de retirar solo do horizonte A, com resquícios de vegetação e possível aterro, uma vez que no local havia um canteiro comunitário. Após foram retirados aproximadamente 100 kg de amostra deformada de solo do horizonte B, para estudo em laboratório.

Quanto ao tipo de solo do local de acordo com EMBRAPA (2011) no artigo intitulado Estudo de Solos do Município de Pinhal, concluiu que os solos no município de Pinhal, situado na região do Alto Uruguai, na parte norte do Planalto do Rio Grande do Sul, caracterizam partes de um planalto desenvolvido por rochas basálticas de natureza alcalina. Estabelecidas em sucessivos estratos, através de fissuras que romperam a superfície nos períodos Jurássico e Cretáceo e extravasaram em sucessivas camadas, hoje estão em fase final de dissecação pelos processos erosivos naturais. Estes restos de planalto são constituídos em sequência por bordas de chapadas, serras (ravinas), espigões estreitos, elevados (600 m) e degradados, e vales. Observa-se na Figura 21 a seção transversal típica do relevo nos municípios do Alto Uruguai.

Figura 21 – Secção transversal típica do relevo de municípios do Alto Uruguai, RS



Fonte: EMBRAPA (2011)

De acordo com EMBRAPA (2011) constata-se que os intensivos processos erosivos naturais corroendo e, posteriormente, desagregando as superfícies, constituíram solos profundos nas chapadas (nitossolo vermelho distroférrico), rasos e muito férteis nas bordas dissecadas, nos espigões (neossolo litólico eutrófico), em espigões degradados (luvissolo crômico órtico), nas serras (neossolo litólico eutrófico) e nos vales (cambissolo háplico ta eutroférrico), associados a outros semelhantes.

Considerando o exposto no parágrafo anterior, após discussões com o professor orientador, pode-se inferir, pela posição de relevo e pela paisagem, que o local do ensaio encontra-se numa região de vale e portanto o solo do local tratar-se-ia de um cambissolo háplico ta eutroférrico. Segundo EMBRAPA (2006) este tipo é um solo com argila de atividade alta, saturação por bases alta ($V \geq 50\%$) e teores de ferro (pelo H_2SO^4) de 180 g/kg a < 360 g/kg de solo na maior parte dos primeiros 100 cm do horizonte B (inclusive BA).

Com o auxílio de uma escavadeira (Figura 22) foi aberta uma trincheira com o objetivo de descobrir a homogeneidade e também a espessura do solo até a rocha maciça. Após aberta, com uma trena verificou-se a profundidade, que estava a 145 cm de solo até a rocha. Importante salientar que já havia sido retirado cerca de 30 cm de solo para a preparação da área para o ensaio de placa. Observando a Figura 22, pela análise do local e com a concordância do professor orientador reforça-se o indício de que o solo seria um cambissolo háplico.

Figura 22 - Abertura da trincheira - detalhes do solo

Fonte: Autoria própria (2014)

3.3 Ensaios de laboratório

Com solo coletado foram realizados os ensaios de caracterização para sua identificação e classificação. A preparação das amostras seguiu os procedimentos descritos na NBR 6457/86. Os ensaios realizados e as normas respectivas que estão entre parênteses foram: determinação da massa específica dos sólidos (NBR 6508/84), análise granulométrica por peneiramento e sedimentação com o uso de defloculante (NBR 7181/84), limites de liquidez (NBR 6459/84) e limite de plasticidade (NBR 7180/84). Para a determinação das frações predominantes no solo, foram adotadas as peneiras propostas na NBR 7181/84. Foram, também, realizados ensaios de compactação na energia normal (NBR 7182/86) do solo.

3.4 Ensaios de placa

Foram realizadas duas provas de carga estática em placa metálica, rígida e circular. O primeiro ensaio foi realizado com a placa de diâmetro de 0,48 m e o segundo com diâmetro de 0,80 m. Não foram feitas escavações, apenas removida uma camada de solo de aproximadamente 0,30 m, sendo essa a cota para a realização dos dois ensaios. Ambos os ensaios foram realizados no solo em condição natural.

3.4.1 Equipamentos e materiais utilizados nos ensaios

As placas utilizadas nas provas de carga apresentam forma circular, com diâmetros de 0,48 e 0,80 metros. A aplicação do carregamento foi realizada por um macaco hidráulico, com capacidade máxima para 25 toneladas da marca Enerpac e acionamento feito por bomba hidráulica com capacidade máxima de 700 Bar da marca Enerpac. Foi também utilizada uma barra de alumínio de seção retangular como viga de referência, onde foram fixados três deflectômetros, com resolução de 0,01 mm e curso de 30 mm, dispostos a 120° na placa, de maneira que qualquer deformação seria percebida conduzindo a resultados tecnicamente mais precisos. As Figuras 21, 22 e 23 apresentam os equipamentos utilizados nos ensaios.

Figura 21–Conjunto macaco, placa 80 cm e deflectômetros no ensaio

Fonte: Autoria própria (2014)

Figura 22 - Bomba hidráulica

Fonte: Autoria própria (2014)

Figura 23 - Equipamentos utilizados no ensaio

Fonte: Autoria própria (2014)

3.4.2 Sistema de reação

Para o sistema de reação foi utilizado um caminhão caçamba carregado com solo para o primeiro ensaio (placa de 0,48 m). Já para o segundo ensaio (placa 0,80 m) foi incrementado sua carga resistiva utilizando uma carregadeira apoiada na traseira do caminhão caçamba, conforme Figuras 24 e 25.

Figura 24 - Caminhão caçamba – cargueira para o ensaio com a placa de 0,48 m

Fonte: Autoria própria (2014)

Figura 25 - Caminhão caçamba com carregadeira no ensaio com placa de 0,80 m

Fonte: Autoria própria (2014)

Com o objetivo de melhorar a distribuição da reação do macaco à cargueira foi utilizado um perfil “I” metálico com as seguintes dimensões, 205 mm de altura, 100 mm de base e 1205 mm de comprimento, colocado contra o chassi do caminhão caçamba na parte traseira. A Figura 26 demonstra sua utilização.

Figura 26 - Uso do perfil "I" nos ensaios

Fonte: Autoria própria (2014)

3.4.3 Execução dos ensaios de placa

Os ensaios foram executados de acordo com o preconizado na NBR 6489/1984, que apresenta as informações necessárias para analisar os comportamentos após carregamento e posterior descarregamento. Os ensaios foram executados com carregamento lento.

Foram utilizados para efetuar as leituras de recalque três deflectômetros, dispostos angularmente distantes de 120˚. As leituras eram realizadas em intervalos de tempo dobrados de 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 minutos, e outros, até a estabilização dos deslocamentos, sendo considerado

estabilizados os deslocamentos quando a diferença entre duas leituras consecutivas fossem igual ou menor que 5% do recalque total estimado. Para o descarregamento foram utilizados os mesmos critérios de leituras do carregamento em intervalos de tempo dobrados até a estabilização.

Foram feitos dois ensaios de placa, ambos em solo natural, com placas de 0,48 m e 0,80 m de diâmetro.

Foi removida uma camada de aproximadamente 0,30 m de solo com uma carregadeira (Figura 27). Em seguida, sem vibrar, passou-se o rolo compactador com o objetivo de acomodar o solo para melhor andamento do ensaio. Posteriormente, foi realizado o nivelamento manual da base de apoio da placa com enxada e nível de bolha. Foi também aplicada uma fina camada de areia média, afim de garantir o perfeito nivelamento do local de apoio da placa.

Antes do ensaio de placas foi posicionado o caminhão caçamba no local a ser ensaiado. Procedeu-se uma limpeza com o objetivo de remover qualquer objeto que viesse a prejudicar o ensaio. Após, posicionaram-se a placa e em seguida a viga de referência para instalação dos três deflectômetros.

Figura 27 - Preparação do local para os ensaios

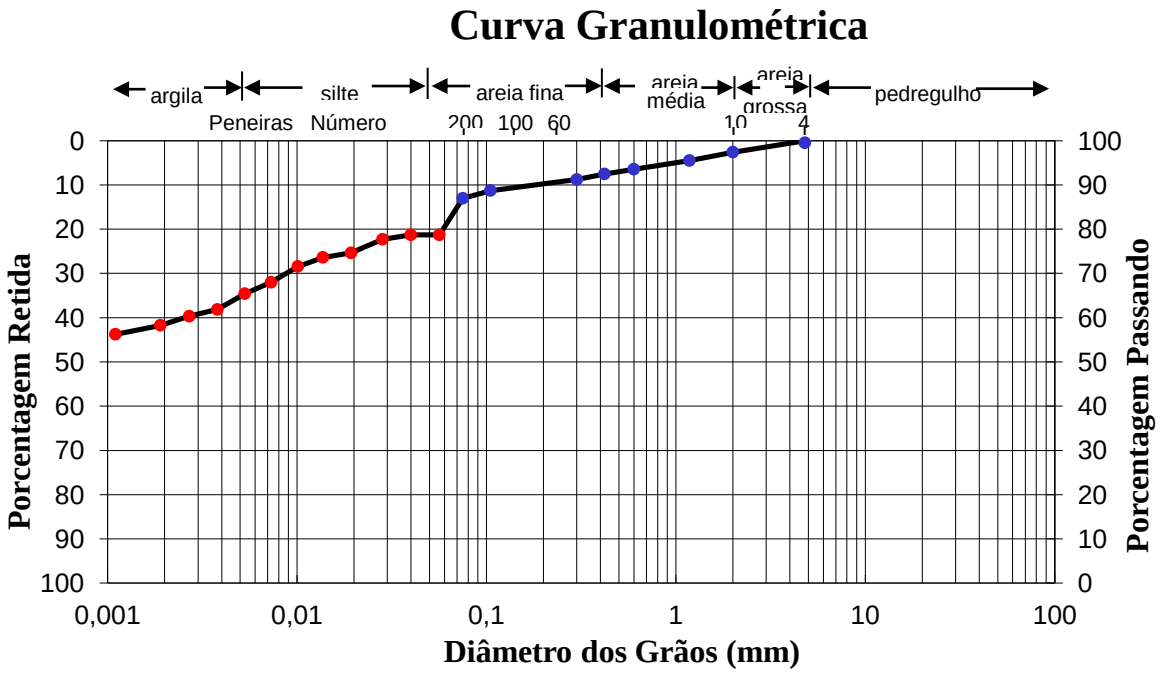
Fonte: Autoria própria (2014)

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Ensaios de caracterização e classificação do solo

Das amostras deformadas do solo de Pinhal realizaram-se os ensaios de caracterização. A massa específica real dos grãos apresentou valor de 2,901 g/cm³. Nos ensaios de plasticidade o limite de liquidez (LL) foi de 65% e o limite de plasticidade (LP) de 33%. Esses valores classificam o solo como de alta plasticidade, pois apresentou um índice de plasticidade (IP) de 32%. Na análise granulométrica com defloculante (hexametafosfato de sódio), a fração argila foi superior a 79%, com uma porcentagem de finos (silte + argila) bem superior ao limites que definem os solos finos dos grossos. A fração grossa desses solos é constituída basicamente por grãos de areia, com valores de cerca de 21%. Na fração areia, predomina a areia fina, conforme Figura 28, com porcentagem passante na peneira nº 200 foi de 86,96%.

Figura 28 - Curva Granulométrica



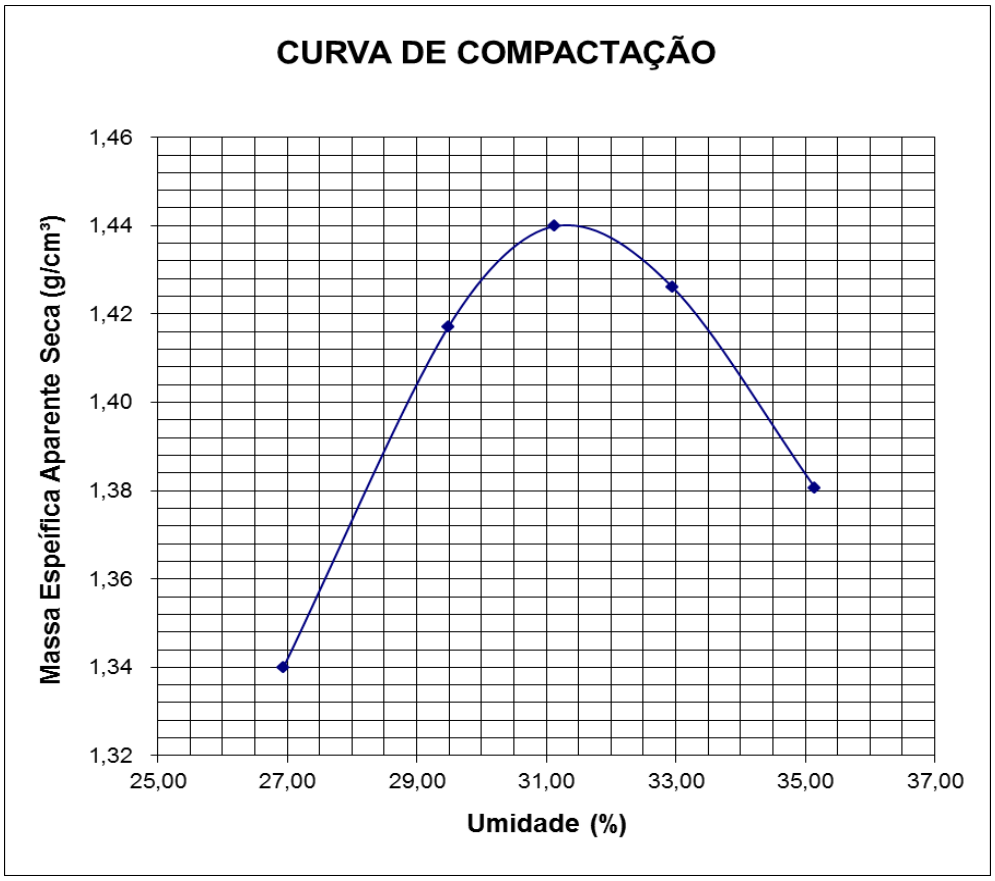
Fonte: Autoria própria (2014)

Com os dados dos ensaios de caracterização classificou-se o solo pelos dois métodos tradicionais. O Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e a classificação rodoviária HRB/AASHTO (Highway Research Board/American Association of State Highway and

Transportation Officials). No sistema unificado, o solo foi classificado como CH, uma argila inorgânica de alta plasticidade. Já na classificação rodoviária, o solo foi classificado como pertencente ao grupo A-7-6, índice de grupo igual a 20. A classificação considera este solo como solo argiloso de comportamento como subleito sofrível a mau.

A Figura 30 apresenta o gráfico do ensaio de compactação realizado na energia normal do solo em estudo. Percebe-se que a massa específica aparente seca máxima obtido foi de 1,44 g/cm³ e a umidade ótima de 31,1%.

Figura 30 - Curva de compactação



Fonte: Autoria própria (2014)

No ensaio de Índice Suporte Califórnia (ISC) na umidade ótima, o solo de Pinhal obteve o valor de 10% e expansão de 0,64%. De acordo com o DNIT (2006) os materiais para uso em subleitos devem apresentar uma expansão menor que 3% e um ISC>2%, e para uso em sub-base, expansão menor que 2% e ISC>20%. Percebe-se que o solo natural pode ser usado para subleito

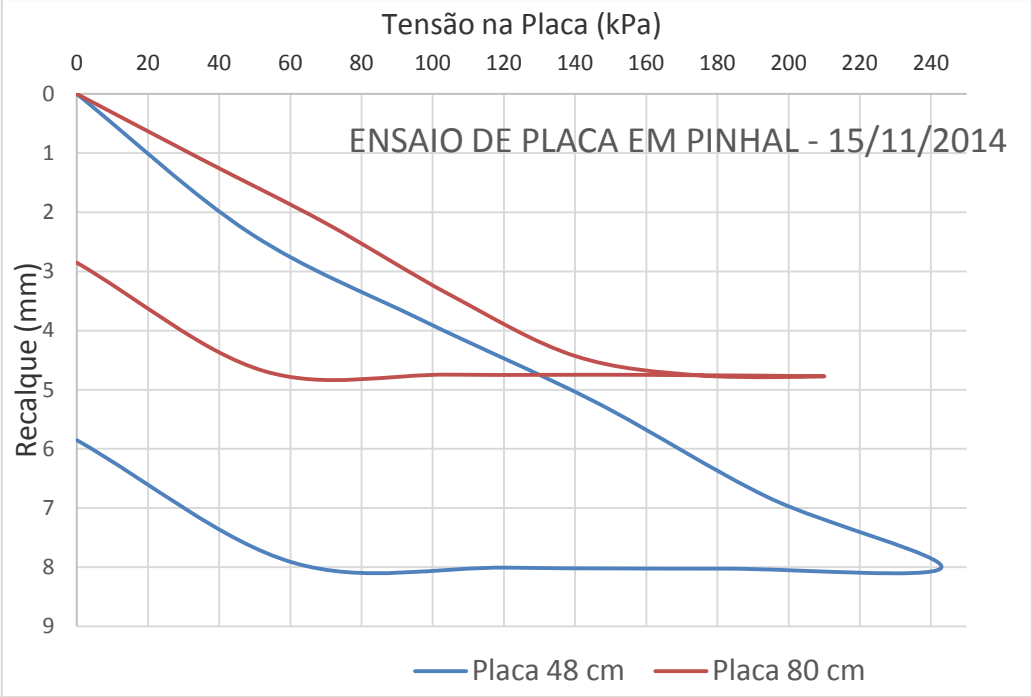
e sub-base do ponto de vista da expansão. Já o valor do ISC o solo atende o especificado com folga para uso em subleito e provavelmente na energia intermediária o solo deve apresentar resultado acima de 20% e possivelmente também satisfaça como sub-base.

4.2 Ensaios de placa

Os ensaios de placa foram realizados diretamente sob o terreno natural, sendo removida apenas uma camada de aproximadamente 30 cm de profundidade. Foram utilizadas duas placas, uma de 48 cm e outra de 80 cm de diâmetro para os ensaios no solo. No Anexo A estão apresentados os resultados completos dos ensaios de placas realizados.

O ensaio com a placa de 48 cm de diâmetro foi realizado adotando incremento de pressão no macaco hidráulico de 50 kgf/cm^2, equivalente a uma força na placa de 8,792 kN e tensão no solo de 49 kPa. Foram realizados quatro incrementos e o ensaio teve que ser encerrado por término do comprimento do cursor do macaco hidráulico. A última tensão aplicada foi de 243 kPa para um recalque de 8,013 mm. Já no ensaio com a placa de 80 cm de diâmetro foi realizado adotando incremento de pressão no macaco hidráulico de 100 kgf/cm^2, equivalente a uma força na placa de 17,792 kN e tensão no solo de 35 kPa. Foram realizados cinco incrementos e o ensaio teve que ser encerrado por término do comprimento do cursor do macaco hidráulico. A última tensão aplicada foi de 210 kPa para um recalque de 4,773 mm. Na Figura 29 apresenta-se gráfico do comportamento carga-recalque dos dois ensaios de placa realizados.

Figura 29 - Gráfico de carga e descarga - ensaio de placas



Fonte: Autoria própria (2014)

Observando o gráfico da Figura 29 percebe-se que a forma das curvas é semelhante. Observa-se também que no ensaio com a placa de 48 cm para um recalque de cerca de 4,75 mm a tensão aplicada no solo foi de 130 kPa e na placa de 80 cm com 210 kPa. Esta diferença deve-se provavelmente pelo bulbo de tensões no solo abaixo da placa maior alcançar a rocha e portanto influenciando no comportamento. Na Figura 3 e no capítulo 2.8 frisou-se os cuidados e as precauções que um ensaio de placa deve ter.

A Figura 30 mostra o local do ensaio de placa em solo natural, após o descarregamento e com a placa já removida, verificando um afundamento no local em que a placa 48 cm estava. A placa de 80 cm não foi perceptível esse afundamento devido ao baixo recalque obtido.

Infelizmente ambos os ensaios tiveram que ser encerrados numa fase de recalque que não se configuraria ruptura ou recalque excessivo. Mesmo assim é possível tecer algumas considerações.

Cudmani et al. (1994), Sales (1998), Vendruscolo (1996), Dalla Rosa e Thomé (2004) como descrito anteriormente na revisão bibliográfica utilizaram critérios para limitar o recalque

máximo a d/30, sendo “d” o diâmetro da placa ou da fundação e esse método consiste em definir a carga ou tensão que produz o recalque. Utilizando o critério para limitar o recalque máximo a d/30 deveríamos considerar respectivamente para a placa de 48 cm e de 80 cm os valores do recalque máximo de 16 mm e 26,7 mm.

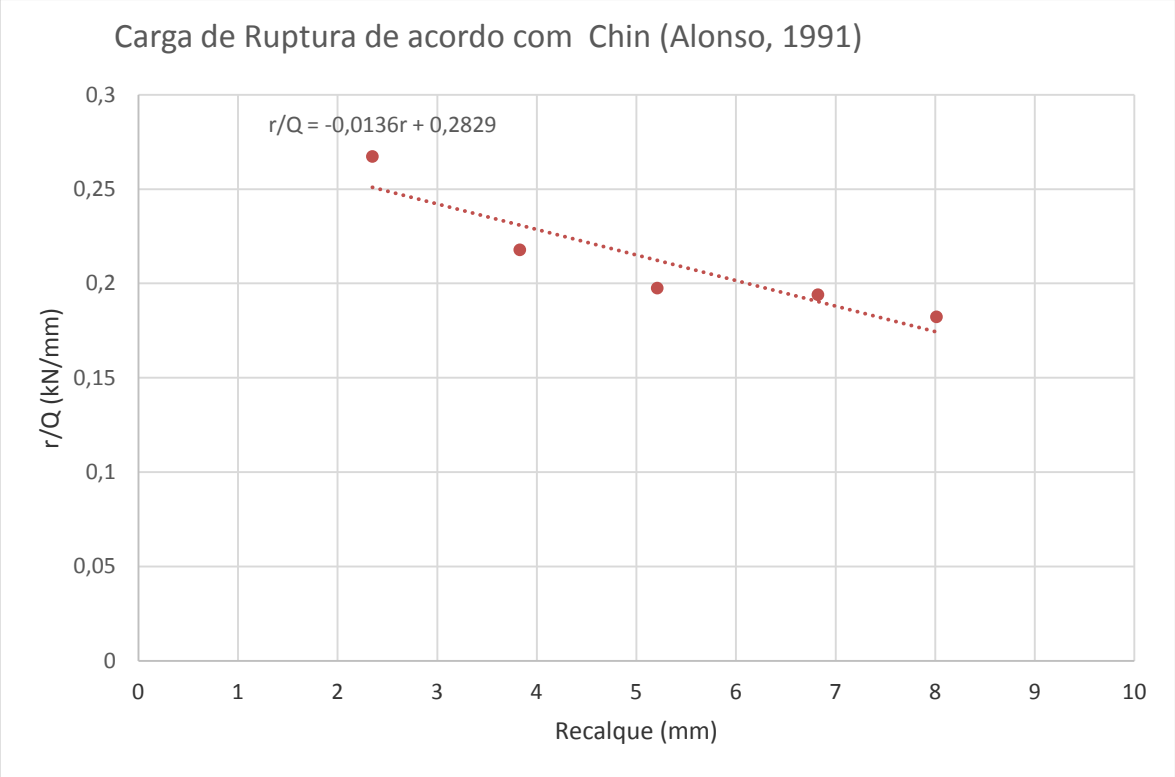
Figura 30 - Local após o ensaio com a placa de 48 cm

Fonte: Autoria própria (2014)

Na Figura 31 apresenta-se a curva carga-recalque de acordo com o proposto de Chin (1970) para a placa de 48 cm. Calculando para um recalque considerado limite de 16 mm na equação da reta obtém-se um valor de carga de ruptura de 245 kN que equivale a uma tensão no solo de 1354 kPa.

Utilizando o critério proposto por Cintra (2003) em 2.8.6 ter-se-ia como tensão admissível para esta placa o valor da tensão referente ao recalque máximo dividido por um fator de segurança de 1,5. Daí obtém-se o valor aproximado de 900 kPa.

Figura 31 – Curva carga x recalque da placa 48 cm de acordo com Chin (1970)

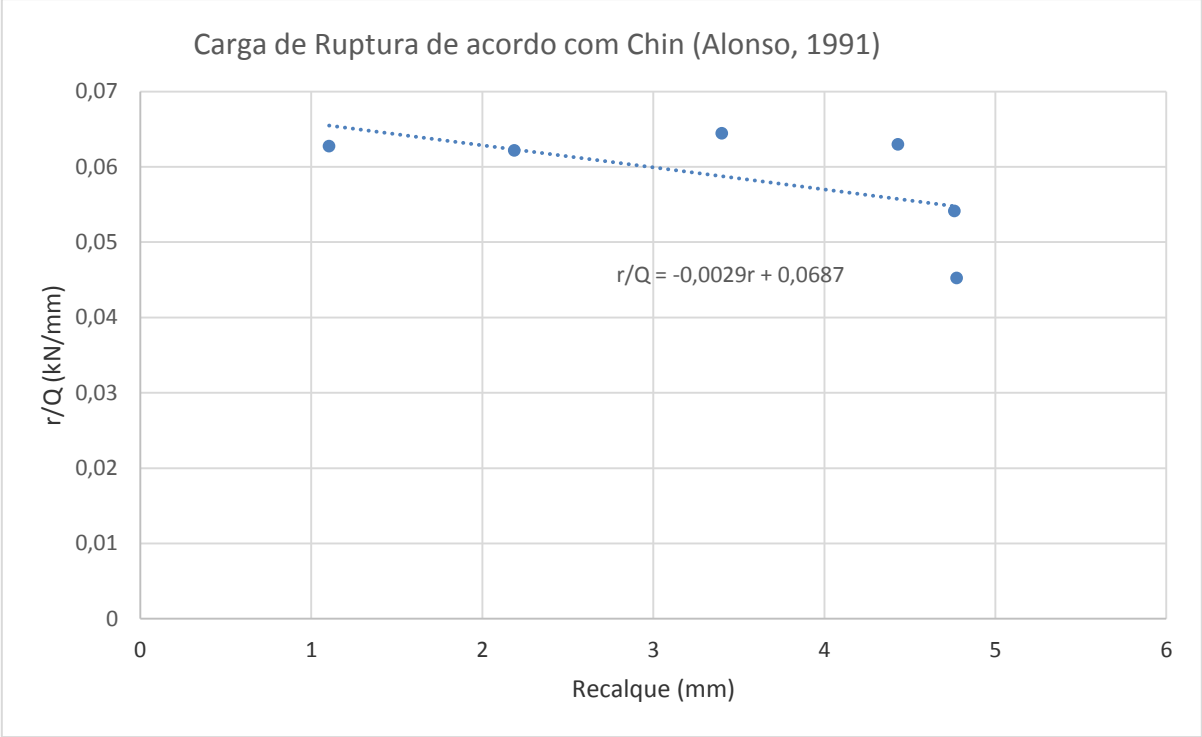


Fonte: Autoria própria (2014)

Na Figura 32 apresenta-se a curva carga-recalque de acordo com o proposto de Chin (1970) para a placa de 80 cm. Apesar do recalque alcançado ter sido bem pequeno, pela proximidade da rocha infere-se que a ruptura ocorreria possivelmente para um recalque baixo, talvez menor que 20 mm. É possível que a tensão admissível estivesse próxima a tensão para um recalque de 10 mm, que seria um dos critérios do código de obras da cidade de Boston quando não se consegue chegar a tensão de ruptura no ensaio de placa segundo Cintra (2003) e referenciado no capítulo 2.8.6.

Para este recalque pode-se calcular pela equação da curva carga-recalque da Figura 32 um valor de carga de 252 kN que equivale a uma tensão no solo de 1392 kPa. Percebe-se que a tensão admissível da placa de 80 cm é maior que da placa de 48 cm. Este comportamento que seria esperado é devido ao bulbo de tensões que na placa maior alcança o maciço rochoso.

Figura 32 – Curva carga x recalque da placa 80 cm de acordo com Chin (1970)



Fonte: Autoria própria (2014)

Tabela 1 – Carregamento e descarregamento da placa de 48 cm com suas respectivas cargas

PLACA DE 48 cm					
Pressão(kgf/cm²)	Q(kN)	q(kPa)	ρ(mm)		ρ/Q
0	0,000	0	0	#DIV/0!	#DIV/0!
50	8,792	49	2,35	3,741149	0,267298
100	17,583	97	3,83	4,590966	0,217819
150	26,375	146	5,21	5,062399	0,197535
200	35,167	194	6,823333	5,153903	0,194028
250	43,958	243	8,013333	5,48567	0,182293
187,5	32,969	182	8,026667	4,107418	0,243462
125	21,979	121	8,01	2,743976	0,364435
62,5	10,990	61	7,923333	1,386995	0,720983

0	0,000	0	5,853333	0	#DIV/0!

Fonte: Autoria própria (2014)

Tabela 2 – Carregamento e descarregamento da placa de 80 cm com suas respectivas cargas

PLACA DE 80 cm					
Pressão(kgf/cm²)	Q(kN)	q(kPa)	ρ(mm)		ρ/Q
0	0,000	0	0	#DIV/0!	#DIV/0!
100	17,583	35	1,103333	15,93662	0,062749
200	35,167	70	2,186667	16,08238	0,06218
300	52,750	105	3,4	15,51476	0,064455
400	70,334	140	4,43	15,87666	0,062986
500	87,917	175	4,76	18,46996	0,054142
600	105,500	210	4,773333	22,10204	0,045245
450	79,125	157	4,75	16,65796	0,060031
300	52,750	105	4,746667	11,1131	0,089984
150	26,375	52	4,683333	5,631694	0,177566
0	0,000	0	2,853333		

Fonte: Autoria própria (2014)

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

Este capítulo expõem as principais conclusões a qual esse trabalho chegou, envolvendo os dois ensaios de placa e os ensaios de laboratório, bem como sugestões para trabalhos futuros.

5.1.1 Quanto aos ensaios de caracterização geotécnica

O perfil de solo estudado no parque de máquinas da Prefeitura Municipal de Pinhal foi classificado pedologicamente como Cambissolo. O solo foi classificado como solo argiloso sendo também considerado uma argila muito plástica. O valor obtido de fração argila foi superior a 79%, fração silte + argila superior a 34% e fração areia entre 2% e 13%, que representa um solo extremamente fino.

O solo apresentou alta plasticidade (IP = 32%), classificados como solo pertencente ao grupo A-7-6(20) pelo sistema da HRB/AASHTO, e ao grupo CH pelo SUCS. Nos ensaios para determinação do peso específico real dos grãos, o valor obtido foi de 29,01 kN/m³.

Quanto as características de compactação, o solo necessita um alto teor de umidade para que obtenha-se a maior compacidade. Já o resultado do ISC indica um solo adequado para uso em subleito e possivelmente sub-base segundo especificado em DNIT (2006).

5.1.2 Quanto ao comportamento carga recalque do solo

Em ambos os ensaios de placa, realizados com placas de 48 cm e de 80 cm de diâmetro, não se conseguiu alcançar a ruptura do solo. Isso se deve a vários problemas como o pequeno curso do macaco, pouco peso na cargueira, caminhão caçamba com rodado traseiro com suspensão (molas e amortecedores).

Importante também salientar que é um trabalho de pesquisa pioneiro no curso de engenharia civil da UNIJUÍ, já que foi adquirido pela instituição o equipamento para realização do ensaio de placa no início deste semestre. Obviamente que por ser o primeiro ensaio de placa realizado enormes dificuldades e incertezas acometeram, professor orientador e equipe de pesquisa. A equipe de pesquisa que fez parte do projeto e execução dos ensaios de placa são,

além do professor orientador: Janaína Pizzuti, bolsista PET e Bruna Vogt Bär, bolsista PIBIC/UNIJUÍ.

Apesar da interrupção forçada do ensaio foi possível inferir a tensão admissível do solo. Para a placa de 48 cm foi inferida a tensão admissível de 900 kPa de acordo com o critério proposto por Cintra (2003) em 2.8.6 e para a placa de 80 cm o valor de 1392 kPa de acordo com o proposto por Chin (1970).

Outro aspecto importante foi a percepção clara da influência da área da placa na formação do bulbo de tensões. Na placa menor, ao formar um bulbo menor, este não chega a atingir o maciço rochoso. Porém, na placa maior, o bulbo é bem maior e atinge a rocha. Percebeu-se visualmente também que o afundamento do solo foi maior com a placa de 48cm, devido sua área de contato como o solo ser menor em relação com a placa de 80cm.

5.2 Sugestões

Como continuidade da pesquisa sugere-se:

a) Execução dos próximos ensaios de placa com uso de cargueira mais adequada, com estrutura rígida para a possibilidade de alcance da tensão de ruptura;
b) Uso de prolongadores resistentes e encaixáveis para melhor utilização do curso do macaco hidráulico;
c) Realização de ensaio SPT no local do ensaio de placa de maneira a permitir a validação de métodos semi-empíricos de análise do comportamento carga recalque de solos, especialmente os solos do noroeste do Rio Grande do Sul;
d) Execução de ensaio edométrico no solo estudado e comparar o comportamento do solo com o do ensaio de placa.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Exercícios de fundações**. 1ª Edição. São Paulo, Brasil: Editora Edgard BlucherLtda, 1983.

_____. **Previsão e controle das fundações.** São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457:** amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

_____. **NBR 6459:** solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

_____. **NBR 6489:** prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984. 2p.

_____. **NBR 6508:** grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

_____. **NBR 7180:** solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

_____. **NBR 7181:** solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p.

_____. **NBR 7182:** solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10p.

_____. **NBR 12131:** estacas - prova de carga estática. Rio de Janeiro, 1992. 4p.

BARATA, Fernando Emmanuel. **Ensaios de placa para fixação de taxa admissível de fundações diretas**. In: III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1966, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 1966, p. 1-37, Vol1.

_____. **Uma introdução ao projeto de fundações.** Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1984.

BUTLER, H. D; HOY, H. E. **Users manual for the Texas quick-load method for foundation load testing.** Federal Highway Administration. Office of development, Washington. 1977. 59 pp.

CAMARGO, M. N.; KLAMP, E. & J. H. KAUFFMAN. 1977. **Classificação de Solos usada em levantamentos pedológicos no Brasil.** Bol. Inf. Soc. Bras. Ci. Solo, Campinas, 12 (1): 11 –33.

CHIN, F. K. **Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure.** Proc. 2nd. Southeast Asian Conf. On Soil Engineering, pp. 81-90. 1970.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Tensão admissível em fundações diretas.** São Carlos: RiMa, 2003. 135. p.

CUDMANI, Roberto O.; SCHNAID, Fernando; CONSOLI, Nilo Cesar. **Comportamento sapatas assentes em um bloco estruturado através de ensaios de placa**. In: X COBRAMSEG, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 1, p. 127-134.

DALLA ROSA, Francisco; THOMÉ, Antônio. **Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa.** In: XXXI JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 2004, Mendonza (Argentina).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação.** 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. 247p.

DÉCOURT, Luciano. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. CD-ROM.

DIAS, R. Davison; HIGASHI, Rafael Reis; MARTINS, Karla Pessoa. **Sistemas de Informações Geotécnicas do Norte do Estado do Rio Grande do Sul Visando a Fundações**. In: GEOSUL – IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2002, v.3. Porto Alegre.

DIAS, R. Davison; MARTINS, Karla Pessoa; SANTOS, Geraldo Tadeu. Geoprocessamento e Mapeamento Geotécnico dos Latossolos do Rio Grande do Sul. In: Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário, 2000, Florianópolis. Geoprocessamento e Mapeamento Geotécnico dos Latossolos do Rio Grande do Sul. Florianópolis: COBRAC, 2000 p.13-24.

DIAS, R. Davison. **Ocorrência e Características Geotécnicas dos Latossolos do Rio Grande do Sul Visando à Pavimentação**. In: Reunião de Pavimentação, 1991, São Paulo.

DIAS, R. Davison; PINHEIRO, Rinaldo José Barbosa; ARNOLD, Gilnei Pestano. **Compressibilidade dos Latossolos do Sul do Brasil.** In: 6º CBEG/IX COBRAMSEF, 1990, Salvador.

DIAS, R. Davison. **Geomecânica dos Solos Lateríticos do Sul do Brasil.** In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES, 2, 1989. ANAIS. PORTO ALEGRE.

_____. **Metodologia de Estudo do Comportamento Geotécnico dos Solos do Rio Grande do Sul**. In: II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, 1989, Porto Alegre.

DIAS, R. Davison; GEHLING, W. Y. Yuk. Influence or the Macrostructure Originated From Pedologic Process on the Mechanical Soils. In: First International Conference on Geomechanics In Tropical LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS – TROPICALS 85, 1985, Brasília, DF: ABMS, 1985. v.1.p. 255-268.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos.** In: EMBRAPA SOLOS - MINISTÉRIO DA AGRICULTURA, PECUÁRIA E ABASTECIMENTO. Brasília - DF, 2. ed., 2006.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Estudo de Solos do Município de Pinhal, RS.** In: EMBRAPA - MINISTÉRIO DA AGRICULTURA, PECUÁRIA E ABASTECIMENTO. Pelotas - RS, 2011.

FELLENIUS, Bengt H. **Test loading of piles and new proof testing procedure.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, New York, ASCE, v. 101, n. 9, p. 855-869, 1975.

FELLENIUS, Bengt H. The Analysis of Results from Routine Pile Load Test. In: GROUND ENGINEERING DIVISION. Foundations publication, Ltd., vol.13, n.6, p. 19 a 31, 1980.

FERREIRA, H. N.; et al. – Engineering Properties of a Saprolitic Soil From Granite. Second International Conference of Geomechanics in Lateritic and Saprolitic Soils.Vol.1 Singapore. Dez. 1988.

FONSECA, António Joaquin Pereira Viana da. "Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas". Dissert. pª.doutor. FEUP 1996

KUBLIK, Cristiane. **Ensaios de Placa em Solo Laterítico na Cidade de Santo Ângelo.** 2010. 100 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria Centro de Tecnologia Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, 2010.

MASSAD, Faiçal. **Notes on the interpretation of failure load from routine pile loads tests.** Solos e Rochas, v. 9, n. 1, p. 33-36. 1986.

MELLO, Victor F. B. de; TEIXEIRA, Alberto H. **Fundações e obras de terra.** São Carlos: Serviços de publicações e encadernação da Escola de Engenharia de São Carlos, 1968.

MILITITSKY, Jarbas (1991). **Provas de carga estática**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, São Paulo, 1991. Anais. V.2, p. 203 – 228.

MILITITSKI, Jarbas; SOARES, José Mário Doleys. **Provas de carga estáticas em estacas.** Porto Alegre: Polígrafo Pós-Graduação em Engenharia Civil, 1992.

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Sedimentar na Região de Santa Maria.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

NIYAMA, Sussumu; AOKI, Nelson; CHAMECKI, Paulo Roberto. Verificação de desempenho. In: **Fundações: Teoria e prática.** São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1998. cap. 20, p. 723-751.

NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul; COZZOLINO, Vera M. N. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. **Revista Solos & Rochas**, São Paulo,16, (2): 77 – 91, ago., 1993.

NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul (1995). **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** São Paulo, 1995.

PELLS, Philip J. N. **Plate loading tests on soil and rock.** In: EXTENSION COURSE ON IN-SITU TESTING FOR GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, 1983, Sydney. Proceeding…Rotterdam: A. A. Balkema, p.73 – 85, 1983.

PINTO, Carlos de Sousa. **Fundações: teoria e prática.** Propriedades dos Solos. 2˚ Edição. São Paulo: Pini, 1998. 751 p.

REZNIK, Yakov M. Discussion of "Determination of collapse potencial of soils". **Geotechnical Testing Journal.** ASTM. V.12, n.3, p.248- 249, paper by LUTENEGGER, Alan J . & SABER, R.T. (1988). Geotechnical Testing Journal, ASTM, v.11, n.3, p. 173 – 78, 1989.

SALES, Luis Fernando Pedroso. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.** 1998. 129f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1998.

TEIXEIRA, Alberto Henriques. Fundações rasas. In: III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1966, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 1966, p. 73-89, Vol II.

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: **Fundações: Teoria e Prática.** 2. ed. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1998. cap. 7, p. 227-264.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações.** Vol1. Rio de Janeiro: COPPE, 1996.

VENDRUSCOLO, Márcio Antônio. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solo melhorado mediante ensaios de placa**. Porto Alegre, 1996. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/ UFRGS.

VESIC, Aleksandar S. **Bearing capacity of shallow foundations.** In: WINTERKORN, Hans F.; FANG, Hsai Yang. (eds.) Foundation engineering handbook. New York: Ed. Van Nostrand Reinhold Co. Cap. 3, p. 121-147. 1975.

ANEXO A

CARREGAMENTO								
PLACA DE 48 CM								
Manôm.	Tempo (min)	F (toneladas)	F (KN)	R1	R2	R3	Média	(mm)
50	1	0,9141795	8,7917	1,5	1,5	1,4	1,466667	1,466667
50	2	0,9141795	8,7917	1,82	1,85	1,46	1,71	1,71
50	4	0,9141795	8,7917	1,91	1,89	1,5	1,766667	1,766667
50	8	0,9141795	8,7917	3,15	1,89	1,59	2,21	2,21
50	15	0,9141795	8,7917	3,19	1,89	1,62	2,233333	2,233333
50	30	0,9141795	8,7917	3,26	1,89	1,66	2,27	2,27
50	1 hora	0,9141795	8,7917	3,32	1,96	1,77	2,35	2,35
100	1	1,8283591	17,5834	4,07	3,53	2,9	3,5	3,5
100	2	1,8283591	17,5834	4,21	3,59	2,59	3,463333	3,463333
100	4	1,8283591	17,5834	4,26	3,6	3	3,62	3,62
100	8	1,8283591	17,5834	4,3	3,66	3,05	3,67	3,67
100	15	1,8283591	17,5834	4,34	3,71	3,11	3,72	3,72
100	30	1,8283591	17,5834	4,41	3,82	3,17	3,8	3,8
100	1 hora	1,8283591	17,5834	4,46	3,82	3,21	3,83	3,83
150	1	2,7425386	26,3751	5,29	5,28	4,4	4,99	4,99
150	2	2,7425386	26,3751	5,34	5,34	4,43	5,036667	5,036667
150	4	2,7425386	26,3751	5,41	5,43	4,5	5,113333	5,113333
150	8	2,7425386	26,3751	5,45	5,43	4,52	5,133333	5,133333
150	15	2,7425386	26,3751	5,51	5,48	4,55	5,18	5,18
150	30	2,7425386	26,3751	5,59	5,51	4,53	5,21	5,21
150	1 hora	2,7425386	26,3751	5,59	5,51	4,53	5,21	5,21
200	1	3,6567182	35,1668	6,28	6,65	5,5	6,143333	6,143333

200	2	3,6567182	35,1668	6,42	6,79	5,65	6,286667	6,286667
200	4	3,6567182	35,1668	6,47	6,86	5,69	6,34	6,34
200	8	3,6567182	35,1668	6,56	7	5,77	6,443333	6,443333
200	15	3,6567182	35,1668	6,65	7,09	5,87	6,536667	6,536667
200	30	3,6567182	35,1668	6,75	7,19	5,99	6,643333	6,643333
200	1 hora	3,6567182	35,1668	6,85	7,32	6,12	6,763333	6,763333
200	1 1/2 hora	3,6567182	35,1668	6,91	7,39	6,17	6,823333	6,823333
250	1	4,5708977	43,9585	7,2	7,85	6,62	7,223333	7,223333
250	2	4,5708977	43,9585	7,25	7,92	6,67	7,28	7,28
250	4	4,5708977	43,9585	7,34	8,06	6,78	7,393333	7,393333
250	8	4,5708977	43,9585	7,44	8,28	6,89	7,536667	7,536667
250	15	4,5708977	43,9585	7,53	8,38	7	7,636667	7,636667
250	30	4,5708977	43,9585	7,65	8,53	7,15	7,776667	7,776667
250	1 hora	4,5708977	43,9585	7,77	8,65	7,28	7,9	7,9
250	1 1/2 hora	4,5708977	43,9585	7,85	8,7	7,39	7,98	7,98
250	1 45 horas	4,5708977	43,9585	7,86	8,7	7,39	7,983333	7,983333
250	2 horas	4,5708977	43,9585	7,9	8,7	7,44	8,013333	8,013333

CARREGAMENTO								
PLACA DE 80 CM								
Manôm.	**Tempo (min)**	**F (toneladas)**	**F (KN)**	**R1**	**R2**	**R3**	**Média**	**(mm)**
100	1	1,8283591	17,5834	1,75	0,81	0,71	1,09	1,09
100	2	1,8283591	17,5834	1,75	0,82	0,72	1,096667	1,096667
100	4	1,8283591	17,5834	1,75	0,82	0,72	1,096667	1,096667
100	8	1,8283591	17,5834	1,75	0,82	0,72	1,096667	1,096667
100	15	1,8283591	17,5834	1,75	0,82	0,72	1,096667	1,096667

100	30	1,8283591	17,5834	1,75	0,83	0,73	1,103333	1,103333
100	1 hora	1,8283591	17,5834	1,75	0,83	0,73	1,103333	1,103333
200	1	3,6567182	35,1668	2,53	2,15	1,65	2,11	2,11
200	2	3,6567182	35,1668	2,54	2,17	1,65	2,12	2,12
200	4	3,6567182	35,1668	2,54	2,2	1,65	2,13	2,13
200	8	3,6567182	35,1668	2,56	2,29	1,65	2,166667	2,166667
200	15	3,6567182	35,1668	2,56	2,32	1,65	2,176667	2,176667
200	30	3,6567182	35,1668	2,56	2,34	1,66	2,186667	2,186667
200	1 hora						0	0
300	1	5,4850773	52,7502	3,24	3,4	2,66	3,1	3,1
300	2	5,4850773	52,7502	3,28	3,44	2,67	3,13	3,13
300	4	5,4850773	52,7502	3,34	3,51	2,71	3,186667	3,186667
300	8	5,4850773	52,7502	3,34	3,56	2,75	3,216667	3,216667
300	15	5,4850773	52,7502	3,36	3,81	2,92	3,363333	3,363333
300	30	5,4850773	52,7502	3,37	3,85	2,98	3,4	3,4
300	1 hora						0	0
400	1	7,3134364	70,3336	3,87	4,66	3,68	4,07	4,07
400	2	7,3134364	70,3336	3,92	4,7	3,71	4,11	4,11
400	4	7,3134364	70,3336	4,07	4,76	3,76	4,196667	4,196667
400	8	7,3134364	70,3336	4,09	4,76	3,77	4,206667	4,206667
400	15	7,3134364	70,3336	4,09	4,81	3,8	4,233333	4,233333
400	30	7,3134364	70,3336	4,14	5,02	4,07	4,41	4,41
400	1 hora	7,3134364	70,3336	4,14	5,07	4,08	4,43	4,43
500	1	9,1417955	87,917	4,95	5,16	4,15	4,753333	4,753333
500	2	9,1417955	87,917	4,95	5,16	4,16	4,756667	4,756667
500	4	9,1417955	87,917	4,95	5,16	4,16	4,756667	4,756667

500	8	9,1417955	87,917	4,95	5,16	4,16	4,756667	4,756667
500	15	9,1417955	87,917	4,95	5,16	4,16	4,756667	4,756667
500	30	9,1417955	87,917	4,96	5,16	4,16	4,76	4,76
500	1 hora						0	0
600	1	10,970155	105,5004	4,96	5,16	4,16	4,76	4,76
600	2	10,970155	105,5004	4,96	5,16	4,16	4,76	4,76
600	4	10,970155	105,5004	4,97	5,16	4,16	4,763333	4,763333
600	8	10,970155	105,5004	4,97	5,19	4,16	4,773333	4,773333
600	15	10,970155	105,5004	4,97	5,19	4,16	4,773333	4,773333
600	30	10,970155	105,5004	4,97	5,19	4,16	4,773333	4,773333
600	1 hora						0	0

DESCARREGAMENTO								
PLACA DE 48 CM								
Manôm.	**Tempo (min)**	**F (toneladas)**	**F (KN)**	**R1**	**R2**	**R3**	**Média**	**(mm)**
187,5	1	3,4281733	32,96887	7,9	8,7	7,44	8,013333	8,013333
187,5	2	3,4281733	32,96887	7,91	8,7	7,46	8,023333	8,023333
187,5	4	3,4281733	32,96887	7,92	8,7	7,46	8,026667	8,026667
187,5	8	3,4281733	32,96887	7,92	8,7	7,46	8,026667	8,026667
187,5	15	3,4281733	32,96887				0	0
125	1	2,28544887	21,97925	7,88	8,7	7,46	8,013333	8,013333
125	2	2,28544887	21,97925	7,88	8,7	7,46	8,013333	8,013333
125	4	2,28544887	21,97925	7,85	8,71	7,47	8,01	8,01
125	8	2,28544887	21,97925	7,85	8,71	7,47	8,01	8,01
125	15	2,28544887	21,97925				0	0
62,5	1	1,14272443	10,98962	7,7	8,72	7,37	7,93	7,93

62,5	2	1,14272443	10,98962	7,69	8,72	7,37	7,926667	7,926667
62,5	4	1,14272443	10,98962	7,69	8,72	7,37	7,926667	7,926667
62,5	8	1,14272443	10,98962	7,68	8,72	7,37	7,923333	7,923333
62,5	15	1,14272443	10,98962				0	0
0	1	0	0	5,3	6,93	5,7	5,976667	5,976667
0	2	0	0	5,28	6,9	5,69	5,956667	5,956667
0	4	0	0	5,24	6,9	5,6	5,913333	5,913333
0	8	0	0	5,2	6,81	5,55	5,853333	5,853333
0	15	0	0				0	0

DESCARREGAMENTO								
PLACA DE 80 CM								
Manôm.	**Tempo (min)**	**F (toneladas)**	**F (KN)**	**R1**	**R2**	**R3**	**Média**	**(mm)**
450	1	8,22761593	79,1253	4,92	5,18	4,16	4,753333	4,753333
450	2	8,22761593	79,1253	4,91	5,18	4,16	4,75	4,75
450	4	8,22761593	79,1253	4,91	5,18	4,16	4,75	4,75
450	8	8,22761593	79,1253	4,91	5,18	4,16	4,75	4,75
450	15	8,22761593	79,1253	4,91	5,18	4,16	4,75	4,75
300	1	5,48507729	52,7502	4,91	5,18	4,16	4,75	4,75
300	2	5,48507729	52,7502	4,91	5,18	4,16	4,75	4,75
300	4	5,48507729	52,7502	4,91	5,18	4,16	4,75	4,75
300	8	5,48507729	52,7502	4,91	5,18	4,16	4,75	4,75
300	15	5,48507729	52,7502	4,9	5,18	4,16	4,746667	4,746667
150	1	2,74253864	26,3751	4,78	5,11	4,16	4,683333	4,683333
150	2	2,74253864	26,3751	4,78	5,11	4,16	4,683333	4,683333
150	4	2,74253864	26,3751	4,78	5,11	4,16	4,683333	4,683333

150	8	2,74253864	26,3751	4,78	5,11	4,16	4,683333	4,683333
150	15	2,74253864	26,3751	4,78	5,11	4,16	4,683333	4,683333
0	1	0	0	3,44	3,08	2,57	3,03	3,03
0	2	0	0	3,44	3,05	2,55	3,013333	3,013333
0	4	0	0	3,4	3,02	2,51	2,976667	2,976667
0	8	0	0	3,34	3	2,5	2,946667	2,946667
0	15	0	0	3,25	2,9	2,42	2,856667	2,856667
0	30	0	0	3,24	2,9	2,42	2,853333	2,853333