

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

RUDDI WILYAN REINEHR

SÉRGIO DANIEL MARKEWICZ JUNIOR

**ANÁLISE DE PROVA DE CARGA EM SOLO COMPACTADO NO CENTRO
UNIVERSITÁRIO FAG NA CIDADE DE CASCAVEL-PR**

**CASCAVEL - PR
2018**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

RUDDI WILYAN REINEHR

SÉRGIO DANIEL MARKEWICZ JUNIOR

**ANÁLISE DE PROVA DE CARGA EM SOLO COMPACTADO NO CENTRO
UNIVERSITÁRIO FAG NA CIDADE DE CASCAVEL-PR**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Professor Orientador: Mestre Engenheiro Civil
Maycon André Almeida.**

**CASCAVEL - PR
2018**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

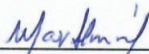
RUDDI WILYAN REINEHR

SÉRGIO DANIEL MARKEWICZ JUNIOR

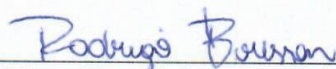
ANÁLISE DE PROVA DE CARGA EM SOLO COMPACTADO

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário FAG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Me. Eng. Civil Maycon André de Almeida.

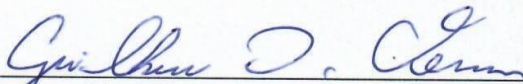
BANCA EXAMINADORA



Orientador Professor Mestre Eng. Civil Maycon André de Almeida
Centro Universitário Assis Gurgacz - Fag
Engenheiro Civil



Professor Mestre Eng. Civil Rodrigo Techio Bressan
Centro Universitário Assis Gurgacz - Fag
Engenheiro Civil



Professor Mestre Eng. Civil Guilherme Irineu Venson
Universidade Estadual do Oeste do Paraná - Unioeste
Engenheiro Civil

Cascavel, 06 de Dezembro de 2018

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho para todas as pessoas envolvidas de alguma forma em seu processo de desenvolvimento, bem como para nossas esposas pela compreensão do tempo tomado para a realização do mesmo.

AGRADECIMENTOS

À Betoneiras Cascavel, que cedeu durante duas semanas os contrapesos necessários para a realização dos ensaios.

À Solitec Fundações e seus funcionários que não mediram esforços para a preparação e execução dos trabalhos.

À ASGEL, principalmente a José Antônio e Rene que se dispuseram a nos auxiliarem com os equipamentos necessários para a realização dos ensaios.

À equipe de laboratório do Centro Universitário Assis Gurgacz, pelo material cedido, para a realização de todos os ensaios, em especial ao senhor Cirso e seus colegas, pelo apoio oferecido no decorrer dos ensaios.

Ao nosso professor e orientador Maycon André de Almeida, pela inspiração profissional, por todos esses dias de trabalho, desde a primeira aula de Mecânica dos Solos nos acompanhando e incentivando pelo objetivo de sermos Engenheiros de fato. Como seria diferente se todos os professores tivessem a metade da sua dedicação, por isso, nosso muito obrigado amigo, de coração.

Aos nossos colegas em geral que escutaram nossas reclamações, lamentações e mau humor, sempre nos incentivando e nos dando força.

À minha esposa Lia Soares dos Anjos, que segurou a barra durante esses 5 anos. Sem o seu apoio, nada disso seria possível.

À minha esposa Larissa da Silva Reinehr por todo apoio e dedicação nos diversos dias de ensaio em laboratório e campo, pelo cuidado dado às insolações e por contribuir e motivar em todo o desenvolvimento e dedicação dado a este trabalho.

EPÍGRAFE

“QUANDO ACABAR O MALUCO
SOU EU”
(RAUL SEIXAS)

RESUMO

Diversos pesquisadores buscam novas técnicas que proporcionem maior qualidade, maior produtividade e redução de custos, quando se trata de fundações rasas na construção civil. Desta forma, o presente trabalho fundamenta-se num comparativo de resistência superficial de solo natural com características laterítico e colapsível, quando o mesmo é submetido à compactação. Para o desenvolvimento do estudo, foram realizados os ensaios de caracterização do solo no Laboratório de Mecânica dos Solos do Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz e 3 ensaios de prova de carga em placa, em solo compactado, no Campo Experimental de Engenharia da FAG (CEEF), avaliando, através da curva de tensão x deslocamento o ganho de resistência alcançado com a compactação. Devido a limitação dos equipamentos, não foi possível alcançar a ruptura geotécnica nos ensaios em campo, assim, utilizou-se o método de extrapolação da curva por Van der Veen (1953), afim de determinar a ruptura provável das provas de carga, chegando a uma tensão admissível média de 200 kPa, aproximadamente. E para uma melhor avaliação dos resultados, foram realizadas simulações numéricas no software Plaxis, que através do deslocamento total de 33 mm, calculou-se a tensão de ruptura final do solo no valor de 201,63 kPa, demonstrando que o ensaio em campo foi satisfatório. O valor, quando comparado com outros trabalhos, teve um ganho de 231,45% em relação ao solo natural, Vieira *et al* (2017) e de 115,43% com reforço de geotêxtil, Almeida *et al* (2018).

Palavras chave: Prova de carga, compactação, fundações superficiais.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Solo residual ao longo da profundidade.....	19
Figura 2 – Ensaio de sedimentação.....	21
Figura 3 – Ensaio de Limite de Plasticidade.....	23
Figura 4 – Fundações superficial e profunda.....	27
Figura 5 – Tipos de fundação superficial.....	27
Figura 6 – Ensaio de placa.....	29
Figura 7 – Curva de tensão x recalque.....	30
Figura 8 – Curva de tensão x deslocamento.....	32
Figura 9 – Curva de tensão x deslocamento.....	32
Figura 10 – Mapa com a localização do CEEF.....	34
Figura 11 – Vala existente no CEEF.....	35
Figura 12 – Dispersor de Partículas.....	36
Figura 13 – Procedimento do ensaio do Limite de Liquidez.....	38
Figura 14 – Procedimento do ensaio do Limite de Plasticidade	39
Figura 15 – Extração de amostra do ensaio de Proctor.....	40
Figura 16 – Determinação de umidade por meio do ‘speedy’	41
Figura 17 – Compactação do solo em camadas.....	42
Figura 18 – Sistema de prova de carga.....	43
Figura 19 – Simulação do deslocamento.....	44
Figura 20 – Granulometria conjunta.....	45
Figura 21 – Gráfico do ensaio de Limite de Liquidez.....	46
Figura 22 – Determinação do teor ótimo de compactação.....	46
Figura 23 – Curva de tensão x recalque.....	47
Figura 24 – Curva de tensão x recalque.....	48
Figura 25 – Curva tensão x recalque por Van Der Veen (1953)	48
Figura 26: Comparação de médias tensão x recalque.....	49

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação granulométrica ABNT.....	18
Tabela 2: Energias de compactação.....	24
Tabela 3: Peso da amostra em função da umidade admitida.....	25
Tabela 4: Índices físicos do CEEF.....	34
Tabela 5: Dados dos ensaios triaxiais.....	35
Tabela 6: Comparação de resultados.....	49

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CEEF – Campo Experimental de Engenharia Faculdade Assis Gurgacz

cm - centímetros

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

g - Gramas

kPa - Kilopascal

kg - quilogramas

LL - Limite de liquidez

LP - Limite de plasticidade

NBR – Norma Brasileira

m² - metros quadrados

mm - milímetros

m – Metro

ml – mililitros

PLAXIS – programa computacional

Γ – Peso Específico

P - Carga correspondente a um recalque ρ

PR - Carga última (ruptura física)

r – Recalque

“Speedy” - Método de Determinação de Umidade de Solos

% - porcentagem

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	13
1.1 INTRODUÇÃO.....	13
1.2 OBJETIVOS.....	14
1.2.1 Objetivo geral.....	14
1.2.2 Objetivos específicos.....	14
1.3 JUSTIFICATIVA.....	14
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA.....	15
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE.....	16
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	16
CAPÍTULO 2.....	17
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1.1 Solos.....	17
2.1.2 Classificação dos solos quanto sua granulometria.....	17
2.1.3 Classificação dos solos quanto sua origem.....	18
2.1.3.1 Solos lateríticos.....	19
2.1.3.2 Solos colapsíveis.....	20
2.1.4 Ensaios laboratoriais.....	20
2.1.4.1 Granulometria conjunta.....	20
2.1.4.2 Índice de consistência.....	21
2.1.4.2.1 Limite de Liquidez.....	22
2.1.4.2.2 Limite de Plasticidade.....	22
2.1.4.3 Ensaio de compactação (Proctor).....	23
2.1.5 Método ‘speedy’ de determinação da umidade instantânea.....	24
2.1.6 Compactação de solo.....	25
2.1.7 Fundações.....	26
2.1.7.1 Fundações profundas.....	26
2.1.7.2 Fundações rasas.....	26
2.1.8 Recalques.....	28
2.1.9 Prova de Carga em Placa.....	28
2.1.10 Método de Van der Veen (1953)	30
2.1.11 Software PLAXIS.....	31

2.1.12 Trabalhos já realizados sobre o tema.....	31
CAPÍTULO 3.....	33
3.1 METODOLOGIA.....	33
3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa.....	33
3.1.2 Caracterização do solo.....	34
3.1.3 Coleta e caracterização do solo utilizado na compactação.....	35
3.1.4 Caracterização do solo de empréstimo.....	36
3.1.4.1 Granulometria Conjunta.....	36
3.1.4.2 Limite de Liquidez.....	37
3.1.4.3 Limite de Plasticidade.....	38
3.1.4.4 Ensaio de compactação (Proctor).....	39
3.1.5 Preparação das Áreas de Ensaio.....	40
3.1.5.1 Execução da compactação.....	41
3.1.6 Ensaio de prova de carga.....	42
3.1.7 Simulação dos dados no Software PLAXIS.....	43
CAPÍTULO 4.....	45
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	45
4.1.1 Caracterização do Solo Utilizado na Compactação.....	45
4.1.2 Resultados das Provas de Carga.....	47
4.2 COMPARAÇÕES DE RESULTADOS COM OUTROS TRABALHO.....	49
CAPÍTULO 5.....	50
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	50
CAPÍTULO 6.....	51
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	51
REFERÊNCIAS.....	52
ANEXOS I.....	55
ANEXOS II.....	57
ANEXOS III.....	67
ANEXOS IV.....	68
ANEXOS V.....	71

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Caputo (1988) cita a definição de fundação como sendo a parte de uma estrutura que têm por objetivo transmitir ao solo a carga referente às edificações, suportando-as sem a presença de ruptura.

O mesmo autor ainda cita que os sistemas de fundações são subdivididos em dois grandes grupos: profundas e superficiais. A primeira recorre às camadas profundas e mais resistentes, descarregando a carga ao longo do perfil geológico, já o segundo grupo, denominado fundações rasas, corresponde à dissipação de cargas nos primeiros metros do solo.

A escolha equivocada do sistema de fundação, através das características geológicas do local, falhas de dimensionamento e até mesmo a ausência de conhecimento técnico de execução, são os erros mais comuns apresentados na área da construção civil. Desta forma, surge a necessidade de estudos que abordem mais alternativas que tragam um maior controle quando se tratar de fundações diretas, principalmente em obras de pequeno porte, que, muitas vezes, devido sua simplicidade, são executadas em suas primeiras camadas de solo, e acabam não recebendo atenção quanto ao avanço do bulbo de tensões em profundidade.

O desempenho de fundações diretas sobre solos arenosos é alto devido ao seu elevado atrito presente entre os grãos, manifestando uma grande resistência ao cisalhamento, diferentemente dos solos lateríticos presentes em áreas tropicais, como encontrado na região de Cascavel – PR. Por se tratar de um solo argiloso, laterítico e colapsível, a variação da resistência oferecida pelo solo, quando submetido a agentes externos é elevada, causando redução de índice de vazios e conseqüentemente, gerando recalques diferenciais em casos do uso de fundações diretas (CARDOSO *et al.*, 2003).

Para analisar o real comportamento de fundações superficiais, a prova de carga em placa é um dos grandes agentes avaliadores do comportamento que o solo terá quando submetido a esforços provindos da estrutura, fornecendo dados suficientes para prever seu desempenho perante vários tipos de solicitações.

Assim, foram realizadas provas de carga em placas no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz, seguindo os critérios da ABNT, regido

pela NBR 6489/1984 - Prova de Carga direta sobre terreno de fundação, sobre solo compactado, através de uma carga aplicada sobre uma área conhecida e avaliando os rendimentos do mesmo quando submetido à compactação. Foram comparados os resultados alcançados com outros trabalhos já realizados no mesmo local, além da utilização do software Plaxis, que faz a modelagem através de elementos finitos, simulando provas de carga em placa propiciando e dando mais embasamento aos resultados.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Analisar a influência da compactação prévia do solo, para fundações rasas na cidade de Cascavel – PR, através de ensaios de provas de carga em placa.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar compactação de solo com o uso de compactador mecânico, e prova de carga em placa em 3 valas no CEEF;
- Comparar os resultados das provas de carga em placa com outros autores;
- Modelar numericamente as provas de carga através do software Plaxis com o uso de elementos finitos simulados;

1.3 JUSTIFICATIVA

A principal importância da qualidade estrutural de uma edificação se dá pela capacidade proporcionada pela fundação em receber as cargas provindas da estrutura e transmiti-las ao solo, de forma que o mesmo não entre em colapso no decorrer da sua vida útil (AZEREDO, 1998).

Decourt e Quaresma Filho (1996) citam que devido sua alta precisão de resultados e determinação das propriedades de deformação de um solo, o ensaio de prova de carga em placa é considerado uma das melhores e uma das mais utilizadas, atualmente no Brasil.

Conforme Rebello (2008), fundações rasas são largamente utilizadas em obras de pequeno e médio porte, devido sua facilidade e baixo custo de execução, causando, assim, um desinteresse quanto ao estudo mais aprofundado das propriedades relacionadas ao solo. Desta forma, necessita-se de estudos que garantam que o solo, através das fundações rasas, resista aos carregamentos da estrutura estimado em projeto.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Segundo Massad (2003), o processo de compactação de um solo está intimamente ligado ao seu aumento de peso específico, devido à redução dos vazios quando o mesmo é submetido a um carregamento oriundo de vibração ou pressão, proporcionando ao solo uma característica mais homogênea.

O ensaio de prova de carga é realizado através da aplicação de uma determinada carga sobre o solo por meio de uma placa rígida, com área mínima de 0,5 m². A placa sofre esse carregamento através de um macaco hidráulico que gera pressão contra um sistema de reação (ALONSO, 1991).

O resultado destes ensaios busca retratar, na prática, o comportamento encontrado em fundação rasa, quando submetida as cargas oriundas de uma estrutura, ficando a apresentação dos resultados dadas através de gráficos de tensão versus recalques, proporcionados por esses ensaios.

Devido às características do solo de Cascavel, tido como argiloso e suscetível à recalques, a execução de fundações rasas torna-se menos propícia para a região. Assim, com o melhoramento do solo, através da compactação, demonstrado por meio de ensaio de prova de carga em placa, qual o aumento de resistência e o comportamento quanto a recalques diferenciais, que esse solo terá quando submetido a esses procedimentos?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Através da compactação do solo busca-se melhorar suas propriedades geotécnicas, reduzindo sua compressibilidade e permeabilidade, aumentando assim, sua resistência ao cisalhamento.

Através do processo de compactação mecânico, busca-se melhorar as propriedades do solo, através da redução de vazios, aumento de resistência e consequentemente diminuindo os recalques, melhorando o desempenho de fundações rasas nas obras de engenharia.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

No CEEF, foram realizadas 3 provas de carga em placa sob solo compactado, afim de realizar uma média entre elas, elevando a confiabilidade dos ensaios. A profundidade de compactação foi de 2 vezes o diâmetro da placa utilizada nos ensaios, correspondendo a propagação do bulbo de tensões ao longo do perfil geológico. Os resultados obtidos foram apresentados através de curvas tensão x deslocamento e posteriormente comparados com os ensaios já realizados no mesmo local em solo natural, por Vieira *et al* (2017) e com reforço de geotêxtil, por Almeida *et al* (2018). Além disso, foram realizadas análises numéricas com software Plaxis para dar mais suporte a pesquisa, verificando a proximidade dos resultados com os reais obtidos pelas provas de carga *in loco*.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Solos

Segundo Pinto (2006), a decomposição das rochas pertencentes à camada da crosta terrestre origina o que se chama de solo. Este elemento composto basicamente por partículas sólidas, que sofreram intemperismos ao longo do tempo, possuem entre si vazios dotados de ar e água, podendo em alguns casos, apresentar uma pequena cimentação entre elas.

Ainda segundo Pinto (2006), as propriedades físicas de um solo são determinadas basicamente pelo intemperismo que a rocha mãe sofreu quando em contato com agentes químicos e físicos, que proporciona diversos desgastes como oxidação, carbonatação, dentre muitos outros, formando assim o solo como conhecemos.

Os materiais que resultantes do intemperismo das rochas, por desintegração mecânica ou decomposição química, são denominados solos. Pela desintegração mecânica, por meio de agentes como temperatura, água e vento, formam-se os pedregulhos, areias, siltes e as argilas somente em condições especiais. A decomposição química é a modificação química da rocha de origem, através da carbonatação, óxidos e hidróxidos. (CAPUTO, 1988).

De acordo com Vargas (1977), o solo pode ter inúmeras definições, variando com a área de aplicação. A engenharia, exclusivamente na Mecânica dos Solos, define inicialmente que solo seja todo o material da crosta terrestre, que pode ser escavado por meio de pá, picareta e escavadeira, sendo desnecessário à utilização de explosivos.

2.1.2 Classificação dos solos quanto sua granulometria

Vargas (1977), ainda cita que perante os diversos aspectos físicos de cada solo, o grande diferencial é o tamanho das partículas que o compõem. Essas partículas são adotadas pela NBR 6502/95, podendo ser classificadas segundo sua granulometria, variando seus tamanhos de matações de 20 cm a 1 m, até argilas inferiores a 0,002 mm. Essas identificações podem ser bem definidas por meio de ensaios laboratoriais, avaliando assim a porcentagem de cada tipo de solo existente em uma amostra, demonstrado com mais clareza na Tabela 1.

Tabela 1: Classificação granulométrica ABNT.

Classificação	Diâmetro dos grãos (mm)
Matacão	de 20 cm a 1 m
Pedra	de 6 cm a 20 cm
Pedregulho	de 2 mm a 6 cm
Areia grossa	de 0,6 mm a 2 mm
Areia média	de 0,2 mm a 0,6 mm
Areia fina	de 0,06 mm a 0,2 mm
Silte	de 0,002 mm a 0,06 mm
Argila	inferior a 0,002 mm

Fonte: ABNT.

2.1.3 Classificação dos solos quanto sua origem

Segundo Pinto (2006), a classificação dos solos perante sua origem é de grande importância no conceito de acúmulo de conhecimento. Em alguns casos essa classificação pode ser muito mais útil do que suas propriedades físicas.

De acordo com Caputo (1988), todos os solos se originam a partir da decomposição das rochas constituintes da crosta terrestre, podendo variar com a velocidade e local da decomposição, definidas em sedimentares, de formação orgânica e residuais.

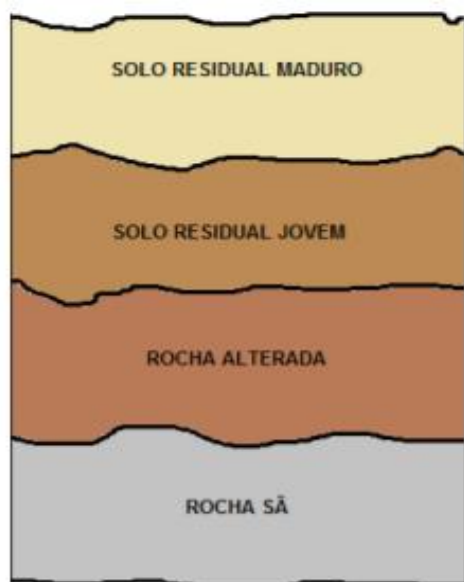
Solos sedimentares são solos que sofreram alteração de alguma forma de transporte ao longo de sua formação. Podendo ser aluvionares (transportados pela água), eólicos (vento), coluvionares (gravidade) e glaciares (geleiras), com estruturas variando conforme o agente transportador.

Solos de formação orgânica são os solos que têm origem essencialmente orgânica, seja de natureza vegetal ou de natureza animal podendo ser identificados pela sua coloração escura e odor marcante. Devido à sua compressibilidade, este solo acarreta uma série de problemas quando utilizado na construção civil.

Solos residuais são os solos que permanecem na mesma região onde se encontra sua rocha de origem, variando sua graduação do solo até a rocha. Os mais notáveis são os solos lateríticos, com elevado grau de porosidade e colapsíveis, que sofrem deformações quando umedecidos. Para ser classificado como residual, é necessário que a decomposição da rocha seja mais veloz que a remoção dos agentes externos. O grau do intemperismo é facilmente

visualizado ao longo da profundidade, dividido em camadas: solo maduro, solo jovem, rocha alterada e rocha sã. Também demonstrada na Figura 1.

Figura 1: Solo residual ao longo da profundidade



Fonte: Velloso & Lopes (2010).

2.1.3.1 Solos lateríticos

De acordo com Pinto (2006), solos lateríticos são solos intemperizados, normalmente encontrados em regiões tropicais, compostos por argilas constituídas basicamente de minerais caulíníticos, que possuem grande concentração de metais na forma de óxidos e hidróxidos, resultando em sua cor avermelhada. Este solo possui um elevado índice de vazios, apresentando-se por maioria em estado não saturado, assim oferecendo uma pequena resistência de suporte.

Segundo Lollo (2008), o elevado índice de vazios, a baixa resistência e capacidade de suporte, são características dos solos lateríticos. Esses solos são mais encontrados em regiões tropicais devido às diferenças nas estações entre seca e chuvas intensas, causadores do intemperismo.

De acordo com Vargas (1977), a infiltração da água nas camadas superficiais causa a percolação das porções finas e óxidos de ferro para camadas mais profundas, tornando-as mais resistentes e consequentemente permitindo que as camadas superficiais fiquem mais porosas e frágeis.

2.1.3.2 Solos colapsíveis

Em concordância com Mendonça (1990), o fenômeno do colapso em solos não saturados se dá pela redução de seu volume quando há um aumento em sua saturação, além de uma alteração de resistência e uma brusca redução de volume.

A definição de solos colapsíveis, segundo Mariz (1993), é de um solo que sofre repentinas mudanças em seu comportamento tensão-deformação, quando umedecido, que possui um aspecto instável quando se trata de sua estrutura.

Para Lollo (2008), o fenômeno de colapso está relacionado com a existência de uma elevada porosidade em sua estrutura, equilibrado pela associação entre suas partículas, que é sustentado pela existência de um vínculo capaz de conceder resistência temporária ao solo.

Lollo (2008) ainda destaca que a resistência temporária que o solo colapsível possui, se dá pelas forças eletromagnéticas de superfície e a presença de agentes cimentantes, como o óxido de ferro e carbonatos. Dessa forma, quando ocorre variação na sua umidade, a estabilidade provisória é interrompida, alterando o equilíbrio magnético e as ligações cimentantes, levando o solo ao colapso.

2.1.4 Ensaios laboratoriais

2.1.4.1 Granulometria conjunta

Segundo Bernardi (2006), são encontrados diversos tamanhos de partículas em um solo, motivo que dificulta seu reconhecimento e conseqüentemente leva a determinar-se o tamanho dos grãos em laboratório, realizando a análise granulométrica referenciada pelos ensaios de sedimentação e peneiramento.

O ensaio de sedimentação trata da relação do tamanho da partícula em função do tempo que o grão leva para se depositar em meio aquoso, ao fundo de um recipiente, normalmente realizado para casos de solo com granulometria mais fina. Já o ensaio de peneiramento se trata da determinação das porcentagens retidas em cada peneira, de forma a caracterizar a quantidade de cada partícula de solo existente na amostra.

O ensaio consiste na coleta de aproximadamente 70 gramas de uma amostra de solo fino, juntando-o em um Becker a 125 ml de uma solução defloculante, agitando até que todo solo fique completamente hidratado, deixado em repouso por no mínimo 12 horas. Posteriormente, ao completar o repouso, remove-se o material para o copo do equipamento

dispersor, onde é agitado de acordo com o seu índice de plasticidade, variando entre 5 a 15 minutos. Com o término do tempo, transfere-se a dispersão para uma proveta graduada, adicionando-se água destilada até completar 1000 ml. Em seguida, agita-se a proveta com as mãos por 1 minuto com a intenção de manter todas as partículas suspensas, imediatamente é colocado o densímetro e o termômetro e são feitas sucessivas leituras, começando em 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas, contados do início da sedimentação, como mostra a Figura 2.

Figura 2 – Ensaio de sedimentação.



Fonte: Zen (2016).

Realizada a última leitura, passa-se o material para a peneira #200, lavando em água com baixa pressão e em seguida, leva-se o conteúdo resultante para a estufa por um período de 24 horas, posteriormente transpassa-se nas peneiras #16, #30, #40, #50, #100, #200 e fundo. Os resultados são utilizados para se desenhar um gráfico que representa a curva de distribuição granulométrica e consequentemente a classificação do solo.

2.1.4.2 Índice de Consistência

Caputo (1988) relata que para solos mais finos não basta somente o ensaio granulométrico para a sua caracterização, uma vez que o teor de umidade é diretamente resultante nas propriedades plásticas de um solo, conforme as composições químicas e mineralógicas.

Ainda, segundo Caputo (1988), a plasticidade dos solos é uma propriedade característica das argilas, definida como a eficiência de serem moldadas sob diversas condições de umidade, preservando seu volume.

2.1.4.2.1 Limite de Liquidez

Caputo (1988) descreve que o estado líquido se dá pela fluidez em que o solo se apresenta por sua grande umidade intrínseca, de modo que, com a redução dessa umidade, o solo se torna menos fluido chegando ao limite de liquidez, que se trata da linha limitante entre o estado líquido e estado plástico, de maneira com que este ainda possa ser moldado com facilidade.

Caputo (1988) ainda fala que a determinação do limite de liquidez é efetuada utilizando o aparelho de Casagrande, que através de um número de quedas de uma concha de latão sobre uma base, demonstra o fechamento de uma ranhura efetuada no solo, sobre a concha, chegando assim, à umidade necessária para que se feche 1,5 centímetros em 25 golpes.

Segundo Pinto (2006), a umidade inicial deve ser obtida em torno de 35 golpes no aparelho de Casagrande e repetida com pelo menos 5 pontos com diferentes teores de umidade. A determinação desses pontos consiste em adicionar água, de modo a aumentar a umidade, ao passo que se diminui o número de golpes. Com os pontos, um gráfico deve ser esboçado, com a umidade no eixo das ordenadas e golpes nas abscissas, traçando-se uma reta que proporciona a indicação do ponto que se encontra a umidade relativa a 25 golpes, determinando-se, assim, o limite de liquidez.

2.1.4.2.2 Limite de Plasticidade

Caputo (1988), define que o Limite de Plasticidade é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade que o solo possui no momento em que ele começa a se fragmentar quando se molda usando a pressão da mão, um cilindro de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento.

Segundo Pinto (2006), o ensaio de Limite de Plasticidade envolve a verificação da mudança do estado semi-sólido para o estado plástico, isto é, o menor teor de umidade que o solo pode ser moldado antes de se tornar quebradiço.

O ensaio consiste no uso de uma pequena amostra de solo, sendo rolada sobre uma placa de vidro esmerilhada, até que se atinja um cilindro com diâmetro de 3 mm e comprimento do gabarito (10 cm), por fim, é apresentada a umidade exata em que a amostra de solo se torna plástica, como mostra a Figura 3.

Figura 3 – Ensaio de Limite de Plasticidade.



Fonte: Zen (2016).

2.1.4.3 Ensaio de compactação (Proctor)

O ensaio de Proctor consiste na aplicação de certa carga de compactação, que pode ser em campo com passadas de algum equipamento ou em laboratório com uma quantidade de golpes de um soquete sobre um solo contido em um molde. Quando se compacta um solo a sua umidade é que determinará a que ponto ótimo o solo pode chegar. Se utilizado baixa umidade para a compactação, o atrito entre os grãos é alto, não conseguindo uma redução significativa dos vazios. Para uma umidade maior, a água serve como lubrificante entre os grãos, diminuindo o atrito entre eles e ocasionando um arranjo mais compacto (PINTO, 2006).

Segundo Massad (2003), os ensaios de compactação são divididos em Ensaio de Campo e Laboratório. Em laboratório o ensaio de Proctor tem por objetivo, o desenvolvimento de um método que se determina o ponto ótimo de compactação dos solos, além do seu peso específico aparente seco máximo. O ensaio consiste em três tipos de energia

de compactação, sendo eles o normal, intermediário e modificado, com diferentes números de camadas e número de golpes, conforme a Tabela 2.

Tabela 2: Energias de compactação

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia de compactação		
		Normal	Intermediário	Modificado
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes	12	26	55
	Altura do disco espaçador	63,5	63,5	63,5

Fonte: NBR 7182/16

O ensaio inicia-se com o destorroamento do material seco ao ar, de forma que o solo passe integralmente na peneira 4,8 mm. Após, adiciona-se água destilada de forma gradual até que se atinja um teor de umidade de 5% abaixo da umidade ótima presumível (em torno de 3 a 5% abaixo do limite de plasticidade, conforme NBR 7180/84). Após a homogeneização do solo, compacta-se o mesmo, atendendo ao soquete, número de camadas e golpes, segundo tabela (NBR 7182/16).

2.1.5 Método ‘speedy’ de determinação da umidade instantânea

Segundo o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER, em sua normativa 052 (1994), o método de determinação da umidade com emprego do ‘Speedy’, trata-se de um conjunto de procedimentos que proporcionam, de maneira rápida, a determinação em campo do teor de umidade de uma amostra de solo, com o auxílio de um dispositivo medidor de pressão de gases, e ampolas de carbureto de cálcio.

Conforme citado na DNER 052 (1994), o ensaio consiste inicialmente na pesagem de uma amostra de solo, de acordo com a Tabela 03, de relações de pesos em função da umidade

estimada visual em campo, sendo, após isto, colocada na câmara do conjunto “speedy”, juntamente com duas esperas de aço e uma ampola de carbureto de cálcio, tomando o devido cuidado para não haver a quebra da ampola.

Tabela 3: Peso da amostra em função da umidade admitida

Umidade estimada, %	Peso da amostra, g
5	20
10	10
10	5
30 ou mais	3

Fonte: DNER 052 (1994).

Em seguida, realiza-se o fechamento da câmara e agita-se a mesma até que se rompa a ampola com o auxílio das esferas de metal, consequentemente, obtém-se a distribuição homogênea do carbureto de cálcio em toda a amostra. Ao término do agito, é realizada a leitura do monômetro, identificando assim a pressão interna dos gases e avaliando, conforme a tabela de aferição própria do aparelho “speedy”, o teor de umidade instantâneo da amostra.

2.1.6 Compactação de solo

Conforme Caputo (1988), a compactação de um solo é um processo com o objetivo da redução de seu índice de vazios, de modo a elevar sua resistência, lhe proporcionando um aspecto mais estável.

A compactação de solos é vista como uma redução do índice de vazios por processo mecânico, que elimina o ar presente nos poros do solo, buscando uma homogeneização das propriedades e lhe oferecendo uma maior capacidade de carga (MASSAD, 2003).

Consoante a Pinto (2006), as técnicas empregadas em obras de engenharia utilizam inúmeras formas de compactação, desde pavimentação até muros de arrimo, por onde os diversos tipos de compactação se dão em função das propriedades dos diferentes solos, que, por sua vez, influenciam diretamente na redução de futuros recalques.

Ainda referenciando o mesmo autor, destaca-se a credibilidade das técnicas de compactação de solos ao engenheiro norte-americano Ralph R. Proctor, que, em 1933, publicou, nos Estados Unidos, suas aplicações de compactação em aterros.

2.1.7 Fundações

Segundo Azeredo (1998), o termo fundação se baseia na transmissão das cargas existentes em uma estrutura de forma, a dissipar sobre uma camada de solo, para que a mesma apresente capacidade de suporte, sem causar recalques na estrutura.

A transmissão desses carregamentos da estrutura sobre o solo, visa a necessidade da investigação geológica das camadas, bem como o conhecimento das propriedades dispostas pelo mesmo.

Dentre os requisitos básicos para o desenvolvimento de um projeto de fundação, visa-se a escolha adequada do tipo, que é dividido em dois grandes grupos: fundações profundas e fundações rasas (VELLOSO e LOPES, 2010).

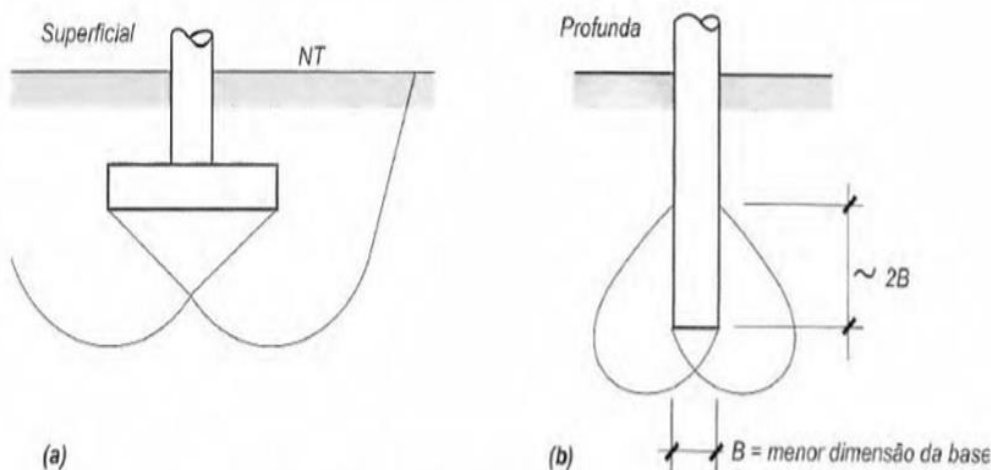
2.1.7.1 Fundações profundas

Conhecidas também por fundações indiretas, as fundações profundas são basicamente dissipações de carga do elemento estrutural para o maciço do solo, seja pela tensão de ponta ou pelo atrito lateral ao longo do fuste (CINTRA *et al.*, 2011).

2.1.7.2 Fundações rasas

Conforme diz Rebello (2008), fundações superficiais são as que transmitem o carregamento da estrutura ao solo através de sua base, em geral nos primeiros 3 metros do solo, exigindo que o mesmo possua resistência suficiente em suas camadas iniciais. Para execução, a profundidade máxima não pode ultrapassar 3 m e tem que possuir um número de golpes na sondagem SPT, igual ou superior a 8.

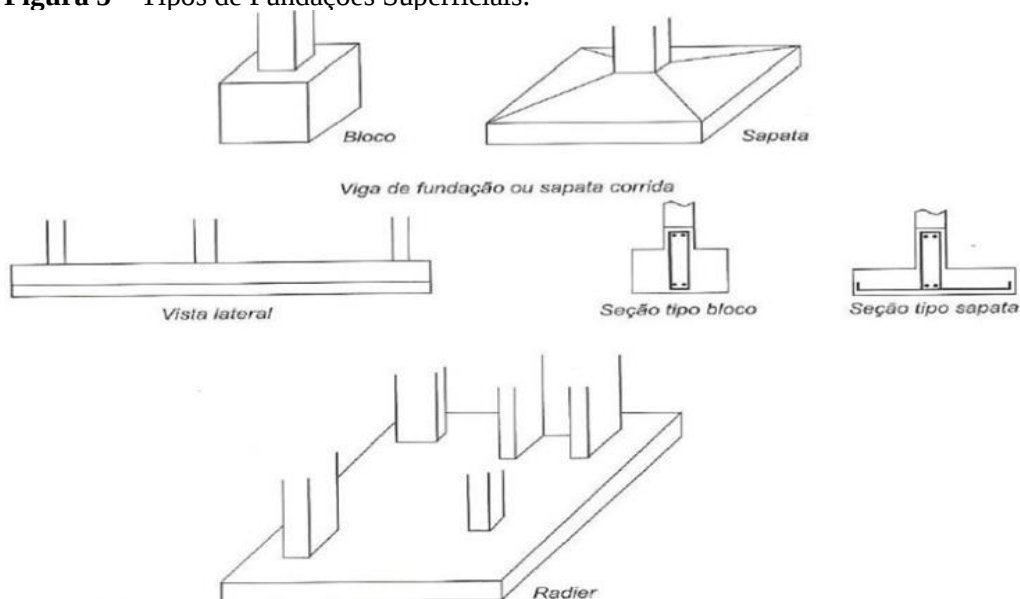
Conforme a NBR 6122/2010, fundações diretas ou rasas são aquelas em que a carga do elemento é transmitida diretamente à base da fundação, e a profundidade da cota de apoio, em relação ao terreno, é inferior a duas vezes a menor dimensão da base da fundação. A profundidade de transferência de cargas em uma determinada região, também conhecida como bulbo de tensões, é apresentada na Figura 4.

Figura 4 – Fundações Superficial e Profunda.

Fonte: Velloso & Lopes (2010).

Conforme Rebello (2008), as fundações diretas podem ser apresentadas de diversas formas, dentre elas estão as sapatas associadas, corridas, isoladas, que se tratam de elementos de fundação capazes de receber carregamentos de um ou mais pilares; o radier, responsável pela recepção de cargas de uma obra inteira; bem como outros elementos.

Em concordância com Velloso e Lopes (2010), os principais tipos de fundação superficial se dão na Figura 5.

Figura 5 – Tipos de Fundações Superficiais.

Fonte: Velloso & Lopes (2010).

2.1.8 Recalques

Define-se recalque como a variação volumétrica do solo, quando sobre ele atua um carregamento. Esta movimentação na fundação causada pela deformação pode ocasionar deslocamentos do solo em sentido vertical, causando danos para a estrutura apoiada (REBELLO, 2008).

Maciel Filho (1997), cita a definição de recalques como sendo as movimentações verticais de uma estrutura causadas pela deformação do subsolo causada por outro agente ou o peso próprio em si.

A compressibilidade do solo, segundo Caputo (1988), é uma das principais causas de recalques em solos, ou seja, a diminuição do seu volume, quando o mesmo recebe uma carga. Há a possibilidade de ocorrência de recalques diferenciais, que por sua vez, acarretam em problemas estruturais na edificação a partir da geração de esforços adicionais, sendo assim, os recalques são de grande importância para o engenheiro da área de estruturas.

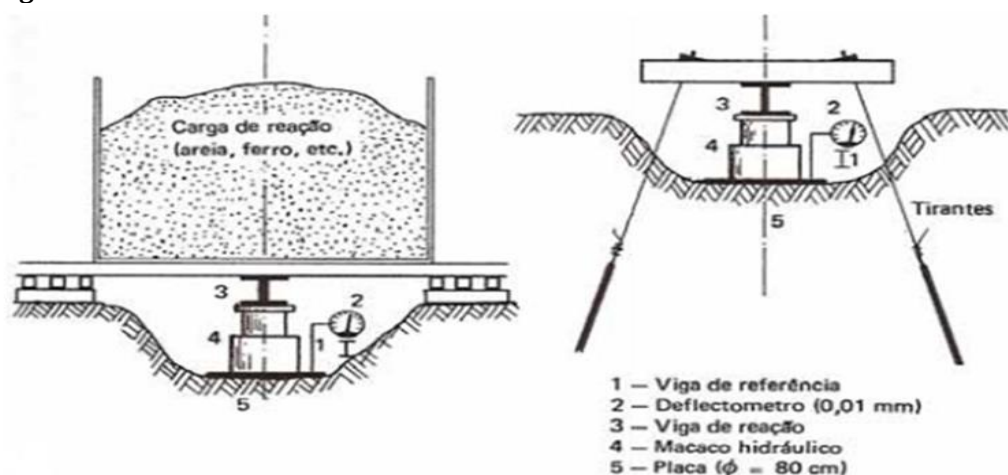
As deformações com diferentes intensidades, que podem variar de um apoio para o outro, denomina-se recalque diferencial. Dependendo da intensidade do recalque, este pode causar danos e até levar a edificação à ruína (REBELLO, 2008).

Segundo Cintra *et al* (2003), o recalque total ou absoluto é originado de dois modos: recalques de adensamento e imediato. O de adensamento, geralmente presente em argilas saturadas, com o tempo resulta em deformações volumétricas devido à sua capacidade de dissipação das pressões neutras, em meio a um solo com baixa permeabilidade. A deformação imediata é a que ocorre em solos logo após a aplicação da carga, possuem um perfil elástico e ocorrem, em sua maioria, em solos com baixa coesão.

2.1.9 Prova de Carga em Placa

O ensaio consiste em utilizar uma placa de aço rígida de 0,80 m de diâmetro, apoiada em solo superficial, de forma a simular a aplicação de cargas de uma sapata sobre o solo. Cintra *et al* (2003), ainda cita que os procedimentos do ensaio se baseiam em aplicar cargas em estágios, até que se atinja o dobro da provável tensão admissível, avaliando constantemente o recalque, conforme apresentado na Figura 6 (CINTRA *et al*, 2003).

Figura 6 – Ensaio de Placa.

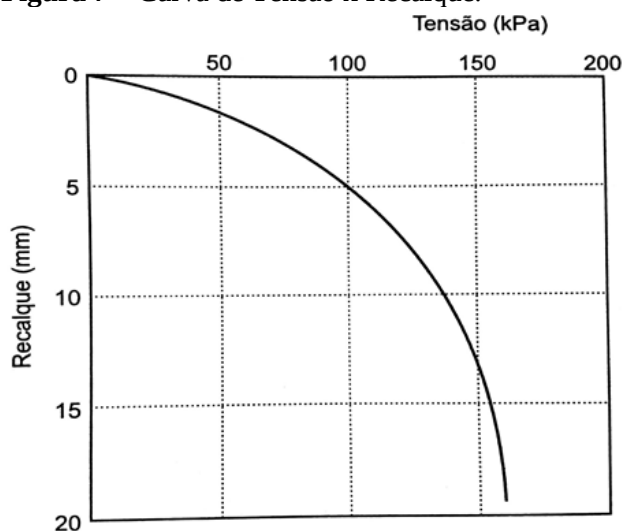


Fonte: Alonso (1991).

De acordo com Velloso e Lopes (2010), a apresentação dos resultados depende dos objetivos aos quais o ensaio será realizado. Os propósitos mais frequentes são resultados de resistência, deformação, reação vertical e recalque de uma fundação.

Segundo a NBR 6489 (1984), o ensaio deve ser realizado no mesmo nível da futura fundação. A transmissão da carga deve ser aplicada ao centro da placa, sendo mais indicado a utilização de um macaco hidráulico, junto com um sistema de medição de tensão, que irá reagir contra um sistema de ancoragem. Ainda, deverão ser instalados, extensômetros com sensibilidade de 0,01 mm, em dois pontos opostos nas extremidades da placa, para a leitura do recalque. A carga máxima a ser aplicada sobre a placa não deve exceder a 20% da taxa admissível provável do solo.

As cargas são aplicadas em estágios e a leitura do recalque deve ser feita imediatamente após a aplicação desta carga, após isso, em intervalos sucessivos e dobrados (1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos). Uma nova carga só será aplicada após ser verificada a estabilização dos recalques em 5% desse estágio. O ensaio deve ser feito até se chegar ao recalque total de 25 mm ou até atingir o dobro da taxa admitida para o solo analisado. Com o resultado dos ensaios, é gerado um gráfico com curvas de tensão x deslocamento, que são utilizadas para determinar as cargas de ruptura e os prováveis recalques de cada solo, conforme a Figura 7.

Figura 7 – Curva de Tensão x Recalque.

Fonte: Vargas (1951).

2.1.10 Método de Van der Veen (1953)

Segundo Aoki (2013), a extrapolação da curva tensão x deslocamento pelo método de Van der Veen (1953), consiste em extrapolar uma dada curva provinda de um ensaio. Assim subentende que a curva se mantém igual ao longo do trecho medido, ou seja, nos pontos onde a carga aplicada for maior do que a carga máxima de ensaio a curva apresenta o mesmo padrão.

Segundo Velloso e Lopes (2010), o método mais utilizado no Brasil, de extrapolação da curva tensão x recalque em prova de carga é o método de Van der Veen (1953). Para o método, a carga última é definida pela equação matemática, ajustada em função do trecho que dispõe a curva, através de tentativas. Parte-se de um valor de carga P_r (carga de ajuste) qualquer, utiliza-se valores correspondentes em função do recalque “ r ” e desenhadas em um gráfico. Novas tentativas com diferentes valores de “ P_r ” até que a curva se aproxime de uma reta, utilizando este valor de “ P_r ” como sendo a carga de ruptura. A expressão é definida pela Equação 1 de Van der Veen.

$$P = P_r \cdot (1 - e^{-ar}) \quad (1)$$

Onde:

P é a carga correspondente a um recalque ρ .

P_R é a carga última (ruptura física).

a é o coeficiente de forma da curva.

r é o intercepto no eixo dos recalques.

2.1.11 Software PLAXIS

O software PLAXIS, desenvolvido na Universidade Técnica de Delft (Vermeer e Brinkgreve, 1998), na Holanda, realiza análises de problemas estáticos e dinâmicos na área de geotecnia, sob condições de deformações planas, assimétricas e ainda tridimensionais, abrangendo contenções, estabilidade de talude e barragens, interação solo-estrutura, entre outros (SOARES *et al.*, 2006).

No programa PLAXIS, cada elemento segue uma predefinição de tensão-deslocamento, podendo ser ou não linear, simulando as condições limites do modelo, representado por zonas que geram uma malha, proporcionando simulações de planos de fraqueza, nível d'água e elementos estruturais em si (LOPES, 2007).

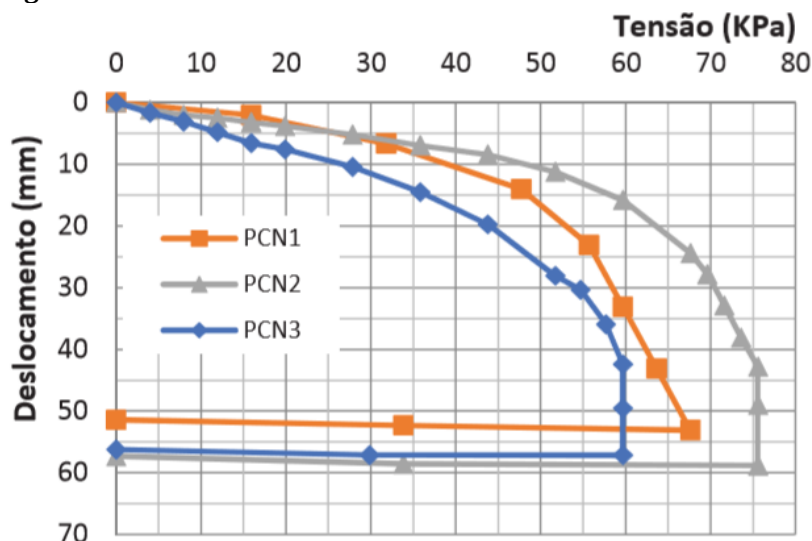
Lima *et al.* (2008) citam que os materiais representados no software Plaxis possuem a característica de funcionamento em zonas, gerando automaticamente malhas através da inserção das condições do contorno do solo em questão, sendo para cada caso uma criação de malha diferenciada, realizada em função do número de nós adotados para o desenvolvimento da triangularização. O software possui 5 modelos constitutivos para representação do solo, sendo as malhas de elementos finitos diretamente relacionadas às tensões-deformações pré-definidas, sendo elas lineares ou não, reagindo às forças e/ou deformações impostas ao modelo.

2.1.12 Trabalhos já realizados sobre o tema

Vieira *et al.* (2017) e Almeida *et al.* (2018), realizaram ensaios de prova de carga em placa no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário em solo natural à profundidade média de 1 metro. O solo característico da região pode ser classificado como laterítico argiloso com elevada porosidade e com características colapsíveis.

Vieira *et al* (2017), determinaram uma tensão média de ruptura de 60,35 kPa, para as três provas de carga em solo natural, com deslocamento médio de 56,35 mm, como apresenta a curva tensão x deslocamento da Figura 8.

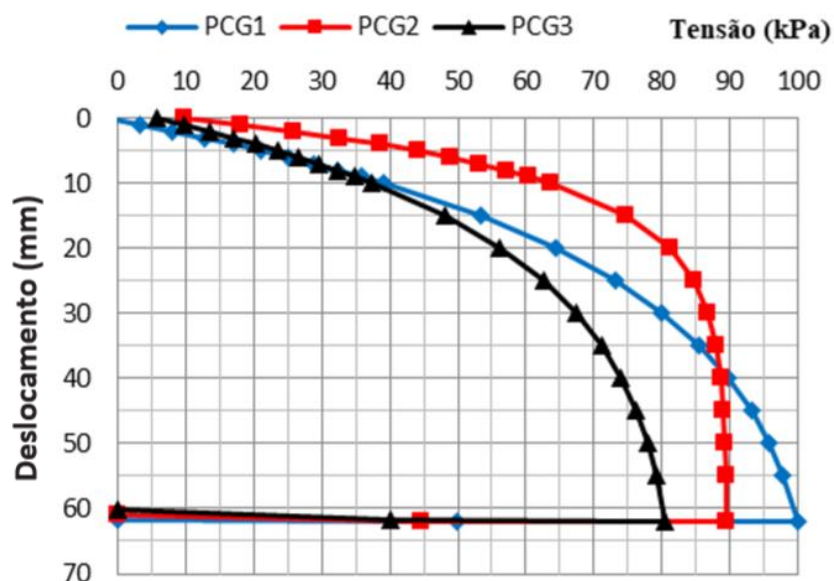
Figura 8: Tensão x deslocamento.



Fonte: Vieira *et al.* (2017).

Já Almeida *et al* (2018) utilizando uma manta de geotêxtil como reforço do solo, obteve a tensão média de ruptura de 92,84 kPa e deslocamento de 60 mm, apresentando a seguinte curva tensão x deslocamento, demonstradas nas Figuras 9.

Figura 9: Tensão x deslocamento



Fonte: Almeida *et al.* (2018).

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa

Wiebbelling (2014), relata que a falta de conhecimento técnico e prático, na área de fundações, pode causar altos custos de reparo. Estes custos podendo ser maiores que os recorrentes da execução adequada dessas estruturas, sendo capaz de prejudicar edificações do entorno, quando não tomados os devidos cuidados na fase de projeto e escolha correta da fundação.

Diversos estudos comprovam a baixa resistência das primeiras camadas dos solos lateríticos típicos das regiões tropicais, tornado inviável a execução de fundações superficiais para esse tipo de solo.

A cidade de Cascavel situa-se na região oeste do Estado do Paraná, com uma população de 325 mil habitantes. Possui economia predominantemente agrícola, entretanto, atualmente, a construção civil tem se destacado na região, necessitando maiores estudos e aperfeiçoamentos das técnicas construtivas para realização de obras na região.

Para verificar a influência da compactação previa do solo, foram realizados 3 de prova de carga em placa, a fim de avaliar um possível ganho na capacidade de carga do mesmo. Os ensaios foram realizados segundo a NBR 6489/84 (Prova de carga direta sobre terreno de fundação), na segunda semana do mês de setembro de 2018, no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário (CEEf), na região da clínica de fisioterapia, conforme demonstrado na Figura 10.

Figura 10: Mapa com a localização do CEEF.

Fonte: Google Maps (2018).

3.1.2 Caracterização do solo

Zen e Almeida (2018), através de diversos ensaios, classificaram o solo do CEEF em duas camadas, a primeira como sendo argila silto arenosa muito mole à média, que possui uma espessura de aproximadamente 9 metros de profundidade e a segunda, composta pelo mesmo solo, porém de consistência de rija à dura, sendo os principais índices físicos das camadas apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Índices físicos do CEEF.

VALORES MÉDIOS	CAMADA 1 1 A 9 METROS	CAMADA 2 10 A 15 METROS
w (%)	34	53
LL (%)	53	59
LP (%)	38	42
IP (%)	15	17
Γ_d (kN/m ³)	12	12
Γ_s (kN/m ³)	27	27
Γ_{sat} (kN/m ³)	17	16
Sr (%)	55	60
Argila (%)	70	56
Silte (%)	25	35
Areia (%)	5	9
Consistência	Muito mole à média	Rija à dura
Índice de vazios (e)	1,22	1,55

Fonte: Zen e Almeida (2018)

Ainda segundo Zen e Almeida (2018), a região de Cascavel é composta por solos lateríticos e colapsíveis, que significa um solo muito poroso e permeável, sendo um dos principais encontrado no estado do Paraná, representando cerca de 30% do território. Esse tipo de solo apresenta alta coesão, com baixos riscos de erosão. Quando compactados, possuem grande capacidade de suporte para estradas e construções.

Através de ensaios triaxiais realizados por Zen e Almeida (2018) para o solo em estado natural e por Volpato (2015) para o solo compactado, foram utilizados seus dados de intercepto de coesão e ângulo de atrito, conforme os valores especificados na Tabela 5.

Tabela 5: Dados dos ensaios triaxiais.

AUTORES	CAMADA (m)	INTERCEPTO COESIVO (c)	ÂNG. DE ATRITO (ϕ)
Zen e Almeida (2018)	1	2,0	14,2
	2	2,0	15,5
	3	12,8	17,4
	4	11,8	16,4
Volpato (2015)	1	96,10	22,76

Fonte: Zen e Almeida (2018) e Volpato (2015)

3.1.3 Coleta e caracterização do solo utilizado na compactação

Um dos objetivos do trabalho era realizar a compactação do solo. Utilizando valas existentes de trabalhos anteriores no CEEF, sendo que as mesmas possuíam formato quadrado com área em torno de 4 m² e 1,6 m de profundidade, conforme demonstrado na Figura 11.

Figura 11: Vala existente no CEEF.



Fonte: Autores (2018).

Para o preenchimento das valas foi utilizado solo de empréstimo, vindo da obra do hospital São Lucas, localizado no centro da cidade de Cascavel-PR. Mesmo se tratando de um solo da mesma região, optou-se em realizar um conjunto de ensaios laboratoriais para o reconhecimento de suas propriedades, classificação e índices físicos. Entre os ensaios realizados de caracterização, estão os ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria conjunta (sedimentação e peneiramento), teor de umidade e umidade ótima para compactação (Proctor). Os ensaios foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos do Centro Universitário e os resultados serão apresentados por meio de tabelas específicas para cada ensaio.

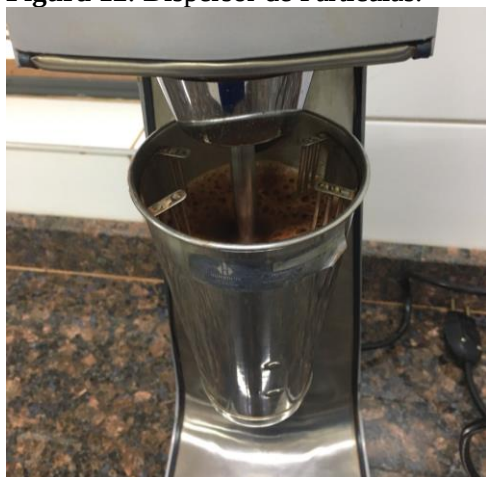
3.1.4 Caracterização do solo de empréstimo

3.1.4.1 Granulometria Conjunta

A granulometria conjunta tem por objetivo a realização de dois ensaios (sedimentação e peneiramento), essa junção proporciona a caracterização das partículas existentes em solos finos. Os materiais e métodos necessários baseiam-se na NBR 7181/16

O ensaio iniciou-se com a colocação de uma amostra de solo na estufa por 24 horas. Após este período foi colocada uma porção da amostra em 125 ml de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e com uma colher, fez-se a mistura dos materiais e deixando-os em repouso por 14 horas. Terminada a reação química, foi levada para o Dispersor de Partículas, sendo adicionado água destilada até altura máxima de 5 cm abaixo da borda, batendo durante 15 minutos, conforme Figura 12.

Figura 12: Dispersor de Partículas.



Fonte: Autores (2018).

Após a retirada do dispersor, a amostra foi colocada em uma proveta e completada com água destilada até 1000 ml, sendo em seguida agitada manualmente por 1 minuto. Posteriormente foi colocada em repouso na bancada e logo inserido o densímetro para dar início às leituras. Em paralelo, em outra proveta, foi colocado 1000 ml de água destilada para verificação da temperatura em cada leitura.

Realizada a última leitura do densímetro, o material foi colocado na peneira #200 (0,075 mm), e passado em água corrente com baixa pressão, sendo o material retido e enviado para a estufa por mais 24 horas.

O último processo foi a retirada da amostra da estufa e posto o material seco, no conjunto de peneiras e levado ao agitador durante 15 minutos. Ao encerramento desse processo, a massa retida em cada uma das peneiras foi pesada separadamente, e posteriormente, gerou-se a curva granulométrica de distinção do solo.

3.1.4.2 Limite de liquidez

O objetivo do ensaio é a determinação do limite entre o estado líquido e plástico do solo. Para isso foi utilizado o método de Casagrande que é normatizado pela NBR 6459/84, descrevendo sucintamente os procedimentos de execução e os materiais utilizados.

A realização do ensaio do Limite de Liquidez deu-se, inicialmente, levando cerca de 100 g do solo em questão à estufa por 24 horas, após isto, o material foi passado na peneira # 40. O material peneirado foi transferido para uma cápsula de porcelana adicionando água destilada aos poucos, amassando o material com ajuda de uma espátula com o tempo entre 15 e 30 minutos, até que se obtivesse uma massa homogênea com consistência suficiente para realizar o ensaio.

Antes de realizar o ensaio verificou-se a calibração do aparelho com ajuda do gabarito, para uma altura de queda de 1 cm. Estando tudo correto, foi transferido uma porção de solo úmido para a concha do aparelho, de tal forma que o material se apresentasse com espessura de 1 cm no centro da concha. Assim, com auxílio de cinzel, abriu-se uma ranhura perpendicular à articulação da concha, dividindo o material em duas partes, conforme Figura 13.

Figura 13: Procedimento do Ensaio do Limite de Liquidez.



Fonte: Autores (2018).

Com a ranhura aberta, iniciou-se o processo de rotações da manivela do aparelho de Casagrande, com velocidade de mais ou menos dois golpes/segundo, de modo que se obtivesse fechamento de 1 cm da ranhura na parte central. Mediante a isso foi retirada uma amostra para a determinação do teor de umidade, anotando sempre o número de golpes.

O processo foi repetido, retornando o material à cápsula de porcelana, para a adição de água destilada e ao aparelho para novo processo, anotando sempre o número de golpes e retirada de amostra para determinação da umidade.

Concluído os procedimentos com o número de golpes e umidade de cada amostra, foi elaborado um gráfico com teores de umidade e golpes correspondentes a cada determinação, traçando uma reta pelos pontos, e no ponto onde se indica 25 golpes e o teor de umidade correspondente, indica-se o Limite de Liquidez.

3.1.4.3 Limite de Plasticidade

A determinação do limite de plasticidade se dá pela passagem do estado plástico para o semi-sólido, onde o material perde a propriedade de ser moldado. Esse limite é estabelecido pela média dos teores de umidade próximos, segundo a NBR 7180/84. Para isso descreve-se os equipamentos básicos e o passo a passo da execução, também demonstrado na Figura 14.

Figura 14: Procedimento do ensaio de Limite de Plasticidade.



Fonte: Autores (2018).

Para o início do ensaio foi necessário preparar o material da mesma forma que a do limite de liquidez, levando uma porção de solo a uma cápsula de porcelana e adicionando água destilada, amassando até se obter uma massa homogênea, separando em pequenas porções com cerca de 10 g, de modo a formar uma esfera. Com pressão das mãos rolando a esfera sobre uma placa de vidro esmerilhada até formar um cilindro de diâmetro de mais ou menos 3 mm e comprimento de 10 cm, até se tornar quebradiço. Sempre que terminado o cilindro, o mesmo era inserido em uma cápsula e levado imediatamente à estufa, para a determinação da umidade.

Foram repetidos os processos para se obter 5 determinações de umidade, para assim fazer a média entre as amostras que é o Limite de Plasticidade, lembrando que segundo a norma, valores das amostras com diferença de mais de 5% foram descartados.

3.1.4.4 Ensaio de compactação (Proctor)

Quando se compacta um solo, a sua umidade é que determinará a que ponto ótimo o solo pode chegar, assim, água serve como lubrificante entre os grãos, diminuindo o atrito entre eles, ocasionando um arranjo mais compacto.

O ensaio consistiu na coleta de uma amostra que foi previamente seca até a umidade higroscópica, destorroadada e passada na peneira #40. A amostra foi posta na bandeja metálica que recebeu um incremento de água bem abaixo da umidade ótima presumida. O molde foi fixado no suporte junto com o colarinho e apoiado em uma base rígida. O material foi inserido

no cilindro, com porções divididas em 3 camadas. Com auxílio de um soquete de 2,5 quilogramas foi realizado a queda totalizando 26 golpes cada etapa. Ao final da compactação, o cilindro foi pesado e uma amostra retirada para a determinação da umidade. A cada ensaio o material era recolocado na bandeja, que recebia novos incrementos de umidade, de 2 em 2%. O processo foi repetido por diversas vezes, para se obter teor de umidade e peso específico das amostras, plotando os resultados em um par de eixos cartesianos onde se determinou o teor ótimo de umidade. A Figura 15 apresenta-se a extração de uma das amostras.

Figura 15: Extração de amostra do ensaio de Proctor.



Fonte: Autores (2018).

3.1.5 Preparação das áreas de ensaio

Com a determinação do teor de umidade ótimo definida, foi executado o preenchimento das 3 valas idênticas, como já citado com solo de empréstimo. O preenchimento destas valas fora definido em camadas de 20 em 20 centímetros, com escarificações entre elas, para que a energia de compactação fosse efetiva, até completar a altura de 1,6 metros.

Para a compactação do solo foi utilizado um Compactador de Percussão modelo SP-65 da Petrotec, com força de golpes 18,9 kN e profundidade de compactação máxima para solos argilosos de 60 centímetros. Já para verificação da umidade do solo a ser compactado, utilizou-se o “speedy”, equipamento largamente utilizado para determinação de umidade em campo.

3.1.5.1 Execução da compactação

O trabalho iniciou-se com a verificação do teor de umidade que o solo possuía no dia, para isso foi utilizado o equipamento “speedy” de verificação instantânea de umidade. Para o teste, foi coletado uma amostra de solo com 10 g, essa amostra foi colocada na câmara do aparelho, junto com uma ampola de carbureto e duas esferas de metal, em seguida fechou-se a câmara. Iniciou-se a agitação da câmara até o rompimento da ampola com o auxílio das esferas de metal e consequentemente, a distribuição homogênea do carbureto de cálcio com a amostra.

Ao término do agito foi realizada a leitura do monômetro, identificando assim a pressão interna dos gases e avaliando conforme a tabela de aferição própria do aparelho “speedy”, o teor de umidade instantâneo da amostra 20,5%, demonstrado no equipamento pela leitura da pressão na Figura 16.

Figura 16: Determinação de umidade por meio do “speedy”.



Fonte: Autores (2018).

Com a determinação da umidade, foi necessário adicionar água para chegar ao teor ótimo, assim, utilizou-se de vasilhame para pesar o solo, para com isso saber a quantidade de água necessária para chegar no teor ótimo. Através de cálculos, tomou-se a proporção de que a cada 11,5 kg de solo se adiciona 1,03 litro de água para chegar à umidade determinada. Para facilitar o processo fez-se a mistura em um carrinho de mão, podendo assim aumentar as proporções e posteriormente despejar na vala.

O solo foi disposto em camadas de 40 cm, em seguida, utilizou-se um compactador mecânico para o adensamento da camada. A compactação foi feita até que se atinge-se uma altura de aproximadamente 20 cm por camada, sendo esse procedimento seguido até se chegar à altura de 1,6 m, referente a propagação do bulbo de tensões ao longo da profundidade, que é de 2 vezes o diâmetro do disco utilizado no ensaios de prova de carga, conforme mostrado na Figura 17.

Figura 17: Compactação do solo em camadas e preenchimento total da vala.



Fonte: Autores (2018).

3.1.6 Ensaio de prova de carga

Para os ensaios, foi utilizada uma placa metálica com área de $0,5026 \text{ m}^2$ e espessura de 25 mm, a mesma foi acomodada no solo devidamente nivelado, seguindo a NBR 6489/84.

Para o sistema de reação, foram utilizados 8 contrapesos com carga aproximada de 1,3 tonelada cada, totalizando 10,4 toneladas. Os pesos foram posicionados sobre uma viga metálica com medidas $420 \times 20 \times 15 \text{ cm}$. Para aplicação de carga, utilizou-se um macaco hidráulico com capacidade de 16 toneladas, que quando bombeado, aplica carregamento na viga que reage sobre a placa e consequentemente ao solo.

Para identificação do carregamento imposto foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 20 toneladas, ligada ao sistema de leitura de tensão e 4 extensômetros instalados em 4 pontos diametralmente opostos e distintos da placa, fixados em perfis metálicos distanciados da área de influência, para não interferir nos resultados, onde, através de suas leituras verifica-se o deslocamento vertical da placa. A Figura 18 demonstra o sistema de prova de carga.

Figura 18: Sistema prova de carga.



Fonte: Autores (2018).

As leituras foram realizadas em estágios de aplicação de carga, em intervalos sucessivos dobrados (1, 2, 4, 8, 15 minutos). Eram feitos novos incrementos de carga quando observada a estabilização no recalque até 5%, referente à última leitura, verificado assim nos extensômetros, o deslocamento vertical, sendo dispostos os dados em planilhas e depois gerado o gráfico de tensão x deslocamento.

Para os incrementos de carga foi utilizado valor de tensão admissível estabelecido por Vieira *et al.* (2017). Assim as aplicações de carga devem ser de no máximo 20% da tensão admissível do solo, conforme NBR 6489/84.

Devido às limitações do macaco hidráulico, não foi possível realizar os descarregamentos de 25 em 25% da carga de ruptura conforme a norma. Então, foram realizados em dois estágios de aproximadamente 50% da carga total, lendo os recalques de imediato e 15 minutos após a descarga.

Com o término dos ensaios foram retiradas amostras de solo logo abaixo da placa e levado ao laboratório para avaliar teor de umidade e peso específico, após o carregamento.

3.1.7 Simulação dos dados no Software Plaxis

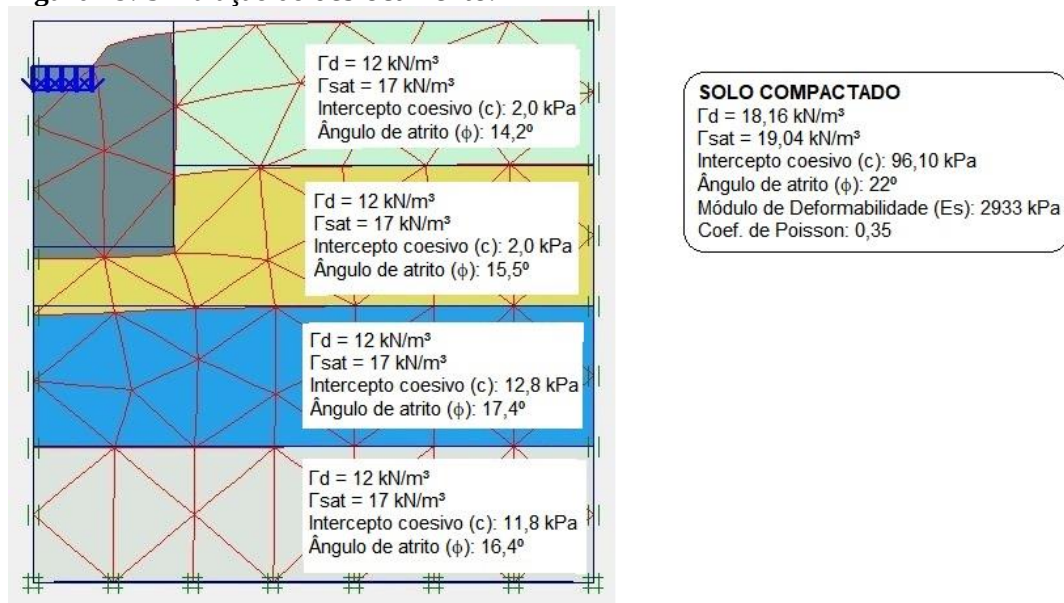
O software Plaxis se trata de um programa computacional que realiza a modelagem de um ambiente simulado de solo, em perfil de corte transversal, sendo limitado a uma determinada área. A inserção de dados se iniciou com as delimitações da influência da carga,

sendo após isto dadas as características de cada camada metro a metro, e ainda baseada em elementos finitos triangularizados em função do número de nós, gerando desta forma, automaticamente, a malha.

Os dados inseridos para cada solo se deram em função de três fatores. O primeiro em relação ao solo natural, esses dados foram fornecidos por Zen e Almeida (2018), como intercepto de coesão, ângulo de atrito e pesos específicos. Para o segundo, foram utilizados dados de Inumaru (2018), como coeficiente de Poisson e modulo de elasticidade. O terceiro, por Volpato (2015) que realizou ensaios triaxiais com amostras compactadas de solo superficial, mediante a energia normal.

Após todos os dados do ‘input’, estarem completamente inseridos, foi selecionado o ponto central da aplicação da carga, para que pudesse ser determinado o local de avaliação das tensões. Já neste último processo, antes de iniciar o cálculo, foram inseridos os valores de recalques máximos de acordo com o teorema de Van der Veen (1953), alcançados pelas provas de carga *in loco*, e posteriormente iniciada a simulação numérica, conforme apresentado na Figura 19.

Figura 19: Simulação do deslocamento.



Fonte: Autores (2018).

CAPÍTULO 4

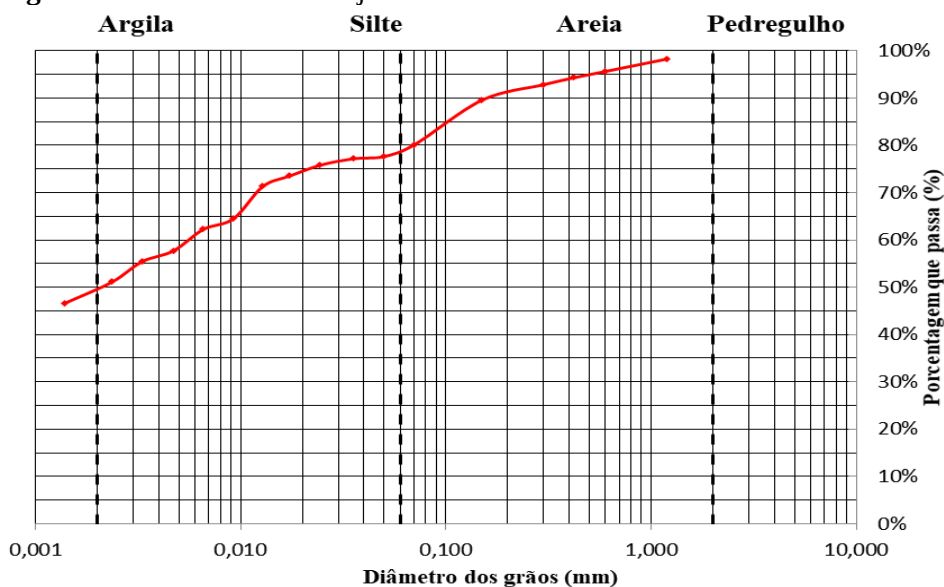
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1 Caracterização do Solo Utilizado na Compactação

Devido à presença de valas existentes no CEEF, já utilizadas para trabalhos anteriores, foi necessário o uso de solo de empréstimo, necessitando assim, a realização de sua caracterização física, com os ensaios de granulometria conjunta, limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e proctor.

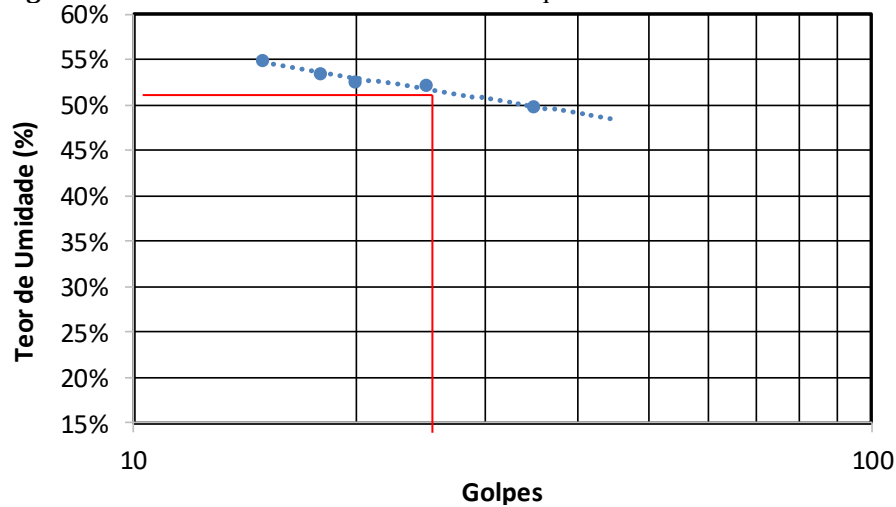
Com o ensaio de granulometria conjunta, determinou-se, através da sedimentação e peneiramento, as porções de partículas que compõem esse solo, com 50% de argila, 28% de silte e 22% de areia, correspondendo a um solo Argila silto arenoso, com a composição apresentada na Figura 20.

Figura 20: Granulometria conjunta.



Fonte: Autores (2018).

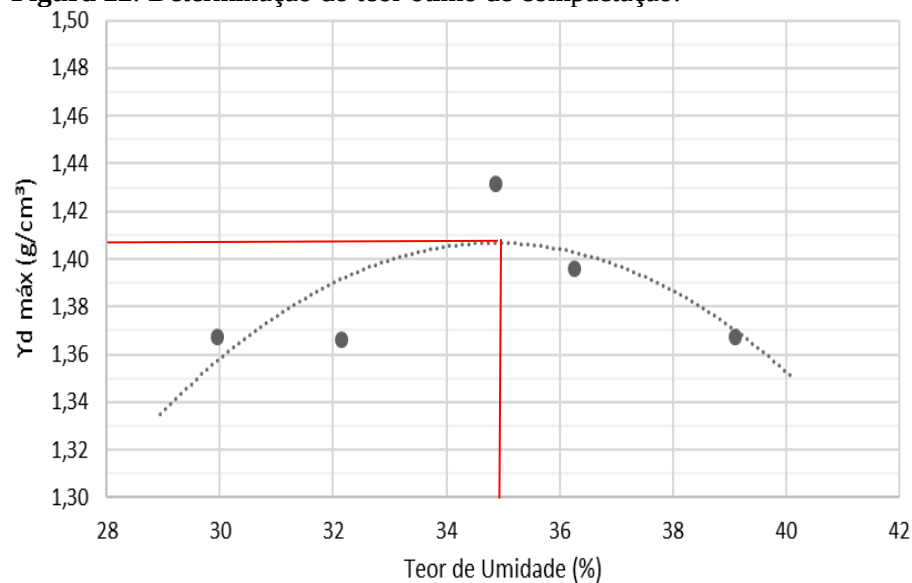
Com o ensaio do LL chegou-se ao resultado de 52%, que representado como sendo a umidade do solo para fechar a fenda em 25 golpes no aparelho de Casagrande, com resultados apresentados na Figura 21.

Figura 21: Gráfico do ensaio de Limite de Liquidez.

Fonte: Autores (2018).

Como por norma, o ensaio de Limite de Plasticidade (LP) descreve que devem ser descartadas amostras que obtiverem um desvio de mais de 5% em relação a média das demais amostras. Foram realizados 5 ensaios no total, sendo necessário o descarte de apenas 1 amostra, chegando ao resultado médio de 40% de umidade.

Com a determinação do teor de umidade e peso específico, obteve-se, através do ensaio de Proctor, o teor ótimo de compactação, com resultado de 35%, como mostra a Figura 22.

Figura 22: Determinação do teor ótimo de compactação.

Fonte: Autores (2018).

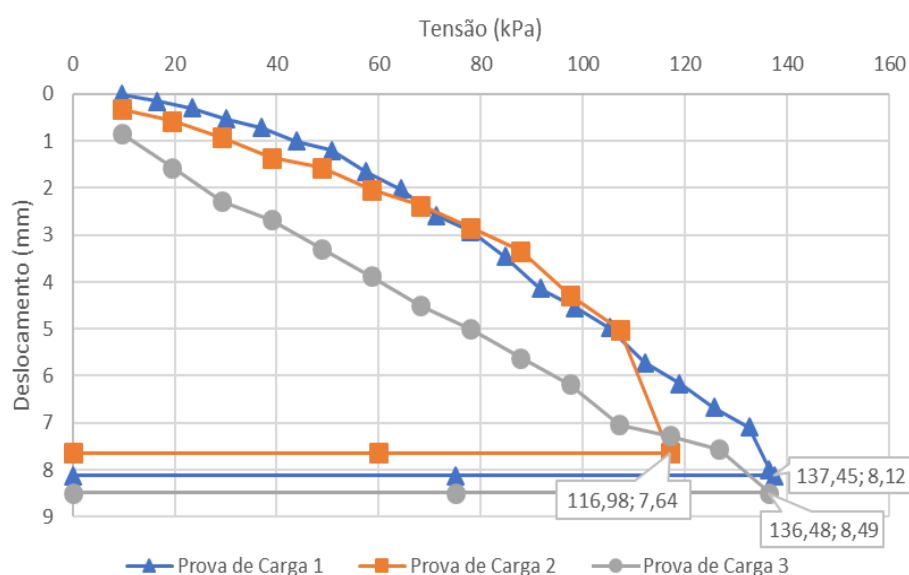
4.1.2 Resultado das Provas de Carga

Com objetivo de avaliar a influência que a compactação exerce sobre a capacidade de carga, em solo com características lateríticas e colapsíveis, foram executados 3 ensaios de prova de carga em placa.

Para o primeiro ensaio de prova de carga em solo compactado foram utilizados incrementos de 350 kg, levando o carregamento até 7050 kg que corresponde a 137,45 kPa de tensão e um deslocamento de 8,12 mm.

No segundo e terceiro ensaios optou-se por incrementos de 500 kg, devido à rápida estabilização. Os ensaios alcançaram tensões de 116,98 kPa e 136,48 kPa, com recalque de 7,64 mm e 8,49 mm, respectivamente. Os resultados das três provas de carga são apresentados no Figura 23, pelas curvas de Tensão x deslocamento.

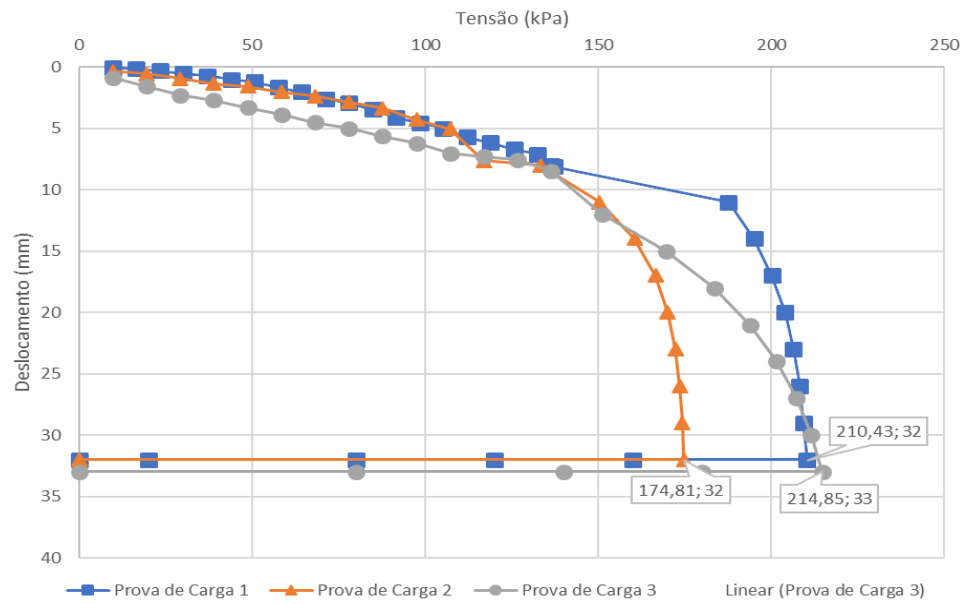
Figura 23: Curva tensão x recalque.



Fonte: Autores (2018).

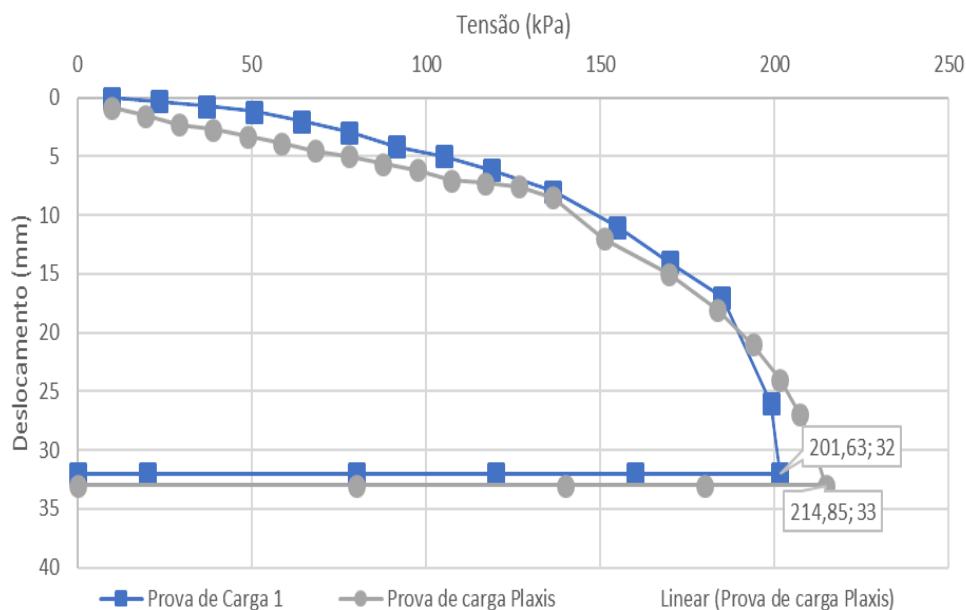
Como o recalque foi muito pequeno durante os carregamentos e o solo não chegou a ruptura devido às limitações dos equipamentos, foi estimado a tensão de ruptura pelo método de Van Der Veen (1953), a fim de prolongar a curva e estimar as prováveis tensões de ruptura do solo, nos 3 ensaios de prova de carga.

O primeiro ensaio chegou a 210,43 kPa, o segundo a 174,81 kPa e o terceiro a 214,85 kPa de tensão e deslocamento de 33 mm, 32 mm e 32 mm respectivamente, representadas na Figura 24.

Figura 24: Curva tensão x recalque.

Fonte: Autores (2018).

A fim de elevar a confiabilidade dos resultados, utilizou-se o software Plaxis para uma simulação das provas de carga, em um ambiente de modelagem de elementos finitos. Utilizando-se do deslocamento máximo pelo método de Van Der Veen (1953), obteve-se a tensão de ruptura para o solo de 201,63 kPa, comparando com uma prova de carga realizada em campo, conforme apresentado na Figura 25.

Figura 25: Curva tensão x recalque pelo Plaxis.

Fonte: Autores (2018).

4.2 COMPARAÇÕES DE RESULTADOS COM OUTROS TRABALHOS

Através desse trabalho, pôde-se comprovar que a compactação do solo proporciona um expressivo melhoramento das propriedades geotécnicas e consequentemente, aumento na sua capacidade de carga, quando comparado com o trabalho de Vieira *et al.* (2017), com solo natural e com reforço de geotêxtil por Almeida *et al.* (2018). Resultados demonstrados na Tabela 11.

Tabela 6: Comparação de resultados.

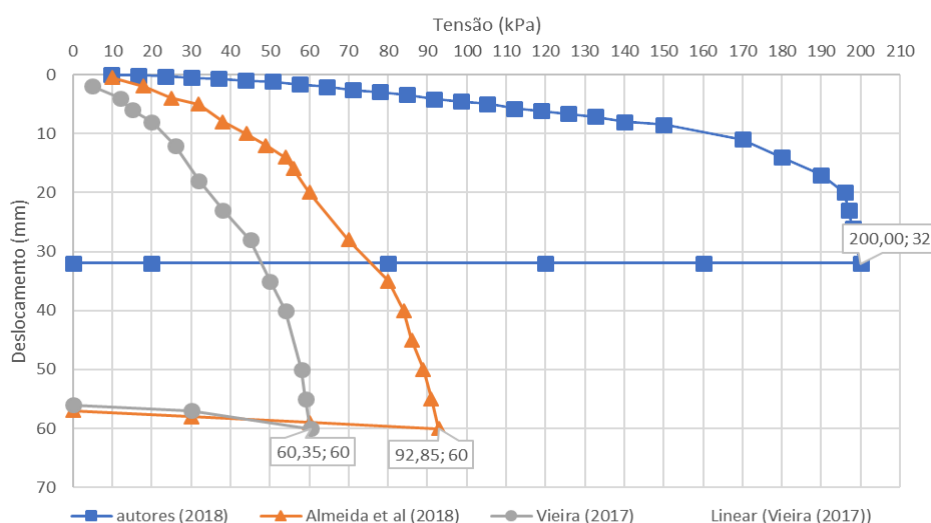
	ENSAIO 1		ENSAIO 2		ENSAIO 3	
	σ	δ	σ	δ	σ	δ
Vieira <i>et al.</i> (2017)	59,68 kPa	53,10 mm	69,64 kPa	58,82 mm	51,73 kPa	57,14 mm
Almeida <i>et al.</i> (2018)	105,45 kPa	60 mm	89,53 kPa	60 mm	83,56 kPa	60 mm
Autores (2018)	210,43 kPa	33 mm	174,81 kPa	32 mm	214,85 kPa	32 mm

Fonte: Autores (2018).

Comparando os ensaios, pôde-se observar um aumento correspondente a 231,45% quando comparado com solo natural e 115,43% quando comparado com reforço de geotêxtil, diferença que pode ser vista, com tensões e deslocamentos médios na Figura 26.

Constatou-se que a compactação de um solo é uma técnica extremamente simples quando relacionada com os grandes benefícios gerados. Técnica que visa aprimorar suas características quanto à resistência, compressibilidade e permeabilidade.

Figura 26: Comparação de médias tensão x recalque.



Fonte: Autores (2018).

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo teve por objetivo avaliar a influência que a compactação do solo apresenta em relação a sua capacidade de carga, podendo assim demonstrar que com algumas técnicas pode-se viabilizar fundações rasas em solos argilosos. Para isso, os resultados obtidos foram analisados e comparados com outros trabalhos realizados no mesmo local, por Vieira *et al.* (2017), com solo natural e com reforço de geotêxtil por Almeida *et al.* (2018).

Com os resultados pôde-se verificar um ganho expressivo na resistência do solo. No ensaio 1, 2 e 3 obteve-se uma tensão de ruptura de 210,43 kPa, 174,81 kPa e 214,85 kPa respectivamente, totalizando um ganho quando comparado com Vieira *et al.* (2017) de 231,45% e de 115,43% com Almeida *et al.* (2018).

Os ensaios também foram comparados com o resultado da simulação de prova de carga feita no software Plaxis, que forneceu uma tensão de 201,63 kPa, valor bem próximo da média alcançada em campo de 200 kPa correspondendo a 99,19% de confiabilidade.

Através dos ensaios pode-se observar que a compactação do solo, para aumentar a sua capacidade de carga, atingiu o resultado esperado, sendo assim uma boa alternativa para viabilizar a utilização de fundações rasas em solos com baixa capacidade de carga.

A pesquisa demonstrou a importância de se realizar mais estudos na área de fundações superficiais, diminuindo assim os problemas com recalques, devidos à baixa qualidade de execução e erros de projetistas que não tomam os devidos cuidados, podendo, assim, baratear as fundações de obras de pequeno e médio porte para nossa região.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Análise financeira para uso de fundações superficiais em solos argilosos, lateríticos e colapsíveis;
- Comparação de sondagens SPT em solo natural e compactado para avaliação de ganhos com compactador mecânico;
- Comparação de vantagens do uso de compressor tipo rolo quanto ao compactador tipo mecânico em solos para uso de fundações rasas;

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. 1991. 142 p. São Paulo.

ALMEIDA, M. A.; SLOBODZIAN, N. V. B.; WIEBBELLING, V. (2018). **Análise da capacidade de carga de solo residual e laterítico quando submetido à provas de carga direta com reforço por geotêxtil em Cascavel - PR**. – Cobramseg, Salvador – BA, 2018.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Determinação do Teor de Umidade**. NBR 16097/2012. Rio de Janeiro, 2012.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6457/1986. Rio de Janeiro, 1986.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Determinação do Limite de Liquidez**. NBR 6459/2017. Rio de Janeiro, 2017.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Prova de carga direta sobre terreno de fundações**. NBR 6489/1984. Rio de Janeiro, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Rochas e Solos**. NBR 6502/1995. Rio de Janeiro, 1995.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Determinação do Limite de Plasticidade**. NBR 7180/2016. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Análise Granulométrica**. NBR 7181/2016. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Ensaio de Compactação**. NBR 7182/2016. Rio de Janeiro, 2016.

AZEREDO, H. A. **O Edifício e seu Acabamento**. 1. ed. 8ª reimpressão. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1987.

Brinkgreve, R. B. J. & Vermeer, P.A. **“Plaxis, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses”**. A. A. Balkema, Netherlands, 1998.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Vol 2. 1987. Rio de Janeiro.

HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção das estruturas de concreto**. 2. ed., 3ª reimpressão (jan. 96). São Paulo: Editora PINI, 1992.

CARDOSO, D. L.; MEDEIROS, J. A. **Propriedades geotécnicas da região de Cascavel-PR**. In: Anais do I ENGEOPAR – Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá, 2003.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada à engenharia** / Nivaldo Jose Chiossi. __. Sao Paulo: Gremio politecnico, 1975. 427p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N., ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: projeto geotécnico**. 2011. 140 p. São Paulo.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. **Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT**. Rio de Janeiro, In: CBMSEF anais, 1978.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 052: Solos e agregados miúdos – Determinação da umidade com emprego do “Speedy”. Rio de Janeiro, 4 p., 1994.

DIAS, H. F.; VIANA A. F. ‘**Modelação Numérica de Âncoras de fixação de Estruturas Flutuantes marítimas e Comparação da Capacidade Última de Retenção (UHC) Obtida em Métodos de Equilíbrio Limite**’. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Goiânia – GO

INUMARU, J. T. (2018). **ANÁLISE DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ENSAIO DE PLACA COM REFORÇO DE GEOTÊXTIL DE SOLO LATERÍTICO E RESIDUAL DE CASCAVEL/PR** Dissertação (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel - PR.

Lima, A. P. ; GERSCOVICH, D. M. S. ; Sieira, A. C. C. F. ; Sayão, A. S. F. J. . ‘**Avaliação de programas computacionais para a simulação de escavação de taludes em solo grampeado**’. In: Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia - 5 INFOGEO, 2005, Belo Horizonte. Geotecnia computacional, 2005. p. 309-314.

LOLLO, J. A. (2008). **Solos Colapsíveis: Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. Editora Cultura Acadêmica. UNESP/ Ilha Solteira.

LOPES, MACIEL FILHO, C.L. **Introdução à Geologia de Engenharia**. 1997. Santa Maria.

MARIZ, D. F. **Contribuição ao conhecimento do mecanismo da colapsividade de solos sesquioxídicos**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ. 1994.

MASSAD, F. **Obras de Terra**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. v. 1. 170p

MENDONÇA, M. B. DE. **Comportamento de Solos Colapsíveis na Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia**. Dissertação de Mestrado apresentada à Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1990.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Solos em 16 aulas**. 3ª edição. 2006. São Paulo.

Plaxis Manual. **Material Models and Plaxis Reference Manuals**. The Netherlands. 2010.

REBELLO, Y. C. P. 1949 – **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

SOARES, J. M., Cunha, R.P. e Anjos, G.J.M. 2006. **Análises 2D de fundações escavadas no Distrito Federal**. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Cobramseg, Curitiba, Vol 2, pp. 891-896

Solos – **Ensaio de adensamento unidimensional** – Método de ensaio. NBR 12007/1990. Rio de Janeiro, 1990.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo, McGrawhill, 1977.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 2010. São Paulo.

VIEIRA, M. K.; Radoll, J.; Almeida, M. A. (2017). **Análise da Aplicação de Fundações Rasas a partir de Resultados de Provas de Carga em Solo de Cascavel - PR**. Geocentro. Goiânia, 2017.

VOLPATO, A. L. **Determinação da resistência ao cisalhamento de um solo argiloso e laterítico característico da região de Cascavel/pr com adição de cal hidratada** 2015 Dissertação (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel - PR.

WIEBBELLING V.; **Desenvolvimento de uma Árvore de Falhas de Patologias em Fundações**. 2014. Dissertação (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel - PR.

ZEN, B. A. B.; ALMEIDA, M. A. (2018). **Implantação e Caracterização geotécnica do subsolo do campo experimental do centro acadêmico da FAG em Cascavel – PR**. Cobramseg, Salvador – BA, 2018.

ANEXO I

Tabela de Leituras do densímetro na sedimentação.

Ensaio de Sedimentação								
ΔT (segundos)	T (°C)	L_i	$T_{\text{corrig.}}$	Viscosidade g.s/cm ²	Altura Queda	L_c	D (mm)	P _{sed.} (%)
30	18	1,041	1,0048	10,81178	12,83	1,0402	0,0700	80,16%
60	18	1,040	1,0048	10,81178	13,02	1,0391	0,0498	77,67%
120	18	1,040	1,0048	10,81178	13,06	1,0389	0,0353	77,22%
240	18	1,039	1,0048	10,81178	12,51	1,0383	0,0244	75,86%
480	18	1,038	1,0048	10,81178	12,68	1,0373	0,0174	73,59%
900	18	1,037	1,0048	10,81178	12,86	1,0363	0,0128	71,33%
1800	18	1,034	1,0048	10,81178	13,38	1,0333	0,0092	64,53%
3600	18	1,033	1,0048	10,81178	13,55	1,0323	0,0066	62,27%
7200	18	1,031	1,0048	10,81178	13,90	1,0303	0,0047	57,74%
14400	19	1,030	1,0048	10,53859	14,07	1,0293	0,0033	55,45%
28800	19	1,028	1,0048	10,53859	14,40	1,0274	0,0024	51,15%
86400	18,5	1,026	1,0048	10,67421	14,75	1,0254	0,0014	46,64%

Fonte: Autores (2018).

Tabela para composição da curva granulométrica

Peneiramento Fino			
# abertura (mm)	$M_{s, \text{ret}}$ (g)	$M_{s, \text{ret.,acum}}$ (g)	% $P_{\text{acum.}}$ (g)
1,19	1,19	1,19	98,30%
0,60	1,82	3,01	95,70%
0,42	0,95	3,96	94,34%
0,30	1,04	5,00	92,86%
0,15	2,26	7,26	89,63%
0,075	1,96	9,22	86,83%
FUNDO	2,84	12,06	82,77%

Fonte: Autores (2018).

Tabela do ensaio de Limite de Liquidez.

LIMITE DE LIQUIDEZ					
AMOSTRA	1	2	3	4	5
Capsula					
Mc+s+w (g)	13,50	12,91	15,70	14,76	10,83
Mc+s (g)	10,88	10,43	12,24	12,44	9,26
Mc (g)	5,62	5,68	5,66	8,10	6,40
w (%)	49,8%	52,2%	52,6%	53,5%	54,9%
Golpes	35	25	20	18,00	15,00

Fonte: Autores (2018).

Tabela do ensaio de Limite de Plasticidade.

LIMITE DE PLASTICIDADE					
AMOSTRA	1	2	3	4	5
Capsula					
Mc+s+w (g)	8,06	8,78	10,45	7,78	8,48
Mc+s (g)	7,55	8,32	9,89	7,21	7,79
Mc (g)	6,29	7,10	8,57	6,09	6,06
w (%)	40,5%	37,7%	42,4%	50,9%	39,9%
LP (médio)	40%				

Fonte: Autores (2018).

Tabela de teor de umidade e peso específico (Proctor).

TEOR DE UMIDADE					
AMOSTRA	1	2	3	4	5
Número capsula					
Mc+s+w (g)	15,43	12,12	14,08	14,98	15,11
Mc+s (g)	13,28	10,58	11,89	12,50	13,10
Mc (g)	6,10	5,79	5,61	5,66	7,96
w (%)	29,94	32,15	34,87	36,26	39,11

PESO ESPECÍFICO APARENTEMENTE SECO					
Número do Molde	1	1	1	1	1
Altura do Molde (cm)	117 cm	117 cm	117 cm	117 cm	117 cm
Diâmetro do Molde (cm)	102 cm	102 cm	102 cm	102 cm	102 cm
Volume do Molde (cm ³)	956	956	956	956	956
Massa Úmida (g)	1699	1726	1846	1819	1819
Dens. Seca (g/cm ³)	1,37	1,37	1,43	1,40	1,37

 $\gamma_{d \max}$ (g/cm³): 1,41 g/cm³ $w_{ótima}$ (%): 35,00%

Fonte: Autores (2018).

ANEXO II

LEITURA DOS EXTENSÔMETROS

ENSAIO DE PROVA DE CARGA Nº 01

Carga aplicada de 500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,95	17,5	10,01	8,99
2 min	9,95	17,5	10,01	8,99
4 min	9,95	17,5	10,01	8,99
8 min	9,95	17,5	10,01	8,99
15 min	9,91	17,5	10,01	8,99

Carga aplicada de 850 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,78	17,46	9,99	8,8
2 min	9,75	17,41	9,98	8,8
4 min	9,72	17,41	9,97	8,8
8 min	9,7	17,4	9,94	8,8
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 1200 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,54	17,27	9,83	8,78
2 min	9,54	17,23	9,83	8,72
4 min	9,47	17,21	9,78	8,78
8 min	-	-	-	-
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 1550 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,33	17,05	9,66	8,61
2 min	9,28	17,01	9,66	8,56
4 min	9,28	16,99	9,66	8,54
8 min	9,24	16,96	9,63	8,51
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 1900 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,14	16,83	9,51	8,42

2 min	9,09	16,78	9,45	8,36
4 min	9,09	16,75	9,45	8,33
8 min	9,09	16,75	9,45	8,33
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 2250 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,09	16,66	9,37	8,25
2 min	9,09	16,65	9,37	8,21
4 min	9,09	16,61	9,37	8,18
8 min	8,9	16,54	9,2	8,1
15 min	8,83	16,48	9,12	8,02

Carga aplicada de 2600 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	8,72	16,37	8,96	7,91
2 min	8,65	16,29	8,9	7,82
4 min	8,65	16,29	8,9	7,82
8 min	-	-	-	-
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 2950 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	8,58	16,09	8,82	7,65
2 min	8,5	15,97	8,7	7,48
4 min	8,48	15,92	8,69	7,4
8 min	8,28	15,8	8,47	7,3
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 3300 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	8,05	15,62	8,22	7,1
2 min	7,94	15,54	8,09	7
4 min	7,88	15,48	8,05	6,95
8 min	-	-	-	-
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 3650 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	7,68	15,27	7,66	6,76
2 min	7,52	15,15	7,64	6,59

4 min	7,41	15,05	7,56	6,5
8 min	7,3	14,91	7,5	6,39
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 4000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	7,25	14,78	7,4	6,27
2 min	7,15	14,65	7,32	6,15
4 min	6,99	14,55	7,2	6,05
8 min	-	-	-	-
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 4350 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	6,74	14,35	7,04	5,92
2 min	6,44	14,1	6,75	5,73
4 min	6,31	14	6,65	5,65
8 min	-	-	-	-
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 4700 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	6,1	13,78	6,45	5,45
2 min	5,85	13,54	6,28	5,29
4 min	5,75	13,42	6,2	5,2
8 min	5,52	13,25	6,05	5,06
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 5050 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	5,47	13,19	5,98	5,01
2 min	5,42	13,12	5,62	4,78
4 min	5,39	3,05	5,43	4,65
8 min	5,38	3,02	5,36	4,51
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 5400 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	5,12	13,02	5,36	4,46
2 min	4,79	13	5,02	4,28
4 min	4,61	12,9	4,89	4,13

8 min	-	-	-	-
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 5750 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	3,9	12,87	4,66	3,8
2 min	3,81	12,82	4,52	3,77
4 min	3,72	12,78	4,43	3,62
8 min	3,53	12,62	4,38	3,5
15 min	3,42	12,41	4,35	3,4

Carga aplicada de 6100 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	3,25	12,41	4,34	3,4
2 min	3,13	12,28	4,22	3,32
4 min	2,89	12,2	4,14	3,21
8 min	2,72	12,03	4,02	3,06
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 6450 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	2,64	11,89	3,98	3,02
2 min	2,53	11,66	3,74	2,92
4 min	2,38	11,45	3,54	2,84
8 min	2,12	11,36	3,5	2,81
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 6800 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	2,04	11,3	3,4	2,78
2 min	2	11,06	3,25	2,67
4 min	1,96	11	3,08	2,48
8 min	1,84	10,92	3	2,34
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 7000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	1,75	10,8	2,98	2,2
2 min	1,11	10,51	2,87	2,03
4 min	0,54	10,35	2,16	1,91

8 min	0,44	10,25	2,08	1,74
15 min	-	-	-	-

Descarregamento				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Fim de cargas	0,32	10,15	2,01	1,73
Fim 1/2 descarga	0,57	10,42	2,12	1,88
Fim 2/2 descargas	1,12	10,6	2,56	2,07
15 min pós descarga total	1,65	10,89	2,78	2,1

ENSAIO DE PROVA DE CARGA Nº 02

Carga aplicada de 500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	10	10	7	10
2 min	9,64	9,75	6,65	9,7
4 min	9,64	9,75	6,65	9,7
8 min	9,64	9,74	6,65	9,7
15 min	9,64	9,74	6,63	9,7

Carga aplicada de 1000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,5	9,6	6,45	9,45
2 min	9,45	9,58	6,4	9,42
4 min	9,44	9,56	6,39	9,4
8 min	9,43	9,54	6,39	9,39
15 min	9,43	9,54	6,39	9,39

Carga aplicada de 1500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,26	9,45	6,1	9,1
2 min	9,22	9,41	6,02	9,02
4 min	9,17	9,36	5,94	8,93
8 min	9,17	9,36	5,94	8,92
15 min	9,14	9,35	5,94	8,92

Carga aplicada de 2000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	8,98	9,15	5,6	8,58
2 min	8,88	9,1	5,46	8,46
4 min	8,8	9,08	5,34	8,4
8 min	8,78	9,08	5,34	8,37
15 min	8,78	9,08	5,34	8,37

Carga aplicada de 2500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	8,6	8,91	5,01	8,1
2 min	8,46	8,88	4,83	8,01
4 min	8,36	8,82	4,7	8,95
8 min	8,36	8,82	4,68	8,94
15 min	8,34	8,81	4,67	8,91

Carga aplicada de 3000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	8,07	8,66	4,37	8,66
2 min	8,01	8,57	4,19	8,54
4 min	1,95	8,52	4,08	8,48
8 min	1,95	8,49	4,08	8,48
15 min	1,93	8,48	4,05	8,43

Carga aplicada de 3500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	7,82	8,43	3,91	8,25
2 min	7,7	8,35	3,75	8,14
4 min	7,64	8,28	3,64	8,04
8 min	7,64	8,27	3,62	8,04
15 min	7,62	8,27	3,61	8,02

Carga aplicada de 4000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	7,47	8,12	3,42	7,82
2 min	7,34	8,01	3,25	7,66
4 min	7,22	7,89	3,11	7,52
8 min	7,2	7,89	3,11	7,51
15 min	7,19	7,86	3,11	7,47

Carga aplicada de 4500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	7,11	7,78	2,92	7,29
2 min	7	7,69	2,62	7,14
4 min	6,9	7,78	2,38	7,02
8 min	6,9	7,78	2,14	7,01
15 min	6,89	7,78	2,07	6,9

Carga aplicada de 5000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	6,73	7,44	1,67	6,4
2 min	6,65	7,4	1,43	6
4 min	6,62	7,32	1,13	5,75

8 min	6,62	7,32	0,97	5,41
15 min	6,6	7,31	0,64	5,34

Carga aplicada de 5500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	6,49	7,18	6,98	5,03
2 min	6,23	6,97	6,58	4,69
4 min	6,08	6,87	6,22	4,32
8 min	6,07	6,87	6,12	3,97
15 min	6,07	6,85	6,01	3,81

Carga aplicada de 6000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	3,2	3,9	5,89	3,58
2 min	3,01	3,5	5,77	3,26
4 min	2,94	3,27	5,64	3,04
8 min	2,85	2,92	5,48	2,75
15 min	2,78	2,87	5,33	2,71

ENSAIO DE PROVA DE CARGA Nº 03

Carga aplicada de 500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	10	10	10	17
2 min	8,75	9,4	9,12	16,65
4 min	8,65	9,35	9,09	16,62
8 min	8,65	9,32	9,07	16,62
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 1000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	8,03	8,78	8,45	16,14
2 min	7,92	8,68	8,39	16,07
4 min	7,88	8,64	8,36	16,04
8 min	7,85	8,6	8,32	15,99
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 1500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	7,32	8,12	7,83	15,62
2 min	7,21	8,02	7,75	15,55

4 min	7,15	7,95	7,7	15,5
8 min	7,07	7,76	7,63	15,42
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 2000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	6,62	8,48	7,25	15,15
2 min	6,42	8,3	7,1	15,01
4 min	6,36	8,22	7,04	14,95
8 min	6,29	8,15	6,95	14,9
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 2500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	5,95	7,85	6,7	14,67
2 min	5,74	7,69	6,51	14,53
4 min	5,68	7,62	6,45	14,48
8 min	5,6	7,52	6,38	14,4
15 min	5,59	7,51	6,35	14,4

Carga aplicada de 3000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	5,31	7,27	6,1	14,2
2 min	5,1	7,1	5,93	14,08
4 min	5	7	5,84	14
8 min	4,9	6,92	5,75	13,92
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 3500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	4,65	6,7	5,51	13,72
2 min	4,46	6,5	5,35	13,62
4 min	4,38	6,41	5,28	13,54
8 min	4,26	6,3	5,17	13,44
15 min	4,22	6,28	5,12	13,41

Carga aplicada de 4000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	4,05	6,1	4,94	13,28
2 min	3,88	5,88	4,75	13,15
4 min	3,79	5,8	4,66	13,14
8 min	3,69	5,7	4,56	13,06

15 min	-	-	-	-
--------	---	---	---	---

Carga aplicada de 4500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	3,45	5,5	4,36	12,87
2 min	3,27	5,3	4,22	12,72
4 min	3,18	5,19	4,13	12,62
8 min	3,06	5,08	4,03	12,51
15 min	3,02	5,02	3,98	12,5

Carga aplicada de 5000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	2,82	4,82	3,81	12,32
2 min	2,65	4,65	3,69	12,2
4 min	2,54	4,54	3,6	12,11
8 min	2,41	4,4	3,49	11,99
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 5500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	2,2	4,2	3,3	11,85
2 min	2,01	4,01	3,17	11,7
4 min	1,9	3,9	3,08	11,6
8 min	1,75	3,73	2,92	11,46
15 min	1,01	3,62	2,88	11,35

Carga aplicada de 6000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	10	11	10	17
2 min	9,99	10,95	9,85	16,9
4 min	9,97	10,93	9,75	16,81
8 min	9,92	10,86	9,69	16,72
15 min	9,91	10,86	9,69	16,62

Carga aplicada de 6500 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,91	10,85	9,54	16,51
2 min	9,84	10,78	9,37	16,45
4 min	9,8	10,76	9,27	16,37
8 min	9,72	10,75	9,12	16,34
15 min	-	-	-	-

Carga aplicada de 7000 kg				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Inicial	9,65	10,72	9,09	16,23
2 min	9,25	10,89	8,78	15,91
4 min	9,01	10,65	8,57	15,69
8 min	8,69	10,2	8,26	15,4
15 min	8,57	10,12	8,16	15,34

Descarregamento				
Extensômetro nº	1	2	3	4
Fim de cargas	8,35	9,52	8,52	15,6
Fim 1/2 descarga	8,45	9,66	8,62	15,67
Fim 2/2 descargas	8,95	9,9	9,2	15,76
15 min pós descarga total	9,37	10,12	9,52	16,05

Todas as unidades registradas encontram-se em milímetros (mm).

ANEXO III

MÉDIAS DE DESLOCAMENTO

PROVA DE CARGA Nº 01						
LEITURA	CARGA TOTAL	EXTENSÔMETRO				
IMEDIATA	7050 KG	1	2	3	4	MÉDIA
1 MIN	-	8,25	6,2	7,02	7,8	7,32
2 MIN	-	8,89	6,49	7,13	7,97	7,62
4 MIN	-	9,56	6,65	7,84	8,09	8,04
8 MIN	-	9,66	6,75	7,92	8,16	8,12
15 MIN	-	-	-	-	-	-

PROVA DE CARGA Nº 02						
LEITURA	CARGA TOTAL	EXTENSÔMETRO				
IMEDIATA	6000 KG	1	2	3	4	MÉDIA
1 MIN	-	6,8	6,1	8,03	6,42	6,84
2 MIN	-	6,99	6,49	8,34	6,74	7,14
4 MIN	-	7,06	6,73	8,55	6,96	7,33
8 MIN	-	7,15	7,08	8,86	7,25	7,59
15 MIN	-	7,22	7,13	8,93	7,29	7,64

PROVA DE CARGA Nº 03						
LEITURA	CARGA TOTAL	EXTENSÔMETRO				
IMEDIATA	7000 KG	1	2	3	4	MÉDIA
1 MIN	-	9,34	6,1	8,03	6,42	7,47
2 MIN	-	9,74	6,49	8,34	6,74	7,83
4 MIN	-	9,98	6,73	8,55	6,96	8,06
8 MIN	-	10,3	7,18	8,86	7,25	8,40
15 MIN	-	10,42	7,26	8,96	7,31	8,49

Todas as unidades registradas encontram-se em milímetros (mm).

ANEXO IV

PROVA DE CARGA

PROVA DE CARGA 1

Carga (Kg)	Área Base (m ²)	Tensão (kPa)	Deslocamento (mm)
500	0,503	9,75	0,01
850	0,503	16,57	0,15
1200	0,503	23,40	0,3
1550	0,503	30,22	0,53
1900	0,503	37,04	0,71
2250	0,503	43,87	1
2600	0,503	50,69	1,2
2950	0,503	57,51	1,65
3300	0,503	64,34	2,02
3650	0,503	71,16	2,59
4000	0,503	77,99	2,92
4350	0,503	84,81	3,46
4700	0,503	91,63	4,14
5050	0,503	98,46	4,55
5400	0,503	105,28	4,98
5750	0,503	112,10	5,72
6100	0,503	118,93	6,16
6450	0,503	125,75	6,67
6800	0,503	132,58	7,09
7000	0,503	136,48	7,99
7050	0,503	137,45	8,12
9628	0,503	187,71	11
10007	0,503	195,10	14
10274	0,503	200,31	17
10461	0,503	203,95	20
10592	0,503	206,51	23
10684	0,503	208,30	26
10738	0,503	209,35	29
10793	0,503	210,43	32
0	0,503	160,00	32
0	0,503	120,00	32
0	0,503	80,00	32
0	0,503	20,00	32
0	0,503	0,00	32

PROVA DE CARGA 2

Carga (Kg)	Área Base (m²)	Tensão (kPa)	Deslocamento (mm)
500	0,503	9,75	0,33
1000	0,503	19,50	0,57
1500	0,503	29,24	0,92
2000	0,503	38,99	1,36
2500	0,503	48,74	1,57
3000	0,503	58,49	2,03
3500	0,503	68,24	2,37
4000	0,503	77,99	2,85
4500	0,503	87,73	3,34
5000	0,503	97,48	4,28
5500	0,503	107,23	5,02
6000	0,503	116,98	7,64
6839	0,503	133,34	8
7713	0,503	150,38	11
8233	0,503	160,51	14
8543	0,503	166,56	17
8728	0,503	170,16	20
8838	0,503	172,31	23
8903	0,503	173,58	26
8942	0,503	174,34	29
8966	0,503	174,81	32
0	0,503	0,00	32
0	0,503	0,00	32
0	0,503	0,00	32
0	0,503	0,00	32
0	0,503	0,00	32

PROVA DE CARGA 3

Carga (Kg)	Área Base (m ²)	Tensão (kPa)	Deslocamento (mm)
500	0,503	9,75	0,84
1000	0,503	19,50	1,56
1500	0,503	29,24	2,28
2000	0,503	38,99	2,68
2500	0,503	48,74	3,29
3000	0,503	58,49	3,88
3500	0,503	68,24	4,5
4000	0,503	77,99	5
4500	0,503	87,73	5,62
5000	0,503	97,48	6,18
5500	0,503	107,23	7,04
6000	0,503	116,98	7,27
6500	0,503	126,73	7,56
7000	0,503	136,48	8,49
7750	0,503	151,10	12
8705	0,503	169,72	15
9416	0,503	183,58	18
9947	0,503	193,93	21
10342	0,503	201,63	24
10637	0,503	207,38	27
10856	0,503	211,65	30
11020	0,503	214,85	33
0	0,503	180,00	33
0	0,503	140,00	33
0	0,503	80,00	33
0	0,503	0,00	33

ANEXO V

RESULTADOS DO PLAXIS			CONVERSÃO AUTORES
Point	Fy [kN/rad]	U [m]	Tensão (kPa)
0	0	0	0
1	0	0	0
2	5,051	-9,64E-03	63,21
3	14,363	-0,029	179,77
4	16,114	-0,033	201,63