

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

**APLICAÇÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO COMO
CAMADA DE REFORÇO PARA FUNDAÇÕES RADIER**

LUCAS LIMA DA ROCHA PITTA

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2016

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

**APLICAÇÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO COMO
CAMADA DE REFORÇO PARA FUNDAÇÕES RADIER**

LUCAS LIMA DA ROCHA PITTA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR – EXAMINADOR INTERNO)

JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, Ph.D. (UnB)
(COORIENTADOR)

RENATO SALLES CORTOPASSI, BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL
(COORIENTADOR)

LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

ANDRÉ LUIZ OLIVEIRA ARANTES, BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 02 de DEZEMBRO de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

<p>PITTA, LUCAS LIMA DA ROCHA Aplicação de resíduos de construção e demolição em solos para melhorar o desempenho de fundações radier. [Distrito Federal] 2016. viii, 101 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2016) Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.</p> <table><tr><td>1. Reforço de Fundações</td><td>2. Resíduo de Construção e Demolição</td></tr><tr><td>3. PLAXIS 3D</td><td>4. Prova de Carga</td></tr><tr><td>I. ENC/FT/UnB</td><td>II. Título (série)</td></tr></table>	1. Reforço de Fundações	2. Resíduo de Construção e Demolição	3. PLAXIS 3D	4. Prova de Carga	I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)
1. Reforço de Fundações	2. Resíduo de Construção e Demolição					
3. PLAXIS 3D	4. Prova de Carga					
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)					

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PITTA, L.R.P. (2016). Aplicação de resíduos de construção e demolição em solos para melhorar o desempenho de fundações radier. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-001/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 100p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Lucas Lima da Rocha Pitta

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Aplicação de resíduos de construção e demolição em solos para melhorar o desempenho de fundações radier.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2017

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

Lucas Lima da Rocha Pitta
Rua 37 Sul, Lote 8
71.931-540 – Brasília/DF - Brasil

Este trabalho é dedicado aos amigos e familiares que me apoiaram na realização de meu sonho.

AGRADECIMENTO

Primeiramente agradeço à minha mãe, Analúcia, por sempre acreditar em mim, mais do que eu mesmo, e por me criar com amor e açúcar, thank you Mama Llama. Agradeço meu pai, Jorge, por seu amor incondicional e incentivo a sempre dar o meu máximo. Ao meu irmão Matheus, por ter a paciência de ouvir meus longos monólogos sobre engenharia civil. Não poderia pedir por uma família melhor.

À minha namorada Luiza Fidelis, por seu amor e apoio na realização deste trabalho, me inspirando em momentos de dúvida e me consolando nas incertezas. Seu amor torna tudo melhor, obrigado por fazer meus dias mais iluminados.

Agradeço à minha sogra Dôra pelo bom humor constante e fé inabalável de que tudo daria certo. À meu sogro Robson ofereço um agradecimento especial por todo seu apoio e ajuda para reparar parte do equipamento necessário para a realização deste trabalho.

Aos meus amigos da Brotherhood, Vitor, Bruno, Parry, Menegói, Pedro Henrique, Luís Filipe, Pedro Melo e Patrick, pelos fim-de-semana jogando RPG na casa da Didi, pelas noites jogando jogos na casa do Vitor, pelas festas na casa do Bruno, por todos os momentos de amizade que tivemos e teremos juntos.

Ao meu orientador, professor Camapum, por seu conhecimento, paciência, amizade e orientações, sempre acompanhado uma nova ideia para o trabalho.

Ao meu co-orientador, professor Juan, por sua disposição e bom humor, seu conhecimento sobre modelagem numérica foi imprescindível para o sucesso deste trabalho.

Ao meu co-orientador e mentor Renato Cortopassi, por compartilhar seu vasto conhecimento sobre geotecnia e estruturas.

Agradeço o professor Luís Fernando, por sua amizade constante e disponibilizar os materiais do laboratório de Geotecnia para realizar os ensaios deste trabalho.

A meus amigos André, Victor e Débora na Kali Engenharia, e Mônica e Beatriz da Passus por sempre terem paciência com o estagiário nó-cego.

To my friends in Canada, David, Majella, Dianka, Olga, Giovanni, Professor Hooton for teaching me nearly all I know about concrete.

Agradeço ao Colégio Militar de Fortaleza e de Brasília, à Universidade de Brasília e à Universidade de Toronto por terem sido os pilares de ensino sobre o qual me formei.

Agradeço à todos que participaram desta jornada de sete anos, realizei meu sonho de me tornar engenheiro civil graças ao amor e apoio de todos.

RESUMO

Sustentabilidade na construção civil tornou-se um tópico importante nos últimos anos, o aumento na produção e os impactos ambientais causados pelo descarte inapropriado de resíduos de construção e demolição (RCD) gerou mais pesquisas envolvidas em utilizações alternativas do material. O presente trabalho tem como proposta analisar os efeitos benéficos da adição de RCD ao solo em obras geotécnicas, com foco principal para fundações rasas tipo radier. A pesquisa foi elaborada em duas etapas. Primeiramente foram realizados ensaios de prova de carga em placa em solo natural, inundado e com RCD, de modo a as curvas tensão x recalque e parâmetros de resistência do solo. Foi então utilizado o software de elementos finitos Plaxis 3D para simular as deformações e tensões causadas no solo, segundo um modelo linear elástico, por uma fundação radier referência, simulando o solo natural e solo reforçado com RCD, a fim de investigar a ocorrência de redução nas deformações e tensões nas camadas não reforçadas. Encontrou-se uma redução de recalques abaixo da fundação de 26%, e reduziu-se a tensão aplicada sobre o solo de 200 kN/m² para 62 kN/m², redução de 69%.

Palavras Chave: Radier. Resíduos de Construção e Demolição. PLAXIS 3D. Solos Reforçados.

ABSTRACT

Sustainability in construction has become an important topic over the last few years, the increase of production and environmental impacts caused by construction and demolition (C&D) waste has led to more research involved in alternative uses for the materials. The purpose of this research is to analyse the positive effects of adding C&D waste to soils in geotechnical projects, with a focus for application in mat foundations. The research was divided into two sections. Firstly, plate load tests were conducted in natural soil and with added C&D, to obtain resistance parameters. The finite element software Plaxis 3D was then utilized to simulate the settlement and tension distribution in the soil caused by a mat foundation, in both natural and reinforced C&D soil, so as to investigate the reduction of settlements and tensions in non-reinforced soil layers.

Key Words: Mat Foundation. Construction and Demolition Waste. PLAXIS 3D. Reinforced Soils.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	MOTIVAÇÃO.....	1
1.2	OBJETIVOS.....	2
1.2.1	OBJETIVO GERAL.....	2
1.2.2	OBJETIVO ESPECÍFICO.....	2
1.2.3	ESCOPO DA MONOGRAFIA.....	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1	FUNDAÇÃO RADIER.....	3
2.1.1	DEFINIÇÃO.....	3
2.1.2	VANTAGENS E DESVANTAGENS DO RADIER.....	4
2.1.3	CRITÉRIOS GEOTÉCNICOS DE DIMENSIONAMENTO.....	6
2.1.4	CRITÉRIOS ESTRUTURAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	13
2.2	ENSAIOS DE PLACA.....	16
2.2.1	DEFINIÇÃO.....	16
2.2.2	INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS.....	18
2.2.3	Provas de Carga com Inundação Prévia.....	23
2.2.4	SOLOS COMPACTADOS.....	25
2.3	RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO.....	27
2.3.1	DEFINIÇÃO.....	27
2.3.2	PRODUÇÃO DE RCD NO BRASIL E IMPACTO AMBIENTAL.....	29
2.4	SOLOS REFORÇADOS COM RCD.....	31
2.4.1	ESTUDOS PRÉVIOS DE SOLO COM RCD.....	33
2.5	ANÁLISE DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM SOFTWARE – PLAXIS 3D.....	38
3	PROVAS DE CARGA: MATERIAIS E METODOLOGIA.....	40
3.1	MATERIAIS.....	40
3.2	METODOLOGIA.....	41

3.2.1	PROVA DE CARGA EM SOLO NATURAL.....	41
3.2.2	PROVA DE CARGA EM SOLO NATURAL INUNDADO	44
3.2.3	PROVA DE CARGA EM SOLO REFORÇADO	46
4	RESULTADOS	50
4.1	PROVAS DE CARGA	50
4.2	INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	52
4.2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	52
4.2.2	CURVA TENSÃO RECALQUE - SOLO NATURAL	54
4.2.3	CURVA TENSÃO X RECALQUE - SOLO INUNDADO.....	60
4.2.4	CURVA TENSÃO RECALQUE - SOLO REFORÇADO.....	61
4.3	ANÁLISE NO SOFTWARE PLAXIS 3D.....	65
4.3.1	RADIER SOBRE SOLO NÃO REFORÇADO	66
4.3.2	RADIER SOBRE SOLO REFORÇADO.....	71
5	CONCLUSÃO.....	77
6	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	78
	REFERÊNCIAS	79
	APÊNDICE A1	82
	APÊNDICE A2	83

LISTA DE TABELAS

Tab. 2.1 – Valores tabelados de kv	AP 1
Tab. 2.2 – Fórmulas para Obtenção do kv	15
Tab. 2.3: Índice de perdas em obras Fonte: FORMOSO et al – 1997	30
Tab. 2.4: Ângulo de atrito médio das amostras – Adaptado de: AMORIM, 2013	34
Tab. 2.5: Resultado dos ensaios de compactação – Adaptado de: FERREIRA, 2011	35
Tab. 3.1: Peso de solo nas bandejas e valor no Indicador.	43
Tab. 4.1: Carga aplicada e média das leituras dos defletômetros – Solo Natural.	50
Tab. 4.2: Carga aplicada e média das leituras dos defletômetros – Solo Inundado.	50
Tab. 4.3: Carga aplicada e média das leituras dos defletômetros – Solo Reforçado.	51

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1: Tipos diferentes de fundações radier. a) Radier Liso; b) Radier com reforço sob pilares; c) Radier Nervurado; d) Radier com Pedestais; e) Radier Caixaão	3
Fig. 2.2: Execução de Fundação Radier em Brasília. (Fonte: KALI ENGENHARIA)	4
Fig. 2.3: Concretagem de fundação Radier. (Fonte http://www.largoconcrete.com/)	5
Fig. 2.4: Resultados de ensaios de cisalhamento – (Fonte: http://www.tankonyvtar.hu)	7
Fig. 2.5: Curvas tensão deformação linear e não linear – (Fonte: Traduzido de BHUDU, 2011, p136.)	9
Fig. 2.6: Curva tensão deformação idealizada de material elastoplástico (Fonte: Traduzido de BHUDU, 2011, p137.)	10
Fig. 2.7: Modelo de Winkler	13
Fig. 2.8: Montagem de Prova de Carga – (Fonte: KALI ENGENHARIA)	16
Fig. 2.9: Curva Tensão x Recalque – (Fonte: KALI ENGENHARIA)	17
Fig. 2.10: Ilustração do efeito escala.	18
Fig. 2.11: Curva Tensão x Recalque de uma Placa e Fundação – (Fonte: ALONSO, 2003, p57)	20
Fig. 2.12: Extrapolação de curva Tensão x Recalque com a equação de Van der Veen – (Fonte: ALONSO, 2003, p49)	21
Fig. 2.13: Procedimento de Inundação após tensão admissível – (Fonte: CINTRA, 1998)	24
Fig. 2.14: Procedimento de Inundação prévia– (Fonte: CINTRA, 1998)	24

Fig. 2.15: Curva de Compactação	25
Fig. 2.16: Curva Tensão x Recalque em Solo Natural, Inundado e Compactado – (FONTE: ARANTES, 2014)	26
Fig. 2.17: Aterro de resíduos classe A da empresa GLOBAL RCD no Rio de Janeiro – (Fonte: http://globalrcd.com.br/galeria-de-fotos/)	28
Fig. 2.18: Produção de RCD no Brasil (x1000 ton/ano) – (Fonte: ABRELPE, 2014)	29
Fig. 2.19: Descarte indevido de RCD na cidade de Cabo Frio, RJ	30
Fig. 2.20: Massa de solo com adição de RCD antes da homogeneização da mistura.	31
Fig. 2.21: Imagem de concreto com Microscópio de Varredura Eletrônica, partes brancas são cimento não reagido – (Fonte: NEVILLE, 2011)	32
Fig. 2.22: Curva de compactação de solo natural e misturas com RCD, energia intermediária – (Fonte: AMORIM, 2013)	33
Fig. 2.23: Curva de compactação de solo natural e misturas com RCD, energia modificada – (Fonte: AMORIM, 2013)	33
Fig. 2.24: Curva tensão deformação de amostra de solo laterítico natural – (Fonte: AMORIM, 2013)	34
Fig. 2.25: Curva tensão deformação de amostra com 25% de RCD em massa – (Fonte: AMORIM, 2013)	34
Fig. 2.26: Curvas de compactação para proporções solo com RCD (Fonte: FERREIRA, 2011)	36
Fig. 2.27: Corte esquemático de ensaio de prova de carga – (Fonte: FERREIRA, 2011)	37
Fig. 2.28: Curva Carga x Recalque do ensaio de prova de carga em solo natural e com RCD – (Fonte: FERREIRA, 2011)	37
Fig. 2.28: Malha de elementos finitos gerado abaixo de fundação no Plaxis 3D	39
Fig. 3.1: Arranjo do suporte em campo	41
Fig. 3.2: Preparo dos equipamentos no laboratório	42
Fig. 3.3: Tonéis metálicos sendo preenchidos com água	43
Fig. 3.4: Indicador de Carga em uso	44
Fig. 3.5: Inundação da prova de carga durante execução	45
Fig. 3.6: Britagem Manual do RCD	46
Fig. 3.7: Execução da camada reforçada in-situ	46
Fig. 3.8: Bulbo de Tensões atuante no solo	47

Fig. 3.9: Aplicação de carregamento na placa com uso do macaco hidráulico	49
Fig. 4.1: Curva Tensão x Recalque dos ensaios realizados em campo	51
Fig. 4.2: Perfis SPT do campo experimental – Fonte: GUIMARÃES (2002).	52
Fig. 4.3: Planta de Cargas do edifício referência – (Fonte: KALI ENGENHARIA)	53
Fig. 4.4: Curva Tensão Recalque – Solo Natural – Extrapolação para placa de 80cm	54
Fig. 4.5: Curvas obtidas com a equação de Van der Veen – Solo Natural	55
Fig. 4.6: Obtenção dos coeficientes “a” e “b”.	55
Fig. 4.7 Curva Tensão Recalque – Solo Natural – Extrapolação para a Fundação.	56
Fig. 4.8: Modelo da prova de carga em placa de 30 cm sobre solo natural	58
Fig. 4.9: Regressão linear dos resultados obtidos no Plaxis 3D	59
Fig. 4.10: Bulbo de tensões da prova de Carga simulada em solo natural-PLAXIS 3D.	59
Fig. 4.11: Curva Tensão Recalque – Inundado – Extrapolação para placa de 80 cm.	60
Fig. 4.12: Curva Tensão Recalque – Solo Reforçado – Extrapolação para placa de 80cm.	61
Fig. 4.13: Curvas obtidas com a equação de Van der Veen – Solo Reforçado	62
Fig. 4.14: Modelo da prova de carga em placa de 30 cm sobre solo com RCD	63
Fig. 4.15: Regressão Linear dos resultados obtidos no Software – Solo Reforçado	64
Fig. 4.16: Bulbo de tensões da prova de Carga simulada em solo reforçado-PLAXIS 3D.	64
Fig. 4.17: Fundação Radier sobre camada de solo natural.	66
Fig. 4.18: Deslocamentos totais no solo natural – Com Radier	67
Fig. 4.19: Deslocamentos totais no solo natural – Sem Radier	67
Fig. 4.20: Corte indicando os deslocamentos totais no Plano Z-Y – Solo natural	68
Fig. 4.21: Corte indicando as deformações no Plano Z-X – Solo Natural	68
Fig. 4.22: Distribuição das tensões verticais – Solo Natural	69
Fig. 4.23: Corte indicando as tensões verticais no Plano Z-Y– Solo Natural	69
Fig. 4.24: Corte indicando as tensões verticais no Plano Z-X– Solo Natural	70
Fig. 4.25: Tensões verticais imediatamente abaixo da fundação – Solo Natural	70
Fig. 4.26: Fundação Radier sobre camada de solo reforçado.	71
Fig. 4.27: Deslocamentos totais no solo – Com Radier – Solo reforçado	71
Fig. 4.28: Deslocamentos totais no solo – Sem Radier – Solo reforçado	72
Fig. 4.29: Corte indicando os deslocamentos totais no Plano Z-Y – Solo reforçado	72
Fig. 4.30: Corte indicando os deslocamentos totais no Plano Z-X – Solo reforçado	73

Fig. 4.31: Distribuição das tensões verticais – Solo reforçado	74
Fig. 4.32: Corte indicando as tensões verticais no Plano Z-Y– Solo reforçado	74
Fig. 4.33: Corte indicando as tensões verticais no Plano Z-X– Solo reforçado	75
Fig. 4.34: Tensões verticais imediatamente abaixo da fundação – Solo reforçado	75
Fig. 4.35: Tensões verticais na profundidade de -1,001 metros – Solo reforçado	76

LISTA DE SÍMBOLOS

B	Largura da Fundação
b	Largura da Faixa de Influência da Linha de Colunas
c	Coesão do Solo
D	Rigidez à Flexão da Placa
Dadm	Deflexão Admissível de Projeto
Dp	Deflexão de Projeto
Ec	Módulo de Young
Ecl	Rigidez à Flexão da Faixa
EI	Rigidez à Flexão da Fundação
Es	Módulo de Elasticidade do Solo
F	Força Aplicada
Iw	Fator de Influência da Forma e Rigidez da Fundação
k	Constante de mola
l	Espaçamento entre colunas
kv	Coefficiente de Recalque Vertical
L	Raio de Influência do Pilar
MEF	Método dos Elementos Finitos
Mr	Momento Radial
Mt	Momento Torçor
Mx	Momento Fletor em Relação ao Eixo X
My	Momento Fletor em Relação ao Eixo Y
P	Carregamento do Pilar
qu	Resistência à Compressão Simples
r	Distância do Ponto de Referência ao Ponto de Aplicação de Carga
RCD	Resíduos de Construção e Demolição
SPT	Standard Penetration Test
t	Espessura da Placa
v	Coefficiente de Poisson
w	Deformação da Placa
Wótimo	Umidade Ótima
x	Deformação da Mola
γ	Peso Específico do Solo

$\gamma_{d_{\text{máx}}}$

Δ

θ

σ

σ_{adm}

Φ

Peso Específico Aparente Seco Máximo

Deformação do Solo

Ângulação até o ponto de aplicação de carga

Tensão Aplicada no Solo

Tensão Admissível do Solo

Ângulo de atrito

1 INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

GRO BRUNDTLAND (1987), em seu livro *Our Common Future*, define desenvolvimento sustentável como sendo: “Desenvolvimento que atende às necessidades da geração atual do presente sem comprometer a capacidade de gerações futuras atenderem suas próprias necessidades”.

Ainda segundo a autora, o conceito de sustentabilidade se baseia no princípio de utilização de recursos naturais e preservação do meio ambiente de modo que gerações futuras possam usufruir destes do mesmo modo que nós (BRUNDTLAND, 1987).

De acordo com SPADOTTO (2011), toda nova edificação ou obra de construção civil gera uma modificação do espaço, causando impactos no meio onde é executada, sejam estes impactos ambientais, sociais ou econômicos.

Um dos principais impactos ambientais decorrentes das atividades da construção civil é a produção de resíduos, definido segundo a resolução nº 307 do CONAMA (Conselho Nacional do Meio Ambiente) como sendo os resíduos provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil (CONAMA, 2002).

A produção de resíduos de construção civil (RCD) é medida anualmente pela Associação Brasileira de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE). Em 2013 e 2014, foram produzidos no Brasil respectivamente aproximadamente 42,8 e 44,6 milhões de toneladas de RCD (ABRELPE, 2015), e em 2015 foram produzidos 45 milhões de toneladas (ABRELPE, 2016)

A resolução nº 307 e 448 do CONAMA estabelecem as diretrizes para dispor a produção dos municípios de RCD, por meio de aterros, reciclagem ou segundo normas técnicas específicas (CONAMA, 2012). Porém a necessidade de alocar espaços para aterros contraria preceitos de sustentabilidade, pois um espaço está perdendo uso futuro por armazenar dejetos oriundos da construção civil.

A motivação principal deste trabalho encontra-se nos conceitos de sustentabilidade, buscando um uso alternativo para o RCD produzido de modo a emprega-lo de maneiras benéficas para a sociedade, em lugar de alocar terrenos exclusivamente para sua disposição.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

Buscando expandir o conhecimento existente sobre uso de RCD em solos reforçados para fundações, o presente trabalho procura analisar as alterações causadas na capacidade de carga do maciço de fundação pela adição de RCD em solos, e se tais alterações minimizam deformações causadas por tensões oriundas de fundações rasas, com foco específico para fundações tipo radier.

1.2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

A metodologia proposta neste trabalho é analisar literaturas existentes sobre solos com adição de RCD e avaliar por meio de ensaios de placa e modelagem numérica em software de elementos finitos o desempenho deste reforço para uma estrutura de referência.

1.2.3 ESCOPO DA MONOGRAFIA

O presente trabalho é dividido em seis capítulos, o primeiro consiste da motivação e objetivo da pesquisa. O segundo capítulo possui a Revisão Bibliográfica, onde analisa-se a literatura existente sobre os parâmetros geotécnicos e estruturais envolvidos no dimensionamento de fundações radier, e literatura existente sobre aplicação de solos reforçados com RCD.

O terceiro capítulo apresenta os materiais e metodologia dos ensaios de prova de carga realizados em campo. O quarto capítulo consiste na interpretação das curvas tensão-recalque obtidas e definição de parâmetros necessários para a modelagem no software PLAXIS 3D.

O quinto capítulo apresenta a modelagem realizada no software PLAXIS 3D dos parâmetros obtidos em campo, com carregamento de uma fundação referência fornecida pela empresa KALI Engenharia, analisando as tensões e deformações no solo para os casos de solo natural e com camada de reforço com RCD. Finalmente o sexto capítulo apresenta as principais conclusões oriundas do estudo realizado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÃO RADIER

2.1.1 DEFINIÇÃO

BOWLES (1996) define fundações radier como sendo extensas lajes de concreto armado utilizadas como interface entre um ou vários pilares e o solo, distribuindo as tensões sobre toda a extensão da fundação, minimizando recalques. Ainda de acordo com o autor, uma fundação radier pode captar todos os pilares do edifício, porém isso não é obrigatório.

De acordo com a *AMERICAN CONCRETE INSTITUTE* (ACI, 2002), para uma fundação ser considerada um radier ela deve cobrir 75% da área do edifício, abaixo disto é considerada uma sapata associada, uma sapata que capta múltiplos pilares. TERZAGHI E PECK (1948) consideraram que o radier deve englobar toda a projeção do edifício, enquanto para BOWLES (1996), basta 50% da projeção.

A norma brasileira de fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2010), não estabelece uma distinção clara entre sapatas associadas e radier, definindo apenas como: “elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos” (ABNT, 2010). Ao não fazer uma distinção explícita essa norma da ABNT considera como radier a fundação superficial envolvendo parte significativa do pilares de uma estrutura. A figura 2.1 mostra diversos tipos de fundação radier:

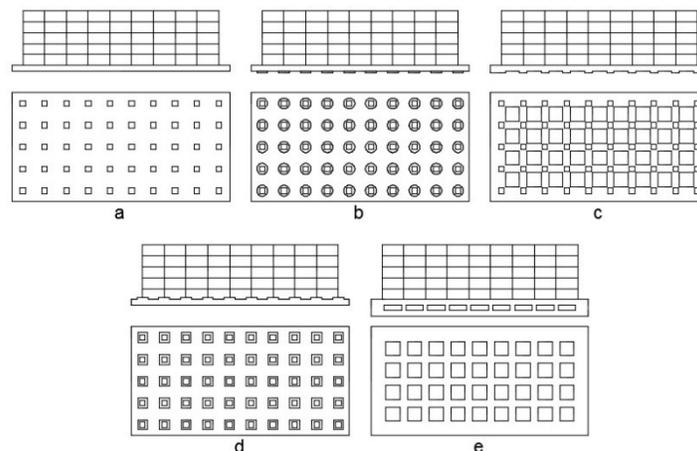


Fig. 2.1: Tipos diferentes de fundações radier. a) Radier Liso; b) Radier com reforço sob pilares; c) Radier Nervurado; d) Radier com Pedestais; e) Radier Caixaão

2.1.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO RADIER

De acordo com BRAJA (2010), fundações radier distribuem cargas sobre a maior área possível, e a rigidez da estrutura reduz recalques diferenciais. BOWLES (1996) lista a vantagem de atuarem, para fundações abaixo do lençol freático, como uma barreira para a água, além de tolerar recalques maiores que outras fundações rasas. TERZAGHI (1948) considera um recalque de 25mm razoável para sapatas e 50mm para radiers

De um ponto de vista executivo, a fundação radier possui grande vantagem por sua agilidade de execução (PINI, 2011). O preparo da fôrma e armação da estrutura é menor comparado ao de diversas sapatas e estacas, conforme figura 2.2, permitindo uma redução no tempo de execução. Cabe lembrar, no entanto, que embora esse estudo trate apenas do radier liso, existem ainda o radier estaqueado e o protendido.



Fig. 2.2: Execução de Fundação Radier em Brasília. (Fonte: KALI ENGENHARIA)

Em contrapartida, TEIXEIRA E GODOY (2008) afirmam que fundações radier não são empregadas com maior frequência no Brasil devido a suas grandes proporções. O volume de concreto envolvido na concretagem é elevado, o que dificulta sua execução em ambientes urbanos, como a figura 2.3 ilustra. Por ser uma concretagem de grande volume, surgem considerações importantes sobre retração, necessitando de cura planejada ou a utilização de materiais adicionais no concreto, como fibras de propileno, para evitar fissuras (NEVILLE, 2011).

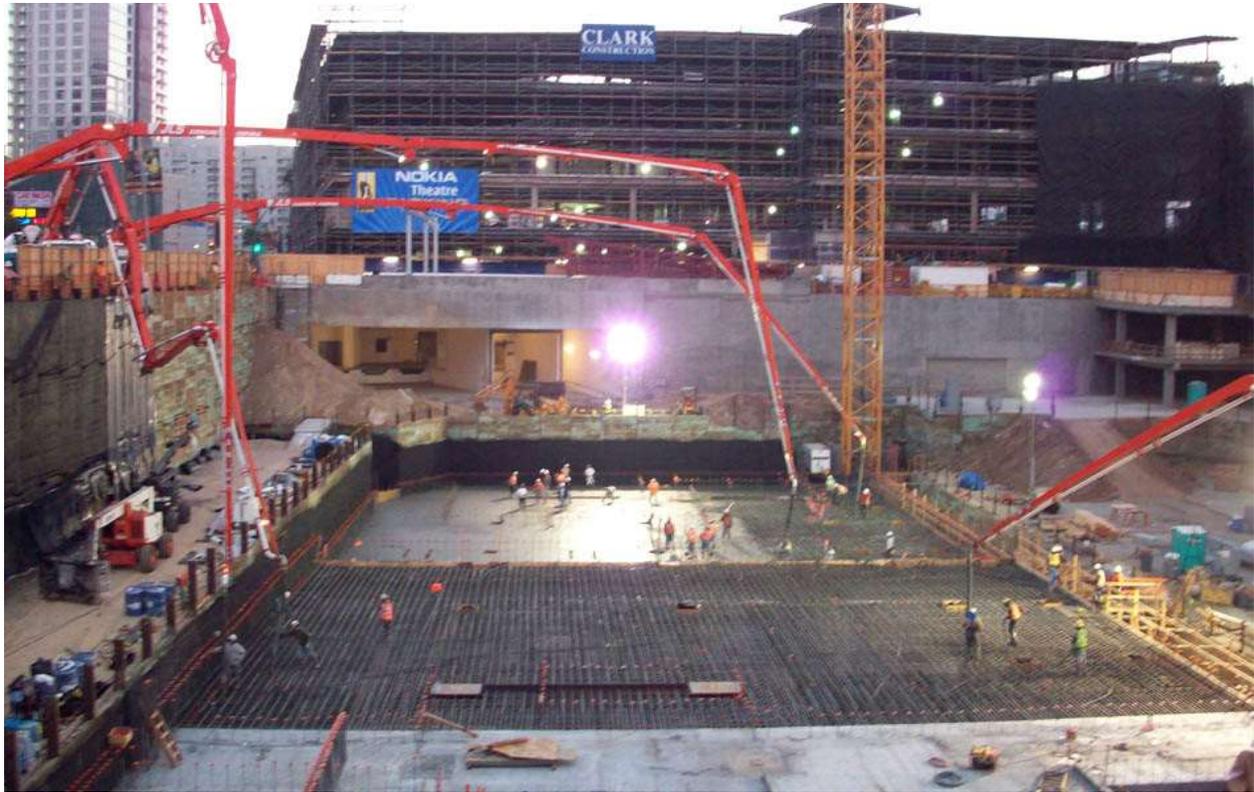


Fig. 2.3: Concretagem de fundação Radier. (Fonte <http://www.largoconcrete.com/>)

De acordo com ALMEIDA (2001), a pouca utilização de radier no mercado de construção Brasileiro leva à uma pequena disseminação de práticas construtivas e recomendações, que poderiam evitar problemas executivos, como condições não uniformes de apoio e retração excessiva do concreto por cura insuficiente.

Apesar disto, a utilização de fundações radier aumentou com a expansão de programas de habitação popular, como o programa “Minha casa minha vida” (BRANDI, 2004). As características vantajosas em termos de tempo de execução e baixo custo tornaram o radier uma alternativa atraente para programas de habitação populares.

2.1.3 CRITÉRIOS GEOTÉCNICOS DE DIMENSIONAMENTO

Segundo BOWLES (1996), a fundação de um edifício tem como função transmitir os carregamentos da superestrutura para o solo (ou rocha), evitando que deformações excessivas ocorram. Para tal, o autor citou passos a serem seguidos no dimensionamento de qualquer fundação:

- Localizar os pontos de aplicação de carga e suas intensidades.
- Inspeccionar fisicamente o local, de modo a estabelecer as condições do terreno.
- Estabelecer o programa de investigação do solo.
- Definir parâmetros de dimensionamento com os resultados das investigações de campo.
- Dimensionar a fundação segundo os parâmetros definidos.

De acordo com ATKINSON (2014), o perfil geotécnico do solo pode ser analisado por meio de ensaios como o SPT (*standard penetration test*) e o CPT (*cone penetration test*). A partir dos resultados destes ensaios, e também de amostras deformadas ou indeformadas retiradas do campo, as propriedades geotécnicas do solo como peso específico, coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade podem ser obtidas.

O ensaio SPT, regido pela norma NBR 6484 (ABNT, 2001), consiste na aplicação de golpes percutivos ao solo. Um peso padronizado é içado por meio de um tripé metálico e solto a partir de uma altura também padronizada. A cada metro de penetração, mede-se o número de golpes necessários para adentrar os primeiros 45 cm do solo, em intervalos de 15 cm. Chama-se a soma dos golpes dos últimos 30 cm de N_{spt} (ATKINSON, 2014).

O CPT, regido pela norma NBR 12069 (ABNT, 1991), consiste em penetrar o solo continuamente com um cone metálico, medindo-se a resistência imposta ao cone em relação à profundidade que se encontra (DAY, 2010).

Conhecido o perfil do solo a partir dos ensaios SPT e CPT, novos ensaios podem ser solicitados para a obtenção de parâmetros geotécnicos do solo, ou correlações com os valores de SPT e CPT podem ser utilizados para estima-los, diminuindo os gastos envolvidos (BOWLES, 1996). Os parâmetros geotécnicos de interesse para dimensionar fundações rasas são:

2.1.3.1 Resistência ao cisalhamento

De acordo com BHUDU (2011), o ângulo de atrito do solo (ϕ), dado em graus, é a medida de resistência do solo devido ao atrito, considerado pelo autor como um parâmetro fundamental do solo. Este parâmetro é utilizado principalmente na modelagem das forças atuantes no solo, segundo forças cisalhantes e normais, por meio de modelos de ruptura como o Mohr-Coulomb.

O ângulo de atrito pode ser medido diretamente de amostras de campo, deformadas ou indeformadas, é a partir do ensaio de cisalhamento direto, regido pela ASTM D3080 (ASTM, 2011), ou a partir de correlações com os ensaios CPT e SPT (ATKINSON, 2011)

BHUDU (2011) define coesão, dada em kN/m^2 , como sendo uma resistência aparente ao cisalhamento, uma soma de efeitos intermoleculares, tensões capilares e cimentação. Os efeitos intermoleculares são decorrentes das forças de atração entre as partículas do solo. Tensões capilares decorrem de forças de sucção no solo (poro pressão negativa), e forças cimentícias são decorrentes de compostos como Carbonato de Cálcio (CaCO_3), criando estruturas cristalinas na estrutura do solo.

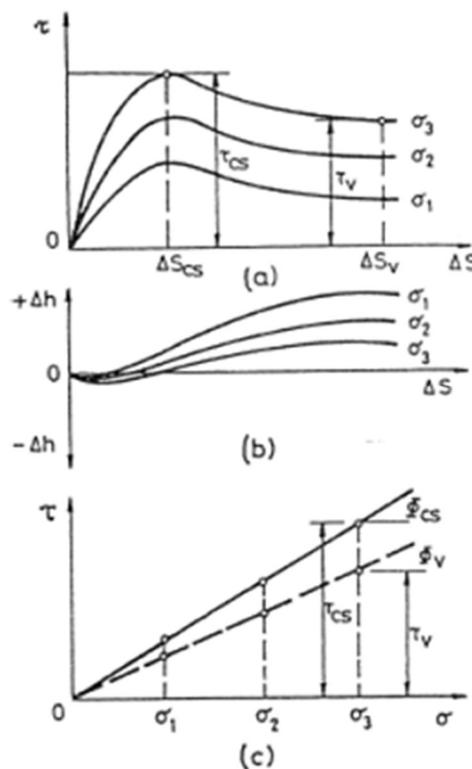


Fig. 2.4: Resultados de ensaios de cisalhamento – (Fonte: <http://www.tankonyvtar.hu>)

Ambos o ângulo de atrito do solo (ϕ) e a coesão (c) podem ser medidos diretamente a partir de ensaios de laboratório, como o ensaio de cisalhamento direto e o triaxial (ATKINSON, 2011). O ensaio de cisalhamento consiste na aplicação simultânea de uma tensão normal (σ_n) constante e sucessivos incrementos de tensão cisalhante (τ) à uma amostra de solo, medindo-se o deslocamento horizontal (Δh) e vertical (Δv) em cada etapa, as curvas resultantes do ensaio são ilustradas na figura 2.4.

De acordo com a ASTM D3080 (ASTM, 2011), a realização de múltiplos ensaios com tensões normais (σ_n), possibilitam traçar uma curva relacionando a tensão cisalhante máxima da amostra com a tensão normal. Aplicando-se a equação de Coulomb (Equação 1), obtêm-se o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c) do solo.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{Eq. 1})$$

2.1.3.2 Parâmetros Elásticos

Segundo BHUDU (2011), ao carregar-se um corpo de prova cilíndrico em etapas sucessivas ($\Delta\sigma$), sua altura (H_0) e raio (r_0) sofrerão alterações de Δh e Δr , como demonstrados nas equações 2 e 3. O módulo de elasticidade (E) é um parâmetro de rigidez do material, dado pela relação entre o carregamento axial (σ) exercido e a deformação longitudinal (ϵ_z) resultante (Equação 4).

Similarmente, o raio do cilindro sofrerá deformações em suas dimensões. A correlação existente entre a deformação longitudinal (ϵ_z) e deformação radial (ϵ_r) recebe a denominação de coeficiente de poisson (ν) (BHUDU, 2011) (Equação 5).

$$\epsilon_z = \frac{\Delta h}{H_0} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$\epsilon_r = \frac{\Delta r}{r_0} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\nu = \frac{-\varepsilon_r}{\varepsilon_z} \quad (\text{Eq. 5})$$

A figura 2.8 ilustra a plotagem da tensão(σ) imposta sobre um material e as deformações (ε) resultantes desta ação:

Materiais que sofrem a mesma deformação independente da tensão a que são submetidos, como a curva O-A na figura 2.5 possuem comportamento linear-elástico. A curva O-B mostra o caso de um material em que as deformações são diferentes à medida que a tensão aumenta, demonstrando um material não-linear elástico (BHUDU, 2011). A partir da curva O-B, pode-se obter os valores dos seguintes módulos:

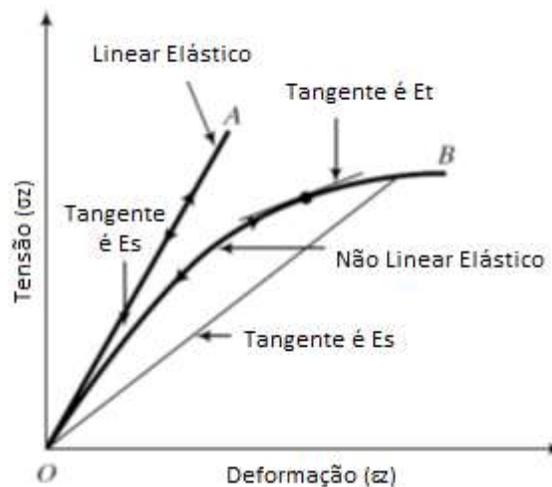


Fig. 2.5: Curvas tensão deformação linear e não linear – (Fonte: Traduzido de BHUDU, 2011, p136.)

- Módulo de Elasticidade Tangencial (E): Tangente na origem da curva.
- Módulo de Elasticidade Tangente (Et): Tangente em um ponto específico na curva.
- Módulo de Elasticidade Secante (Es): Inclinação entre um ponto da curva e a origem.

De acordo com BHUDU (2011), os módulos tangente (E_t) e secante (E_s) não são constantes, diminuindo a medida que o carregamento aumenta. O autor cita que há casos onde se opta por utilizar o módulo secante na tensão máxima da curva, e em outros utilizar o módulo tangente em uma porcentagem específica da tensão máxima.

Ao se descarregar materiais perfeitamente elásticos que estão sujeitos a um carregamento, suas dimensões retornam aos valores originais sem sofrer alteração, porém materiais como solos são elastoplásticos, sofrendo deformações permanentes ao serem carregados (BHUDU, 2011), conforme mostra a figura 2.6:

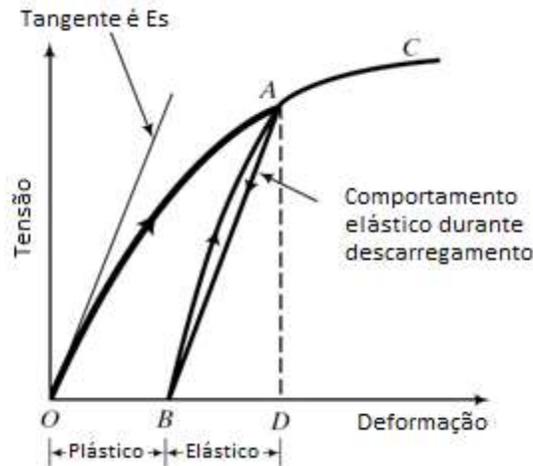


Fig. 2.6: Curva tensão deformação idealizada de material elastoplástico (Fonte: Traduzido de BHUDU, 2011, p137.)

O valor do módulo de Elasticidade pode ser obtido diretamente por meio de ensaios triaxiais ou indiretamente por meio de ensaios edométricos (BOWELS, 1996), regidos pela norma MB 3336. Há também correlações com provas de carga utilizando equações desenvolvidas por TIMONSHENKO (1951).

2.1.3.3 Peso Específico Aparente (γ)

De acordo com BOWLES (1996), o peso específico (γ) de um solo é o peso do material (unidade de força, geralmente kN), em um metro cúbico de volume. Ainda segundo o autor, este parâmetro pode variar em função do índice de vazios (e), e a presença de água nos poros.

É importante conhecer o peso específico das diferentes camadas do solo em um terreno estudado para melhor compreender o estado de tensões em função da profundidade do solo (ATKINSON, 2014).

A determinação deste parâmetro pode ser feita diretamente por meio de ensaio de determinação da massa específica, regida pela norma NBR 6508 (ABNT, 1984). O peso específico é o produto da massa específica (unidade de massa por volume) e da gravidade (g) (ATKINSON, 2014).

2.1.3.4 Tensão Admissível do Solo (σ_{adm})

A tensão máxima a qual um solo pode ser seguramente submetido, sem a ocorrência de rupturas por cisalhamento ou recalques excessivos, é a tensão admissível (σ_{adm}) (BOWLES, 1996).

Diferentemente dos outros parâmetros definidos até agora, este parâmetro é dependente do tipo de estrutura de fundação a ser projetada. Segundo Bowles (1996), a tensão admissível do solo pode ser definida aplicando um fator de segurança à tensão de ruptura, ou adotando-se uma tensão com base em um recalque máximo admissível.

TERZAGHI (1948) ressalta a importância em analisar os recalques causados no solo. Uma fundação recalcando por igual em toda sua extensão apresentaria poucos problemas, porém se ocorrer recalques distorcionais, a superestrutura do edifício pode ser comprometida.

Para tipos diferentes de fundações rasas e profundas, diferentes modelos empíricos e científicos foram desenvolvidas ao longo dos anos, como os de TERZAGHI (1948), MEYRHOFF (1951) e HANSEN (1970). De um modo geral, todos analisam quais são os fatores que influem na resistência do solo e os fatores de carga sendo aplicado no solo, buscando tornar a estrutura da fundação tal que a relação entre ambos obedeça um fator de segurança, como a equação 6, proposta por TERZAGHI (1948) mostra:

$$\frac{\Sigma(\text{Fatores de Resistência do Solo})}{\Sigma(\text{Fatores de Carga do Solo})} = \text{Fator de Segurança} \quad (\text{Eq. 6})$$

Segundo BOWLES (1996), uma maneira que a tensão admissível em fundações radier pode ser calculada é por meio da equação 7, desenvolvida por TERZAGHI (1943):

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad N_q = \frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)} \quad (\text{Eq. 7})$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Onde:

q_{ult} = Tensão de Ruptura (ou Tensão Limite) (kPa).

c = Coesão do Solo (kPa).

N_c , N_q e N_γ = Fator de Capacidade da fundação.

s_c = Fator de forma da fundação influenciando a coesão do solo (circular, quadrada ou contínua).

s_γ = Fator de forma da fundação (circular, quadrada ou contínua).

\bar{q} = Tensão exercida pelo solo na profundidade da Fundação (kPa).

γ = Peso Específico do Solo (kN/m³).

B = Largura da Fundação (m).

ϕ = Ângulo de Atrito do Solo.

$K_{p\gamma}$ = Coeficiente desenvolvido para correlacionar os valores de N_c , N_q , N_γ e ϕ , obtido por meio de gráficos apresentados por TERZAGHI (1943).

Há outros métodos que podem ser utilizados para definir a tensão admissível da fundação radier, como por meio de pressiômetros instalados *in-situ*, modelagem numérica do solo e fundação com parâmetros obtidos por ensaios de campo (BOWLES, 1996) ou por ensaios de placa.

2.1.4 CRITÉRIOS ESTRUTURAIS DE DIMENSIONAMENTO

O estudo da interação solo-estrutura é fundamental para o controle dos recalques que ocorrerão ao longo da vida útil da estrutura, para tal, pesquisadores como WINKLER (1867) buscaram modelar o solo de modo a simular suas respostas à carregamento, ilustrado na Figura 2.7.

WINKLER (1867) propôs tratar o solo como uma série de molas, comparando os recalques à deformação causada por forças em molas. A rigidez das molas equivalentes do solo recebeu a denominação de coeficiente de reação vertical (k_v) do solo, e passou a ser um importante fator no dimensionamento estrutural de fundações rasas (TERZAGHI, 1955).

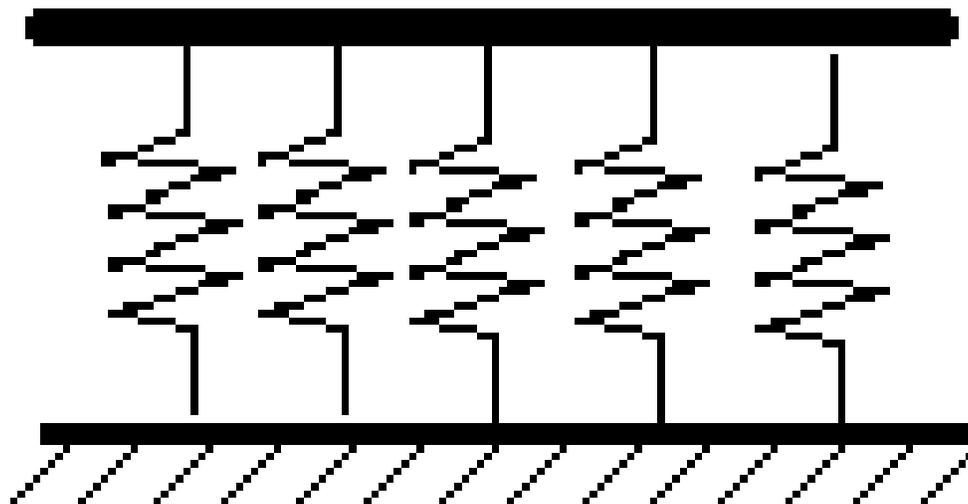


Fig. 2.7: Modelo de Winkler

Cabe ressaltar que o coeficiente de reação vertical do solo (k_v) não é um parâmetro geotécnico, e sim uma aproximação do comportamento do solo em resposta à carregamentos. Qual valor de k_v será adotado para o dimensionamento estrutural deve ser analisado cuidadosamente, considerando as dimensões da fundação e a profundidade do bulbo de tensões resultante dos carregamentos (Terzaghi, 1955).

VELOSO e LOPES (2012) ressaltam a importância da utilização de um coeficiente de recalque representativo do solo para a fundação a ser dimensionada. Os esforços na fundação são provenientes do carregamento da própria superestrutura e dos esforços resultantes no solo, a armação e espessura da fundação sendo definidas em função de ambos.

O valor de kv pode ser determinado, à priori, de três maneiras distintas:

2.1.4.1 – Tabelas com Valores Típicos

Pesquisadores buscaram obter valores padronizados para o kv de solos diferentes e os apresentaram em seus resultados, TERZAGHI (1955), BARKAN (1962), SUBRAMANIAN (2008) e resultados do BETON-KALENDER (1962) são exemplos de estudos que levantaram margens de valores para diferentes tipos de solo, seus resultados apresentados na tabela 2.1 no Apêndice AI.

TERZAGHI (1955) ressaltou que o uso de valores de kv é eficaz em caráter estimativo, sendo mais adequado realizar ensaios *in-situ* e obter o kv de onde a fundação será executada. Ainda assim, os valores tabelados são muito úteis como para estimativas a serem utilizadas em pré-dimensionamento.

2.1.4.2 – Calculado por meio de correlações com propriedades elásticas do solo

Diversos pesquisadores como BIOT (1937), VESIC (1961), MEYERHOF E BAIKE (1965) e BOWLES (1996) buscaram incorporar parâmetros elásticos do solo, como o Módulo de Elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν), além das dimensões e rigidez da fundação à ser executado. A Tabela 2.2 demonstra as formulações desenvolvidas por outros autores:

Tab. 2.2 – Fórmulas para Obtenção do kv

Autor	Ano	Equação
Biot	1937	$kv = 0,95E/B(1 - v^2) [(B^4 E)/((1 - v^2)EI)]^{0,108}$
Vesic	1961	$kv = \frac{0,65E}{B(1 - v^2)} \sqrt[12]{\frac{EB^4}{EI}}$
Meyerhof e Baike	1965	$kv = \frac{E}{B(1 - v^2)}$
Selvadurai	1984	$kv = \frac{0,65E}{B(1 - v^2)}$
Bowles	1996	$kv = \frac{E}{B(1 - v^2)m * Is * If}$

kv = Coeficiente de Recalque da fundação.

kv1 = Coeficiente de Recalque de uma placa quadrada de 1x1 pés.

B = Largura da Fundação.

σ = Tensão aplicada no solo.

r = Recalque medido na aplicação da tensão do solo.

E = Módulo de Elasticidade.

EI = Rigidez à flexão da estrutura.

v = Coeficiente de Poisson

m = Coeficiente de local.

Is e If = Fatores de influência dependentes do formato da estrutura.

2.1.4.3 – Provas de Carga (Ensaio de Placa)

A partir dos resultados de provas de carga em placa, pode-se estimar o valor do kv para o solo ensaiado (TERZAGHI, 1955). Visando uma compreensão melhor de como é feito a interpretação dos resultados de ensaios de placa, a seção seguinte deste trabalho analisa a fundo as características deste ensaio e seus resultados.

2.2 ENSAIOS DE PLACA

2.2.1 DEFINIÇÃO

ALONSO (2003) define que a capacidade de carga contra ruptura de uma fundação corresponde ao menor valor dentre; resistência do elemento estrutural que compõe a fundação e a resistência do solo que lhe suporta. Assim, torna-se fundamental conhecer os parâmetros de resistência do solo, além de como este comporta-se sob a ação de carregamentos contínuos.

Provas de carga permitem medir diretamente a compressibilidade do solo, além de possibilitar estimativas da capacidade de carga (ELSAMEE, 2013). Uma maneira encontrada de analisar a resposta do solo ao ser carregado foi o desenvolvimento destes ensaios, onde se carrega progressivamente o solo, medindo as deformações causadas pela aplicação de carga ao longo do tempo.

O ensaio de prova de carga estática pode ser executado tanto para fundações profundas, regido pela NBR-12131 “Estacas – Prova de carga estática” (ABNT, 2006), como para fundações rasas, regida pela NBR 6489 “Prova de carga direta sobre terreno de fundação” (ABNT, 1984), ilustrado na Figura 2.8. O procedimento executivo é diferente em ambos os casos, porém o princípio é o mesmo, um elemento estrutural em contato com o solo é carregado progressivamente, e suas deformações são medidas.

No intuito de analisar as características de interesse para fundações tipo radier, fundação rasa, a metodologia encontrada na NBR 6489 será abordada e analisada.



Fig. 2.8: Montagem de Prova de Carga – (Fonte: KALI ENGENHARIA)

A NBR 6489 (ABNT, 1984) especifica que o carregamento aplicado ao solo deve ser realizado por meio de placa metálica, ou estrutura de concreto armado rígida, cuja área deve ser superior a 0,5m². A norma não especifica o formato da placa, podendo ser circular ou de outra forma. Comparativamente, a ASTM D1194 “*Standard test method for bearing capacity for static load and spread footings*” (ASTM, 1994), contempla placas circulares com diâmetro entre 305 e 762mm, e placas quadradas de área equivalente.

Segundo a NBR 6489 (ABNT, 1984), estima-se inicialmente a carga máxima que o solo suportará, passando-se então à fase de aplicação de cargas sucessivas, em intervalos de no máximo 20% da capacidade de carga máxima estimada. Para cada estágio de carga mede-se por meio de defletômetros os deslocamentos verticais da placa ao longo do tempo. Caso a ruptura do solo não seja atingida, a carga máxima deve ser mantida por 12 horas, e em seguida procede-se ao descarregamento em etapas de 25% da carga máxima aplicada. O resultado de uma prova de carga em placa é uma curva Tensão x Recalque, como a da Figura 2.9, obtida a partir leitura da deformação estabilizada do solo em cada etapa de carregamento.

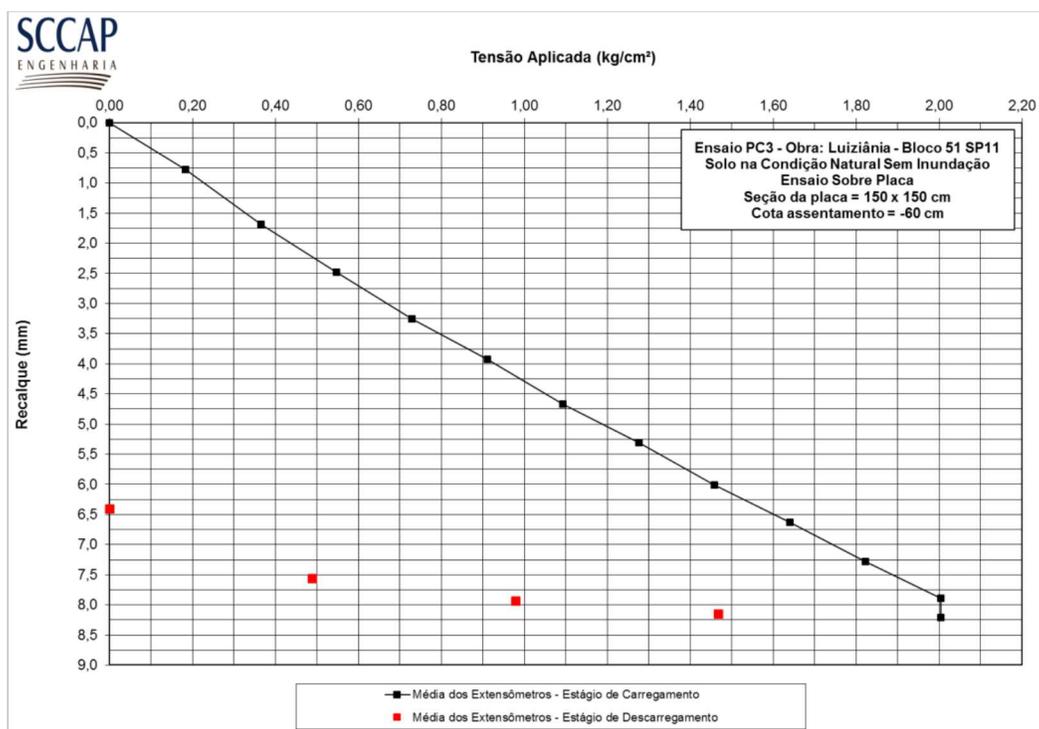


Fig. 2.9: Curva Tensão x Recalque – (Fonte: KALI ENGENHARIA)

2.2.2 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

2.2.2.1 Fator Escala

De acordo com BOWLES (1996), a tensão admissível do solo é necessária para dimensionar o radier de modo a evitar falhas profundas por cisalhamento e colapso vertical do solo. Além disso, os métodos descritos pelo autor para o dimensionamento estrutural da fundação são embasados na hipótese de WINKLER (1987), tornando o k_v necessário também.

A priori então, uma prova de carga forneceria parâmetros suficientes para o dimensionamento de uma fundação em radier. No entanto, as dimensões dos elementos ensaiados em uma prova de carga são consideravelmente inferiores à fundação a ser executada. Tanto no caso da NBR 6489 (ABNT, 1984) como da ASTM D1194 (ASTM, 1994), as áreas das placas são inferiores a 1m^2 , enquanto a área de uma fundação radier pode chegar a ser de dezenas a centenas de metros quadrados.

A diferença na área dos elementos se torna importante devido à profundidade da influência dos carregamentos impostos sobre eles. Esta zona de influência de carregamento se chama bulbo de tensões (TERZAGHI, 1955), ilustrado na Figura 2.10, onde o bulbo “a” representa a profundidade do bulbo de uma placa, e o bulbo “b” o de uma fundação. Terzaghi ainda afirmou que independente do diâmetro da placa utilizada para provas de carga, seus resultados analisam uma profundidade inferior ao dobro de sua largura ou diâmetro.

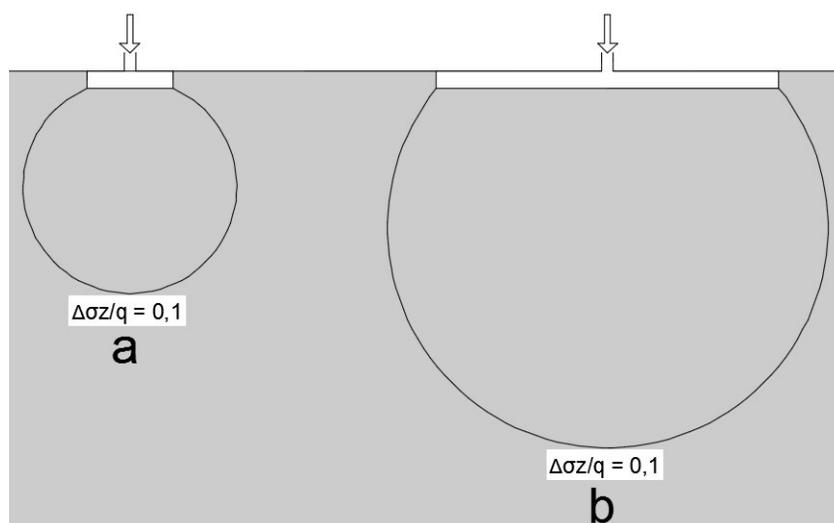


Fig. 2.10: Ilustração do efeito escala.

Autores contemporâneos como POULOS e DAVIS (1974) analisaram com maior precisão matemática os bulbos de tensões em vários casos, e encontraram resultados similares ao de Terzaghi, onde para placas circulares carregadas, as principais tensões causadas estão na faixa de uma vez e meia a duas vezes o diâmetro da placa.

Visando extrapolar os resultados de placas menores para as extensas áreas das fundações a serem executadas, correlações entre os bulbos de tensões de provas de carga e das fundações foram pesquisadas. TERZAGHI (1955) desenvolveu a equação 8 para areias e argilas moles:

$$kv = kv1 * \left(\frac{B+1}{2B}\right)^2 \quad (\text{Eq. 8})$$

Kv = Coeficiente de Recalque da fundação.

Kv1 = Coeficiente de Recalque de uma placa quadrada de 1x1 pés.

B = Largura da Fundação em pés.

ALONSO (2003), demonstrou a equação de Terzaghi em função dos recalques (Equação 9), ao invés dos coeficientes de recalque vertical e com largura de uma placa qualquer:

$$rf = rp * \left(\frac{2Bf}{Bf+B}\right)^2 \quad (\text{Eq. 9})$$

rf = recalque da fundação.

rp = recalque da placa.

Bf = Largura da Fundação.

Bp = Largura da placa.

TERZAGHI (1955) desenvolveu a Equação 10 para solos que apresentavam módulo de elasticidade relativamente constante com a sua profundidade, como argilas médias e rijas:

$$rf = rp * \left(\frac{Af}{Ap}\right) \quad (\text{Eq. 10})$$

Af = Área da Fundação.

Ap = Área da Placa.

Obtida a correlação entre os recalques do ensaio e da fundação real, obtêm-se uma segunda curva Tensão x Recalque, a qual teoricamente representará os recalques que a fundação apresentará ao ser carregada, conforme a Figura 2.11.

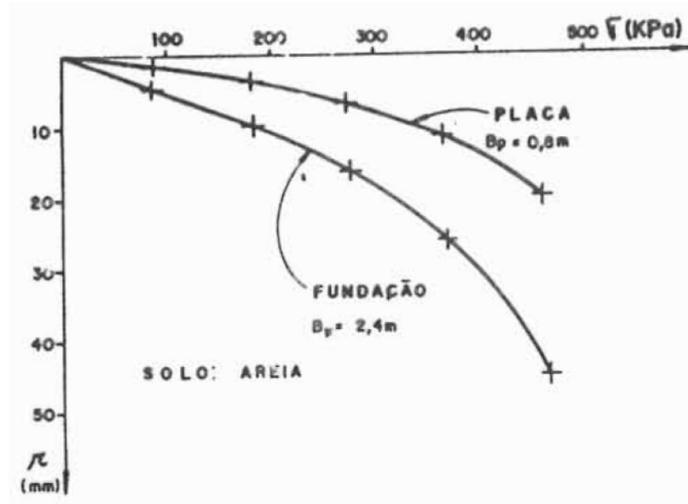


Fig. 2.11: Curva Tensão x Recalque de uma Placa e Fundação – (Fonte: ALONSO, 2003, p57)

2.2.2.2 Módulo de Elasticidade

A partir da curva tensão recalque, diversas propriedades do solo podem ser interpretadas (Veloso et Lopes, 2012). Dentre estas, o módulo de elasticidade pode ser determinado por meio das teorias de elasticidade elaboradas por TIMOSHENKO (1951):

$$E = \frac{\pi * \sigma * d}{4 * r} * (1 - \nu^2) \quad (\text{Eq. 11})$$

E = módulo de elasticidade do solo.

σ = Tensão aplicada no solo.

d = diâmetro da placa

r = recalque medido na aplicação da tensão ao solo.

ν = coeficiente de Poisson do solo.

Da equação 19, percebe-se que o módulo de elasticidade é uma função do carregamento aplicado ao solo, alterando com o estado de tensões. ALONSO (2013) afirma: “O módulo de elasticidade do solo (E) não é uma constante, pois depende também do nível de deformações, da velocidade de aplicação das cargas, da pressão confinante, etc.”.

2.2.2.3 Tensão de Ruptura e Tensão Admissível do Solo

Em provas de carga sobre placa, deve-se sempre buscar impor carregamento suficiente para causar a ruptura do solo, pois é a partir do conhecimento preciso da ruptura limite do solo que se pode adotar carregamentos seguros (ALONSO, 2003).

Não sendo possível levar o solo à ruptura, equações como a desenvolvida por VAN DER VEEN (1953) devem ser utilizadas para estimar qual seria a carga máxima que o solo suporta. A equação de Van der Veen é uma regressão da curva tensão x recalque obtida, permitindo se definir recalques além dos quais foram obtidos em campo, conforme a Figura 2.12.

$$\sigma = \sigma_r * (1 - e^{-\alpha * r}) \quad (\text{Eq. 12})$$

σ = Tensão aplicada no solo.

σ_r = Tensão de ruptura.

α = Coeficiente dependente da forma da curva.

r = recalque medido na aplicação da tensão do solo.

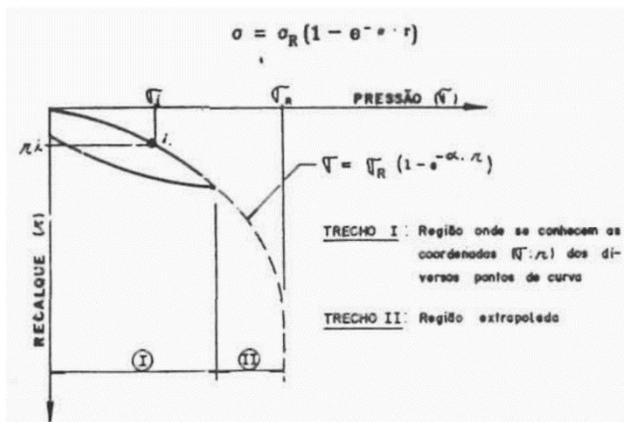


Fig. 2.12: Extrapolação de curva Tensão x Recalque com a equação de Van der Veen – (Fonte: ALONSO, 2003, p49)

Na equação de VAN DE VEEN (1953), a tensão aplicada ao solo (σ) e o recalque (r) são valores dos pontos na curva Tensão x Recalque, as incógnitas são a tensão de ruptura (σ_r) e o coeficiente de forma (α). A solução desta equação é obtida por meio de tentativas (ALONSO, 2003).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), a tensão admissível do solo (σ_{adm}) pode ser calculada segundo a tensão de ruptura do solo obtida na prova de carga (vide sua importância e necessidade de estimar quando não é encontrada) dividida por um coeficiente de segurança adequado, não inferior a 2.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \quad (\text{Eq. 13})$$

σ_{adm} = Tensão admissível.

σ_r = Tensão de Ruptura.

FS = Fator de Segurança.

Há também outras formas de se estabelecer a tensão admissível por métodos matemáticos como o de VAN DER VEEN (1953), o de CHIN (1970) e o de MAZURKIEWICZ (1972). De acordo com NUNES (1999), há também a possibilidade de definir a tensão admissível segundo um recalque específico. Normas construtivas como a NBR 6122 (ABNT, 2010) e o Código da cidade de Boston estipulam esta análise, o código Americano estabelece ainda que a tensão admissível segundo o ensaio de placa é a tensão no menor entre os dois seguintes resultados:

$$\sigma_{adm} \leq \sigma \text{ onde recalque} = 10\text{mm} \quad (\text{Eq. 14})$$

$$\sigma_{adm} \leq \sigma \text{ onde recalque} = \frac{25\text{mm}}{2} \quad (\text{Eq. 15})$$

2.2.2.4 Coeficiente de reação Vertical

Segundo TERZAGHI (1955), as teorias envolvendo coeficientes de reação vertical (k_v) e horizontal (k_h) do solo são baseadas em hipóteses simplificadores onde o solo obedece às leis de Hooke, e os valores dos coeficientes são iguais por toda a extensão do substrato.

Com o modelo desenvolvido por WINKLER (1867), onde o solo é interpretado como uma disposição de molas abaixo da estrutura, a relação entre a tensão aplicada (σ) e o recalque resultante (r) é o coeficiente de reação vertical (k_v), conforme a equação 16.

$$k_v = \frac{\sigma}{r} \quad (\text{Eq. 16})$$

k_v = Coeficiente de Recalque Vertical

σ = Tensão aplicada no solo.

r = recalque medido na aplicação da tensão do solo.

2.2.3 Provas de Carga com Inundação Prévia

De acordo com CINTRA (1998), o estudo de ensaios de placa com inundação foi desenvolvido para estudar o desempenho de fundações em solos colapsáveis. Segundo MENEGOTTO (2004), solos colapsáveis são caracterizados por uma elevada e repentina queda em seu volume quando um determinado teor de umidade e carga são atingidos.

Não há ainda um normativo específico para ensaios de placa em solos Inundados, no entanto, CINTRA (1998) recomenda que seja feito o ensaio de placa normalmente, ao se atingir a ruptura ou carga máxima, nomeado pelo autor de “Qu”, o solo deveria ser descarregado e recarregado para a tensão admissível, “Qa”.

Estabilizado o recalque, o solo deve ser inundado e verificado a ocorrência de colapso, “Qc”. Caso não ocorra colapso na tensão admissível, novos estágios de carregamento devem ser aplicados até atingir-se o colapso, segundo a Figura 2.13.

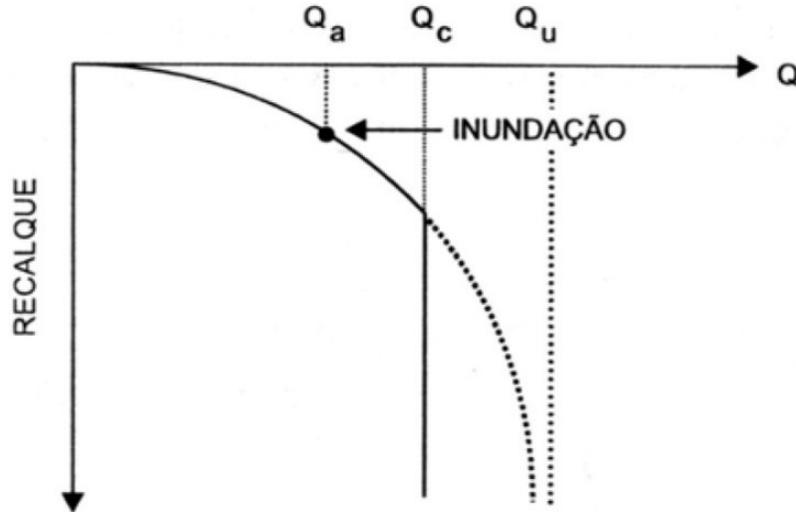


Fig. 2.13: Procedimento de Inundação após tensão admissível – (Fonte: CINTRA, 1998)

Segundo CINTRA (1998), o procedimento foi posteriormente alterado e o solo deve ser inundado durante 48 horas previamente ao segundo ensaio. Os resultados desta nova metodologia não demonstram o mesmo patamar de colapso repentino como previamente, mas a redução de capacidade de carga no solo ainda é evidente, como demonstrado na figura 2.14.

Essa técnica reproduz o ensaio duplo oedométrico de laboratório para avaliação da colapsividade do solo. O ensaio duplo oedométrico consiste na realização de um ensaio de adensamento com o solo em estado natural e um ensaio com o solo inundado. A diferença entre as duas curvas corresponde ao colapso.

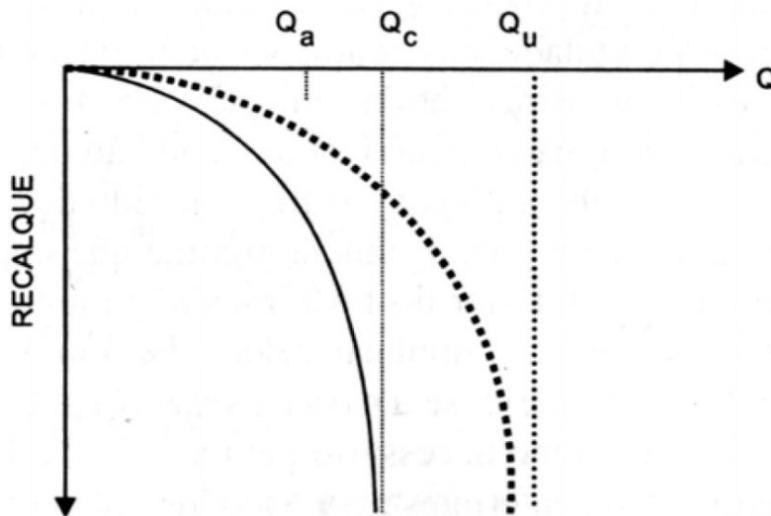


Fig. 2.14: Procedimento de Inundação prévia – (Fonte: CINTRA, 1998)

2.2.4 SOLOS COMPACTADOS

De acordo com BRAJA (2010), compactação do solo é o processo que objetiva aumentar a densidade do material, retirando o ar entre as partículas. Este processo aumenta o peso específico do solo e melhora as propriedades de resistência, reduzindo recalques.

CAMAPUM et al (2015) descreve a compactação como o aumento da densidade do solo, por meio da redução do ar entre as partículas de solo, de modo a melhorar o comportamento do solo para a aplicação à qual se destina.

A compactação do maciço de solo pode ser obtida por meio de aplicação de cargas mecânicas estáticas ou vibrações, reduzindo o espaço entre as partículas de solo e expulsando ar. A utilização de água durante a compactação causa uma maior acomodação entre as partículas, levando à uma redução maior no espaço entre elas. Aumentar a quantidade de água durante a compactação melhora os resultados até certo ponto, após um valor máximo de umidade a água começa a ocupar espaço que seria preenchido por partículas de solo, reduzindo o peso específico.

A umidade onde ocorre o maior peso específico aparente seco do solo chama-se de umidade ótima (BRAJA, 2010). O procedimento para obter este valor é executado segundo o ensaio de Proctor, regido no Brasil pela NBR 7182 (ABNT, 1986), A curva de compactação pode ser feita segundo níveis de energia distintos, o chamado normal sendo o menor, havendo também o intermediário e o modificado. O resultado do ensaio é a curva de compactação do solo, como a Figura 2.15 ilustra.

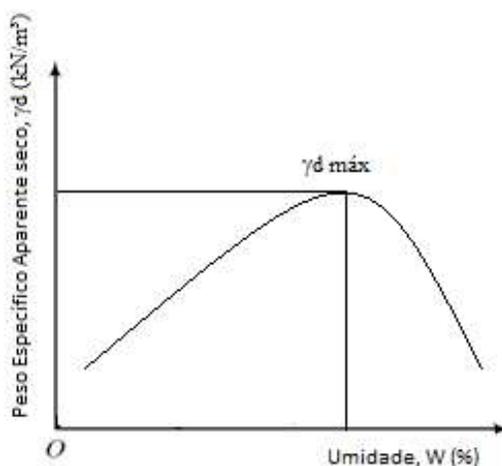


Fig. 2.15: Curva de Compactação

Segundo FERREIRA (2013), para reforços de fundações onde se adiciona materiais granulares ao solo, a homogeneização causa, antes da compactação da mistura uma redução drástica no peso específico do solo, aumentando consideravelmente o índice de vazios (e). Torna-se necessário neste caso compactar o solo reforçado, buscando aumentar o seu peso específico e melhorar ainda mais suas propriedades mecânicas.

Ensaio de placa sobre solos compactados geram resultados interessantes. Como dito anteriormente, a compactação reduz a ocorrência de recalques, por causar uma prévia acomodação das partículas do solo (BRAJA, 2010). Resultados obtidos no trabalho realizado por ARANTES (2014), Figura 2.16, encontraram melhoras significativas na curva tensão recalque em solos compactados. A tensão de ruptura da PC1 foi de pouco mais de 0,6 kgf/cm², enquanto na PC3 a tensão de ruptura foi de 2,6 kgf/cm², demonstrando um ganho significativo de resistência do solo,

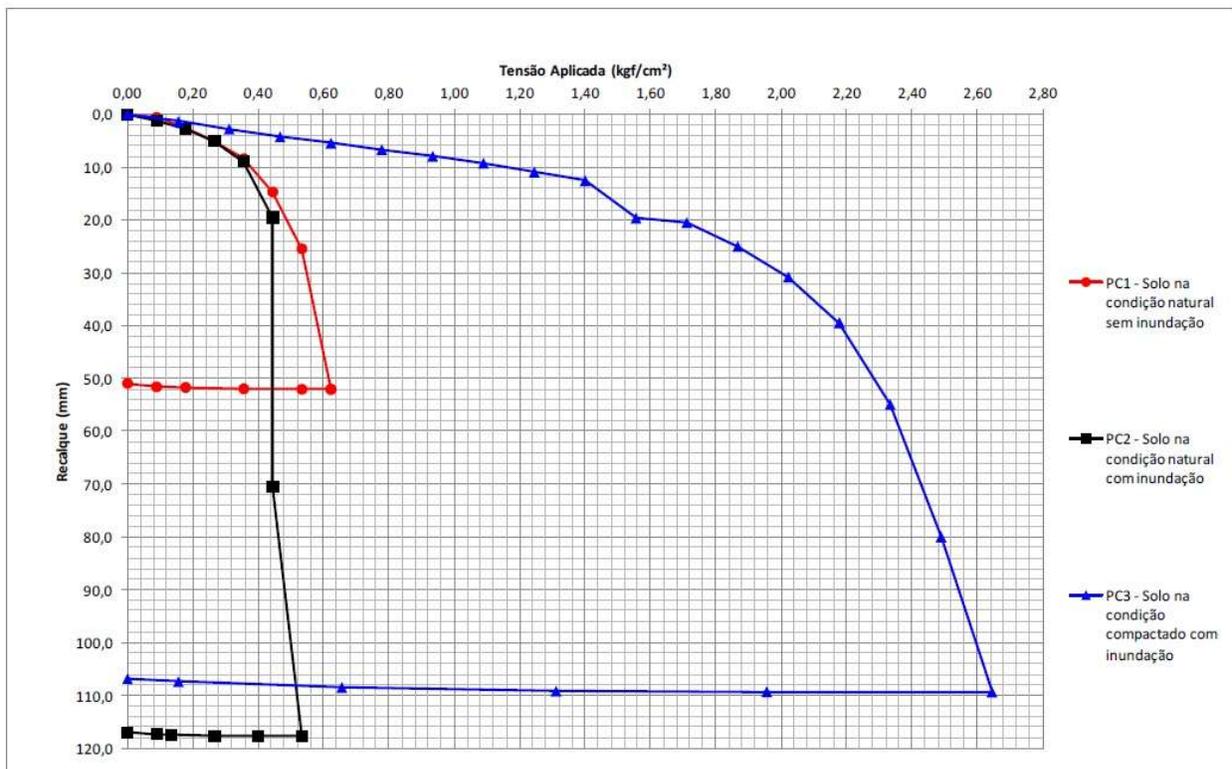


Fig. 2.16: Curva Tensão x Recalque em Solo Natural, Inundado e Compactado – (FONTE: ARANTES, 2014)

2.3 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

2.3.1 DEFINIÇÃO

Independentemente do nível de controle que se possa ter durante as etapas executivas de uma obra, há geração de resíduos. Restos de fôrmas de madeira, cortes de barras metálicas, pedaços de blocos de alvenaria, aglomerados de argamassa ressecada, são apenas alguns exemplos de produção de resíduos em obras.

Os resíduos sólidos e líquidos gerados na indústria da construção recebem a denominação de Resíduos de Construção e Demolição (RCD). Em 2002, o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) estabeleceu na resolução nº307, diretrizes e critérios para a gestão e descarte adequado de RCDs, além de classificá-los. A resolução categoriza os resíduos gerados em 4 macro-grupos:

- Resíduos de Classe A: são resíduos reutilizáveis ou recicláveis provenientes de obras de infraestrutura e edificações, como solos de terraplanagem, tijolos, telhas, argamassa, concreto, tubos, etc.
- Resíduos de Classe B: são resíduos recicláveis, como papéis, plásticos, metais, madeiras, vidro, embalagens de tinta vazias e gesso.
- Resíduo de Classe C: resíduos para os quais ainda não foi desenvolvida tecnologias que viabilize sua reciclagem ou recuperação.
- Resíduo de Classe D: resíduos que podem trazer prejuízo a saúde ou ao meio-ambiente, como: óleos, solventes, ou outros contaminantes.

Além de criar estas 4 categorias, a resolução ainda estabeleceu a destinação dos resíduos. Os de classes A e B devem ser reutilizados ou reciclados, sendo que os de classe A podem ser dispostos em aterros específicos para resíduos desta classe. Resíduos C e D deverão ser destinados a locais seguros de armazenamento e estocagem, dentro dos conformes das normas técnicas apropriadas (CONAMA, 2002). A gestão de RCD obteve maior relevância com a lei nº 12.305 (BRASIL, 2010), instituindo a Política Nacional de Resíduos Sólidos.

De acordo com os resultados de FORMOSO (1997), os resíduos da categoria A são os mais produzidos na indústria de construção, sendo constituído pelos principais materiais que compõe a superestrutura e vedação de edifícios, como concreto, e acabamento, como blocos cerâmicos e argamassa.



Fig. 2.17: Aterro de resíduos classe A da empresa GLOBAL RCD no Rio de Janeiro –
(Fonte: <http://globalrcd.com.br/galeria-de-fotos/>)

Mesmo já possuindo uma destinação normatizada, a construção de aterros para dispor a produção anual de resíduos classe A torna-se custosa, sendo necessário a instalação de estruturas adequadas para o aterro. A figura 17 ilustra a disposição adequada de RCD classe A por parte da empresa Global RCD, entretanto fica evidente a vasta área necessária para dispor o material. A reutilização destes resíduos levaria a redução de gastos públicos com o descarte adequado destes materiais, além de utilizá-los de maneira sustentável.

2.3.2 PRODUÇÃO DE RCD NO BRASIL E IMPACTO AMBIENTAL

Mesmo com a desaceleração da construção civil nos últimos anos, o Brasil continua gerando uma quantidade significativa de resíduos de construção e demolição (RCD). De acordo com a Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE (2014)), os municípios Brasileiros coletaram em 2014 em média 0,603 Kg/Hab/dia, ou seja, por volta de 44,6 milhões de toneladas de RCD, como a Figura 2.18 demonstra:

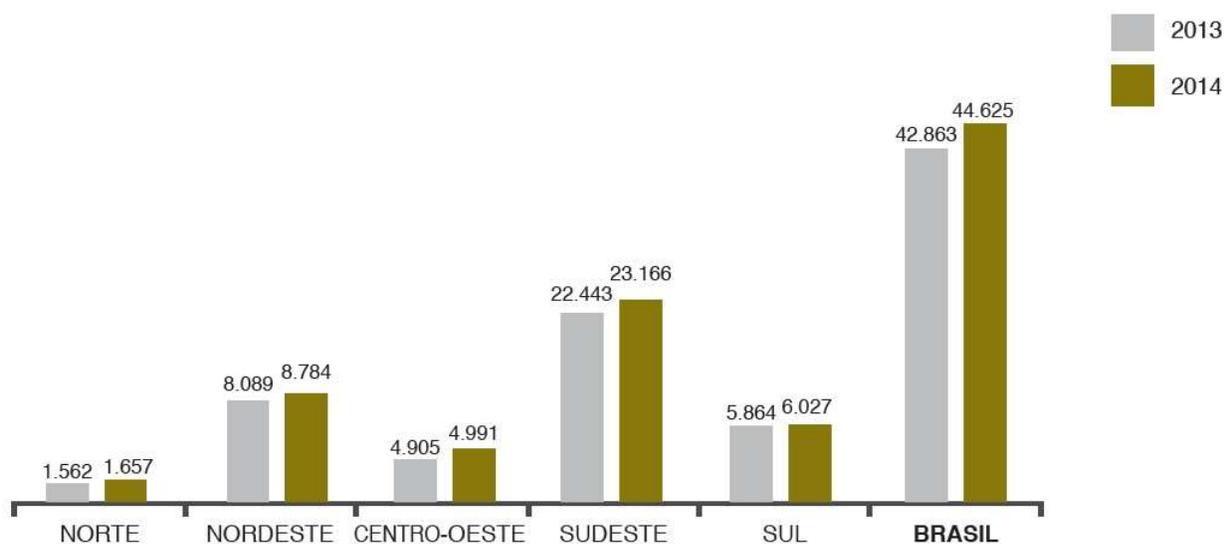


Fig. 2.18: Produção de RCD no Brasil (x1000 ton/ano) – (Fonte: ABRELPE, 2014)

Cabe ressaltar que as informações na Figura 18 são referentes apenas à massa de RCD que foi coletada, ou seja, as que foram dispostas regularmente. A produção de RCD torna-se difícil de ser estimada devido ao grande volume de descarte indevido e clandestino.

A quantia e composição dos resíduos gerados em uma obra variam com o nível de controle técnico da construtora, treinamento dos funcionários, qualidade do material sendo utilizado, dentre diversos outros fatores. FORMOSO (1997) analisou o percentual de perdas em 5 obras diferentes e compôs as informações na Tabela 2.3.

Tab. 2.3: Índice de perdas em obras Fonte: FORMOSO et al – 1997

Índices de perdas em obras (%)						
Material	Obra A	Obra B	Obra C	Obra D	Obra E	Média
Aço	18.80	27.30	23.01	7.91	18.31	19.07
Cimento	76.60	45.20	34.31	151.86	112.70	84.13
Concreto	10.80	11.77	17.44	0.75	25.16	13.18
Areia	27.09	29.73	21.05	109.81	42.19	45.97
Argamassa	103.05	87.50	40.38	152.10	73.24	91.25
Bl. Cerâmico	39.90	8.20	35.95	26.50	---/---	27.64
Tij. Maciço	45.25	15.23	20.02	27.28	---/---	26.95

O descarte indevido de RCD traz diversos malefícios à saúde da população, além de potencialmente introduzir materiais contaminantes no meio ambiente. MAIA (2012) analisou a situação precária do descarte de RCD em Belém, e listou diversos impactos sanitários e ambientais decorrentes, como:

- Comprometimento da paisagem;
- Comprometimento do tráfego de pedestres e veículos
- Focos de proliferação de vetores de doenças
- Qualidades dos recursos ambientais

A Figura 2.19 mostra o descarte indevido de RCD na cidade de Cabo Frio no Rio de Janeiro, e como afirmado por MAIA (2012), prejudica a estética paisagista da cidade.



Fig. 2.19: Descarte indevido de RCD na cidade de Cabo Frio, RJ

2.4 SOLOS REFORÇADOS COM RCD

De acordo com AMORIM (2013) após a divulgação da resolução nº 307 do CONAMA e a lei nº 12.305 (BRASIL, 2010), pesquisadores de diversas cidades brasileiras desenvolveram pesquisas no uso de solo reforçado com RCD na área de pavimentação, concluindo que este material, desde que selecionado corretamente, apresenta boa condição para este uso. A Figura 2.20 ilustra o preparo de amostra de solo com RCD preparado em laboratório, com material cerâmico e concreto britados.

AMORIM (2013) estudou como a aplicação de RCD altera características do solo de interesse a ser aplicado em camadas de base de pavimentos. MARQUES (2012) avaliou diferentes trechos de pavimentos na região metropolitana de Goiânia que foram executados utilizando materiais alternativos, entre eles um que utilizou RCD britado.



Fig. 2.20: Massa de solo com adição de RCD antes da homogeneização da mistura.

As pesquisas encontradas na literatura focam em grande parte sobre o uso de RCD em obras de pavimentação, porém a utilização de resíduos em conjunto com fundações rasas é colocada em destaque com o trabalho elaborado por FERREIRA (2011), este autor estudou especificamente a aplicação de RCD em obras de fundações rasas.

Os trabalhos de pavimentação e fundações com RCD são ambos de interesse, não só por analisarem diversas proporções de componentes distintos de resíduos e solo como pelo fato de em ambos os casos se buscar a melhoria da capacidade de carga do material ou simplesmente uma capacidade de carga satisfatória.

Além disso, ensaios de caracterização e prova de carga em placa são executados regularmente em obras de pavimentação (MARQUES 2012), criando um acervo de resultados de grande interesse, pois o kv é obtido mediante estes ensaios.

A categoria de RCD utilizada no estudo deste trabalho e de outros autores como AMORIM (2013), MARQUES (2012) e FERREIRA (2011) é a de classe A. As análises dos autores focou em como a adição de diferentes proporções de RCD afetam as características do solo, como coesão, ângulo de atrito, peso específico, CBR e o kv.

De acordo com NEVILLE (2011) durante as reações de hidratação do cimento, uma parcela do cimento não sofre as reações, ficando aprisionado na microestrutura do concreto. A Figura 2.21 mostra produtos de hidratação do cimento dentro do concreto, as partículas esbranquiçadas sendo compostas por cimento não-hidratado (NEVILLE, 2011). Estudos como o realizado por WONG E BUENFIELD (2009) indicam que quanto menor a relação água cimento, maior a quantidade de cimento não hidratado.

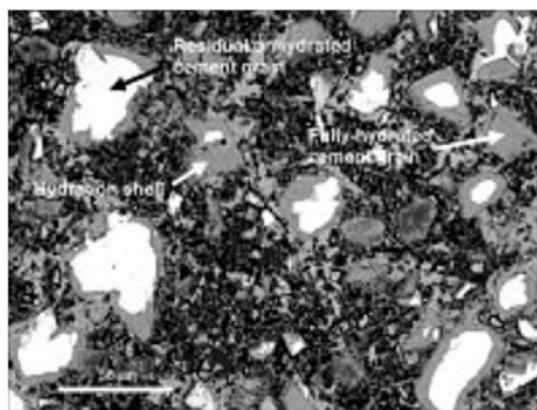


Fig. 2.21: Imagem de concreto com Microscópio de Varredura Eletrônica, partes brancas são cimento não reagido – (Fonte: NEVILLE, 2011)

. ROSA (2010) concluiu que a resistência à compressão simples (q_u) do solo aumenta linearmente com o teor de cimento que é adicionado. Pode-se esperar que a liberação de cimento não reagido pela britagem de materiais cimentícios, como concreto e argamassa, aumentaria propriedades resistivas do solo.

A inclusão de brita de blocos cerâmicos e concreto influencia o do peso específico e ângulo de atrito do solo (AMORIM, 2013), por apresentarem densidades e porosidades distintas do solo e devido à alta superfície de contato que partículas destes materiais possuem quando são britados.

2.4.1 ESTUDOS PRÉVIOS DE SOLO COM RCD

2.4.1.1 AMORIM (2013)

AMORIM (2013) realizou seu estudo com solo laterítico, e utilizou mistura de RCD composta por 50% de resto de concreto, 35% de matérias provenientes de alvenaria e 15% de piso. Os resultados foram apresentados comparando parâmetros geotécnicos de solo natural e com adição de RCD em 15%, 25% e 35% em massa.

Os resultados apresentados pelo autor incluem influência da adição de RCD em parâmetros de compactação como umidade ótima ($w_{ótimo}$), peso específico máximo ($\gamma_{d_{máx}}$), curva tensão deformação, além de outros que não serão discutidos neste trabalho. As Figuras 2.22 e 2.23 apresentam os resultados das curvas de compactação realizadas pelo autor nas energias intermediária e modificada, respectivamente. Não foi feita curva de compactação para a energia normal. A Tabela 2.4 resume os resultados das Figuras 2.22 e 2.23.

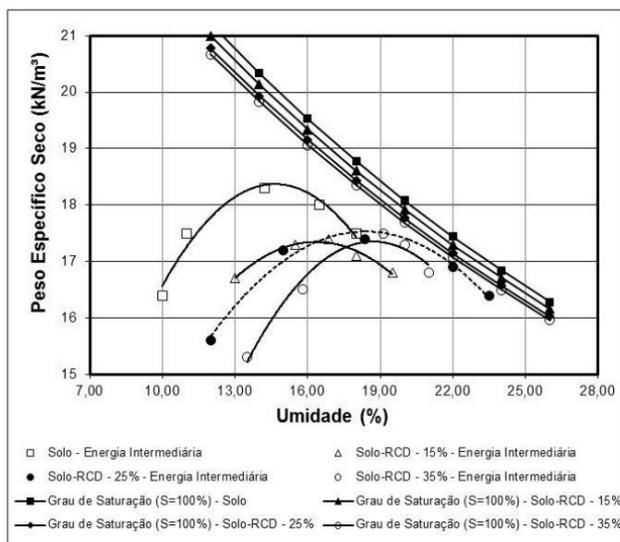


Fig. 2.23: Curva de compactação de solo natural e misturas com RCD, energia intermediária – (Fonte: AMORIM, 2013)

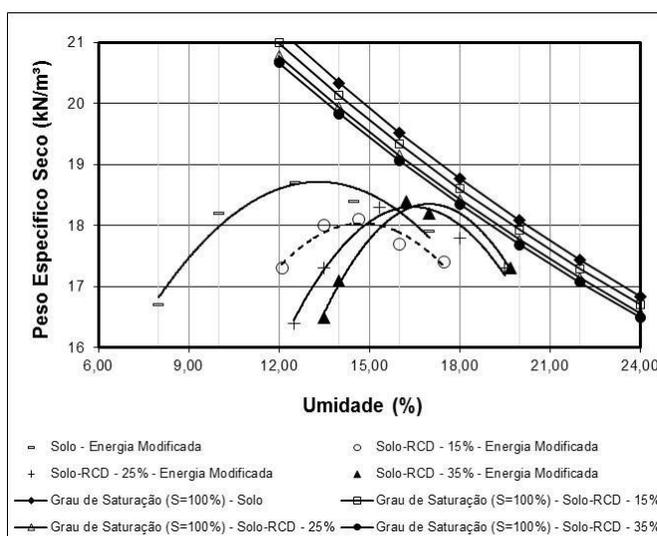


Fig. 2.22: Curva de compactação de solo natural e misturas com RCD, energia modificada – (Fonte: AMORIM, 2013)

Tab. 2.4: Ângulo de atrito médio das amostras – Adaptado de: AMORIM, 2013

Parâmetros de Compactação de Solo Laterítico e Misturas de Solo-RCD			
Energia	Mistura	$W_{ótima}$ (%)	$\gamma_{d_{máx}}$ (KN/m ³)
Proctor - Intermediária	100% Solo Laterítico	14.24	18.3
	15% RCD + 85% Solo	16.85	17.4
	25% RCD + 75% Solo	18.38	17.4
	35% RCD + 65% Solo	19.12	17.5
Proctor - Modificado	100% Solo Laterítico	12.53	18.7
	15% RCD + 85% Solo	14.64	18.1
	25% RCD + 75% Solo	15.34	18.3
	35% RCD + 65% Solo	16.22	18.4

Das Figuras 2.22, 2.23 e tabela 2.4, nota-se que a umidade ótima ($w_{ótimo}$) do solo aumentou com a proporção de RCD no solo, AMORIM (2013) afirmou que isto pode ter ocorrido devido à efeitos de absorção do RCD britado, mesmo havendo umedecido previamente ao ensaio. O peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d_{máx}}$) reduziu com a adição de RCD em relação ao solo natural, porém não houve variação significativa entre as diferentes proporções estudadas.

As Figuras 2.24 e 2.25 apresentam as curvas tensão deformação obtidas para solo natural e solo com 25% de RCD.

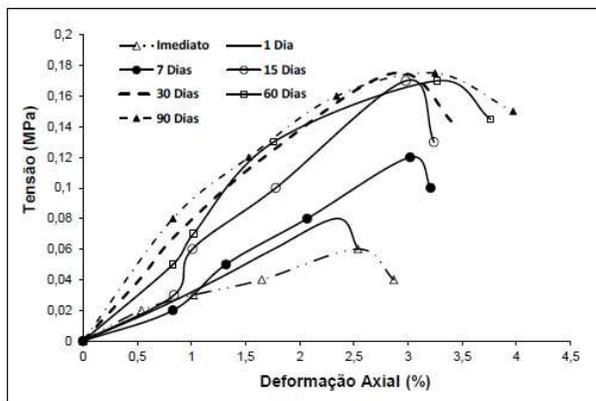


Fig. 2.24: Curva tensão deformação de amostra de solo laterítico natural – (Fonte: AMORIM, 2013)

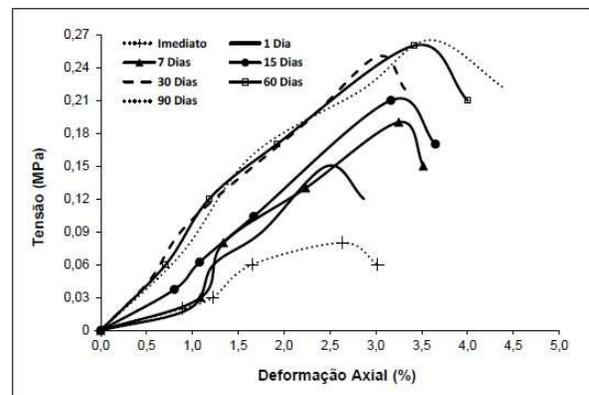


Fig. 2.25: Curva tensão deformação de amostra com 25% de RCD em massa – (Fonte: AMORIM, 2013)

AMORIM (2013) definiu a partir das curvas tensão deformação do solo natural e com 25% de RCD que a tensão de ruptura foi de 0,17 MPa para o solo natural e 0,27 MPa para o solo com RCD, um aumento de 59% na capacidade de carga. Este resultado é interessante para a proposta deste trabalho, pois obteve-se um ganho de capacidade de carga expressivo do solo com adição de RCD.

AMORIM (2013) conclui que a adição de RCD ao solo laterítico adotado gerou um material novo com desempenho superior ao solo natural, com a presença da brita dos resíduos tornando o solo mais estável, ressaltando a importância de um período de cura da mistura solo-RCD, similar ao período de cura de concreto.

2.4.1.2 FERREIRA (2011) – RCD EM FUNDAÇÕES RASAS

FERREIRA (2011) analisou a adição de diferentes proporções de RCD à solo residual de basalto, realizando ensaios de compactação e prova de carga em placa sobre solo natural e uma camada reforçada para comparar o desempenho de parâmetros usados no dimensionamento de fundações rasas, além de outros ensaios que não serão discutidos.

O autor utilizou em seus estudos apenas resíduos de argamassa e material cerâmico, na composição de 50% de cada na mistura do RCD. As proporções de RCD utilizadas nas misturas foram de 0%, 25%, 50% e 75%.

Em laboratório, o autor realizou a compactação dos solos estudados segundo a energia normal, a Figura 2.26 possui as curvas de compactação das 4 proporções estudadas, e a Tabela 2.5 resume os valores obtidos de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.

Tab. 2.5: Resultado dos ensaios de compactação – Adaptado de: FERREIRA, 2011

Mistura	Peso Específico Aparente Seco Máximo ($\gamma_{d_{máx}}$, kg/m ³)	Umidade ótima ($w_{ótimo}$)
100% Solo	1419	27.2
25% RCD e 75% Solo	1465	26.4
50% RCD e 50% Solo	1472	24.5
75% RCD e 25% Solo	1506	24.4

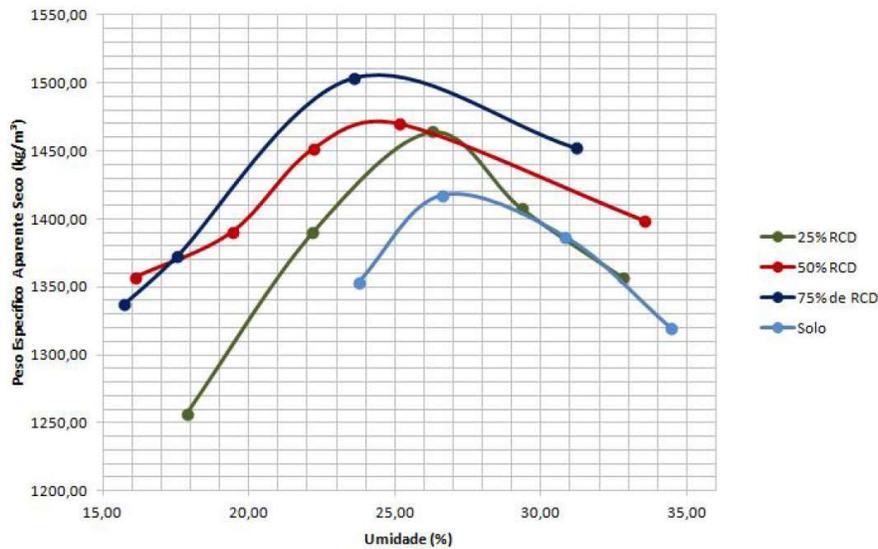


Fig. 2.26: Curvas de compactação para proporções de solo com RCD (Fonte: FERREIRA, 2011)

Nota-se pelos resultados obtidos por FERREIRA (2011), que a umidade ótima ($w_{ótimo}$) das amostras reduziu um pouco com o aumento da quantidade de RCD, de 27,2% na amostra de solo natural para 24,4% na amostra de solo com 75% de RCD, enquanto o peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d_{máx}}$) aumentou com a adição de RCD, de 1419 kg/m³ na amostra de solo natural para 1506 kg/m³ na amostra de solo com 75% de RCD.

Comparando os resultados obtidos nos ensaios de compactação por FERREIRA (2011) e AMORIM (2013), percebe-se que o comportamento da umidade ótima ($w_{ótimo}$) e do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d_{máx}}$) teve resultados distintos para os dois estudos, aumentando em um e diminuindo em outro. Isto pode ter ocorrido devido ao diferente tipo de solo que cada autor utilizou em suas análises, a própria composição dos materiais que formam o RCD que cada um adotou e a energia de compactação utilizada no ensaio de compactação.

Os ensaios de prova de carga que FERREIRA (2011) executou fizeram uso de placa metálica circular de 30cm de diâmetro, e foram realizadas sobre solo natural não reforçado, e uma camada de 30cm de espessura de solo com RCD compactado, a proporção de 50% de solo com 50% de adição de RCD foi adotada. A Figura 2.27 mostra um corte esquemático do preparo do ensaio.



Fig. 2.27: Corte esquemático de ensaio de prova de carga – (Fonte: FERREIRA, 2011)

Os resultados das provas de carga realizados por FERREIRA (2011) em solo natural e solo com RCD estão apresentados na Figura 2.28:

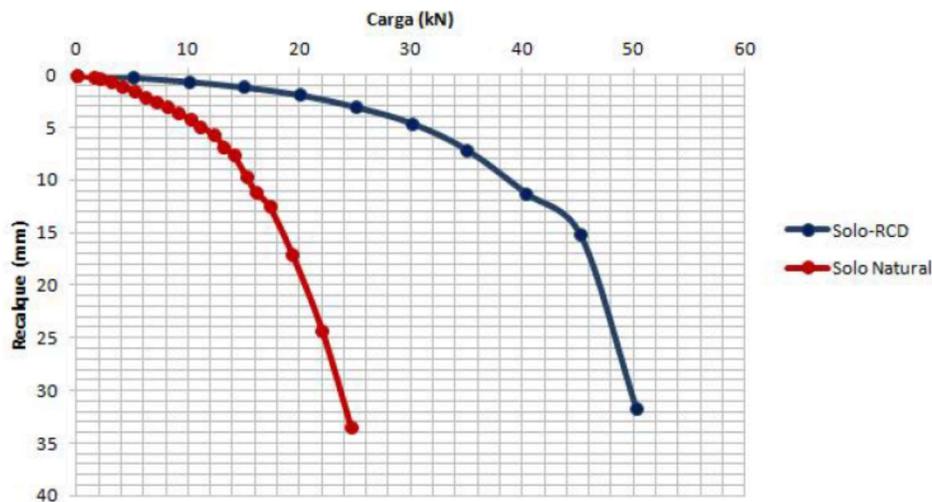


Fig. 2.28: Curva Carga x Recalque do ensaio de prova de carga em solo natural e com RCD – (Fonte: FERREIRA, 2011)

Dos resultados obtidos, FERREIRA (2011) concluiu que a tensão de ruptura (σ_r) do solo residual basáltico foi de 25 kN e para o solo com 50% de RCD a tensão de ruptura (σ_r) foi de 50,22 kN. O autor não utilizou equações para extrapolar os recalques para estruturas maiores, como as equações 8 e 10 propostas por Terzaghi, mas considerou a tensão admissível (σ_{adm}) como sendo a tensão onde o recalque resultante é de 2% o diâmetro da placa (6mm), que para o solo natural foi de 12,5kN e o solo com RCD de 33 kN.

O autor concluiu que a adição de 50% de RCD em um solo residual de basalto aumentou a tensão admissível (σ_{adm}) do solo em 264%, porém não foi feita uma interpretação dos resultados da placa de 30cm para estruturas de dimensões maiores, onde os recalques seriam superiores aos encontrados por FERREIRA (2011). A adoção de critérios diferentes para definir a tensão admissível (σ_{adm}) a partir da curva Tensão x Recalque, como o da NBR 6122 (ABNT, 2011) por meio da Equação 13, ou pelos critérios do Código da Cidade de Boston com as equação 14 ou 15.

2.5 ANÁLISE DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM SOFTWARE – PLAXIS 3D

De acordo com DHATT, TOUZOUT e LEFRANÇOIS (2012), o método dos elementos finitos consiste na solução de equações diferenciais parciais (que descrevem leis físicas) por meio de métodos de soluções aproximadas por discretização das equações diferenciais em equações algébricas.

Este método tornou-se uma poderosa ferramenta na área da engenharia por sua aplicação nos mais diversos casos, modelando materiais as respostas de materiais a carregamentos em uma ou duas dimensões para diversos tipos de situações (DHATT, TOUZOT e LEFRANÇOIS, 2012).

Em geotecnia, a aplicação do método dos elementos finitos busca simular as tensões atuantes no solo, as deformações causadas pelas tensões ao longo do tempo, a percolação de fluidos pelo maciço, dentre outros, permitindo uma análise e compreensão melhor do solo.

A intensa e complexa modelagem matemática envolvida no método dos elementos finitos torna necessário a utilização de computadores para se resolver as equações diferenciais parciais (BOWLES, 1996). Diversos softwares geotécnicos foram desenvolvidos para atender à demanda por modelagem de solos com elementos finitos, dentre eles destaca-se os da empresa PLAXIS.

A empresa PLAXIS iniciou suas atividades como um centro de pesquisa na universidade de Delft na Holanda, e em 1993 fundou-se como um fornecedor do software de mesmo nome da empresa. Desde então, aliado com universidade e empresas ao redor do mundo, desenvolveram os mais completos softwares de elementos finitos aplicados à geotecnia, sendo utilizados em análises complexas de deformações no solo, túneis, estabilidade de encostas, e outras obras geotécnicas.

Dois programas distintos são oferecidos pela empresa, o Plaxis 2D, que trabalha com representações bidimensionais de problemas geotécnicos, e o Plaxis 3D, que oferece a inserção de modelos tridimensionais de alta complexidade.

Tanto no Plaxis 2D como o Plaxis 3D efetuam modelagem do solo é por meio de modelos constitutivos como o linear elástico e o elasto-plástico, além de diversos outros mais complexos. De acordo com BOWLES (1996), a escolha de qual modelo constitutivo utilizar, e a qualidade dos parâmetros do solo inseridos no software são fundamentais para obter resultados precisos e que sejam representativos do caso estudado.

Ambos os softwares são de interesse para as análises propostas neste trabalho, pois após o dimensionamento estrutural da fundação radier, ainda é necessário investigar a que profundidade o bulbo de tensões do radier atinge, e como diferentes espessuras de camadas reforçadas com RCD e solo abaixo deformariam sob este carregamento. Neste trabalho, o programa Plaxis 3D será utilizado, permitindo uma análise mais complexa do caso analisado. A Figura 2.28 mostra o lançamento da malha de elementos finitos gerado no Plaxis 3D.

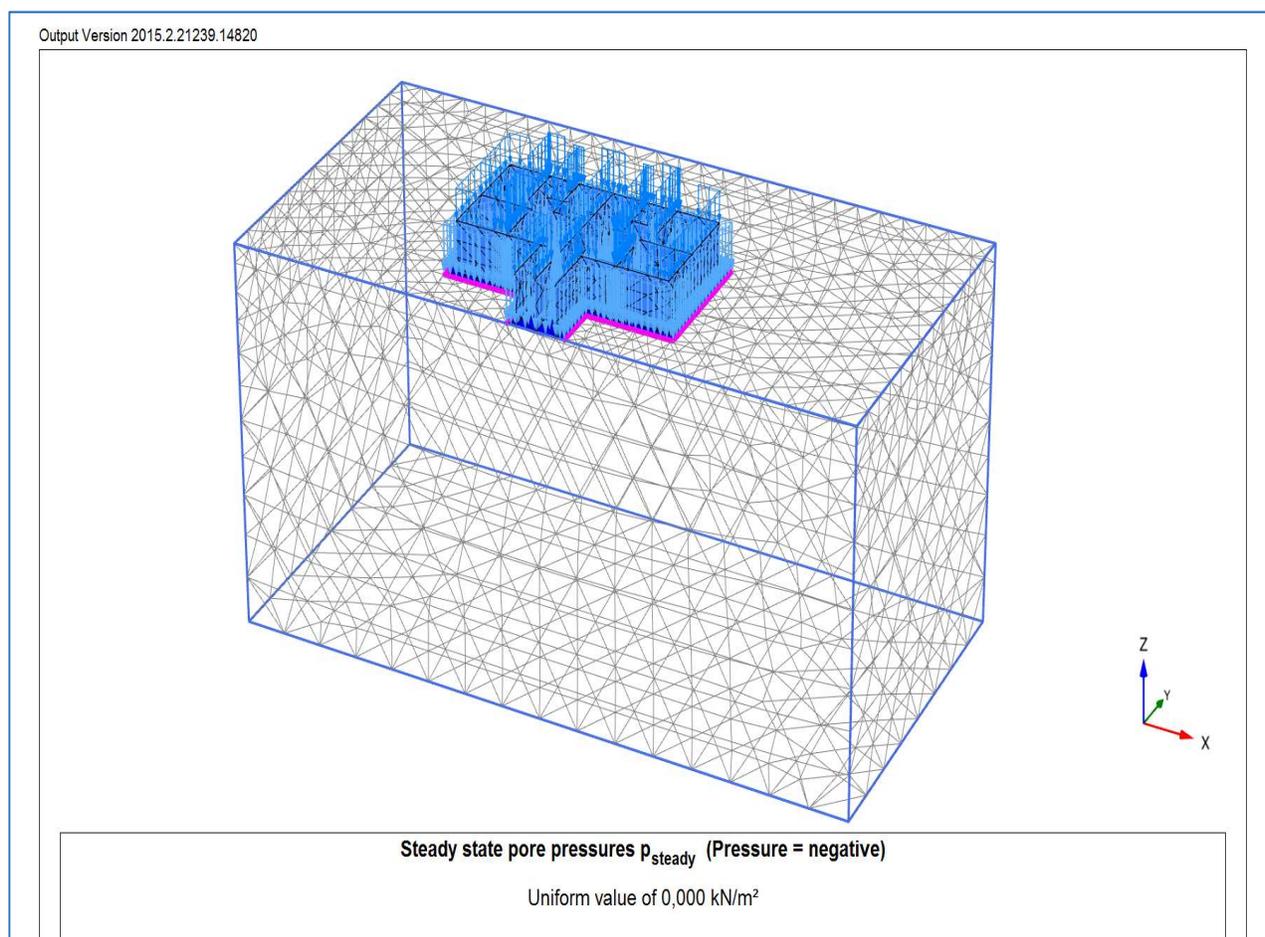


Fig. 2.28: Malha de elementos finitos gerado abaixo de fundação no Plaxis 3D

3 PROVAS DE CARGA: MATERIAIS E METODOLOGIA3

3.1 MATERIAIS

O laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília disponibilizou os equipamentos necessários para a execução dos ensaios em campo. Os materiais utilizados para as provas de carga foram:

1. Placa metálica de 30 cm de diâmetro e 25 mm de espessura.
2. Célula de carga com capacidade de 10 toneladas.
3. Indicador de carga da marca Kratos.
4. Fonte de energia para o indicador.
5. Macaco hidráulico manual com capacidade de 2 toneladas.
6. 2 Defletômetros.
7. Suportes metálicos para os defletômetros.
8. Estrutura metálica de suporte.
9. 4 Tonéis metálicos.

A amostra de Solo com RCD foi preparada com os seguintes materiais:

1. 70 kg de solo natural, retirado do campo experimental.
1. Amostras de concreto, oriundas de corpos de prova rompidos do laboratório de materiais da Universidade.
2. Blocos cerâmicos.

3.2 METODOLOGIA

3.2.1 PROVA DE CARGA EM SOLO NATURAL

Visando comparar os resultados de provas de carga em solos naturais e solos reforçados com RCD, foram realizadas três provas de carga no campo experimental próximo à faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, a Figura 3.1 mostra o preparo do ensaio. Dois ensaios em placa foram feitos em solo não-reforçado, um em solo natural e outro com solo inundado, e um terceiro foi executado sobre uma camada de solo reforçado.



Fig. 3.1: Arranjo do suporte em campo

As provas de carga executadas foram do tipo direta sobre placa, embasadas na norma NBR 6489 (ABNT, 1984). Cabe ressaltar que devido a limitações na obtenção de carregamento, aproximadamente 800Kg, foi utilizado em todos ensaios placa com diâmetro de 0,3 m.

De acordo com a NBR 6489 (ABNT, 1984), a área da placa a ser usada no ensaio não pode ser inferior a 0,5 m². Placas circulares de 0,8 m de diâmetro possuem 0,51 m² de área, atendendo aos requisitos da norma, porém até para se obter tensões menores de 0,2 kg/cm² sobre essa placa seriam necessários 1.000 Kg de carga, acima do disponível para o ensaio.

Placas de 0,3 m de diâmetro possuem 0,07 m² de área, área essa consideravelmente inferior à da placa de 0,8 m de diâmetro, porém com a carga disponível, seria possível atingir tensões de até 1,14Kg/cm². Considerando as restrições de carregamento, optou-se por realizar os ensaios com a placa de 0,3 m de diâmetro, ainda que em desacordo com a NBR 6489.

A principal implicação de se adotar uma placa com diâmetro inferior ao especificado diz respeito à redução da espessura da camada de solo de fundação a ser analisada, mas esse é um problema que geralmente também existe entre a placa de 0,8 m de diâmetro e o diâmetro de uma sapata ou radier. Como o objetivo era o de avaliar comparativamente o ganho que se obtém para a capacidade de carga do solo de fundação quando se incorpora o RCD, entendeu-se que a redução do diâmetro da placa não seria tão prejudicial ao estudo.

Para as provas de carga em solo natural, foram preparados manualmente duas cavas no solo, de dimensões em planta de aproximadamente 50x50 cm e profundidade de 30 cm. Duas tábuas de madeira foram preparadas para apoiar os defletômetros para medir os recalques no solo

Uma célula de carga e indicador, com capacidade máxima de 10 toneladas (Figura 3.2) foram utilizados para medir os carregamentos aplicados na placa. O indicador demonstra unidades de massa em quintal métrico, ou seja, uma massa de 100 kg é indicada como 1.00. Um macaco hidráulico manual, com capacidade de 2 tf, foi utilizado para aplicar o carregamento da estrutura de suporte à placa.



Fig. 3.2: Preparo dos equipamentos no laboratório

Não foi efetuada calibração da célula de carga. No intuito de averiguar se suas indicações estavam corretas, três bandejas com solo pesando 10, 20 e 30 kg, foram preparadas em laboratório e pesadas com balança de precisão de até 0,1 g. As bandejas foram então colocadas sobre a célula de carga, e as medidas no indicador foram anotadas. A Tabela 3.1 mostra que os resultados indicam bom funcionamento do equipamento:

Tab. 3.1: Peso de solo nas bandejas e valor no Indicador.

Peso da Bandeja (Kg)	Demonstrado no Indicador (q)
10.00	0.10
20.00	0.20
30.00	0.31

O carregamento utilizado para as provas de carga foi obtido com uso de quatro tonéis metálicos (Figura 3.3), cada um com aproximadamente 200 L de capacidade volumétrica. Enchendo-os com água, o carregamento total disponível para aplicar ao solo, junto com o peso da estrutura metálica de suporte, foi de aproximadamente 800 Kg.



Fig. 3.3: Tonéis metálicos sendo preenchidos com água

Foram definidos intervalos de carregamento de $0,08 \text{ kg/cm}^2$, com carga máxima estipulada em $0,8 \text{ kg/cm}^2$. Para cada intervalo de carga, foi calculado o carregamento necessário a ser aplicado contra a estrutura de suporte, controlado por meio do indicador de carga (Figura 3.4). Aplicado o carregamento, leituras dos defletômetros eram feitas em tempos dobrados (1min, 2 min, 4min, 8min, etc....) até haver estabilização do recalque.



Fig. 3.4: Indicador de Carga em uso

De acordo com a NBR 6489 (ABNT, 1984), não se atingindo a ruptura do solo, deve-se realizar o descarregamento da placa em etapas sucessivas de até 25% da carga máxima aplicada. Não foi possível medir o descarregamento devido à falta de precisão no macaco hidráulico ao se retirar a carga.

3.2.2 PROVA DE CARGA EM SOLO NATURAL INUNDADO

A inundação na prova de carga em solo natural inundado foi feita por meio de uma vazão de água constante com uso de mangueira. Durante o ensaio inundado, foi tomado cuidado para manter o nível de água na cava constante, mantendo a placa submersa com aproximadamente 1cm de água sobre sua superfície (Figura 3.5).

O restante do procedimento foi idêntico ao da prova de carga sem inundação, o carregamento necessário era aplicado contra a estrutura de suporte, controlado por meio do

indicador de carga. Aplicado o carregamento, leituras dos defletômetros eram feitas em tempos dobrados (1min, 2 min, 4min, 8min, etc....) até haver estabilização do recalque.

Cabe ressaltar que houve um erro de procedimento nesta etapa. Cintra (1998) recomenda que o processo de inundação seja feito durante 24 horas antes da execução da prova de carga. No ensaio executado, a inundação foi iniciada aproximadamente 1 hora antes do início do ensaio. Entretanto, acredita-se que houve elevação suficiente da umidade do solo de modo que o colapso do solo pode ser satisfatoriamente ensaiado.

Ocorreu também o imprevisto de durante a aplicação da quinta etapa de carregamento, o mecanismo de um dos defletômetros se soltar, tornando suas leituras ao longo das outras etapas impossíveis. Mesmo assim, com as medidas do defletômetro intacto, os resultados do ensaio foram suficientes para traçar a curva tensão x recalque do solo inundado.



Fig. 3.5: Inundação da prova de carga durante execução

3.2.3 PROVA DE CARGA EM SOLO REFORÇADO

Para a prova de carga em solo reforçado, preparou-se aproximadamente 80 kg de solo com RCD, na proporção em massa de 75% de solo e 25% de RCD, mesma proporção utilizada por AMORIM (2013). Os resíduos utilizados foram concreto e blocos cerâmicos na proporção de 50% de cada, ambos britados em laboratório até passar na peneira de malha 2 mm (Figura 3.6).



Fig. 3.6: Britagem Manual do RCD

Para o ensaio em placa em solo reforçado, foi preparado manualmente uma cava no solo, de dimensões em planta de aproximadamente 50x50 cm e profundidade de 40 cm. Em campo, uma camada de aproximadamente 10 cm de espessura de reforço foi executada, compactada em 3 camadas menores de aproximadamente 3,33 cm cada, com energia equivalente a Proctor normal, segundo a NBR 7182 (ABNT, 1986) – Ensaio de Compactação.



Fig. 3.7: Execução da camada reforçada in-situ

Esta espessura de 10 cm de camada reforçada foi definida por meio do Plaxis 2D. No software foi lançado um modelo axissimétrico, com carregamento de 70KPa aplicado em 15cm de extensão, de modo a simular o carregamento aplicado sobre uma placa circular de 30 cm de diâmetro (Figura 3.8). A análise de carregamento foi feita segundo modelo elástico.

As propriedades do solo lançadas foram:

- Módulo de Elasticidade (E): 1000 KPa
- Peso Específico (γ): 19 KN/m³
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,45
- Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0) = 0,5

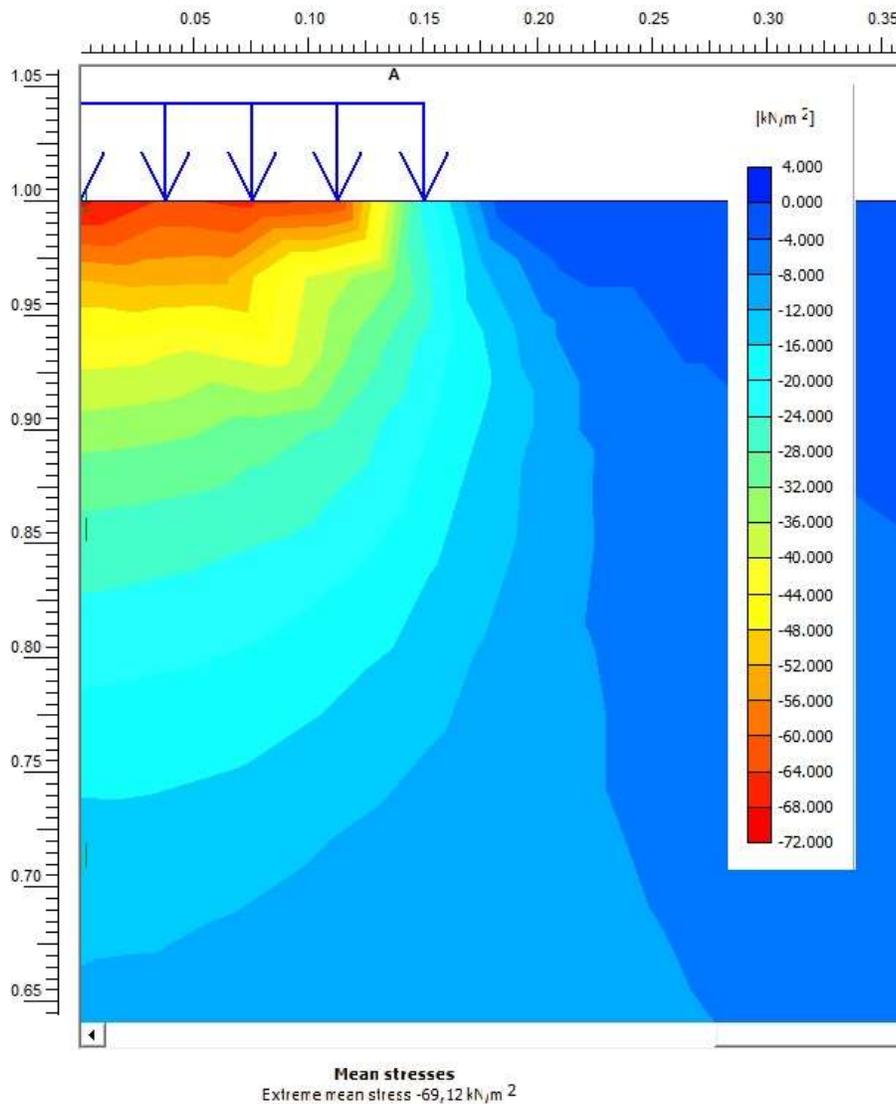


Fig. 3.8: Bulbo de Tensões atuante no solo

Como se percebe do modelo lançado, a maior parcela de carregamento está concentrada a aproximadamente 30 cm de profundidade, diâmetro da placa, o que está de acordo com as previsões de TERZAGHI (1955). A tensão no solo abaixo da profundidade de 10 cm é de 36 kN/m², aproximadamente metade da tensão aplicada. Buscando absorber a maior parcela de carregamento com o reforço, adotou-se esta espessura para o reforço *in-situ*.

A compactação foi executada buscando obter a umidade ótima do material, embasado nos resultados obtidos por AMORIM (2013). A umidade da mistura solo com RCD foi medida com os procedimentos da NBR 6457 (ABNT, 1986, e obteve-se um valor de 3%. Adicionou-se água até atingir a umidade de 18.38%, umidade ótima encontrada pelo autor, e em seguida o material foi assentado na cava e compactado.

Um período de cura de 14 dias foi estabelecido entre a execução da camada de reforço e a prova de carga. Este tempo entre preparo e execução foi estabelecido para permitir a reação do cimento não-reagido do concreto.

Cabe ressaltar que foi cometido um engano nesta etapa. As duas curvas de compactação para solos com RCD realizadas por AMORIM (2013), Figuras 2.22 e 2.23, foram feitas nas energias intermediária e modificada, a compactação realizada em campo foi feita com energia normal, não estando de acordo com os resultados obtidos pelo pesquisador.

Segundo PINTO (2006), a aplicação de maiores energias de compactação no solo abaixo da umidade ótima leva à um aumento do peso específico aparente seco do solo. Acredita-se que o que ocorreu em campo foi o caso contrário, onde para a umidade ótima encontrada por AMORIM (2013) para a energia intermediária, a aplicação da energia normal resultaria em um peso específico aparente seco inferior ao encontrado pelo autor.

Ao término dos 14 dias de cura, a prova de carga foi executada segundo o mesmo procedimento realizado com as outras, o carregamento necessário era aplicado contra a estrutura de suporte, controlado por meio do indicador de carga. Aplicado o carregamento, leituras dos defletômetros eram feitas em tempos dobrados (1min, 2 min, 4min, 8min, etc....) até haver estabilização do recalque.



Fig. 3.9: Aplicação de carregamento na placa com uso do macaco hidráulico

4 RESULTADOS

4.1 PROVAS DE CARGA

As Tabelas 4.1, 4.2, 4.3 apresentam os resultados obtidos dos ensaios de placa em solo natural, inundado e reforçado, respectivamente, e a Figura 4.1 apresenta a curva tensão x recalque dos três ensaios sobrepostos.

Tab. 4.1: Carga aplicada e média das leituras dos defletômetros – Solo Natural.

Prova de Carga Solo Natural			
Etapa	Carga (kN/m ²)	Leitura (mm)	Assentamento (mm)
E0	0	17.75	0
E1	8	17.61	0.14
E2	16	17.2	0.55
E3	24	16.49	1.26
E4	32	15.82	1.93
E5	40	15.11	2.64
E6	48	14.52	3.23
E7	56	13.78	3.97
E8	64	13.04	4.71
E9	72	12.79	4.96

Tab. 4.2: Carga aplicada e média das leituras dos defletômetros – Solo Inundado.

Prova de Carga Solo Inundado			
Etapa	Carga (kN/m ²)	Leitura (mm)	Assentamento (mm)
E0	0	6.48	0.0
E1	8	6.38	0.03
E2	16	5.17	0.91
E3	24	4.76	1.84
E4	32	4.37	2.26
E5	40	3.97	2.51
E6	48	3.55	2.93
E7	56	1.4	5.08

Tab. 4.3: Carga aplicada e média das leituras dos defletômetros – Solo Reforçado.

Prova de Carga Solo Reforçado			
Etapa	Carga (kN/m ²)	Leitura (mm)	Assentamento (mm)
E0	0	35.86	0
E1	8	35.64	0.22
E2	16	35.46	0.4
E3	24	35.18	0.68
E4	32	35.00	0.86
E5	40	34.78	1.08
E6	48	34.64	1.22
E7	56	34.53	1.33
E8	64	34.38	1.48
E9	72	34.32	1.54

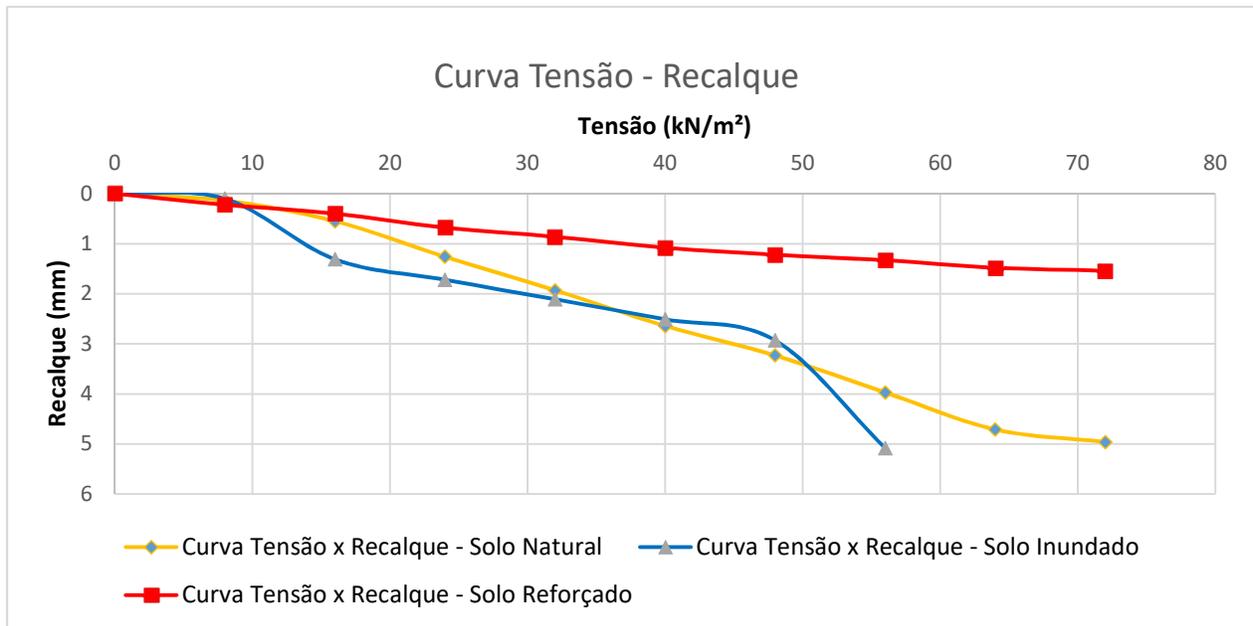


Fig. 4.1: Curva Tensão x Recalque dos ensaios realizados em campo

Nas curvas tensão x recalque do solo natural e solo reforçado, nota-se que entre as duas últimas etapas de carregamento, o assentamento é consideravelmente inferior as etapas anteriores. Durante a execução de ambos ensaios, nas últimas etapas de carregamento percebeu-se que a estrutura metálica de suporte dos tonéis havia levantado um pouco do solo. Acredita-se que esta inclinação do suporte pode ter prejudicado a aplicação de carga vertical sobre a placa, o que explicaria a redução no assentamento nestes pontos. Devido a isto, estes pontos serão desprezados nas análises adiantes neste trabalho.

4.2 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

4.2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Por restrições de tempo, não foi incluso no presente trabalho a realização de ensaios de caracterização do solo do campo experimental. Entretanto, outros pesquisadores que realizaram seus trabalhos na Universidade de Brasília efetuaram estes ensaios anteriormente, seus resultados serão utilizados nesta etapa.

GUIMARÃES (2002) realizou diversos ensaios de caracterização no solo do campo experimental da Universidade de Brasília, onde os ensaios foram executados. De acordo com o autor, o solo do Distrito Federal e da Universidade de Brasília são predominantemente do tipo laterítico com alta porosidade.

Dentre os resultados apresentados em seu trabalho, GUIMARÃES (2002) executou ensaios SPT (*standard penetration test*) no campo experimental, apresentados na Figura 4.2.

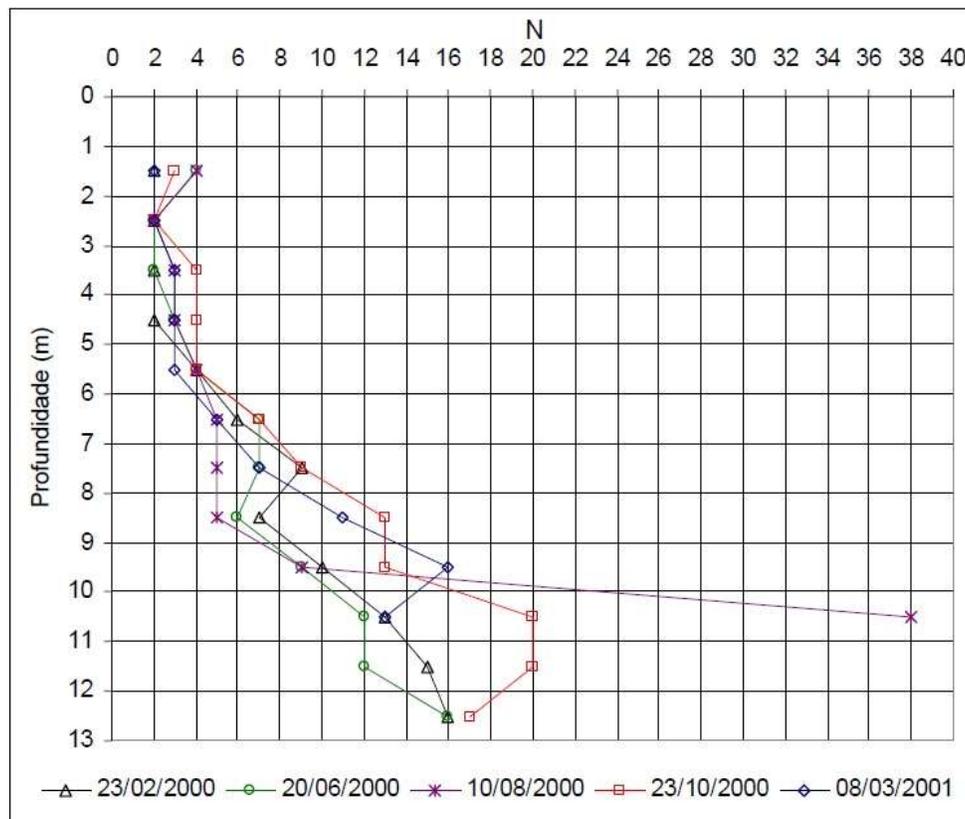


Fig. 4.2: Perfis SPT do campo experimental – Fonte: GUIMARÃES (2002).

Cabe destacar que os ensaios no presente estudo foram realizados em uma escavação feita para a realização de um edifício situando-se na cota -1m em relação as referências adotadas por GUIMARÃES (2002)

Como se vê da figura 4.4, os valores de N nos primeiros metros abaixo do solo são baixos, aumentando apenas após uma profundidade de 6 metros. Isto indicaria, embora o ensaio SPT não seja o mais indicado para avaliar o comportamento mecânico dos solos tropicais profundamente intemperizados, que a capacidade de carga do solo é muito baixa, o que vem ao encontro deste trabalho, que propõe adicionar uma camada de reforço para melhorar suas qualidades.

Um projeto de fundação radier fornecido pela empresa Kali Engenharia será utilizado neste trabalho como objeto de estudo (Figura 4.3), as tensões atuantes na estrutura são apresentadas no Apêndice A2. As curvas tensão deformação obtidas nas provas de carga serão interpretadas de modo a obter os parâmetros de resistência para dimensionar a fundação. Na modelagem numérica em software as dimensões e carregamentos da fundação serão lançadas, de modo a analisar as tensões atuantes no solo.

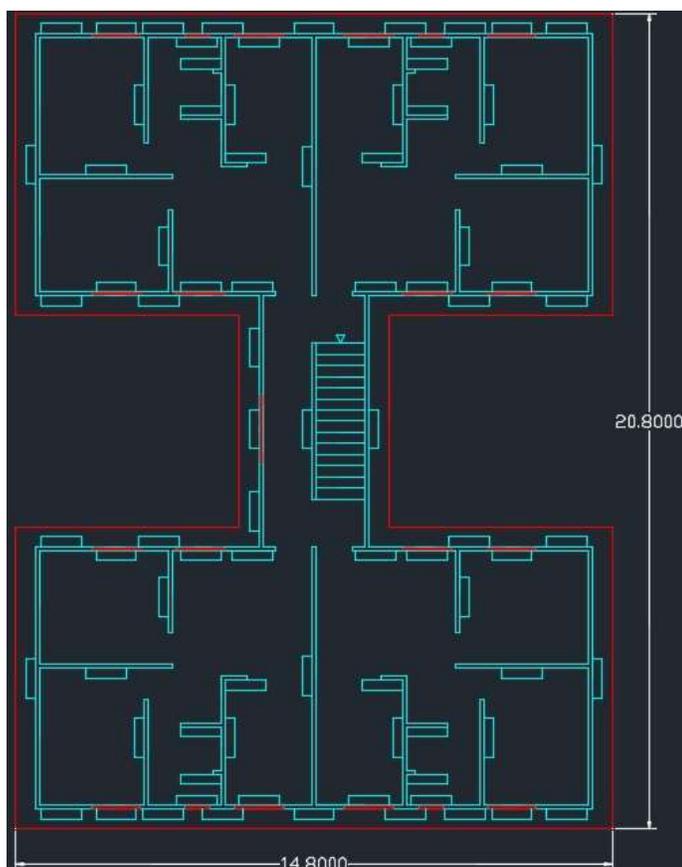


Fig. 4.3: Planta de Cargas do edifício referência – (Fonte: KALI ENGENHARIA)

4.2.2 CURVA TENSÃO RECALQUE - SOLO NATURAL

4.2.2.1 Tensão Admissível (σ_{adm})

Adotando o critério de deformação do Código da cidade de Boston, Equações 14 e 15, não seria possível a partir da curva tensão x recalque obtida em campo definir a tensão admissível, pois não foi atingido recalques superiores a 10 mm.

De modo a utilizar os resultados obtidos para definir a tensão admissível do solo, utilizou-se a Equação 9 de Terzaghi para extrapolar os resultados obtidos de uma placa de 30 cm de diâmetro, para uma placa de 80 cm de diâmetro.

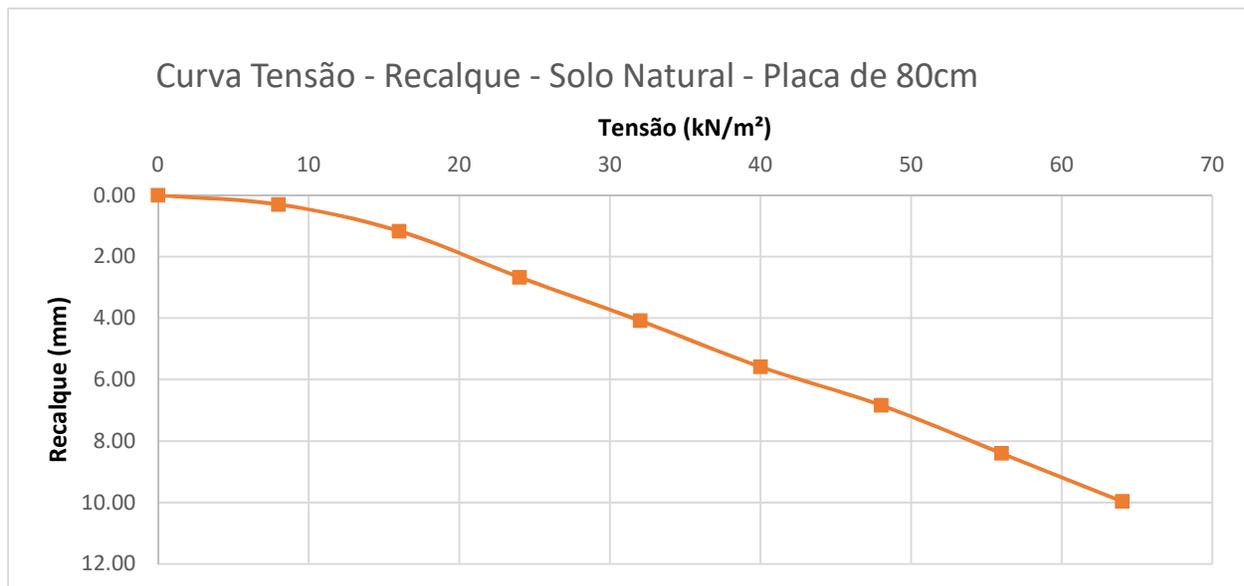


Fig. 4.4: Curva Tensão Recalque – Solo Natural – Extrapolação para placa de 80cm

A curva tensão x recalque para os valores extrapolados atinge um recalque de 9,96 mm na tensão de 64 kN/m², de modo que se pode estabelecer esta tensão como a admissível (σ_{adm}). No entanto, nota-se na Figura 4.4 que não foi atingido a ruptura do solo, de modo que não seria possível estabelecer a tensão admissível por aplicação de fator de segurança.

Para solucionar esta questão, é necessário aplicar a Equação 12, de Van der Veen, a partir da curva tensão recalque para a placa de 80. A Figura 4.5 possui as curvas obtidas segundo a equação de Van der Veen, a tensão de ruptura foi estimada entre 100 kPa e 500 kPa.

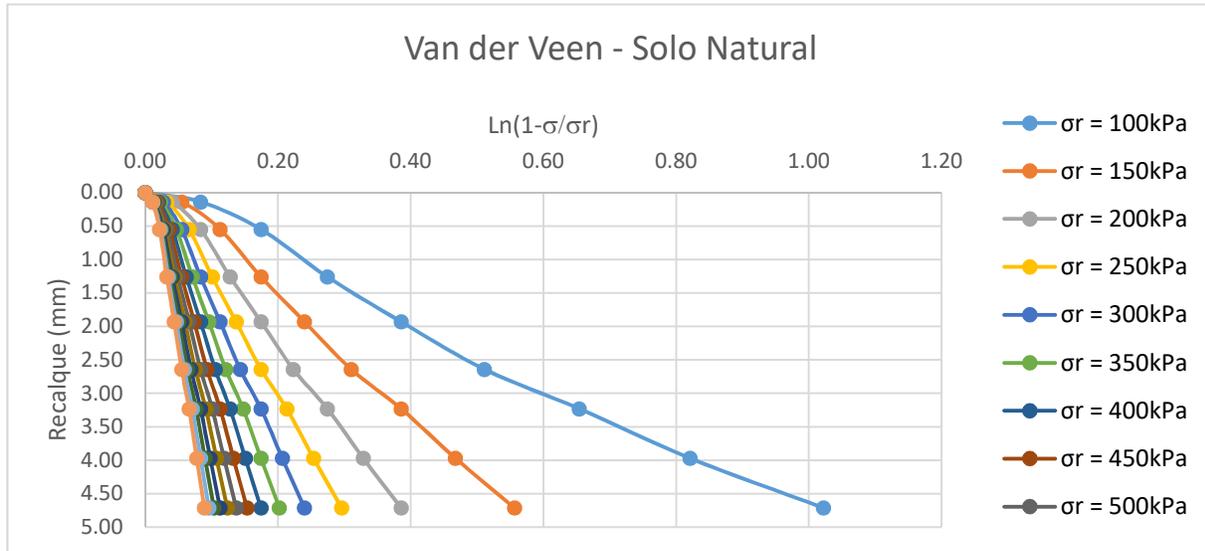


Fig. 4.5: Curvas obtidas com a equação de Van der Veen – Solo Natural

A partir das curvas obtidas, concluiu-se que a tensão de ruptura (σ_r) para o solo natural analisado em campo foi de 200kPa. Os coeficientes “a” e “b” da equação de Van der Veen são a inclinação da reta equivalente à curva obtida, e o ponto onde a reta intercepta o eixo x. Para visualizar os resultados melhor, a Figura 4.6 resume a análise feita por meio da equação de Van der Veen.

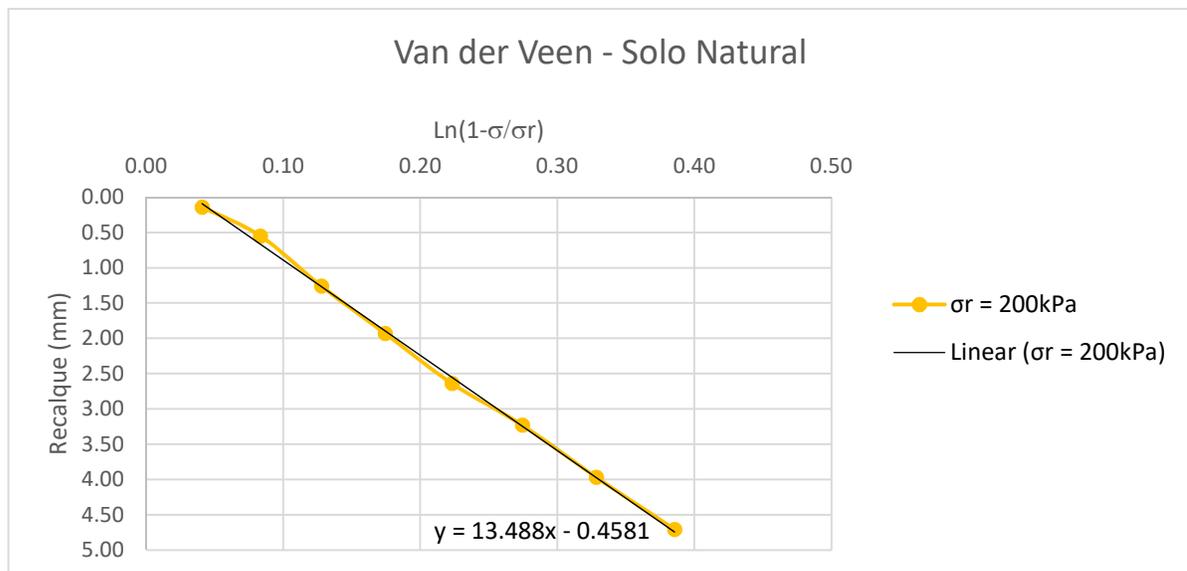


Fig. 4.6: Obtenção dos coeficientes “a” e “b”.

Segundo a NBR 6122 (2010), seguindo o critério de ruptura do solo, Equação 13, um fator de segurança não inferior a 2 deve ser aplicado à tensão de ruptura para definir a tensão admissível do solo, de modo que a tensão admissível seria:

$$\sigma_{adm} = \frac{200 \text{ kPa}}{2} = 100 \text{ kPa}$$

Obteve-se então dois valores de tensão admissível para o solo em estado natural, o primeiro considerando os critérios do Código da Cidade de Boston (64 kN/m²), e o segundo por meio de estimativa da tensão de ruptura do solo por meio das Equação de VAN DER VEEN (1953) (100 kN/m²). O valor adotado será o menor dentre os obtidos, no caso, $\sigma_{adm}(\text{natural}) = 64 \text{ kN/m}^2$

4.2.2.2 Coeficiente de Recalque Vertical (kv)

A definição do coeficiente de recalque vertical kv para a fundação referência necessita novamente de utilizar a Equação 9, porém agora será utilizado a largura da fundação, de 14,8 metros. A Figura 4.7 mostra os resultados da curva tensão x recalque nova para as dimensões da fundação referência

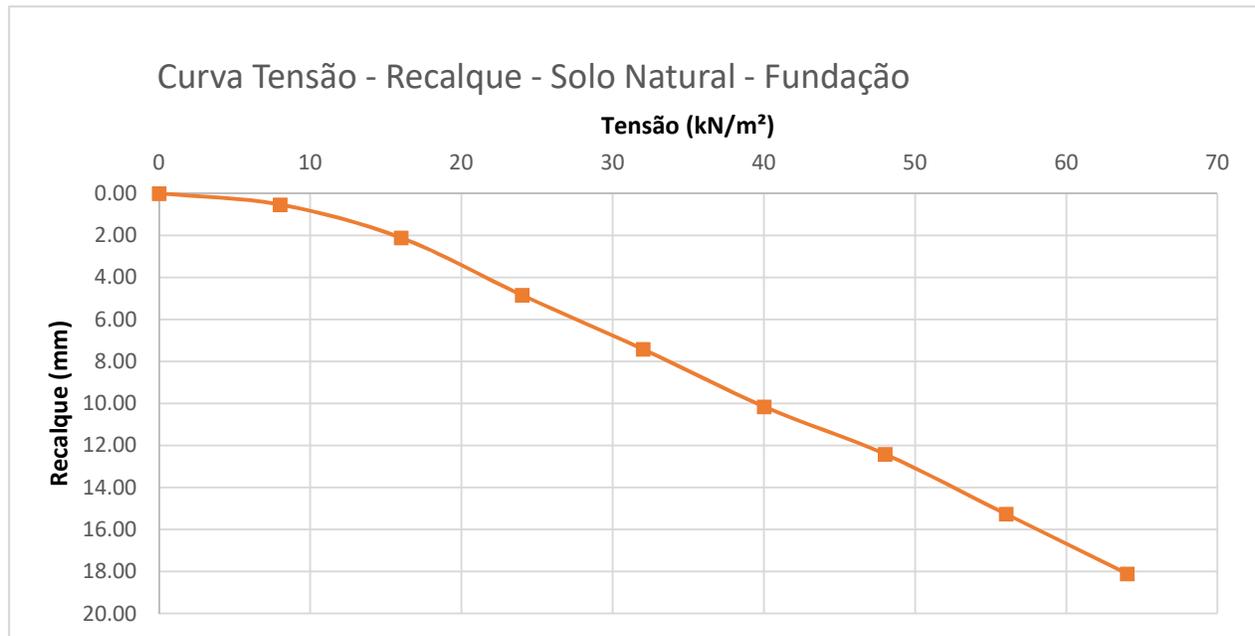


Fig. 4.7 Curva Tensão Recalque – Solo Natural – Extrapolação para a Fundação.

O recalque ocorrido na tensão admissível de 64 kN/m² foi de 18,1 mm, de modo que o kv pode ser calculado utilizando a Equação 8. Para comparação, o mesmo valor de kv será calculado para as curvas obtidas para a placa de 80 cm e de 30 cm.

$$kv(fund) = \frac{\frac{64 \text{ kN}}{m^2}}{18,1 \text{ mm}} = 3.535 \text{ kN/m}^3$$

$$kv(80 \text{ cm}) = \frac{\frac{64 \text{ kN}}{m^2}}{9,96 \text{ mm}} = 6.425 \text{ kN/m}^3$$

$$kv(30 \text{ cm}) = \frac{\frac{64 \text{ kN}}{m^2}}{4,71 \text{ mm}} = 13.588 \text{ kN/m}^3$$

Como se vê, ocorre redução significativa no valor obtido de kv ao se considerar as dimensões de estruturas de dimensões maiores na interpretação dos resultados de ensaios de placa, o que está de acordo com a literatura analisada.

4.2.2.3 Módulo de Elasticidade (E)

Para obter o módulo de elasticidade (E) do solo, por meio da Equação 11, proposta por TIMOSHENKO (1951), utilizou-se a curva tensão x recalque obtida experimentalmente em campo, com placa de 30 cm de diâmetro. É necessário também estimar o coeficiente de Poisson (ν) do solo, pois não foi obtido experimentalmente. No caso adotou-se $\nu = 0.45$, a tensão utilizada será a admissível definida anteriormente.

$$E = \frac{\pi * 64 \text{ kN/m}^2 * 0,3 \text{ m}}{4 * 4,71 * 10^{-3} \text{ m}} * (1 - 0,45^2) = 3.201 \text{ kPa}$$

Uma outra análise do módulo de elasticidade foi de simular o ensaio de placa feito em campo no software Plaxis 3D, buscando obter uma curva tensão x recalque similar à obtida *in-situ*. Uma placa de 30 cm de diâmetro foi modelada, sobre uma camada homogênea de solo, e as etapas de carregamento lançadas no software foram as mesmas que as aplicadas em campo, conforme a Figura 4.8.

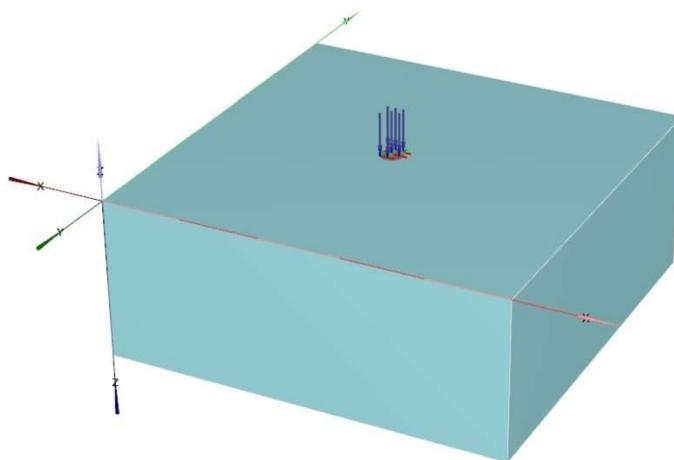


Fig. 4.8: Modelo da prova de carga em placa de 30 cm sobre solo natural

Foi estabelecido uma análise linear elástica, cujos parâmetros de entrada do solo no software são apenas o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e o peso específico (γ). O resultado da prova de carga simulada é uma reta, conforme a Figura 4.5 mostra, o que está de acordo com as teorias apresentadas por BHUDU (2011) sobre análise linear elástica, onde os recalques em etapas sucessivas são os mesmos.

Foi feita uma regressão linear na curva tensão recalque obtida em campo, de modo a aproximá-la da origem. Diferentes valores de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) eram lançados, e o peso específico (γ) adotado foi de $26,5 \text{ kN/m}^3$, valor encontrado por GUIMARÃES (2002) em seus estudos sobre o campo experimental. A reta tensão x recalque obtida abaixo da placa era comparada com os resultados obtidos em campo. Por meio de um processo iterativo, obteve-se uma curva próxima à obtida em campo.

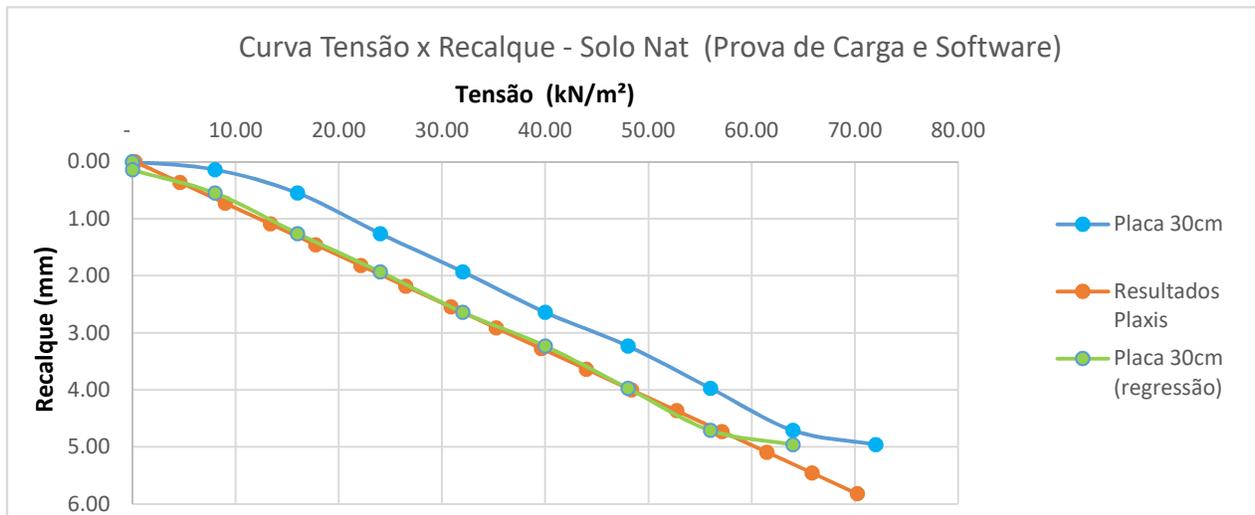


Fig. 4.9: Regressão linear dos resultados obtidos no Plaxis 3D

Como se vê da Figura 4.5, a regressão linear feita com o Plaxis 3D resultou em uma aproximação satisfatória dos resultados obtidos em campo. Os valores de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) obtidos foram respectivamente de 2.500 kPa e 0,4.

Nota-se que houve diferença significativa entre os valores de módulo de elasticidade obtidos pela equação proposta por TIMOSHENKO (3.200 kPa) e a obtida por meio do PLAXIS 3D (2.500 kPa). O valor considerado será o obtido por meio do PLAXIS 3D, não apenas por ser um valor conservador, mas por ser considerada mais representativa do ensaio realizado *in-situ*.

Obteve-se também no ensaio uma visualização em corte das deformações no solo decorrentes do carregamento (Figura 4.6), ilustrando a distribuição de tensões.

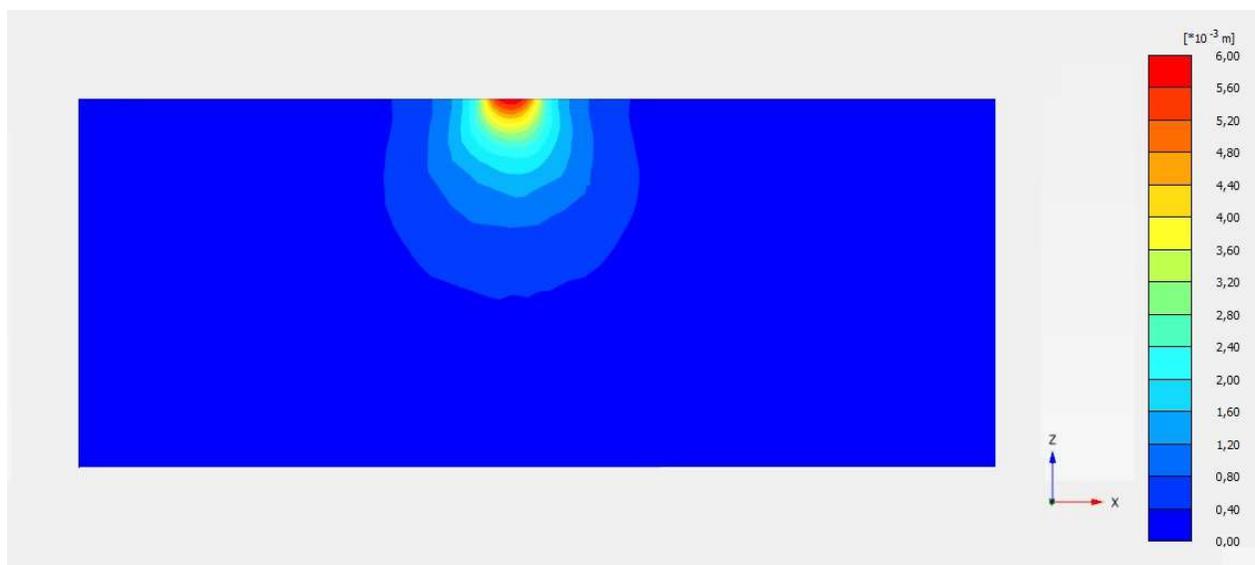


Fig. 4.10: Bulbo de tensões da prova de Carga simulada em solo natural-PLAXIS 3D.

4.2.3 CURVA TENSÃO X RECALQUE - SOLO INUNDADO

4.2.3.1 Tensão de Colapso (σ_{colapso})

Na Figura 4.2, aparentemente o solo apresentou dois patamares de perda de capacidade de carga, um nas primeiras etapas de carregamento e o segundo próximo ao final. Há dúvidas se isto ocorreu devido à falta de um segundo defletômetro nas últimas etapas de carregamento ou por um erro executivo nas primeiras etapas de carregamento, ou se foi o próprio comportamento do solo que levou a este resultado.

Teoriza-se que há a possibilidade de a inundação do solo ter eliminado primeiramente propriedades cimentícias do solo, o que explicaria a primeira perda de capacidade de carga observada. Dentre os dois trechos de perda de carga da curva obtida, o segundo será considerado como a carga colapso (σ_{colapso}) do solo, por apresentar recalque superior ao primeiro.

Assim como no caso do ensaio em solo natural, foram aplicadas nos resultados da curva tensão x recalque da placa de 30 cm a equação 9 para estipular os recalques em uma placa de 80 cm de diâmetro

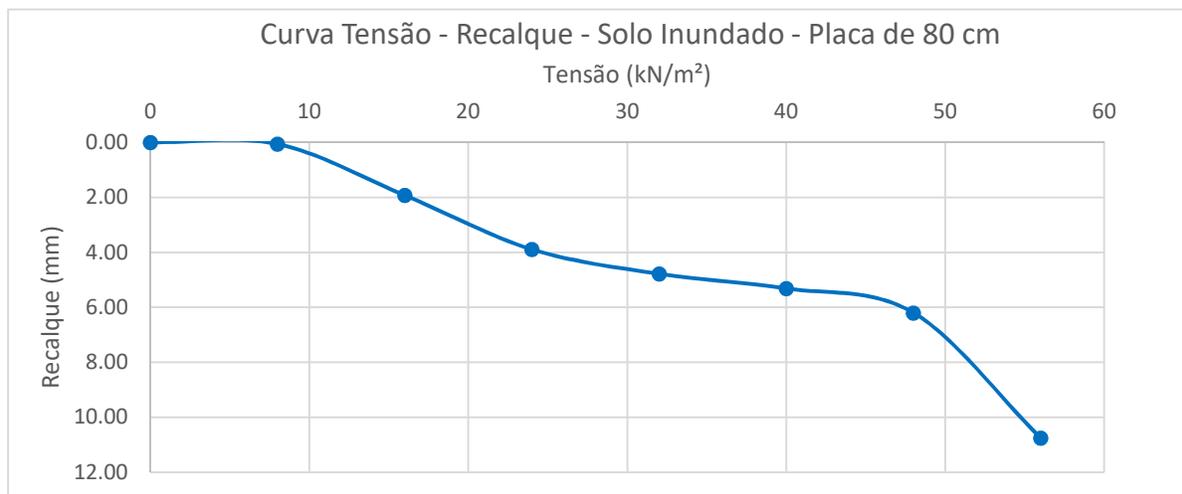


Fig. 4.11: Curva Tensão Recalque – Inundado – Extrapolação para placa de 80 cm.

Segundo os resultados obtidos na Figura 4.7, a partir da tensão de 48 kN/m² na sexta etapa de carregamento, observa-se o início de colapso do solo, com um recalque entre a sexta e sétima etapa muito superior ao que ocorreu entre a segunda e terceira etapas. Estipula-se então que a tensão de colapso do solo estudado é: $\sigma_{(\text{colapso})} = 48 \text{ kN/m}^2$.

4.2.4 CURVA TENSÃO RECALQUE - SOLO REFORÇADO

4.2.4.1 Tensão Admissível (σ_{adm})

De antemão, nota-se na Figura 4.1 que ocorreu ganho significativo de resistência do solo com a aplicação da camada reforçada, o que está de acordo com os resultados obtidos por FERREIRA (2013). Buscando definir a tensão admissível do composto reforçado, novamente se aplica a Equação 9 aos resultados obtidos.

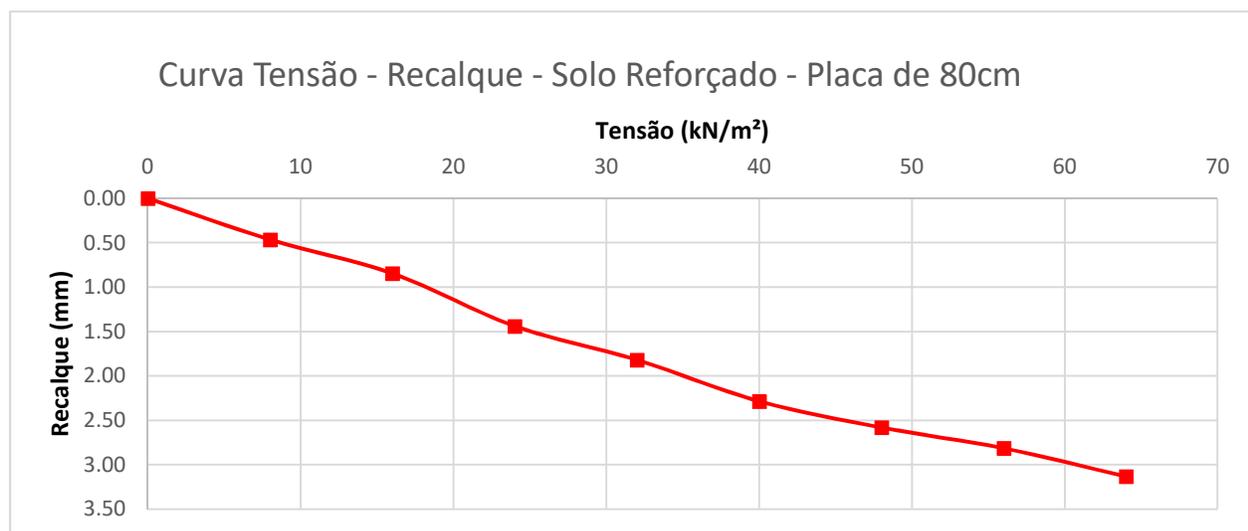


Fig. 4.12: Curva Tensão Recalque – Solo Reforçado – Extrapolação para placa de 80cm.

Nota-se na Figura 4.8 que ao se aumentar a tensão aplicada ao solo, o recalque resultante medido diminui, principalmente nas últimas etapas de carregamento. Este comportamento não foi observado nos ensaios realizados por FERREIRA (2013), onde sua curva tensão x recalque (Figura 2.28) em solo com RCD apresentou aumento de recalques com a aplicação de tensão.

Para a mesma tensão de 64 kN/m² na curva tensão recalque extrapolada para uma placa de 80 cm diâmetro em solo natural, houve uma redução de aproximadamente 69% no recalque, indo de 9,96 mm para 3,13 mm.

A tensão máxima aplicada ao solo foi de 72 kN/m², o recalque máximo neste carregamento foi 3.26 mm. Percebe-se que não é possível aplicar os critérios de limite de deslocamento do Código da Cidade de Boston, pois o ensaio não atingiu sequer 10 mm.

Buscou-se então fazer uso da equação de VAN DER VEEN (1953) para estimar a tensão de ruptura do solo. A figura 4.9 apresenta os resultados do uso da equação para diversas tensões de ruptura.

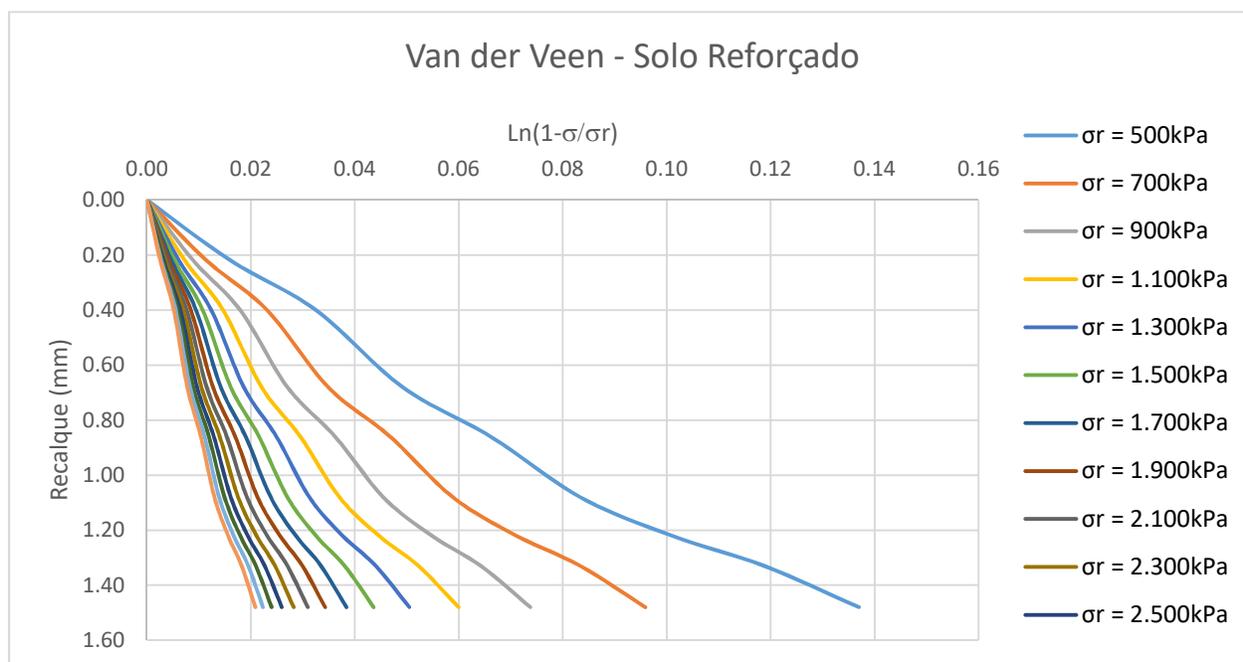


Fig. 4.13: Curvas obtidas com a equação de Van der Veen – Solo Reforçado

De acordo com Alonso (2003), a curva a ser utilizada para definir os parâmetros da extrapolação da curva tensão recalque deve se aproximar de uma reta. Como se vê na figura 4.9, não há uma curva que se aproxime satisfatoriamente de uma reta.

Acredita-se que isto tenha ocorrido devido à própria forma da curva tensão x recalque obtida em campo, que se assemelha mais a uma reta que a uma curva. Caso fossem aplicadas tensões a mais, acredita-se que os pontos adicionais na curva tensão x recalque fariam com que se aproximasse de uma curva onde a equação de Van der Veen apresentaria resultados satisfatórios.

Com isto, não foi possível com os resultados obtidos definir a tensão de ruptura (σ_r), tensão admissível (σ_{adm}) e também o coeficiente de recalque vertical (k_v), que pode ser obtido segundo a tensão admissível, do conjunto de solo reforçado. Porém, isto indica também que o ganho de resistência do solo com a camada de reforço de RCD foi tal que um carregamento consideravelmente superior ao não reforçado seria necessário para o levar a ruptura, demonstrando potencial de aplicabilidade do material.

4.2.4.2 Módulo de Elasticidade (E)

Ainda que não tenha sido possível estimar os parâmetros de tensão e coeficiente de recalque do solo, foi possível realizar o mesmo procedimento de simulação numérica no Plaxis 3D feito para o ensaio de placa em solo natural.

Para simular o que foi executado *in-situ*, lançou-se uma camada de solo de 10 cm de espessura a partir da superfície, para representar a camada de solo reforçado, com parâmetros de módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν) e Peso Específico (γ). A camada de solo natural abaixo da camada de solo com RCD foi lançada com os parâmetros obtidos na modelagem da primeira prova de carga. A figura 4.14 ilustra o modelo lançado no Plaxis 3D.

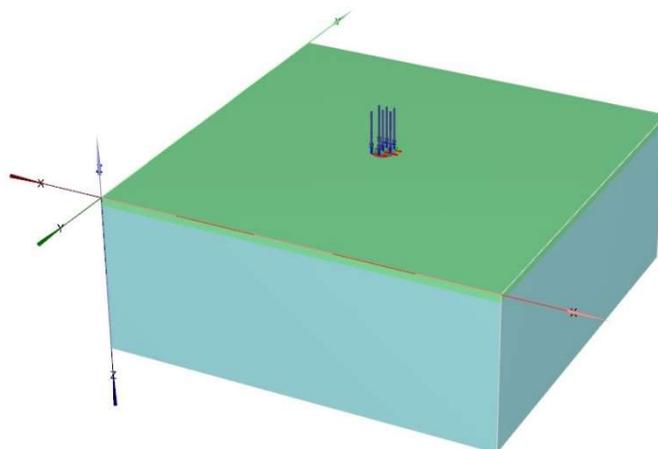


Fig. 4.14: Modelo da prova de carga em placa de 30 cm sobre solo com RCD

Por meio de processo iterativo, onde os valores de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) da camada de reforço eram variados, buscou-se obter uma reta tensão x recalque que se aproximasse da obtida em campo. O peso específico (γ) do solo com RCD adotado foi de 25,3 kN/m², adotado segundo AMORIM (2013), que encontrou uma redução de 5% adicionando-se a mesma proporção de RCD que neste trabalho. Cabe ressaltar que pôr os próprios resultados obtidos em campo se aproximam de uma reta, sequer foi necessário realizar regressão linear da curva.

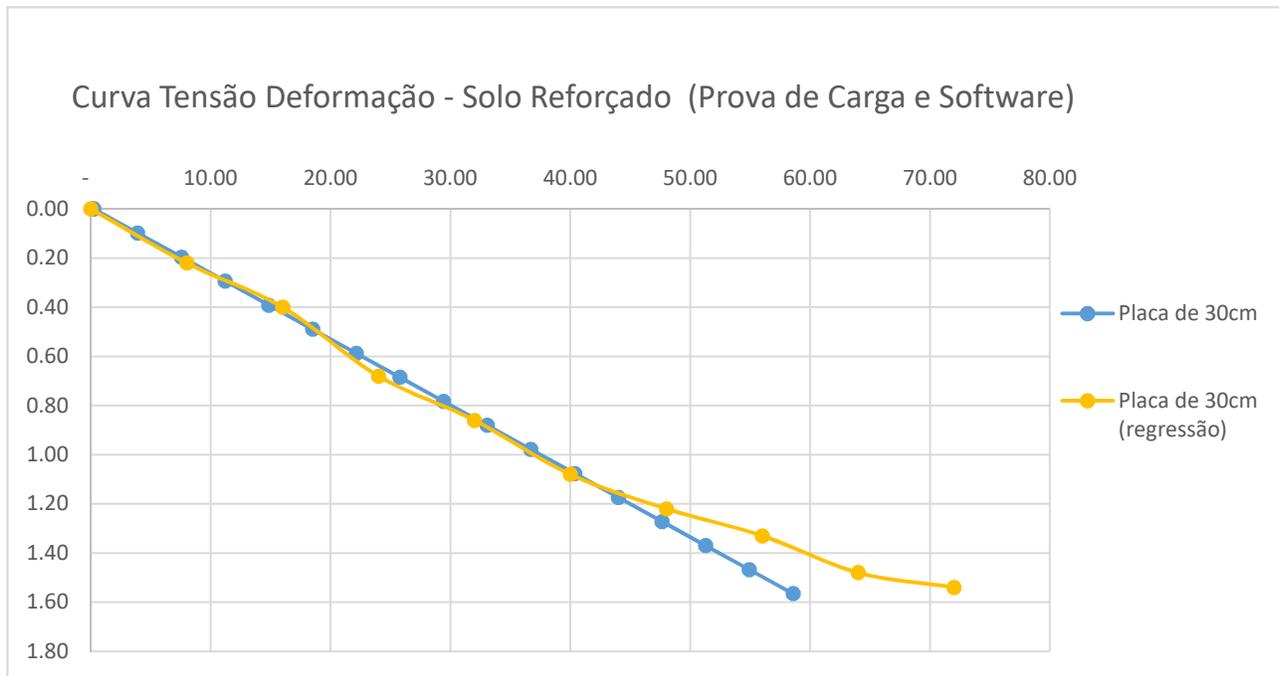


Fig. 4.15: Regressão Linear dos resultados obtidos no Software – Solo Reforçado

Como se vê na figura 4.15, o resultado da análise por meio do PLAXIS 3D resultou em uma aproximação satisfatória dos resultados obtidos em campo. Os valores de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) obtidos foram respectivamente de 350.000 kPa e 0,15.

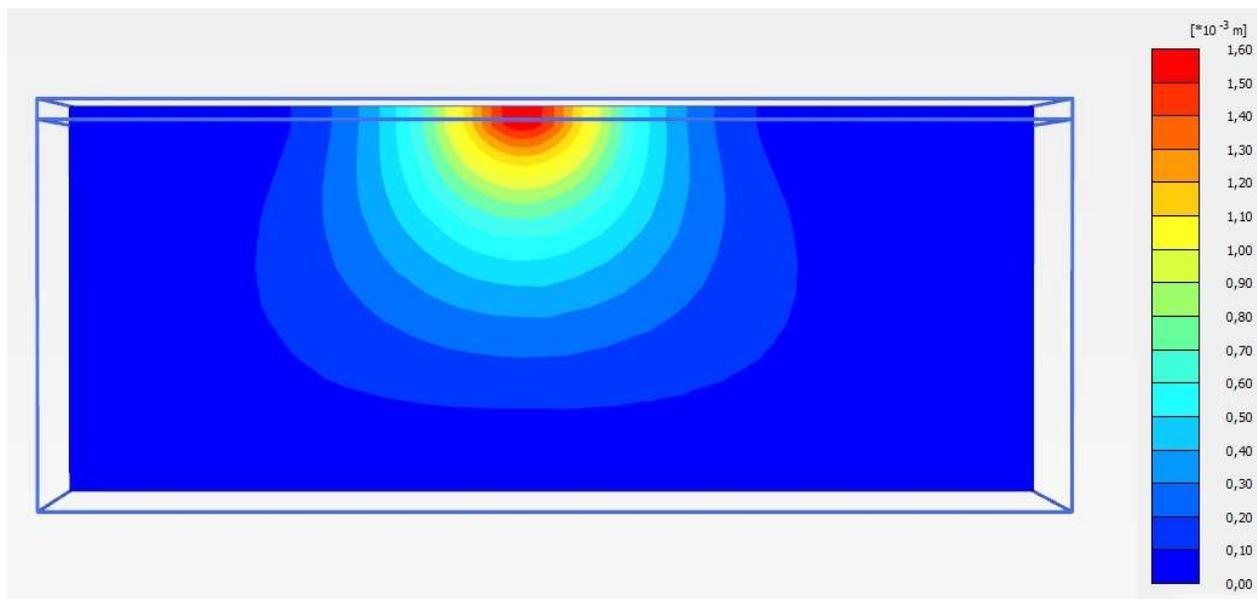


Fig. 4.16: Bulbo de tensões da prova de Carga simulada em solo reforçado-PLAXIS 3D.

O aumento significativo no valor do módulo de elasticidade é atribuído tanto à adição do RCD ao solo (AMORIM, 2013) como à compactação do solo (BHUDU, 2011). A redução no coeficiente de Poisson indica que ao sofrer um carregamento vertical, a deformação lateral sofrida pelo solo reforçado é menor que a deformação lateral do solo não reforçado.

A figura 4.16 mostra as deformações abaixo das tensões lançadas no Plaxis 3D. Comparando com as deformações do modelo apenas com o solo natural (Figura 4.6), percebe-se que com a adição de RCD, ocorreu um espalhamento das deformações maior que ocorreu no solo natural, devido ao aumento da rigidez da camada próxima à superfície.

4.3 ANÁLISE NO SOFTWARE PLAXIS 3D

Obtidos os parâmetros de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) do solo natural e da camada de solo reforçado, o software Plaxis 3D foi utilizado na modelagem da estrutura do radier referência. Para analisar as tensões e deformações, as propriedades do solo foram lançadas segundo o modelo linear elástico.

O modelo linear elástico não representa como o solo deforma na realidade (SURARAK, 2012). Para que a simulação em software fosse mais representativa, poderia ser adotado o modelo Mohr-Coulomb, mas então seria necessário estimar parâmetros de ângulo de atrito (ϕ), coesão (c), peso específico (γ), ângulo de dilatação (ψ), além do módulo de Elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) ao longo da profundidade do solo.

Com os resultados dos ensaios SPT realizados por GUIMARÃES (2002), é possível obter os parâmetros necessários para o modelo Mohr-Coulomb, utilizando correlações desenvolvidas por outros autores. Optou-se por utilizar o modelo linear elástico, pois o Módulo de Elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) foram definidos diretamente a partir da interpretação dos ensaios de placa realizados, não a partir de correlações empíricas.

Como o objetivo deste trabalho foi demonstrar o ganho de resistência do solo natural com a aplicação de RCD, optou-se por prosseguir com o modelo linear elástico. Dois modelos distintos foram lançadas no software, ambos possuíam a mesma estrutura de paredes estruturais e carregamentos.

4.3.1 RADIER SOBRE SOLO NÃO REFORÇADO

O primeiro modelo possui o radier assentado sobre uma camada homogênea de solo com as propriedades obtidas para o solo natural *in-situ*. O carregamento das paredes estruturais encontra-se resumido no Apêndice A2 ao fim deste trabalho.

Devido à simetria dos carregamentos e da própria estrutura do edifício, foi lançado apenas uma metade dele, isto acelera o processamento do software no computador, e as informações obtidas são as mesmas para a outra metade não lançada. A Figura 4.17 ilustra o radier sobre o solo lançado no Plaxis 3D.

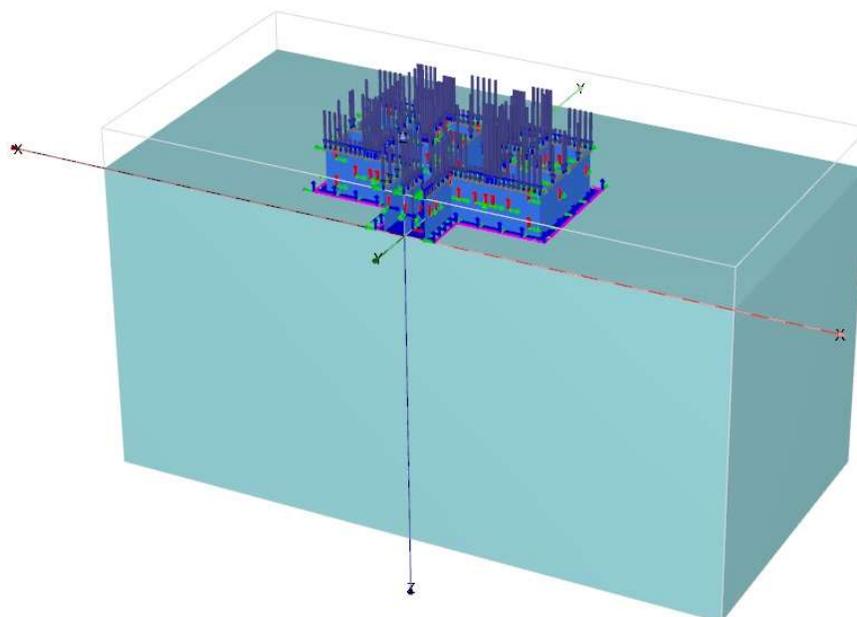


Fig. 4.17: Fundação Radier sobre camada de solo natural.

A malha de elementos finitos gerada no PLAXIS 3D permite visualizar as tensões e deformações ocorrendo no solo. As Figuras 4.18 a 4.21 mostram os deslocamentos ocorridos no solo devido ao carregamento da estrutura na fundação.

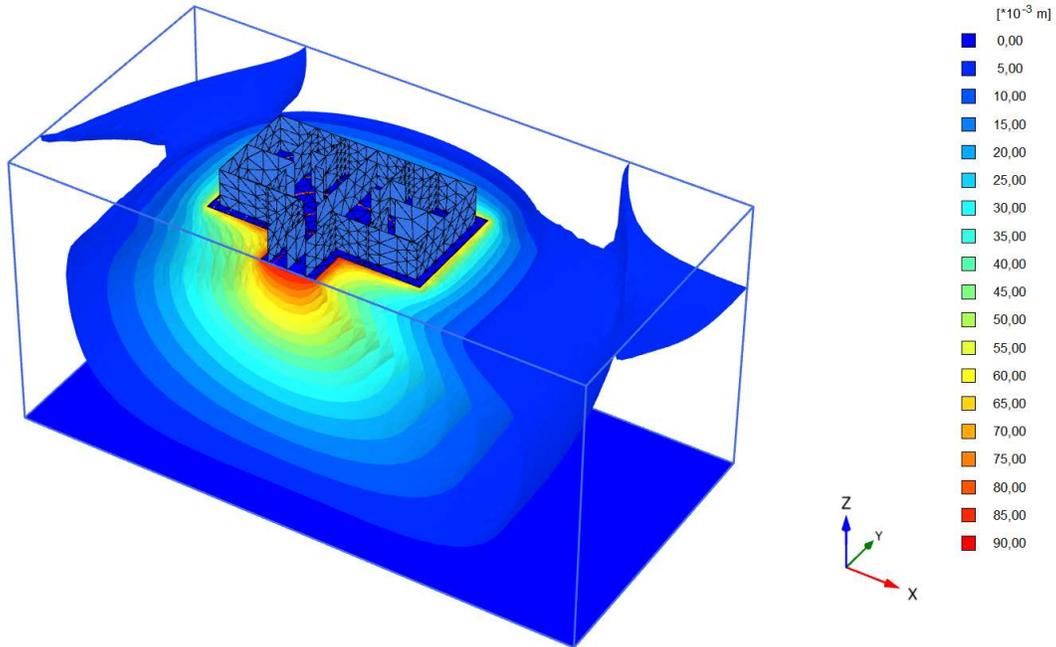


Fig. 4.18: Deslocamentos totais no solo natural – Com Radier

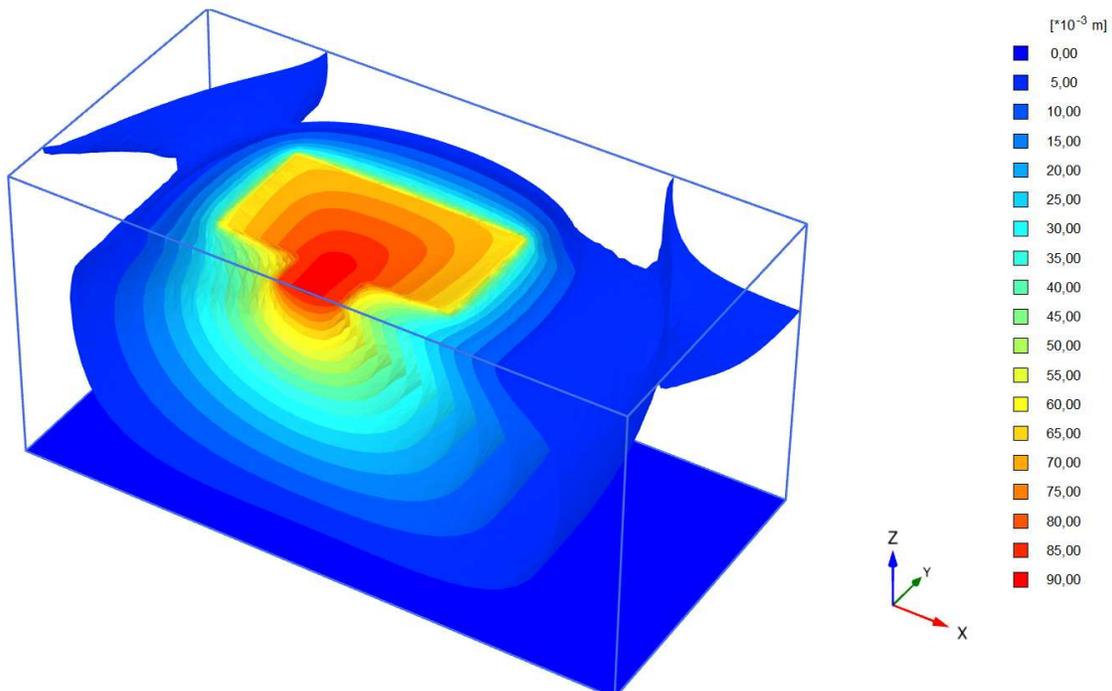


Fig. 4.19: Deslocamentos totais no solo natural – Sem Radier

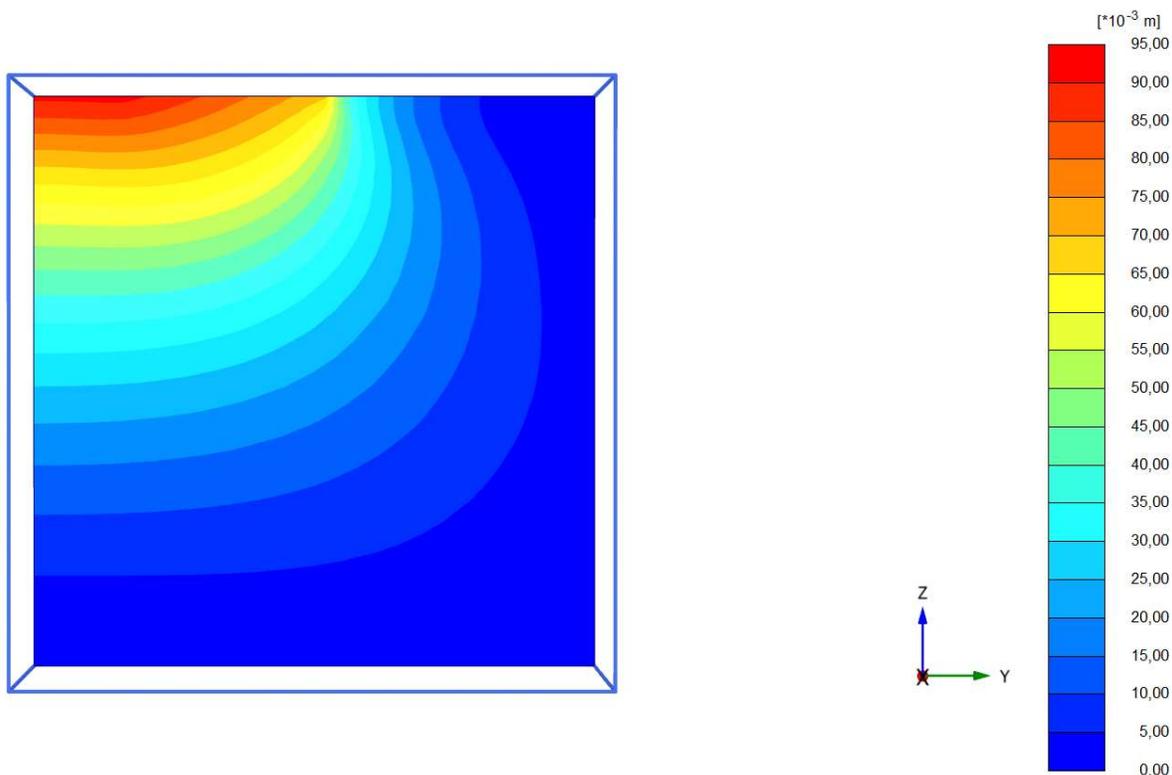


Fig. 4.20: Corte indicando os deslocamentos totais no Plano Z-Y – Solo natural

A deformação máxima ocorrida no modelo lançado foi de 9,18 cm. É interessante observar a profundidade do bulbo de deformação gerado pela malha de elementos finitos do software. A profundidade do maciço de solo lançado chega a 20 metros de profundidade, o bulbo aproxima-se da parte mais inferior, indicando que está na margem de atuação prevista por Terzaghi (1948), entre 1.5 e 2 vezes a largura da fundação.

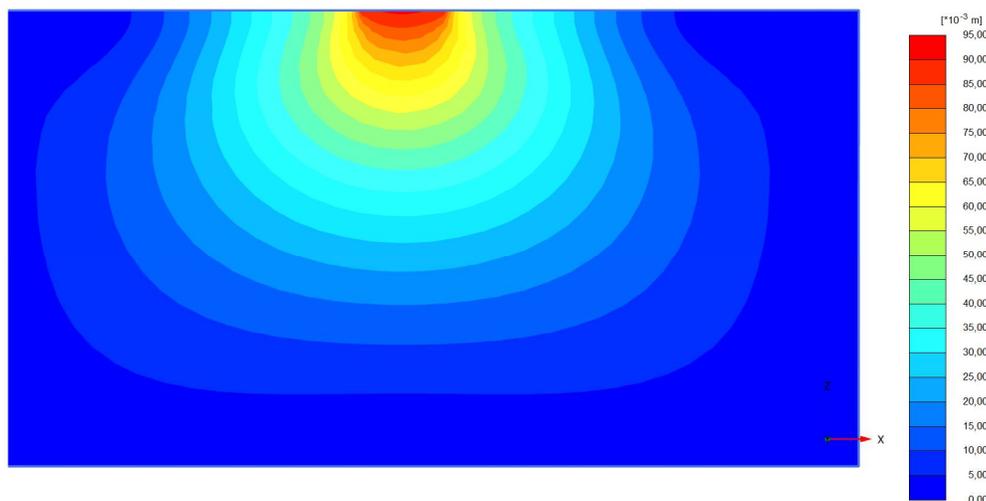


Fig. 4.21: Corte indicando as deformações no Plano Z-X – Solo Natural

As tensões atuantes no solo abaixo da fundação são mostradas nas Figuras 4.22 a 4.25:

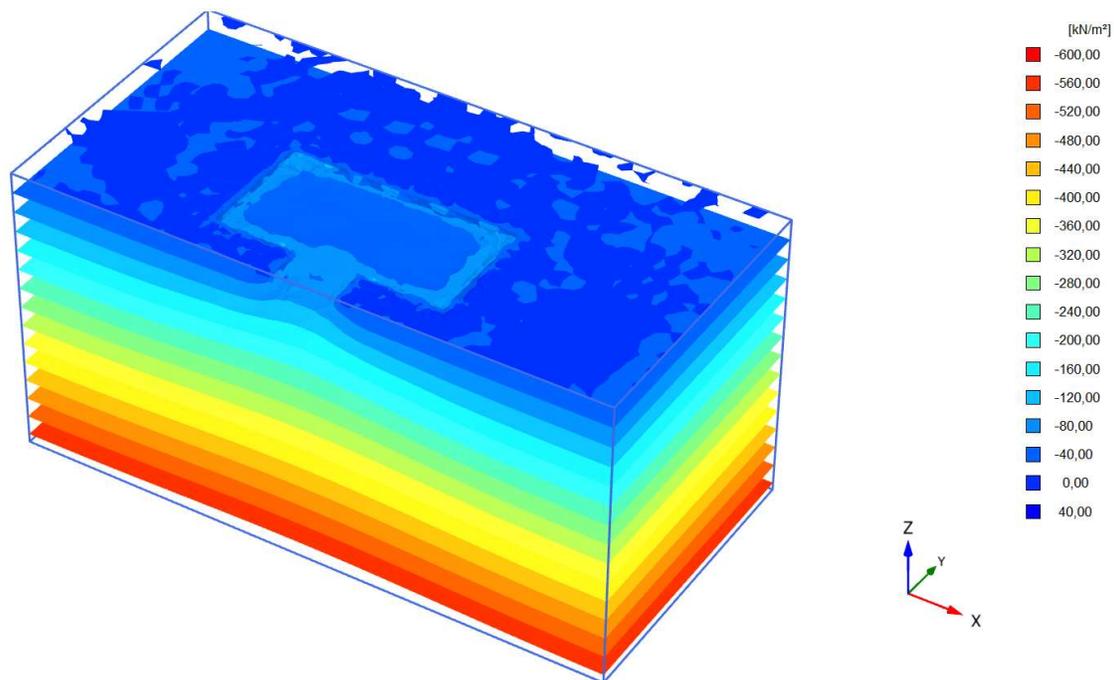


Fig. 4.22: Distribuição das tensões verticais – Solo Natural

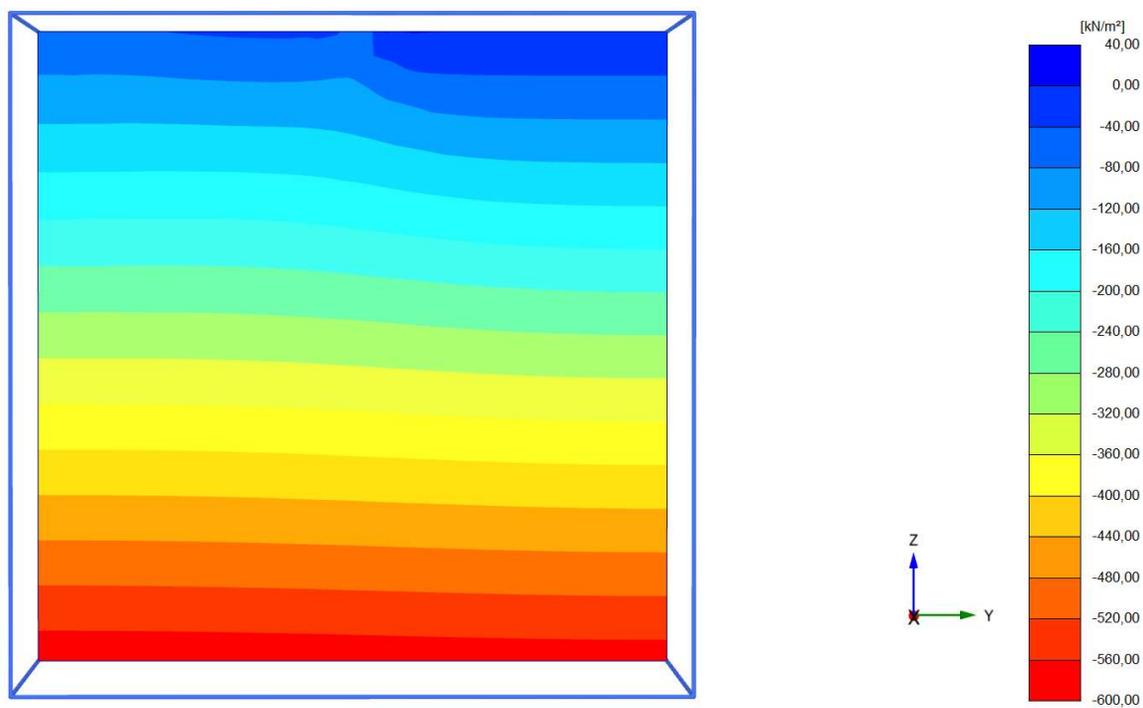


Fig. 4.23: Corte indicando as tensões verticais no Plano Z-Y– Solo Natural

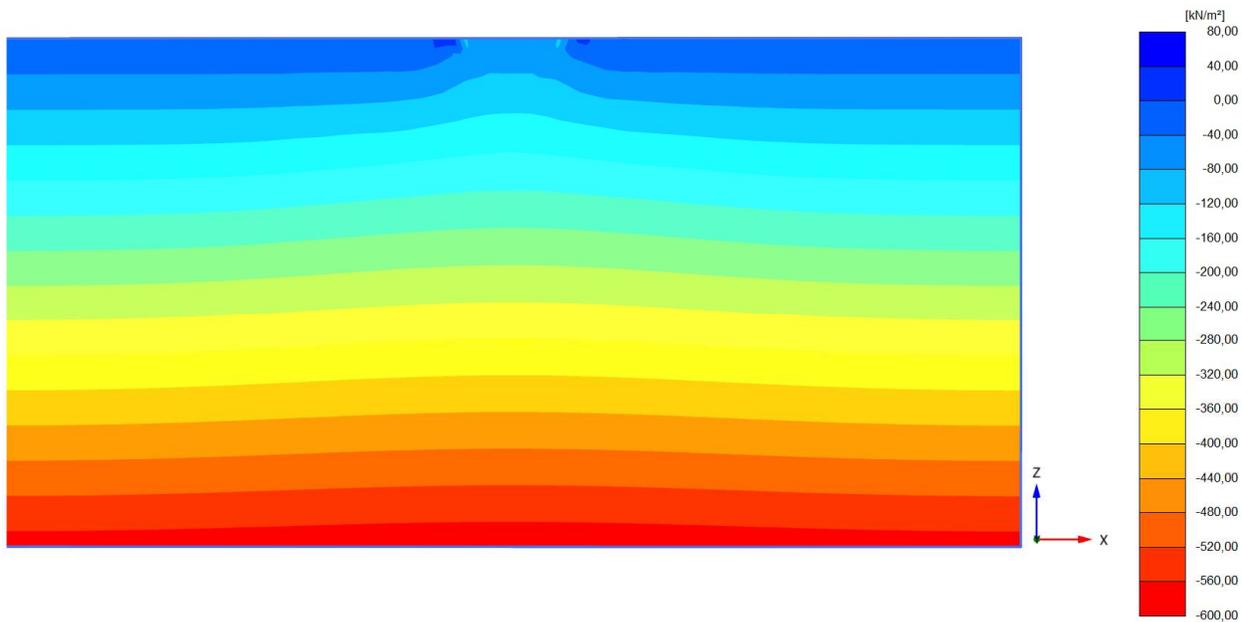


Fig. 4.24: Corte indicando as tensões verticais no Plano Z-X– Solo Natural

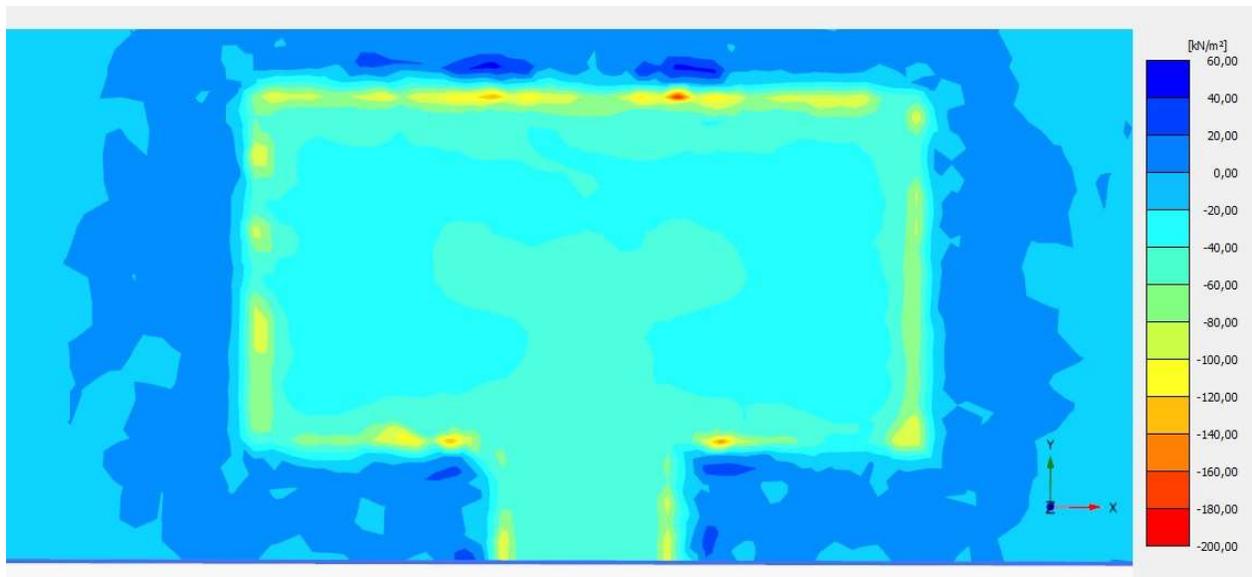


Fig. 4.25: Tensões verticais imediatamente abaixo da fundação – Solo Natural

A Figura 4.25 mostra que há acúmulo de tensões nas partes mais externas do radier. A tensão vertical média ao longo do solo abaixo do radier está entre 40 e 60 kN/m², com os valores máximos atingindo 200 kPa em pontos localizados.

Ao se adotar a tensão admissível de 64 kN/para o solo natural, seria necessário alterar as dimensões da fundação para reduzir as tensões aplicadas ao solo, pois há diversos pontos onde a tensão admissível é superada, além da tensão média estar acima da tensão de colapso do solo.

4.3.2 RADIER SOBRE SOLO REFORÇADO

O segundo modelo foi lançado com a mesma estrutura de fundação do primeiro, com a distinção de que uma camada de um metro de solo reforçado foi adicionada abaixo da fundação. A espessura de solo com RCD de um metro foi adotada, considerando que espessuras maiores tornariam a execução do reforço excessivamente custosa. A Figura 4.26 ilustra o radier sobre o solo reforçado lançado no Plaxis 3D. As Figuras 4.27 a 4.30 mostram os deslocamentos ocorridos no solo devido ao carregamento da estrutura na fundação.

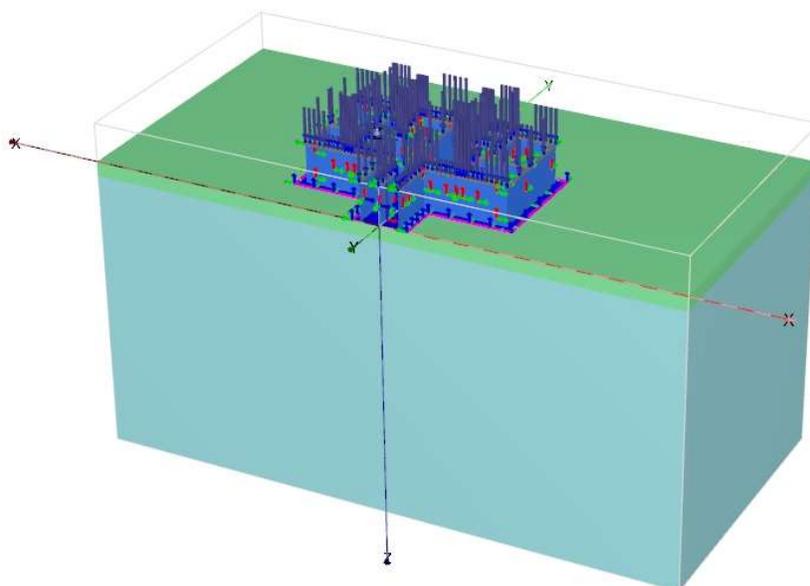


Fig. 4.26: Fundação Radier sobre camada de solo reforçado.

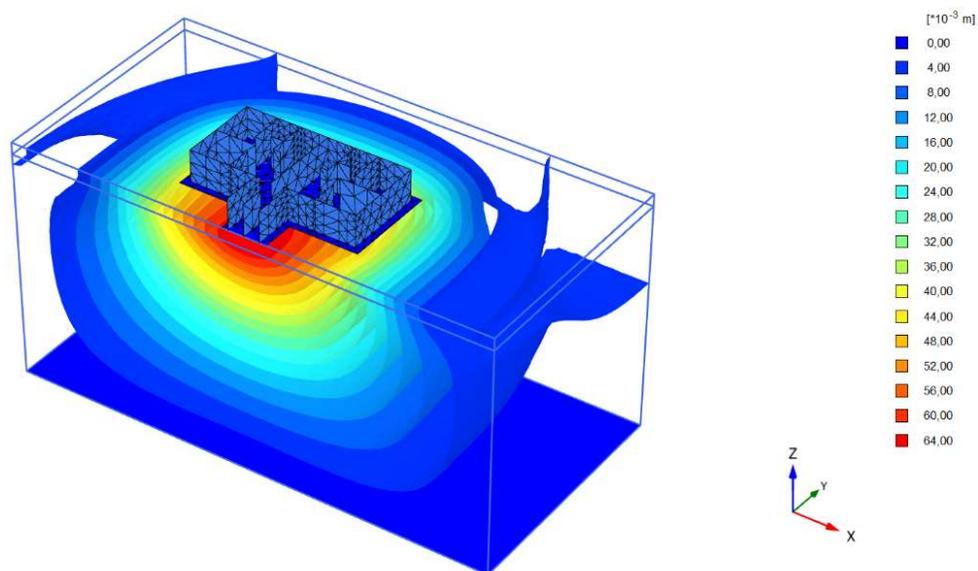


Fig. 4.27: Deslocamentos totais no solo – Com Radier – Solo reforçado

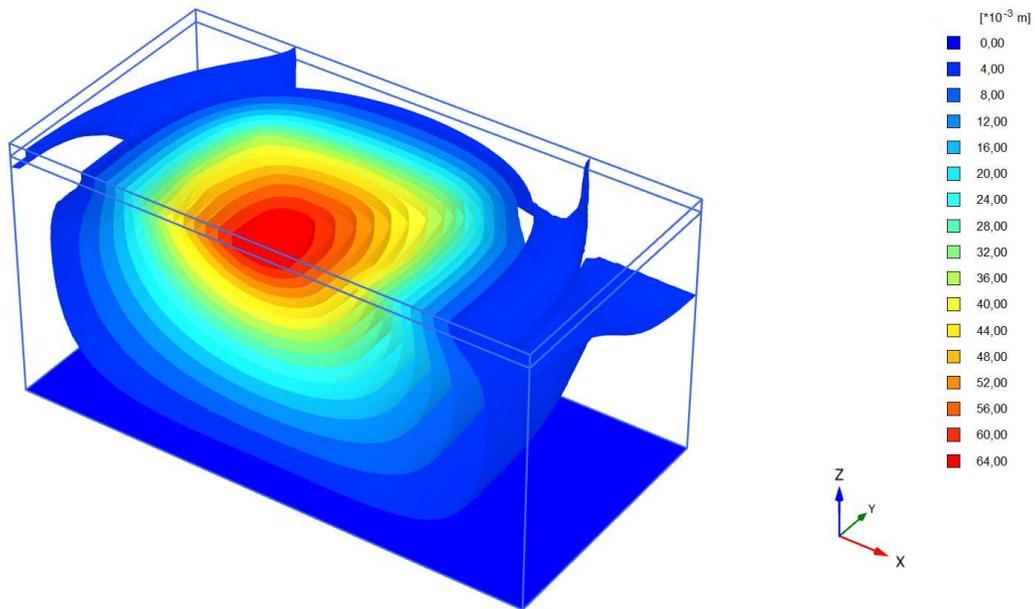


Fig. 4.28: Deslocamentos totais no solo – Sem Radier – Solo reforçado

Comparado as Figuras 4.28 e a 4.18, nota-se que no modelo com solo reforçado as deformações próximas à superfície são menos concentradas, ocorrendo uma maior mobilização das forças resistivas do solo. Isto ocorre devido à maior rigidez do material, e está de acordo com a literatura analisada.

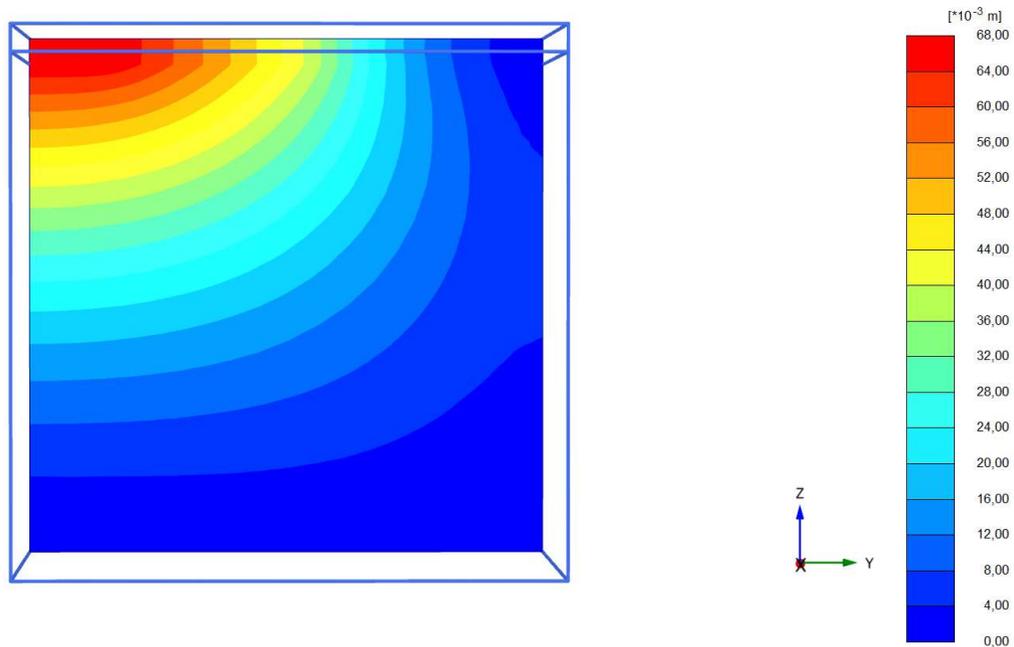


Fig. 4.29: Corte indicando os deslocamentos totais no Plano Z-Y – Solo reforçado

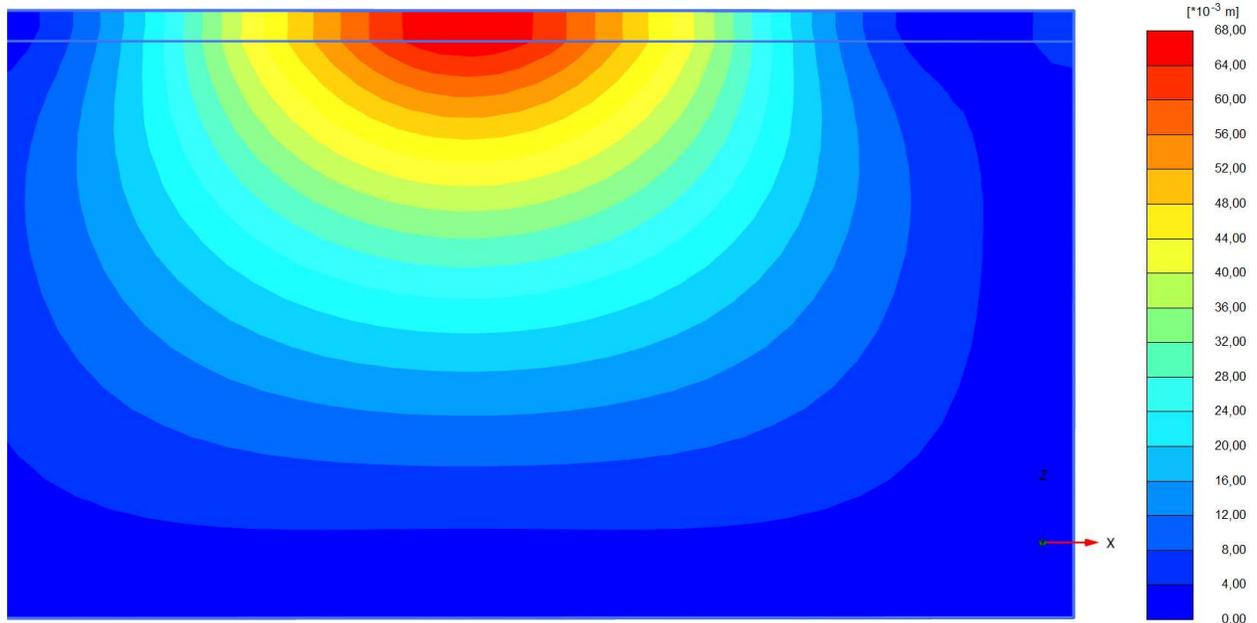


Fig. 4.30: Corte indicando os deslocamentos totais no Plano Z-X – Solo reforçado

A deformação máxima ocorrida no modelo com solo reforçado foi de 6,75 cm, o que indica uma redução de aproximadamente 26% em relação à estrutura não reforçada. Na Figura 4.30, nota-se que as maiores deformações estão concentradas próximas à superfície e dentro da camada reforçada.

Este resultado é favorável, pois as deformações que chegam à camada menos resistente abaixo do reforço são reduzidas, indicando um bom funcionamento da mistura Solo-RCD compactada.

Assim como no primeiro modelo, as tensões verticais atuantes no solo também foram analisadas, as figuras 4.31 a 4.34 apresentam os resultados obtidos.

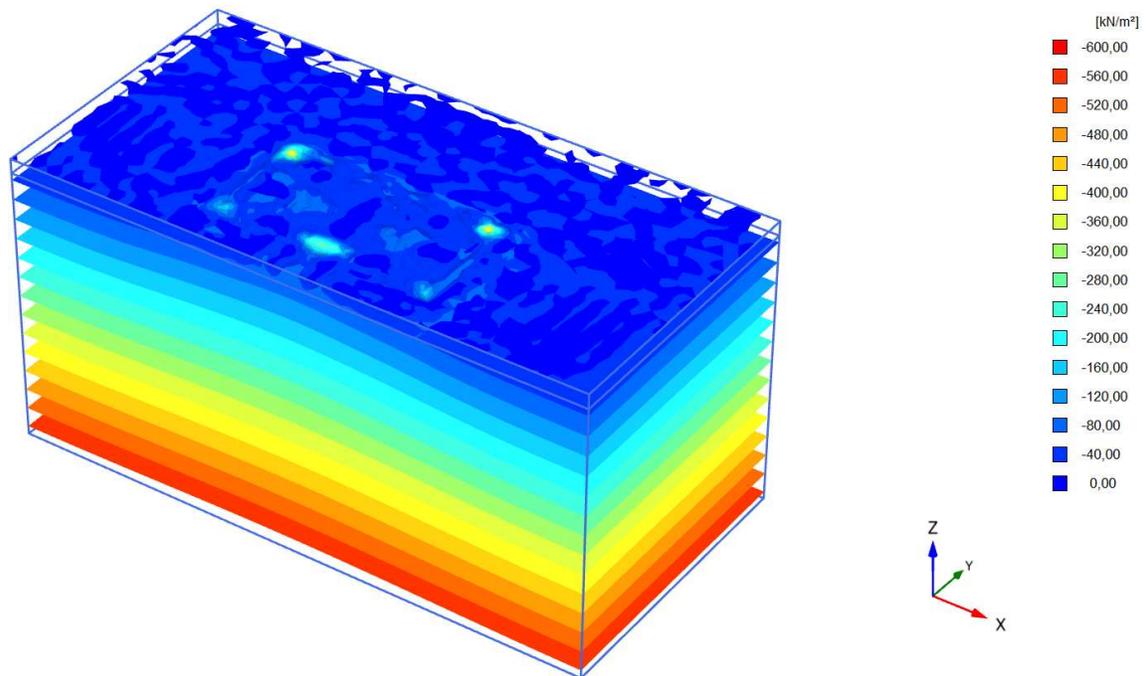


Fig. 4.31: Distribuição das tensões verticais – Solo reforçado

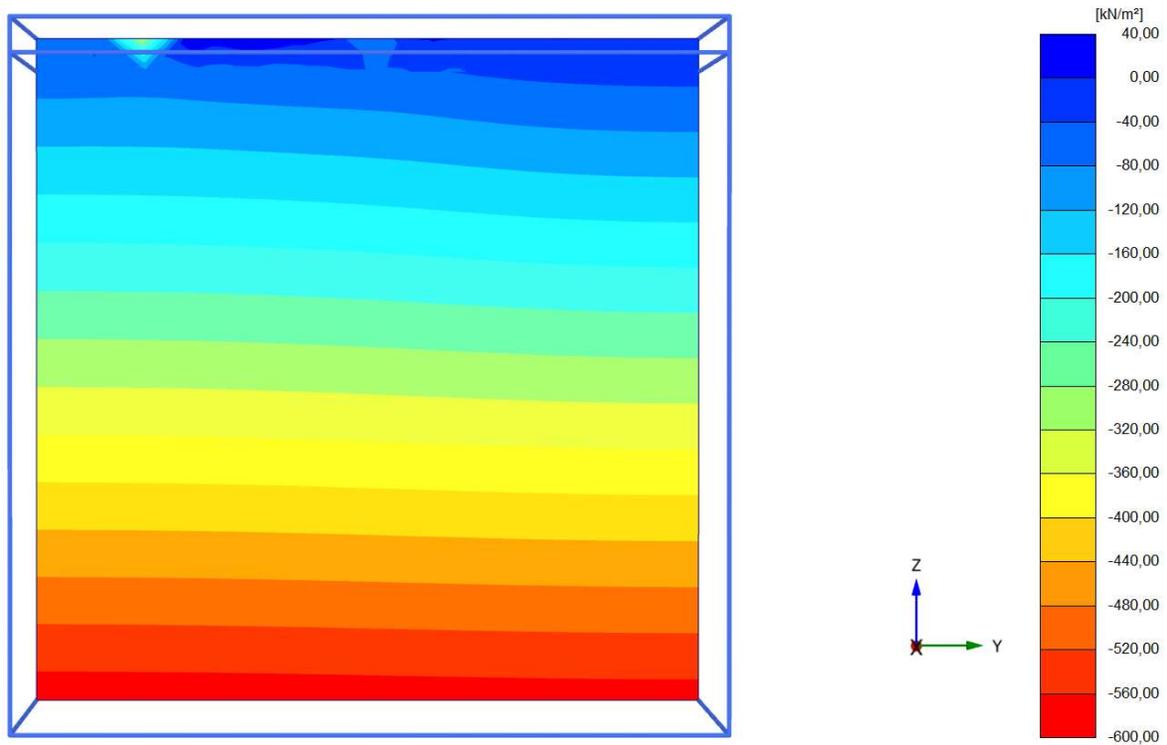


Fig. 4.32: Corte indicando as tensões verticais no Plano Z-Y – Solo reforçado

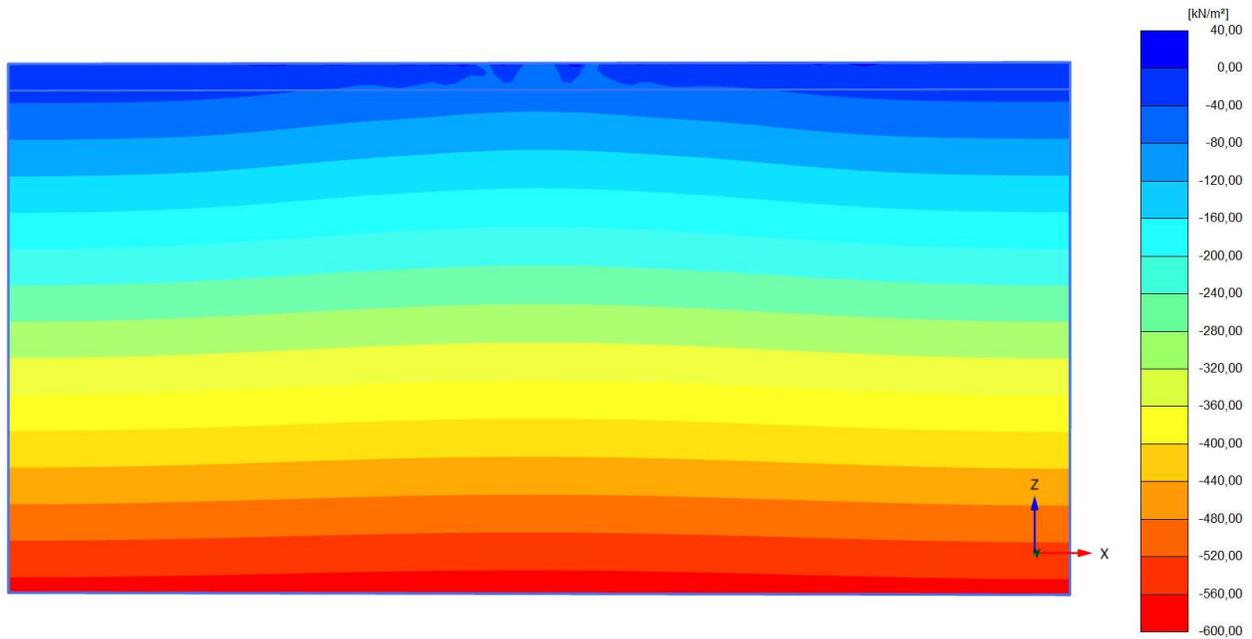


Fig. 4.33: Corte indicando as tensões verticais no Plano Z-X– Solo reforçado

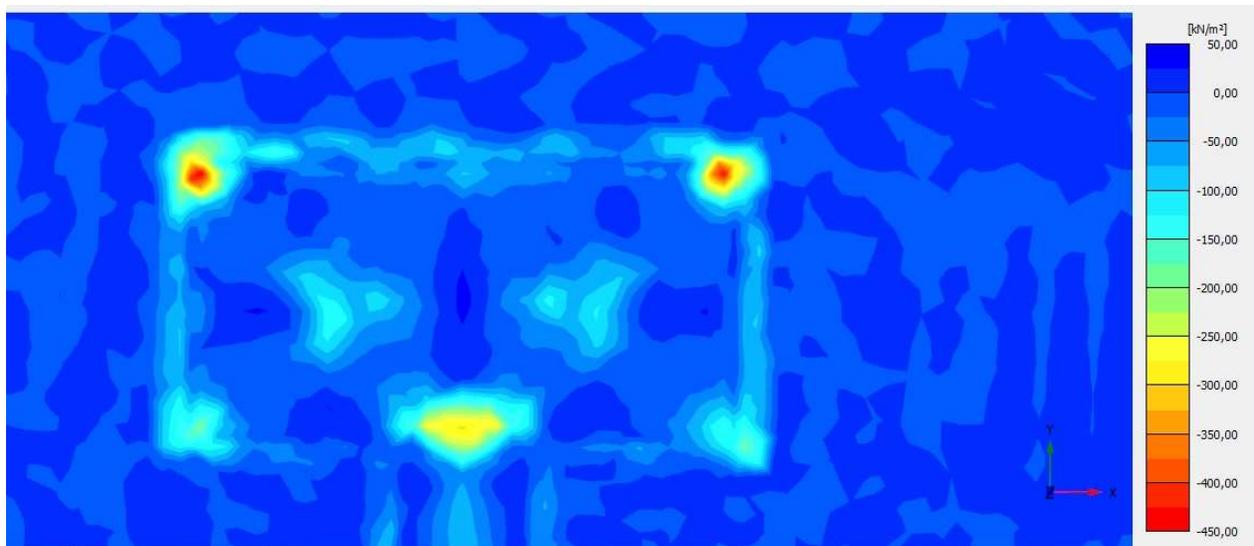


Fig. 4.34: Tensões verticais imediatamente abaixo da fundação – Solo reforçado

No modelo com solo não reforçado, a tensão máxima atuante abaixo da fundação era de 200kN/m^2 , com a camada de reforço, esta tensão aumentou para 450kN/m^2 (Figura 34), um aumento de 125%. Este aumento de esforços próximos à superfície também pode ser atribuído ao aumento da rigidez no solo reforçado, e novamente demonstra que as camadas mais próximas à superfície estão absorvendo a maior parte do carregamento sendo aplicado no solo.

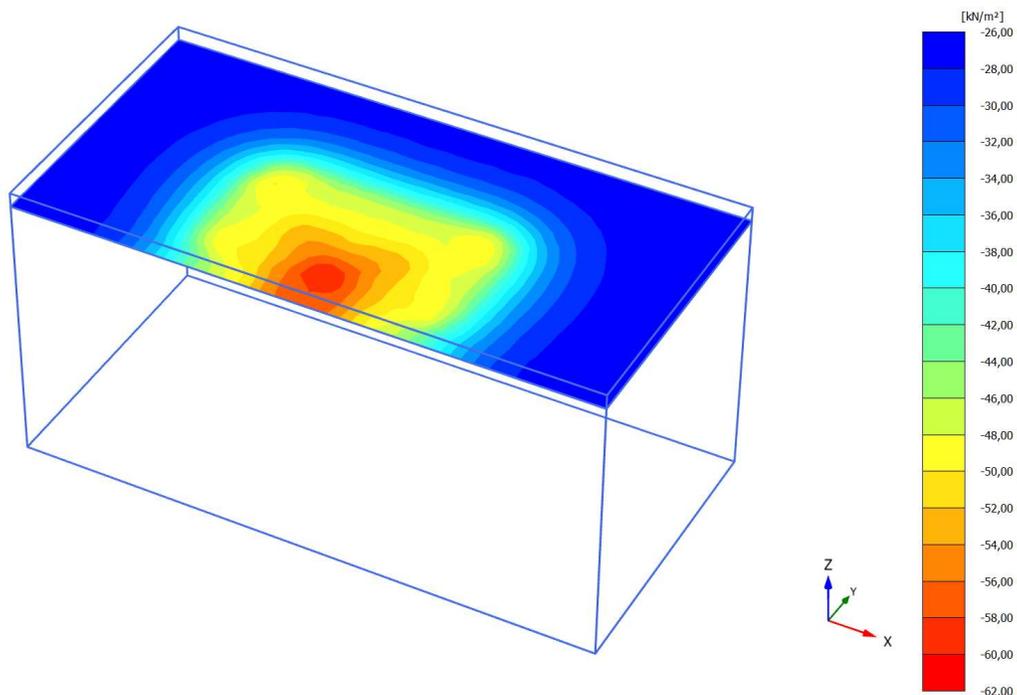


Fig. 4.35: Tensões verticais na profundidade de -1,001 metros – Solo reforçado

A Figura 4.35 corresponde às tensões na camada à 1,001m abaixo da superfície, imediatamente no início da camada de solo natural, e a tensão máxima atuante neste nível é de 62 kN/m². Comparado à tensão vertical atuante no solo natural imediatamente abaixo da fundação na Figura 4.21, que possuía valores de pico de até 200 kN/m², o solo natural no segundo modelo está sujeito a tensões verticais consideravelmente inferiores, o que é corroborado por recalques inferiores ao primeiro modelo.

Comparando as tensões verticais atuantes no solo natural imediatamente abaixo da fundação na Figura 4.25, com as tensões atuantes imediatamente abaixo da camada de solo com RCD na Figura 4.35, as tensões máximas atuantes são de 200 kN/m² e 62 kN/m², indicando que houve uma redução de 69% na tensão máxima aplicada sobre o solo natural.

5 CONCLUSÃO

Tornar a construção civil uma atividade plenamente sustentável pode ser um dos maiores desafios para engenheiros civis no século XXI. HALLIDAY (2008) ressalta o enorme impacto ambiental causado pela construção, operação e demolição de edifícios, e segundo a autora “Atingir sustentabilidade requer que vivamos dentro dos limites do planeta terra de nos prover com materiais para nossas atividades e absorver o lixo e poluição que produzimos.” (Traduzido de HALLIDAY, 2008, p.10).

Buscando reduzir os impactos da produção crescente de RCD no Brasil (ABRELPE, 2015), pesquisadores buscam soluções inovadoras na reutilização de RCD em obras geotécnicas, demonstrando uma melhoria na qualidade dos solos em seus resultados, incentivando novas pesquisas sobre o tema.

Apesar de não atingir a tensão de ruptura para o caso do reforço proposto, os ensaios de placa realizados para este trabalho demonstraram ganho significativo de capacidade de carga. Para o solo com RCD, ocorreu uma redução de aproximadamente 68 % no recalque na tensão de 64 kN/m² em relação ao solo não reforçado.

A regressão linear das curvas tensão x recalque feitas com uso do software PLAXIS 3D mostrou que houve um aumento no valor do módulo de elasticidade do solo natural de 2.500 kPa para 350.000 kPa, e redução do coeficiente de Poisson de 0,4 para 0,15.

A análise linear elástica do solo com a fundação referência no software Plaxis 3D com os parâmetros obtidos nos ensaios de placa, indicou uma redução de 26% nos recalques abaixo da fundação e um decréscimo nas tensões atuantes na camada não reforçada.

Em termos de tensão, a camada de solo reforçado com RCD absorveu parcela significativa das tensões exercidas no solo pela fundação radier. No modelo não reforçado a tensão máxima no solo natural foi de 200kN/m², enquanto no modelo reforçado a tensão máxima no solo natural diretamente abaixo do reforço foi de 62 kN/m², redução de 69%.

Conclui-se dos resultados obtidos que a utilização de RCD como reforço para solos abaixo de fundações radier apresenta resultados benéficos, reduzindo as deformações abaixo da estrutura e minimizando as tensões que atingem as camadas com menor resistência abaixo.

6 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

1. Estudar melhor a influência da adição de componentes individuais de RCD (concreto, blocos cerâmicos, e outros) nos parâmetros geotécnicos do solo.
2. Realizar ensaios de placa em solos reforçados com RCD, com carregamento suficiente para atingir a ruptura.
3. Obter parâmetros necessários para realizar análises no PLAXIS 3D com modelos Mohr-Coulomb ou outros modelos.
4. Realizar ensaios de placa em solos reforçados com RCD com e sem compactação, de modo a analisar o ganho de resistência exclusivamente pelo reforço.
5. Fazer comparações entre deformações medidas (controle de recalque) e calculadas no Plaxis 3D.

REFERÊNCIAS

- ABRELPE. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil**. São Paulo: ABRELPE, 2015.
- ABRELPE. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil**. São Paulo: ABRELPE, 2016.
- ALMEIDA, L. C. D. **Laje Sobre Solo para Fundação de Residência**. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2001. 116 p. Dissertação de Mestrado.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Suggested Analysis and design procedures for combined footings and mats**. [S.l.]: [s.n.]. 2002. p. 27.
- AMORIM, E. F. **Viabilidade Técnica Econômica de misturas de Solo-RCD em Camadas de Base de Pavimentos Urbanos. Estudo de Caso: Município de Campo Verde - MT**. Brasília: Universidade de Brasília, 2013. 173 p. (Tese de Doutorado).
- ARANTES, A. L. O. **ESTUDO TÉCNICO PARA VIABILIDADE DE USO DE RADIER SOBRE SOLOS COLAPSÍVEIS EM OBRA DE HABITAÇÃO POPULAR**. Centro Universitário do Distrito Federal – UDF. Brasília, p. 81. 2014.
- ATKINSON, J. **Fundamentals of Ground Engineering**. 1ª. ed. Florida: CRC Press, v. I, 2014.
- BARKAN. **Dynamics of Bases and Foundations**. 1ª. ed. Nova Iorque: McGraw Hill Book Company, v. único, 1962.
- BHUDU, M. **Soil Mechanics and Foundations**. 3rd. ed. Arizona: John Wiley & Sons, Inc, v. I, 2011.
- BOWELS, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5th. ed. [S.l.]: McGraw-Hill, 1996. 1175 p.
- BRAJA, M. D. **Principles of Geotechnical Engineering**. 7th. ed. Stamford: CENGAGE Learning, v. I, 2010.
- BRANDI, J. L. G. **Previsibilidade e Controle de Recalques em Radiers Sobre Solo Mole**. Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - Universidade Federal do Paraná. Curitiba, p. 182. 2004.
- BRUNDTLAND, G. H. **Our Common Future**. London: Oxford University Press, 1987.
- CINTRA, J. C. A. **Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos: RiMa, 1998.
- DAY, R. W. **Foundation Engineering Handbook**. 2nd. ed. San Diego: Mc Graw Hill, v. I, 2010.
- ELSAMEE, W. A. An Experimental Study on the Effect of Foundation Depth, Size and Shape on Subgrade Reaction of Cohesionless Soil. **Scientific Research**, Published Online, 7 August 2013. 11.

FERREIRA, M. T.; THOMÉ, A. Teoria e Prática na Engenharia Civi. **Teoria e Prática na Engenharia Civil - Utilização de Resíduo da Construção e Demolição como Reforço de um Solo Residual de Basalto, Servindo como Base de Fundações Superficiais**, n. 18, p. 1-12, Novembro 2011. ISSN ISSN 1677-3047.

FORMOSO, C. T. et al. **As Perdas na Construção Civil**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997. 12 p.

GUIMARÃES, R. C. **Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - Faculdade de Tecnologia - Universidade de Brasília. Brasília, p. 183. 2002.

HALLIDAY, S. **Sustainable Construction**. 1st. ed. Burlington: Elsevier, 2008.

LIMA, E. C. Etapas de Execução das Fundações Rasas de Concreto Armado, Reforçado com Fibras ou Protendido. **Equipe de Obra**, Revista Online, n. 42, p. 1, Novembro 2011. Disponível em: <<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/42/fundacoes-radiers-241672-1.aspx>>.

MAIA, E. M. **Impactos Ambientais Causados pelos Resíduos de Construção Civil no Município de Belém**. Belém: Universidade da Amazônia, 2012. 60 p. (Trabalho de Conclusão de Curso).

MARQUES, M. O. **Avaliação de Trechos de Pavimentos Experimentais Construídos com Materiais Alternativos na Região Metropolitana de Goiânia**. Goiânia: Universidade Federal de Goiás, 2012. Dissertação de Mestrado.

MENEGOTTO, M. L. **Previsão da Curva Tensão-Recalque de Ensaios de Placa em Solo Não Saturado**. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 224. 2004.

NARAYANAN, S. **Design of Steel Structures**. 1ª. ed. [S.l.]: OUP India, v. Único, 2008. 1240 p. ISBN ISBN 0195676815.

NETO, H. S. R. **Avaliação dos Índices de Desperdício de Materiais: Estudo de Caso em uma Obra de Edificação na Cidade de Feira de Santana-BA**. Feira de Santana: Universidade Estadual de Feira de Santana, 2010. 133 p. (Trabalho de Conclusão de Curso).

NEVILLE, A. M. **Properties of Concrete**. 5th. ed. Harlow: Pearson, v. I, 2011.

NUNES, C.; J., A. **Acidentes em Fundações e Obras de Terra**. Conferência na Sociedade Mineira de Engenheiros. [S.l.]: [s.n.]. 1979.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. Sydney: University of Sidney, 1974.

ROSA, D. A. **Validação da Relação Vazios/Cimento na Estimativa da Resistência à Compressão Simples do Caulim Artificialmente Cimentado**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010. 81 p. Trabalho de Conclusão de Curso.

SOUZA, J. O. **Identificação dos Impactos Ambientais nas Operações da Empresa Concretizar e o Cumprimento da Legislação Ambiental**. Belo Horizonte: Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, 2009. 58 p. (Trabalho de Conclusão de Curso).

SPADOTTO, A. et al. Impactos Ambientais Causados pela Construção Civil. **Unoesc & Ciência - ACSA**, Joaçaba, v. 2, n. 2, p. 173-180, Dezembro 2011.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. In: AUTORES, V. **Fundações: Teoria e Prática**. 2nd. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7, p. 227 - 267.

TEIXEIRA; GODOY. **Fundações - Teoria e Prática**. São Paulo: ABMS, 2002.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction**. London: Geotechnique, v. 5, 1955. 297-326 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1st. ed. New York: Wiley Interscience Publication, 1948.

TIMONSHENKO, S. **Theory of Elasticity**. 2nd. ed. New York: McGraw-Hill, 1951.

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

WONG, H. S.; BUENFIELD, N. R. **Determining the Water-Cement Ratio, Water Content and Degree of Hydration of Hardened Cement Paste: Methos Development and Validation on Paste Samples**. London: Imperial College London, 2009.

APÊNDICE A1

Tab. 2.1 – Valores tabelados de kv

	Tipo de Solo	Kv
Terzaghi (1955)	Argila Rija	16.000 - 32.000 KN/m ³
	Argila Muito Rija	32.000 - 64.000 KN/m ³
	Argila Dura	kv > 64.000 KN/m ³
	Areia fofa	6.000 - 19.000 KN/m ³
	Areia mediamente compacta	19.000 - 96.000 KN/m ³
	Areia Compacta	96.000 - 320.000 KN/m ³
Barkam (1962)	Silte Argiloso cinza plástico com areia e silte orgânico	14.000 KN/m ³
	Silte Argiloso marrom saturado com areia	20.000 KN/m ³
	Silte argiloso compacto com pouca areia	107.000 KN/m ³
	Areia mediana úmida	20.000 KN/m ³
	Areia seca com pedregulhos	20.000 KN/m ³
	Areia fina saturada	30.000 - 35.000 KN/m ³
	Areia mediana	31.000 KN/m ³
	Areia fina cinzenta saturada	34.000 KN/m ³
	Silte com umidade natural	45.000 KN/m ³
	Silte úmido	47.000 KN/m ³
Subramanian (2008)	Areia Fofa	4.800 - 16.000 KN/m ³
	Areia mediamente densa	9.600 - 80.000 KN/m ³
	Areia Densa	64.000 - 128.000 KN/m ³
	Areia argilosa mediamente densa	32.000 - 80.000 KN/m ³
	Areia siltosa mediamente densa	24.000 - 48.000 KN/m ³
	Solo Argiloso (qu < 200 N/mm ²)	12.000 - 24.000 KN/m ³
	Solo Argiloso (200 < qu < 400 N/mm ²)	24.000 - 48.000 KN/m ³
	Solo Argiloso (qu > 800 N/mm ²)	Kv > 48.000 KN/m ³
Beton - Kalender (1962)	Turfa leve - solo pantanoso	5.000 - 10.000 KN/m ³
	Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 - 15.000 KN/m ³
	Areia fina de praia	10.000 - 15.000 KN/m ³
	Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 - 20.000 KN/m ³
	Argila molhada	20.000 - 30.000 KN/m ³
	Argila úmida	40.000 - 50.000 KN/m ³
	Argila seca	60.000 - 80.000 KN/m ³
	Argila seca endurecida	100.000 KN/m ³
	Silte compactado com areia e pedra	80.000 - 10.000 KN/m ³
	Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 - 120.000 KN/m ³
	Cascalho miúdo com areia fina	80.000 - 120.000 KN/m ³
	Cascalho médio com areia fina	100.000 - 120.000 KN/m ³
	Cascalho grosso com areia grossa	120.000 - 150.000 KN/m ³
	Cascalho grosso com pouca areia	150.000 - 200.000 KN/m ³
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 - 250.000 KN/m ³	

APÊNDICE A2

