

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM RADIER

Lucas Marques Pires da Silva

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé, como requisito parcial para aquisição do Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Macaé, Rio de Janeiro

Fevereiro de 2019

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM RADIER

Lucas Marques Pires da Silva

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO AO CURSO DE GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO – CAMPUS MACAÉ, COMO REQUISITO PARCIAL PARA AQUISIÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc. (Orientador)
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. João Alberto Machado Leite, M.Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Fernando Arthur Brasil Danziger, D.Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Francisco de Rezende Lopes, PH.D.
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Eng. Roney de Moura Gomes, M.Sc.
Groundtech Engenharia

Rio de Janeiro, RJ – Brasil
Fevereiro de 2019

Silva, Lucas Marques Pires da.

Análise da interação solo-estrutura de um radier/ Lucas Marques Pires da Silva – Macaé: UFRJ / Engenharia Civil, 2019.

XII, 103. il.; 29,7 cm.

Orientador: Prof. D. Sc. Gustavo Guimarães.

Projeto de Graduação – UFRJ / Macaé / Curso de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 135

Apêndices: p. 140

1. Introdução. 2. Fundações Superficiais
3. Estado de Tensões na Teoria da Elasticidade
4. Ensaio Realizados 5. Apresentação e Análise dos Resultados. 6. Previsão versus Desempenho. 7. Dimensionamento de Radier
8. Conclusão.

I. Silva, Lucas Marques Pires da II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, Curso de Engenharia Civil. III. Análise da interação solo-estrutura de um radier.

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho a Deus, pois Ele faz tudo possível, a minha família pelo suporte e amor dado

AGRADECIMENTOS

A Deus por tudo.

Aos meus pais pelo suporte durante toda a minha caminhada. Só Deus e nós sabemos o que abrimos mão durante esses anos.

Aos meus amigos de infância que mesmo ao trocar de cidade não se distanciaram.

Aos meus amigos de faculdade, pois estes estiveram em momentos críticos ao meu lado.

Aos alunos da disciplina de Tópicos especiais de fundações do ano de 2018 que ajudaram em alguns ensaios desse trabalho.

Aos técnicos Carlos Macambira, Arivaldo e Carlinhos pelas ajudas nos ensaios.

Ao meu orientador e amigo Gustavo Guimarães por me ajudar na longa maratona desse trabalho e por todos os trabalhos que fizemos juntos.

A professora e amiga Thaís Rocha, que mesmo não fazendo parte do trabalho, norteou alguns ensaios e resultados deste trabalho.

A toda UFRJ Macaé, seu corpo docente, direção e administração, que me proporcionaram a oportunidade de completar minha graduação.

Obrigado.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil / UFRJ – Campus Macaé, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM RADIER

Lucas Marques Pires da Silva.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Curso: Engenharia Civil

RESUMO

O presente trabalho analisa a interação solo-estrutura de uma fundação superficial em radier. Foram realizados diversos ensaios de laboratório com objetivo de caracterizar o solo de um campo experimental em Macaé/Rio de Janeiro. Além disso, provas de carga em placas de diferentes geometrias também foram executadas com intuito de alimentar métodos de dimensionamento geotécnico e estrutural de um radier apoiado em base elástica. De uma forma geral, os resultados obtidos se mostraram satisfatórios e condizentes com a literatura.

Palavras chave: Radier, Prova de carga em placa, Interação solo-estrutura.

Abstract of Undergraduate Project presented to Curso de Engenharia Civil / UFRJ – Campus Macaé, as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

ANALYSIS OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION OF A RAFT

Lucas Marques Pires da Silva

February / 2019

Advisor: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Course: Civil Engineering

ABSTRACT

The present work analyzes the soil-structure interaction of a raft shallow foundation. Various laboratory tests were performed in order to characterize the soil of an experimental field in Macaé/Rio de Janeiro. In addition, plate test in different geometries were also performed with the intention to input methods of geotechnical and structural sizing a raft supported on elastic foundation. In General, the results obtained were satisfactory and consistent with the literature.

Keywords: Raft, Plate test, Soil-structure interaction.

Sumário

1. INTRODUÇÃO.....	12
1.1. Objetivos	12
1.2. Metodologia.....	12
1.3. Estrutura do trabalho.....	13
2. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	14
2.1. Blocos de fundação.....	15
2.2. Sapatas.....	15
2.3. Sapata corrida.....	16
2.4. Viga de fundação	16
2.5. Sapata associada.....	16
2.6. Radier	17
3. ESTADO DE TENSÕES NA TEORIA DA ELASTICIDADE	21
3.1. Materiais gerais.....	21
3.1.1. Tensão normal	21
3.1.2. Tensão de cisalhamento	22
3.1.3. Lei de Hooke.....	24
3.1.4. Caso geral	26
3.2. Caso particular (Solo)	27
3.2.1. Breve panorama	27
3.2.2. Desconfinado.....	28
3.2.3. Parcialmente confinado	30
3.2.4. Totalmente confinado	32
4. ENSAIOS REALIZADOS	34
4.1. A escolha do local	34
4.2. Laboratório de mecânica dos solos.....	35

4.2.1. Granulometria	36
4.2.2. Densidade real dos grãos	38
4.2.3. Limites de Atterberg	41
4.2.4. Ensaio Hilf	45
4.2.5. Adensamento edométrico	Erro! Indicador não definido.
4.2.6. Cisalhamento direto	49
4.3. Laboratório de materiais de construção	53
4.3.1. Granulometria dos agregados.....	54
4.3.2. Peso específico.....	56
4.3.3. Traço.....	60
4.3.4. Trabalhabilidade	60
4.3.5. Ensaio de compressão simples	62
4.3.6. Ensaio de tração indireta	65
4.3.7. Módulo de elasticidade	67
4.4. Prova de carga.....	69
4.4.1. As placas	69
4.4.2. Sistema de reação	70
4.4.3. Sistema de aplicação e medida de carga	71
4.4.4. Sistema de medida de deslocamentos	73
4.4.5. Arranjo geral	74
4.4.6. Montagem da prova de carga e execução do ensaio	76
4.4.7. Execução da prova de carga	79
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS	83
5.1. Ensaio edométrico	83
5.2. Ensaio de cisalhamento direto	83
5.3. Ensaio de placa.....	85

5.4. Ensaio de compressão simples.....	89
5.5. Ensaio de tração indireta.....	90
5.6. Módulo de elasticidade	91
6. PREVISÃO <i>VERSUS</i> DESEMPENHO	93
6.1. Coeficiente de reação vertical	93
6.1.1. Desempenho.....	93
6.1.2. Previsão	94
6.1.3. Comparação entre os coeficientes de reação vertical	102
6.2. Capacidade de carga	104
6.2.1. Desempenho.....	104
6.2.2. Previsão	113
6.2.3. Comparação entre as capacidades de carga	121
7. DIMENSIONAMENTO	123
7.1. Hipóteses adotadas	123
7.1.1. Módulo de elasticidade	123
7.1.2. Arquitetura	125
7.1.3. Coeficiente de reação vertical.....	125
7.1.4. Rigidez relativa	126
7.2. Esforços solicitantes	127
7.2.1. Método da viga rígida	127
7.2.2. Método da viga finita sob base elástica	128
7.2.3. Método das diferenças finitas	135
7.3. Dimensionamento à flexão.....	141
7.3.1. Área de aço	141
7.3.2. Punção.....	150
7.4. Dimensionamento geotécnico	154

8. CONCLUSÃO	156
9. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS	159
Apêndice I – Calibração e verificação dos equipamentos utilizados	165
Apêndice II – Dosagem do concreto	170
Apêndice III – Microscopia	173
Apêndice IV – Dados Brutos	175
Apêndice V – Cálculos.....	187

1. INTRODUÇÃO

Na engenharia civil existem vários tipos de elementos estruturais. Lajes, vigas e pilares são exemplos de tais estruturas, porém existe um elemento que tem como função a transmissão dos esforços para o solo, tal elemento são as fundações. Essa transmissão dos carregamentos da fundação para o solo pode ser realizada de maneiras distintas, porém em todas elas seriam necessárias realizar uma análise da interação entre o solo e a estrutura (fundação).

Uma das inúmeras vantagens em considerar a interação solo-estrutura é a possibilidade de estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, tornando os projetos mais eficientes e confiáveis.

Essa análise de interação solo-estrutura é, normalmente, muito complexa de ser realizada e poucos empreendimentos justificam economicamente tal solução. O que se faz na prática da engenharia é simplificar o problema para que a solução seja mais simples de se resolver.¹

1.1. Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é realizar o dimensionamento geotécnico e estrutural de uma fundação em radier.

Dentre os objetivos secundários destacam-se a execução de ensaios de laboratório e campo para obtenção de parâmetros e posterior dimensionamento da fundação.

1.2. Metodologia

¹ Na prática da engenharia é muito comum o engenheiro iniciar um dimensionamento estrutural com a hipótese de apoios indeslocáveis para a obtenção dos esforços nas peças e conseqüentemente nas fundações. A partir daí o engenheiro geotécnico projeta as fundações. O problema desta hipótese adotada inicialmente pelo engenheiro estrutural é que na realidade os apoios não são indeslocáveis e, com certeza, algum recalque irá acontecer, fazendo com que os esforços não sejam exatamente aqueles que foram calculados inicialmente. Assim o correto seria realizar uma iteração até que tudo convirja.

A metodologia utilizada foi baseada em uma extensa revisão bibliográfica sobre o solo e o concreto associado ao comportamento geotécnico e estrutural de uma fundação do tipo radier. Além disso, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas de solo no local para caracterização geotécnica em laboratório. Traços usuais de concreto para fundações foram executados e ensaiados em laboratório. Também foram realizadas provas de carga em placas metálicas de dimensões reduzidas em vista de se obter curvas carga versus recalque. A partir dos dados obtidos foi analisada a interação solo-estrutura de um radier hipotético assente em um solo tropical.

1.3. Estrutura do trabalho

Segue-se a esta introdução o segundo capítulo, no qual são apresentados os tipos de fundações, com ênfase na fundação em radier.

No terceiro capítulo são abordados os materiais utilizados no problema em questão: solo e concreto. Neste capítulo são descritos diversos procedimentos de realização de ensaios para a determinação de parâmetros dos materiais.

O quarto capítulo abrange uma revisão bibliográfica da análise do estado de tensões a partir da teoria da elasticidade.

O quinto capítulo apresenta as metodologias para calcular diversas propriedades mecânicas dos materiais utilizados, e.g: capacidade de carga geotécnica do solo ou resistência característica a compressão do concreto.

O sexto capítulo trata do dimensionamento estrutural da fundação em radier.

O sétimo capítulo apresenta os resultados e analisa um exemplo fictício de radier a partir de tudo que foi exposto.

Por fim, o oitavo capítulo apresenta as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas.

2. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

As fundações possuem a nobre função de transmitir os carregamentos provenientes da estrutura para o solo. Também é muito importante ressaltar que toda fundação deve atender a dois critérios de projeto: segurança adequada com relação a ruptura e recalques compatíveis com a estrutura.

O primeiro conceito significa que o solo de fundação não pode entrar em colapso, ou ruptura, ou seja, deve-se atender um fator de segurança adequado com relação a ruptura (de acordo com a ABNT NBR 6122/2010, para fundações superficiais esse fator de segurança mínimo é 3).

O segundo significa que, mesmo que as cargas aplicadas à fundação apresentem segurança com relação à ruptura, os recalques para as cargas que irão atuar precisam ser compatíveis com aqueles tolerados pela estrutura.

As fundações superficiais possuem duas características marcantes: profundidade de assentamento e a transferência de carga para o terreno.

A primeira das características, profundidade de assentamento (D_f), deve ser, de acordo com a ABNT NBR 6122/1996, no máximo, o dobro da largura da fundação (no caso de fundações retangulares, entenda-se como largura o menor lado da fundação). Já a segunda característica, transferência de carga para o terreno, ocorre somente pela base da fundação. A figura 2.1 ilustra as duas principais características das fundações superficiais.

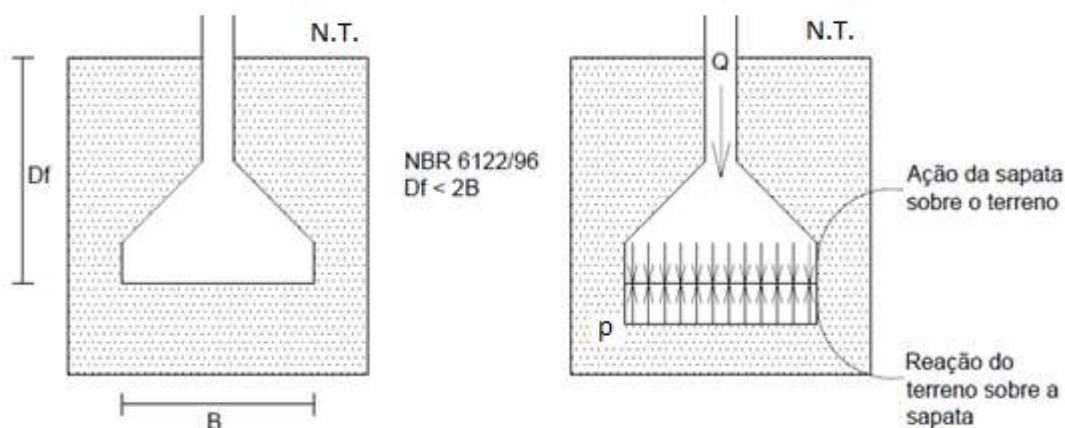


Figura 2.1 – Critérios para qualificação de uma fundação superficial.

De acordo com a ABNT NBR 6122/2010 as fundações superficiais podem ser divididas em: blocos de fundação, sapatas, sapatas corridas, sapatas associadas, vigas de fundação e radiers.

De uma forma geral, os blocos de fundação e as sapatas atendem somente a um pilar da edificação. Já as sapatas corridas, sapatas associadas, vigas de fundação e

os radiers referem-se a mais de um pilar ou outros tipos de carregamento (e.g.: carga distribuída).

2.1. Blocos de fundação

Os blocos de fundação são elementos de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. A figura 2.2 apresenta uma geometria clássica de um bloco de fundação.

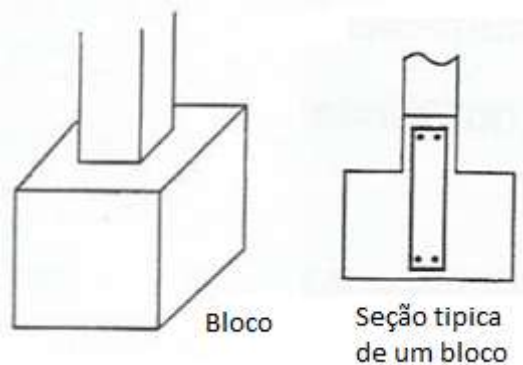


Figura 2.2 – Geometria tradicional de um bloco de fundação

2.2. Sapatas

As sapatas são elementos de fundação de concreto armado, dimensionado de tal modo que as tensões de tração sejam resistidas pela armadura de aço. Cabe ressaltar que essa armadura faz com que as sapatas tenham alturas menores que os blocos. A figura 2.3 ilustra uma sapata típica.

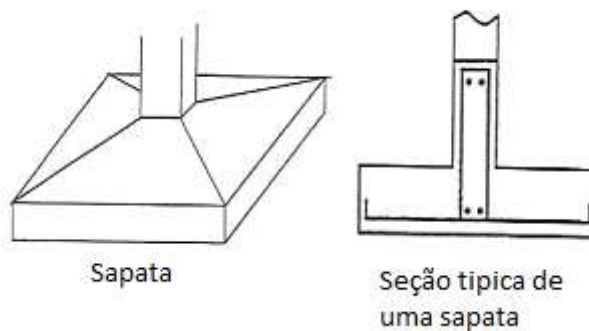


Figura 2.3 – Possíveis geometrias de sapatas.

2.3. Sapata corrida

As sapatas corridas possuem a característica peculiar de receber uma carga distribuída como, por exemplo, paredes de alvenaria. Na prática da engenharia, normalmente, é conhecida como baldrame. A figura 2.4 mostra aplicações corriqueiras dos baldrames.



Figura 2.4 – Exemplos de sapatas corridas (Internet).

2.4. Viga de fundação

As vigas de fundação são elementos de fundação comum a vários pilares, cujos centros, em planta, estão situados em um mesmo alinhamento. A figura 2.5 apresenta exemplos de vigas de fundação.



Figura 2.5 – Exemplos de vigas de fundação (Internet)

2.5. Sapata associada

As sapatas associadas são elementos de fundação que recebe parte dos pilares da obra, pilares estes não alinhados, o que difere da viga de fundação. Este tipo de fundação é muito comum no caso dos prédios, nas fundações dos pilares dos poços de elevadores. A figura 2.6 mostra uma situação em que é mais vantajoso optar por uma fundação em sapata associada.

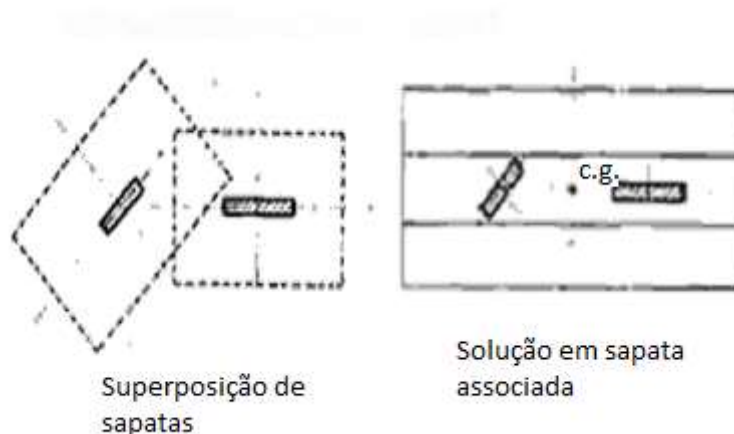


Figura 2.6 – Exemplo de aplicação de uma sapata associada (Internet).

2.6. Radier

Os raders são fundações que recebem todos os pilares de uma determinada obra.

A usabilidade de uma fundação do tipo radier depende de uma combinação estrutural e geotécnica. Basicamente deve-se optar por este tipo de fundação quando deseja-se uniformizar os recalques ou quando as áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou mesmo se transpassam.

Uma recomendação de ordem prática para o uso de radier como fundação é se a área total das sapatas for maior que a metade da área da construção.

Existem diversos tipos de raders. Os principais estão listados a seguir:

- Raders lisos;
- Raders cogumelos;
- Raders com pedestais;
- Raders em caixão;
- Raders estaqueados.

Cada tipo de radier tem a sua aplicação e deve ser aplicado sob determinadas condições estruturais e geotécnicas.

Segundo Brab (1968) o radier liso (Figura 2.7) é o mais utilizado dentre os listados. A maior parte do esforço que ele resiste é proveniente de compressão, pois este não

apresenta uma resistência razoável a tração. A espessura da laje é função dos carregamentos e do recalque. Normalmente possui baixa rigidez.

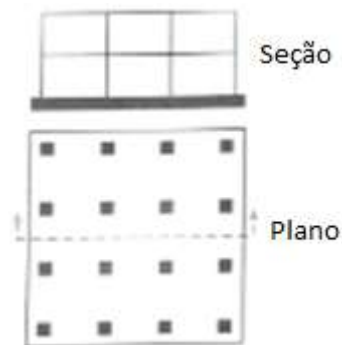


Figura 2.7 – Radier Liso (Adaptado de Das 2016).

O radier cogumelo (ou também conhecido como radier com capitel – figura 2.8) é usado em obras que os pilares nascem de um radier liso e, com efeito, existe a necessidade de aumento da rigidez local. Normalmente possui uma rigidez um pouco maior que o radier liso.

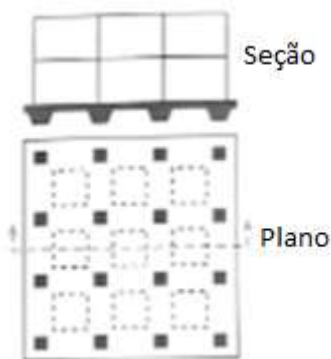


Figura 2.8 – Radier Cogumelo (Adaptado de Das 2016).

O radier com pedestais (ou também conhecido como radier com nervurado – figura 2.9) é utilizado nas mesmas situações que o radier cogumelo. Normalmente também possui uma rigidez um pouco maior que o radier liso.

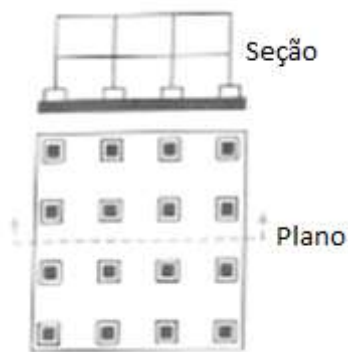


Figura 2.9 – Radier com Pedestais (Adaptado de Das 2016)

O radier nervurado é usado em casas e edifícios de médio porte onde o radier precisa de uma rigidez maior para evitar distorções e recalques.

O radier em caixão (figura 2.10) é utilizado em edifícios onde os carregamentos elevados possam ser transferidos diretamente para o solo. Sem dúvida, dentre os radiers apresentados, é o que tende a possuir maior rigidez.

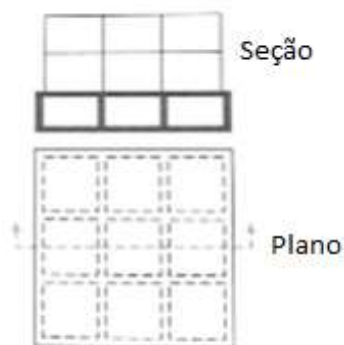


Figura 2.10 – Radier Caixão (Adaptado de Das 2016)

O radier estaqueado é utilizado em casos extremos de obras industriais ou edifícios com alta carga. É recomendado no caso que o solo não suporta diretamente a carga transferida pelo radier, quando produz recalques não compatíveis com a estrutura ou em grandes escavações com nível d'água elevado. A figura 2.11 ilustra um radier estaqueado.

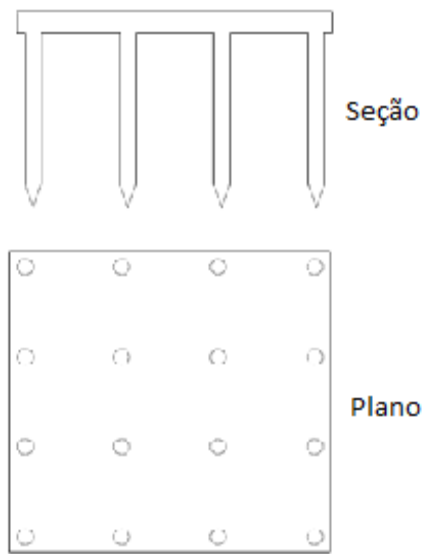


Figura 2.11 – Radier estaqueado.

3. ESTADO DE TENSÕES NA TEORIA DE MEIOS CONTÍNUOS

3.1. Materiais gerais

3.1.1. Tensão normal

As tensões normais, à um corpo, podem ser de compressão ou tração, de acordo com a convenção adotada (e.g.: Pereira, 2014) tal tensão é positiva ou negativa, assim especifica-se a sua direção. A convenção encontra-se na figura 3.1. Ressalta-se que a letra “C” indica compressão e a letra “T” indica tração.

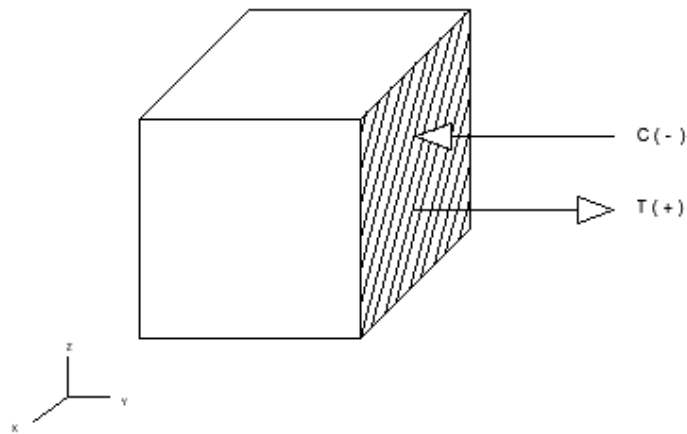


Figura 3.1 – Convenção da tensão normal.

Assim, a tensão pode ser definida como a razão da força perpendicular à área aplicada em sob a mesma área, ilustrado na figura 3.2.

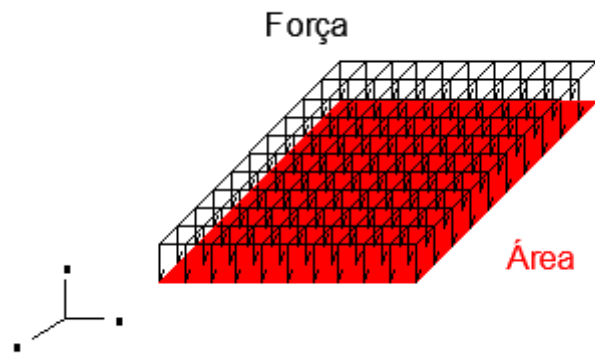


Figura 3.2 – Tensão normal.

Com efeito, vale a equação 3.1:

$$\sigma_i = \frac{\vec{F} \cdot \hat{n}}{A} \quad (3.1)$$

onde:

F é a força atuante;

\hat{n} é o versor normal ao plano de atuação da força (vetor unitário);

A é a área de atuação da força.

3.1.2. Tensão de cisalhamento

As tensões cisalhantes, à um corpo, são tensões de corte, de acordo com a convenção adotada tal tensão é positiva ou negativa (Pereira, 2014), assim especifica-se a sua direção. A convenção encontra-se na figura 3.3.

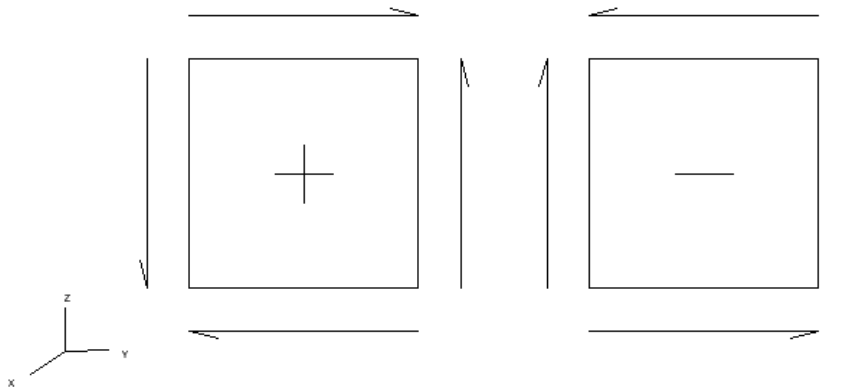


Figura 3.3 – Convenção de sinais da tensão cisalhante.

Assim, a tensão pode ser definida como a razão da força paralela à área aplicada em sob a mesma área, ilustrado na figura 3.4.

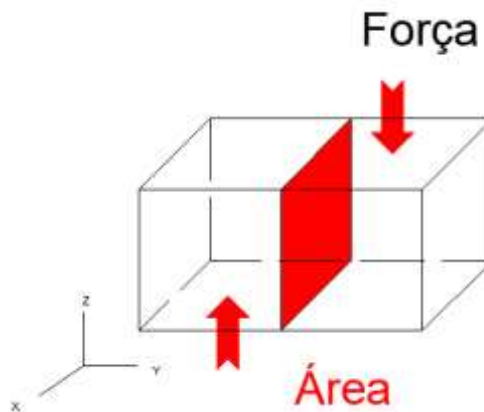


Figura 3.4 – Tensão cisalhante.

Com efeito, vale a equação 3.2:

$$\tau_{ij} = \frac{\vec{F} \cdot \hat{n}}{A} \quad (3.2)$$

onde:

F é a força atuante;

\hat{n} é o versor paralelo ao plano de atuação da força (vetor unitário);

A é a área de atuação da força.

3.1.3. Lei de Hooke

Em seu celebre trabalho, Lectures de Potentia Restitutiva (1678), Sir Robert Hooke, descreveu o que viria a ser a Lei de Hooke como a reação do corpo sendo opostamente proporcional a dilatação pelo corpo sofrida. Segundo Nussenzveig (2013) a lei de Hooke em uma direção qualquer é dada pela equação 3.3:

$$\vec{F}_i = (-k \cdot \Delta x) \hat{i} \quad (3.3)$$

onde:

F é a força atuante;

k é a constante de mola;

Δx é a variação do tamanho do elemento;

\hat{i} é o versor da direção de atuação da força (vetor unitário).

Utilizando a definição da seção 2.1.1 para tensão e definindo a deformação como a razão entre o encurtamento (ou alongamento) e o comprimento original, consegue-se uma nova expressão, equação 3.4, para a lei de Hooke.

$$\sigma_i = E \cdot \varepsilon_i \quad (3.4)$$

onde,

F é a tensão atuante;

E é o modulo de elasticidade;

ε é a deformação.

tal que,

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (3.5)$$

O=onde,

ΔL é a variação do elemento;

L é o comprimento inicial do elemento.

A partir dessa nova formulação, surge uma nova constante que determina o quão difícil é deformar o material, esta chama-se módulo de elasticidade (E). Porém, ao executar ensaios, nota-se que ao aplicar carregamentos em uma direção, surge deformações em direções perpendiculares à força. Tal efeito deve-se ao coeficiente de Poisson e é definido pela razão entre a deformação na direção perpendicular e a paralela ao carregamento aplicado (ADAPTADO Botelho, 2008). A figura 3.5 apresenta uma ilustração das deformações sofridas por um elemento a partir da aplicação de um estado de compressão uniaxial.

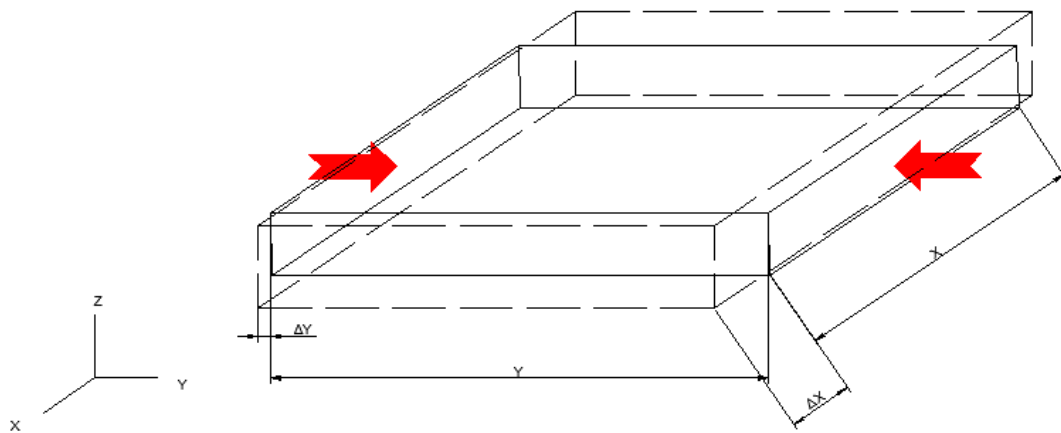


Figura 3.5 – Deformação triaxial a partir de um estado de compressão.

Matematicamente, a formulação do coeficiente de Poisson é dada pela equação 3.6:

$$\nu = \frac{\frac{\Delta y}{y}}{\frac{\Delta x}{x}} \quad (3.6)$$

onde:

Δx é a variação do elemento em x;

x é o comprimento inicial do elemento na direção x;

Δy é a variação do elemento em y;

y é o comprimento inicial do elemento na direção y.

Com efeito, ao aplicar a equação 3.4 na equação 3.6, uma nova deformação, equação 3.7, é descrita sob uma determinada direção.

$$\varepsilon_x = \frac{\nu}{E} \sigma_y \quad (3.7)$$

De tal forma pode-se generalizar uma deformação em uma direção em um caso de estado triplo de tensões na equação 3.8:

$$\varepsilon_i = \frac{1}{E} (\sigma_i - \nu \cdot \sigma_j - \nu \cdot \sigma_k) \quad (3.8)$$

3.1.4. Caso geral

Como demonstrado na seção 3.1.3, as deformações de um corpo estão sujeitas as equações 3.7 e 3.8. No caso geral também se analisa a distorção (γ_{ij}) do elemento, figura 3.6, que é definida por:

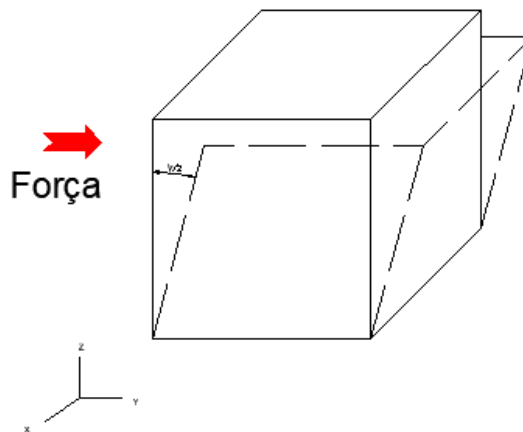


Figura 3.6 – Exemplo de elemento sobre distorção

$$\gamma_{ij} = 2\varepsilon_{ij} = \frac{\tau_{ij}}{G} \quad (3.9)$$

Tal que G é o módulo de cisalhamento e é definido pela equação 3.10:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.10)$$

Essas equações são válidas para qualquer direção, porém para um estado tridimensional de tensões uma abordagem matricial, como na equação 3.11, é mais adequada:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2.(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2.(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.(1+\nu) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{13} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

Para o vetor de tensões ser calculado basta inverter a matriz central e colocá-la em termos da constante de Lamé (λ) como na equação 3.12.

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{13} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.G + \lambda & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & 2.G + \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & 2.G + \lambda & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Tal que λ é a constante de Lamé dada por:

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (3.13)$$

Cabe ressaltar que experimentalmente a constante de Lamé e o modo de cisalhamento são o que se mede ao impor o material um estado triplo de tensões.

3.2. Caso particular (Solo)

3.2.1. Breve panorama

O solo pode estar em três regimes de confinamento. O primeiro regime é desconfinado, figura 3.7a, onde uma amostra de solo não possui restrição de

deslocamento em nenhuma das três direções. O segundo regime é parcialmente confinado, figura 3.7b, onde o solo encontra-se confinado em apenas uma direção (p.ex.: direção y). O terceiro regime é totalmente confinado, figura 3.7c, onde o solo está confinado nas três direções.

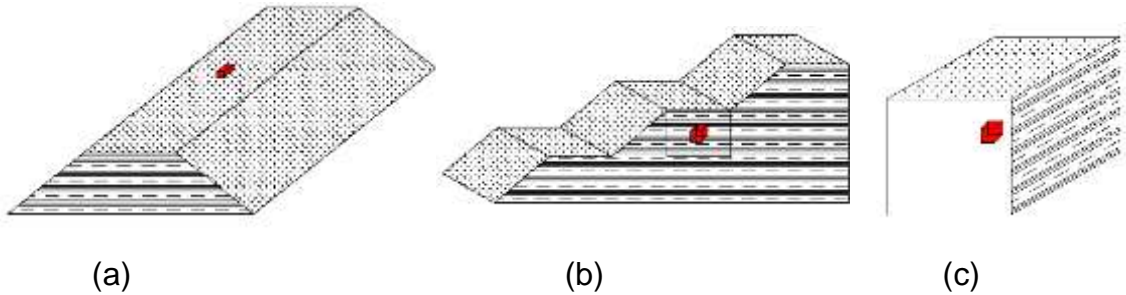


Figura 3.7 – Os três regimes de confinamento do solo.

Vale mencionar que na geotecnia devido ao eixo z da profundidade possuir o sentido positivo para baixo (diferente da convenção na análise de tensões de outros materiais) a convenção de sinais de tensões usualmente utilizada é o inverso do exposto na seção anterior, ou seja, o esforço de compressão é positivo e o esforço de tração é negativo.

3.2.2. Desconfinado

A figura 3.8 apresenta um elemento de solo sem confinamento em nenhuma das direções.

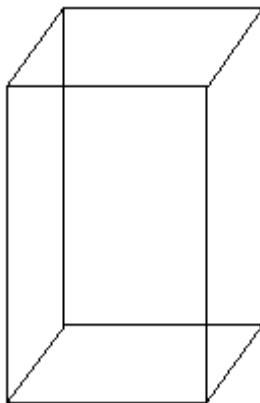


Figura 3.8 – Elemento de solo desconfinado.

A partir da equação 3.8 na seção 3.1.3 pode-se definir para o elemento acima a equação 3.14.

$$\varepsilon = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu \cdot \sigma_x - \nu \cdot \sigma_y) \quad (3.14)$$

Porém como o regime é desconfinado $\sigma_x = \sigma_y = 0$, então:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_z}{E} \quad (3.15)$$

A partir da definição de deformação, seção 3.1.3, a deformação desse elemento pode ser entendida como a razão entre o recalque (ρ) e o comprimento do elemento. Então pode-se escrever a equação 3.16 como:

$$\rho = L \frac{\sigma_z}{E} \quad (3.16)$$

Esse comprimento L pode ser entendido como a profundidade que o bulbo de tensões atinge com o carregamento de σ_z . A profundidade do bulbo depende da geometria do elemento que aplica a carga. Bjerrum e Skempton (1957) definem o l_p como um fator que depende da área carregada e da profundidade da camada de solo. Em outras palavras, o l_p pode ser entendido como a razão entre a profundidade do bulbo de tensões e a menor dimensão do elemento que aplica o carregamento. De tal forma é possível escrever a equação 3.17 como:

$$\rho = l_p \cdot \sigma_z \cdot B \cdot \frac{1}{E} \quad (3.17)$$

Pinto (2006) apresenta uma tabela para l_p em função do tipo de placa.

Tabela 3.1 – Valores de l_p em função do tipo de placa (para placas retangulares c equivale a maior dimensão da fundação e B a menor).

Tipo de Placa		Rígida	Flexível	
			Centro	Borda ou canto
Circular		0,79	1,00	0,64
Quadrada		0,86	1,11	0,56
Retangular	$c/B = 2$	1,17	1,52	0,75
	$c/B = 5$	1,66	2,10	1,05
	$c/B = 10$	2,00	2,54	1,27

3.2.3. Parcialmente confinado

A figura 3.9 apresenta um elemento de solo confinado apenas em uma das três direções.

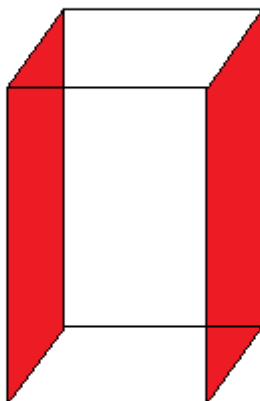


Figura 3.9 – Solo com contenção lateral

A partir da equação 3.8 na seção 3.1.3 pode-se definir para o elemento acima a equação 3.18.

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu \cdot \sigma_x - \nu \cdot \sigma_y) \quad (3.18)$$

Porém como o regime é desconfinado $\sigma_x = 0$ e $\sigma_y \neq 0$, então:

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu \cdot \sigma_z - \nu \cdot \sigma_x) = 0 \quad (3.19)$$

Aplicando as condições da hipótese, chega-se à:

$$\sigma_y = \nu \cdot \sigma_z \quad (3.20)$$

Aplicando a equação 3.20 na equação 3.19 e lembrando das condições iniciais, pode-se escrever a equação de deformação como:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu \cdot (\nu \cdot \sigma_z)) \quad (3.21)$$

A partir da definição de deformação, seção 3.1.3, a deformação desse elemento pode ser entendida como a razão entre o recalque (ρ) e o comprimento do elemento. Então pode-se escrever a equação 3.22 como:

$$\rho = L \frac{\sigma_z \cdot (1 - \nu^2)}{E} \quad (3.22)$$

O mesmo procedimento da seção 3.2.2 pode ser aplicado à essa equação e assim chega-se a equação 3.23. A tabela 3.1 continua válida.

$$\rho = I_p \cdot \sigma_z \cdot B \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E} \quad (3.23)$$

3.2.4. Totalmente confinado

A figura 3.10 apresenta um elemento de solo completamente confinado nas três direções.



Figura 3.10 – Solo com contenção em todas as direções.

A partir da equação 3.8 na seção 3.1.3 pode-se definir para o elemento acima a equação 3.24.

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu \cdot \sigma_x - \nu \cdot \sigma_y) \quad (3.24)$$

Porém como o regime é desconfinado $\sigma_x = \sigma_y \neq 0$, então:

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu \cdot \sigma_z - \nu \cdot \sigma_x) = 0 \quad (3.25)$$

Aplicando as condições da hipótese, chega-se à:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3.26)$$

Aplicando a equação 3.26 na equação 3.25 e lembrando das condições iniciais, pode-se escrever a equação de deformação como:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \left(\sigma_z - \nu \cdot \left(\frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_z \right) - \nu \cdot \left(\frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_z \right) \right) \quad (3.27)$$

A partir da definição de deformação, seção 3.3, a deformação desse elemento pode ser entendida como a razão entre o recalque (ρ) e o comprimento do elemento. Então pode-se escrever a equação 3.28 como:

$$\rho = L \frac{\sigma_z \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + \nu)}{E \cdot (1 - \nu)} \quad (3.28)$$

O mesmo procedimento da seção 3.2.2 pode ser aplicado à essa equação e assim chega-se a equação 3.29. A tabela 3.1 continua válida.

$$\rho = I_p \cdot \sigma_z \cdot B \cdot \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + \nu)}{E \cdot (1 - \nu)} \quad (3.29)$$

4. ENSAIOS REALIZADOS

4.1. A escolha do local

O local escolhido foi condicionado por diversos fatores, dentre os quais podem-se destacar o terreno plano, a proximidade do laboratório de engenharia civil da UFRJ do Campus Macaé (figura 4.1) e esse solo já ter sido estudado em outras oportunidades pelo autor e colaboradores do trabalho. É importante destacar que o campus ainda provê segurança aos equipamentos e ao pessoal.



Figura 4.1 – Campo experimental.

A primeira visita técnica ao local ocorreu dia 18 de outubro de 2018 na qual permitiu localizar um declive (Figura 4.2) que facilitaria muito o trabalho do ensaio de placa. Porém a camada superficial possuía uma alta concentração de cascalho, o que em primeira análise poderia ser um problema, sendo assim resolveu-se retirar essa camada de cascalhos.



Figura 4.2 – Declive e camada superficial sendo retirada.

Um fator que chamou atenção foi a heterogeneidade do solo, uma amostra da camada superficial de onde foram realizados os ensaios foi levada ao laboratório e uma análise visual, que pode ser vista através da figura 4.3, mostra a diversidade de minerais no solo.



Figura 4.3 – Diferentes colorações que compõe o solo estudado.

4.2. Laboratório de mecânica dos solos

As propriedades dos solos medidos na mecânica do solo podem ser divididas em dois grandes grupos. Primeiro, há propriedades que fornecem um quadro geral do

solo e suas características esperadas, mas que não são usadas diretamente em procedimentos de projeto analítico (e.g.: tamanho ou formato dos grãos e alguns índices físicos). Em segundo lugar, existem propriedades que são usadas diretamente para fins de projeto. Estes são principalmente parâmetros de resistência ao cisalhamento ou parâmetros de deformabilidade (e.g.: intercepto de coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade, etc.).

4.2.1. Granulometria

O ensaio foi realizado com pequenas adaptações da ABNT NBR 7181/2016, como por exemplo a lavagem foi realizada sem defloculante. Para um melhor detalhamento do peneiramento da curva foram usadas as peneiras: 25,4mm; 19,1mm; 9,52mm; 6,7mm; 4,75mm; 3,35mm; 2,36mm; 2,0mm; 1,7mm; 1,18mm; 850 μ m; 600 μ m; 425 μ m; 300 μ m; 212 μ m; 150 μ m; 106 μ m; 75 μ m; 53 μ m. Assim a curva fica detalhada até o grão de tamanho 53 μ m. Peneiras maiores que 25,4 mm não foram utilizadas, pois nenhum dos materiais utilizados na presente pesquisa são mais grossos que a peneira citada.

A norma indica a quantidade de material mínima a ser utilizada e também o modo de preparação da amostra. Diferente da norma, o solo foi lavado na peneira de 53 μ m. Após esse procedimento o material foi seco em estufa a 105°C antes do peneiramento para evitar anomalias originárias da umidade do material.

Assim o material seco foi levado na sequência de peneiras (o grupo total de peneiras foi dividido em três conjuntos iguais para a compatibilização física com o agitador mecânico como exposto na Figura 4.4) por 15 minutos, na frequência máxima (100 Hz), para cada conjunto de peneiras.



Figura 4.4 – Peneiras no agitador mecânico

Após o tempo determinado ter passado, o material passante continua para a sequência de peneiras mais finas e o retido em cada peneira é pesado. Existem duas formas de mensurar o peso retido em cada balança, o primeiro é através da diferença de peso da peneira limpa e com solo, já o segundo método é limpando a peneira e inserindo os grãos do material em uma capsula com tara já conhecida e esta sim ser pesada. A diferença dos dois métodos está no que tange a exequibilidade e a precisão, uma vez que, na maioria das vezes a balança de precisão não comporta a peneira, assim o primeiro método perde em precisão, já o segundo método, devido ao peso e tamanho da capsula, a utilização da balança de precisão não é um problema, mas é grande a possibilidade de perder grãos durante as transferências entre as peneiras e as capsulas.

No presente estudo, o segundo método foi adotado, mas durante a transferência do material da peneira para a capsula foi adotada uma etapa intermediária ao transferir da peneira para uma vasilha e posterior para uma tigela cerâmica e desta vasilha para a capsula. Este processo demonstrou perder um menor valor de grãos.

RESULTADO

A seguir, na figura 4.5 estão apresentadas as curvas granulométricas por peneiramento das amostras coletadas na superfície, 50 cm e 100 cm de profundidade.

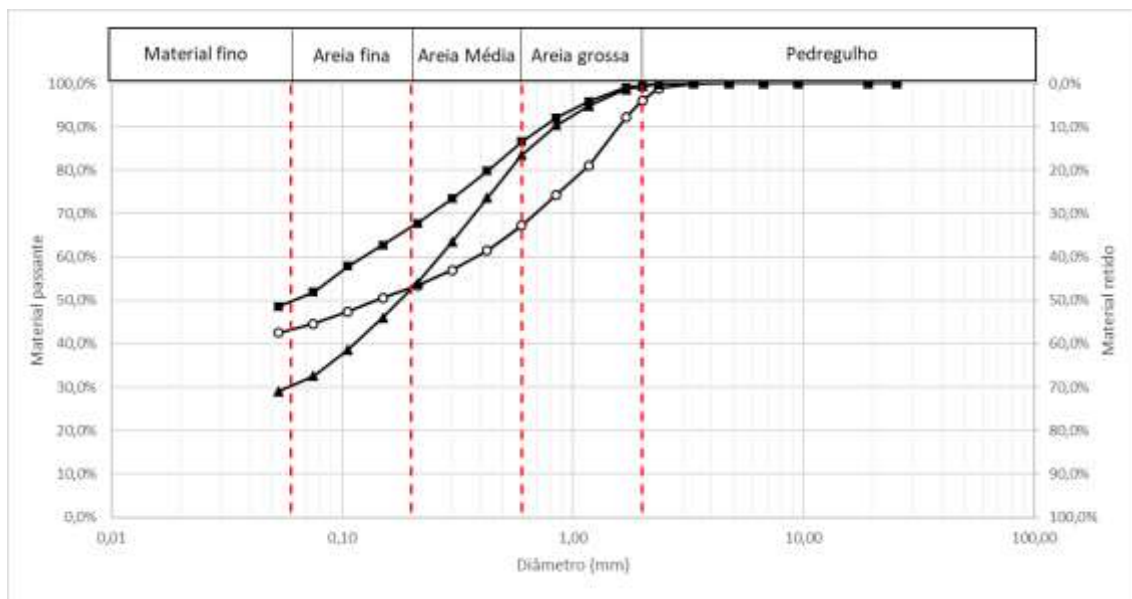


Figura 4.5 – Curvas granulométricas para os solos analisados.

Todos os dados obtidos durante os ensaios para a realização das curvas granulométricas estão no anexo A-IV.

4.2.2. Densidade real dos grãos

A densidade real dos grãos (G_s) é obtida através do ensaio descrito na DNER – ME 093/94, o ensaio consiste em retirar o ar constituinte do solo e medir a densidade média dos grãos em relação a água.

Recomenda-se a execução de no máximo quatro picnômetros por vez (figura 4.6).



Figura 4.6 – Picnômetros de 250 mL.

O procedimento adotado para o ensaio foi:

- a) Secar o solo na estufa à 105 °C;
- b) Pesagem do picnômetro vazio, neste caso foi adotado o de 250 mL;
- c) Colocar o solo seco dentro do picnômetro. O peso a ser inserir é numericamente igual a 10% da capacidade de volume do picnômetro, neste caso 25gf;
- d) Inserir um pouco de água destilada no picnômetro até o nível do mesmo ultrapassar a quantidade do solo. Essa quantidade não pode ser muita, pois poderá causar o transbordamento da mistura, mas também não pode ser pouca, pois o solo pode “queimar” além de provocar microexplosões;

- e) A chapa aquecedora deve ser ligada, já com os picnômetro dispostos, até 230 °F (110 °C). A escala Fahrenheit é mais indicada para esse caso devido a sua maior graduação;
- f) O picnômetro deve ficar em cima da chapa até a mistura ferver, após o início da ebulição o picnômetro deve ser constantemente retirado da chapa e revolvido por cerca de 10 segundos, sendo posteriormente recolocado na chapa;
- g) Após os 10 minutos, o picnômetro deve ser preenchido com água destilada, como na figura 4.7, até formar um menisco na superfície. Com o menisco feito a tampa do picnômetro deve ser inserida de tal forma a mistura subir pela rolha perfurada;



Figura 4.7 – Picnômetro sendo preenchido de água.

- h) Os picnômetros devem ser colocados em um recipiente com água até atingir o equilíbrio térmico (a temperatura do equilíbrio deve ser anotada, geralmente próxima de 20 °C);
- i) Após o equilíbrio o picnômetro deve ser pesado e limpo;
- j) Com o picnômetro limpo, o mesmo deve ser preenchido com água destilada (a temperatura da mesma deve ser anotada) e o peso do picnômetro mais água deve ser mensurado.

Assim o peso do picnômetro vazio (P_v), picnômetro mais solo (P_s), picnômetro mais água (P_a) e picnômetro mais água mais solo (P_{sa}) são mensurados bem como a temperatura de equilíbrio térmico. Assim a densidade real dos grãos pode ser calculada como:

$$G_s = K_{20} \frac{P_s - P_v}{(P_a - P_v) - (P_{sa} - P_s)} \quad (4.1)$$

O K_{20} é obtido através da fórmula 4.2 com auxílio da tabela 4.1:

$$K_{20} = \frac{\rho_t}{\rho_{20}} = \frac{\rho_t}{0,9982} \quad (4.2)$$

Tabela 4.1 – Densidade relativa da água em função da temperatura.

Temperatura t em °C	Densidade Relativa da água	Temperatura t em °C	Densidade Relativa da água
4	1,0000	19	0,9984
5	1,0000	20	0,9982
6	0,9999	21	0,9980
7	0,9999	22	0,9978
8	0,9999	23	0,9976
9	0,9998	24	0,9973
10	0,9997	25	0,9971
11	0,9996	26	0,9968
12	0,9995	27	0,9965
13	0,9994	28	0,9962
14	0,9993	29	0,9960
15	0,9991	30	0,9957
16	0,9990	31	0,9954
17	0,9998	32	0,9951
18	0,9986	33	0,9947

RESULTADO

Para este campo experimental a densidade real dos grãos média encontrada por esta metodologia foi de 2,644 gf/cm³ para o solo superficial.

Todos os dados obtidos durante os ensaios da densidade real dos grãos estão no anexo A-IV.

4.2.3. Limites de Atterberg

A amostra para os ensaios de determinação dos limites de Atterberg seguiram o procedimento na ABNT NBR 6457/2016 – Amostras de Solo – Preparação para os ensaios de compactação e ensaios de caracterização. A metodologia adotada foi a secagem ao ar, assim a amostra do solo foi deixada secando ao ar dentro do laboratório para perder a umidade e assim possibilitar o peneiramento como a norma prescreve na peneira de abertura 425 µm. O material passante na peneira #40 foi utilizado para a realização dos ensaios.

4.2.3.1. Limite de plasticidade

O ensaio é normatizado pela ABNT NBR 7180/2016 – Solo – Determinação do limite de plasticidade. Como o solo foi seco previamente, recomenda-se a homogeneização do mesmo durante 15 a 30 minutos.

A aparelhagem para o ensaio, assim como as verificações necessárias encontram-se no Anexo A-I.

A figura 4.8 mostra o solo sendo umidificado para, posteriormente, ser homogeneizado.



Figura 4.8 – Umidificação do solo

Após esse procedimento a sequência de ações do ensaio foi:

- a) Formar uma pequena esfera com cerca de 10 g de solo e 10 mm de diâmetro;
- b) Rolar a esfera com a palma da mão sob a placa de vidro esmerilhada formando um cilindro;
- c) Se o cilindro romper com 3 mm de diâmetro e 10 mm de comprimento, a amostra do lugar onde rompeu deve ser coletada para a determinação da umidade (h) – OBS: se o cilindro se romper antes de ter 3 mm de raio o solo precisa ser mais umidificado e se o cilindro chegar a 3 mm sem se romper, o material precisa perder água;
- d) Esse procedimento proveu uma umidade, e deve ser repetido por mais duas vezes. O limite de plasticidade é a média entre os três valores.

RESULTADO

Para o campo experimental adotado o limite de plasticidade encontrado pela metodologia citada foi de 19,6% com desvio padrão de 0,65.

Todos os dados obtidos durante os ensaios para a determinação do limite de plasticidade estão no anexo A-IV.

4.2.3.2. Limite de liquidez

Segundo Taylor (1948) o limite de liquidez é a umidade que o solo fica praticamente líquido, mas possui certa resistência ao cisalhamento, este valor arbitrário (25 golpes) foi definido, pois é o menor valor presumido que pode ser obtido por um procedimento normatizado.

O ensaio é normatizado pela ABNT NBR 6459/2016 – Solo – Determinação do limite de liquidez. Como o solo foi seco previamente, recomenda-se a homogeneização do solo durante 15 a 30 minutos.

A aparelhagem para o ensaio e a verificação da mesma encontram-se no Anexo A1.

A norma recomenda começar o ensaio com o solo obtendo cerca de 35 golpes no ensaio, ou seja, abaixo do limite de liquidez. Porém esse procedimento não se mostrou adequado para o solo da região. Então foi adotada uma umidade inicial maior que o limite de liquidez. Vale lembrar que a cada ponto a homogeneização tem que ser bem-feita. A figura 4.9 apresenta o solo sendo umidificado para a determinação do limite de liquidez.

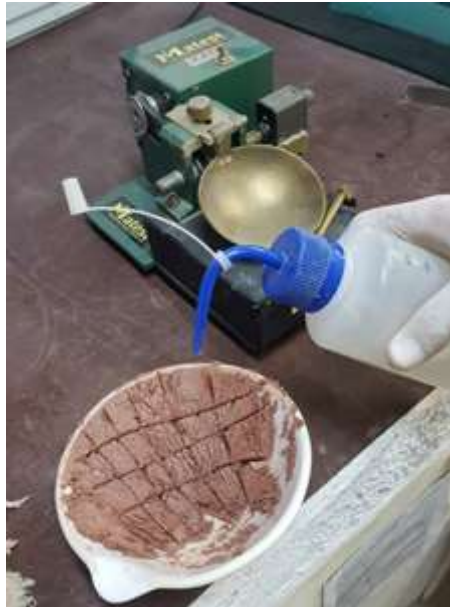


Figura 4.9 – Umidificação do solo.

Após esse procedimento a sequência de ações do ensaio foi:

- a) Disposição do solo na concha do aparelho com 10 mm de espessura, evitando a permanência de bolhas (figura 4.10);



Figura 4.10 – Amostra pronta para ser ensaiada.

- b) Dividir a amostra no meio com o cinzel em um movimento de cima para baixo na concha e de maneira perpendicular a mesma (figura 4.11);



Figura 4.11 – Detalhe da ranhura executada na amostra.

- c) Ligar o aparelho de modo que ocorra 2 golpes por segundo;
- d) Quando a fissura fechar por volta de 13 mm o ensaio deve ser parado e a amostra do lugar que fechou ser coletada para a determinação da umidade (h);
- e) Esse procedimento proveu um ponto da quantidade de golpes e a umidade do solo correspondente, esse procedimento deve ser repetido mais 4 vezes para a obtenção da reta.

O gráfico de determinação é uma reta com a equação generalizada na forma a seguir:

$$h = -I_f \cdot \log N_g + C \quad (4.3)$$

Sendo,

h – Umidade;

I_f – Índice de fluidez;

N_g – Número de Golpes;

C – Constante.

U.S. Army Corps of Engineers (1949) desenvolveu um método de determinação do limite de liquidez com apenas um ponto, a equação desenvolvida é:

$$LL = h \cdot \left(\frac{N_g}{25}\right)^{\tan \beta} \quad (4.4)$$

Sendo,

LL – Limite de liquidez;

h – Umidade;

N_g – Número de Golpes;

$\tan \beta$ – Das (2016) sugeriu um valor de 0,121, mas o autor afirmou que este valor depende do tipo de solo.

RESULTADO

Para o campo experimental adotado o limite de liquidez encontrado pela metodologia clássica foi de 49,3%. Já o índice de fluidez é de 0,172.

Já com a metodologia do U.S. Army Corps of Engineers, o limite de liquidez médio foi de 49,0% com desvio padrão de 0,01 com $\tan \beta$ igual à 0,121. Ao fazer uma retroanálise a $\tan \beta$ média para este tipo de solo foi de 0,154.

Todos os dados obtidos durante os ensaios para a determinação do limite de liquidez estão no anexo A-IV.

4.2.4. Ensaio Hilf

Para a determinação do peso específico *in situ* foi feito o ensaio de cravação do cilindro descrito pela ABNT NBR 9813/1987, a qual um soquete de cravação com 5,1 kg é solto em queda livre a uma altura de 93 cm provocando um impacto com energia 46,5 J. A figura 4.12 apresenta os equipamentos utilizados.



Figura 4.12 – Equipamentos utilizados durante no método de Hilf.

Após a cravação completa do cilindro o mesmo é retirado com auxílio de picaretas, marreta e talhadeira (Deve-se tomar cuidado para não acertar o molde durante o processo de retirada). A figura 4.13 mostra o molde sendo cravado no solo.



Figura 4.13 – Cravação do cilindro no solo.

No laboratório o molde é conformado com a régua biselada, após esse procedimento o cilindro é pesado a fim de obter o peso do solo acrescido da tara do cilindro (P_T). Após esse procedimento a amostra é retirada do cilindro e coletadas

pequenas amostras de solo para determinação da umidade. Com o cilindro livre de qualquer partícula de solo (Recomenda-se lavar o cilindro e retomar o procedimento no dia seguinte) pesa-se o cilindro para obter a tara (P_c) com efeito, a peso do solo obedece a relação:

$$P_s = P_T - P_c \quad (4.5)$$

Após esse procedimento as dimensões do cilindro não mensuradas a fim de obter o volume (V_c) do mesmo. De tal forma pode-se definir o peso específico natural e seco como:

$$\gamma_{nat} = \frac{P_s}{V_c} \quad (4.6)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1 + h} \quad (4.7)$$

RESULTADO

Para o campo experimental escolhido os pesos específicos seguem a tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Peso específico natural e seco do solo.

Peso específico	Cilindro 1	Cilindro 2	Cilindro 3	Cilindro 4
γ_{nat} (kN/m ³)	17	18	17	18
Umidade	23%	25%	28%	20%
γ_d (kN/m ³)	14	14	13	15

Todos os dados obtidos durante os ensaios estão no anexo A-IV.

4.2.5. Compressão uniaxial

4.2.5.1. Amostragem

A amostragem aconteceu em um local tão próximo quanto possível de onde o ensaio de placa aconteceria. Após a limpeza dos primeiros 5cm do material, foram tomadas amostras indeformadas na superfície e à 50 cm de profundidade do anel de 40 cm², conforme a figura 4.14.



Figura 4.14 – Cava para retirada da amostra a 50 cm de profundidade e anel sendo cravado na superfície.

O procedimento de amostragem seguiu os seguintes passos:

- a) Colocar vaselina na superfície interior no anel a ser cravado e auxiliar;
- b) Caso o solo a ser amostrado for o superficial deve-se retirar 5 cm da camada;
- c) Com o auxílio de uma lâmina e um elemento de madeira o conjunto é cravado no solo com prensagem (tomar cuidado para o solo não ser comprimido no processo);
- d) Após o solo ultrapassar o anel principal e chegar no meio do anel auxiliar a cravação é interrompida;
- e) Com o auxílio de uma colher de pedreiro e uma lâmina o conjunto é retirado do solo sem danificar o material interno ao anel principal;
- f) O conjunto deve ser embalado e levado ao laboratório sem perder a umidade natural;
- g) Com o auxílio de uma régua biselada o anel é conformado para o começo do ensaio.

4.2.5.2. Execução do ensaio

A execução do ensaio é normatizada pela ABNT NBR 12007/1990. Porém no presente trabalho, o ensaio foi realizado com apenas um carregamento (400 kPa) que é o previsto para ser alcançado no ensaio de placa em campo. A fim de observar o comportamento do solo em relação ao tempo o ensaio teve a duração de seis dias.

A prensa edométrica (de adensamento) utilizada é da marca Contenco com capacidade de 100 kgf de carga nominal. Por um sistema de braço de alavanca pode-se chegar a uma tensão de 2,5 MPa considerando uma amostra de 40 cm².

O procedimento do ensaio foi:

- a) A amostra é disposta dentro da célula de adensamento com suas faces cobertas por papel filtro (Solução adotada para não “entupir” os poros da pedra porosa) e logo após as pedras porosas;
- b) A prensa é ajustada para a carga prevista de forma que a após o carregamento o sistema de vigas fique o mais próximo possível de estar no nível;
- c) A célula de adensamento é colocada na prensa e os ajustes na parte frontal são feitos;
- d) A carga é colocada no local apropriado já começando a aplicação da tensão;
- e) As medidas são tomadas com o tempo subsequente de razão igual à dois ($t_{i+1} = 2t_i$) através de um extensômetro.

4.2.6. Cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é um ensaio utilizado para a determinação de parâmetros de resistência do solo.

Uma premissa para esse ensaio é que não ocorra o excesso de poro-pressão, pois o equipamento não possui mecanismo para quantificá-la, sendo assim, a velocidade de cisalhamento deve ser a menor possível. A partir dessas premissas obtém-se o intercepto de coesão e o ângulo de atrito do solo.

Essas quantidades são mensuradas através de uma envoltória de tensões obtidas com, pelo menos, três ensaios de cisalhamento direto. O par ordenado da envoltória é a tensão de tensão normal máxima por cisalhamento máxima. A figura 4.15 mostra um exemplo de uma envoltória de tensões na ruptura.

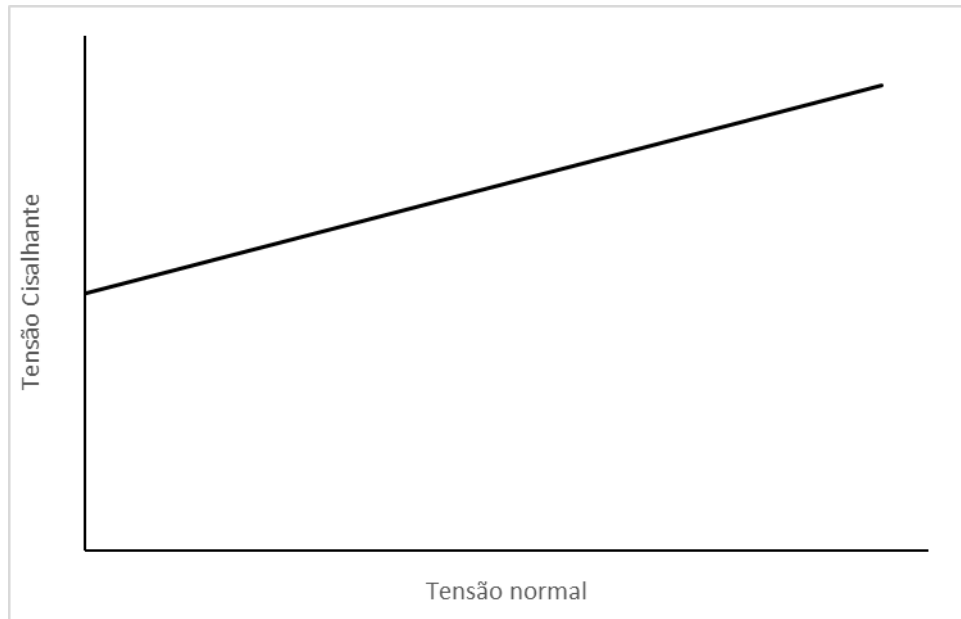


Figura 4.15 – Exemplo de envoltória de tensões.

A reta obtida por essa envoltória é no formato:

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (4.8)$$

Onde:

c é o intercepto de coesão

φ é o ângulo de atrito do solo

4.2.6.1. Amostragem

A amostragem aconteceu em um local tão próximo quanto possível de onde o ensaio de placa aconteceria. Após a limpeza dos primeiros 5cm do material, foram tomadas amostras indeformadas na superfície no molde de 25cm², conforme a figura 4.16.



Foto 4.16 – Molde cravado na superfície.

O procedimento de amostragem seguiu os seguintes passos:

- a) Colocar vaselina na superfície interior do molde a ser cravado;
- b) Caso o solo a ser amostrado for o superficial deve-se retirar 5 cm da camada;
- h) Com o auxílio de uma lâmina e um elemento de madeira o conjunto é cravado no solo com prensagem (tomar cuidado para o solo não ser comprimido no processo);
- c) Após o solo ultrapassar o molde principal e ultrapassar poucos milímetros, a cravação é interrompida;
- d) Com o auxílio de uma colher de pedreiro e uma lâmina o conjunto é retirado do solo sem danificar o material interno ao molde;
- e) O conjunto deve ser embalado e levado ao laboratório sem perder a umidade natural;
- f) Com o auxílio de uma régua biselada o molde é conformado para o começo do ensaio.

4.2.6.2. Execução do ensaio

O equipamento de cisalhamento do solo é da marca Contenco. Acompanhada de dois LVDT's para medir os deslocamentos durante o adensamento e o cisalhamento, o equipamento possui de capacidade de 500 kgf (força horizontal) devido ao limite da célula de carga aparelho.

A velocidade de cisalhamento que o ensaio foi realizado foi de 0,17 mm/min, esta velocidade foi definida em congruência com a velocidade de realização da prova de carga.

O ensaio seguiu os seguintes passos:

- a) Retirar a amostra do molde já colocando a mesma na caixa de cisalhamento. A figura 4.17 apresenta a sequência de instalação dos componentes na caixa de cisalhamento.

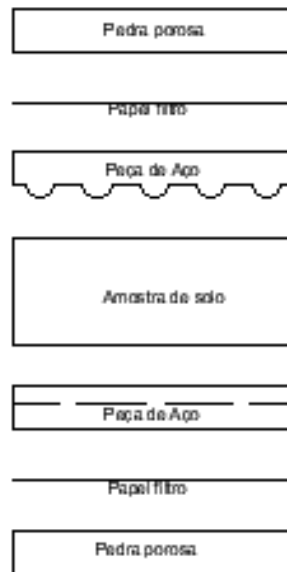


Figura 4.17 – Esquema de colocação da amostra na caixa de cisalhamento (sem escala).

- b) Colocar o conjunto no local e iniciar o adensamento. No presente trabalho as tensões iniciais de adensamento foram: 50 kPa, 400 kPa e 800 kPa. O tempo de adensamento foi de 30 minutos para todas as amostras;
- c) Após o adensamento ser concluído inicia-se a fase de cisalhamento da amostra. Deve-se salientar que os parafusos devem ser retirados nesse momento. A figura 4.18 apresenta a amostra de solo após a realização do ensaio de cisalhamento.

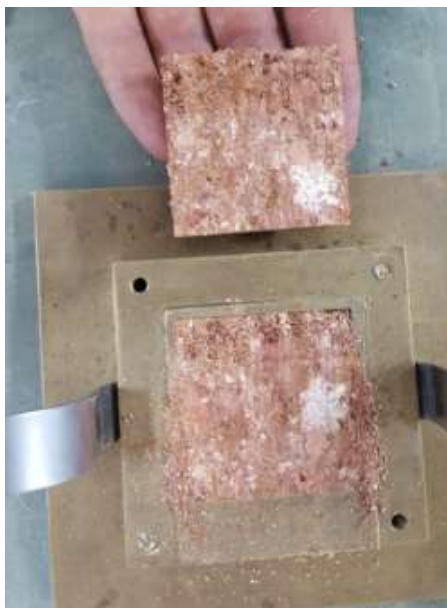


Figura 4.18 – Amostra Cisalhada.

Cada ensaio emite um ponto da envoltória normal versus cisalhamento. Recomenda-se, para argilas, o mínimo de três pontos por faixa de tensão.

4.3. Laboratório de materiais de construção

Segundo Neville e Brooks (2013) o concreto é um compósito obtido através do uso de um material cimentício. Geralmente o concreto é composto por quatro materiais: Cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo e água. Em casos específicos pode-se utilizar aditivos químicos para um melhor desempenho do concreto, porém o uso é condicionado a situação. Neste trabalho não será considerado o uso de aditivo no concreto.

O conhecimento dos materiais do concreto é importante para o cálculo do traço e assim o concreto passa a ter uma maior eficiência com medidas de resistência mais próximas as calculadas. A dispersão dos valores é um fator a ser considerado no traço.

4.3.1. Granulometria dos agregados

Os agregados são separados usualmente em duas partes; a separação principal é na peneira de 4,75 mm (Peneira ASTM N°4) segundo a ABNT NBR 7211/2005, estabelecendo assim a divisão entre agregados miúdos (areia) e agregados graúdos.

Considera-se que a areia, em geral, tem como dimensão mínima o valor de 0,06 mm segundo a ABNT NBR 6502/1995. Ainda segundo a mesma norma o material com dimensões entre 0,06 mm e 0,002 mm é classificado como silte e as partículas menores, denominadas argila.

O ensaio foi realizado de acordo com a NBR NM 248/2003. Para aperfeiçoar o entendimento provindo da granulometria foram adicionadas outras peneiras ademais das séries normal e intermediária.

Para um melhor entendimento do agregado foi realizada uma microscopia, que se encontra no Anexo III.

Módulo de finura

O módulo de finura do material é definido também na NBR NM 248/2003, como a soma do material retido acumulado nas peneiras da série normal (Aberturas de 150 µm; 300 µm; 600 µm ; 1,2 mm; 2,4 mm; 4,8 mm; 9,5 mm; 19 mm; 38 mm e 76 mm) dividido por 100. Segundo Neville e Brooks (2013), os valores típicos para o módulo de finura para agregado miúdo variam de 2,3 a 3,0, sendo que quanto maior o valor, mais grosso é o material.

A importância dessa grandeza é detectar pequenas variações em agregados da mesma origem e estes podem afetar a trabalhabilidade do concreto.

Materiais Finos

Existem vários tipos de materiais finos, como argila, silte e pó de britagem. Segundo Neville e Brooks (2013) a argila forma uma película superficial que interfere na aderência entre a pasta de cimento e o agregado. O silte e o pó de britagem podem formar essa película, mas também podem ficar como material solto e devido a sua finura e grande área específica, a demanda de água é expandida.

Além desses efeitos, a argila possui um caráter expansivo quando colocado em contato com a água. Assim a argila dentro do concreto pode alterar a estrutura molecular do concreto, podendo assim provocar fissuras no mesmo. A figura 4.19 mostra um ensaio simples que demonstra que a argila em contato com a água expande.

O experimento foi realizado, simplesmente, misturando água e argila. Depois de homogeneizada, a mistura foi colocada em um molde e deixada para secar ao ar por uma semana. O resultado mostrou uma grande contração da mistura, indicando que quando a água foi acrescida a mistura havia, de fato, expandido.



Figura 4.19 – Experimento realizado para demonstrar a expansão da argila quando em contato com água.

Com efeito, existem limites de quantidade de material fino no concreto. A ABNT NBR 7211/2005 define o limite máximo de finos como 1% da massa do agregado graúdo, já a norma britânica BS 882:92 define como 16% da massa do agregado miúdo o limite dos finos.

RESULTADO

A seguir, na figura 20 estão apresentadas as curvas granulométricas por peneiramento das amostras de areia e brita.

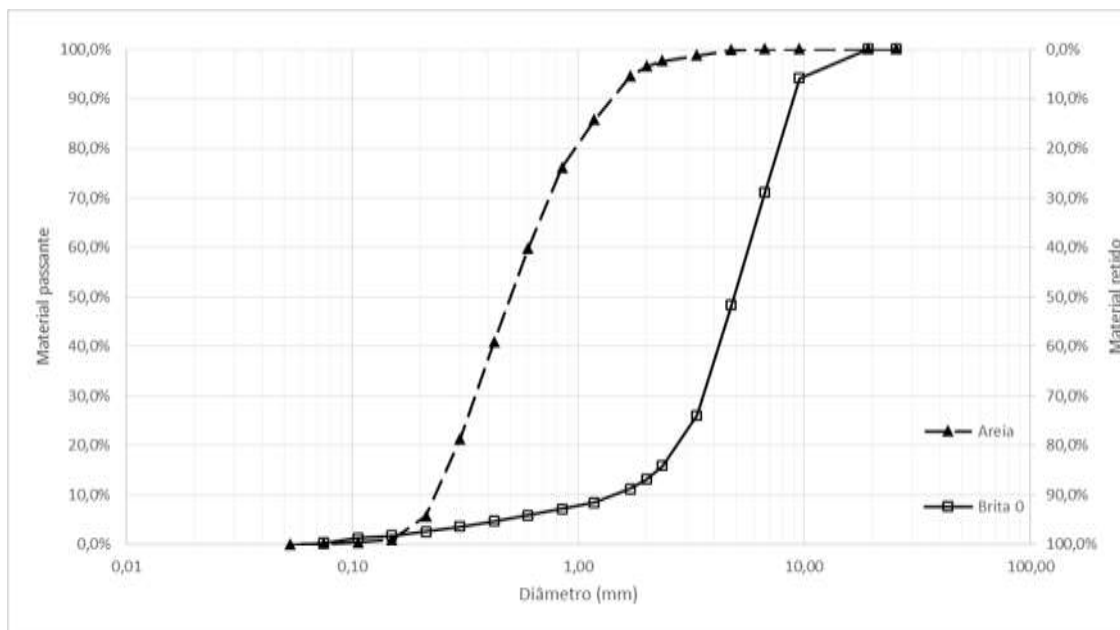


Figura 20 – Curvas granulométricas para os materiais analisados.

Todos os dados obtidos durante os ensaios para a realização das curvas granulométricas estão no anexo A-IV.

4.3.2. Peso específico

Segundo Neville e Brooks (2013) as propriedades físicas dos agregados são importantes para o comportamento dos mesmos no concreto. Além disso, essas propriedades dos agregados afetam o concreto produzido. Uma dessas grandezas físicas é o peso específico.

4.3.2.1. Agregados miúdos

A.Frasco Chapman

A determinação da massa específica pelo ensaio do frasco de Chapman é normatizada pela ABNT NBR NM 52/2003.

A execução do ensaio passa pela secagem do agregado a ser ensaiado na estufa à 105°C. Posteriormente preenche-se o frasco com 200 ml de água destilada com o frasco sob uma superfície nivelada. Com o sistema inerte adiciona-se 500 gf

da amostra com cuidado para não ficar aderidos grãos no tubo. Assim agita-se o sistema para eliminar possíveis bolhas. A figura 4.21 mostra a amostra dentro do frasco Chapman durante a realização do ensaio.



Figura 4.21 – Execução do ensaio do frasco de Chapman.

Após tais procedimentos, a leitura o nível da mistura água destilada/agregado é feita e calcula-se o peso específico com a fórmula:

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{\text{Peso do material}}{\text{Volume total} - \text{Volume do solvente}} = \frac{500}{\text{Leitura} - 200} \quad (4.9)$$

O procedimento funciona somente para materiais grossos devido à não formação de grumos na presença de água.

RESULTADOS

As leituras para três amostras diferentes foram de 389 mL, assim o peso específico foi de 2,65 gf/cm³.

B.Picnômetro

O procedimento realizado foi igual ao descrito na seção 4.2.2, porém utilizou-se o picnômetro de 50 mL. Colocou-se 10 gf de solo ao invés de 5 gf com vistas de se tentar trabalhar com um erro menor.

RESULTADOS

As densidades reais dos grãos encontradas foram de 2,656, 2,607 e 2,646 gf/cm³. Os dados brutos estão no anexo A-IV.

4.3.2.2. Agregados graúdos

A.Massa unitária

A massa específica unitária do agregado graúdo é normatizada pela ABNT NM 45/2006. Nesta norma encontra-se a definição da massa unitária como a razão da massa lançada em um recipiente pelo volume do mesmo.

O método A, que corresponde ao agregado utilizado neste trabalho, determina os seguintes passos.

- a) Determinar e registrar a massa do recipiente vazio. A seguir, encher o recipiente com o material até um terço de sua capacidade e nivelar a superfície com os dedos;
- b) Efetuar o adensamento da camada de agregado mediante 25 golpes da haste de adensamento, distribuídos uniformemente em toda a superfície do material;
- c) Continuar o enchimento do recipiente até completar dois terços de sua capacidade e proceder como indicado em a e b;
- d) Finalmente, terminar de encher totalmente o recipiente e proceder como definido em a e b;
- e) Ao compactar a primeira camada do agregado, a haste de adensamento não deve tocar o fundo do recipiente. Ao compactar as segunda e terceira camadas, evitar que a haste penetre na camada anterior;
- f) Nivelar a camada superficial do agregado com as mãos ou utilizando uma espátula, de forma a rasá-la com a borda superior do recipiente (figura 4.22);
- g) Determinar e registrar a massa do recipiente mais seu conteúdo.



Figura 4.22 – Agregado graúdo no recipiente pronto para ser pesado.

Assim, para mensurar a massa unitária, o cálculo segundo a NM 45/2006 é:

$$\rho_{compact} = \frac{m_{ar} - m_r}{V} \quad (4.10)$$

onde:

$\rho_{compact}$ é a massa unitária do agregado, em quilogramas por metro cúbico;

m_{ar} é a massa do recipiente mais o agregado, em quilogramas;

m_r é a massa do recipiente vazio, em quilogramas;

V é o volume do recipiente, em metros cúbicos.

RESULTADO

A massa específica unitária calculada para duas amostras foram de 2,625 gf/cm³.

B. Balança hidrostática

Para a determinação da massa específica aparente procedeu-se conforme a NM 53/2003. O ensaio e os cálculos foram realizados na aula de materiais de construção no segundo período de 2018 em acordo com a professora Juliana Trindade Corrêa.

RESULTADO

A massa específica aparente calculada para uma amostra foi de 1526 gf/cm³.

4.3.3. Traço

O traço foi calculado conforme a ABCP (Anexo II) em massa. O traço segue a proporção em massa de 1:1,53:1,765 (cimento, areia, brita) e o fator água/cimento de 0,632. Cabe salientar que os índices apresentados anteriormente foram utilizados.

4.3.4. Trabalhabilidade

A trabalhabilidade pode ser definida segundo Neville e Brooks (2013) como o trabalho interno útil necessário para o adensamento total do concreto. Este trabalho é a energia dispendida para vencer o atrito interno das partículas do concreto. Mensurar essa energia é bastante complicado, pois as perdas são grandes e de diversas fontes.

Apesar da energia ser difícil de mensurar, os seus efeitos são claros e a partir deles que a trabalhabilidade é determinada. Um efeito é variação na consistência do concreto, onde quanto menos energia é utilizada no processo de adensamento, mais a consistência do concreto está próxima ao líquido.

Para o presente trabalho a trabalhabilidade do concreto foi medida através do ensaio Slump, ou abatimento de troco de cone, que é descrito pela NM 67/1998. A figura 4.23 mostra o ensaio para a determinação do Slump do concreto.



Figura 4.23 – Execução do ensaio de abatimento.

Adaptada de Neville e Brooks (2013) a tabela 4.3 indica a relação entre o abatimento, a trabalhabilidade e o uso do concreto.

Tabela 4.3 – Densidade relativa da água em função da temperatura.

Grau de trabalhabilidade	Abatimento (mm)	Uso
Muito baixo	0 – 25	Pavimentos vibrados por máquinas.
Baixo	25 – 50	Pavimentos vibrados por equipamentos manuais ou fundações sem adensamento ou seções de concreto armado com baixa taxa de armadura.
Médio	50 – 100	Lajes lisas e seções de concreto armado com taxa de armadura normal.
Alto	100 – 175	Seções de concreto armado com alta taxa de armadura.

RESULTADO

Para o traço calculado o abatimento foi de 10 mm, ou seja, para um melhor desempenho durante uma execução é recomendado o uso de máquinas vibratórias.

4.3.5. Ensaio de compressão simples

O concreto possui uma resistência à compressão alta, por exemplo para um concreto de 20 MPa romper é necessário que seja aplicado mais de 200 kgf em cada centímetro do corpo de prova, com efeito é necessário que o corpo de prova seja pequeno. Em paralelo é necessário lembrar que a resistência do concreto é influenciada por fatores secundários, segundo Neville e Brooks (2013) esses fatores são: velocidade de carregamento, condição de umidade, dimensão do corpo de prova e condições de cura. Diante de tanta variedade é necessário padronizar o procedimento para mensurar a resistência do concreto, trabalho feito pela ABNT NBR 5739/1994 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

A ABNT NBR 5738/2003 determina as dimensões dos corpos de prova a serem utilizados, essas dimensões encontram-se na tabela 4.4. Além disso é necessário o adensamento do material para o corpo de prova (CP) não ficar com os vazios expostos. Vale lembrar que quando o Slump for maior que 160 mm o número de camadas deve ser reduzido pela metade e se necessário arredondar para o inteiro superior.

Tabela 4.4 – Dimensões básicas e número de camadas e golpes para a moldagem do CP de concreto.

Tipo de corpo de prova	Dimensão básica (mm)	Número de camadas em função do tipo de adensamento		Número de golpes para adensamento manual
		Mecânico	Manual	
Cilíndrico	100	1	2	12
	150	2	3	25
	200	2	4	50
	250	3	5	75
	300	3	6	100
	450	5	9	225
Prismático	150	1	2	75
	250	2	3	200
	450	3	-	-

Geralmente, no Brasil, utiliza-se o corpo de prova de 100 mm por 200 mm ou, em casos raros utiliza-se o corpo de prova de 150 mm por 300 mm. A altura do corpo de prova é determinada como duas vezes o corpo de prova devido a biela de compressão.

Neste estudo foi adotado a corpo de prova de 100mm por 200mm e moldagem seguiu a seguinte ordem:

- a) Colocar uma substância pastosa apolar (i.e. graxa ou vaselina) nas juntas do corpo de prova (figura 4.24).



Figura 4.24 – Cilindros com vaselinas em suas juntas

- b) Lançamento e adensamento do concreto, de acordo com a norma, no cilindro metálico conforme a figura 4.25;



Figura 4.25 – Concreto sendo adensado.

- c) Uniformização da superfície do corpo de prova com uma colher de pedreiro;
d) Colocar o corpo de prova para descansar dentro de um ambiente controlado;
e) Em 24 horas desmolda-se o corpo de prova e colocá-lo para curar no ambiente determinado

A cura adotada no presente estudo foi ao ar, na água e enterrada em um solo argiloso. Passados 28 dias o corpo de prova foi retirado do ambiente de cura. Assim

o CP foi rompido em uma prensa hidráulica da marca CONTENCO com neoprene em duas faces do corpo de prova promovendo assim uma uniformização das superfícies. Apesar da norma recomendar a aplicação da carga na velocidade 0,3 MPa/s a 0,8 MPa/s (0,24 tf/s a 0,64 tf/s para o corpo de prova utilizado), a velocidade de aplicação da carga no presente estudo não obedeceu tal recomendação devido a limitação da máquina e do operador, porém adotou-se o mesmo procedimento para todos os CP's, liga-se a máquina e coloca a velocidade de inserção de óleo na bomba em 20 u.V. até a estabilização da carga. Quando a carga está estabilizada a velocidade é aumentada até 30 u.V.

A prensa possui capacidade de até 200 tf e resolução de 0,01 tf.

O ensaio de compressão simples seguiu a ABNT NBR 5739/1994 em todos os passos exceto a velocidade. Para a uniformização da seção foi utilizado neoprene.

Assim a resistência à compressão característica em MPa é calculada com a expressão a seguir para um corpo de prova com diâmetro de 10 cm:

$$F_{ck} = 1,25\vec{F} \cdot \hat{n} \quad (4.11)$$

Onde:

F é a força obtida na prensa em tonelada-força;

\hat{n} é um versor para garantir que apenas a força normal a peça será contabilizada para o cálculo do F_{ck} .

4.3.6. Ensaio de tração indireta

O ensaio de tração indireta, conhecido também como ensaio à tração por compressão diametral ou ensaio de tração Lobo Carneiro, consiste em comprimir o concreto do corpo de prova no eixo longitudinal como na figura 4.26. O ensaio é descrito pela ABNT NBR 7222/2010, a moldagem e a cura dos corpos de prova foram iguais as apresentadas anteriormente.



Figura 4.26 – Corpo de prova sendo conformado para o ensaio

Como o laboratório não possui o equipamento para o ensaio no corpo de prova de 10x20 cm, inverteu-se o equipamento existente (para corpos de prova de 15x30 cm) de modo a todo sistema ficar concêntrico.

A resistência à tração por compressão diametral é calculada como a reação do corpo de prova sobre a superfície que essa força não encontra resistência. Assim, pela terceira lei de Newton, a reação do corpo de prova é igual a força imposta e a área da superfície é igual a área lateral do cilindro. Com o auxílio da expressão 2.2 da seção 2.2, a resistência à tração por compressão diametral é expressão como:

$$\tau_{ij} = \frac{\vec{F} \cdot \hat{n}}{A} = \frac{2 \cdot \vec{F}}{\pi \cdot d \cdot l} = f_{ct,sp} \quad (4.12)$$

Sendo:

F a força medida em N;

d o diâmetro do corpo de prova em mm;

l o comprimento do corpo de prova em mm.

4.3.7. Módulo de elasticidade

Os materiais podem estar sujeitos a dois tipos de deformação. A primeira é a elástica, que após a retirada do carregamento o material volta as suas dimensões iniciais. E a segunda é a plástica, nesta as deformações são permanentes. A figura 4.27, adaptada de Neville e Brooks (2013), apresenta quatro tipos de curvas tensão versus deformação.

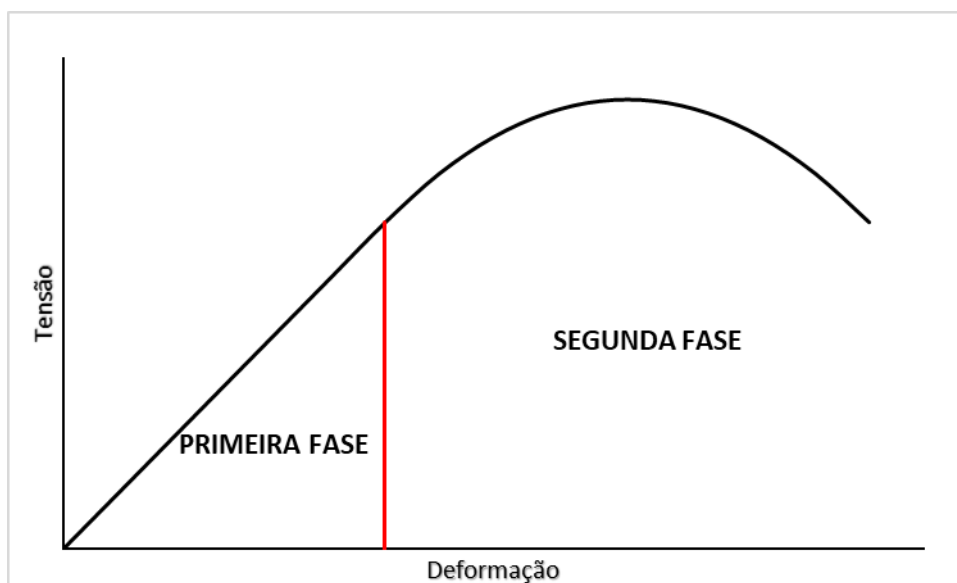


Figura 4.27 – Gráfico tensão versus deformação

A inclinação da reta elástica é a definição do módulo de elasticidade de acordo com a seção 2.3. Mas para materiais não elásticos, como por exemplo o concreto, o módulo de elasticidade pode ser mais difícil de determinar. A princípio existem três meios de se calcular o módulo de elasticidade, segundo Neville e Brooks (2013): determinar a partir da tangente da curva de origem (Módulo tangente inicial), a partir de qualquer ponto da curva (Módulo tangente) e a partir do trecho retilíneo do gráfico (Esse último é difícil de acontecer).

A ABNT NBR 8522/2017 determina como o ensaio deve ocorrer, porém o procedimento executivo não obedeceu tal norma devido à falta de infraestrutura do local. Portanto utilizou-se a prensa de adensamento (seção 4.2.5) onde um corpo de prova de concreto de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura foi comprimido.

- a) O corpo de prova foi moldado conforme a seção 4.3.5;
- b) A cura foi feita no tanque de água por 120 dias;
- c) O corpo de prova foi colocado na prensa de adensamento e os carregamentos foram feitos (Figura 4.28) em estágios de 10 kgf, porém devido ao sistema de alavancagem a carga era de 100 kgf;



Figura 4.28 – Carregamento sendo realizado

- d) A medida que o carregamento é feito o corpo de prova é deformado e a leitura é feita com extensômetro conforme a figura 4.29.



Figura 4.29 – Corpo de prova sendo comprimido e extensômetro marcando a deformação.

O cálculo do módulo de elasticidade inicial segundo a ABNT NBR 8522/2017, em GPa, é feito a partir de dois métodos:

- Método A

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3} \quad (4.13)$$

onde:

σ_b é a tensão referente a 30% do F_{ck} ;

ε_b é a deformação do concreto sob σ_b

ε_a é a deformação do concreto sob a tensão básica (0,5)

- Método B

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - 50 \cdot 10^{-6}} 10^{-3} \quad (4.14)$$

onde:

σ_b é a tensão referente a 30% do F_{ck} ;

σ_a é a tensão correspondente a 50×10^{-6} de deformação;

ε_b é a deformação do concreto sob σ_b .

Diante dos dois resultados escolhe-se o positivo.

4.4. Prova de carga

4.4.1. As placas

Uma das premissas do ensaio é que as placas funcionassem como um corpo rígido. Devido a aparente elevada resistência do solo optou-se por utilizar placas com elevadas rigidezes. Assim as placas adotadas foram circulares, de aço, com 14 cm e 26 cm de diâmetro cada. A menor delas com 20,02 mm de altura e a maior com 34,80 mm de altura. As placas estão apresentadas na figura 4.30.



Figura 4.30 – Placas de aço de diâmetro de 14 cm e 26 cm, respectivamente.

4.4.2. Sistema de reação

O sistema de reação desde o início do projeto se mostrou um fator limitante à prova de carga, visto que o campo experimental, em Macaé, é um campus novo da Universidade Federal do Rio de Janeiro, assim a falta de verba não permitiu a utilização de elementos mais sofisticados como reação à carga aplicada (p. ex.: estacas ou tirantes associados a vigas de reação). Diante deste impasse, optou-se pela utilização de um caminhão bate estacas como reação à carga. Salienta-se que, na ocasião, esse caminhão estava estacionado no local devido a construção de um novo prédio no campus (bloco D).

Os aspectos negativos deste tipo de reação são a perturbação do solo no entorno e a limitação da carga disponível à ser aplicada, ambos devido ao peso do caminhão. O ponto positivo foi o baixíssimo (ou inexistente) custo.

Assim a reação fora definida com o caminhão, conforme ilustrado na figura 4.31. Devido ao estado de semi-abandono do caminhão não foi possível obter mais características do mesmo.



Figura 4.31 – Caminhão utilizado como reação

4.4.3. Sistema de aplicação e medida de carga

O sistema de aplicação de cargas consistiu em macacos hidráulico/mecânico e um anel dinamométrico. Foram utilizados 2 macacos hidráulicos, designados Macaco 1 e Macaco 2, conforme descrito a seguir.

Macaco 1

O Macaco 1 é hidráulico e foi empregado somente na prova de carga na placa de 26 cm de diâmetro. Este macaco, da marca BOVENAU foi cedido pela COPPE para a realização desse ensaio, tem capacidade de aplicar até 98 kN e possui curso de 16,3 cm. O macaco, vulgarmente conhecido como macaco tipo “garrafa”, encontra-se na figura 4.32.



Figura 4.32 – Macaco hidráulico.

Macaco 2

O Macaco 2 é mecânico. Este equipamento foi empregado somente na prova de carga na placa de 14 cm de diâmetro. O macaco é da marca Flex- N- Gate e tem capacidade de aplicar até 12,74 kN, com curso de 41,3 cm encontrado na figura 4.33. Este macaco é um macaco usualmente empregado em automóveis de passeio.



Figura 4.33 – Macaco mecânico.

Anel Dinamométrico

Este equipamento pertence ao laboratório de Engenharia Civil do campus da UFRJ/Macaé. Com capacidade de até 49 kN, este equipamento possui um relógio comparador do fabricante MITUTOYO e foi calibrado pela empresa Calibra Rio. A constante utilizada foi de 2,011 kgf/0,001mm. Este equipamento encontra-se na figura 4.34.



Figura 4.34 – Anel Dinamométrico.

Prolongadores

São peças em aço maciço de cerca de 16 cm de diâmetro e 6,4 cm de altura. Cada um possui em média 8,8 kgf de peso com o fim de fazer o sistema de aplicação de carga encostar no sistema de reação.

4.4.4. Sistema de medida de deslocamentos

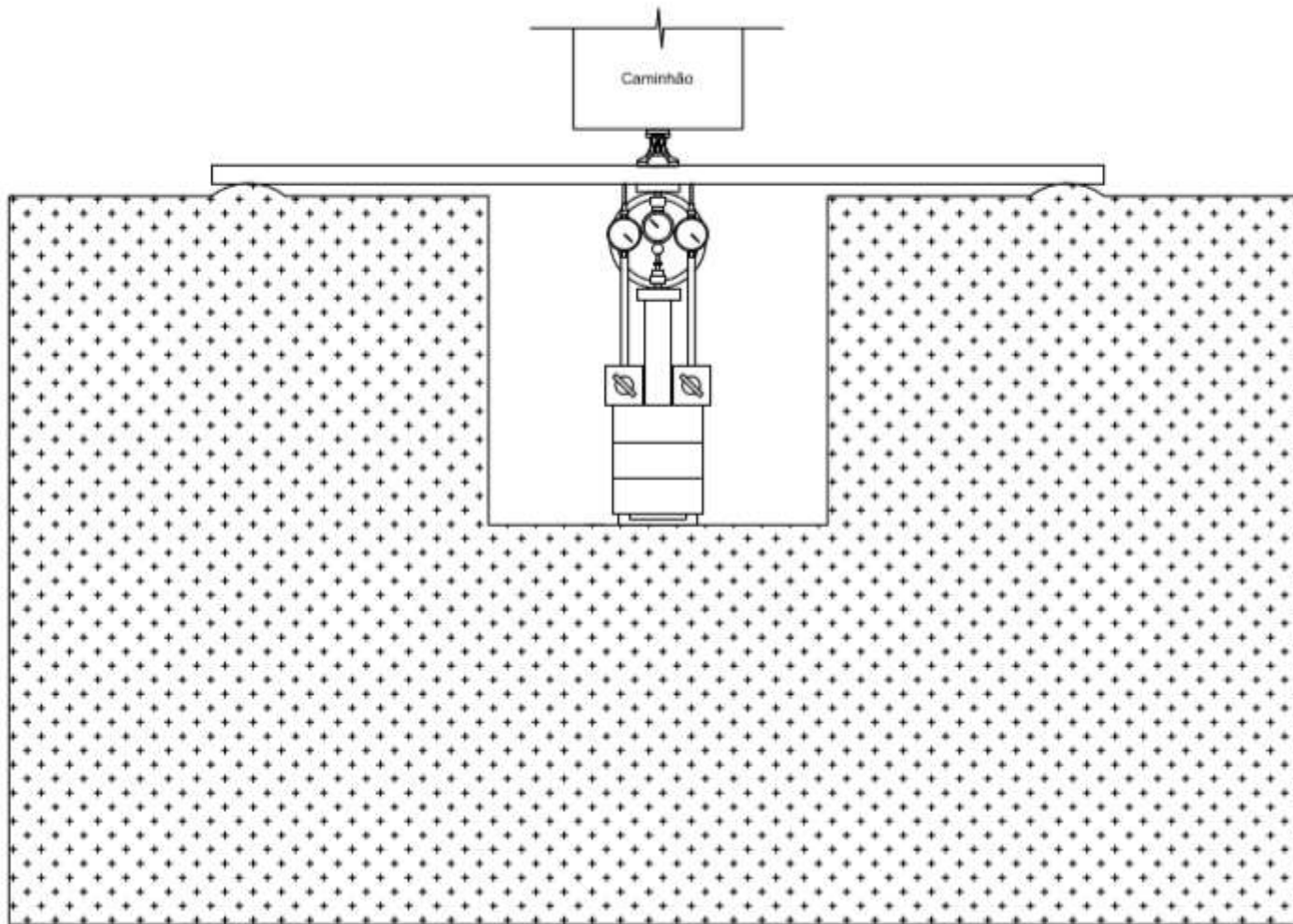
Para mensurar os recalques das duas placas foram empregados relógios comparadores (ou extensômetros mecânicos) da marca Kingtools. O curso máximo de cada extensômetro era de 30 mm e sua precisão de 0,01 mm. A figura 4.35 mostra um dos relógios comparadores utilizado na pesquisa. O sistema de vigas de referência aplicado foi de madeira, desejando reduzir os efeitos de variação térmica. Foi necessário também o emprego de bases magnéticas para fixar os extensômetros.



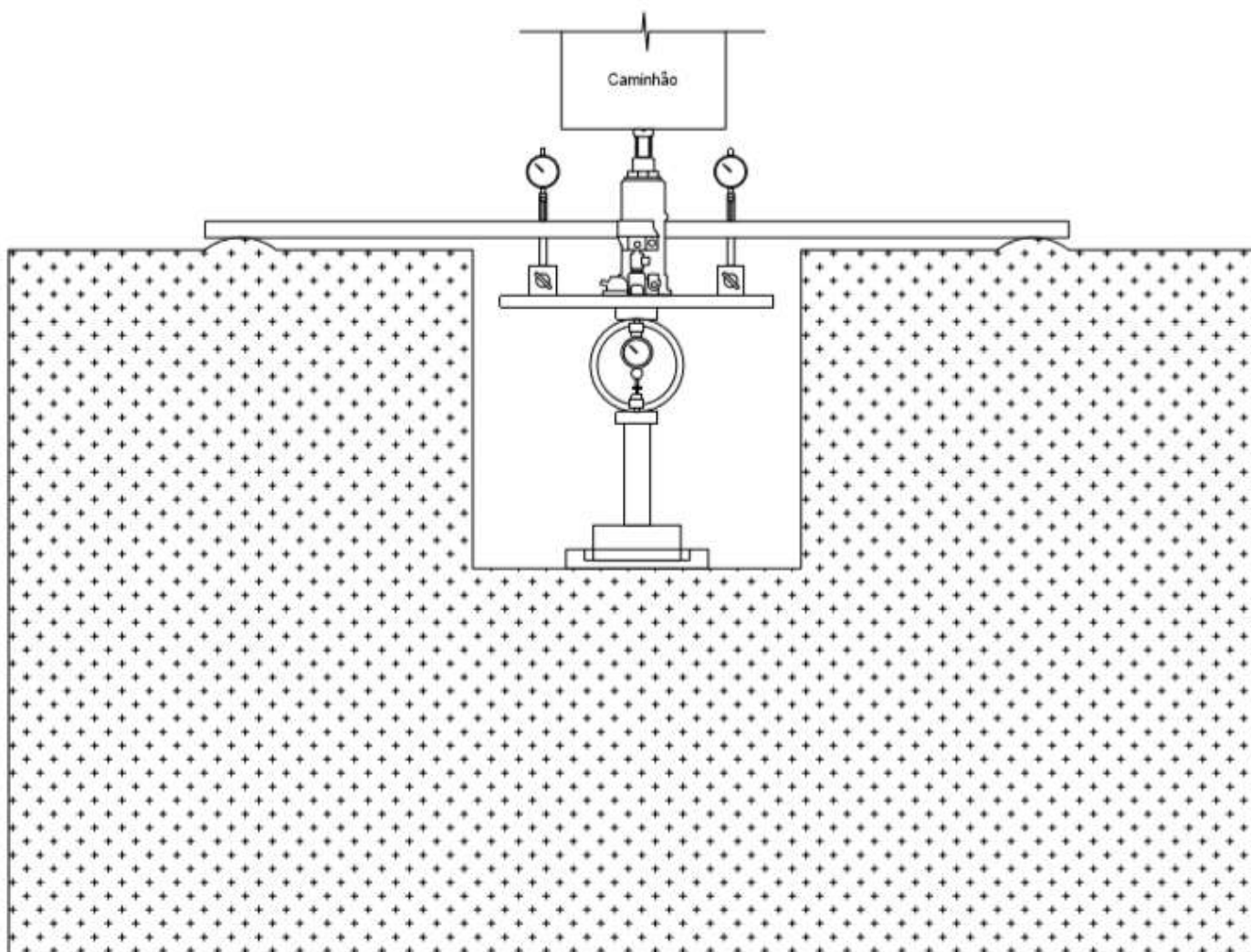
Figura 4.35 – Extensômetro utilizado para medida dos recalques.

4.4.5. Arranjo geral

Prova de Carga na placa de 14 cm



Prova de Carga na placa de 26 cm



4.4.6. Montagem da prova de carga e execução do ensaio

As montagens das provas de carga contaram com a utilização de ferramentas auxiliares básicas, tais como: cavadeira, pá, enxada, picareta, carrinho de mão, colher de pedreiro, nível de bolha, etc. A figura 4.36 mostra os equipamentos sendo transportados entre o laboratório e o campo experimental onde foram realizadas as provas de carga.



Figura 4.36 – Transporte das ferramentas auxiliares à montagem das provas de carga.

Uma das primeiras atividades a ser realizada foi a limpeza da camada superficial. Essa camada superficial contava com um elevado percentual de cascalhos e possuía cerca de 50 cm de espessura. A figura 4.37 mostra a limpeza da camada superficial.



Figura 4.37 – Sequência da limpeza da camada superficial desprezada.

Após a limpeza inicial a cava foi nivelada com o auxílio de uma colher de pedreiro e do nível de bolha. O próximo passo foi a instalação das placas. A figura 4.38 mostra o nivelamento com o auxílio de uma colher de pedreiro, além da instalação da placa de 14 cm de diâmetro e os prolongadores (ambos concêntricos).



Figura 4.38 – Sequência da instalação da placa de diâmetro de 14 cm.

A figura 4.39 mostra o mesmo processo, mas agora para a placa de 26 cm de diâmetro.



Figura 4.39 – Sequência da instalação da placa de diâmetro de 26 cm.

A partir daí foram instalados o sistema de medição de carga (anel dinamométrico) e deslocamentos (extensômetros). Ressalta-se que para cada prova de carga foram instalados dois extensômetros para ter redundância (ou conferência) das medidas. Prosseguindo, foram instalados os sistemas de aplicação de carga (macacos) e a viga de referência de deslocamentos. A figura 4.40 apresenta a sequência de instalação dos sistemas de medida e aplicação de cargas e de medida de deslocamento para a prova de carga com a placa de 14 cm de diâmetro.



Figura 4.40 – Sequência da instalação dos sistemas de medição e aplicação de carga e deslocamentos para a placa de 14 cm de diâmetro.

A figura 4.41 apresenta, para a prova de carga com a placa de 26 cm de diâmetro, a sequência de instalação dos sistemas de medida e aplicação de cargas e de medida de deslocamento.

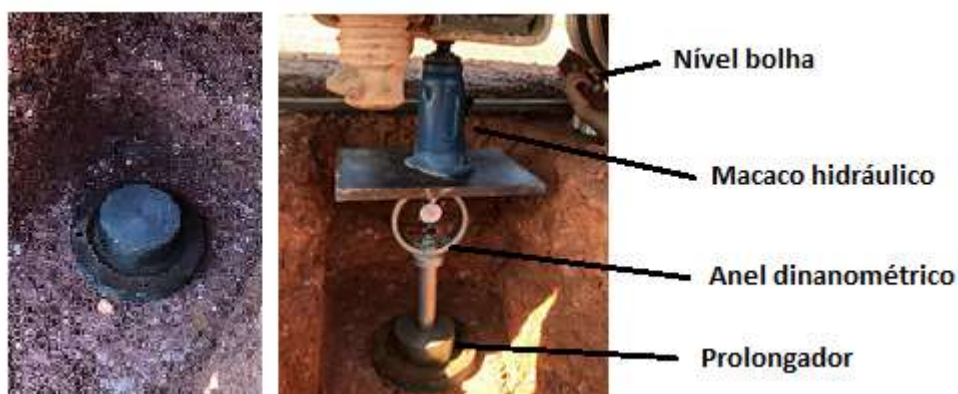


Figura 4.41 – Sequência da instalação dos sistemas de medição e aplicação de carga e deslocamentos para a placa de 26 cm de diâmetro.

Observação acerca da montagem das provas de carga:

Um fator muito relevante a ser observado em uma prova de carga é a influência de carregamentos externos na área onde a placa vai ser instalada. Com efeito, a norma brasileira ABNT NBR 6489/1984 impõe um limite, mencionando que em torno da placa não deverão existir cargas aplicadas dentro de uma faixa de largura igual, a pelo menos, o diâmetro ou lado da placa. Neste sentido, vale destacar que qualquer sistema de reação ao carregamento, ou ainda, um simples sistema de referência de deslocamentos, não pode ser

instalado dentro deste limite. A figura 4.42 apresenta um esquema elaborado para uma melhor visualização deste item mencionado em norma.



Figura 4.42 – Espaço entorno da placa sem sofrer acréscimo de tensão durante a realização da prova de carga.

4.4.7. Execução da prova de carga

A realização da prova de carga consistiu em aplicar a carga vertical através dos macacos, fazendo com que as placas reagissem contra o caminhão. As cargas foram aplicadas de maneira perpendicular e concêntrica as placas. Antes de se iniciar a aplicação das cargas foi necessário realizar-se a leitura inicial (zero) de todo o sistema de medida de carga e deslocamento. Tanto para os extensômetros como para o anel dinamométrico as leituras foram anotadas manualmente em uma planilha. A atividade de aplicação da carga no macaco e da leitura da mesma no anel dinamométrico foi realizada por uma pessoa. Cada extensômetro teve uma pessoa responsável pela leitura. Uma quarta pessoa foi responsável por controlar o intervalo de tempo entre os carregamentos e anotar os valores de todos os instrumentos em uma planilha. Cabe ressaltar que todas as medidas de cada intervalo de carregamento foram realizadas ao mesmo tempo. A figura 4.43 apresenta um panorama geral da realização de uma das provas de carga.



Figura 4.43 – Visão geral de uma prova de carga.

Aplicação do carregamento:

A aplicação dos carregamentos nas provas de carga foi realizada de forma manual e em função dos equipamentos disponíveis.

Para a prova de carga na placa de 14 cm o macaco utilizado era mecânico o que dificultou a aplicação de carregamentos uniformes. Além disso, houve muita dificuldade de manter o carregamento constante. Outro fator importante é que na hora de aplicar os carregamentos um cuidado muito grande tinha que ser tomado para não esbarrar na viga de referência. A figura 4.44 mostra a aplicação do carregamento na prova de carga na placa de 14 cm de diâmetro.



Figura 4.44 – Aplicação de carga com macaco mecânico na placa de 14 cm.

Assim não foi possível estabelecer um padrão para aplicação dos carregamentos no caso da prova de carga com a placa de 14 cm de diâmetro.

Durante a execução foram aplicados 14 incrementos de carga, variando entre 20 kgf e 70 kgf. De uma forma geral as cargas e os deslocamentos foram medidos sempre em dois instantes: assim que o carregamento era aplicado ($t=0s$) e decorridos 60 segundos ($t=60s$).

Ressalta-se que o macaco mecânico utilizado atingiu sua capacidade limite durante a execução da prova de carga. Este fato ocorreu quando o carregamento era da ordem de 1000 kgf. Assim outro macaco mecânico semelhante (com uma capacidade de carga ligeiramente maior) foi empregado. Quando a carga chegou por volta de 1250 kgf o outro macaco mecânico começou a apresentar falhas e a prova de carga foi interrompida. Não foi possível realizar o descarregamento do sistema. A figura 4.45 mostra um dos macacos mecânicos danificados.



Figura 4.45 – Macaco mecânico danificado na prova de carga da placa de 14 cm de diâmetro.

Para a prova de carga na placa de 26 cm o macaco utilizado era hidráulico. Durante a execução foram aplicados 34 incrementos de carga. Cada incremento foi da ordem de 100 kgf. As cargas e os deslocamentos foram medidos sempre em dois instantes: assim que o carregamento era aplicado ($t=0s$) e decorridos 60 segundos ($t=60s$). A prova de carga foi interrompida, pois a reação do caminhão foi esgotada e ele começou a subir. A carga máxima atingida foi da ordem de 3600 kgf. Não foi possível realizar o descarregamento devido a um problema na válvula de descarga do macaco.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS

5.1. Ensaio compressão uniaxial

O ensaio compressão uniaxial foi feito sob uma tensão normal de 400 kPa com uma amostra superficial e uma a 0,5 m de profundidade. A figura 5.1 mostra a variação da altura do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo. Ressalta-se que essa tensão foi estimada de acordo com uma previsão para as provas de carga.

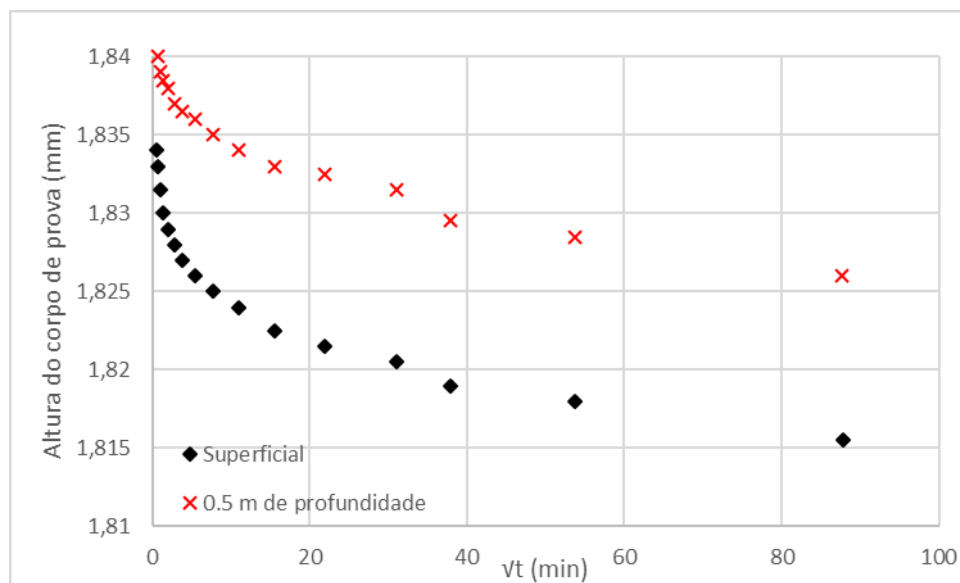


Figura 5.1 – Variação da altura do corpo de prova pela raiz do tempo

A análise da figura permite observar que a amostra de solo superficial teve uma redução de altura maior que a amostra retirada a 0,5 m de profundidade. Com efeito, a rigidez do solo localizado a 0,5 m de profundidade é maior que a rigidez do solo na superfície.

Os dados brutos estão no anexo A-IV

5.2. Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado sobre três tensões normais diferentes. As tensões normais foram definidas em função dos resultados das provas de carga, ou seja, o ensaio de cisalhamento direto deve-se estar na

mesma faixa que das tensões normais aplicadas na prova de carga. Na tabela 5.1 encontram-se as tensões normais aplicadas, bem como as tensões normais e cisalhantes na ruptura.

Tabela 5.1 – Tensões obtidas durante o ensaio de cisalhamento direto

	Tensão normal inicial (kPa)	Tensão normal na ruptura (kPa)	Tensão cisalhante na ruptura (kPa)
CP1	5	5,1	75
CP2	400	465,1	330
CP3	800	908,3	540

Diante dos pares de tensões na ruptura traça-se a envoltória de tensões do solo (Figura 5.2).

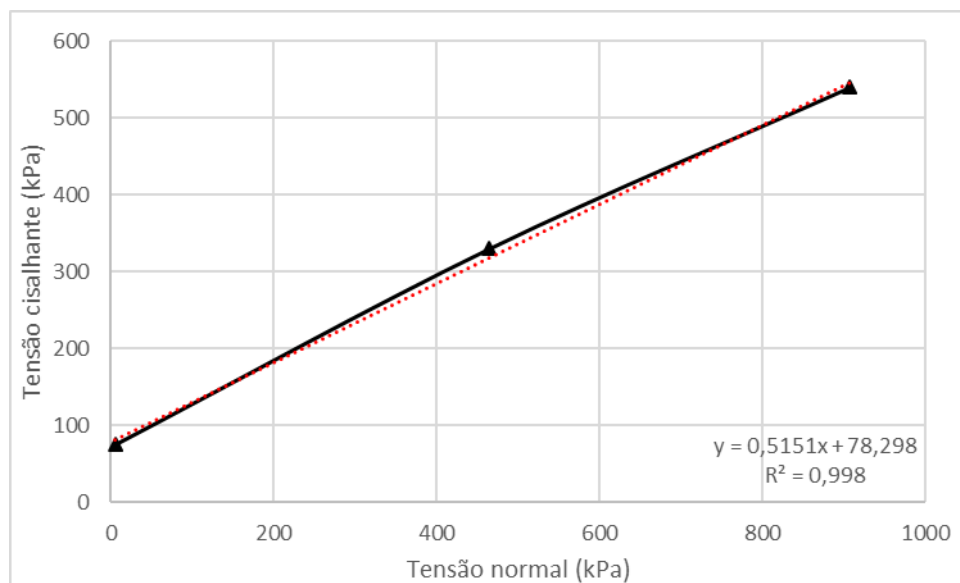


Figura 5.2 – Envoltória de tensões

A partir da regressão linear dos dados determina-se o intercepto de coesão em 78 kPa e o ângulo de atrito em 27°. A umidade natural da amostra na ocasião era da ordem de 17%.

Os dados brutos estão no anexo A-IV

5.3. Ensaio de placa

A primeira prova de carga executada foi na placa de 14 cm de diâmetro. Esta prova de carga foi levada à carga de 1,25 tf atingindo o limite do macaco.

A figura 5.3 apresenta a curva carga versus deslocamento da placa de 14 cm de diâmetro. Esta curva apresenta os resultados dos dois extensômetros no instante exato que a carga foi aplicada ($t=0s$).

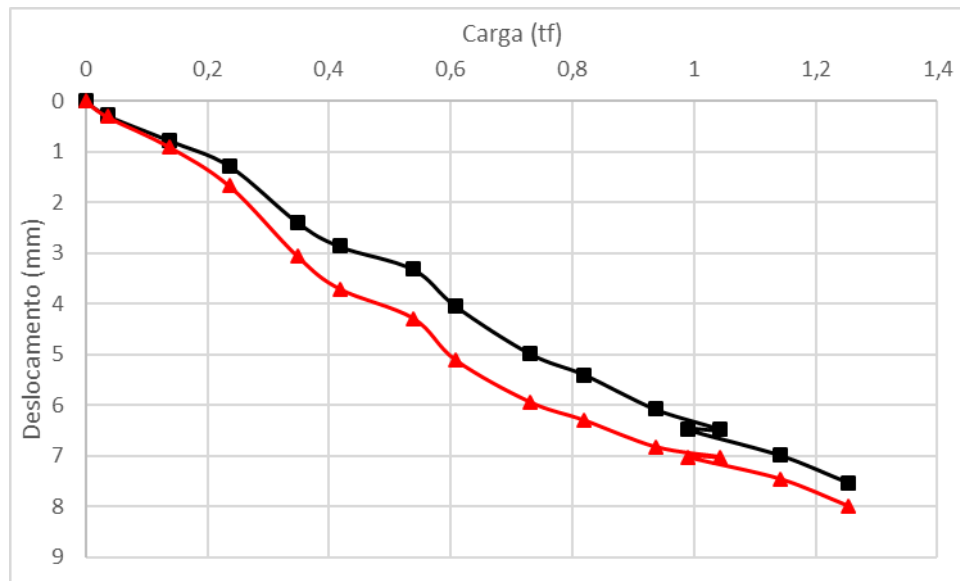


Figura 5.3 – Carga versus recalque da placa de 14 cm de diâmetro.

A análise da curva permite observar que a placa não sofreu um recalque uniforme. Com efeito, os recalques obtidos pelos dois extensômetros começam a se distanciar a partir de um deslocamento da ordem de 1 mm, quando a carga ainda era da ordem de 170 kgf. Um fator relevante que pode ser observado é a irregularidade de comportamento das curvas. Esta irregularidade muito provavelmente aconteceu devido a pequenos choques entre a haste do macaco e a viga de referência dos deslocamentos. Estes choques aconteceram durante a aplicação de alguns carregamentos com o macaco mecânico. As curvas mostram muito claramente o momento em que o macaco atingiu a capacidade de carga última, por volta de 1000 kgf. A carga máxima da prova de carga foi da ordem de 1250 kgf e o recalque associado era de cerca de 8 mm.

A figura 5.4 apresenta a curva carga versus recalque da placa de 14 cm de diâmetro para $t=0s$ com a média dos dois extensômetros.

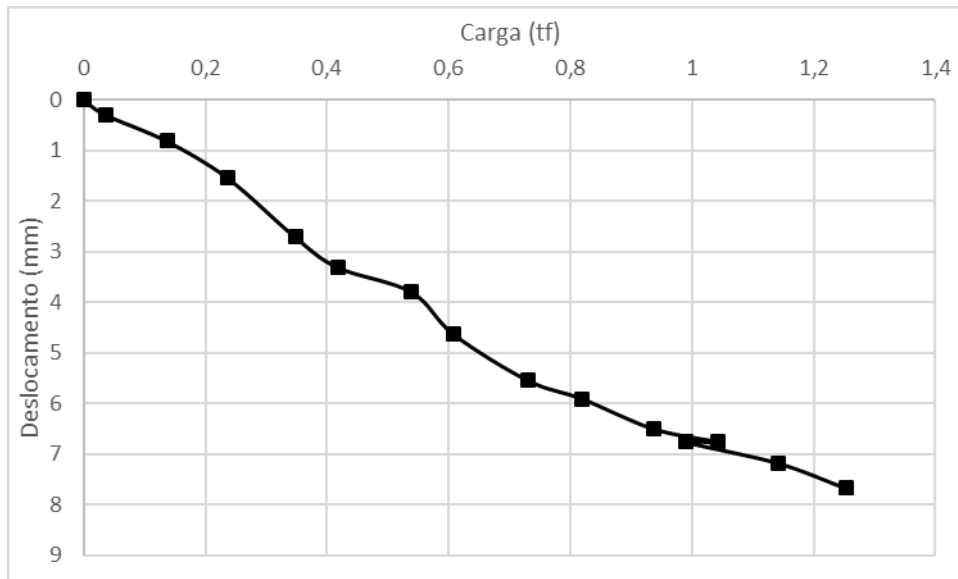


Figura 5.4 – Curva carga versus recalque da prova de carga em $t=0s$ para a média dos dois extensômetros para placa de 14 cm de diâmetro.

A figura 5.5 apresenta a curva carga versus deslocamento da placa de 14 cm de diâmetro. Esta curva apresenta os resultados da média dos dois extensômetros decorridos 60 segundos do início da aplicação do carregamento.

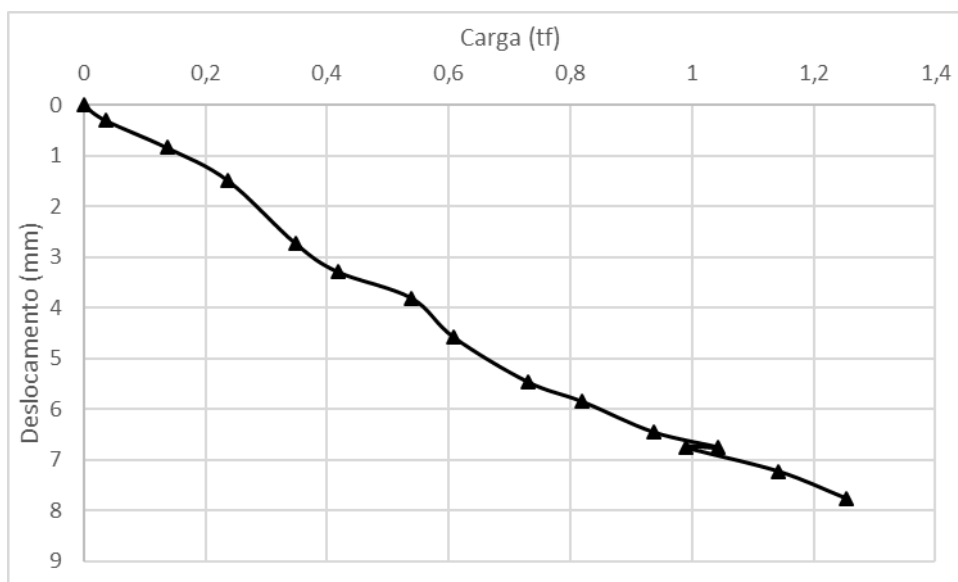


Figura 5.5 – Curva carga versus recalque da prova de carga em $t=60s$ para a média dos dois extensômetros para placa de 14 cm de diâmetro.

A segunda prova de carga executada foi na placa de 26 cm de diâmetro. Esta prova de carga foi levada à carga de 3,600 tf atingindo o limite da

capacidade de carga da reação (caminhão). A figura 5.6 mostra a prova de carga com a placa de 26 cm no momento em que foi paralisada.



Figura 5.6 – Momento em que a capacidade de carga do sistema de reação foi esgotada durante a prova de carga com a placa de 26 cm de diâmetro.

A figura 5.7 apresenta a curva carga versus deslocamento da placa de 26 cm de diâmetro. Esta curva apresenta os resultados dos dois extensômetros no instante exato que a carga foi aplicada ($t=0s$).

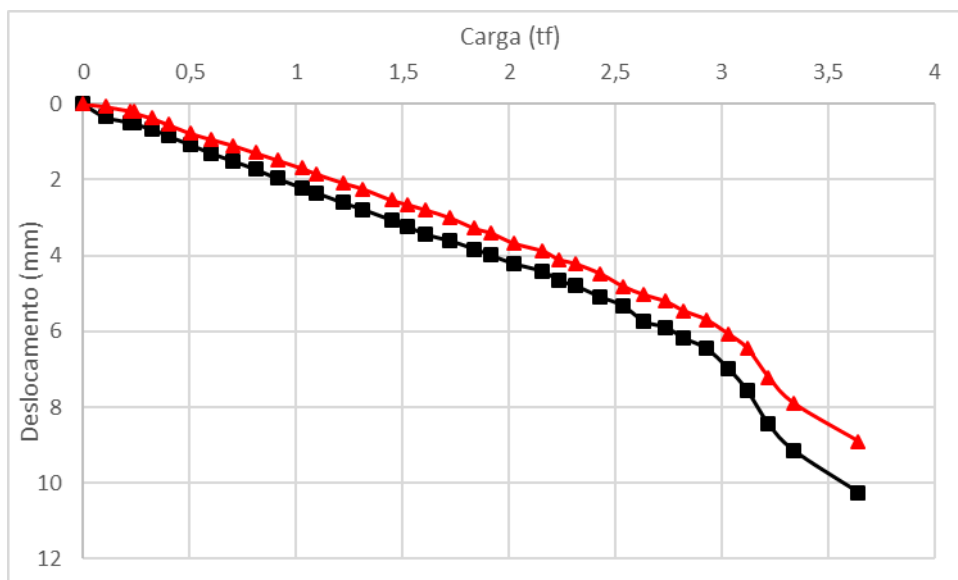


Figura 5.7 – Carga versus recalque da placa de 26 cm de diâmetro.

A análise da curva permite observar que a placa não sofreu um recalque uniforme. Com efeito, os recalques obtidos pelos dois extensômetros começam a se distanciar logo no início da prova de carga. Porém, no caso desta prova de carga, o comportamento da curva se apresentou satisfatório.

A carga máxima da prova de carga foi da ordem de 3600 kgf e o recalque associado era de cerca de 10 mm.

Cabe ressaltar que a umidade do solo no dia da prova de carga era de 19,2%.

A figura 5.8 apresenta a curva carga versus recalque da placa de 26 cm de diâmetro para $t=0s$ com a média dos dois extensômetros.

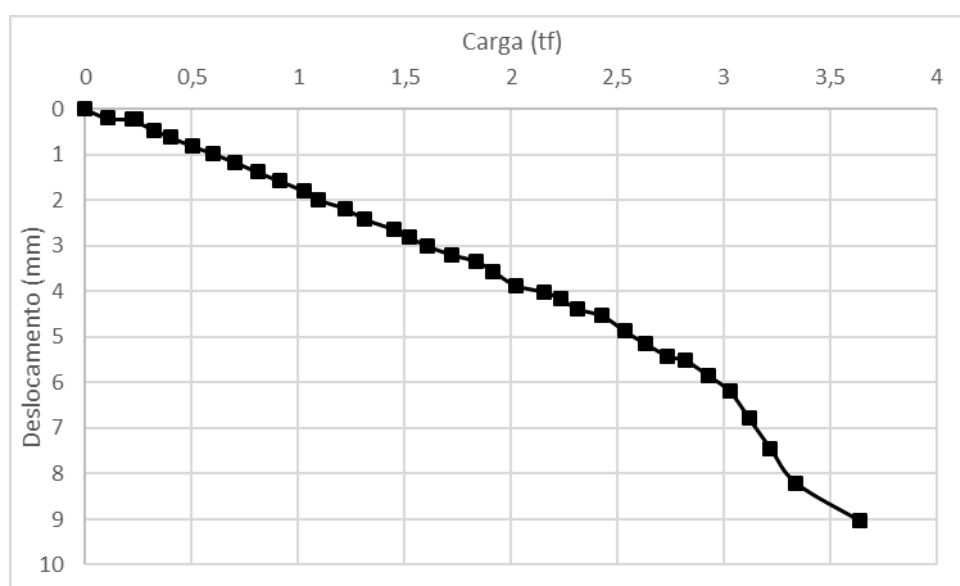


Figura 5.8 – Curva carga versus recalque da prova de carga em $t=0s$ para a média dos dois extensômetros para placa de 26 cm de diâmetro.

A figura 5.9 apresenta a curva carga versus deslocamento da placa de 26 cm de diâmetro. Esta curva apresenta os resultados da média dos dois extensômetros decorridos 60 segundos do início da aplicação do carregamento.

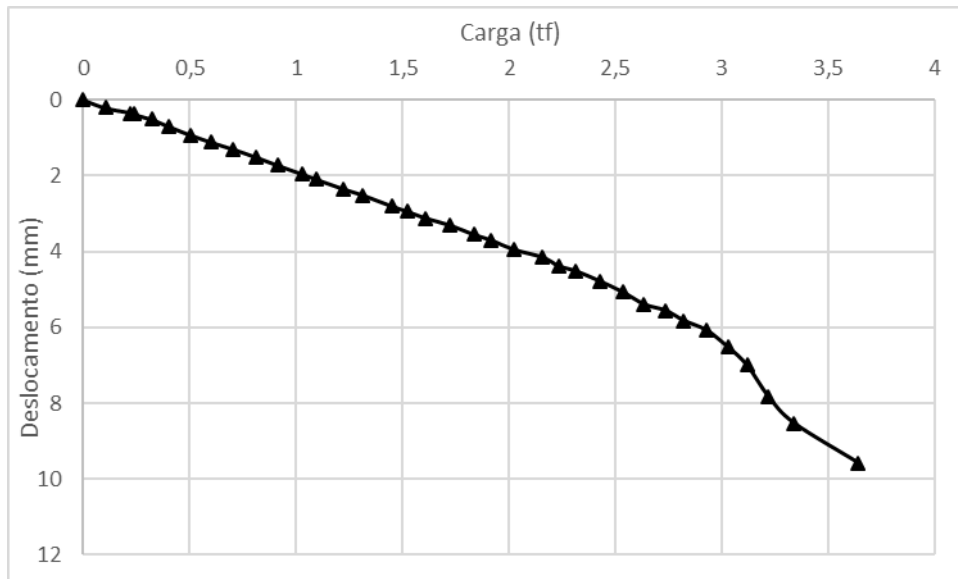


Figura 5.9 – Curva carga versus recalque da prova de carga em $t=60s$ para a média dos dois extensômetros para placa de 26 cm de diâmetro.

Os dados brutos estão no anexo A-IV

5.4. Ensaio de compressão simples

Foram moldados três corpos de prova para cada tipo de cura totalizando 9 corpos de prova. Todos foram submetidos à compressão com 28 dias de idade. Cabe mencionar que os corpos de prova dispostos no solo apresentaram imperfeições geométricas no plano de tensões solicitado, porém estes foram retificados (Figura 5.10).



Figura 5.10 – Corpo de prova que foi curado no solo no processo de retificação

Na tabela 5.2 encontram-se os valores das resistências a compressão dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 5.2 – Valores de resistência à compressão obtidos

Resistência à compressão (MPa)			
Tipo de cura	Água	Ar	Solo
CP1	31,44	19,65	26,01
CP2	23,73	17,33	23,72
CP3	23,69	16,71	22,22
Média²	23,71	17,02	22,97

Os dados brutos estão no anexo A-IV

5.5. Ensaio de tração indireta

Foram moldados três corpos de prova para cada tipo de cura totalizando 9 corpos de prova. Todos foram submetidos à tração indireta com 28 dias de idade. Neste caso os corpos de prova dispostos no solo também apresentaram imperfeições geométricas no plano de tensões solicitado, mas devido à ausência de um equipamento específico no laboratório não foi possível realizar a retificação dos mesmos. Na tabela 5.3 encontram-se os valores obtidos.

² Observa-se que os valores obtidos para os corpos de prova #1 destoaram dos demais, dessa forma eles foram desconsiderados na hora de fazer a média entre os valores. Com efeito, os outros valores se encontram perto da faixa esperada.

Tabela 5.3 – Valores de resistência à tração por compressão diametral obtidos

Resistência à tração por compressão diametral (MPa)			
Tipo de cura	Água	Solo	Ar
CP1	1,51	2,67	1,64
CP2	1,64	2,67	1,53
CP3	1,60	2,36	1,60
Média	1,58	2,57	1,59

A ABNT NBR 6118/2014 prevê uma correção da resistência à tração por compressão diametral para tração direta através de um fator multiplicador de 0,9 gerando a tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Valores de resistência à tração direta

Resistência à tração direto corrigida (MPa)			
Tipo de cura	Água	Solo	Ar
CP1	1,36	2,40	1,48
CP2	1,48	2,40	1,38
CP3	1,44	2,12	1,44
Média	1,43	2,31	1,43

Os valores se mostraram satisfatórios ficando, inclusive, dentro da faixa esperada para a resistência a tração do concreto, isto é, cerca de 10% do valor da resistência à compressão.

Os dados brutos estão no anexo A-IV

5.6. Módulo de elasticidade

Para esta grandeza foram moldados três corpos de prova e apenas colocados para curar no tanque de água. Todos foram submetidos ao ensaio com 120 dias de idade. Os CP's apresentaram imperfeições geométricas, então foram retificados. Na tabela 5.5 encontram-se os valores obtidos.

Tabela 5.5 – Valores de módulo de elasticidade estático obtidos

Módulo de elasticidade estático (GPa)	
CP1	17
CP2	44
CP3	17
Média	17

Cabe ressaltar que a média foi tomada entre o CP1 e o CP3 devido a discrepância do resultado de CP2. O resultado encontra-se abaixo dos valores publicados na literatura.

6. PREVISÃO *VERSUS* DESEMPENHO

6.1. Coeficiente de reação vertical

6.1.1. Desempenho

Para a placa de 14 cm o gráfico tensão versus recalque médio no estágio inicial de carregamento fica conforme a figura 6.1.

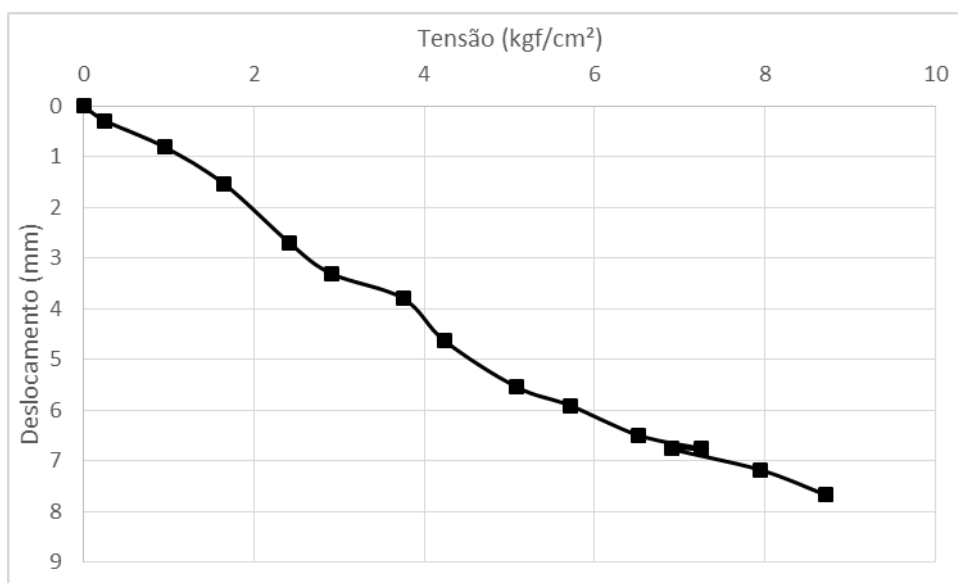


Figura 6.1 – Gráfico tensão *versus* recalque para a placa de 14 cm.

Analisando a figura e considerando que o K_v foi determinado com a tensão medida mais próxima a 3 kgf/cm² o valor obtido para o caso da placa de 14 cm foi de 89 MN/m³.

Já para a placa de 26 cm o gráfico tensão versus recalque médio no estágio inicial de carregamento fica conforme a figura 6.2.

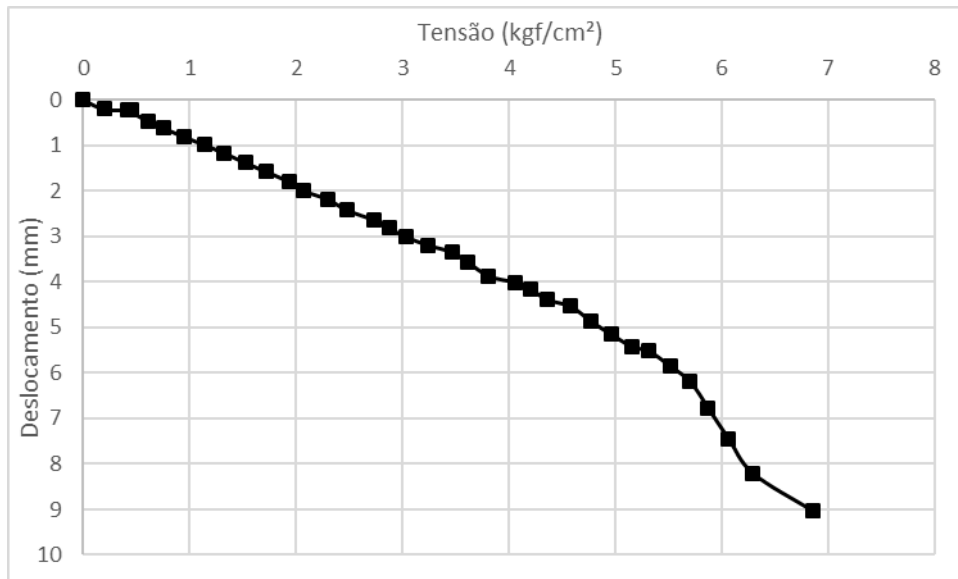


Figura 6.2 – Gráfico tensão *versus* recalque para a placa de 26 cm.

Analisando a figura e considerando que o K_v foi determinado com a tensão medida mais próxima a 3 kgf/cm^2 o valor obtido para o caso da placa de 26 cm foi de 99 MN/m^3 .

6.1.2. Previsão

Os valores necessários para alimentar as análises a seguir foram obtidos a partir, basicamente, de duas formas:

- (i) através dos ensaios realizados na pesquisa (e.g.: Compressão simples, compressão uniaxial e provas de carga).
- (ii) através dos dados da literatura.

A tabela 6.1 apresenta diversos valores e hipóteses utilizados para as previsões em relação as provas de carga realizadas.

Tabela 6.1 – Valores utilizados nas previsões

Grandeza	Valor
Raio	13 cm
Largura da fundação	26 cm
Comprimento da fundação (*)	20,4 cm
Momento de inércia	$4,17 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$
Módulo de elasticidade do solo	24 MPa
Coefficiente de Poisson	0,39
Módulo de elasticidade do aço	210 GPa

(*) O comprimento da fundação foi calculado a partir da área equivalente de um círculo com diâmetro de 26 cm para um retângulo de largura 26 cm, ver figura 6.3.

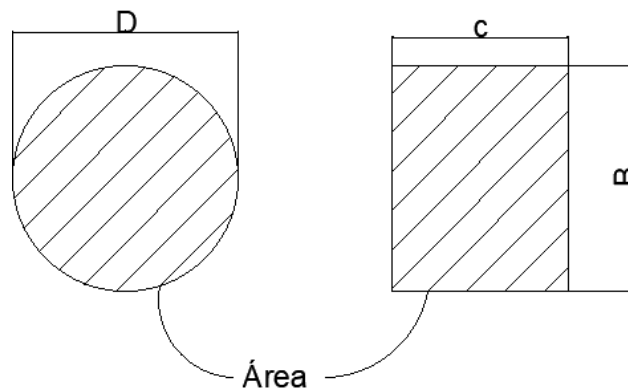


Figura 6.3 – Equivalência de dimensões entre um círculo e um retângulo.

6.1.2.1. Vesic

A fim de estimar o coeficiente de reação vertical, Vesic (1961) elaborou uma expressão para uma placa extensa.

$$k_{\infty} = \frac{1}{B} 0,65 \frac{E_s}{(1-\nu)} \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E \cdot I}} \quad (6.1)$$

Sendo,

k = coeficiente de reação vertical do solo em kN/m³;

E_s = Módulo de elasticidade do solo em kPa;

E = Módulo de elasticidade da viga em kPa;

I = Momento de inércia da viga em m⁴;

B = Largura da viga em m;

ν = Coeficiente de Poisson do solo.

RESULTADO

Assim o K_v calculado é de 100,21 MN/m³ para a placa de 26 cm e de 181,89 MN/m³ para placa de 14 cm.

6.1.2.2. Biot (1937)

Biot (1937) elaborou uma equação para o coeficiente de reação vertical com a hipótese básica de uma carga concentrada em uma placa extensa. De tal forma Biot obteve a equação 6.2.

$$k_v = 1,23 \cdot \left[\frac{1}{c(1-\nu^2)} \cdot \frac{E_s \cdot b^4}{E \cdot I} \right]^{0,11} \cdot \frac{E_s}{c(1-\nu^2)} \quad (6.2)$$

sendo,

k_v = coeficiente de reação vertical do solo em lbf/pol³;

E_s = Módulo de elasticidade do solo em lbf/ pol²;

E = Módulo de elasticidade da viga em lbf/ pol²;

I = Momento de inércia da viga em pol⁴;

B = Metade da largura da viga em polegadas;

c = Comprimento da viga em polegadas;

ν = Coeficiente de Poisson do solo.

As grandezas do método têm que ser utilizadas na unidade de medida imperial, porém vale lembrar que se pode multiplicar pelo fator 278,01 kN.pol³/m³.lbf para obter o coeficiente de reação vertical na unidade do sistema internacional.

RESULTADO

Logo o K_v calculado é de 106,81 MN/m³ para a placa de 26 cm e de 206,01 MN/m³ para placa de 14 cm.

6.1.2.3. Bowles (1996)

A proposta de Biot (1937) é extensa, assim Bowles (1996) fez uma simplificação prática tornando a expressão 6.3 mais simples e de fácil aplicação.

$$k_v = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (6.3)$$

sendo,

k_v = coeficiente de reação vertical do solo em kN/m³;

E_s = Módulo de elasticidade do solo em kPa;

B = Largura da viga em m;

ν = Coeficiente de Poisson do solo.

RESULTADO

Neste sentido o K_v calculado é de 108,87 MN/m³ para a placa de 26 cm e de 202,18 MN/m³ para placa de 14 cm.

6.1.2.4. Boussinesq (1885)

A teoria de Boussinesq (1885) tem como hipótese básica um solo elástico, isotrópico e homogêneo. Através da solução de carga uniformemente distribuída atuando em uma área circular aplicada na superfície semi-infinita podem-se calcular os deslocamentos. Com efeito a relação para o coeficiente de reação vertical fica na forma de:

$$k_v = \frac{2 \cdot E_0}{R \cdot \pi \cdot (1 - \nu^2)} \quad (6.4)$$

sendo,

k_v = coeficiente de reação vertical do solo em kN/m³;

E_0 = Módulo edométrico do solo em kPa;

R = Raio da fundação em m;

ν = Coeficiente de Poisson do solo.

RESULTADO

Para os dados acima citados o K_v calculado é de 138,61 MN/m³ para a placa de 26 cm e de 257,42 MN/m³ para placa de 14 cm.

6.1.2.5. Departments of the Army and the Air Force (DAAF)

A consistência do solo afeta o coeficiente de reação vertical do solo. Para mensurar isso TM 5-809-1 (1987) apresenta uma tabela que relaciona o tipo de comportamento do solo e sua umidade. A tabela 6.2 é uma adaptação para as unidades internacionais.

Tabela 6.2 – Coeficiente de reação vertical, adaptado de TM 5-809-1 (1987).

Tipo	Coeficiente de reação vertical do solo (MN/m ³)							
	1%	5%	9%	13%	17%	21%	25%	> 29%
Mínimo	1%	5%	9%	13%	17%	21%	25%	> 29%
Máximo	4%	8%	12%	16%	20%	24%	28%	> 29%
Silte e argila com LL > 50	---	48,6	41,7	34,7	27,8	20,8	13,9	6,95
Silte e argila com LL < 50	---	55,6	48,6	41,7	34,7	27,8	20,8	13,9
Areia argilosa e siltosa	83,4	69,5	62,6	55,6	41,7	---	---	---
Areia com pedregulho	83,4+	83,4	69,5	---	---	---	---	---
Pedregulho argiloso e siltoso	83,4+	83,4+	83,4	69,5	---	---	---	---
Pedregulho e pedregulho arenoso	83,4+	83,4+	---	---	---	---	---	---

RESULTADO

O solo no qual foi executada a prova de carga possui 19,2% de umidade natural, um limite de liquidez de 49% e uma granulometria com maior parte de presença de diversos tamanhos de grãos. Neste sentido, de acordo com a tabela 6.2, o K_v é de 41,7 MN/m³.

6.1.2.6. Terzaghi (1955)

Em 1955 Terzaghi elaborou duas tabelas (uma para areias e outra para argilas) que relacionam o estado do solo com o coeficiente de reação vertical para uma área quadrada de 1 ft de lado (0,3 metros).

A tabela 6.3 traz os valores para areias e suas compacidades.

Tabela 6.3 – Valores de K_{s1} de areia em MN/m³

Areia	Compacidade		
	Fofa	Medianamente compacta	Compacta
Seca ou úmida – Valores Limites	5,89 – 18,64	18,64 – 94,18	94,18 – 313,92
Seca ou úmida – Valores propostos	12,75	41,2	156,96
Saturada – Valores propostos	7,85	25,51	94,18

Já a tabela 6.4 traz os valores para argila e suas consistências.

Tabela 6.4 – Valores de K_{s1} de argila em MN/m³

Argila	Consistência		
	Rija	Muito rija	Dura
Valores Limites	15,7 – 31,39	31,39 – 62,78	> 62,78
Valores propostos	23,54	47,09	94,18

Para a correção de K_{s1} para diferentes áreas Terzaghi (1955) ainda elaborou as duas equações abaixo (Válido para 50% da capacidade de carga final do solo).

$$k_s = k_{s1} \cdot \frac{B_1}{B} \quad \text{para argilas} \quad (6.5)$$

$$k_s = k_{s1} \cdot \left(\frac{B + B_1}{2B} \right)^2 \quad \text{para areia} \quad (6.6)$$

Para determinar a consistência do solo utiliza-se o índice de consistência que, segundo Pinto (2006), indica a consistência do solo no momento da determinação da umidade (h) através da relação a seguir.

$$IC = \frac{LL - h}{LL - LP} \quad (6.7)$$

Se o índice de consistência for menor ou igual à zero, o solo está se comportando como líquido, já se essa grandeza for maior que 1, o solo está se comportando como semi-sólido, para valores intermediários, Pinto (2006) sugere a tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Consistência de um solo fino pelo índice de consistência.

Consistência	Índice de Consistência
Mole	< 0,5
Média	0,5 – 0,75
Rija	0,75 – 1
Dura	> 1

RESULTADO

A partir da equação 6.7 e com a umidade natural de 19,2% e limites de liquidez e plasticidade em 49% e 20%, respectivamente, chega-se a um índice consistência maior que 1 para o solo em questão, por tanto, segundo a tabela 6.5, a argila é dura. Diante de tal natureza a tabela 6.4 propõe um valor de K_{s1} de 94,18 MN/m³. Utilizando a relação 6.5 para corrigir os valores, o K_v para a placa de 14 cm é de 201,81 MN/m³ e para placa de 26 cm é de 108,67 MN/m³.

6.1.3. Comparação entre os coeficientes de reação vertical

A figura 6.3 apresenta a comparação entre os coeficientes de reação vertical medido e os obtidos pelos diversos métodos para a placa de 26 cm.

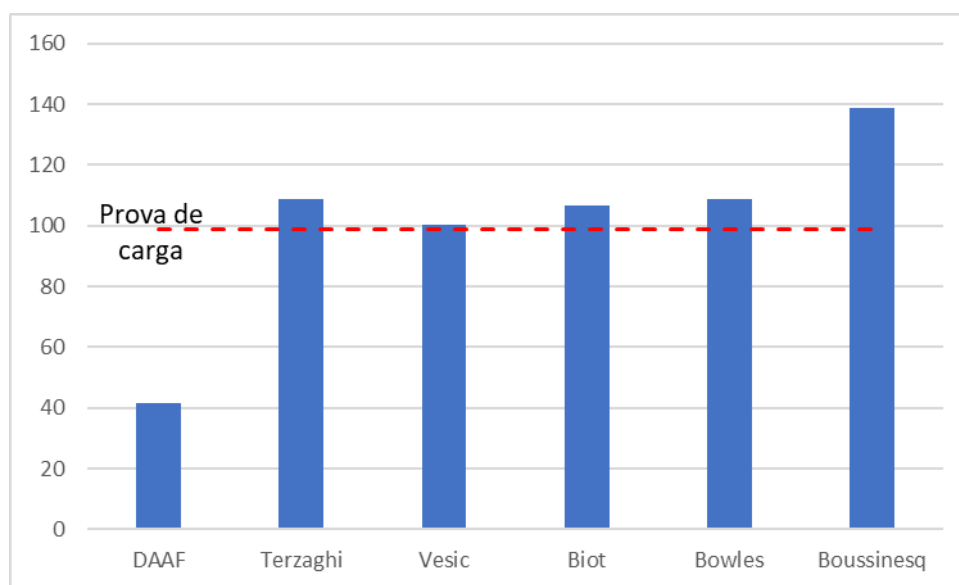


Figura 6.3 – Comparação dos métodos de estimativa do K_v para a placa de 26 cm de diâmetro.

A análise da figura para a placa de 26 cm permite inferir que o valor do coeficiente de reação vertical medido na prova de carga foi praticamente o mesmo do obtido pela metodologia de Vesic (1961).

Os métodos de Terzaghi (1955), Biot (1937) e Bowles (1996) forneceram valores do coeficiente de reação vertical ligeiramente superiores ao valor medido na prova de carga.

O valor do coeficiente de reação vertical obtido pelo método de Boussinesq (1885) foi bem maior que o obtido através da prova de carga.

Já o método desenvolvido pelo departamento do exército e da força aérea americana (DAAF) foi a única metodologia que apresentou um valor inferior ao coeficiente de reação obtido pela prova de carga. Cabe ressaltar que o coeficiente encontrado foi menos da metade do obtido na prova de carga.

A figura 6.4 apresenta a comparação entre os coeficientes de reação vertical medido e os obtidos pelos diversos métodos para a placa de 14 cm.

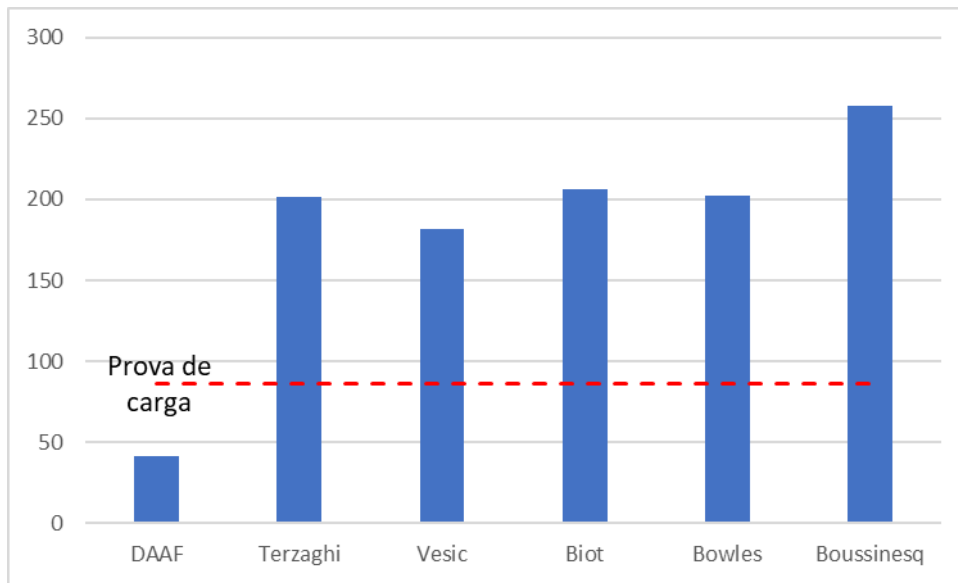


Figura 6.4 – Comparação dos métodos de estimativa do K_v para a placa de 14 cm de diâmetro.

A análise da figura para a placa de 14 cm permite concluir que nenhum valor dos coeficientes de reação vertical obtidos através das metodologias convergiu para o valor medido na prova de carga.

O método desenvolvido pelo departamento do exército e da força aérea americana (DAAF) continuou com a mesma tendência anterior para o coeficiente de reação vertical, ou seja, bem menor que o valor obtido na prova de carga.

Todas as outras metodologias apresentaram valores de coeficientes de reação vertical bem maiores que o obtido por meio da prova de carga para a placa de 14 cm. Salienta-se que todos os coeficientes das metodologias foram, pelo menos, o dobro do coeficiente obtido na prova de carga, sendo que o obtido por Boussinesq (1885) foi quase o triplo do obtido na prova de carga.

6.2. Capacidade de carga

6.2.1. Desempenho

6.2.1.1. Prova de carga

Para a placa de 14 cm o gráfico tensão recalque médio no estágio inicial de carregamento fica conforme a figura 6.5.

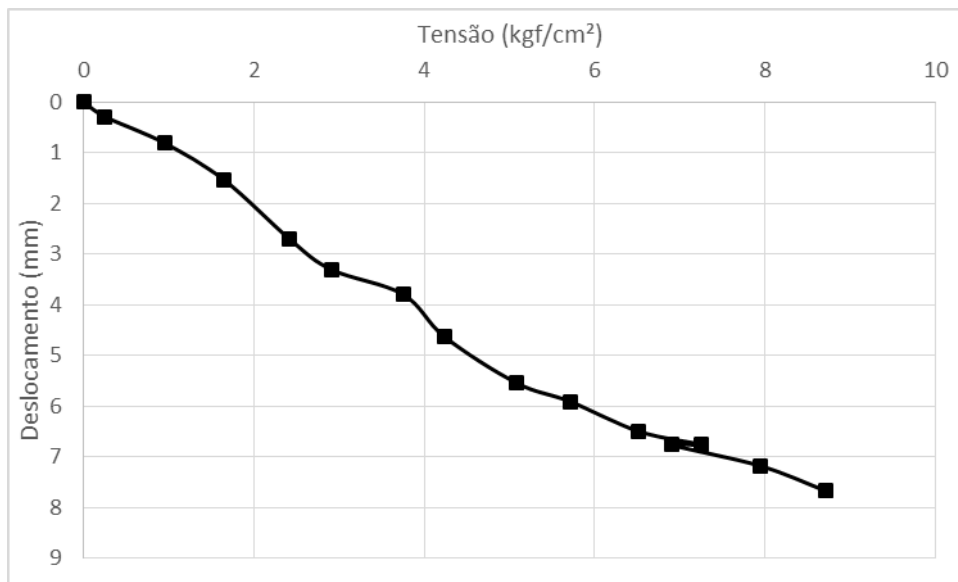


Figura 6.5 – Gráfico tensão *versus* recalque para a placa de 14 cm.

Para o caso da placa de 14 cm de diâmetro a tensão máxima que a placa foi submetida foi de 8,718 kgf/cm². Mesmo para essa tensão a curva carga versus recalque não apresentou um comportamento bem definido na ruptura.

Já para a placa de 26 cm o gráfico tensão recalque médio no estágio inicial de carregamento fica conforme a figura 6.6.

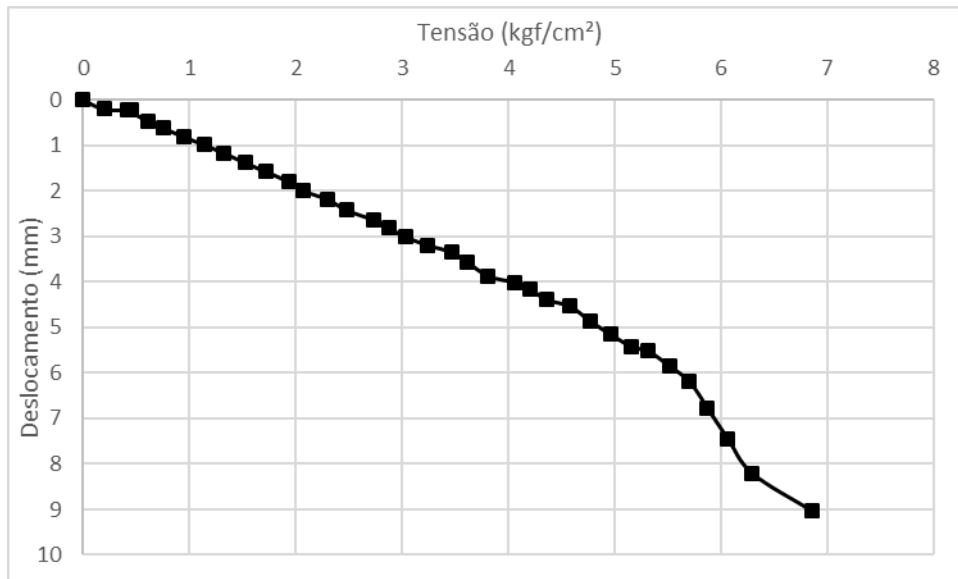


Figura 6.6 – Gráfico tensão *versus* recalque para a placa de 26 cm.

Para o caso da placa de 26 cm de diâmetro a tensão máxima que atuou na placa foi de 6,856 kgf/cm². Mesmo para essa tensão a curva carga versus recalque também não apresentou um comportamento de ruptura bem definido.

6.2.1.2. Extrapolações da curva carga *versus* recalque

A. Van der Veen (1953)

A fim de extrapolar a prova de carga estática Van Der Veen (1953) concebeu um método iterativo que relaciona a equação 6.8 com a curva tensão *versus* recalque:

$$q = q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot w}) \quad (6.8)$$

onde:

q = tensão aplicada ao terreno;

q_{ult} = tensão de ruptura;

α = coeficiente que influencia a forma da curva tensão versus recalque (mm⁻¹).

w = recalque (mm).

O método consiste em plotar gráficos de maneira iterativa das quantidades $-\ln(1-q/q_{ult})$ versus recalque variando a tensão de ruptura (q_{ult}). O gráfico que mais se aproximar de uma reta é o que define o q_{ult} e o α , sendo o último o coeficiente angular da reta formada.

RESULTADO

Para a placa de 14 cm a extrapolação de Van der Veen não pôde ser aplicada devido à falta de linearidade dos pontos obtidos na prova de carga.

Para a placa de 26 cm de diâmetro plotou-se o gráfico a fim de descobrir a constante α e q_{ult} por meios iterativos. O gráfico encontra-se na figura 6.7.

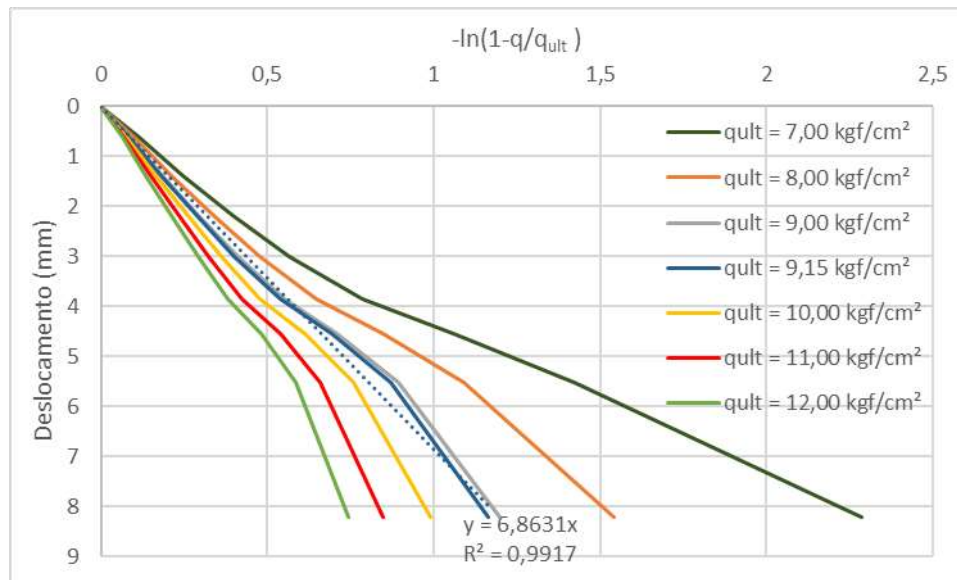


Figura 6.7 – Gráficos de $-\ln(1-q/q_{ult})$ vs w para diferentes valores de q_{ult} na placa de 26 cm de diâmetro.

O coeficiente de maior linearidade ocorreu para uma carga última (q_{ult}) de 9,15 kgf/cm² e o coeficiente α ficou igual à $1/6,8631 = 0,1457$. Assim a extrapolação de Van der Veen (1953) para os resultados da prova de carga para a placa de 26 cm de diâmetro está apresentada na figura 6.8.

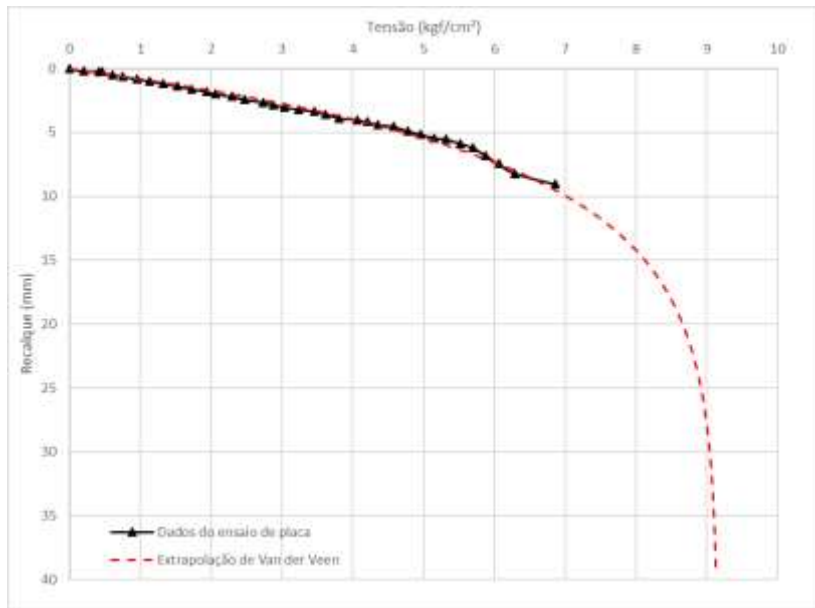


Figura 6.8 – Extrapolação de Van der Veen para a placa de 26cm.

Analisando a figura fica nítido que a extrapolação de Van der Veen (1953) atingiu uma boa concordância com a curva carga versus recalque da prova de carga para a placa de 26 cm.

B.Brinch-Hansen (1963)

O comportamento em um estado triaxial de tensões no solo foi descrito por Brinch-Hansen (1963) para estacas desenvolvendo três equações de modelagem da curva carga *versus* recalque.

$$Q = \frac{r}{\alpha + \beta r} \quad (6.9)$$

$$Q = \sqrt{\frac{r}{\alpha + \beta r}} \quad (6.10)$$

$$Q = \frac{\sqrt{r}}{\alpha + \beta r} \quad (6.11)$$

Cada um dos modelos é ideal para um trecho da prova de carga, para cada modelo existe um processo de linearização a fim de descobrir α e β . Para descobrir a tensão de ruptura do solo a função escolhida para o modelo é diferenciada e igualada a zero para descobrir o ponto máximo da curva. Assim as tensões de ruptura de solo para os modelos 6.9, 6.10 e 6.11 são respectivamente:

$$q_{ult} = \frac{1}{\beta} \quad r_{ult} \rightarrow \infty \quad (6.12)$$

$$q_{ult} = \frac{1}{\sqrt{\beta}} \quad r_{ult} \rightarrow \infty \quad (6.13)$$

$$q_{ult} = \frac{1}{2\sqrt{\alpha\beta}} \quad r_{ult} = \frac{\alpha}{\beta} \quad (6.14)$$

Para o caso do modelo 6.11 é importante constatar que o par $(0,8q_{,ult}$ e $0,25r_{,ult})$ pertence a curva carga *versus* recalque.

RESULTADO

Para a placa de 14 cm de diâmetro a extrapolação associada as modelagens não apresentou um bom resultado. Assim optou-se por não os apresentar.

Para a placa de 26 cm de diâmetro adotou-se o modelo 6.9 gerando a linearização conforme a figura 6.9.

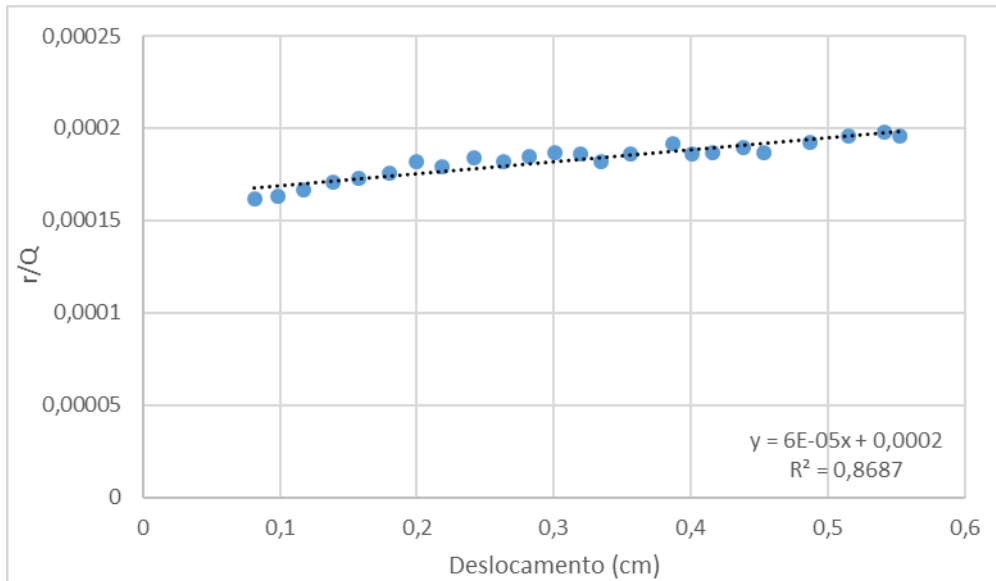


Figura 6.9 – Linearização para a placa de 26 cm.

O coeficiente β para esse intervalo de pontos é de $6,43 \cdot 10^{-5}$, assim segundo a equação 6.12 a tensão de ruptura é de $29,3 \text{ kgf/cm}^2$. A figura 6.10 mostra a previsão de tensão *versus* recalque para o modelo adotado.

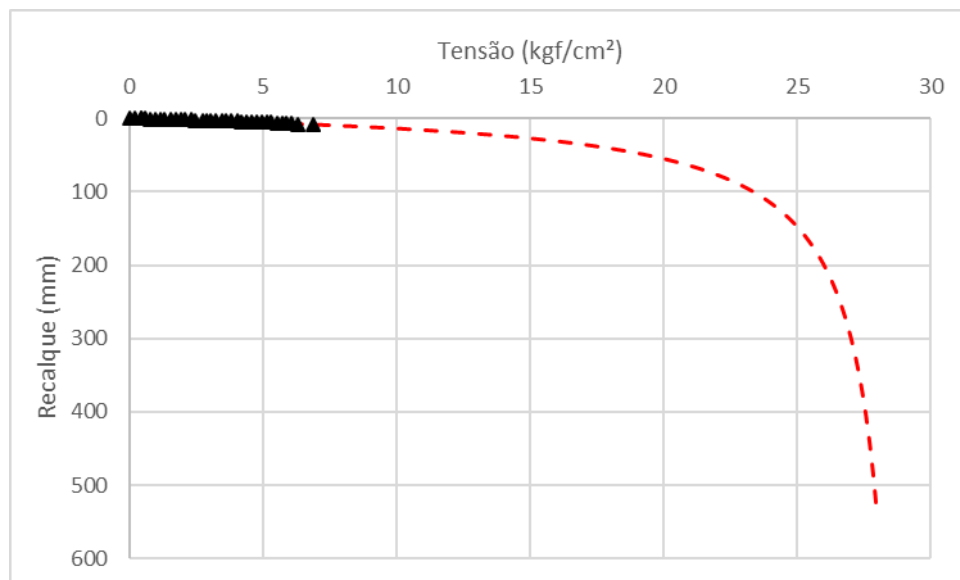


Figura 6.10 – Previsão de tensão versus recalque.

Considerando que a metodologia de Brinch Hansen é válida para estacas e analisando a figura pode-se perceber que a extrapolação atingiu uma boa

concordância com a curva carga versus recalque da prova de carga para a placa de 26 cm, embora o valor da carga última pareça um pouco elevado.

C.Função hiperbólica

Devido à natureza dos resultados de uma prova de carga vertical, um modelo com base em tangente hiperbólica parece descrever bem os resultados. Assim propõe-se um modelo na forma da equação 6.15.

$$w = \alpha \cdot \operatorname{atanh} \beta \sigma_z \quad (6.15)$$

sendo,

w é o recalque;

σ_z é a tensão vertical;

α e β parâmetros a serem determinados.

O primeiro passo é inverter a equação 6.15 em função de σ_z , supor que α vale 1 e plotar o gráfico, de σ_z versus $\operatorname{atanh}(w/\alpha)$ forçando a função passar pela origem.

$$\sigma_z = \frac{1}{\beta} \tanh \frac{w}{\alpha} \quad (6.16)$$

Cabe mencionar que o trecho a ser linearizado é apenas o do trecho linear da prova de carga.

Após esse procedimento plota-se a equação 6.16 em conjunto dos pontos da prova de carga e varia-se α até o trecho linear da extrapolação coincidir com o trecho linear da prova de carga.

A tensão de ruptura é encontrada da assíntota no eixo σ_z , então esta é formulada como:

$$(6.17)$$

$$q_{ult} = \sigma_z = \frac{1}{\beta}$$

RESULTADOS

Para a placa de 14 cm de diâmetro a linearização ficou conforme a figura 6.11.

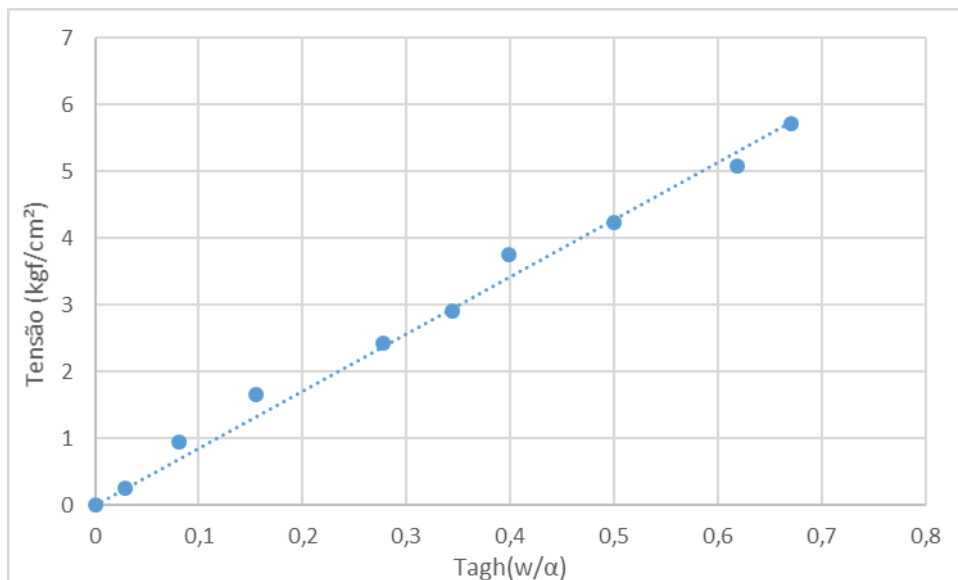


Figura 6.11 – Linearização dos dados da prova de carga de 26 cm de diâmetro

Aplicando a formulação desta seção encontra-se um α de 1,0 e um β de 0,099. Assim a tensão de ruptura fica em torno de 10,08 kgf/cm². A extrapolação segue conforme a figura 6.12.

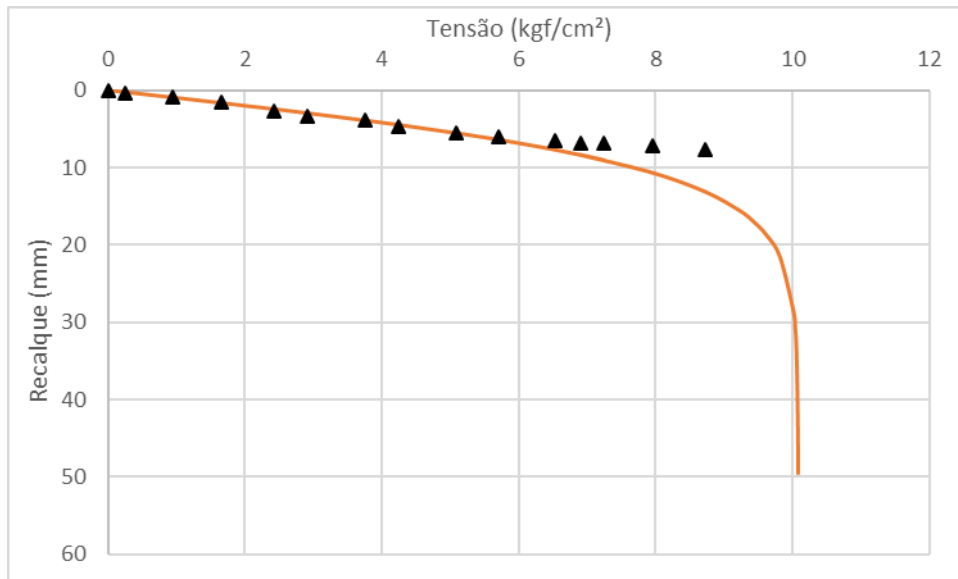


Figura 6.13 – Extrapolação por uma função hiperbólica para a placa de 14 cm.

Analisando a figura fica nítido que a extrapolação hiperbólica para a prova de carga com a placa de 14 cm de diâmetro apresentou uma boa concordância para os valores de tensões até cerca de 6 kgf/cm². A partir daí os valores ficaram um pouco distantes.

Já para a placa de 26cm de diâmetro a linearização ficou conforme a figura 6.14.

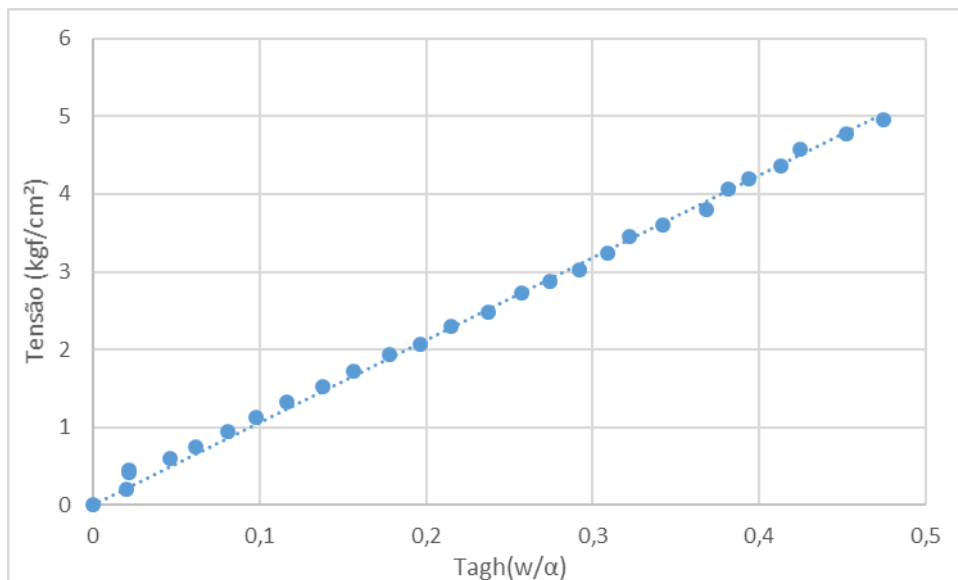


Figura 6.14 – Linearização dos dados da prova de carga de 26 cm de diâmetro

Aplicando a formulação desta seção encontra-se um α de 1,0 e um β de 0,097. Assim a tensão de ruptura fica em torno de 10,29 kgf/cm². A extrapolação segue conforme a figura 6.15.

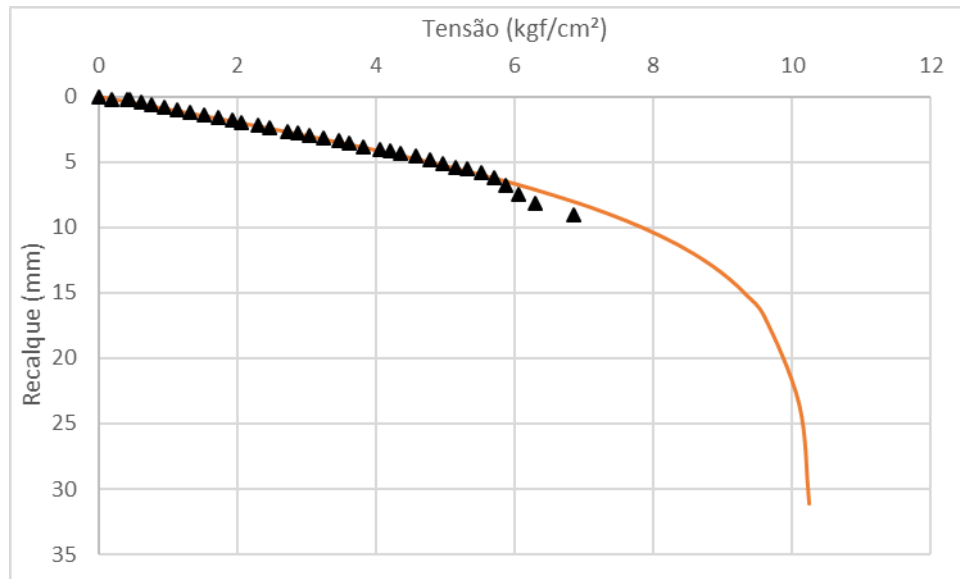


Figura 6.15 – Extrapolação por uma função hiperbólica.

Analisando a figura observa-se que a extrapolação hiperbólica para a prova de carga com a placa de 26 cm de diâmetro apresentou uma boa concordância para os valores de tensão até cerca de 5,8 kgf/cm². A partir daí os valores se distanciaram.

6.2.2. Previsão

Os valores necessários para alimentar as análises a seguir foram obtidos a partir, basicamente, de duas formas:

(i) através dos ensaios realizados na pesquisa (e.g.: cisalhamento direto, além de medidas geométricas retiradas em campo).

(ii) através dos dados da literatura.

A tabela 6.6 apresenta diversos valores e hipóteses utilizados para as previsões em relação as provas de carga realizadas.

Tabela 6.6 – Valores utilizados nas previsões

Grandeza	Valor
Diâmetro	26 cm
Momento de inércia	4,17 10 ⁻⁷ m ⁴
Ângulo de atrito	27°
Intercepto de coesão	78 kPa
Profundidade de assentamento	50 cm

6.2.2.1. Teoria de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) desenvolveu uma equação para determinar a capacidade de carga em uma sapata corrida.

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (6.18)$$

sendo,

q_u = Capacidade de carga em kPa;

c' = Intercepto de coesão em kPa;

q = Sobrecarga do solo sobre a fundação em kPa;

γ = Peso específico do solo em kN/m³;

B = Lado da fundação em m.

Os fatores N_c , N_q e N_γ são funções complexas que dependem do ângulo de atrito do solo. Terzaghi no mesmo trabalho apresenta um ábaco com as funções. A figura 6.13 apresenta o abaco de capacidade de carga de Terzaghi (1943).

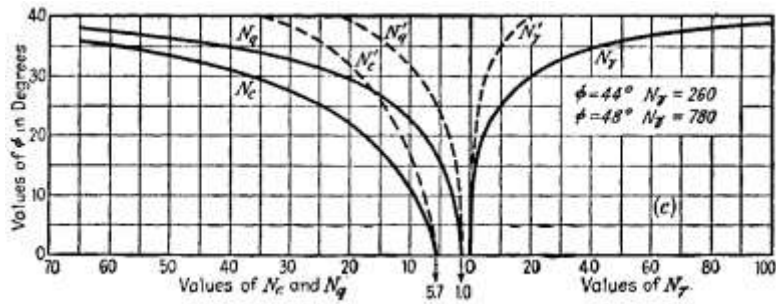


Figura 6.13 – Fatores N_c , N_q e N_γ propostos por Terzaghi

Essa equação é válida para fundações semi-infinitas, mas Terzaghi ainda definiu uma equação para fundação quadrada ou circular.

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + \delta \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (6.19)$$

Sendo,

$$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{para fundações circulares} \\ 0,4 & \text{para fundações quadradas} \end{cases}$$

Para capacidade de carga teórica Terzaghi em 1943 propôs uma redução dos parâmetros de intercepto de coesão e ângulo de atrito dependendo do tipo de ruptura. Assim a formulação das grandezas acima fica:

$$c' = \begin{cases} c & \text{se a ruptura for generalizada} \\ 2/3 c & \text{se a ruptura for localizada} \end{cases}$$

$$\tan \varphi' = \begin{cases} \tan \varphi & \text{se a ruptura for generalizada} \\ 2/3 \tan \varphi & \text{se a ruptura for localizada} \end{cases}$$

RESULTADOS

Com os parâmetros calculados nas seções 5.1 e 5.2 calcula-se duas capacidades de carga, uma com parâmetros mensurados e outra com a redução dos parâmetros apresentada. Assim, considerando uma ruptura generalizada para a placa de 26 cm de diâmetro a capacidade de carga a ruptura é de 3176,92 kPa. Considerando uma ruptura localizada, ou seja, aplicando a redução dos parâmetros, a capacidade de carga é reduzida para 1215,03 kPa.

6.2.2.2. Teoria de Vesic (1975)

Vesic (1975) propôs uma formulação para a capacidade de suporte do solo muito parecida com a de Terzaghi (1943), porém ponderada por alguns coeficientes. Assim a expressão, para carregamento vertical centrado, fica:

$$q_u = \zeta_c c' N_c + \zeta_q q N_q + \zeta_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (6.20)$$

Os valores ζ_c , ζ_q e ζ_γ obedecem a tabela 6.7:

Tabela 6.7 – Fatores de forma para teoria de Vesic

Forma da base	ζ_c	ζ_q	ζ_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1 + B/L \cdot N_q/N_c$	$1 + B/L \cdot \tan \varphi$	$1 - 0,4 B/L$
Quadrada e Circular	$1 + N_q/N_c$	$1 + \tan \varphi$	0,6

Os fatores N_c , N_q e N_γ para esta teoria segue a seguinte formulação:

$$N_c = (N_q - 1) \cotan \varphi' \quad (6.21)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)^2 \quad (6.22)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi' \quad (6.23)$$

Danziger (2010) menciona que: “*diferentemente de Terzaghi (1943), Vesic (1975) não emprega expressões distintas para o cálculo da capacidade de carga de fundações que possam apresentar diferentes modos de ruptura. A proposta de Vesic (1975) consiste em utilizar fatores de compressibilidade, os quais são adicionados à expressão (6.20). Entretanto, tais fatores dependem do valor do índice de rigidez do solo (I_r), extremamente difícil de se estimar através*

das sondagens à percussão, única ferramenta disponível no caso normal de fundações de prédios”.

Nesse contexto, normalmente na prática da engenharia de fundações de prédios, sugere-se que se empregue mesmo com a teoria de Vesic (1975) o enfoque adotado por Terzaghi (1943) - de se reduzir os parâmetros do solo - quando se estiver trabalhando com modos de ruptura que não o generalizado (Guimarães, 2016, *apud Danziger 2010*).

Com efeito, esta pesquisa provém de resultados experimentais de uma bateria de ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas do solo onde foram executadas as provas de carga. Assim, o conceito original de Vesic (1975) baseado no índice de rigidez (I_R) foi aplicado a título de comparação com o conceito utilizado na prática de engenharia de projetos de fundações. Para maiores detalhes ver apêndice VI.

RESULTADOS

Com os parâmetros calculados nas seções 5.1 e 5.2 calcula-se duas capacidades de carga, uma com parâmetros mensurados e outra com a redução dos parâmetros apresentada. Assim, considerando uma ruptura generalizada para a placa de 26 cm de diâmetro a capacidade de carga a ruptura é de 3082,11 kPa.

Utilizando as considerações de rigidez do solo a capacidade de carga com o índice de rigidez continua em 3082,11 kPa, porém com o índice de rigidez crítico a capacidade de carga é de 3081,9 kPa. Considerando uma ruptura localizada, ou seja, aplicando a redução dos parâmetros de Terzaghi, a capacidade de carga é reduzida para 1077,66 kPa.

6.2.2.3. Contribuições posteriores

Durante os últimos anos vários autores contribuíram com as teorias citadas apresentando suas próprias expressões para N_γ . Cada relação foi concebida sob certas hipóteses e estas devem ser respeitadas na hora da aplicação. A tabela 6.7 apresenta as expressões e seus autores.

Tabela 6.7 – Relações de N_γ e autores

Relação	Autor
$N_\gamma = 1,8. (N_q + 1). \tan \varphi'$	Biarez (1961)
$N_\gamma = (N_q + 1). \tan 1,4. \varphi'$	Meyerhof (1963)
$N_\gamma = 0,1045e^{9,6.\varphi'}$	Booker (1969)
$N_\gamma = 1,5. (N_q + 1). \tan \varphi'$	Hansen (1970)
$N_\gamma = e^{(0,66+5,1.\tan \varphi')}. \tan \varphi'$	Michalowski (1997)
$N_\gamma = e^{\left(\frac{1}{6}\right).(\pi+3.\pi^2.\tan \varphi')}. \tan \varphi'^{2\pi/5}$	Hijaj et. al. (2005)
$N_\gamma = (N_q + 1). \tan 1,32. \varphi'$	Martin (2005)

RESULTADOS

Com os parâmetros calculados nas seções 5.1 e 5.2, sem redução, calcula-se os fatores N_γ para cada autor acima citado, para Vesic e Terzaghi de maneira a construir a tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Valores de N_γ calculados com os parâmetros

Autor	
Terzaghi (1943)	15,00
Vesic (1975)	9,26
Biarez (1961)	8,34
Meyerhof (1963)	7,05
Booker (1969)	9,63
Hansen (1970)	6,95
Michalowski (1997)	13,25
Hijaj et. al. (2005)	8,94
Martin (2005)	6,52

6.2.2.4. Terzaghi et.al. (1996)

No livro Soil Mechanics in Engineering Practice Terzaghi et. al. apresentam uma tabela que relaciona a consistência do solo com a resistência à compressão do solo não confinado. Os valores encontram-se na tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Resistência à compressão do solo relacionada à consistência kPa

Consistência	Resistência à compressão do solo não confinado (kPa)
Muito mole	< 25
Mole	25 – 50
Média	50 – 100
Rija	100 – 200
Muito rija	200 – 400
Dura	> 400

RESULTADOS

Como mostrado na seção 6.1.3, o solo utilizado na presente pesquisa é uma argila dura, portanto a resistência à compressão do solo não confinado, segundo a tabela 6.9, é 400 kPa.

6.2.2.5. ABNT NBR 6122/1996

A ABNT NBR 6122/1996 apresenta uma tabela de pressões básicas dependendo da tipologia do solo. Cabe ressaltar que esta norma já foi atualizada em 2010, porém estes valores ainda são utilizados na prática da engenharia. E, neste ponto, cabe um comentário sobre a responsabilidade do engenheiro civil na importante decisão da tensão admissível.

Nas antigas edições da norma brasileira a tabela recomendada era referida como tabela de pressões admissíveis. Nas últimas edições, entretanto, passou-se a denominá-la como tabela de pressões básicas, o que segue a tendência da norma de, cada vez mais, deixar ao engenheiro projetista ou ao

consultor a responsabilidade de fixar a tensão admissível, com base em estudos mais aprofundados.

Vale mencionar que a tabela de pressões admissíveis está associada a um recalque de uma polegada.

Tabela 6.10 – Adaptada da NBR 6122/1996

Descrição	Tensão Básica (MPa)
Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
Rochas alteradas ou em decomposição	Deve ser levado em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.
Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
Solos pedregulhos compactos a muito compactos	0,6
Solos pedregulhos fofos	0,3
Areias muito compactas	0,5
Areias compactas	0,4
Areias medianamente compactas	0,2
Argilas duras	0,3
Argilas rijas	0,2
Argilas médias	0,1
Siltes duros (muito compactos)	0,3
Siltes rijos (compactos)	0,2
Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

RESULTADOS

Como mostrado na seção 6.1.3, o solo utilizado na presente pesquisa é uma argila dura, portanto a tensão básica do solo, segundo a tabela 6.10, é 0,3 MPa.

6.2.3. Comparação entre as capacidades de carga

Para comparar as capacidades de carga utilizou-se todos os métodos acima citados com fatores de segurança igual à 3. Porém para as tabelas de Terzaghi et. al. e ABNT NBR 6122/1996 não foi utilizado fator de segurança. Assim, a figura 6.12, mostra a capacidade de carga pelos diversos métodos. Os dados brutos estão na tabela 6.11.

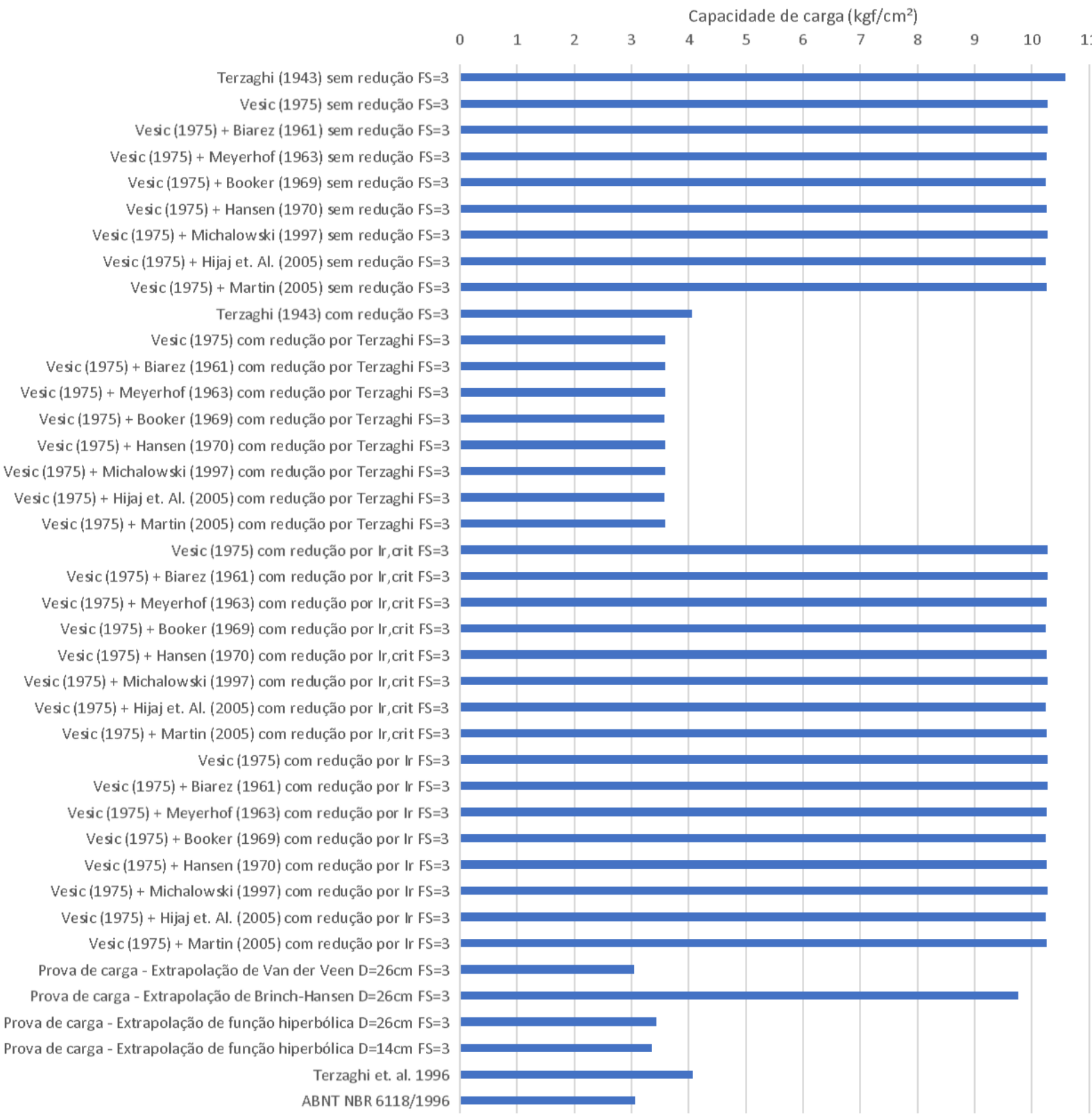


Figura 6.14 – Capacidade de carga por diferentes métodos

7. DIMENSIONAMENTO DO RADIER

7.1. Hipóteses adotadas

7.1.1. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto foi mensurado em 17 GPa, todavia o procedimento do ensaio não foi adequado. Para mitigar tal efeito será estimado o módulo de elasticidade estático por quatro metodologias diferentes (ABNT NBR 6118/2014; ACI Building Code 318-05; CEB/FIP (2010) e BS 8110-2:1985)

Segundo a ABNT NBR 6118/2014 – Projetos de estrutura de concreto – Procedimento, o módulo de elasticidade inicial pode ser calculado por:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ entre 20 e 50 MPa} \quad (7.1)$$

$$E_{ci} = 21500 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \text{para } f_{ck} \text{ entre 55 e 90 MPa} \quad (7.2)$$

Sendo,

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

Segundo o ACI Building Code 318-05, o módulo estático é dado por:

$$E_c = 4,7 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para concretos normais} \quad (7.3)$$

$$E_c = \left(43 \cdot \rho^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) \times 10^{-6} \quad \text{para } \rho \text{ entre 1500 e 2500 kg/m}^3 \quad (7.4)$$

Já segundo o CEB/FIP (2010) o módulo de elasticidade para concretos normais é dado por:

$$E_{ci} = 21500 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3} \quad (7.5)$$

Os valores de α_E são os mesmos da norma brasileira.

Já a British Standard for Structural Use of Concrete BS 8110-2:1985 determina o módulo de elasticidade como:

$$E_c = 9,1 \cdot \sqrt[3]{f_{cb}} \quad \text{para concretos normais} \quad (7.6)$$

$$E_c = (1,7 \cdot \rho^2 \cdot \sqrt[3]{f_{cb}}) \times 10^{-6} \quad \text{para } \rho \text{ entre } 1400 \text{ e } 2320 \text{ kg/m}^3 \quad (7.7)$$

Para a análise da norma britânica considerou-se a resistência do bloco de concreto da compressão igual a resistência do cilindro de concreto à compressão

RESULTADOS

Assim considerando o valor da resistência a compressão obtido nos ensaios em laboratório (F_{ck} , 23,7 MPa) os valores encontrados para o módulo de elasticidade de concreto seguem na figura 7.1. Todos os valores encontrados estão no anexo V.

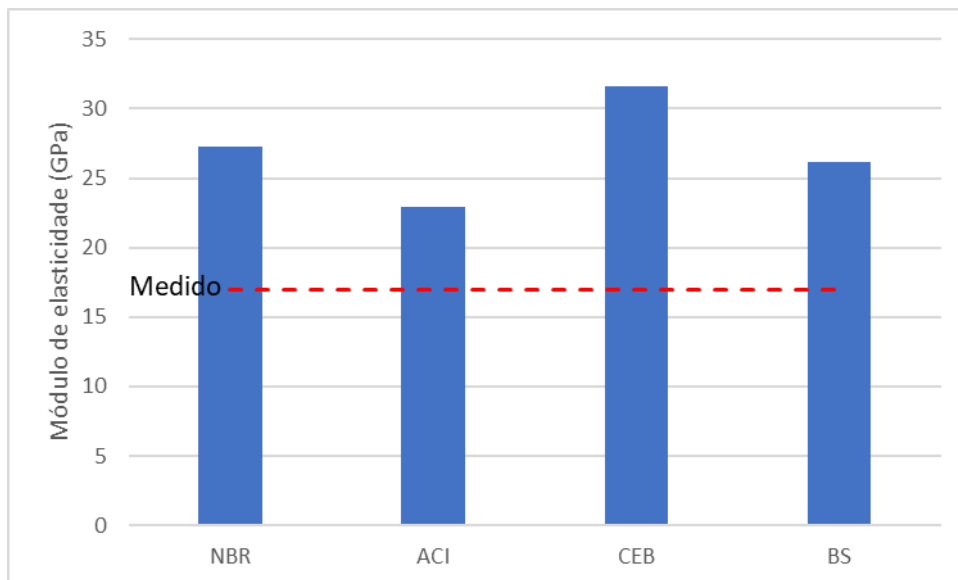


Figura 7.1 – Resultados do módulo de elasticidade por diferentes normas.

7.1.2. Arquitetura

A arquitetura adotada, de forma aleatória, é um radier quadrado de 15 metros de lado com 9 pilares equi-espaçados com uma carga de 3000 kN em cada um deles. A figura 7.2 representa o radier, sendo as dimensões em metros. Ele foi suposto com 80 centímetros de altura. Procurou-se definir as geometrias do radier e do carregamento com a máxima simetria a fim de simplificar os cálculos. Os pilares foram supostos, quadrados com lado de 50 cm.

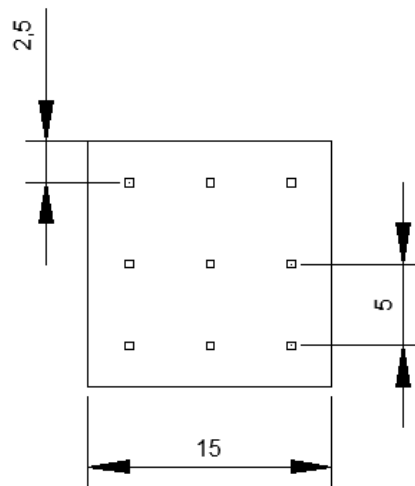


Figura 7.2 – Radier escolhido para a análise.

7.1.3. Coeficiente de reação vertical

Com as expressões calculadas na seção 6.1, a tabela 7.1 mostra os coeficientes de reação vertical que serão analisados no presente trabalho.

Tabela 7.1 – Tabela resumo dos coeficientes de reação vertical

Autores	Coeficiente de reação vertical (MN/m ³)	
	Placa de 26 cm	Placa de 14 cm
DAAF	41,7	41,7
Terzaghi	108,7	201,8
Vesic	100,2	181,9
Biot	106,8	206,0
Bowles	108,9	202,2
Boussinesq	138,6	257,4
Desempenho	98,7	86,2

7.1.4. Rigidez relativa

Rigidez relativa Hetenyi (1946) definiu a rigidez, equação 7.8, relativa solo-viga com base em parâmetros de ambos elementos.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_v \cdot B}{4E_c I}} \quad (7.8)$$

sendo:

K_v o coeficiente de reação vertical do solo

B a dimensão transversal da viga

E_c o módulo de Young da viga

I o momento de inércia da seção transversal da viga

Assim o elemento é classificado seguindo as condições abaixo

- Se $\lambda < \pi/4L$ a viga possui rigidez elevada;
- Se $\pi/4L < \lambda < \pi/L$ a viga possui rigidez média;
- Se $\lambda > \pi/L$ a viga possui rigidez baixa.

RESULTADOS

Para o radier admite-se uma viga faixa de 100cm de largura e uma altura de 80 cm. Foi calculado a rigidez relativa para todos os módulos de elasticidade variando todos os coeficientes de reação vertical. Em todos os casos a rigidez foi baixa. Os dados brutos estão no anexo.

7.2. Esforços solicitantes

As próximas seções tratarão de encontrar o momento, cortante, tensão de contato e deslocamento dos elementos. Nas seções 6.1.1 e 6.1.2 o radier será dividido em vigas-faixa e na seção 6.1.3 será analisado bi-dimensionalmente

7.2.1. Método da viga rígida

Segundo Velloso e Lopes (2012) esse método aplica-se a vigas com alta rigidez. A pressão de contato do solo nesse tipo de elemento varia linearmente ao longo da viga conforme a expressão:

$$p(x) = \frac{2R}{L} \left[-3 \left(1 - 2 \frac{a}{L} \right) \frac{x}{L} + \left(2 - 3 \frac{a}{L} \right) \right] \quad (7.9)$$

onde:

R é o somatório de cargas atuantes da viga;

L é o comprimento da viga;

a é a média das distâncias das cargas com relação a origem ponderada pelas cargas;

x é o ponto que se deseja saber a pressão de contato.

Com a tensão de contato o cortante é calculado como:

$$V(x) = R' - p(x) \quad (7.10)$$

Onde R' é o somatório das cargas atuantes até o ponto de cálculo. Já o momento é calculado integrando o cortante.

RESULTADOS

O método não leva em consideração o módulo de elasticidade do material e o coeficiente de reação vertical do solo. Assim, chegou-se à apenas um resultado de esforço solicitante.

O cortante máximo positivo foi de 1682,34 kN e o mínimo negativo foi de -1632,45 kN. Já o momento máximo positivo foi de 7,49 kNm e o mínimo negativo foi de -1890,07 kNm.

7.2.2. Método da viga finita sob base elástica

Com essa metodologia é considerado que a reação do solo para com a viga é amortecida pelo coeficiente de reação vertical do solo.

7.2.2.1. Método de Hetenyi

Hetenyi em 1946 desenvolveu um método para soluções de vigas finitas que é aproximação de vigas infinitas. Basicamente introduz-se esforços virtuais na extremidade da viga (M'_a , V'_a , M'_b , V'_b) e resolve como se a viga fosse infinita. O procedimento segue os seguintes passos segundo Velloso e Lopes (2012):

- Cálculo de λ conforme 7.1.4;
- Calcular M_a M_b V_a V_b conforme as expressões 7.11 até 7.14;

$$M_a = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{4\lambda} e^{-\lambda x_i} (\cos \lambda x_i - \sin \lambda x_i) \quad (7.11)$$

$$M_b = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{4\lambda} e^{-\lambda(L-x_i)} (\cos \lambda(L-x_i) - \sin \lambda(L-x_i)) \quad (7.12)$$

$$V_a = \sum_{i=1}^n -\frac{P_i}{2} e^{-\lambda x_i} \cos \lambda x_i \quad (7.13)$$

$$V_b = \sum_{i=1}^n -\frac{P_i}{2} e^{-\lambda(L-x_i)} \cos \lambda(L-x_i) \quad (7.14)$$

onde:

P_i é a carga aplicada;

x_i é o local da carga em relação a origem;

L o comprimento da viga.

- Calcular $A(\lambda x)$, $C(\lambda x)$ e $D(\lambda x)$ conforme as expressões 7.15 até 7.17 fazendo $x = L$;

$$A(\lambda x) = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) \quad (7.15)$$

$$C(\lambda x) = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sin \lambda x) \quad (7.16)$$

$$D(\lambda x) = e^{-\lambda x} \cos \lambda x \quad (7.17)$$

- Assim calcula-se a expressão matricial 7.18 a fim de encontrar os esforços virtuais M'_a , V'_a , M'_b , V'_b ;

$$\begin{bmatrix} V'_a \\ M'_a \\ V'_b \\ M'_b \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{4\lambda} & \frac{1}{2} & \frac{C(\lambda L)}{4\lambda} & \frac{D(\lambda L)}{2} \\ \frac{1}{2} & \lambda & \frac{D(\lambda L)}{2} & \frac{\lambda A(\lambda L)}{2} \\ \frac{C(\lambda L)}{4\lambda} & \frac{D(\lambda L)}{2} & \frac{1}{4\lambda} & \frac{1}{2} \\ \frac{D(\lambda L)}{2} & \frac{\lambda A(\lambda L)}{2} & \frac{1}{2} & \frac{\lambda}{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_a \\ -Q_a \\ -M_b \\ -Q_b \end{bmatrix} \quad (7.18)$$

- Com os esforços auxiliares calculados, o próximo passo é calcular o cortante. Para cargas pontuais (P_i 's, V'_a , V'_b) o cortante é calculado como a expressão 7.19, já para os momentos aplicados pontualmente o cortante é calculado como a expressão 7.20 (As expressões foram adaptadas de Velloso e Lopes (2012));

$$Q(x) = -\frac{V_i}{2} D(|\lambda(x - x_i)|) \cdot \frac{\lambda(x - x_i)}{|\lambda(x - x_i)|} \quad (7.19)$$

$$Q(x) = -\frac{\lambda M_i}{2} A(|\lambda(x - x_i)|) \cdot \frac{\lambda(x - x_i)}{|\lambda(x - x_i)|} \quad (7.20)$$

- O momento é obtido ao integrar o cortante.

RESULTADOS

Foram analisados todos os coeficientes de reação vertical variando todos os módulos de elasticidade. Desta forma foram geradas 69 combinações. Os momentos e cortantes máximos e mínimos estão no Anexo A5. As figuras 7.3 até 7.6 mostram o momento e cortante máximo e mínimo em azul e a média dos valores em vermelho. Foram aplicados conceitos básicos de estatística nas análises que se seguem.

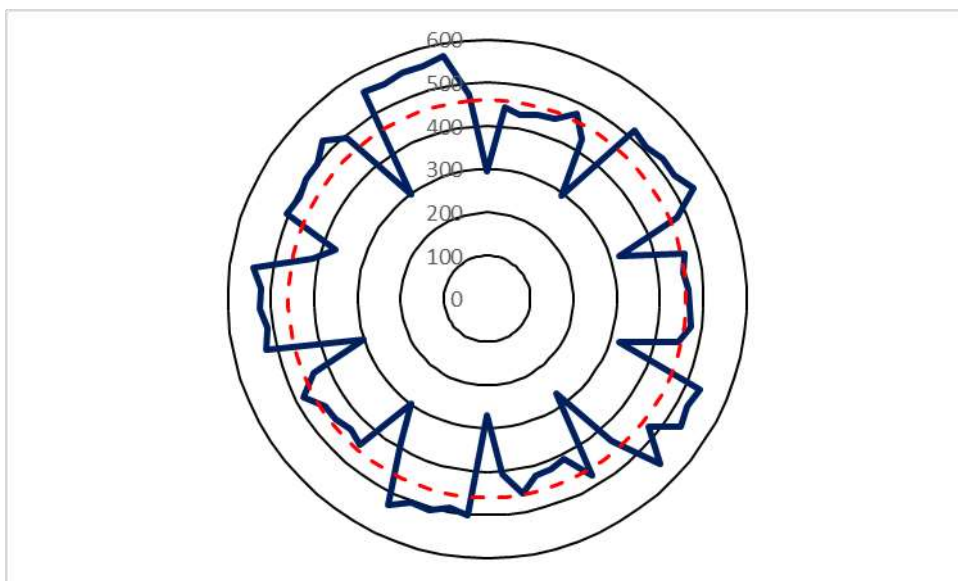


Figura 7.3 – Momentos máximos positivos em kNm.

O momento positivo máximo variou de cerca de 270 até 572 kNm. A média foi de 460 kNm e a mediana de 476 kNm. O desvio padrão foi de 77 kNm e o coeficiente de Pearson cerca de 17 %.

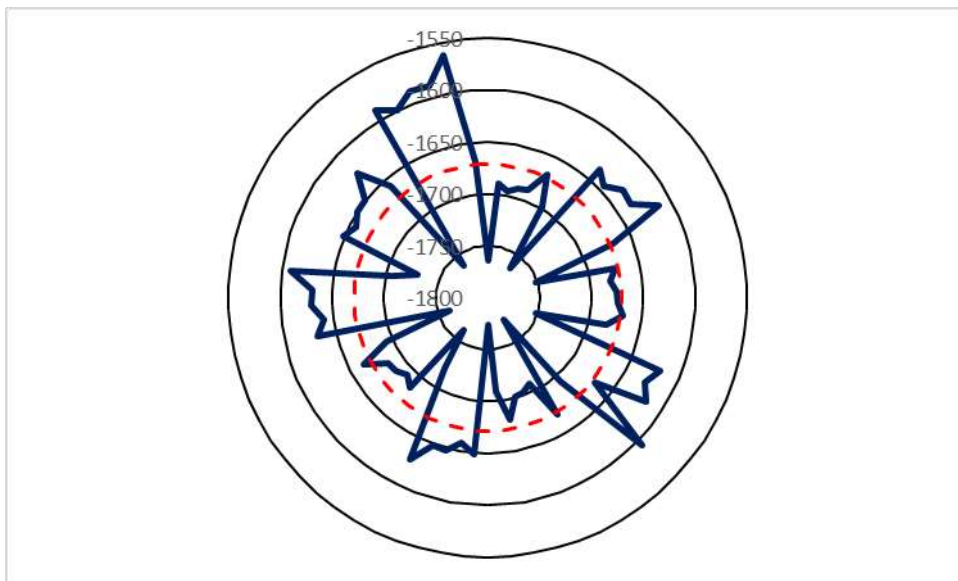


Figura 7.4 – Momentos mínimos negativos em kNm.

O momento negativo mínimo variou de cerca de -1562 até -1774 kNm. A média foi de -1671 kNm e a mediana de -1669 kNm. O desvio padrão foi de 49 kNm e o coeficiente de Pearson cerca de 3 %.

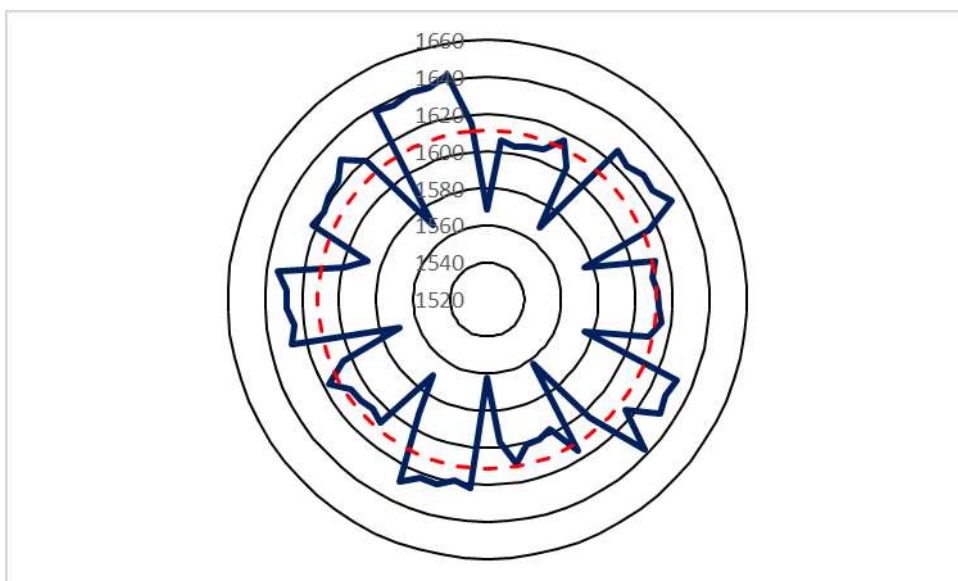


Figura 7.5 – Cortante máximo positivo em kN.

O cortante positivo máximo variou de cerca de 1563 até 1643 kN. A média foi de 1611 kN e a mediana de 1615 kN. O desvio padrão foi de 20 kN e o coeficiente de Pearson cerca de 1 %.

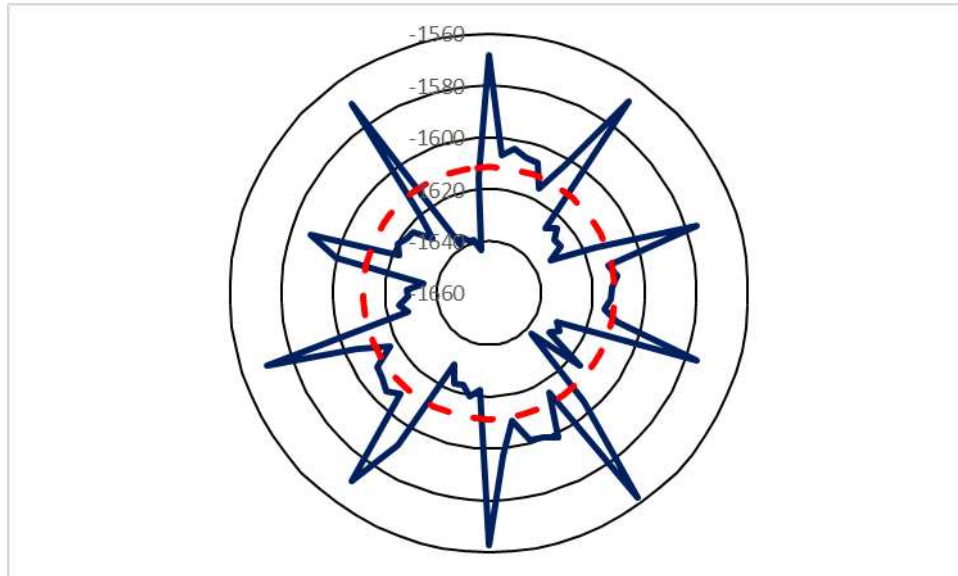


Figura 7.6 – Cortante mínimo negativo em kN.

O cortante negativo mínimo variou de cerca de -1563 até -1643 kN. A média foi de -1611 kN e a mediana de -1615 kN. O desvio padrão foi de 20 kN e o coeficiente de Pearson cerca de 1 %.

7.2.2.2. Método pelo FTOOL

Este método é bastante utilizado na prática da engenharia devido a facilidade de aplicação e a disseminação obtida pelo software FTOOL. O momento e o cortante máximos e mínimos foram obtidos pelos gráficos gerados pelo software.

- Coloca-se uma viga com o tamanho longitudinal do Radier. As dimensões da viga são 1 m de base e a altura é a do radier.
- Os apoios são molas ao longo da viga. Para obter a constante da mola, basta multiplicar o K_v pela largura da viga (1 m) e pela distância de uma mola até a outra. Cabe ressaltar que se deve travar o deslocamento longitudinal da viga, liberando o transversal. A figura 7.7 ilustra uma das telas do programa.

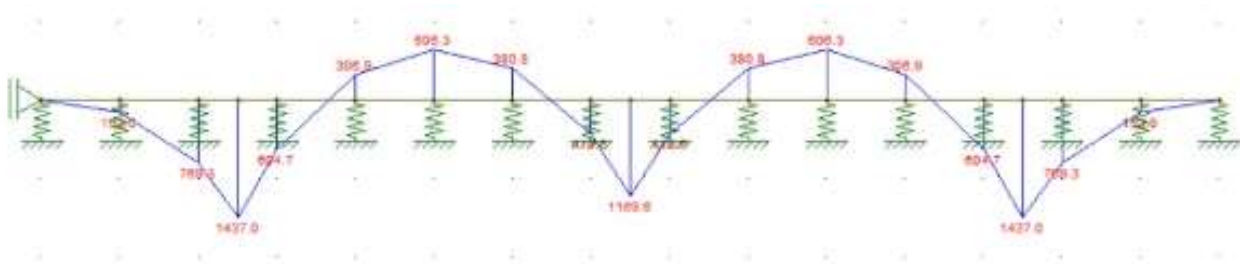


Figura 7.7 – Modelo no FTOOL

RESULTADO

Foram analisados todos os coeficientes de reação vertical variando todos os módulos de elasticidade. Assim foram gerados 69 gráficos de momento e cortante. Os momentos e cortantes máximos e mínimos estão no Anexo A5. As figuras 7.7 até 7.10 mostram o momento e cortante máximo e mínimo em azul e a média dos valores em vermelho. Foram aplicados conceitos básicos de estatística nas análises que se seguem.

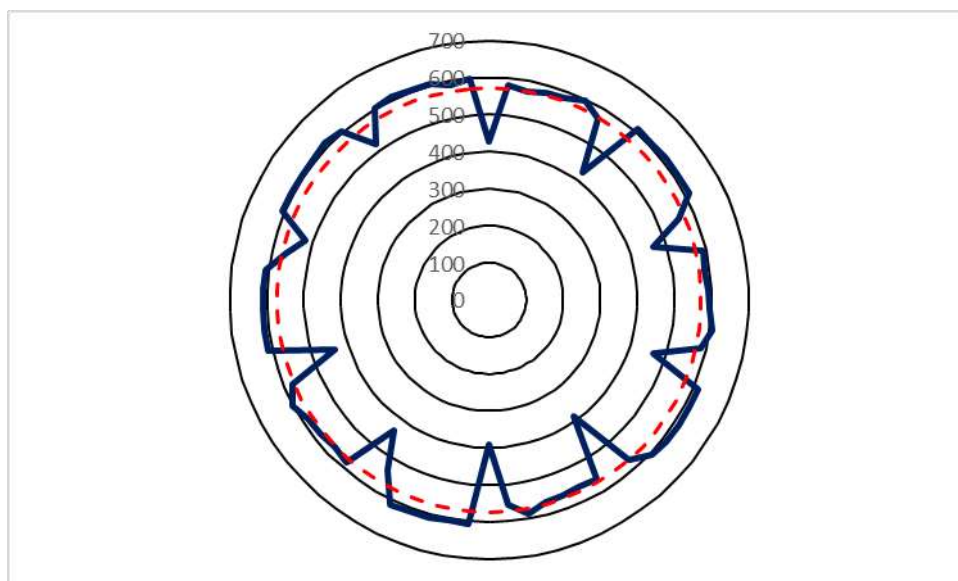


Figura 7.7 – Momentos máximos positivos em kNm.

O momento positivo máximo variou de cerca de 390 até 613 kNm. A média foi de 573 kNm e a mediana de 594 kNm. O desvio padrão foi de 57 kNm e o coeficiente de Pearson cerca de 10 %.

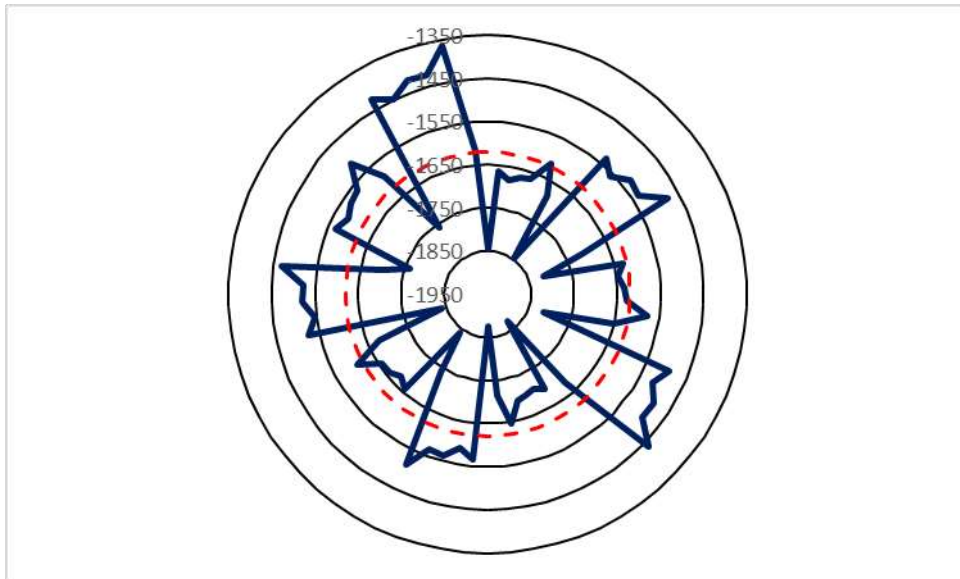


Figura 7.8 – Momentos mínimos negativos em kNm.

O momento negativo mínimo variou de cerca de -1366 até -1875 kNm. A média foi de -1620 kNm e a mediana de -1622 kNm. O desvio padrão foi de 120 kNm e o coeficiente de Pearson cerca de 7 %.

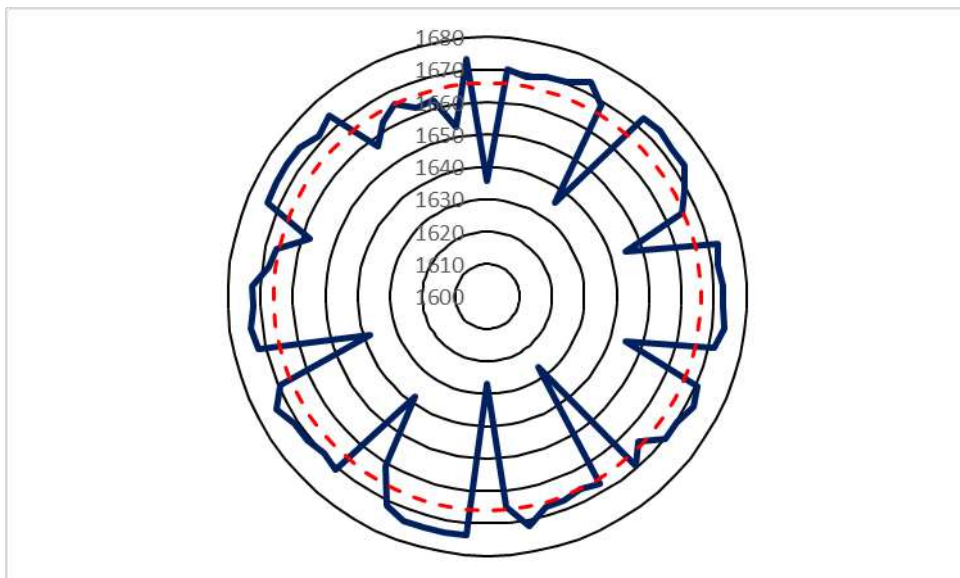


Figura 7.9 – Cortante máximo positivo em kN.

O cortante positivo máximo variou de cerca de 1627 até 1674 kN. A média foi de 1666 kNm e a mediana de 1671 kNm. O desvio padrão foi de 12 kNm e o coeficiente de Pearson cerca de 1 %.

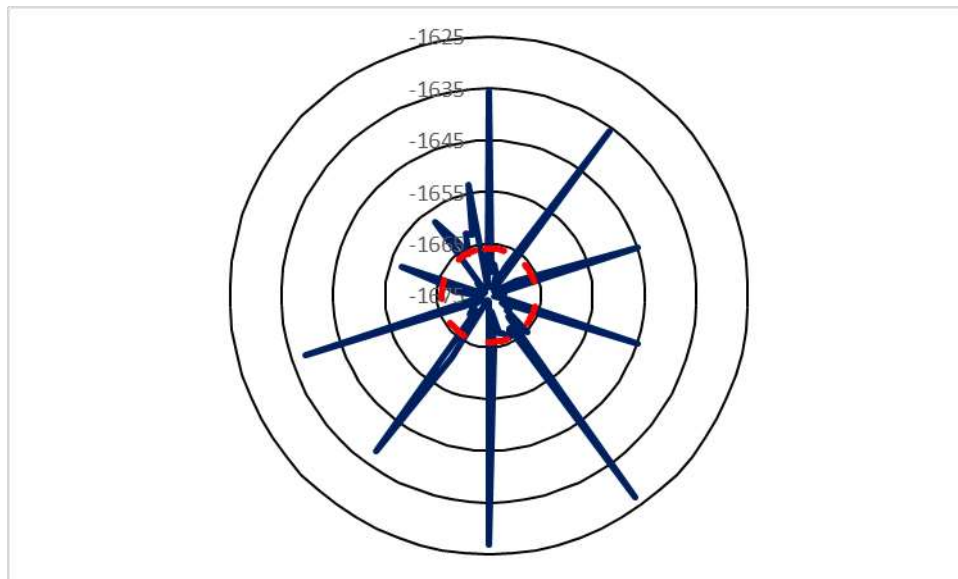


Figura 7.10 – Cortante mínimo negativo em kN.

O cortante negativo mínimo variou de cerca de -1627 até -1674 kN. A média foi de -1666 kNm e a mediana de -1671 kNm. O desvio padrão foi de 12 kNm e o coeficiente de Pearson cerca de 1 %.

7.2.3. Método das diferenças finitas

Segundo Ribeiro (2010) a equação 7.21 modela a deformada de placa delgada com carregamento distribuído p e carga concentrada P apoiada em meio elástico linear.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D} - \frac{K_v w}{D} + \frac{P}{D \Delta x \Delta y} \quad (7.21)$$

Sendo

w o deslocamento;

K_v o coeficiente de reação vertical do solo;

$D = \frac{E \cdot t^3}{12(1-\nu^2)}$ é a rigidez à flexão da placa;

E o módulo de elasticidade do material da placa;

v o coeficiente de Poisson do material da placa.

Segundo Velloso e Lopes (2012) o Método das Diferenças Finitas a equação diferencial por um sistema de equações algébricas relacionando o deslocamento sobre um ponto ao deslocamento dos pontos vizinhos de acordo com as equações a seguir.

$$\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_k = \frac{\Delta w_k}{\Delta x} = \frac{w_{k+1} - w_{k-1}}{2 \cdot \Delta x} \quad (7.22)$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_k = \frac{\Delta w_k}{\Delta y} = \frac{w_i - w_l}{2 \cdot \Delta y} \quad (7.23)$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\right)_k = \frac{\Delta^2 w_k}{\Delta x \Delta y} = \frac{w_{i+1} - w_{i-1} - w_{l+1} + w_{l-1}}{2 \cdot \Delta x \Delta y} \quad (7.24)$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_k = \frac{\Delta^2 w_k}{\Delta x^2} = \frac{w_{k+1} - 2w_k + w_{k-1}}{\Delta x^2} \quad (7.25)$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)_k = \frac{\Delta^2 w_k}{\Delta y^2} = \frac{w_i - 2w_k + w_l}{\Delta y^2} \quad (7.26)$$

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3}\right)_k = \frac{\Delta^3 w_k}{\Delta x^3} = \frac{w_{k+2} - 2w_{k+1} + 2w_{k-1} - w_{k-2}}{2 \cdot \Delta x^3} \quad (7.27)$$

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3}\right)_k = \frac{\Delta^3 w_k}{\Delta y^3} = \frac{w_h - 2w_l + 2w_i - w_m}{2 \cdot \Delta y^3} \quad (7.28)$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}\right)_k = \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^2 \Delta y^2} = \frac{4w_h - 2(w_{k+1} + w_{k-1} + w_l + w_i) + (w_{i-1} + w_{i+1} + w_{l+1} + w_{l-1})}{\Delta x^2 \Delta y^2} \quad (7.29)$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}\right)_k = \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^4} = \frac{w_{h+2} - 4w_{h+1} + 6w_h - 4w_{h-1} - w_{h-2}}{\Delta x^4} \quad (7.30)$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right)_k = \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta y^4} = \frac{w_m - 4w_l + 6w_k - 4w_i - w_h}{\Delta y^4} \quad (7.31)$$

Essas equações são tomadas conforme a figura 7.11 para cada ponto gerando uma malha.

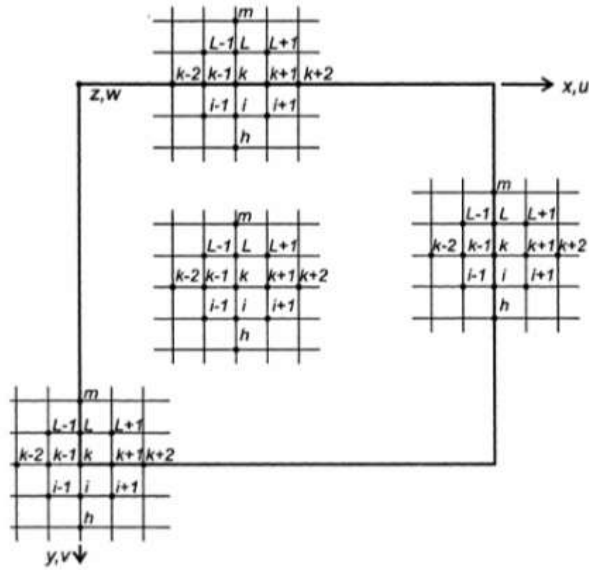


Figura 7.11 – Malha extraída de Ribeiro (2010)

Mais explicações sobre o método podem ser vistas em Ribeiro (2010), Velloso e Lopes (2012) e Santos (1987).

Os esforços solicitantes podem ser calculados como nas equações a seguir:

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (7.32)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (7.33)$$

$$M_{xy} = -D(1 - \nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) \quad (7.34)$$

$$Q_x = \left(\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} \right) \quad (7.35)$$

$$Q_y = \left(\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} \right) \quad (7.36)$$

Para a obtenção basta substituir as equações 7.22 até 7.26 nas equações acima.

No presente estudo será utilizado o software “Radier.bat” desenvolvido por Santos (1987) e o código fonte pode ser encontrado em Ribeiro (2010).

Cabe ressaltar que o software roda em 16-bits. Além disso os nós da malha são contados a partir do 1 da direita para a esquerda e de cima para baixo.

RESULTADOS

O radier estudado foi dividido em uma malha de 169 pontos como mostrado na figura 7.12.

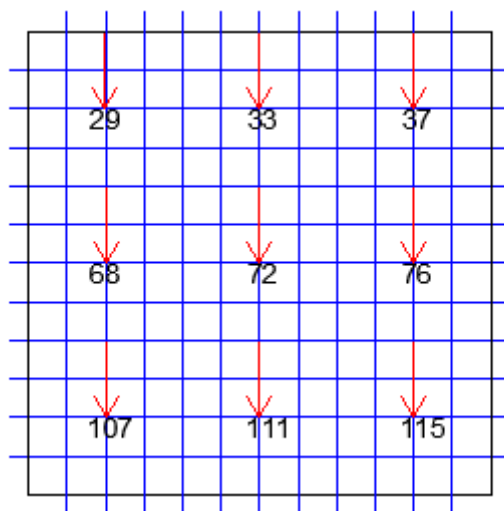


Figura 7.12 – Cargas por nó do radier

Para esta análise foi considerado o K_v medido na prova de carga da placa de 26 cm e a média dos K_v 's estimados por Terzaghi, Vesic, Bowles e Biot. O módulo de elasticidade do concreto foi considerado apenas o calculado pela metodologia do CEB, pois segundo Araújo (2014) esta metodologia apresenta maior convergência com os valores medidos na prática.

A figura 7.13 e 7.14 mostra os momentos da direção XX e YY respectivamente para o K_v medido.

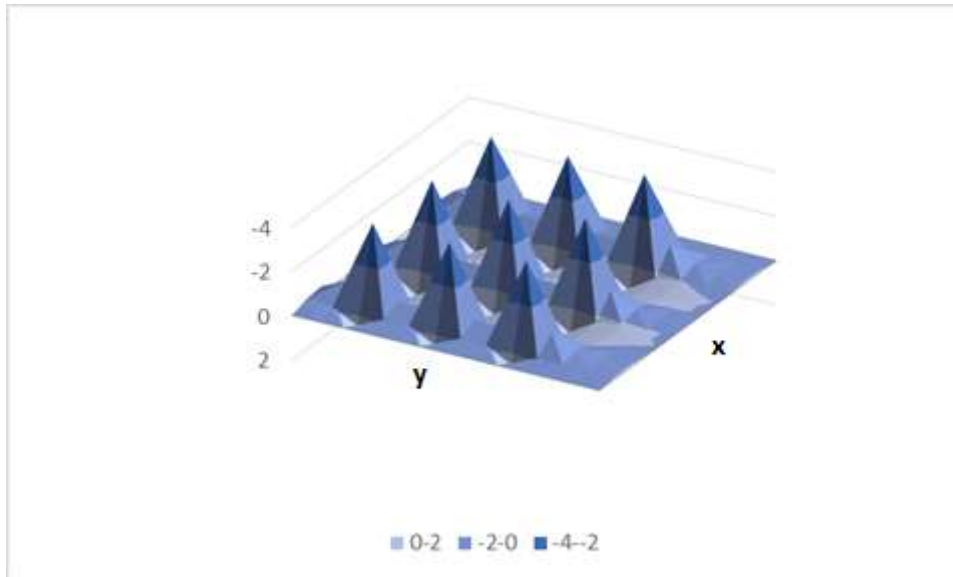


Figura 7.13 – Momento na direção XX

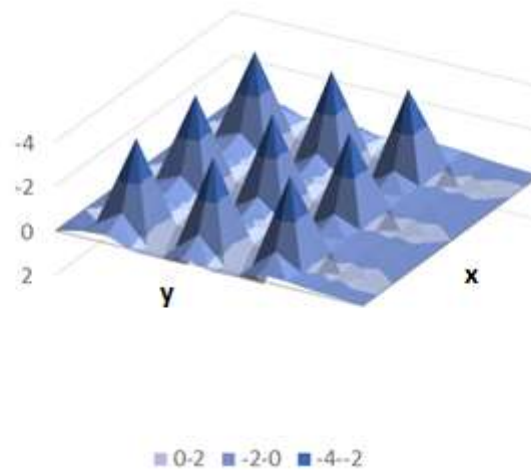


Figura 7.14 – Momento na direção YY

Já figura 7.15 e 7.16 mostra os momentos da direção XX e YY respectivamente para o K_v médio dos estimados.

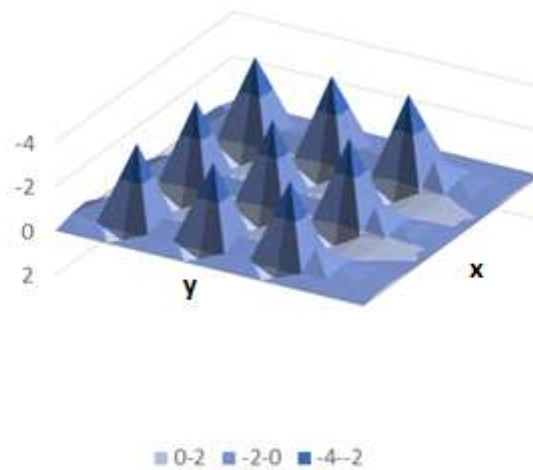


Figura 7.15 – Momento na direção XX

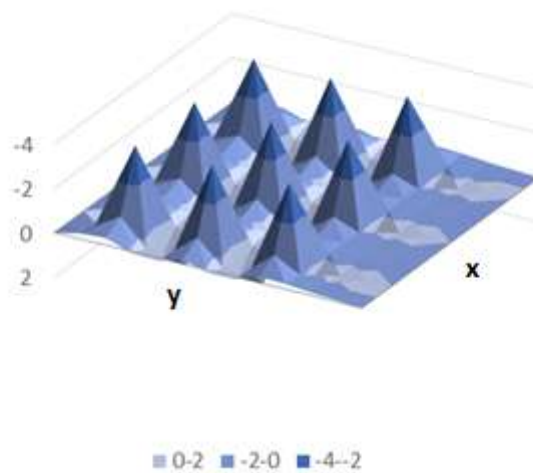


Figura 7.16 – Momento na direção YY

Os momentos máximos e mínimos em ambas as direções para o K_v médio e medido encontram-se na tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Esforços solicitantes por diferenças finitas

Coeficiente de reação vertical	Momento da direção XX (Unidade)		Momento da direção YY (Unidade)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
K_v médio	0,96	-3,52	1,32	-3,51
K_v medido	1,03	-3,76	1,40	-3,75

7.3. Dimensionamento à flexão

7.3.1. Área de aço

Uma seção submetida a flexão pode ser dimensionada através do equilíbrio da mesma. O diagrama de esforços solicitantes e resistentes de uma seção submetida a flexão é representado na figura 7.17.

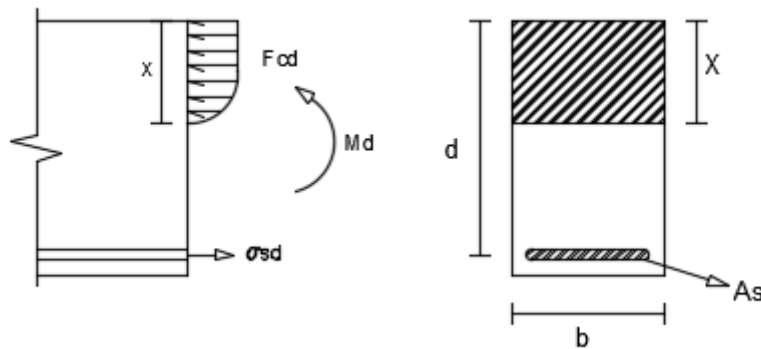


Figura 7.17 – Diagrama de esforços da seção.

A primeira hipótese de cálculo é a transformação do diagrama parábola/retângulo em um retângulo através de um fator λ expresso na equação 7.37. Assim o diagrama da figura 7.17 torna-se no digrama da figura 7.18.

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & F_{ck} \leq 50MPa \\ 0,8 - \frac{F_{ck} - 50}{400} & F_{ck} > 50MPa \end{cases} \quad (7.37)$$

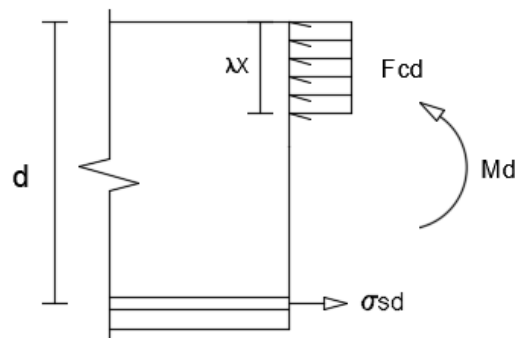


Figura 7.18 – Seção aproximada para um diagrama parábola/retângulo.

Uma segunda hipótese de cálculo é a redução dos esforços resistentes e a majoração dos esforços solicitantes de acordo com a tabela 7.3 cuja os valores foram retirados da ABNT NBR 6118/2014.

Tabela 7.3 – Fator de minoração/majoração da tensão de cálculo.

Tipologia dos esforços	Fator de equivalência	
Momento solicitante	γ_d (ELU)	1,4
Resistência à compressão do concreto	γ_c	1,4
Resistência à tração do aço	γ_s	1,15

Assim o momento solicitante característico (M_k), resistência à compressão do concreto característica (F_{ck}) e Resistência à tração do aço característica (F_{yk}) tornam-se segundo as expressões 7.38 até 7.40 em momento solicitante de cálculo (M_d), resistência à compressão do concreto de cálculo (F_{cd}) e Resistência à tração do aço de cálculo (F_{yd}).

$$M_d = \gamma_d \cdot M_k \quad (7.38)$$

$$F_{cd} = \frac{F_{ck}}{\gamma_c} \quad (7.39)$$

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{\gamma_s} \quad (7.40)$$

Uma terceira hipótese contempla geometria da peça, no qual a altura contribuinte da seção é chamada de altura útil (d) definida como a distância do centro de gravidade da armadura até a fibra mais comprimida da peça. Porém a altura contribuinte para a resistência à compressão é só a linha neutra (X) pois considera-se o restante da peça fissurada.

Um fator a ser considerado é o efeito Rusch no qual ocorre a redução da resistência do concreto sob o efeito de uma carga de longa duração. Este fator é obtido através da expressão 7.41.

$$\alpha_c = \begin{cases} 0,85 & F_{ck} \leq 50MPa \\ 0,8 \cdot \left(1 - \frac{F_{ck} - 50}{200}\right) & 50MPa < F_{ck} < 90MPa \end{cases} \quad (7.41)$$

Ao fazer o equilíbrio de forças (Resultante no concreto é igual a resultante no aço) na figura 7.18 chega-se a expressão da área de aço na equação 7.44, porém existem duas variáveis desconhecidas: a posição da linha neutra e a tensão no aço.

$$R_{cd} = R_{td} \quad (7.42)$$

$$\alpha_c F_{cd} \cdot b \cdot \lambda X = \sigma_{sd} \cdot A_s \quad (7.43)$$

$$A_s = \frac{\alpha_c F_{cd} \cdot b \cdot \lambda X}{\sigma_{sd}} \quad (7.44)$$

A fim de determinar a posição na linha neutra, toma-se o momento em torno do ponto A na figura 7.19 que deve ser igual a zero.

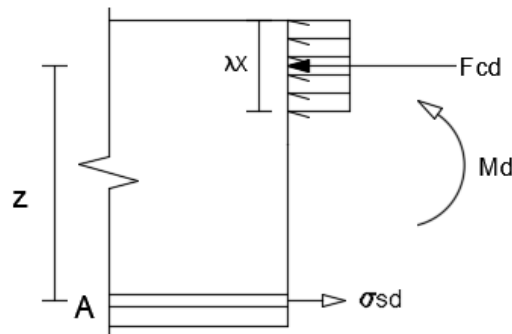


Figura 7.19 – Diagrama de esforços da seção para a determinação da linha neutra

$$M_d - R_{cd} \cdot z = 0 \quad (7.45)$$

$$M_d = (\alpha_c F_{cd} \cdot b \cdot \lambda X) \cdot (d - 0,5\lambda X) \quad (7.46)$$

$$X = \frac{d}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{\alpha_c F_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (7.47)$$

Para determinar a tensão no aço utiliza-se a equação 2.4 (Lei de Hooke). A ABNT NBR 6118/2014 permite usar 210 GPa como o módulo de elasticidade do aço, assim ao determinar a deformação no aço, a tensão no mesmo será determinada.

A determinação da deformação do aço depende do domínio de deformação que o elemento está. Se a razão entre a linha neutra e a altura útil for menor que 0,259 a deformação no aço será de 10‰, mas se a razão estiver entre 0,259 e 0,45 utiliza-se a equação 7.48, se for maior que 0,45 recomenda-se armadura dupla que para o presente estudo não será adotado, então caso ocorra este caso a peça será redimensionada.

$$\frac{X}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (7.48)$$

A ABNT NBR 6118/2014 determina para o caso da equação acima uma deformação no concreto de 3,5‰.

RESULTADOS

Para calcular a área de aço do radier, considerando as 69 combinações, utilizou-se os valores de momento calculados pelo método de Hetenyi e FTOOL. Assim a tabela 7.4 e a tabela 7.5 mostram a variação da área de aço por momento para Hetenyi e FTOOL, respectivamente. Foram aplicados conceitos básicos de estatística nas análises que se seguem.

Tabela 7.4 – Área de aço por momento obtido pelo método de Hetenyi

Momento Positivo	Momento Negativo	Área de aço (M+)	Área de aço (M-)	Porcentagem de aço na seção
293,41	-1764,16	12,94 cm ² /m	94,13 cm ² /m	1,3%
443,67	-1689,16	19,87 cm ² /m	88,94 cm ² /m	1,4%

432,04	-1695,89	19,32 cm ² /m	89,40 cm ² /m	1,4%
441,22	-1690,60	19,75 cm ² /m	89,04 cm ² /m	1,4%
443,92	-1689,01	19,88 cm ² /m	88,93 cm ² /m	1,4%
476,32	-1668,56	21,40 cm ² /m	87,54 cm ² /m	1,4%
429,88	-1697,11	19,22 cm ² /m	89,48 cm ² /m	1,4%
293,41	-1764,16	12,94 cm ² /m	94,13 cm ² /m	1,3%
518,99	-1635,27	23,42 cm ² /m	85,31 cm ² /m	1,4%
508,18	-1644,71	22,91 cm ² /m	85,94 cm ² /m	1,4%
521,03	-1633,38	23,52 cm ² /m	85,19 cm ² /m	1,4%
519,17	-1635,11	23,43 cm ² /m	85,30 cm ² /m	1,4%
541,17	-1612,25	24,48 cm ² /m	83,79 cm ² /m	1,4%
475,99	-1668,79	21,38 cm ² /m	87,56 cm ² /m	1,4%
321,72	-1751,36	14,23 cm ² /m	93,23 cm ² /m	1,3%
467,52	-1674,40	20,99 cm ² /m	87,94 cm ² /m	1,4%
456,71	-1681,27	20,48 cm ² /m	88,40 cm ² /m	1,4%
465,25	-1675,88	20,88 cm ² /m	88,04 cm ² /m	1,4%
467,76	-1674,25	21,00 cm ² /m	87,93 cm ² /m	1,4%
475,99	-1668,79	21,38 cm ² /m	87,56 cm ² /m	1,4%
454,68	-1682,52	20,38 cm ² /m	88,49 cm ² /m	1,4%
321,72	-1751,36	14,23 cm ² /m	93,23 cm ² /m	1,3%
535,39	-1618,86	24,20 cm ² /m	84,23 cm ² /m	1,4%
525,93	-1628,69	23,75 cm ² /m	84,88 cm ² /m	1,4%
537,17	-1616,88	24,29 cm ² /m	84,10 cm ² /m	1,4%
475,99	-1668,79	21,38 cm ² /m	87,56 cm ² /m	1,4%
554,40	-1594,70	25,11 cm ² /m	82,64 cm ² /m	1,3%
435,57	-1693,87	19,49 cm ² /m	89,26 cm ² /m	1,4%

270,05	-1774,47	11,89 cm ² /m	94,86 cm ² /m	1,3%
475,99	-1668,79	21,38 cm ² /m	87,56 cm ² /m	1,4%
410,16	-1707,94	18,30 cm ² /m	90,22 cm ² /m	1,4%
419,77	-1702,74	18,75 cm ² /m	89,86 cm ² /m	1,4%
422,61	-1701,17	18,88 cm ² /m	89,76 cm ² /m	1,4%
457,02	-1681,08	20,49 cm ² /m	88,39 cm ² /m	1,4%
407,89	-1709,15	18,20 cm ² /m	90,30 cm ² /m	1,4%
270,05	-1774,47	11,89 cm ² /m	94,86 cm ² /m	1,3%
503,47	-1648,57	22,68 cm ² /m	86,20 cm ² /m	1,4%
491,57	-1657,75	22,12 cm ² /m	86,81 cm ² /m	1,4%
505,74	-1646,73	22,79 cm ² /m	86,08 cm ² /m	1,4%
503,67	-1648,41	22,69 cm ² /m	86,19 cm ² /m	1,4%
528,29	-1626,33	23,86 cm ² /m	84,72 cm ² /m	1,4%
386,8	-1720,09	17,22 cm ² /m	91,06 cm ² /m	1,4%
300,21	-1761,12	13,25 cm ² /m	93,92 cm ² /m	1,3%
449,6	-1685,62	20,14 cm ² /m	88,70 cm ² /m	1,4%
438,15	-1692,38	19,61 cm ² /m	89,16 cm ² /m	1,4%
447,19	-1687,07	20,03 cm ² /m	88,80 cm ² /m	1,4%
449,85	-1685,47	20,16 cm ² /m	88,69 cm ² /m	1,4%
481,61	-1664,91	21,65 cm ² /m	87,30 cm ² /m	1,4%
436,02	-1693,61	19,51 cm ² /m	89,24 cm ² /m	1,4%
300,21	-1761,12	13,25 cm ² /m	93,92 cm ² /m	1,3%
523,16	-1631,37	23,62 cm ² /m	85,05 cm ² /m	1,4%
512,68	-1640,89	23,12 cm ² /m	85,69 cm ² /m	1,4%
525,14	-1629,45	23,71 cm ² /m	84,93 cm ² /m	1,4%
523,33	-1631,20	23,63 cm ² /m	85,04 cm ² /m	1,4%

544,58	-1608,10	24,64 cm ² /m	83,52 cm ² /m	1,4%
416,00	-1704,79	18,58 cm ² /m	90,01 cm ² /m	1,4%
369,89	-1728,52	16,44 cm ² /m	91,64 cm ² /m	1,4%
503,54	-1648,52	22,69 cm ² /m	86,20 cm ² /m	1,4%
494,33	-1655,69	22,25 cm ² /m	86,68 cm ² /m	1,4%
501,61	-1650,06	22,59 cm ² /m	86,30 cm ² /m	1,4%
503,74	-1648,36	22,70 cm ² /m	86,19 cm ² /m	1,4%
528,35	-1626,27	23,86 cm ² /m	84,72 cm ² /m	1,4%
492,59	-1656,99	22,17 cm ² /m	86,76 cm ² /m	1,4%
300,21	-1761,12	13,25 cm ² /m	93,92 cm ² /m	1,3%
558,03	-1589,08	25,28 cm ² /m	82,27 cm ² /m	1,3%
550,87	-1599,79	24,94 cm ² /m	82,97 cm ² /m	1,3%
559,36	-1586,91	25,35 cm ² /m	82,13 cm ² /m	1,3%
558,15	-1588,89	25,29 cm ² /m	82,26 cm ² /m	1,3%
571,69	-1562,41	25,94 cm ² /m	80,54 cm ² /m	1,3%

A área de aço de momento positivo varia de 11,9 cm²/m e 25,9 cm²/m. A média é de 20,7 cm²/m e a mediana é de 21,4 cm²/m. O desvio padrão é de 3,6 cm²/m e o coeficiente de Pearson é de 17%. Já a área de aço de momento negativo varia de 80,5 cm²/m e 94,9 cm²/m. A média é de 87,8 cm²/m e a mediana é de 87,6 cm²/m. O desvio padrão é de 3,4 cm²/m e o coeficiente de Pearson é de 4%.

Tabela 7.5 – Área de aço por momento obtido pelo método do FTOOL.

Momento Positivo	Momento Negativo	Área de aço (M+)	Área de aço (M-)	Porcentagem de aço na seção
426,7	-1847,1	19,07 cm ² /m	100,1 cm ² /m	1,5%
580,2	-1665	26,35 cm ² /m	87,3 cm ² /m	1,4%

572,4	-1681,2	25,97 cm ² /m	88,4 cm ² /m	1,4%
578,6	-1668,5	26,27 cm ² /m	87,54 cm ² /m	1,4%
580,4	-1664,7	26,36 cm ² /m	87,28 cm ² /m	1,4%
598,5	-1615	27,23 cm ² /m	83,97 cm ² /m	1,4%
570,9	-1684,2	25,9 cm ² /m	88,6 cm ² /m	1,4%
426,7	-1847,1	19,07 cm ² /m	100,1 cm ² /m	1,5%
611,9	-1533,4	27,88 cm ² /m	78,68 cm ² /m	1,3%
609,9	-1556,5	27,79 cm ² /m	80,16 cm ² /m	1,3%
612,1	-1528,8	27,89 cm ² /m	78,39 cm ² /m	1,3%
611,2	-1533	27,85 cm ² /m	78,66 cm ² /m	1,3%
611,3	-1477,9	27,85 cm ² /m	75,18 cm ² /m	1,3%
555,5	-1710,8	25,16 cm ² /m	90,42 cm ² /m	1,4%
465,4	-1814,6	20,89 cm ² /m	97,73 cm ² /m	1,5%
594,1	-1629,3	27,02 cm ² /m	84,92 cm ² /m	1,4%
588,2	-1646	26,74 cm ² /m	86,03 cm ² /m	1,4%
592,9	-1632,9	26,96 cm ² /m	85,16 cm ² /m	1,4%
594,2	-1628,9	27,03 cm ² /m	84,89 cm ² /m	1,4%
606,9	-1577,7	27,64 cm ² /m	81,53 cm ² /m	1,4%
587	-1649	26,68 cm ² /m	86,23 cm ² /m	1,4%
465,4	-1814,6	20,89 cm ² /m	97,73 cm ² /m	1,5%
612,2	-1493,7	27,9 cm ² /m	76,17 cm ² /m	1,3%
612,5	-1517,4	27,91 cm ² /m	77,67 cm ² /m	1,3%
612	-1489	27,89 cm ² /m	75,88 cm ² /m	1,3%
612,2	-1493,3	27,9 cm ² /m	76,15 cm ² /m	1,3%
606,3	-1437	27,61 cm ² /m	72,65 cm ² /m	1,3%
574,9	-1676,4	26,09 cm ² /m	88,07 cm ² /m	1,4%

390,3	-1874,5	17,38 cm ² /m	102,12 cm ² /m	1,5%
565,4	-1694,3	25,64 cm ² /m	89,29 cm ² /m	1,4%
558,3	-1706,2	25,3 cm ² /m	90,1 cm ² /m	1,4%
563,5	-1697,7	25,55 cm ² /m	89,52 cm ² /m	1,4%
565,6	-1693,9	25,65 cm ² /m	89,26 cm ² /m	1,4%
588,4	-1645,5	26,75 cm ² /m	85,99 cm ² /m	1,4%
554,1	-1713	25,1 cm ² /m	90,57 cm ² /m	1,4%
390,3	-1874,5	17,38 cm ² /m	102,12 cm ² /m	1,5%
608,7	-1566	27,73 cm ² /m	80,77 cm ² /m	1,4%
604,9	-1588,5	27,54 cm ² /m	82,23 cm ² /m	1,4%
609,3	-1561,5	27,76 cm ² /m	80,48 cm ² /m	1,4%
608,8	-1565,6	27,73 cm ² /m	80,75 cm ² /m	1,4%
612,5	-1511,7	27,91 cm ² /m	77,3 cm ² /m	1,3%
535,9	-1739	24,23 cm ² /m	92,37 cm ² /m	1,5%
436,5	-1839,2	19,53 cm ² /m	99,52 cm ² /m	1,5%
583,9	-1656,5	26,53 cm ² /m	86,73 cm ² /m	1,4%
576,6	-1672,8	26,18 cm ² /m	87,83 cm ² /m	1,4%
582,5	-1660	26,46 cm ² /m	86,97 cm ² /m	1,4%
584,1	-1656,1	26,54 cm ² /m	86,7 cm ² /m	1,4%
600,9	-1606,1	27,35 cm ² /m	83,39 cm ² /m	1,4%
575,2	-1675,8	26,11 cm ² /m	88,03 cm ² /m	1,4%
436,5	-1839,2	19,53 cm ² /m	99,52 cm ² /m	1,5%
612,3	-1523,9	27,9 cm ² /m	78,08 cm ² /m	1,3%
610,9	-1547,2	27,84 cm ² /m	79,56 cm ² /m	1,3%
612,4	-1519,3	27,91 cm ² /m	77,79 cm ² /m	1,3%
612,3	-1523,5	27,9 cm ² /m	78,05 cm ² /m	1,3%

610,4	-1468,4	27,81 cm ² /m	74,59 cm ² /m	1,3%
560,6	-1702,6	25,41 cm ² /m	89,85 cm ² /m	1,4%
519,8	-1759,2	23,46 cm ² /m	93,78 cm ² /m	1,5%
608,8	-1565,8	27,73 cm ² /m	80,76 cm ² /m	1,4%
605,9	-1583,5	27,59 cm ² /m	81,91 cm ² /m	1,4%
608,2	-1569,6	27,7 cm ² /m	81,01 cm ² /m	1,4%
608,8	-1565,5	27,73 cm ² /m	80,74 cm ² /m	1,4%
612,5	-1511,6	27,91 cm ² /m	77,3 cm ² /m	1,3%
605,2	-1586,7	27,56 cm ² /m	82,12 cm ² /m	1,4%
519,8	-1759,2	23,46 cm ² /m	93,78 cm ² /m	1,5%
604,1	-1424,2	27,51 cm ² /m	71,86 cm ² /m	1,2%
608,1	-1448,7	27,7 cm ² /m	73,37 cm ² /m	1,3%
603,1	-1419,3	27,46 cm ² /m	71,56 cm ² /m	1,2%
604	-1423,7	27,5 cm ² /m	71,83 cm ² /m	1,2%
589,2	-1365,9	26,78 cm ² /m	68,33 cm ² /m	1,2%

A área de aço de momento positivo varia de 17,4 cm²/m e 27,9 cm²/m. A média é de 26 cm²/m e a mediana é de 27 cm²/m. O desvio padrão é de 2,7 cm²/m e o coeficiente de Pearson é de 10%. Já a área de aço de momento negativo varia de 68,3 cm²/m e 102,1 cm²/m. A média e a mediana são de 84,5 cm²/m. O desvio padrão é de 8,0 cm²/m e o coeficiente de Pearson é de 9%.

7.3.2. Punção

A iteração do pilar com o radier pode provocar um fenômeno chamado punção. Segundo Melges (1995) o fenômeno da punção de uma placa é basicamente a sua perfuração devida às altas tensões de cisalhamento, provocadas por forças concentradas ou agindo em pequenas áreas.

Em radiers geralmente utiliza-se capitel (Na maioria das vezes em geometria retangular) em vez de armadura para combater a punção. A verificação, segundo a ABNT NBR 6118/2014, para punção com capitel deve seguir os seguintes passos:

- a) Considerando o contorno C do pilar, figura 7.20, o sistema deve sempre obedecer a inequação 7.49. Caso esta relação não seja satisfeita, o sistema precisará ser redimensionado variando a variável mais adequada ao caso.

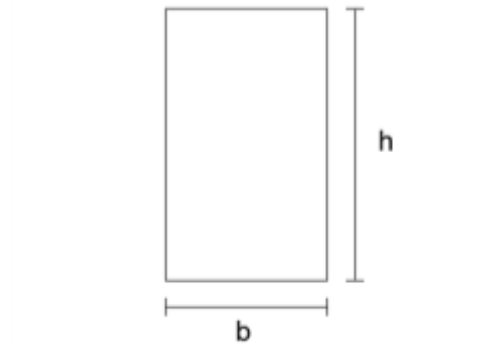


Figura 7.20 – Contorno C

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v F_{cd} \quad (7.49)$$

Sendo,

$$\tau_{sd} = \frac{N_d}{u \cdot d};$$

u é o perímetro do contorno;

d é a média das alturas uteis nas direções X e Y;

$$\alpha_v = 1 - \frac{F_{ck}}{250}.$$

- b) Considerando o contorno C' do pilar, figura 7.21, o sistema deve obedecer, segundo a ABNT NBR 6118/2014 a inequação 7.50 para não precisar de armadura. Se a inequação não for satisfeita será utilizado capitel.

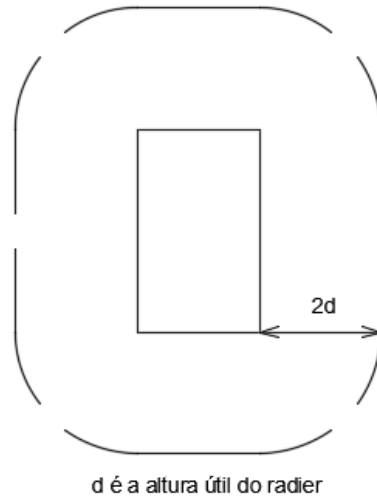


Figura 7.21 – Contorno C'

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{20/d} \right) (100\rho F_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} \quad (7.50)$$

Sendo,

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y};$$

d é a média das alturas uteis nas direções X e Y;

ρ_i é a taxa de armadura na direção i;

σ_{cp} é a tensão de protensão aderente da peça;

O τ_{sd} para este caso é calculado com o perímetro do contorno C'.

- c) Para o capitel deve-se traçar mais dois contornos (C1' e C2') de acordo com a figura 7.22.

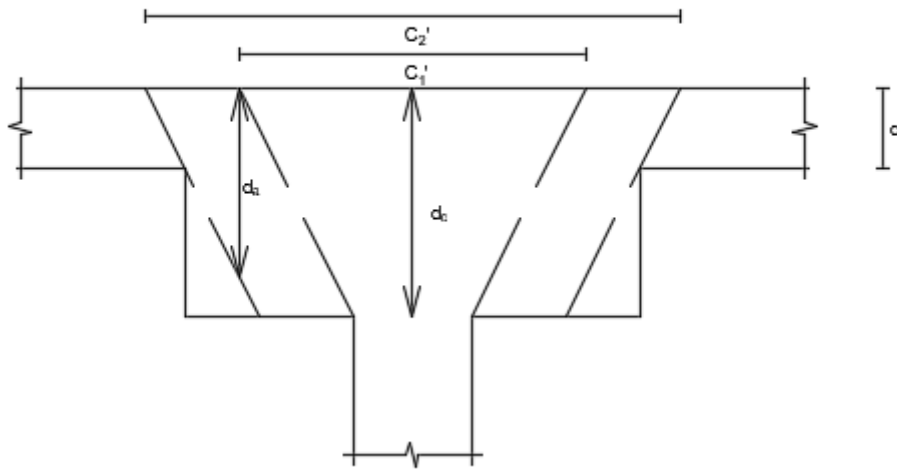


Figura 7.22 – Capitel e contornos C1' e C2'

De acordo com as relações abaixo, determina-se quais contornos devem ser verificados.

- $l_c \leq 2(d_c - d)$ Verificar contorno C2'
- $2(d_c - d) < l_c \leq 2d_c$ Verificar contorno C1'
- $l_c > 2d_c$ Verificar contorno C1' e C2'

d) Assim deve-se voltar ao item b e verificar a inequação 7.50, caso a relação não seja satisfeita o capitel deve ser redimensionado.

RESULTADOS

O cálculo de punção foi feito para um F_{ck} de 23,7 MPa e a taxa de armadura de 1,3 a 1,5%. Cabe ressaltar que a altura útil foi de 75 cm. Assim, nenhum dos casos precisou-se do capitel ou de armadura de punção

7.4. Dimensionamento geotécnico

Toda fundação deve obedecer a dois critérios básicos quando projetadas:

- Segurança adequada com relação a ruptura;
- Recalques compatíveis com a estrutura.

No presente trabalho optou-se por não fazer a análise dos recalques da fundação em radier. Sendo verificada apenas a segurança com relação a ruptura.

O dimensionamento geotécnico é feito ao verificar se a tensão transmitida da estrutura para o solo não provoca a ruptura do mesmo. A tensão transmitida pela estrutura para o solo em um radier em concreto armado é dado por:

$$\sigma = \frac{1,4 \sum P_{ik}}{A} + 1,4 \cdot 25 \cdot t \quad (7.51)$$

onde,

A é a área;

t é a espessura do radier

P_{ik} é carga característica em cada pilar.

Diante das hipóteses adotadas a tensão transmitida é de cerca de 2,00 kgf/cm². A figura 7.23 permite ver a tensão transmitida diante das capacidades de carga calculadas pelos diversos métodos.

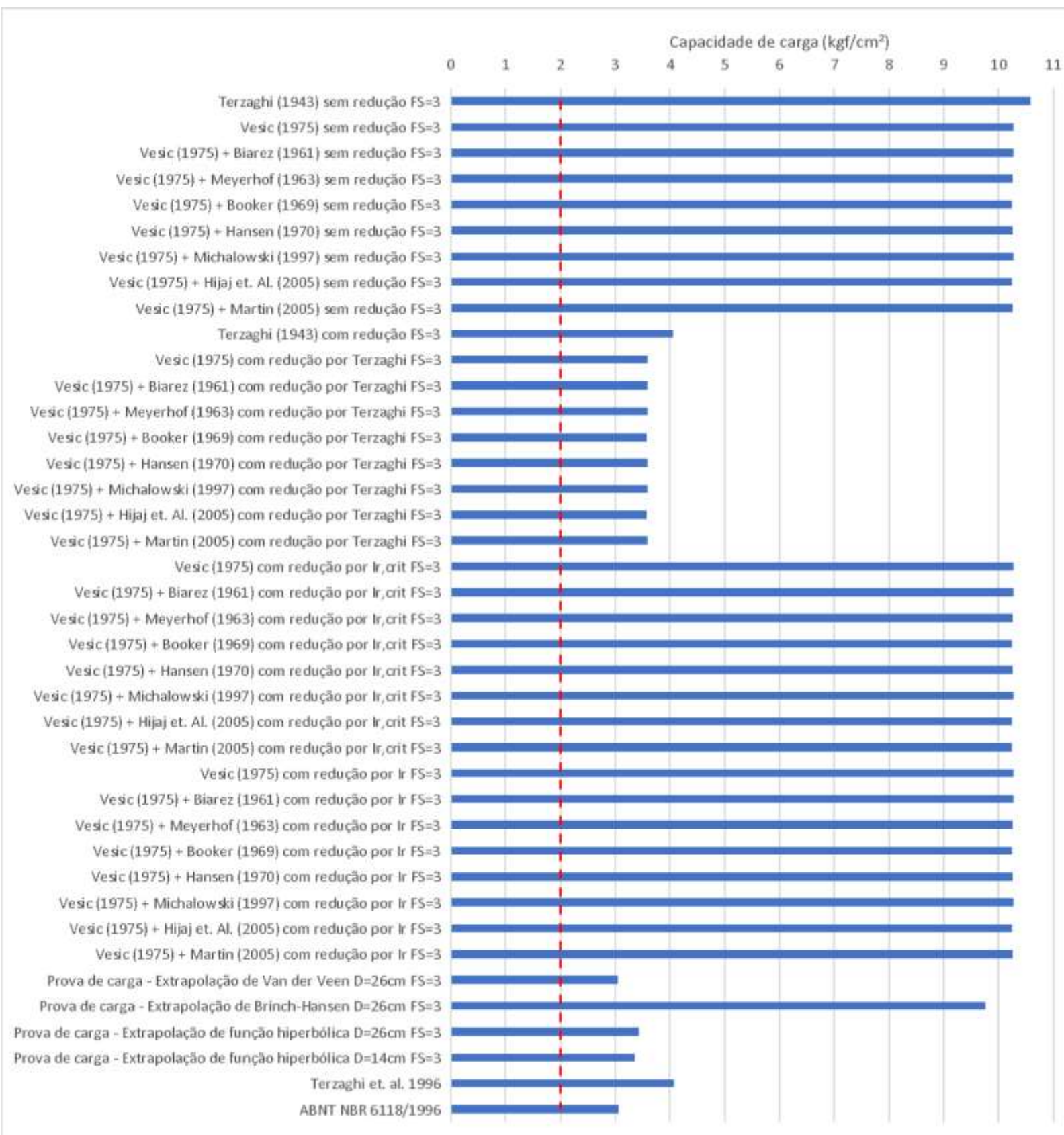


Figura 7.23 – Comparação entre a tensão provida do Radier e a tensão admissível do solo por diferentes métodos

8. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma extensa pesquisa de caracterização em laboratório de um solo tropical de um campo experimental na UFRJ/Macaé foi realizada. Além disso, diversos ensaios para caracterização de materiais de construção também foram realizados. A campanha de ensaios contou com caracterizações físicas e mecânicas, tanto dos solos (e.g.: adensamento ou cisalhamento direto) quanto do concreto (e.g.,: compressão simples ou tração indireta – ensaio Lobo Carneiro).

Dentre os ensaios de campo realizados destacam-se a execução de provas de carga a compressão em placas metálicas, supostas rígidas, com diâmetros de 14 cm e 26 cm.

A partir dos resultados obtidos em todos os ensaios realizados ao longo da pesquisa e considerando algumas hipóteses foi realizado um dimensionamento avaliando a interação solo-estrutura de uma fundação em radier. Neste exemplo, uma arquitetura convencional, além de carregamentos convencionais de engenharia foram utilizados.

De acordo com o contextualizado, as diversas conclusões e considerações finais deste trabalho foram divididas em itens para um melhor entendimento.

Acerca do quarto capítulo, pode-se dizer que o ensaio do picnômetro e do frasco Chapman apresentaram convergência de valores para o tipo do agregado miúdo (areia) ensaiado.

Já sobre o quinto capítulo, as seguintes conclusões foram observadas:

- A resistência à compressão do concreto com variados processos de cura, do concreto enterrado no solo e concreto imerso na água ficaram muito próximas, isso deve ter como causa o tipo de solo no qual o concreto foi posto para curar e o cimento ser resistente à sulfato.
- A resistência à tração não foi representativa no caso do concreto moldado no solo devido às imperfeições geométricas.
- Os ensaios de placa apresentaram diferença de valores no que tange ao coeficiente de reação vertical e à tensão última. Tal diferença pode ter influência do tamanho da placa.

O sexto capítulo por sua vez apresentou importantes contribuições no que tange o desempenho e as previsões, sendo que:

- Os coeficientes de reação vertical calculados com os valores da placa de 26 cm e características do solo local foram maiores que os mensurados pela prova de carga, exceto pelo método do DAAF que apresentou um valor menor. Cabe ressaltar que apesar de Boussinesq (1885) ser o único a estimar o coeficiente de reação vertical através de uma placa redonda ele é o segundo que mais deu distância do valor mensurado perdendo apenas para o DAAF. Para a placa de 14 cm a análise é a mesma, porém os valores se distanciam ainda mais do mensurado pelo ensaio de placa.
- As extrapolações de Van der Veen e a por uma função hiperbólica apresentaram congruência entre si. A extrapolação de Brinch-Hansen apresentou um valor cerca de 3 vezes maior que as outras extrapolações. Cabe mencionar que Chin (1970) dividiu a tensão última encontrada pela extrapolação de Brinch-Hansen em fuste e ponta.

O sétimo capítulo, a fim de contribuir melhor para rotinas de projeto de fundações considerando a interação solo-estrutura, um exemplo hipotético de um radier é apresentado. São abordados aspectos estruturais e geotécnicos do projeto de um radier. Todas as análises foram alimentadas com os dados obtidos ao longo da pesquisa. Nesse sentido, algumas considerações são:

- O módulo de elasticidade do concreto varia bastante de uma metodologia para outra. Cabe ressaltar que a medida que o módulo de elasticidade aumenta, os esforços máximos, no radier, ficam mais negativos. Porém o cortante negativo aumenta.
- O método da viga rígida apresentou cortantes negativos e positivos congruentes com os de viga sob base elástica. Porém o momento negativo sofreu, em módulo, um acréscimo na ordem 13%, já o momento positivo corresponde a cerca de 2% do momento positivo sob uma base elástica. Cabe ressaltar que os valores foram comparados com a média dos valores obtidos pelo método de Hetenyi.
- As médias dos esforços solicitantes encontrados com a metodologia aplicada no FTOOL foram ligeiramente maiores que os obtidos pelo método de Hetenyi, exceto os valores da média cortantes mínimos negativos. A maior discrepância foi no momento positivo as médias se distanciaram 25%.
- Os esforços solicitantes aumentam de valor a medida que o coeficiente de reação vertical aumenta, exceto o cortante mínimo negativo que diminui o valor.
- Apesar dos valores apresentarem diferenças entre si o valor médio da área de aço (Positiva e negativa) obtida pelo método do Hetenyi e pela metodologia aplicada ao FTOOL não foram tão diferentes entre si. Porém a amplitude de valores de 14,1 cm²/m e 14,3 cm²/m para o método de Hetenyi e de 10,5 cm²/m e 33,8 cm²/m para a metodologia do FTOOL para

área de aço positiva e negativa respectivamente poderiam, por hipótese, provocar danos à estrutura.

Sobre o dimensionamento geotécnico cabe mencionar que dois aspectos devem ser observados em toda fundação superficial: segurança adequada com relação a ruptura e recalques compatíveis com a estrutura. Neste trabalho, somente o primeiro aspecto mencionado foi verificado. Assim pode-se afirmar que as tensões transmitidas entre a fundação e o solo, considerando a interação solo-estrutura foi suficientemente menor que a tensão admissível considerada. Neste sentido, pode-se afirmar que o critério mínimo de segurança imposto por norma foi atendido.

Em termos de sugestões para futuras pesquisas pode-se destacar:

Utilizar uma instrumentação mais avançada em ensaios semelhantes aos realizados;

Fazer provas de carga em placas de outras geometrias e tamanhos;

Pesquisar outros tipos de solo, realizando provas de carga.

Medir a sucção, no caso de solos parcialmente saturados.

Avançar nas análises de interação solo-estrutura;

Realizar o dimensionamento geotécnico completo de um radier, incluindo um aprimoramento em ambos requisitos, segurança adequada com relação a ruptura e recalques compatíveis com a estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 5735/1991, Cimento Portland de alto-forno.

ABNT NBR 5737/1992, Cimento Portland resistentes a sulfatos.

ABNT NBR 5738/2003 Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.

ABNT NBR 5739/1994, Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

ABNT NBR 6118/2014, Projetos de estruturas de concreto – Procedimento.

ABNT NBR 6122/1996, Projeto e execução de fundações – Procedimento.

ABNT NBR 6122/2010, Projeto e execução de fundações – Procedimento.

ABNT NBR 6457/2016, Amostras de solo- Preparação para ensaios de caracterização – método de ensaio.

ABNT NBR 6459/2016, Solo – Determinação do limite de liquidez - Método de ensaio.

ABNT NBR 6489/1984, Prova de carga direta sobre terreno de fundação.

ABNT NBR 6502/1995, Rochas e Solos – Terminologia.

ABNT NBR 7180/2016, Solo – Determinação do limite de plasticidade – Método de ensaio.

ABNT NBR 7181/2016, Solo – Análise granulométrica – Método de ensaio.

ABNT NBR 7211/2005, Agregados para concreto – Especificação.

ABNT NBR 7222/2010 Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos- de prova cilíndricos.

ABNT NBR 8522/2017, Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.

ABNT NBR 9813/1987, Solo – Determinação da massa específica aparente IN SITU, com emprego de cilindro de cravação – Método de ensaio.

ABNT NBR 12007/1990, Solo – Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio.

ABNT NBR NM 45/2006, Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios.

ABNT NBR NM 52/2003, Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente.

ABNT NBR NM 67/1998, Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.

ABNT NBR NM 248/2003 Agregados – Determinação da composição granulométrica.

DAS, B.M., 2016, “*Princípios de Engenharia de Fundações*”. 8 ed. São Paulo, Cengage Learning.

DAS, B.M. SOBHAN, K. 2012, "*Principles of Geotechnical Engineering*" 8 ed. San Francisco Cengage Learning.

BIAREZ, J.; BUREL, M.; WACK, B. 1961 "*Contribution a L étude de la Force Portante des Fondations*". Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris v.1, p. 603-609.

BIOT, M.A., 1937, "*Bending of na Infinite Beam on na Elastic Foundation*", Journal of Applied Mechanics. Vol 4.

BOOKER, J. R., 1969, "*Application of theories of plasticity for cohesive frictional soils*". Ph. D. thesis, University of Sydney, Australia.

BOUSSINESQ, J., 1885, "*Application des Potentiels*", Paris.

BOTELHO, M.H.C., 2015, "*Resistência dos Materiais para entender e gostar*". 3 ed. São Paulo, Blucher..

BOWLES J. E., 1996, "*Foundation Analysis and Design*". 5th ed., Paris.

BRINCH-HANSEN, J. (1963). "*Discussion: Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils.*" Journal of Soil Mechanics, Foundations Division, 89(4), 241-242.

BUILDING RESEARCH ADVISORY BOARD (BRAB), 1968, "*National Research Council Criteria for Selection and Design of Residential Slabs-on-Ground*", U.S. National Academy of Sciences Publication 1571.

DNER-ME 093/1994 Solos – determinação da densidade real – Métodos de Ensaio.

HANSEN, J. B. 1970, *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute, Kopenhagen.

HETENYI, M., 1946, *Beams on Elastic Foundation*, 1 ed. Roxdale John Wiley and sons.

HJIAJ, M.; LYAMIN, A. V.; SLOAN, S. W. 2005 "Numerical Limit Analysis Solutions for the Bearing Capacity Factor N ." *International Journal of Solids and Structures*, v. 42, n. 5-6 p. 1681-1804.

HOOKE, R. 1678, "*Lectures de Potentia Restitutiva*", Royal Society, London.

MARTIN, C. M. 2005 *Exact Bearing Capacity Calculations Using the Method of Characteristics*. Proceedings, 11th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Turin, Italy, v. 4, p.441-450.

MEYERHOF, G. G. 1963 *Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations*. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 1, n. 1, p. 16-26.

MICHALOWSKI, R. L. 1997 *An Estimate of the Influence of Soil Weight on Bearing Capacity Using Limit Analysis*. *Soils and Foundations*, v. 37, n. 4, p.57-64.

NEVILLE, A. M., BROOKS, J.J., 2013, *Tecnologia do Concreto*. 2 ed. Porto Alegre, Bookman.

NUSSENZVEIG, H.M., 2013, *Curso de física básica, 1: mecânica*. 5 ed. São Paulo, Blucher.

PEREIRA, C.P.M., 2014, *Mecânica dos Materiais Avançada*, 1 ed. Rio de Janeiro, Interciência.

PINTO, C.S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3 ed. São Paulo, Oficina de Textos.

SKEMPTON, A.W, BJERRUM, L. 1957, "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay". *Géotechnique*, 7, 168-178.

TAYLOR, D.W, 1948, *Fundamentals of Mechanics*. 1ed. Massachusetts, John Wiley and Sons.

TERZAGHI, K., 1943, *Theoretical Soil Mechanics*. 1ed. New York, John Wiley and sons.

TERZAGHI, K., 1955, "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", *Geotechnique*, Vol. 5 pp.297-326.

TERZAGHI, K., PECK, R.B., MESRI, G., 1991, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3 ed New York. John Wiley and sons.

TM 5-809-1, 1987 "Concrete Floor Slabs on Grade Subjected to Heavy Loads", Technical Manual, Headquarters, Departments of the Army and the Air Force, Washington D.C.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1949, "Technical Memo 3-286", U.S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

VAN DER VEEN, C., 1953, "The Bearing Capacity of a pile". In: Proceedings III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 84-90, Zurich.

VELLOSO, D.A., LOPES, F.R., 2010, *Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. 3 ed. São Paulo, Oficina de Textos.

VESIC A. B.,1961 "Bending of beams resting on isotropic solids", *Journal of the engineering Mechanics division, ASCE*, 87 (EM2), 35-53.

VESIC, A. B.,1961 "Beams on Elastic Subgrade and the Winkler a Hypothesis", *Proceedings, Vol.1, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

VESIC, A.S., 1975, "*Bearing Capacity of Shallow Foundations*". In: Winterkorn & Fang (eds), *Foundation Engineering Book*, 1 ed., chapter 3, New York, USA, Van Nostrand Reinhold.

Wesley, L.D, 2010, "*Fundamentals of soil mechanics for sedimentar and residual soils*". 1 ed. New York, John wiley and sons.

Apêndice I – Calibração e verificação dos equipamentos utilizados
- Frasco de Chapman



Figura A.1 – Frasco Chapman

Foram feitos estágios de volumes que anteriormente estavam marcados no frasco conforme a figura A.1. Para corrigir a massa específica da água pela temperatura utilizou-se a tabela disponível na NCh 1534/2 encontrada abaixo.

Tabela A.1 - Adaptado de NCh 1534/2

Temperatura (°C)	Massa específica (kg/m ³)
16	999,09
18	998,59
20	998,20
23	997,54
26	996,78
29	995,94

Assim, a partir de medidas feitas pela balança da marca Marte com precisão de 0,1 gf pode-se construir uma tabela de calibração encontrada abaixo.

Tabela A.2 – Tabela de calibração

Temperatura 26°C		
	Massa específica	Tara 227,4 gf
	996,78 gf/L	
Referência	Medido	Volume
200 ml	425,1 gf	198,3 ml
380 ml	605,4 gf	379,2 ml
390 ml	615,4 gf	389,3 ml
400 ml	625,5 gf	399,4 ml
410 ml	635,4 gf	409,3 ml
420 ml	645,9 gf	419,9 ml

Com efeito, o gráfico de calibração com o R^2 calculado encontra-se abaixo.

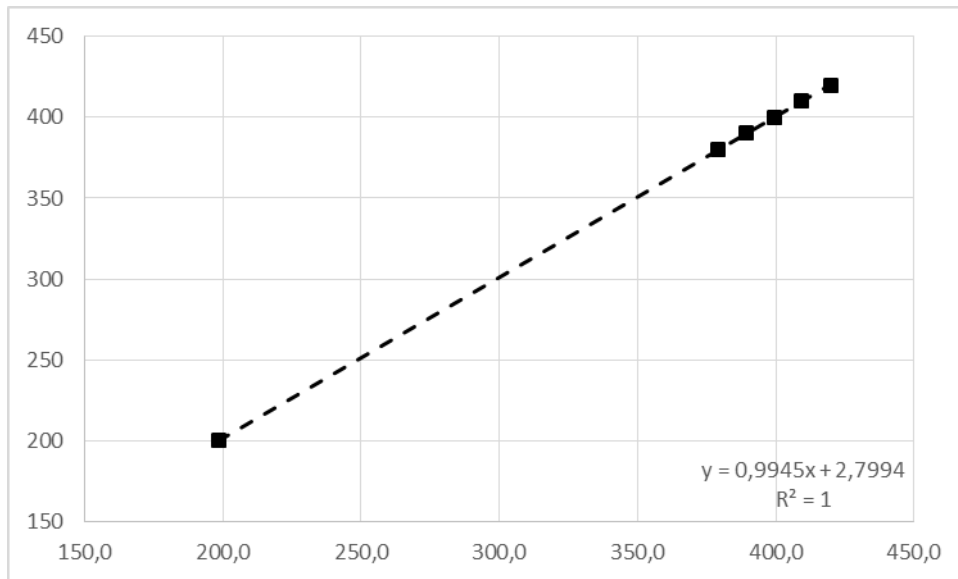


Figura A.2 - Gráfico de calibração

- Balde de aço

A calibração do balde de aço para a determinação do peso específico da areia passa por um sistema mais simples, onde o volume interno é preenchido com água com uma temperatura específica (A correção pela temperatura acompanha a tabela do item anterior), assim três ciclos foram feitos para o preenchimento da tabela abaixo.



Figura A.3 – Balde de aço durante a calibração

A calibração foi feita com auxílio de uma balança da marca BEL Engineering com uma precisão de 0,5 gf.

Tabela A.3 – Tabela de calibração do balde de aço

Temperatura 26°C	Massa específica 996,78 gf/L
------------------	---------------------------------

Peso (gf)	Volume (L)
9996,0	10,03

- Aparelho de Casagrande

A verificação desse aparelho ocorreu em duas etapas.

Na primeira etapa foi mensurado a quantidade de golpes dados a cada 10 segundos, pois verificar dois golpes por segundo é uma tarefa bastante complexa, ao aumentar o intervalo a precisão fica maior.



Figura A.4 – Aparelho de Casagrande durante a calibração

Foram feitos quatro ciclos de 10 segundos com um cronometro na marca Junso, em todos eles foram contados 19 golpes o que resulta em uma velocidade de 1,9 golpes por segundo, mensurar 0,1 golpes em um segundo não faz sentido para uma grandeza discreta. Então, a velocidade de 2 golpes por segundo é prescrita pela ABNT NBR 6459/2016 é atendida.

Na segunda etapa foi verificada a altura de queda na concha do aparelho com a ajuda de um paquímetro da marca Insize, foram feitas 4 medidas com uma variação de aproximadamente 45° entre elas e todas resultaram em exatos 10mm.



Figura A.5 – Medição do gabarito da altura de queda

- Dispositivo para o ensaio de rosca do limite de plasticidade



Figura A.6 – Aparelhos para o ensaio de plasticidade

A verificação desse aparelho é bem simples e talvez não mereça esse nome, pois a grandeza a ser mensurada é o diâmetro e o comprimento do gabarito. O diâmetro do gabarito foi mensurado com a ajuda de um paquímetro da marca Insize, foram feitas 4 medidas com uma variação de aproximadamente 45° entre elas e todas resultaram em exatos 3,18mm. E o comprimento foi medido com o mesmo paquímetro e a partir de três verificações, chegou-se a um comprimento médio de 8,0cm

Apêndice II – Dosagem do concreto

O método, apresentado por Rodrigues (1998) consiste em várias etapas:

1. Resistência do concreto

A resistência de cálculo é encontrada através da fórmula:

$$F_{c28} = F_{ck} + 1,65 \cdot Sd$$

Sd pode valer 4,0; 5,5 ou 7,0. Para as condições adotadas utilizou-se um Sd de 5,5.

Com a resistência calculada encontra-se através do ábaco de Abrams o fator a/c = 0,632.

2. Consumo dos materiais

a. Água

Tabela A.4 – Consumo de água

Consumo de água aproximado (l/m³)					
Abatimento (mm)	D _{máx} agregado graúdo (mm)				
	9,5	19,0	25,0	32,0	38,0
40 a 60	220	195	190	185	180
60 a 80	225	200	195	190	185
80 a 100	230	205	200	195	190

Para um abatimento de 90mm e um diâmetro máximo de 9,5mm o consumo é de 230l/m³.

b. Cimento

O cimento é calculado ao dividir o consumo de água pelo fator a/c. $C_b = 363,92 \text{ l/m}^3$.

c. Agregado graúdo

3. Tabela A.5 – Consumo de agregado graúdo

Módulo de finura	Dimensão Máxima (mm)				
	9,5	19,0	25,0	32,0	38,0
1,8	0,645	0,770	0,795	0,820	0,845
2,0	0,625	0,750	0,775	0,800	0,825
2,2	0,605	0,730	0,755	0,780	0,805
2,4	0,585	0,710	0,735	0,760	0,785
2,6	0,565	0,690	0,715	0,740	0,765
2,8	0,545	0,670	0,695	0,720	0,745
3,0	0,525	0,650	0,675	0,700	0,725
3,2	0,505	0,630	0,655	0,680	0,705
3,4	0,485	0,610	0,635	0,660	0,685
3,6	0,465	0,590	0,615	0,640	0,665

Com o módulo de finura do agregado miúdo e o diâmetro máximo do agregado graúdo encontra-se o consumo de brita. Então multiplica-se pela massa unitária da brita para achar o consumo em massa. $C_b = 1526 \times 0,565 = 862,19 \text{ L/m}^3$

d. Agregado miúdo

O consumo de agregado miúdo é determinado pela fórmula abaixo:

$$C_m = \gamma_m \times \left(1 - \left(\frac{C_c}{\gamma_c} + \frac{C_b}{\gamma_b} + \frac{C_a}{\gamma_a} \right) \right)$$

Onde

C_c , C_b e C_a são os consumos de cimento, brita e areia respectivamente.

γ_c , γ_b e γ_a são os pesos específicos do cimento, brita e água.

$$C_m = 2632 \cdot 0,284 = 747,432 \text{ L/m}^3$$

4. Apresentação do traço

O traço é apresentado ao dividir todos os consumos em relação ao consumo de cimento na forma de 1:1,53:1,765 (cimento, areia, brita) e o fator água/cimento de 0,632.

Apêndice III – Microscopia

Para uma melhor análise dos agregados foram realizadas microscopia com um dispositivo da marca NOVADIGITAL que tem capacidade de ampliar 1000x. Assim uma amostra do agregado miúdo e dois tipos dos mais predominantes dos agregados graúdos foram colocados à teste.

- Agregado miúdo



Figura A.7 – Agregado miúdo ampliado no microscópio

Percebe-se uma clara diferença de cores no agregado, isso deve-se ao processo de formação do mesmo e a sua petrografia. Tal característica pode não ter relação direta com a resistência do concreto, mas terá influência na durabilidade do mesmo.

- Agregados graúdos



Figura A.8 – Os dois tipos de brita mais presentes no volume comprado

Como ambos provém da mesma jazida percebe-se que apesar na clara diferença na cor do agregado, os minerais são os mesmos, o que muda é a quantidade de cada um no cascalho.

Apêndice IV – Todos os dados obtidos

- Granulometria do solo

	Peneira	Solo retido (gf)	Solo retido acumulado (gf)
Solo 0m	25,400	0	0
	19,100	0	0
	9,520	0	0
	6,700	0	0
	4,750	0	0
	3,350	0,053	0,053
	2,360	1,168	1,221
	2,000	2,941	4,162
	1,700	4,022	8,184
	1,180	11,652	19,836
	0,850	7,12	26,956
	0,600	7,325	34,281
	0,425	6,071	40,352
	0,300	4,692	45,044
	0,212	3,812	48,856
	0,150	2,934	51,79
	0,106	3,294	55,084
	0,075	2,934	58,018
	0,053	2,183	60,201
	<0,053	44,588	104,789

	Peneira	Solo retido (gf)	Solo retido acumulado (gf)
--	---------	------------------	----------------------------

Solo 0.5m	25,400	0	0
	19,100	0	0
	9,520	0	0
	6,700	0	0
	4,750	0	0
	3,350	0	0
	2,360	0,133	0,133
	2,000	0,426	0,559
	1,700	0,644	1,203
	1,180	3,434	4,637
	0,850	4,025	8,662
	0,600	6,236	14,898
	0,425	8,919	23,817
	0,300	9,139	32,956
	0,212	8,506	41,462
	0,150	7,214	48,676
	0,106	6,676	55,352
	0,075	5,446	60,798
	0,053	3,118	63,916
<0,053	26,3	90,261	

Solo 1.0m	Peneira	Solo retido (gf)	Solo retido acumulado (gf)
	25,400	0	0
	19,100	0	0
	9,520	0	0
	6,700	0	0

	4,750	0	0
	3,350	0	0
	2,360	0,117	0,117
	2,000	0,278	0,395
	1,700	0,46	0,855
	1,180	2,916	3,771
	0,850	3,365	7,136
	0,600	4,924	12,06
	0,425	6,118	18,178
	0,300	5,747	23,925
	0,212	5,169	29,094
	0,150	4,491	33,585
	0,106	4,364	37,949
	0,075	5,448	43,397
	0,053	2,951	46,348
	<0,053	40,3	86,662

- Densidade real dos grãos do solo

Picnometro	99,618	107,389	70,936
Picnometro + Solo seco	148,034	147,485	104,969
Picnometro + Solo + Água	383,386	390,274	345,536
Picnometro + Água	353,241	365,595	324,31
Solo seco	48,416	40,096	34,033
Água	253,623	258,206	253,374
Água deslocada	235,352	242,789	240,567
Densidade	2,650	2,601	2,657

Fator temperatura (25°C)	0,99635	0,99635	0,99635
Densidade real dos grãos	2,640	2,592	2,647

- Limite de plasticidade

LIMITE DE PLASTICIDADE						
Número da Cápsula		6	5	7	66	41
O S E P	Total Úmido	5,18	4,36	4,14	5,11	5,27
	Total Seco	4,95	4,15	3,95	4,89	5,06
	Cápsula	3,82	3,04	2,99	3,78	3,95
	Água	0,23	0,21	0,19	0,22	0,21
	Solo Seco	1,13	1,11	0,96	1,11	1,11
Umidade (%)		20,35	18,92	19,79	19,82	18,92
Limite de Plasticidade		19,56				

- Limite de Liquidez

LIMITE DE LIQUIDEZ											
Número de Golpes		51		40		30		20		12	
Número da Cápsula		40	11	50	24	44	13	2	38	22	20
O S E P	Total Úmido	10,06	10,55	9,70	10,66	10,38	9,83	10,61	10,42	10,16	9,93
	Total Seco	9,02	9,50	8,49	9,35	8,93	8,62	9,32	9,19	9,16	8,88
	Cápsula	6,63	7,09	5,85	6,51	5,92	6,10	6,80	6,80	7,33	6,94
	Água	1,04	1,05	1,21	1,31	1,45	1,21	1,29	1,23	1,00	1,05
	Solo Seco	2,39	2,41	2,64	2,84	3,01	2,52	2,52	2,39	1,83	1,94

Umidade (%)	43,5	43,6	45,8	46,1	48,2	48,0	51,2	51,5	54,6	54,1
Umidade Média (%)	43,5		46,0		48,1		51,3		54,4	

- Hilf

	CP1	CP2	CP3	CP4
Diâmetro	10,441	10,429	10,434	10,439
Área	85,62	85,423	85,505	85,592
Altura	11,586	11,639	11,630	11,573
Volume	991,993	994,238	994,423	990,533
Tara	1135,1	1172,5	1167,3	1135,2
Tara + solo	2778,4	2982,2	2877,4	2966,5
Solo	1643,3	1809,7	1710,1	1831,3
Massa específica úmida	1,7	1,8	1,7	1,8
Umidade	23%	25%	28%	20%
Massa específica seca	1,4	1,4	1,3	1,5

- Granulometria dos agregados

	Peneira	Solo retido (gf)	Solo retido acumulado (gf)
	Areia	25,400	0
19,100		0	0
9,520		0	0
6,700		0	0
4,750		0,227	0,227

	3,350	1,157	1,384
	2,360	1,28	2,664
	2,000	1,235	3,899
	1,700	2,252	6,151
	1,180	9,765	15,916
	0,850	10,737	26,653
	0,600	18,198	44,851
	0,425	21,207	66,058
	0,300	21,767	87,825
	0,212	17,392	105,217
	0,150	5,257	110,474
	0,106	0,653	111,127
	0,075	0,313	111,44
	0,053	0,075	111,515
	<0,053	0,022	111,537

	Peneira	Solo retido (gf)	Solo retido acumulado (gf)
	25,400	0	0
	19,100	0	0
	9,520	8,755	8,755
	6,700	34,443	43,198
Brita 0	4,750	34,148	77,346
	3,350	33,465	110,811
	2,360	15,229	126,04
	2,000	4,143	130,183
	1,700	2,856	133,039

	1,180	4,11	137,149
	0,850	1,921	139,07
	0,600	1,94	141,01
	0,425	1,791	142,801
	0,300	1,625	144,426
	0,212	1,456	145,882
	0,150	1,284	147,166
	0,106	0,703	147,869
	0,075	1,48	149,349
	0,053	0,61	149,959
	<0,053	0,0	149,959

- Densidade real dos grãos dos agregados

Picnometro	50,357	51,006	51,802
Picnometro + Solo seco	62,906	64,681	70,094
Picnometro + Solo + Água	159,914	163,957	168,079
Picnometro + Água	152,072	155,508	156,674
Solo seco	12,549	13,675	18,292
Água	101,715	104,502	104,872
Água deslocada	97,008	99,276	97,985
Densidade	2,666	2,617	2,656
Fator temperatura (25°C)	0,99635	0,99635	0,99635
Densidade real dos grãos	2,656	2,607	2,646

- Ensaio de compressão simples

Carga (tf)	Ar	Água	Solo
CP1	15,72	25,15	20,81
CP2	13,86	18,98	18,98
CP3	13,37	18,95	17,78

- Ensaio de tração indireta

Carga (tf)	Ar	Água	Solo
CP1	3,02	5,34	3,28
CP2	3,28	5,34	3,06
CP3	3,2	4,72	3,2

- Edométrico

Superfície						
Tempo (min)	Raiz (t(min))	Log (t(min))	Divisões	Varição (mm)	Altura do CP (mm)	Altura do CP (cm)
0	0		800,0		20	2
0,25	0,5	-0,602	634,0	1,660	18,340	1,834
0,5	0,707	-0,301	633,0	0,010	18,330	1,833
1	1	0	631,5	0,015	18,315	1,8315
2	1,414	0,301	630,0	0,015	18,300	1,83
4	2	0,602	629,0	0,010	18,290	1,829
8	2,828	0,903	628,0	0,010	18,280	1,828
15	3,873	1,176	627,0	0,010	18,270	1,827
30	5,477	1,477	626,0	0,010	18,260	1,826

60	7,746	1,778	625,0	0,010	18,250	1,825
120	10,954	2,079	624,0	0,010	18,240	1,824
240	15,492	2,38	622,5	0,015	18,225	1,8225
480	21,909	2,681	621,5	0,010	18,215	1,8215
960	30,984	2,982	620,5	0,010	18,205	1,8205
1440	37,947	3,158	619,0	0,015	18,190	1,819
2880	53,666	3,459	618,0	0,010	18,180	1,818
7703,21 6667	87,768	3,887	615,5	0,025	18,155	1,8155
9029,21 6667	95,022	3,956	615,0	0,005	18,150	1,815

50 cm						
Tempo (min)	Raiz (t(min))	Log (t(min))	Divisões	Varição (mm)	Altura do CP (mm)	Altura do CP (cm)
0	0		900,0		20	2
0,25	0,5	-0,602	741,0	1,590	18,410	1,841
0,5	0,707	-0,301	740,0	0,010	18,400	1,84
1	1	0	739,0	0,010	18,390	1,839
2	1,414	0,301	738,5	0,005	18,385	1,8385
4	2	0,602	738,0	0,005	18,380	1,838
8	2,828	0,903	737,0	0,010	18,370	1,837
15	3,873	1,176	736,5	0,005	18,365	1,8365
30	5,477	1,477	736,0	0,005	18,360	1,836
60	7,746	1,778	735,0	0,010	18,350	1,835
120	10,954	2,079	734,0	0,010	18,340	1,834
240	15,492	2,38	733,0	0,010	18,330	1,833

480	21,909	2,681	732,5	0,005	18,325	1,8325
960	30,984	2,982	731,5	0,010	18,315	1,8315
1440	37,947	3,158	729,5	0,020	18,295	1,8295
2880	53,666	3,459	728,5	0,010	18,285	1,8285
7676,96 6667	87,618	3,885	726,0	0,025	18,260	1,826
9002,96 6667	94,884	3,954	725,0	0,010	18,250	1,825

- Cisalhamento Direto

	Tensão normal	Tensão cisalhante máxima	Peso	Área	Deslocamento
CP1	5	75	1,25	24,3	0,14
CP2	465	330	100	21,5	0,7
CP3	908	540	200	22,02	0,596

- Prova de carga

A constante da carga é de 2,011 kgf/div e de deslocamento é de 0,01 mm/div.

Placa de 26 cm

	Carga	Carga t=1	Deslocamento esquerdo	Deslocamento direito	Deslocamento esquerdo tempo = 1 min	Deslocamento direito tempo =1 min
Zero	0	0	36	39	36	39
1	52	50	1	44	1	46,5
2	120	115	7	54	16	60
3	110	110	34,5	91	34,5	91
4	160	151	46	102	50,5	108

5	199	190	66	123,5	69,5	125
6	251	245	84	134	92,5	148
7	300	290	107	152,5	115	164
8	350	354	126	172	135	180
9	403	391	149,5	189	157	199,5
10	454	447	171	212	181,5	218,5
11	510	495	192	233	205,5	240
11	545	535	210	246	219,5	255
12	606	598	235	270	245	278,5
13	653	638	258	291	263	294,5
14	720	708	280,5	311	291	324
15	758	750	297	331	308	336
16	800	790	315	348	329	350
17	855	845	335	355	345	370
18	914	895	357,5	386	367,5	398,5
19	953	940	371	408	384	411
20	1005	993	410	434	406	437,5
21	1072	1058	413	449	426	458
22	1110	1100	428	466	450	480
23	1150	1138	456	485,5	465	492
24	1208	1192	466	509	494	518
25	1260	1245	510	541,5	517	551
26	1310	1290	534	567	559	573,5
27	1360	1340	561	583	574	591
28	1403	1386	566	604	603	616
29	1455	1440	610	625	630	639

30	1505	1500	658	666	682	676
31	1550	1545	735	710	741	714
32	1600	1590	824	791	830	791
33	1660	1645	894	867	900	860
34	1810	1900	985,5	918,5	1010,5	960

	Carga	Deslocamento esquerdo	Deslocamento direito	Deslocamento esquerdo tempo = 1 min	Deslocamento direito tempo = 1 min
Zero	982	679,5	712	679,5	712
1	1000	651	682	651	681
2	1050	604	625	602	622
3	1100	541	542	551	544
4	1155	440,5	409	440,5	406
5	1190	390	339,5	392,5	341
6	1250	347,5	285	347	283
7	1285	267	197	274	200
8	1345	168	115	181	118
9	1390	130	79,5	139	81,5
10	1448	60	31	71	29
11	1500	30	9	31	9
11	1475	1024	1062	1026	1065,5
12	1550	975	1027	975	1022
13	1605	925	978	921,5	969
14	0	1042	1153,5	1042	1153,5

Apêndice V – Cálculos

Capacidades de carga sem redução

	Q _{ult}	Q _c	Q _q	Q _y	ç _c	c	N _c	ç _q	q	N _q	ç	γ	B/2	N _γ
Terzaghi (1943)	3176,922	3042	125,16	9,76248	1,3	78	30	1	8,344	15	0,3	16,688	0,13	15
Vesic (1975)	3082,107	2897,023	166,2496	18,83463	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	14,46965
Vesic (1975) + Biarez (1961)	3080,224	2897,023	166,2496	16,95116	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	13,02269
Vesic (1975) + Meyerhof (1963)	3077,609	2897,023	166,2496	14,33651	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	11,01399
Vesic (1975) + Booker (1969)	3075,813	2897,023	166,2496	12,54057	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	9,634257
Vesic (1975) + Hansen (1970)	3077,398	2897,023	166,2496	14,12597	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	10,85224
Vesic (1975) + Michalowski (1997)	3080,525	2897,023	166,2496	17,25234	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	13,25407
Vesic (1975) + Hijaj et. Al. (2005)	3074,911	2897,023	166,2496	11,63863	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	8,94135
Vesic (1975) + Martin (2005)	3076,524	2897,023	166,2496	13,25171	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	10,18059

- Capacidades de carga com redução de terzaghi

	Q _{ult}	Q _c	Q _q	Q _y	ç _c	c	N _c	ç _q	q	N _q	ç	γ	B/2	N _γ
Terzaghi (1943)	1215,034	1149,2	62,58	3,25416	1,3	52	17	1	8,344	7,5	0,3	16,688	0,13	5
Vesic (1975)	1077,662	1008,458	63,31115	5,892802	1,412519	52	13,72967	1,339684	8,344	5,663744	0,6	16,688	0,13	4,52713
Vesic (1975) + Biarez (1961)	1077,072	1008,458	63,31115	5,303522	1,412519	52	13,72967	1,339684	8,344	5,663744	0,6	16,688	0,13	4,074417
Vesic (1975) + Meyerhof (1963)	1076,049	1008,458	63,31115	4,280627	1,412519	52	13,72967	1,339684	8,344	5,663744	0,6	16,688	0,13	3,288581
Vesic (1975) + Booker (1969)	1074,923	1008,458	63,31115	3,153908	1,412519	52	13,72967	1,339684	8,344	5,663744	0,6	16,688	0,13	2,422981
Vesic (1975) + Hansen (1970)	1076,188	1008,458	63,31115	4,419601	1,412519	52	13,72967	1,339684	8,344	5,663744	0,6	16,688	0,13	3,395347
Vesic (1975) + Michalowski (1997)	1076,606	1008,458	63,31115	4,836974	1,412519	52	13,72967	1,339684	8,344	5,663744	0,6	16,688	0,13	3,715993
Vesic (1975) + Hijaj et. Al. (2005)	1074,793	1008,458	63,31115	3,024276	1,412519	52	13,72967	1,339684	8,344	5,663744	0,6	16,688	0,13	2,323392
Vesic (1975) + Martin (2005)	1075,77	1008,458	63,31115	4,001604	1,412519	52	13,72967	1,339684	8,344	5,663744	0,6	16,688	0,13	3,074222

- Capacidades de carga com redução de Vesic com I_r

	Q _{ult}	Q _c	Q _q	Q _y	ç _c	c	N _c	ç _q	q	N _q	ç	γ	B/2	N _γ
Terzaghi (1943)	1215,034	1149,2	62,58	3,25416	1,3	52	17	1	8,344	7,5	0,3	16,688	0,13	5
Vesic (1975)	3082,107	2897,023	166,2496	18,83463	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	14,46965
Vesic (1975) + Biarez (1961)	3080,224	2897,023	166,2496	16,95116	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	13,02269
Vesic (1975) + Meyerhof (1963)	3077,609	2897,023	166,2496	14,33651	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	11,01399
Vesic (1975) + Booker (1969)	3075,813	2897,023	166,2496	12,54057	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	9,634257
Vesic (1975) + Hansen (1970)	3077,398	2897,023	166,2496	14,12597	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	10,85224
Vesic (1975) + Michalowski (1997)	3080,525	2897,023	166,2496	17,25234	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	13,25407
Vesic (1975) + Hijaj et. Al. (2005)	3074,911	2897,023	166,2496	11,63863	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	8,94135
Vesic (1975) + Martin (2005)	3076,524	2897,023	166,2496	13,25171	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	10,18059

- Capacidades de carga com redução de Vesic com I_{r,crit}

	Q _{ult}	Q _c	Q _q	Q _y	ç _c	c	N _c	ç _q	q	N _q	ç	γ	B/2	N _γ
Terzaghi (1943)	1215,034	1149,2	62,58	3,25416	1,3	52	17	1	8,344	7,5	0,3	16,688	0,13	5
Vesic (1975)	3081,87	2896,799	166,2377	18,83328	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	14,46965
Vesic (1975) + Biarez (1961)	3079,986	2896,799	166,2377	16,94995	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	13,02269
Vesic (1975) + Meyerhof (1963)	3077,372	2896,799	166,2377	14,33548	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	11,01399
Vesic (1975) + Booker (1969)	3075,576	2896,799	166,2377	12,53967	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	9,634257
Vesic (1975) + Hansen (1970)	3077,161	2896,799	166,2377	14,12496	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	10,85224
Vesic (1975) + Michalowski (1997)	3080,287	2896,799	166,2377	17,25111	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	13,25407
Vesic (1975) + Hijaj et. Al. (2005)	3074,674	2896,799	166,2377	11,6378	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	8,94135
Vesic (1975) + Martin (2005)	3076,287	2896,799	166,2377	13,25076	1,551293	78	23,94217	1,509525	8,344	13,19915	0,6	16,688	0,13	10,18059

- Hetenyi

Norma	Módulo de elasticidade	Teoria	Kv	Rigidez	Momento		Cortante	
					Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
NBR	27270	DAAF	41,7	0,435101	293,4104	-1764,16	1568,362	-1568,36
		Terzaghi	108,6692	0,552819	443,6687	-1689,16	1606,563	-1606,56
		Vesic	100,2092	0,541731	432,0432	-1695,89	1603,542	-1603,54
		Biot	106,8061	0,550434	441,2166	-1690,6	1605,925	-1605,92
		Bowles	108,8662	0,55307	443,9247	-1689,01	1606,63	-1606,63
		Boussinesq	138,6128	0,587499	476,3158	-1668,56	1615,171	-1615,17
		Medido	98,73317	0,539725	429,8807	-1697,11	1602,981	-1602,98
		DAAF	41,7	0,435101	293,4104	-1764,16	1568,362	-1568,36
		Terzaghi	201,8143	0,645349	518,9859	-1635,27	1626,859	-1626,86
		Vesic	181,8925	0,628797	508,1829	-1644,71	1623,834	-1623,83
		Biot	206,0137	0,64868	521,0328	-1633,38	1627,439	-1627,44
		Bowles	202,1802	0,645641	519,1671	-1635,11	1626,911	-1626,91
		Boussinesq	257,4238	0,685834	541,1688	-1612,25	1633,287	-1633,29
		Medido	86,18671	0,521695	475,9873	-1668,79	1615,083	-1615,08
		ACI	22890	DAAF	41,7	0,45457	321,7245	-1751,36
Terzaghi	108,6692			0,577555	467,5236	-1674,4	1612,831	-1612,83
Vesic	100,2092			0,56597	456,7078	-1681,27	1609,976	-1609,98
Biot	106,8061			0,575063	465,2499	-1675,88	1612,229	-1612,23
Bowles	108,8662			0,577816	467,7607	-1674,25	1612,894	-1612,89
Boussinesq	138,6128			0,613786	475,9873	-1668,79	1615,083	-1615,08
Medido	98,73317			0,563874	454,6844	-1682,52	1609,445	-1609,44

		DAAF	41,7	0,45457	321,7245	-1751,36	1575,468	-1575,47
		Terzaghi	201,8143	0,674224	535,3885	-1618,86	1631,578	-1631,58
		Vesic	181,8925	0,656931	525,9256	-1628,69	1628,835	-1628,83
		Biot	206,0137	0,677705	537,1683	-1616,88	1632,101	-1632,1
		Bowles	202,1802	0,67453	475,9873	-1668,79	1615,083	-1615,08
		Boussinesq	257,4238	0,71652	554,4022	-1594,7	1637,327	-1637,33
		Medido	86,18671	0,545038	435,5678	-1693,87	1604,457	-1604,46
		DAAF	41,7	0,419396	270,0545	-1774,47	1562,516	-1562,52
		Terzaghi	108,6692	0,532865	475,9873	-1668,79	1615,083	-1615,08
		Vesic	100,2092	0,522177	410,1556	-1707,94	1597,894	-1597,89
		Biot	106,8061	0,530566	419,7663	-1702,74	1600,367	-1600,37
		Bowles	108,8662	0,533106	422,6111	-1701,17	1601,101	-1601,1
		Boussinesq	138,6128	0,566293	457,0181	-1681,08	1610,058	-1610,06
		Medido	98,73317	0,520243	407,894	-1709,15	1597,313	-1597,31
CEB	31590	DAAF	41,7	0,419396	270,0545	-1774,47	1562,516	-1562,52
		Terzaghi	201,8143	0,622054	503,4712	-1648,57	1622,531	-1622,53
		Vesic	181,8925	0,6061	491,5724	-1657,75	1619,278	-1619,28
		Biot	206,0137	0,625265	505,7381	-1646,73	1623,157	-1623,16
		Bowles	202,1802	0,622336	503,6718	-1648,41	1622,587	-1622,59
		Boussinesq	257,4238	0,661078	528,2906	-1626,33	1629,514	-1629,51
		Medido	86,18671	0,502864	386,8004	-1720,09	1591,922	-1591,92
		DAAF	41,7	0,439729	300,2136	-1761,12	1570,069	-1570,07
		Terzaghi	108,6692	0,558699	449,5996	-1685,62	1608,112	-1608,11
		Vesic	100,2092	0,547493	438,1547	-1692,38	1605,128	-1605,13
		Biot	106,8061	0,556289	447,1883	-1687,07	1607,482	-1607,48
		Bowles	108,8662	0,558952	449,8512	-1685,47	1608,178	-1608,18
BS	26140							

		Boussinesq	138,6128	0,593748	481,6118	-1664,91	1616,589	-1616,59
		Medido	98,73317	0,545465	436,0206	-1693,61	1604,574	-1604,57
		DAAF	41,7	0,439729	300,2136	-1761,12	1570,069	-1570,07
		Terzaghi	201,8143	0,652213	523,1583	-1631,37	1628,044	-1628,04
		Vesic	181,8925	0,635485	512,6767	-1640,89	1625,086	-1625,09
		Biot	206,0137	0,65558	525,1411	-1629,45	1628,61	-1628,61
		Bowles	202,1802	0,652508	523,334	-1631,2	1628,094	-1628,09
		Boussinesq	257,4238	0,693128	544,5767	-1608,1	1634,309	-1634,31
		Medido	86,18671	0,527244	415,9998	-1704,79	1599,396	-1599,4
		DAAF	41,7	0,489666	369,8906	-1728,52	1587,628	-1587,63
		Terzaghi	108,6692	0,622146	503,5363	-1648,52	1622,549	-1622,55
		Vesic	100,2092	0,609667	494,3258	-1655,69	1620,026	-1620,03
		Biot	106,8061	0,619462	501,6101	-1650,06	1622,019	-1622,02
		Bowles	108,8662	0,622428	503,7368	-1648,36	1622,604	-1622,6
		Boussinesq	138,6128	0,661175	528,3453	-1626,27	1629,53	-1629,53
		Medido	98,73317	0,607409	492,5895	-1656,99	1619,554	-1619,55
Medido	17000	DAAF	41,7	0,489666	300,2136	-1761,12	1570,069	-1570,07
		Terzaghi	201,8143	0,726279	558,0309	-1589,08	1638,474	-1638,47
		Vesic	181,8925	0,707651	550,8688	-1599,79	1636,228	-1636,23
		Biot	206,0137	0,730028	559,3551	-1586,91	1638,898	-1638,9
		Bowles	202,1802	0,726608	558,1487	-1588,89	1638,512	-1638,51
		Boussinesq	257,4238	0,771841	571,688	-1562,41	1643,026	-1643,03
		Medido	86,18671	0,587118	475,9873	-1668,79	1615,083	-1615,08

- FTOOL

Norma	Módulo de elasticidade	Teoria	Kv	Rigidez	Tipo de rigidez	Momento		Cortante	
						Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
NBR	27270	DAAF	41,7	0,435101	Rigidez baixa	426,7	-1847,1	1635,6	-1635,6
		Terzaghi	108,6692	0,552819	Rigidez baixa	580,2	-1665	1670,5	-1670,5
		Vesic	100,2092	0,541731	Rigidez baixa	572,4	-1681,2	1668,9	-1668,9
		Biot	106,8061	0,550434	Rigidez baixa	578,6	-1668,5	1670,1	-1670,1
		Bowles	108,8662	0,55307	Rigidez baixa	580,4	-1664,7	1670,5	-1670,5
		Boussinesq	138,6128	0,587499	Rigidez baixa	598,5	-1615	1673,4	-1673,4
		Medido	98,73317	0,539725	Rigidez baixa	570,9	-1684,2	1668,6	-1668,6
		DAAF	41,7	0,435101	Rigidez baixa	426,7	-1847,1	1635,6	-1635,6
		Terzaghi	201,8143	0,645349	Rigidez baixa	611,9	-1533,4	1673	-1673
		Vesic	181,8925	0,628797	Rigidez baixa	609,9	-1556,5	1673,7	-1673,7
		Biot	206,0137	0,64868	Rigidez baixa	612,1	-1528,8	1672,8	-1672,8
		Bowles	202,1802	0,645641	Rigidez baixa	611,2	-1533	1673	-1673
		Boussinesq	257,4238	0,685834	Rigidez baixa	611,3	-1477,9	1669,2	-1669,2
		Medido	86,18671	0,521695	Rigidez baixa	555,5	-1710,8	1665,4	-1665,4
ACI	22890	DAAF	41,7	0,45457	Rigidez baixa	465,4	-1814,6	1644,7	-1644,7
		Terzaghi	108,6692	0,577555	Rigidez baixa	594,1	-1629,3	1672,8	-1672,8
		Vesic	100,2092	0,56597	Rigidez baixa	588,2	-1646	1671,9	-1671,9
		Biot	106,8061	0,575063	Rigidez baixa	592,9	-1632,9	1672,7	-1672,7
		Bowles	108,8662	0,577816	Rigidez baixa	594,2	-1628,9	1672,9	-1672,9
		Boussinesq	138,6128	0,613786	Rigidez baixa	606,9	-1577,7	1674	-1674
		Medido	98,73317	0,563874	Rigidez baixa	587	-1649	1671,7	-1671,7
		DAAF	41,7	0,45457	Rigidez baixa	465,4	-1814,6	1644,7	-1644,7
		Terzaghi	201,8143	0,674224	Rigidez baixa	612,2	-1493,7	1670,5	-1670,5
		Vesic	181,8925	0,656931	Rigidez baixa	612,5	-1517,4	1672,2	-1672,2

		Biot	206,0137	0,677705	Rigidez baixa	612	-1489	1670,2	-1670,2
		Bowles	202,1802	0,67453	Rigidez baixa	612,2	-1493,3	1670,5	-1670,5
		Boussinesq	257,4238	0,71652	Rigidez baixa	606,3	-1437	1664,6	-1664,6
		Medido	86,18671	0,545038	Rigidez baixa	574,9	-1676,4	1669,4	-1669,4
CEB	31590	DAAF	41,7	0,419396	Rigidez baixa	390,3	-1874,5	1626,9	-1626,9
		Terzaghi	108,6692	0,532865	Rigidez baixa	565,4	-1694,3	1667,5	-1667,5
		Vesic	100,2092	0,522177	Rigidez baixa	558,3	-1706,2	1666	-1666
		Biot	106,8061	0,530566	Rigidez baixa	563,5	-1697,7	1667,1	-1667,1
		Bowles	108,8662	0,533106	Rigidez baixa	565,6	-1693,9	1667,5	-1667,5
		Boussinesq	138,6128	0,566293	Rigidez baixa	588,4	-1645,5	1671,9	-1671,9
		Medido	98,73317	0,520243	Rigidez baixa	554,1	-1713	1665,1	-1665,1
		DAAF	41,7	0,419396	Rigidez baixa	390,3	-1874,5	1626,9	-1626,9
		Terzaghi	201,8143	0,622054	Rigidez baixa	608,7	-1566	1673,9	-1673,9
		Vesic	181,8925	0,6061	Rigidez baixa	604,9	-1588,5	1674	-1674
		Biot	206,0137	0,625265	Rigidez baixa	609,3	-1561,5	1673,8	-1673,8
		Bowles	202,1802	0,622336	Rigidez baixa	608,8	-1565,6	1673,9	-1673,9
		Boussinesq	257,4238	0,661078	Rigidez baixa	612,5	-1511,7	1671,8	-1671,8
		Medido	86,18671	0,502864	Rigidez baixa	535,9	-1739	1661	-1661
		BS	26140	DAAF	41,7	0,439729	Rigidez baixa	436,5	-1839,2
Terzaghi	108,6692			0,558699	Rigidez baixa	583,9	-1656,5	1671,1	-1671,1
Vesic	100,2092			0,547493	Rigidez baixa	576,6	-1672,8	1669,8	-1669,8
Biot	106,8061			0,556289	Rigidez baixa	582,5	-1660	1670,9	-1670,9
Bowles	108,8662			0,558952	Rigidez baixa	584,1	-1656,1	1671,2	-1671,2
Boussinesq	138,6128			0,593748	Rigidez baixa	600,9	-1606,1	1673,7	-1673,7
Medido	98,73317			0,545465	Rigidez baixa	575,2	-1675,8	1669,5	-1669,5
DAAF	41,7			0,439729	Rigidez baixa	436,5	-1839,2	1637,9	-1637,9

		Terzaghi	201,8143	0,652213	Rigidez baixa	612,3	-1523,9	1672,5	-1672,5
		Vesic	181,8925	0,635485	Rigidez baixa	610,9	-1547,2	1673,5	-1673,5
		Biot	206,0137	0,65558	Rigidez baixa	612,4	-1519,3	1672,3	-1672,3
		Bowles	202,1802	0,652508	Rigidez baixa	612,3	-1523,5	1672,5	-1672,5
		Boussinesq	257,4238	0,693128	Rigidez baixa	610,4	-1468,4	1668,2	-1668,2
		Medido	86,18671	0,527244	Rigidez baixa	560,6	-1702,6	1666,5	-1666,5
Medido	17000	DAAF	41,7	0,489666	Rigidez baixa	519,8	-1759,2	1657,4	-1657,4
		Terzaghi	108,6692	0,622146	Rigidez baixa	608,8	-1565,8	1673,9	-1673,9
		Vesic	100,2092	0,609667	Rigidez baixa	605,9	-1583,5	1674	-1674
		Biot	106,8061	0,619462	Rigidez baixa	608,2	-1569,6	1674	-1674
		Bowles	108,8662	0,622428	Rigidez baixa	608,8	-1565,5	1673,9	-1673,9
		Boussinesq	138,6128	0,661175	Rigidez baixa	612,5	-1511,6	1671,8	-1671,8
		Medido	98,73317	0,607409	Rigidez baixa	605,2	-1586,7	1674	-1674
		DAAF	41,7	0,489666	Rigidez baixa	519,8	-1759,2	1657,4	-1657,4
		Terzaghi	201,8143	0,726279	Rigidez baixa	604,1	-1424,2	1662,9	-1662,9
		Vesic	181,8925	0,707651	Rigidez baixa	608,1	-1448,7	1666,1	-1666,1
		Biot	206,0137	0,730028	Rigidez baixa	603,1	-1419,3	1662,2	-1662,2
		Bowles	202,1802	0,726608	Rigidez baixa	604	-1423,7	1662,8	-1662,8
		Boussinesq	257,4238	0,771841	Rigidez baixa	589,2	-1365,9	1653,2	-1653,2
		Medido	86,18671	0,587118	Rigidez baixa	598,3	-1615,6	1673,4	-1673,4

Apendice VI – Índice de rigidez do solo

Vesic (1975) propõe que o modo de ruptura do solo se altera conforme a rigidez do solo expressa pela equação a seguir:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \tan \varphi}$$

Essa ponderação é válida quando I_r é menor que $I_{r,crit}$ expresso por:

$$I_{r,crit} = 0,5e^{\left\{ (3,3 - 0,45B/L) \cot(45^\circ - \varphi/2) \right\}}$$

Neste trabalho utilizou-se o I_r e o $I_{r,crit}$ para ponderar a capacidade de carga independente dos seus valores, porém se os índices calculados superassem a unidade, o valor seria mantido em 1.

$$c_q = c_\gamma = e^{\left\{ [(-4,4 + 0,6B/L) \tan \varphi] + \left[\frac{3,07 \sin \varphi \log 2I_r}{1 + \sin \varphi} \right] \right\}}$$

$$c_c = c_q - \frac{1 - c_q}{N_c \tan \varphi}$$

Para valores de I_r : $C_q = C_\gamma = C_c = 1$

Já para valores de $I_{r,crit}$: $C_q = C_\gamma = 0,999928$ e $C_c = 0,999923$