

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Mauricio Vogt

**ESTUDO VOLTADO À OBTENÇÃO DE UMA CORRELAÇÃO SEMI-EMPÍRICA  
ENTRE A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES RASAS E OS  
RESULTADOS DO ENSAIO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (DCP)**

Santa Cruz do Sul

2020

Mauricio Vogt

**ESTUDO VOLTADO À OBTENÇÃO DE UMA CORRELAÇÃO SEMI-EMPÍRICA  
ENTRE A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES RASAS E OS  
RESULTADOS DO ENSAIO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (DCP)**

Trabalho de conclusão apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul

2020

*Ao meu pai Euclides, minha mãe Marli e  
minha irmã Claudia.*

## RESUMO

Os dimensionamentos geotécnico e estrutural das fundações constituem-se como um dos mais importantes aspectos do projeto de uma edificação. Para a realização de tais é necessário um bom conhecimento do solo em que a estrutura se apoiará, bem como de seus parâmetros de resistência. Visando contribuir com a busca de um processo simplificado de cálculo para a capacidade de suporte do solo para fundações rasas, este trabalho teve como propósito a obtenção de uma correlação entre a tensão admissível calculada pelo método consagrado de Terzaghi com o índice de penetração do solo, obtido através da realização de ensaio DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*). Devido às limitações do equipamento, uma vez que esse penetra aproximadamente 0,8 m, limitando o bulbo de tensões em 1 metro, as dimensões da sapata foram limitadas em 0,6 m. Inicialmente buscaram-se estudos que realizaram tal correlação, ou que dispusessem de tais informações para que fosse possível realizar a correlação proposta, sendo encontrados 39 dados. Para a amostragem analisada, foram realizadas coletas de amostras de solo, tanto indeformada quanto deformada, em um terreno localizado no município de Sinimbu – RS. Utilizadas, respectivamente, para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, através do ensaio de cisalhamento direto, e para ensaios de caracterização do solo e posterior classificação do material de acordo com sua granulometria. Nas proximidades da região de coleta do bloco indeformado e mesma profundidade, foram executados ensaios DCP, para a determinação do valor do índice de penetração (DN) da camada. Com a correlação proposta, foi realizada a comparação da tensão admissível obtida, com a calculada pela equação de Terzaghi, sendo de 76,84 e 73,66 kPa, respectivamente, obtendo-se uma diferença de 4,1 %, comprovando a validade da correlação para a amostragem analisada.

**Palavras-chave:** Fundações superficiais; Parâmetros de resistência; Tensão admissível; DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*).

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ciclo de Formação das Rochas .....	12
Figura 2 - Exemplo de curva de distribuição granulométrica .....	15
Figura 3 - Limites de Atterberg .....	16
Figura 4 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto.....	20
Figura 5 - Esquema do ensaio de compressão triaxial.....	21
Figura 6 - Equipamento DCP .....	23
Figura 7 - Modelo de planilha para uso em ensaio DCP .....	24
Figura 8 - Mecanismo de ruptura de base.....	30
Figura 9 - Principais tipos de fundações superficiais.....	31
Figura 10 - Modos de ruptura do solo .....	33
Figura 11 – Ábaco para definição do tipo de ruptura.....	33
Figura 12 - Ábaco para determinação dos fatores de carga.....	36
Figura 13 - Vista frontal do terreno estudado .....	40
Figura 14 – Localização geográfica do local estudado na zona urbana do Município de Sinimbu – RS .....	40
Figura 15 - Situação do local estudado no mapa geológico do Estado do RS..	41
Figura 17 - Abertura da trincheira 2.....	43
Figura 18 - Bloco indeformado.....	43
Figura 19 - Aplicação da parafina no bloco .....	44
Figura 20 - Equipamento DCP utilizado.....	45
Figura 21 - Execução do ensaio DCP .....	45
Figura 22 - Processo de peneiramento fino .....	47
Figura 23 - Processo de sedimentação .....	47
Figura 24 – Ensaio do limite de liquidez (LL).....	49
Figura 25 - Ensaio do limite de plasticidade (LP) .....	49
Figura 26 - Cisalhamento da amostra.....	50
Figura 27 – Tensão Admissível x Índice de Penetração .....	54
Figura 28 - Tensão Admissível x Índice de Penetração – Ajustado.....	58
Figura 29 - Ensaio DCP .....	59
Figura 30 - Ensaio DCP 1 .....	60
Figura 31 - Ensaio DCP 2.....	60
Figura 32 - Ensaio DCP 3.....	61
Figura 33 - Ensaio DCP 4.....	61

<b>Figura 34- Curva granulométrica .....</b>	<b>62</b>
<b>Figura 35 - Tensão cisalhante x Deformação horizontal.....</b>	<b>64</b>
<b>Figura 36 - Envoltória de ruptura (Tensão cisalhante x Tensão normal) .....</b>	<b>65</b>
<b>Figura 37 - Nova correlação Tensão Admissível x Índice de Penetração .....</b>	<b>67</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação dos solos quanto à plasticidade (IP) .....	17
Tabela 2 - Índices de Atterberg para solos brasileiros .....	17
Tabela 3 - Estudos correlacionando DN com resistência do solo .....	27
Tabela 4 - Fatores de segurança para fundações superficiais.....	35
Tabela 5 - Fatores de forma.....	36
Tabela 6 - Tensão admissível do solo obtida pelo Método de Terzaghi.....	53
Tabela 7 - Cálculos dos ajustes propostos.....	56
Tabela 8 - Novo conjunto de dados utilizado.....	57
Tabela 9 - Índice de penetração (DN).....	62
Tabela 10 - Caracterização do solo.....	63
Tabela 11 - Índices físicos e parâmetros de resistência do solo .....	65
Tabela 12- Valores de tensão admissível do solo .....	66

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>9</b>
<b>1.1</b>	<b>Área e limitação do tema</b> .....	<b>10</b>
<b>1.2</b>	<b>Justificativa</b> .....	<b>11</b>
<b>1.3</b>	<b>Objetivos</b> .....	<b>11</b>
<b>1.3.1</b>	<b>Objetivo geral</b> .....	<b>11</b>
<b>1.3.2</b>	<b>Objetivos específicos</b> .....	<b>11</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1</b>	<b>Origem do solo</b> .....	<b>12</b>
<b>2.2</b>	<b>Caracterização dos Solos</b> .....	<b>14</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Análise granulométrica</b> .....	<b>14</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Limites de Atterberg</b> .....	<b>15</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Peso específico dos grãos</b> .....	<b>17</b>
<b>2.3</b>	<b>Resistência ao Cisalhamento dos Solos</b> .....	<b>18</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Tipos de ensaios para determinação da resistência dos solos</b> .....	<b>19</b>
<b>2.3.1.1</b>	<b>Ensaio de cisalhamento direto</b> .....	<b>19</b>
<b>2.3.1.2</b>	<b>Compressão triaxial</b> .....	<b>20</b>
<b>2.3.1.3</b>	<b>Compressão simples</b> .....	<b>22</b>
<b>2.4</b>	<b>Cone de penetração ou DCP (<i>Dynamic Cone Penetrometer</i>)</b> .....	<b>22</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Equipamento e método de ensaio</b> .....	<b>22</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Índice de penetração (DN)</b> .....	<b>25</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Registros de estudos que correlacionam resultados de DCP com resistência do solo</b> .....	<b>25</b>
<b>2.5</b>	<b>Fundações</b> .....	<b>29</b>
<b>2.5.1</b>	<b>Tipos de fundações</b> .....	<b>29</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Fundações superficiais</b> .....	<b>30</b>
<b>2.6</b>	<b>Capacidade de carga de fundações superficiais</b> .....	<b>32</b>
<b>2.6.1</b>	<b>Tensões de ruptura, admissível e resistente de projeto</b> .....	<b>33</b>
<b>2.6.2</b>	<b>Método de Terzaghi</b> .....	<b>35</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>38</b>
<b>3.1</b>	<b>Obtenção da correlação entre tensão admissível e DN</b> .....	<b>38</b>
<b>3.2</b>	<b>Atividades de campo</b> .....	<b>39</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Caracterização física, geológica e geomorfológica do local estudado</b>	



3.2.2	Abertura de trincheiras e coleta de amostras .....	42
3.2.3	Ensaio DCP.....	44
3.3	Ensaio de laboratório .....	46
3.3.1	Análise granulométrica .....	46
3.3.2	Limites de Atterberg .....	48
3.3.3	Ensaio de cisalhamento direto .....	50
3.4	Cálculo da capacidade de carga do solo em estudo .....	51
3.5	Conclusões.....	51
4	APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	52
4.1	Modelo de cálculo (tensão admissível <i>versus</i> número de golpes) ....	52
4.2	Ensaio DCP.....	58
4.3	Caracterização do solo.....	62
4.4	Resistência ao cisalhamento do solo .....	64
4.5	Cálculo da capacidade de carga pela equação obtida .....	66
5	CONCLUSÕES.....	68
	REFERÊNCIAS.....	70

## 1 INTRODUÇÃO

Os dimensionamentos geotécnico e estrutural das fundações constituem-se como um dos mais importantes aspectos do projeto de uma edificação. O carregamento proveniente da estrutura exige uma resistência do solo, solicitando-o de forma a suportar e distribuir as cargas, o que conseqüentemente gera deformações ao solo solicitado, resultando em recalques, deslocamentos horizontais e rotações. Fatores esses, que podem levar ao colapso ou ao surgimento de patologias na construção caso não bem avaliados, exigindo do engenheiro o conhecimento da interação solo-estrutura.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) que regulamenta o projeto e execução de fundações determina que sejam realizadas sondagens para o reconhecimento do terreno e, conseqüentemente, através da análise dos dados obtidos seja realizada a escolha do tipo de fundações a ser adotado e posteriormente, sejam utilizados em métodos teóricos ou semi-empíricos para o seu cálculo e dimensionamento.

Durante a execução de fundações superficiais, o controle da capacidade de carga do solo é usualmente realizado através da experiência e vivência do engenheiro encarregado.

A inspeção para tal capacidade de suporte é realizada, após a abertura da cava na qual se situará a fundação, através da simples penetração de uma barra de aço (12,5 mm) no solo, comparando, através da identificação da sondagem mais próxima, o tipo de solo com a sua resistência à penetração da barra. Fato que ocorre principalmente por conta de fatores econômicos, em que se confia muito na metodologia do procedimento expedito e assim suprime-se a realização de mais pontos de sondagem para uma melhor amplitude das investigações que caracterizam o solo. Tal excesso de confiança pode acarretar em fundações super ou até subdimensionadas, o que nesse caso, pode comprometer toda a edificação (TSHUA, 2003).

Schnaid e Odebrecht (2012) citam que mesmo as investigações geotécnicas representando de 0,2 a 0,5% do custo total de obras convencionais, a dificuldade para sua obtenção por muitas vezes é alta, pois é dependente das características do meio físico, o que dependendo do equipamento disponível pode se tornar um grande fator limitante para tal dificuldade, e também fatores como a complexidade da obra e os riscos por ela envolvidos. A união dessas condicionantes determinará o nível da

investigação, e em conformidade dela a adoção de uma abordagem mais conservadora no projeto, caso seja uma investigação mais limitada, ou a utilização de fatores de segurança mais próximos do limite inferior estabelecido pela norma, quando presente uma análise mais detalhada do solo em questão.

O equipamento DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*) é muito utilizado em obras de pavimentação no controle de compactação, buscando verificar se o mesmo atingiu as propriedades determinadas em projeto. Trata-se de uma ferramenta de fácil manuseio, ágil e eficaz e devido a isso tem se tornado objeto de pesquisa para a substituição de diversos ensaios relacionados às propriedades dos solos, tendo sua viabilidade econômica como fator preponderante.

No que concerne ao estudo do uso do DCP para fins de determinação da capacidade de suporte de fundações rasas, há poucos registros até o momento, tanto em países em que seu emprego é alto e normatizado, quanto em países que ainda não é comum, como é o caso do Brasil. Assim, vislumbra-se ser algo atrativo estudos com foco nessa aplicação, devido às características do equipamento e também ao seu custo-benefício.

## **1.1 Área e limitação do tema**

O presente trabalho de curso é voltado ao estudo da área de engenharia de fundações, conseqüentemente sendo aplicados os princípios da área geotécnica, partindo dos estudos da mecânica dos solos.

O tema tem como fator limitante, a baixa quantidade de pontos de estudo, que se deve ao tempo limitado para a realização de todos os ensaios laboratoriais, coleta de amostras de solo necessárias para o desenvolvimento do trabalho, uma vez que estes não são de rápida execução.

Além disso, têm-se as limitações das dimensões da sapata, uma vez que o equipamento DCP penetra aproximadamente 0,8 m, devido ao comprimento de sua haste, limitando o bulbo de tensões em 1 metro e conseqüentemente em sapatas de 0,6 m.

## 1.2 Justificativa

Agilidade, simplificação e viabilidade. Parte dessas palavras o principal propósito para a realização deste trabalho, uma vez que no campo da engenharia civil os estudos ultimamente realizados, buscam tornar mais fácil a vida dos engenheiros.

Portanto, partindo deste princípio, o trabalho visa contribuir para com a obtenção de processo simplificado de cálculo para fundações superficiais, visando também o aspecto econômico, uma vez que a utilização do DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*) é bem mais viável, tanto em termos econômicos quanto prático, que o SPT (*Standard Penetration Test*), que é o principal método utilizado na obtenção de dados para o cálculo da capacidade de carga dos solos.

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo geral

Buscar a obtenção de uma correlação semi-empírica entre a capacidade de carga de fundações rasas e os resultados de ensaios de Cone de Penetração Dinâmica ou DCP (*Dinamyc Cone Penetrometer*).

### 1.3.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos do trabalho, cita-se:

- Verificação da existência de correlação entre os resultados dos ensaios DCP com os parâmetros da resistência do solo (ângulo de atrito e intercepto coesivo);
- Enquadramento no modelo de cálculo dos valores obtidos a partir dos ensaios realizados neste estudo e a consequente validação do mesmo para a amostragem estudada;
- Observação da existência ou não de correlação entre o índice de penetração (DN) com os tipos de solo;
- Verificação da influência da adição do resultado obtido para a amostragem analisada com a correlação proposta.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

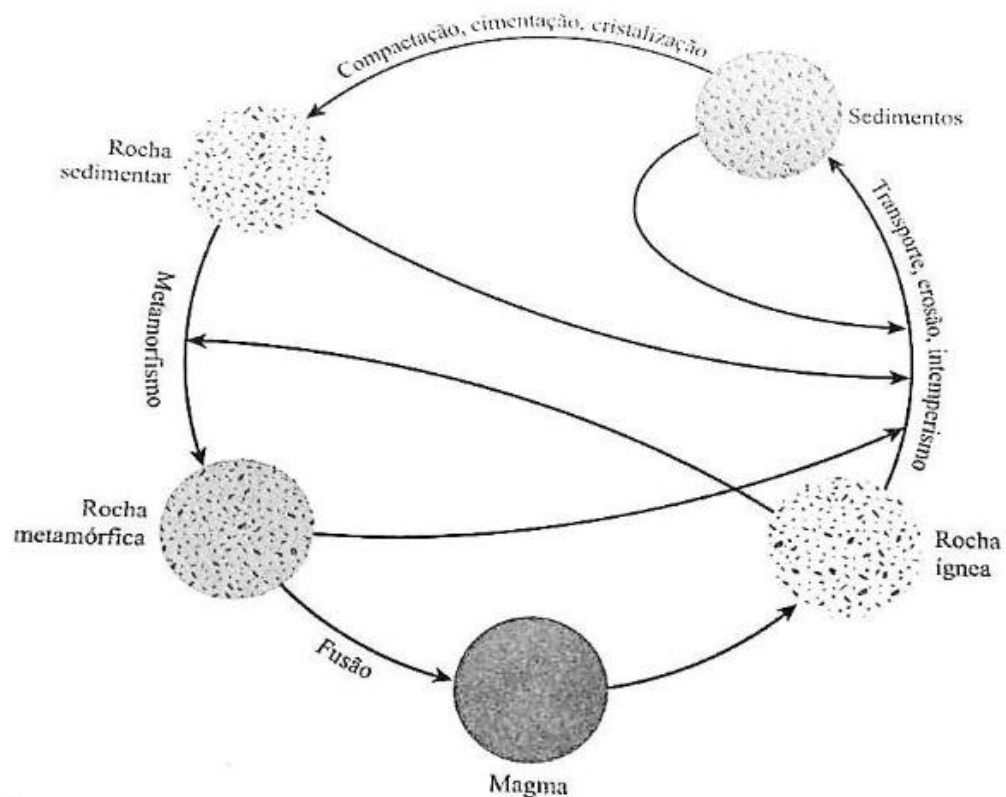
### 2.1 Origem do solo

Segundo Das (2011), os solos são formados pelo processo de intemperismo que atua sobre as rochas. Suas propriedades físicas, determinadas pelos minerais constituintes de suas partículas, são derivadas a partir da rocha a qual o solo tem origem.

Das (2011) afirma que, quanto à sua origem, as rochas podem ser classificadas em três diferentes tipos básicos: ígneas, sedimentares e metamórficas.

A Figura 1 representa os diferentes tipos acima citados e também os processos aos quais as rochas são submetidas, tendo-se assim o ciclo de formação das rochas.

**Figura 1 - Ciclo de Formação das Rochas**



Fonte: DAS, 2011

As rochas ígneas são formadas pela solidificação do magma expelido do fundo do manto terrestre. A sua composição, e conseqüente classificação, está

diretamente voltada para as características do magma e seu processo de resfriamento. A lava que não é expelida para a superfície e tem por consequência um resfriamento lento, forma as rochas ígneas intrusivas, ou plutônicas (granito, por exemplo). A formação das rochas extrusivas (basalto, por exemplo) provém do resfriamento rápido do magma, que ocorre quando ele se encontra na superfície (DAS, 2011).

As ações do processo de intemperismo fragmentam as rochas sólidas em frações menores, que dependendo de seu tamanho formam os pedregulhos, areias, siltes e até partículas minúsculas de argila. De acordo com Das (2011), esses fragmentos podem ser comprimidos pela sobrecarga de pressão e sofrerem o processo de cimentação causado por agentes como o óxido de ferro, dolomita e quartzo, que geralmente são levados em forma de solução por vias aquáticas subterrâneas. Assim, preenchem os vazios entre as partículas e formam as rochas denominadas sedimentares, que também podem ser classificadas como rochas sedimentares químicas, havendo processos químicos durante sua formação.

Das (2011) cita que as rochas metamórficas são formadas quando submetidas à metamorfose, processo no qual há a alteração, sem haver fusão, da composição e textura da rocha, ocorrendo devido ao calor e pressão exercida sobre a mesma durante o metamorfismo. O metamorfismo de grau elevado constitui rochas como a gnaisse, já o de grau baixo, rochas como a ardósia.

O ciclo das rochas, representado na Figura 1, tem seu reinício, caso as rochas metamórficas sejam submetidas a calor e pressão extrema, fundindo-se e formando o magma.

Conforme Pinto (2006), a degradação das rochas é decorrente de agentes físicos, que são basicamente as intempéries do tempo, como a ação do vento; e químicos, que como a própria menção sugere, é a ação química entre os minerais. A união desses processos leva à formação dos solos.

Os solos que após sofrerem seu processo de formação e permanecerem situados próximos a seu local de origem são denominados, de acordo com Das (2011), de solos residuais. Já os que são transportados, podem ser classificados devido ao seu modo de transporte e de deposição, conforme a seguir:

- Solos glaciais, formados pela ação de geleiras;
- Solos aluviais, transportados por água corrente e depositados ao longo do percurso;

- Solos lacustres, formados pela sedimentação em lagos;
- Solos marinhos, formados pela deposição em oceanos;
- Solos eólicos, transportados e depositados pelo vento;
- Solos coluviais, formados pela ação da gravidade.

A Pedologia, ciência que realiza o estudo da identificação, formação e classificação das camadas de solo superficiais da crosta terrestre, segundo Caputo e Caputo (2015), denomina cada camada constituinte de um perfil de solo, em três principais horizontes. O horizonte A representa a camada superficial, já o horizonte B refere-se ao subsolo e o último, denominado de horizonte C, caracteriza a camada profunda. Estes ainda são subdivididos para diferenciar a cor e composição química de cada horizonte.

## **2.2 Caracterização dos Solos**

### **2.2.1 Análise granulométrica**

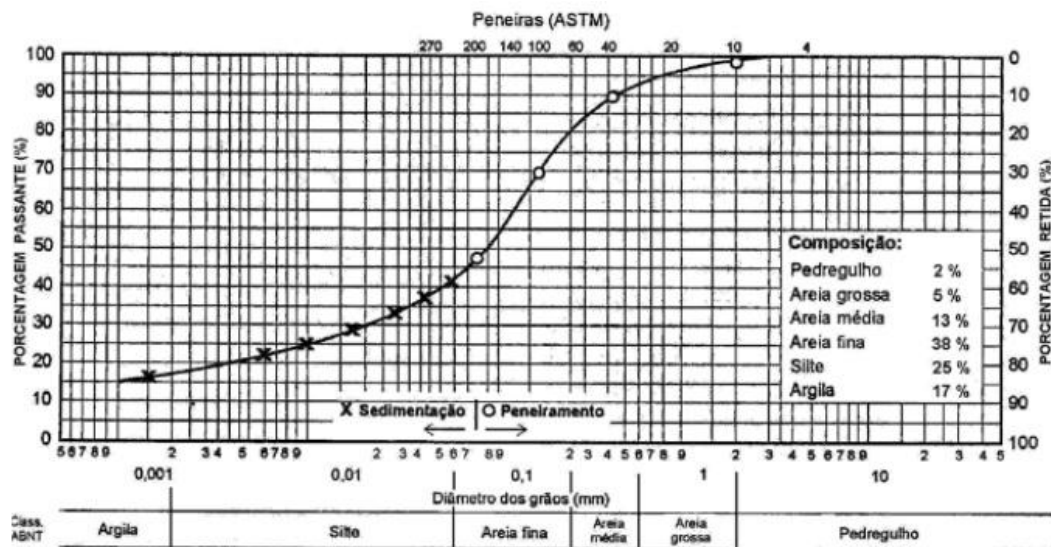
Caputo e Caputo (2015) afirmam que a análise granulométrica consiste na determinação do tamanho dos grãos que compõem o solo e a proporção relativa que estes se apresentam. As frações que constituem o solo, de acordo com a escala granulométrica brasileira (NBR 6502, ABNT 1995), recebem designações próprias, tendo como seu fator limitante o diâmetro equivalente das partículas, no qual compreendem pedregulho para dimensões entre 60 e 2mm; areia, entre 2 e 0,06mm; silte, de 0,06 a 0,002mm; argila, quando inferiores a 0,002mm.

Das (2011) cita dois métodos para encontrar a distribuição do tamanho dos grãos do solo. O primeiro é o ensaio de peneiramento, que aplica-se a partículas com diâmetros maiores que 0,075mm. Para a fração com partículas menores aplica-se o segundo, que é o ensaio de sedimentação. O ensaio de peneiramento parte do princípio em que uma amostra de solo é agitada e conseqüentemente peneirada por um conjunto de peneiras com aberturas de malha que variam em ordem decrescente, sendo a menor utilizada, geralmente, a de nº 200 (0,075mm). A porcentagem retida em cada uma é determinada e as partículas que passam na peneira de menor abertura (nº 200) ficam retidas em um recipiente denominado fundo.

O processo de sedimentação, que tem por objetivo o conhecimento da porção mais fina do solo, baseia-se, segundo Pinto (2006), na Lei de Stokes em que a velocidade de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende de características do meio líquido (peso específico e viscosidade) e da esfera (peso específico e diâmetro). Ambos seguem a NBR 7181 (ABNT, 2016).

Com os valores obtidos dos dois ensaios, gera-se o gráfico conhecido como curva de distribuição granulométrica, conforme exemplo na Figura 2.

**Figura 2 - Exemplo de curva de distribuição granulométrica**



Fonte: Pinto, 2006

## 2.2.2 Limites de Atterberg

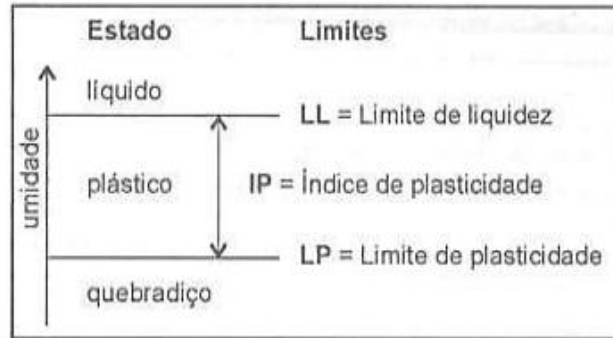
Tendo em vista que a fração fina dos solos tem grande importância no seu comportamento, e somente a distribuição granulométrica não o caracteriza em sua totalidade, os ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg e adaptados e padronizados pelo professor Arthur Casagrande são utilizados para identificar a influência das partículas finas, baseando-se no comportamento do solo na presença de água (PINTO, 2006).

Ainda de acordo com Pinto (2006), dependendo do teor de umidade, o comportamento do solo sofre alterações. Quando muito úmido, tem um aspecto líquido, reduzindo sua umidade, apresenta um estado plástico, e quando mais seco, torna-se quebradiço. A Figura 3 representa as limitações da troca de estado do solo, em que a mudança do comportamento plástico para o líquido define-se como Limite



de Liquidez (LL) e do quebradiço (sólido) para o plástico, Limite de Plasticidade (LP). A faixa entre os dois limites, em que o solo apresenta característica plástica, é denominada como Índice de Plasticidade (IP).

**Figura 3 - Limites de Atterberg**



Fonte: Pinto, 2006

O Limite de Liquidez (LL) é obtido através de ensaio com o aparelho de Casagrande, em que busca-se fechar uma ranhura feita no solo com 25 golpes. O valor limite é encontrado pela interpolação do número de golpes necessário para fechar a ranhura no solo em diferentes umidades, uma vez que é difícil ajustar a relação água/solo ideal para obter o fechamento com o número de golpes requerido. É regulamentada no Brasil pela NBR 6459 (ABNT, 2016).

O Limite de Plasticidade (LP), que segue a NBR 7180:2016, é definido como o menor teor de umidade em que se consegue moldar um cilindro com 3mm de diâmetro, rolando o solo com a palma da mão em uma placa de vidro (PINTO, 2006).

A Tabela 1 apresenta a classificação do Índice de Plasticidade de Burmister (1949) apud Das (2011), enquanto a Tabela 2 mostra os limites típicos de alguns solos brasileiros.

**Tabela 1 – Classificação dos solos quanto à plasticidade (IP)**

IP	Descrição
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das, 2011

**Tabela 2 - Índices de Atterberg para solos brasileiros**

Solos	LL %	IP %
Residuais de arenito (arenosos finos)	29-44	11-20
Residual de gnaiss	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 a 85	25 a 40
Argilas variegadas de São Paulo	40 a 80	15 a 45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 a 40	5 a 15
Argilas duras, cinzas de São Paulo	64	42

Fonte: Pinto, 2006

### 2.2.3 Peso específico dos grãos

O peso específico dos sólidos (ou dos grãos), segundo Pinto (2006), consiste na relação entre o peso e o volume das partículas sólidas do solo. O ensaio feito em laboratório, e regulamentado pela NBR 6458 (ABNT, 2016), baseia-se na comparação de um picnômetro, calibrado, completado com água destilada até uma marca demarcatória e após, composto por solo e cheio com água destilada até a mesma marca delimitada. Com a temperatura de suspensão determinada, correlacionam-se os valores obtidos na curva de calibração do picnômetro, obtendo-se o peso específico.

Conforme Caputo e Caputo (2015), o peso específico dos grãos, que geralmente apresenta valores entre 26,5 e 28,5 kN/m<sup>3</sup>, depende do constituinte

mineralógico, uma vez que solos que contenham alto teor de matéria orgânica esse valor vem a diminuir, já para solos ricos em óxidos de ferro aumenta.

Quando não há o conhecimento do valor específico para o solo, Pinto (2006) afirma que adota-se o valor de 27 kN/m<sup>3</sup>. Solos arenosos costumam apresentar pesos específicos de 26,5 kN/m<sup>3</sup>, enquanto argilas lateríticas valores até 30 kN/m<sup>3</sup>.

### 2.3 Resistência ao Cisalhamento dos Solos

Das (2011) cita que a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a máxima resistência interna por área unitária que este pode suportar ao longo de qualquer plano em seu interior. Caso ela seja excedida ocorrerá desde deslizamentos até a ruptura.

Pinto (2006) afirma que o critério de Coulomb define que não haverá ruptura caso a tensão de cisalhamento não exceder o valor dado pela Equação 1, conhecida como envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Ou seja, a resistência ao cisalhamento de um solo é basicamente determinada pelas componentes “intercepto coesivo” e “atrito” entre as partículas.

$$\tau = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Onde:

$c$  = intercepto coesivo

$\phi$  = ângulo de atrito interno

$\sigma'$  = tensão normal efetiva do plano de ruptura

$\tau$  = resistência ao cisalhamento

Das (2011) enfatiza que em 1900, Mohr apresentou a teoria para ruptura em materiais, a qual afirma que ocorre a ruptura do material quando o mesmo sofre a ação combinada das forças normal e de cisalhamento, não quando tais atuam separadamente. Assim define-se o critério de Mohr pela ideia de que não há ruptura enquanto não houver a interseção entre o círculo representativo do estado de tensões e a curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura do material (PINTO, 2006).

Conforme Pinto (2006), como envoltórias curvas não são de fácil aplicação, utiliza-se no critério de Mohr retas, tornando seu critério de resistência semelhante ao de Coulomb, justificando a expressão conhecida como critério de Mohr-Coulomb.

Pinto (2006) ainda afirma que deve-se diferenciar a coesão real da aparente, uma vez que a primeira consiste em uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devido à tensão entre as partículas proveniente da pressão capilar da água. A coesão aparente é um fenômeno de atrito, onde a tensão normal que a determina é resultado da pressão capilar.

A parcela da resistência diminui conforme o solo satura-se, tendendo a zero a coesão aparente, permanecendo somente a real ou efetiva e o ângulo de atrito efetivo.

### **2.3.1 Tipos de ensaios para determinação da resistência dos solos**

Para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, que são o ângulo de atrito e o intercepto de coesão, Das (2011) cita o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial como os métodos de laboratório mais utilizados. Além destes, cita-se o ensaio de compressão simples.

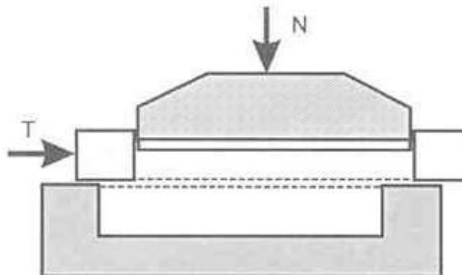
Conforme Caputo e Caputo (2015), as amostras utilizadas para este propósito podem ser indeformadas, ou então, remoldadas, assim reproduzindo as condições pretendidas na obra.

#### **2.3.1.1 Ensaio de cisalhamento direto**

Das (2011) afirma que o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo e simples método para a obtenção da resistência ao cisalhamento e seus parâmetros.

A Figura 4 representa esquematicamente o ensaio, que consiste na aplicação de força vertical (N) e horizontal (T) em um corpo de prova (CP) colocado parcialmente numa caixa de cisalhamento, a qual pode ser de seção quadrada ou circular, que sofre a ação da força tangencial provocando o deslocamento de uma metade da caixa sobre a outra e a consequente ruptura do solo. As forças N e T divididas pela área da seção transversal do CP determinam, respectivamente, as tensões normal ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ) que nele ocorrem, sendo realizados ensaios com diferentes tensões para a obtenção da envoltória de resistência (PINTO, 2006).

**Figura 4 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto**



Fonte: Pinto, 2006

Dependendo do equipamento, Das (2011) cita que o ensaio pode ser de tensão controlada ou deformação controlada. No primeiro, a força de cisalhamento é aplicada em incrementos iguais até a ruptura do corpo de prova, que ocorre ao longo da faixa divisória da caixa de cisalhamento. Os deslocamentos, tanto horizontais quanto verticais, são medidos por transdutores de deslocamento, após a aplicação de cada incremento de carga.

Quando de deformação controlada, é aplicada uma taxa constante de força horizontal, proveniente de um motor atuando por meio de engrenagens. A taxa de deslocamento cisalhante, que é constante, é medida por transdutor de deslocamento horizontal e a força resistente de cisalhamento do solo, que é definida por qualquer deslocamento cisalhante, pode ser obtida pela medição de um anel dinamométrico ou por célula de carga. A variação na altura do corpo de prova, ou seja, o volume do CP é medida de maneira similar ao ensaio de tensão controlada (DAS, 2011).

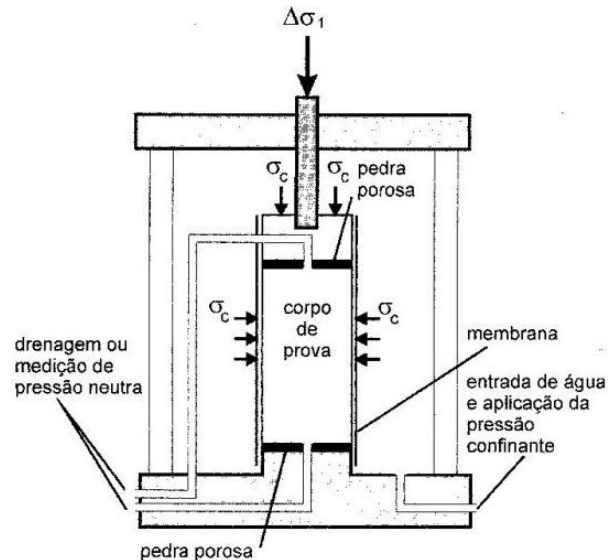
### **2.3.1.2 Compressão triaxial**

Conforme Das (2011), o ensaio de compressão triaxial é o método mais confiável visando à determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, uma vez que é muito utilizado em pesquisas e ensaios convencionais.

O ensaio, representado esquematicamente pela Figura 5 consiste em um corpo de prova (CP) envolto por uma membrana fina de borracha e posto em uma câmara cilíndrica preenchida normalmente com água. O CP então é exposto a uma pressão de confinamento por compressão da água (fluido de preenchimento da câmara), podendo ser submetida também à compressão do ar. A aplicação da força axial é feita através de uma haste de carregamento vertical, podendo esta ser por meio de pesos ou pressão hidrostática em incrementos iguais até a ruptura do CP,

ou proveniente da deformação axial, exercida constantemente por intermédio de uma prensa de carregamento, a qual pode ser mecânica ou hidráulica (DAS, 2011).

**Figura 5 - Esquema do ensaio de compressão triaxial**



Fonte: Pinto, 2006

Com o intuito de verificar as condições de drenagem, divide-se o ensaio em três tipos: Ensaio adensado drenado (CD), ensaio adensado não drenado (CU) e ensaio não adensado não drenado (UU) (PINTO, 2006).

O ensaio adensado drenado, ou CD, que provém da expressão inglesa “consolidated drained”, tem em seu processo uma drenagem permanente do corpo de prova, aplicando-se uma pressão confinante esperando a dissipação da poropressão. Após, aumenta-se a tensão axial lentamente fazendo com que a água sob pressão seja expelida, acarretando em uma poropressão nula durante todo o carregamento. As tensões totais exercidas indicam as tensões efetivas durante o processo (PINTO, 2006).

No ensaio adensado não drenado, ou CU, abreviação da expressão inglesa “consolidated undrained”, é aplicada a pressão confinante deixando-se dissipar a poropressão correspondente, adensando o corpo de prova sob tal pressão exercida. Após, a tensão axial é aplicada sem haver drenagem do CP. É mais utilizado que o ensaio CD, pois a determinação da envoltória de resistência em termos de tensão efetiva, quando medidas as poropressões, é mais rápida (PINTO, 2006).

O ensaio não adensado não drenado, ou UU, da expressão inglesa “unconsolidated undrained”, comumente interpretado em termos de tensões totais,

consiste na submissão do corpo de prova à pressão confinante e, em seguida, ao carregamento axial, não havendo qualquer tipo de drenagem. O teor de umidade não altera, e em caso do CP apresentar saturação, não variará de volume (PINTO, 2006).

### **2.3.1.3 Compressão simples**

Das (2011) diz que o ensaio de compressão simples é um tipo especial de compressão triaxial, mais especificamente de ensaio não adensado não drenado, normalmente sendo utilizado para solos argilosos.

No ensaio, que não conta com a pressão de confinamento lateral, é aplicada uma carga axial rapidamente no corpo de prova com o intuito de causar sua ruptura. Em tal momento, a tensão principal menor total é nula, assim a maior total é igual a resistência à compressão. Como a resistência ao cisalhamento não drenado independe da pressão de confinamento, estando o solo completamente saturado e não drenado, têm-se o valor da coesão, em função da resistência à compressão, igual à metade do seu valor (DAS, 2011).

## **2.4 Cone de penetração ou DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*)**

### **2.4.1 Equipamento e método de ensaio**

O equipamento DCP, abreviatura inglesa de Dynamic Cone Penetrometer, cuja tradução significa Cone de Penetração Dinâmica, foi desenvolvido, segundo Amini (2003), na África do Sul em 1956 como uma técnica de avaliação *in situ* da resistência das camadas de pavimentos. Desde então é muito usado, tanto em países emergentes como a África do Sul e até mesmo em países bem desenvolvidos como Estados Unidos, Austrália e Reino Unido.

Abitante, Trichês e Striani (2009) citam a aplicação do ensaio DCP visando avaliar a resistência oferecida de um material, em estado natural ou compactado, ao ser golpeado com a queda livre de um martelo, provocando a penetração de uma haste com ponta cônica. Sua área de atuação abrange também o controle de compactação, reconhecimento rápido de solos quanto à sua resistência e a avaliação de pavimentos já existentes. Sua grande utilização deve-se à sua maior

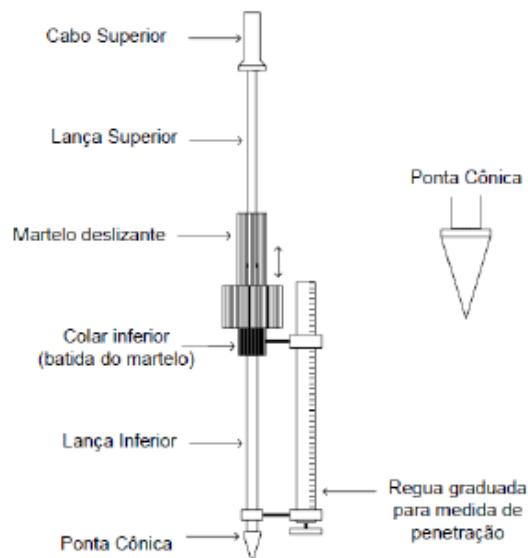
economia, e também por se tratar de um equipamento de fácil operação e ágil, uma vez que os resultados são obtidos de forma rápida, diferentemente dos demais ensaios existentes, possibilitando a investigação de uma nuvem maior de pontos durante a execução da obra.

Ressalta-se a inexistência de norma regulamentadora para o ensaio DCP no Brasil. Assim, pode-se adotar a norma americana D-6951 (ASTM, 2009) como diretrizes a serem seguidas para a execução do ensaio.

O equipamento pode apresentar variações, em especial quanto à dimensão da ponteira, peso do martelo e altura de queda do mesmo, e se encontra representado esquematicamente na Figura 6.

Consiste em uma barra de aço de diâmetro 16 mm, tendo fixada em sua extremidade uma ponteira de aço de 20 mm em forma de cone, que forma um ângulo de 60° entre geratrizes extremas. A penetração é realizada através da ação dinâmica de um martelo de aço, cujo peso é de 8 kgf (aproximadamente 78 N), que desliza, em queda livre, por uma haste cursora de aço com 25 mm de diâmetro, uma altura de 575 mm. Na lateral da barra de 16 mm é acoplada uma régua graduada, que tem por função as leituras da profundidade de penetração para cada série de golpes aplicados (ABITANTE, TRICHÊS E STRIANI, 2009).

**Figura 6 - Equipamento DCP**



Fonte: Silva Júnior, 2005



Quanto à execução do ensaio, Abitante, Trichês e Striani (2009) indicam a necessidade de dois operadores, onde um é direcionado para a realização das leituras de penetração do cone na régua, sendo também encarregado de observar a verticalidade de operação do equipamento, com o intuito de evitar o atrito entre a barra cursora e o martelo. O segundo operador é responsável por segurar o punho mantendo a verticalidade do equipamento, e levantar o peso (martelo) até o topo da haste superior e após soltá-lo em queda livre para que haja a penetração da ponta.

O ensaio deve iniciar com a linha correspondente ao diâmetro máximo da ponta do cone coincidente com a superfície da camada. Para tal, aplicam-se pequenos golpes para a cravação da ponta até o nível desejado e registra-se a leitura inicial na régua. Na sequência, com o auxílio de uma planilha de campo, representada na Figura 7, anota-se o valor que é penetrado em cada golpe. As leituras podem ser feitas após cada golpe, ou após uma série de 3 a 4, ou ainda em incrementos de penetração.

**Figura 7 - Modelo de planilha para uso em ensaio DCP**

Nº golpes	Leitura (mm)	Nº golpes	Leitura (mm)	Nº golpes	Leitura (mm)
0		20		40	
1		21		41	
2		22		42	
3		23		43	
4		24		44	
5		25		45	
6		26		46	
7		27		47	
8		28		48	
9		29		49	
10		30		50	
11		31		51	
12		32		52	
13		33		53	
14		34		54	
15		35		55	
16		36		56	
17		37		57	
18		38		Profundidade avaliada (mm):	
19		39			

Fonte: Abitante, Trichês e Striani, 2009

Abitante, Trichês e Striani (2009) também citam cuidados que devem ser tomados em campo durante a realização do ensaio, sendo os principais, a observação quanto ao teor de umidade *in situ*, uma vez que ele deve encontrar-se dentro do intervalo definido para obter a validação do ensaio. Caso não esteja, deve-se retrabalhar a camada adequando-a a umidade estabelecida, e a aplicação dos golpes em ritmo regular, sempre respeitando a altura de queda do martelo. Cuidados quanto à montagem, armazenagem e limpeza do equipamento também devem ser tomados, visando garantir a qualidade do ensaio e também uma maior durabilidade do equipamento.

#### 2.4.2 Índice de penetração (DN)

Abitante, Trichês e Striani (2009) afirmam que a determinação do valor do índice de penetração (DN), abreviação inglesa para “DCP *number*”, é feita através da inclinação da curva DCP, que é a representação do número de golpes acumulados (abscissas) para a profundidade que a haste penetra (ordenadas). Os autores ainda citam que uma variação na inclinação da curva indica uma mudança na resistência do perfil, podendo esta ser consequência desde uma variação da umidade até a presença de outro tipo de material. Quanto mais próxima da horizontal a curva, melhor a capacidade de resistência do solo. A Equação 2 define a obtenção do índice de penetração.

$$DN = \frac{\text{Profundidade penetrada}}{\text{N}^\circ \text{ de golpes}} \quad (2)$$

Onde:

DN = índice de penetração (mm/golpe)

#### 2.4.3 Registros de estudos que correlacionam resultados de DCP com resistência do solo

Poucos estudos correlacionando valores obtidos com o ensaio DCP (valor de DN) com a resistência do solo foram encontrados na literatura. Na Tabela 3 são apresentados os dados de pesquisas que o propuseram, ou que através dos dados

coletados se tornou possível extrair as informações, abrangendo temas desde pavimentação até o próprio tema deste trabalho.

Para facilitar a vinculação de cada solo e suas respectivas propriedades com os futuros cálculos e análises realizadas, esses foram enumerados de 1 a 39.

Tabela 3 - Estudos correlacionando DN com resistência do solo

Numeração	Tipo de solo			Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Peso específico (KN/m³)	DN (mm/golpe)	Amostra	Ensaio		Autor (es)	
	SUCS	AASHTO	NBR 6502:95									
1	ML	A-4	Areia siltosa	8,0	37,0	20,9	10,5	Remoldada	Inundado	Cisalhamento direto	NERVIS (2016)	
2	CL	A-7-6	Argila siltosa	10,0	37,0	19,8	15,1	Remoldada	Inundado			
3	SP	A-3	Areia fina	14,3	31,9	16,5	33,3	Remoldada	Não inundado	Cisalhamento direto	MELO FILHO (2007)	
4	SP	A-3	Areia média	22,5	36,7	18,3	23,1	Remoldada	Não inundado			
5	SP	A-3	Areia média	26,0	37,0	18,8	25,0	Remoldada	Não inundado			
6	SP	A-3	Areia média	29,9	31,3	18,4	27,3	Remoldada	Não inundado			
7	SP	A-3	Areia média	12,4	38,4	18,1	9,4	Remoldada	Não inundado			
8	SP	A-3	Areia média	13,2	37,9	18,6	10,0	Remoldada	Não inundado			
9	SP	A-3	Areia média	0,0	33,0	16,1	33,2	Remoldada	Não inundado	Cisalhamento direto	BENEVIDES (2012)	
10	SP	A-3	Areia média	0,0	33,0	16,1	31,0	Remoldada	Não inundado			
11	SP	A-3	Areia média	0,0	33,0	16,1	32,8	Remoldada	Não inundado			
12	SP	A-3	Areia média	0,0	33,0	16,1	36,0	Remoldada	Não inundado			
13	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,5	12,8	Remoldada	Não inundado	Cisalhamento direto		
14	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,2	13,4	Remoldada	Não inundado			
15	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,7	12,6	Remoldada	Não inundado			
16	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,3	10,8	Remoldada	Não inundado			
17	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,3	11,9	Remoldada	Não inundado			
18	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,3	12,4	Remoldada	Não inundado			
19	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,2	11,1	Remoldada	Não inundado			
20	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,1	11,6	Remoldada	Não inundado			
21	SP	A-3	Areia média	0,0	38,0	17,3	16,0	Remoldada	Não inundado			
22	SW	A-1-a	Ped. Arenoso	53,2	25,3	15,2	12,7	Remoldada	Não inundado	Cisalhamento direto	WANG <i>et. al</i> (2017)	
23	SW	A-1-a	Ped. Arenoso	53,2	25,3	15,2	13,5	Remoldada	Não inundado			
24	SM	A-2-5	Areia siltosa	25,5	33,6	19,6	25,0	Remoldada	Não inundado			
25	SC	A-2-6	Areia argilosa	13,1	45,2	20,3	15,2	Remoldada	Não inundado	Cisalhamento direto	FREITAS <i>et. al</i> (2017)	
26	SC	A-2-6	Areia argilosa	13,1	45,2	20,6	15,7	Remoldada	Não inundado			
27	SC	A-2-6	Areia argilosa	13,1	45,2	20,6	16,7	Remoldada	Não inundado			
28	CL	A-7-5	Argila arenosa	33,0	26,1	16,3	15,8	Remoldada	Não inundado	Triaxial (UU)	AMPADU (2006)	
29	CL	A-7-5	Argila arenosa	120,0	24,0	17,0	11,6	Remoldada	Não inundado			
30	CL	A-7-5	Argila arenosa	85,0	28,8	17,8	9,4	Remoldada	Não inundado			
31	CL	A-7-5	Argila arenosa	157,0	27,7	18,1	7,2	Remoldada	Não inundado			
32	CH	A-7-6	Argila siltosa	69,5	32,5	14,8	12,7	Remoldada	Não inundado			
33	CH	A-7-6	Argila siltosa	128,6	25,4	17,0	10,0	Remoldada	Não inundado			
34	CH	A-7-6	Argila siltosa	147,9	23,8	18,5	8,9	Remoldada	Não inundado	Triaxial (UU)		
35	CH	A-7-6	Argila siltosa	234,8	31,6	19,1	4,0	Remoldada	Não inundado			
36	CH	A-7-6	Argila siltosa	285,1	24,3	19,1	5,7	Remoldada	Não inundado			
37	CL-ML	A-4	Areia siltosa	0,0	24,0	19,6	11,4	Indeformada	Inundado	Cisalhamento direto		UMPIERRE (2019)
38	CL	A-4	Areia siltosa	8,0	24,0	18,0	63,3	Indeformada	Inundado			
39	CL	A-4	Areia siltosa	8,0	24,0	18,0	39,0	Indeformada	Inundado			

Fontes: indicadas acima.

Nervis (2016), em sua tese de doutorado, buscou a identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário, utilizando o equipamento DCP na verificação do controle de compactação das camadas e na obtenção de parâmetros do solo, o que se mostrou como uma boa solução para tal, porém ressaltou a forte influência do teor de umidade nos valores de DN medidos.

Melo Filho (2007), em sua dissertação, analisou a aplicação do DCP como alternativa para fundações rasas, realizando ensaios em solos arenosos nos estados de Sergipe e Paraíba. Ressalta-se que adaptações no equipamento DCP foram realizadas, com o intuito de alcançar profundidades de até 3 metros, porém para o presente trabalho foram adotados somente os valores até 1 metro, visando manter a coerência com os demais dados.

Benevides (2012), também em sua dissertação de mestrado, avaliou o uso do DCP em areias para o controle da capacidade de carga em fundações diretas e da compactação de aterros.

Wang *et al.* (2017) buscaram a investigar as características de solos calcários da orla recife, situados no sul da China, mais precisamente na cidade de Sanya, sendo os solos analisados de classificação arenosa e pedregulhosa.

Freitas *et al.* (2017), em seu artigo, visaram a determinação da capacidade de carga de fundações diretas usando o DCP por meio da correlação do cone penetrométrico estático e dinâmico proposta por Reis (2010), sendo o solo estudado classificado como areia argilosa.

Ampadu (2006) publicou um artigo buscando verificar a existência de correlação entre os ensaios DCP e a capacidade de suporte de fundações superficiais, sendo os ensaios realizados em laboratório, com amostras remoldadas e recompostas de dois diferentes tipos de solo, argila arenosa e siltosa, e a capacidade de suporte calculada mediante resultados de ensaios triaxiais.

Umpierre (2019), em seu trabalho de conclusão, realizou um estudo sobre o emprego de fundações superficiais para miniusina solar em terreno sedimentar localizado em Santa Cruz do Sul (RS), em que amostras indeformadas foram submetidas à ensaios de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de resistência do solo e o ensaio DCP realizado para verificar a resistência do solo a penetração.

## 2.5 Fundações

Hachich *et al.* (1998) definem os precursores das fundações como sendo os hititas, que usavam blocos de pedra aparelhados e dispostos em camadas, técnica que mais tarde foi muito utilizada pelos gregos que as denominaram como “ortostatos”. Os autores ainda citam que o avanço significativo das técnicas, tanto construtivas como das fundações, deram-se em Roma com o início de obras de maior porte e conseqüentemente maiores carregamentos, solicitando assim muito mais das fundações e dos solos para sua sustentação.

Segundo Botelho (2015) e Das (2011), a parte inferior de uma estrutura, geralmente denominada de fundação, tem como função transferir ao solo os carregamentos oriundos das edificações. Sejam eles vindos via pilares, alvenaria (estrutural ou autoportante), ou vigas baldrame, de maneira que atendam os limites de recalque, de ruptura do solo, sendo elas seguras e viáveis economicamente.

### 2.5.1 Tipos de fundações

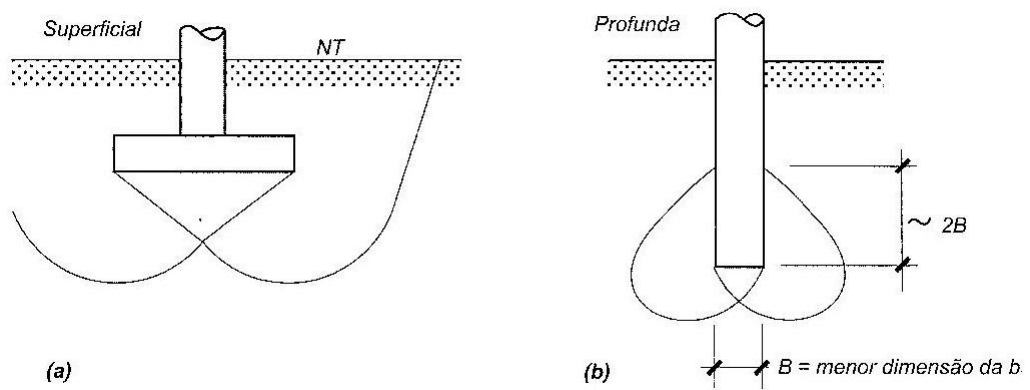
Quanto aos tipos de fundações, Velloso e Lopes (2011) dividem-nas, primeiramente, em dois grandes grupos, quais sejam, fundações superficiais e fundações profundas.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define as fundações superficiais, como elementos que transmitem o carregamento que nelas atuam ao terreno por meio de tensões distribuídas sob a sua base. Além disso, a razão entre a profundidade de assentamento em relação ao terreno e a menor dimensão da fundação não deve ser maior que duas vezes. Dentre as fundações superficiais, tem-se os blocos; as sapatas (isoladas, corridas ou associadas); as grelhas e as do tipo radier (VELLOSO E LOPES, 2011).

As fundações profundas, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), classificam-se como elementos que transmitem as cargas, nela atuantes, ao terreno por meio da base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou ainda através da combinação das mesmas. Devem ser assentes a uma profundidade, no mínimo, duas vezes maior que sua menor dimensão em planta, não sendo menor que 3 metros. Velloso e Lopes (2011) ainda dividem as fundações profundas em três tipos: estaca; tubulão; e caixão.

Para Velloso e Lopes (2011), a diferença entre os dois tipos dá-se através do critério (arbitrário) de mecanismo de ruptura de base, uma vez que este atinge, acima da mesma, normalmente duas vezes sua menor dimensão. Assim, uma fundação profunda não irá apresentar sua ruptura na superfície, levando em conta sua definição em que devem ter suas bases implantadas a uma profundidade maior que duas vezes sua menor dimensão, não sendo assente inferior a 3 metros. A Figura 8 apresenta, esquematicamente, esse critério.

**Figura 8 - Mecanismo de ruptura de base**



Fonte: Velloso e Lopes, 2011

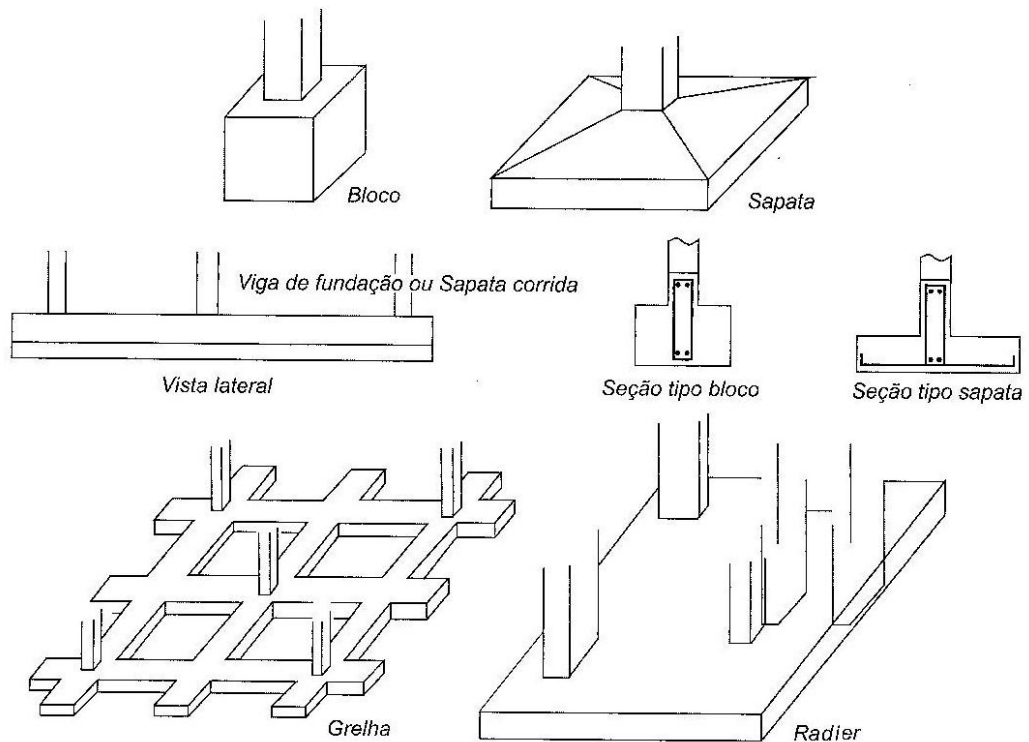
### 2.5.2 Fundações superficiais

Como comentado anteriormente, as fundações superficiais se dividem em diversos tipos. A NBR 6122 (ABNT, 2019) caracteriza cada um conforme a seguir:

- Bloco – elemento de concreto, dimensionado de modo a resistir, sem necessidade de armadura, as tensões de tração nele atuantes;
- Sapata – fundação superficial de concreto armado, dimensionada de modo a resistir às tensões de tração por meio de armaduras dispostas para este fim;
- Sapata corrida – sapata sujeita a resistir carregamentos linearmente distribuídos ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento;
- Sapata associada – sapata comum a mais de um pilar;
- Radier – elemento de fundação que abrange parcial ou totalmente os pilares da edificação, distribuindo os carregamentos.

A fundação do tipo grelha, não citada na NBR 6122, é segundo Velloso e Lopes (2011), definida como um elemento constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares. A Figura 9 apresenta os tipos de fundações superficiais acima citados.

**Figura 9 - Principais tipos de fundações superficiais**



Fonte: Velloso e Lopes, 2011

No que se refere à escolha desse tipo de fundação, Alonso (2019) define como vantajosa em terrenos em que se torne possível a utilização do mesmo, sendo esses, em geral, solos que não apresentem aterros não compactados, argila mole, areia (desde muito fofa a fofa), além de não apresentar nível do lençol freático próximo à superfície (quando não se justifica economicamente seu rebaixo). A viabilidade da utilização de fundações rasas passa também por sua área de abrangência, uma vez que, segundo o autor acima citado, seu uso não é interessante quando exceda de 50 a 70% da área disponível.



## 2.6 Capacidade de carga de fundações superficiais

Conforme Das (2011), uma fundação eficaz transfere os carregamentos ao solo sem sobrecarregá-lo, tendo em vista que uma sobrecarga exagerada pode vir a comprometer a estrutura, por conta dos recalques excessivos por ela gerados. Assim, é de suma importância a avaliação da capacidade de carga dos solos pelos projetistas.

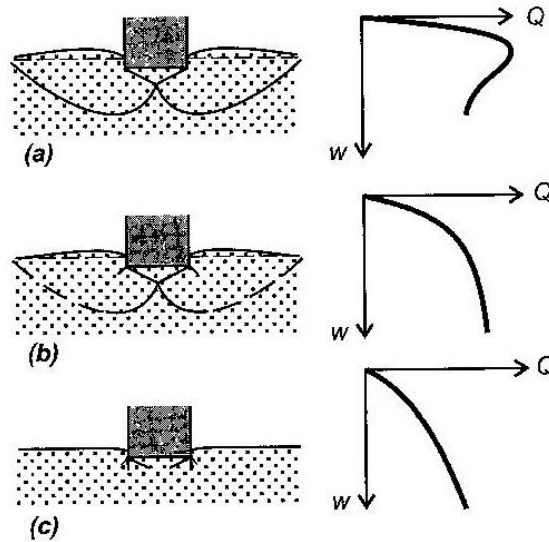
Cintra, Aoki e Albiero (2011) definem a capacidade de carga, ou capacidade de suporte, como sendo a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a fundação é assente, ou seja, é a resistência limite do conjunto fundação-solo.

No que diz respeito aos modos de ruptura do solo, Vesic (1975) *apud* Cintra, Aoki e Albiero (2011) os dividiu de acordo com as características de cada um, sendo dois tipos característicos, ruptura geral e por puncionamento, e um transitório, ruptura localizada, que leva essa definição por ter características dos outros dois tipos anteriormente mencionados.

A ruptura geral consiste em uma ruptura frágil, com pequenos recalques, em que pode haver o giro da sapata, ocorrendo um levantamento de uma porção do solo em torno da fundação, para cima da superfície do terreno. A ruptura por puncionamento caracteriza-se por ser do tipo dúctil, havendo deslocamentos significativos da fundação para baixo, porém sem inclinação da mesma (CINTRA, AOKI E ALBIERO, 2011).

A Figura 10 representa esquematicamente a ruptura geral (a), localizada (b) e por puncionamento (c), sendo os três modos de ruptura acima citados, e que segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) ocorrem, respectivamente, em solos mais rígidos (areias compactas a muito compactas e argilas rijas a duras), solos intermediários (argilas média e areias medianamente compactas) e por puncionamento em solos mais compressíveis (areias pouco compactas a fofas e argilas moles a muito moles).

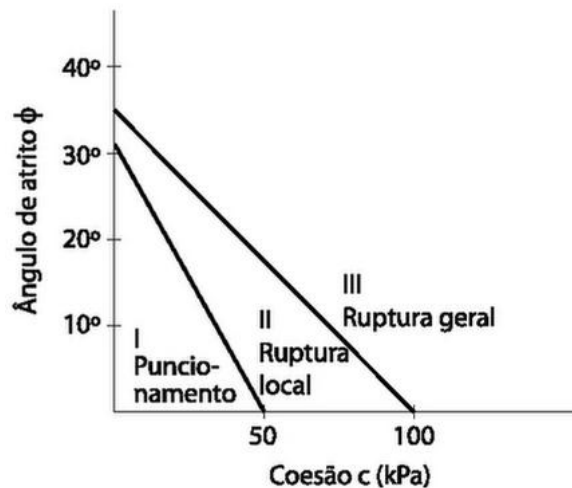
**Figura 10 - Modos de ruptura do solo**



Fonte: Veloso e Lopes, 2011

O ábaco da Figura 11 permite identificar o tipo de ruptura de solos, relacionando as componentes, ângulo de atrito e intercepto coesivo, determinadas em laboratório.

**Figura 11 – Ábaco para definição do tipo de ruptura**



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero, 2011

### 2.6.1 Tensões de ruptura, admissível e resistente de projeto

Veloso e Lopes (2011) afirmam que no dimensionamento de fundações, devem ser adotados fatores de segurança, tendo em vista as diversas incertezas

que existem, seja nos métodos de cálculo, parâmetros do solo obtidos e neles usados, cargas atuantes na estrutura e até mesmo imperfeições na execução da fundação adotada.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) determina que o projeto de fundações deve apresentar segurança quanto ao estado limite último (ELU), associado ao colapso total ou parcial da estrutura, e quanto ao estado limite de serviço (ELS), devido à ocorrência de fissuras, deformações que comprometam o uso da estrutura.

Os fatores de segurança utilizados podem ser globais, os quais são associados ao método de valores admissíveis, ou parciais, os quais são associados ao método de valores de projeto. O uso do fator de segurança global segue a Equação 3, em que as tensões provenientes de ações características, não devam exceder as tensões admissíveis dos diferentes materiais, sendo esta obtida pela divisão da tensão de ruptura pelo fator de segurança global (VELLOSO E LOPES, 2011).

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{FS} \quad \text{sendo,} \quad \sigma_k \leq \sigma_{adm} \quad (3)$$

Onde:

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível do solo

$\sigma_{rup}$  = tensão de ruptura do solo

$\sigma_k$  = tensão característica atuante

FS = fator de segurança global

Na utilização do fator de segurança parcial, segue-se a Equação 4, em que deve-se majorar as ações características, obtendo-se assim as ações de projeto, que devem ser menores que a tensão de resistência de projeto, obtida pela minoração da tensão de ruptura pelo fator de segurança parcial (VELLOSO E LOPES, 2011).

$$\sigma_d = \frac{\sigma_{rup}}{\gamma_m} \quad \text{sendo,} \quad \sigma_k \cdot \gamma_f \leq \sigma_d \quad (4)$$

Onde:

$\sigma_d$  = tensão resistente de projeto

$\sigma_{rup}$  = tensão de ruptura do solo

$\sigma_k$  = tensão característica atuante

$Y_f$  = fator de majoração das cargas

$Y_m$  = fator de segurança parcial (fator de minoração)

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define os valores dos fatores de segurança, globais e parciais, conforme a Tabela 4.

**Tabela 4 - Fatores de segurança para fundações superficiais**

Métodos para determinação da resistência última	Coefficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos <sup>a</sup>	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos <sup>b</sup>	2,15	3,00
Semi-empíricos a ou analíticos <sup>b</sup> acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00
<sup>a</sup> Atendendo ao domínio de validade para o terreno local. <sup>b</sup> Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.		

Fonte: NBR 6122:2019

Velloso e Lopes (2011) ainda afirmam que a obtenção da capacidade de carga do solo, ou seja, a tensão de ruptura, é obtida através de métodos semi-empíricos, teóricos ou ensaio de prova de carga.

### 2.6.2 Método de Terzaghi

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), o método teórico de Terzaghi, foi pioneiro no que consiste no desenvolvimento de uma teoria de capacidade de carga de um sistema sapata-solo. A Equação 5 determina a equação geral do método, que depende de três variáveis principais: parâmetros do solo, dimensões da base da sapata e o embutimento da fundação no maciço de solo.

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q' \cdot N_q \cdot S_q \quad (5)$$

Onde:

$\sigma_r$  = tensão de ruptura do solo

$c$  = intercepto coesivo

$\gamma$  = peso específico do solo na cota de apoio da fundação

$B$  = largura do elemento de fundação

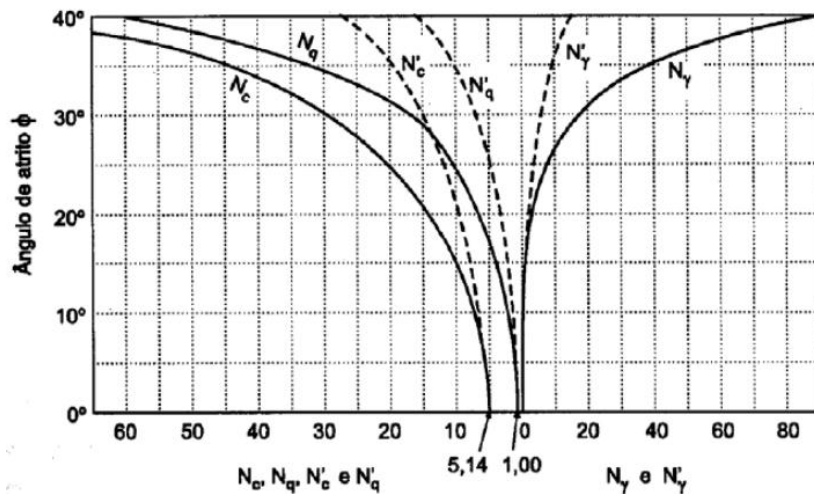
$q'$  = pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação

$N_c$   $N_\gamma$   $N_q$  = fatores de carga

$S_c$   $S_\gamma$   $S_q$  = fatores de forma

A Figura 12 representa o ábaco para determinação dos fatores de carga, que Alonso (2019) afirma, para solos com ruptura geral, deve-se utilizar as linhas cheias e para os demais as pontilhadas, adotando-se, nesse caso, dois terços do intercepto coesivo. Já a Tabela 5 apresenta os fatores de forma que são obtidos de acordo com a geometria da fundação.

**Figura 12 - Ábaco para determinação dos fatores de carga**



Fonte: Alonso, 2019

**Tabela 5 - Fatores de forma**

Forma da Fundação	Fatores de forma		
	$S_c$	$S_\gamma$	$S_q$
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: Alonso, 2019

A fórmula para o cálculo da capacidade de suporte de fundações rasas de Terzaghi, Equação 5, teve contribuições com relação aos seus fatores, sendo as de

Vesic (1975) apud Cintra, Aoki e Albiero (2011) de grande importância. Quanto aos fatores de capacidade de carga, o autor os calcula em função do ângulo de atrito interno do solo, conforme Equações 6 e 7, para os valores de  $N_q$  e  $N_c$ , respectivamente, e propôs o uso da expressão analítica (Equação 8) de Caquot e Kérisel (1953) para a determinação de  $N_\gamma$ .

$$N_c = \cot\phi [e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2) - 1] \quad (6)$$

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (7)$$

$$N_\gamma \cong 2(N_q + 1) \tan\phi \quad (8)$$

Onde:

$N_c$ ,  $N_q$ , e  $N_\gamma$  = fatores de carga

$\phi$  = ângulo de atrito interno do solo

Cintra, Aoki e Albiero (2011) indicam que para casos em que a ruptura não seja classificada como geral, deve-se utilizar os valores de coesão e  $\tan\phi$  reduzidos para 2/3 do valor total, sendo ruptura por punção, e quando local, calcula-se o valor médio de capacidade de carga dos dois demais tipos (geral e punção).

Ressalta-se ainda que Vesic (1975) apud Cintra, Aoki e Albiero (2011) também propôs a substituição dos fatores de forma, dada sua preferência para os de De Beer (1967), por esses levarem em conta não somente a geometria da sapata, mas também o ângulo de atrito interno do solo.

### 3 METODOLOGIA

Esse tópico tem como objetivo descrever o passo a passo realizado para a obtenção da correlação entre a tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ) *versus* índice de penetração (DN), e também os ensaios de campo e de laboratório realizados com o solo em estudo.

#### 3.1 Obtenção da correlação entre tensão admissível e DN

Primeiramente, buscou-se realizar uma profunda pesquisa em trabalhos acadêmicos, sendo eles dissertações, teses, artigos, que expusessem parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito e intercepto coesivo), e também a realização de ensaios DCP, com o intuito de buscar uma correlação entre o DN (mm/golpe) e a tensão admissível do solo. Os dados obtidos nessa busca na literatura foram apresentados na Tabela 3 do item 2.4.3.

Para cada linha da Tabela 3 foi calculada a tensão de ruptura esperada para o solo através do método de Terzaghi (Equação 5) apresentado no item 2.6.2. Ressalta-se que para os fatores de forma foram utilizados os valores dispostos na Tabela 5 e os fatores de carga calculados através das Equações 6, 7 e 8.

Então, obteve-se a tensão admissível através da Equação 3 apresentada em 2.6.1 empregando-se um Fator de Segurança Global igual a 3 prescrito pela NBR 6122:2019, conforme consta na Tabela 4 do referenciado item. Como valor de B da Equação 5 foi considerado o mínimo (0,60 metros) estipulado pela NBR 6122 quando se empregam métodos analíticos. A profundidade de assentamento considerada foi de 1 metro.

Ressalta-se que visando atingir o mais próximo possível do bulbo de tensões, determinado como sendo aproximadamente o dobro da menor largura da fundação, o valor de base adotado para a sapata foi estipulado como o mínimo proposto pela norma acima citada, tendo em vista a profundidade máxima de penetração do equipamento DCP utilizado, que é em torno de 0,80 metros, objetivando assim a menor interferência possível no estudo devido às limitações do dispositivo.

Com posse dos valores obtidos, geraram-se os gráficos índice de penetração *versus* tensão admissível do solo, aplicando-se o tipo de linha de tendência que

apresentava o maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ), obtendo-se assim uma equação para a relação.

Tendo em vista a busca por uma melhor aceitabilidade da equação global encontrada, assim denominada por envolver rupturas do tipo geral e local, realizou-se, depois de feita uma análise estatística, os ajustes citados abaixo:

- a. Cálculo das tensões admissíveis a partir da equação gerada pela linha de tendência do tipo potência;
- b. Cálculo do erro para cada ponto estudado, a partir da equação  $[(Y_{\text{ajuste}} - Y)^2]^{0,5}$  e posterior cálculo de sua média geral;
- c. Cálculo do desvio padrão da população de erro;
- d. Cálculo do coeficiente de variação (CV) do erro, a partir da equação  $(\text{Desvio padrão}/\text{Média de erro}) \times 100$ ;
- e. Verificação dos pontos com tensão admissível dentro do intervalo  $(Y_{\text{ajuste}} \pm \text{desvio padrão})$  e exclusão dos que não o atendiam;
- f. Para o novo conjunto de dados, novo ajuste do tipo potência e na sequência, repetição dos passos (b), (c) e (d).

Com as adequações acima descritas realizadas, obteve-se a equação final de correlação entre tensão admissível e índice de penetração.

## **3.2 Atividades de campo**

Os procedimentos realizados em campo, assim como as características físicas e geotécnicas do local, estão descritos nos subitens abaixo.

### **3.2.1 Caracterização física, geológica e geomorfológica do local estudado**

O local estudado, representado na Figura 13, situa-se no Município de Sinimbu, região central do estado do Rio Grande do Sul, distando aproximadamente 170 km da capital Porto Alegre. Sua localização geográfica, ilustrada na Figura 14, se encontra na Latitude – 29°32'30", Longitude – 52°31'38", e altitude de 77 metros acima do nível do mar.



**Figura 13 - Vista frontal do terreno estudado**



Fonte: Autor, 2019

**Figura 14 – Localização geográfica do local estudado na zona urbana do Município de Sinimbu – RS**



Fonte: Google Earth, 2019

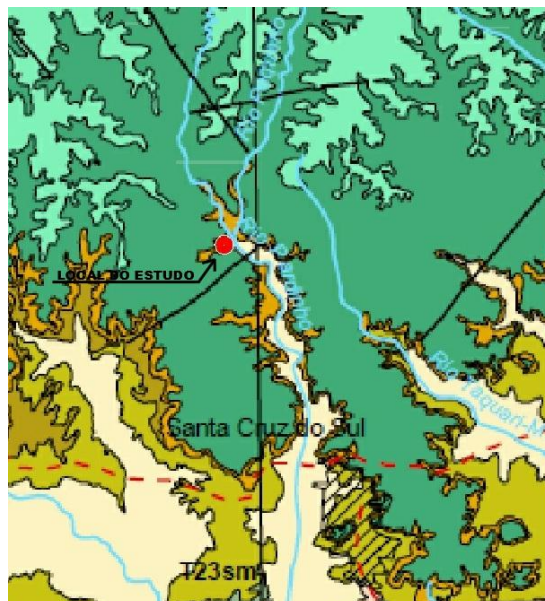


De acordo com os Mapas de Clima, Temperatura e Precipitação, disponibilizados no site da Secretaria de Planejamento, Orçamento e Gestão – SEPLAG, o estado do Rio Grande do Sul apresenta clima Temperado, do tipo Subtropical, sendo classificado como Mesotérmico Úmido. A temperatura média anual no município de Sinimbu varia entre 18°C e 20°C, e sua média pluviométrica em torno de 1.500 a 1.600 mm/ano (RIO GRANDE DO SUL, 2002). Segundo o Mapa de Biomas, do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, o local se insere no bioma denominado Mata Atlântica (BRASIL, 2004).

No que se refere à geomorfologia do local, de acordo com o Mapa Geomorfológico, elaborado e disponibilizado pela Secretaria de Planejamento, Orçamento e Gestão – SEPLAG, esse se enquadra na unidade geomorfológica denominada Planalto Meridional, que é formado por rochas basálticas decorrentes do derrame de lavas ocorrido na era Mesozóica (BRASIL, 2004).

Consultando o Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul, elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM e representado na Figura 15, verifica-se que o local estudado se encontra na zona de transição das formações representadas pelos símbolos J3K1bt e K1β gr, que correspondem respectivamente às classificações Formação Botucatu e Fácies Gramado, pertencentes ao eón Fanerozóico, era Mesozóica, períodos Jurássico e Cretáceo, respectivamente (BRASIL, 2006).

**Figura 15 - Situação do local estudado no mapa geológico do Estado do RS**



Fonte: Brasil, 2006

De acordo com a descrição no mapa referido, a geologia dessas fácies correspondem, respectivamente, a arenitos finos a grossos, bem arredondados e esféricos, e derrames basálticos granulares finos a médio.

### **3.2.2 Abertura de trincheiras e coleta de amostras**

Objetivando a coleta das amostras de solo para posterior obtenção dos parâmetros de resistência do solo, foram abertas duas trincheiras de inspeção, com o auxílio de uma retroescavadeira, conforme Figura 17, distantes cerca de 30 metros uma da outra. Para cada trincheira, estava prevista a coleta de um bloco indeformado a uma profundidade de aproximadamente 1 metro e ensaios DCP nas redondezas do local de coleta do mesmo.

Ao realizar a inspeção, após a escavação das trincheiras, foi encontrado no fundo da cava de número 1, um material quebradiço com coloração acinzentada seguido da presença de pedregulhos e pedras, o que inviabilizou tanto o ensaio DCP, por ser recomendada sua utilização em solos considerados finos, uma vez que solos pedregulhosos podem danificar o equipamento, quanto à extração da amostra indeformada.

Já na trincheira de número 2, encontrou-se um material mais propício para os fins pretendidos, sendo então coletado um bloco, com dimensões aproximadas de 20 centímetros de largura e 30 centímetros de comprimento. Sua utilização teve por objetivo a obtenção de CPs para realização de ensaio de cisalhamento direto. Após a coleta, também foram realizados 4 ensaios DCP, situados nas suas proximidades.

O bloco foi retirado de uma profundidade de 1,20 metros, coletado com o devido cuidado e, após esculpido, aplicada 3 demãos de parafina, com o intuito de preservar as condições naturais do solo. Em seguida, foi envolto com pano de algodão e novamente aplicado a parafina.

As Figuras 18 e 19 representam os procedimentos acima citados.

**Figura 16 - Abertura da trincheira 2**



Fonte: Autor, 2020

**Figura 17 - Bloco indeformado**



Fonte: Autor, 2020



**Figura 18 - Aplicação da parafina no bloco**



Fonte: Autor, 2020

Após tais procedimentos, o bloco foi transportado cuidadosamente até o laboratório da Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC, para posteriormente serem submetidos ao ensaio de cisalhamento direto.

Também foi coletado cerca de 30 kg de amostra de solo deformado, sendo posteriormente disposto em bandejas para secagem ao ar para mais tarde ser utilizado nos ensaios de caracterização.

### **3.2.3 Ensaio DCP**

O ensaio do cone de penetração dinâmica (*Dynamic Cone Penetrometer – DCP*) foi executado conforme os procedimentos descritos no item 2.4.1, sendo realizados em quatro pontos, todos na mesma cota.

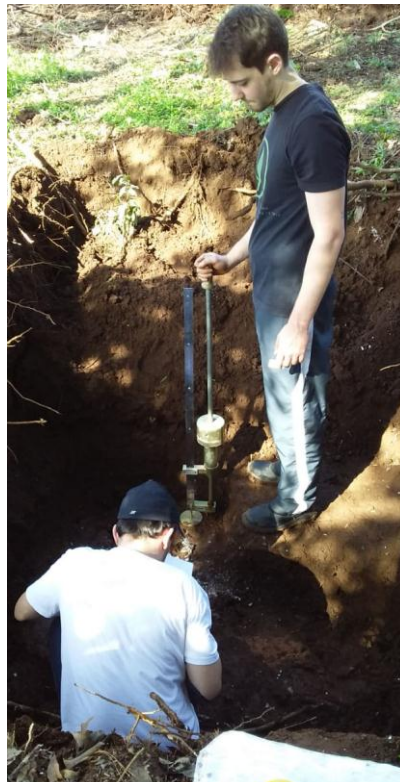
A Figura 20 ilustra o equipamento utilizado, enquanto a Figura 21 demonstra a realização do ensaio.

**Figura 19 - Equipamento DCP utilizado**



Fonte: Autor, 2020

**Figura 20 - Execução do ensaio DCP**



Fonte: Autor, 2020

Os dados anotados na planilha de campo foram plotados em gráfico, contendo nas abcissas o valor do número de golpes, e nas ordenadas, a profundidade referente. Em seguida, determinou-se o valor de DN (mm/golpe) para cada ponto ensaiado.

### **3.3 Ensaios de laboratório**

Os ensaios para determinação das características físicas e mecânicas do solo estudado foram realizados primeiramente no laboratório de solos da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, sendo os ensaios de cisalhamento direto realizado na Universidade Federal de Santa Maria – UFSM.

Todos os ensaios seguiram as respectivas normas que os regulamentam e estão descritos separada e detalhadamente nos tópicos seguintes.

As amostras de solo foram preparadas de acordo com o que rege a NBR 6457 (ABNT, 2016).

#### **3.3.1 Análise granulométrica**

Foram realizados os ensaios de peneiramento e sedimentação, visando à determinação do tamanho dos grãos do solo e assim tornar possível a obtenção da curva granulométrica. Ambos os procedimentos seguiram a NBR 7181 (ABNT, 2016).

O ensaio de peneiramento é dividido em duas etapas. A primeira é denominada de peneiramento grosso, que consiste na determinação das partículas retidas na peneira 2,0 mm, ou seja, de diâmetro maior que o equivalente à peneira. Já a segunda etapa, ilustrada na Figura 22, também conhecida como peneiramento fino, aplica-se para as partículas entre 2,0 mm e 0,075 mm.

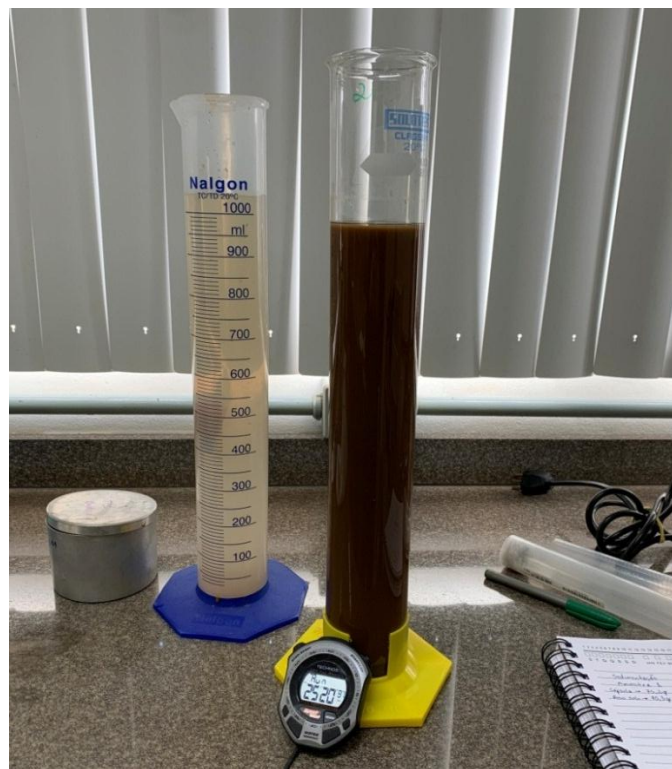
No ensaio de sedimentação, voltado para a determinação das partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm, utilizou-se o método de suspensão de grãos, conforme Figura 23, que baseia-se na Lei de Stokes, estabelecendo uma relação entre o diâmetro da partícula e sua velocidade de sedimentação em um meio líquido de viscosidade e peso específico conhecidos (água).

**Figura 21 - Processo de peneiramento fino**



Fonte: Autor, 2020

**Figura 22 - Processo de sedimentação**



Fonte: Autor, 2020



O ensaio do peso específico dos grãos faz-se necessário para auxiliar na determinação da curva granulométrica, uma vez que os dados obtidos nesse ensaio são necessários para a realização dos cálculos do processo de sedimentação.

Para esse trabalho, não foi realizado o ensaio de determinação do peso específico dos grãos, sendo utilizado o valor de  $27 \text{ KN/m}^3$ , conforme recomenda Pinto (2006). Tal decisão foi tomada visando maior agilidade nos demais ensaios e também por esse parâmetro interferir minimamente no propósito do trabalho.

Após a realização de tais etapas, os resultados foram plotados em gráfico, resultando na curva granulométrica do solo, em que nas abcissas, em escala logarítmica, estão situados os diâmetros das partículas, e nas ordenadas as porcentagens passantes nas peneiras.

### **3.3.2 Limites de Atterberg**

Visando a determinação dos limites de consistência do solo, foram realizados os ensaios para determinação dos limites de liquidez e plasticidade que seguiram as normas NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente.

Para o ensaio do Limite de Liquidez (LL), foi inserida certa quantidade de solo na concha metálica do aparelho de Casagrande e, posteriormente, foi aberta uma ranhura com um cinzel adequado para o tipo de solo em estudo, conforme ilustra a Figura 24, para que então fosse submetido a uma sequência de golpes até ocorrer o fechamento pleno da ranhura.

O ensaio foi realizado cinco vezes, com o solo em umidades distintas. Com o número de golpes correspondente a cada umidade, através de interpolação gráfica dos resultados, foi possível obter o teor de umidade referente a 25 golpes, a qual corresponde ao LL.

**Figura 23 – Ensaio do limite de liquidez (LL)**



Fonte: Autor, 2020

O ensaio de limite de plasticidade, que é o menor teor de umidade que o solo se comporta plasticamente, foi realizado com amostras de solo previamente preparadas e umedecidas, buscando, com a utilização da palma da mão, a moldagem de cilindros com a mesma espessura do cilindro padrão (3 mm) até que o mesmo fissurasse (Figura 25).

**Figura 24 - Ensaio do limite de plasticidade (LP)**



Fonte: Autor, 2020

O valor limite de plasticidade do solo foi determinado pela média da umidade correspondente da moldagem de cilindros padrão de quatro ensaios.

### 3.3.3 Ensaio de cisalhamento direto

Para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, foram moldados 3 Corpos de Prova (CPs), com as amostras de solo indeformadas coletadas. Esses foram submetidos ao ensaio de cisalhamento direto, realizado seguindo as especificações da norma americana D3080 (ASTM, 2011).

Os ensaios foram realizados para a situação inundada, em que os CPs foram previamente saturados estando submersos por um período de 24 horas.

A moldagem dos CPs foi feita com o auxílio de um molde em formato quadrado com área aproximada de 25 cm<sup>2</sup> e 2 cm de altura. Após, foram posicionados na caixa bipartida, que se desloca ao decorrer do ensaio ocasionando o cisalhamento da amostra, conforme ilustrado na Figura 26.

Aplicaram-se três valores de tensões normais, 50 kPa, 150 kPa e 200 kPa, sendo esses definidos de acordo com as tensões supostamente expostas ao qual o solo seria submetido para a finalidade deste trabalho.

Quanto à velocidade do ensaio, foi determinada devido à classificação do material e disposições da norma americana, sendo, portanto de 0,015 mm/min.

**Figura 25 - Cisalhamento da amostra**



Fonte: Autor, 2020

Ao fim dos ensaios, obteve-se as envoltórias de Mohr-Coulomb, possibilitando a determinação dos valores de coesão e ângulo de atrito do solo estudado.

### **3.4 Cálculo da capacidade de carga do solo em estudo**

Com a equação obtida através da correlação entre o índice de penetração (DN) e a tensão admissível do solo, calculada pela fórmula de Terzaghi (Equação 5), especificada no item 2.6.2, dos dados obtidos nas pesquisas feitas, realizou-se o cálculo da capacidade de carga do solo analisado, substituindo na equação o valor de DN obtido no ensaio em campo.

Visando realizar uma comparação entre o valor encontrado pela equação proposta e a tensão admissível obtida através da Equação 5, tendo definidas as propriedades e parâmetros do solo necessários para tal, a capacidade de carga do solo em estudo foi calculada por essa também.

### **3.5 Conclusões**

Ao fim deste trabalho de conclusão, elaborou-se, através dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório, campo e dos cálculos realizados, uma conclusão verificando a existência de uma correlação entre o índice de penetração e a tensão admissível do solo, e se a correlação proposta é válida ou não.

## 4 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 4.1 Modelo de cálculo (tensão admissível *versus* número de golpes)

A Tabela 6 apresenta os resultados dos cálculos da tensão admissível, obtida pelo método de Terzaghi, de cada solo elencado na Tabela 3, conforme descrito no item 3.1. Na Figura 27 observa-se o gráfico obtido a partir dos dados da Tabela 6 e a equação por ele gerada através da aplicação da linha de tendência do tipo potência, com o respectivo coeficiente de determinação.

Primeiramente, nota-se que diante dos 39 dados dispostos na Tabela 6, disposta abaixo, através do enquadramento realizado de acordo com o ábaco da Figura 11, em 7 deles o tipo de ruptura é classificado como local. Isso faz com que os fatores de carga sejam consideravelmente baixos e, conseqüentemente, são os solos com menor capacidade de carga. Os demais 32, apresentam ruptura geral.

Comparando-se a tensão admissível do solo de número 3, tido como o menor valor obtido dentre os de ruptura geral, com a dos números 38 e 39, maiores do tipo local, percebe-se a influência que o tipo de ruptura exerce na capacidade de suporte do solo, uma vez que a diferença é de aproximadamente 561 %. Por conseqüência, verifica-se uma descontinuidade abrupta do modelo.

Além disso, o aspecto coesivo quando analisado em prol da tensão admissível, mostra-se como um fator muito importante. Ao se comparar os parâmetros dos solos de maior resistência, números 35, 26 e 27, respectivamente, por mais que os dois últimos tenham um ângulo de atrito 43 % maior que o primeiro e, conseqüentemente maiores fatores de carga, o solo número 35 com uma coesão 1.692 % maior, resultou numa tensão admissível aproximadamente 46 % maior.

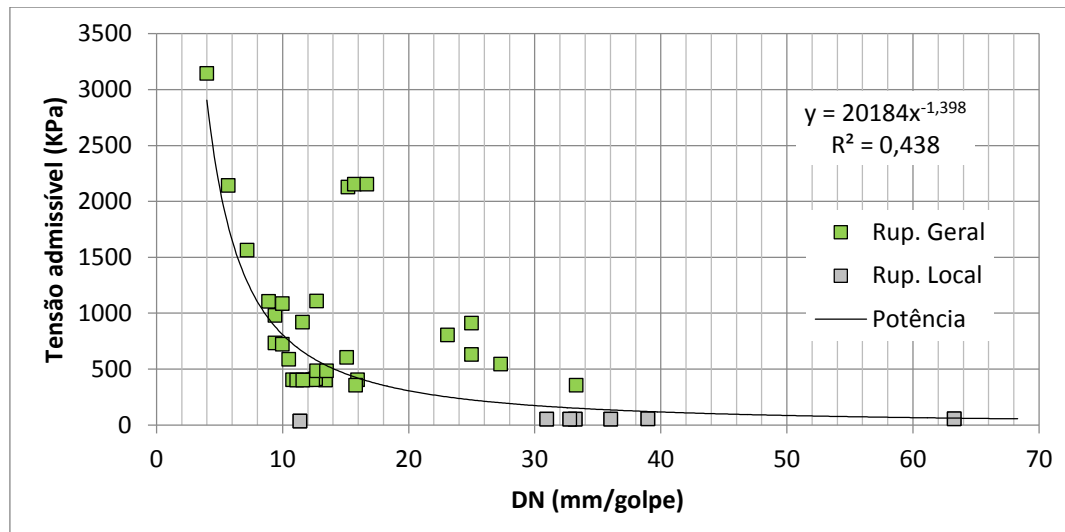
Ainda no que se refere à coesão, Cintra, Aoki e Albiero (2011) citam que para fins de fundação, é de costume o cálculo da capacidade de carga ser realizado com os parâmetros do solo ensaiados em condição inundada. Isso se justifica por a resistência crítica ocorrer nessa condição, pois quando saturado, perde-se a coesão aparente do solo remanescendo somente a coesão efetiva ou real. Em solos com predominância de argila, essa diferença do intercepto coesivo pode ser considerável, em função do efeito da sucção.

**Tabela 6 - Tensão admissível do solo obtida pelo Método de Terzaghi**

Num.	Parâmetros de resistência		Tipo de ruptura	Fatores de forma			Fatores de carga			B (m)	$\sigma_{rup}$ (kPa)	$\sigma_{adm}$ (kPa)
	c (kPa)	$\phi$ (°)		$S_c$	$S_\gamma$	$S_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$			
1	8,0	37,0	Geral	1,1	0,9	1,0	56	66	43	0,6	1.759,60	586,57
2	10,0	37,0	Geral	1,1	0,9	1,0	56	66	43	0,6	1.816,59	605,53
3	14,3	31,9	Geral	1,1	0,9	1,0	35	30	23	0,6	1.065,36	355,12
4	22,5	36,7	Geral	1,1	0,9	1,0	54	63	42	0,6	2.411,98	803,99
5	26,0	37,0	Geral	1,1	0,9	1,0	56	66	43	0,6	2.736,14	912,05
6	29,9	31,3	Geral	1,1	0,9	1,0	33	27	21	0,6	1.629,17	543,06
7	12,4	38,4	Geral	1,1	0,9	1,0	64	83	51	0,6	2.203,87	734,62
8	13,2	37,9	Geral	1,1	0,9	1,0	61	77	48	0,6	2.164,92	721,64
9	0,0	33,0	Local	1,1	0,9	1,0	17	7	8	0,6	157,16	52,39
10	0,0	33,0	Local	1,1	0,9	1,0	17	7	8	0,6	157,16	52,39
11	0,0	33,0	Local	1,1	0,9	1,0	17	7	8	0,6	157,16	52,39
12	0,0	33,0	Local	1,1	0,9	1,0	17	7	8	0,6	157,16	52,39
13	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.221,99	407,33
14	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.201,20	400,40
15	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.237,00	412,33
16	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.213,90	404,63
17	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.211,59	403,86
18	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.213,90	404,63
19	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.203,51	401,17
20	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.200,04	400,01
21	0,0	38,0	Geral	1,1	0,9	1,0	61	78	49	0,6	1.212,75	404,25
22	53,2	25,3	Geral	1,1	0,9	1,0	21	11	11	0,6	1.452,18	484,06
23	53,2	25,3	Geral	1,1	0,9	1,0	21	11	11	0,6	1.452,18	484,06
24	25,5	33,6	Geral	1,1	0,9	1,0	41	39	28	0,6	1.894,14	631,38
25	13,1	45,2	Geral	1,1	0,9	1,0	138	284	140	0,6	6.385,01	2.128,34
26	13,1	45,2	Geral	1,1	0,9	1,0	138	284	140	0,6	6.457,92	2.152,64
27	13,1	45,2	Geral	1,1	0,9	1,0	138	284	140	0,6	6.457,92	2.152,64
28	33,0	26,1	Geral	1,1	0,9	1,0	22	13	12	0,6	1.065,60	355,20
29	120,0	24,0	Geral	1,1	0,9	1,0	19	9	10	0,6	2.757,35	919,12
30	85,0	28,8	Geral	1,1	0,9	1,0	27	19	16	0,6	2.940,57	980,19
31	157,0	27,7	Geral	1,1	0,9	1,0	25	16	14	0,6	4.693,10	1.564,37
32	69,5	32,5	Geral	1,1	0,9	1,0	37	33	25	0,6	3.322,90	1.107,63
33	128,6	25,4	Geral	1,1	0,9	1,0	21	12	11	0,6	3.257,49	1.085,83
34	147,9	23,8	Geral	1,1	0,9	1,0	19	9	9	0,6	3.320,50	1.106,83
35	234,8	31,6	Geral	1,1	0,9	1,0	34	28	22	0,6	9.435,41	3.145,14
36	285,1	24,3	Geral	1,1	0,9	1,0	20	10	10	0,6	6.427,84	2.142,61
37	0,0	24,0	Local	1,1	0,9	1,0	12	3	4	0,6	101,15	33,72
38	8,0	24,0	Local	1,1	0,9	1,0	12	3	4	0,6	161,14	53,71
39	0,0	24,0	Local	1,1	0,9	1,0	12	3	4	0,6	161,14	53,71

Fonte: Autor, 2020

**Figura 26 – Tensão Admissível x Índice de Penetração**



Fonte: Autor, 2020

Analisando-se o valor do DN (mm/golpe) com o tipo de solo, confirma-se o que os autores afirmam, uma vez que nota-se uma tendência de baixo valor para solos finos quando encontram-se em condições não saturadas, devido ao grande aumento de resistividade existente devido à coesão nessas situações. Quando saturados o aumento do índice de penetração é considerável, confirmando a definição de resistência crítica do solo quando submetido a essa condição.

Quando buscada uma correlação entre os resultados dos ensaios DCP com os parâmetros de resistência do solo, não foi possível obter uma conclusão sobre, devido à insuficiência de dados e a grande dispersão dos existentes.

Ressalta-se que a correlação que consta no gráfico da Figura 27 foi obtida de maneira global, ou seja, envolvendo todos os dados encontrados nas pesquisas, independentemente do tipo de solo, ruptura, grau de saturação *in situ* e ao ser ensaiado e tipo de ensaio para a determinação da resistência. Analisando-se o gráfico, percebe-se que os solos que expuseram um baixo DN (10 mm/golpe ou menos), apresentam uma tensão admissível crescente. Por sua vez, solos com o índice de penetração alto, como 30 mm/golpe ou mais, aparecem com uma resistência muito baixa, esses sendo muito influenciados pelo tipo de ruptura, que quando local têm a capacidade de carga reduzida consideravelmente.

Os pontos que se encontram entre esse intervalo de DN, de 10 a 30 mm/golpe, apresentam uma pequena tendência a apresentar maior resistência conforme menor penetração por golpe, porém é notória a dispersão de alguns dos

dados, que por consequência acabaram comprometendo a confiabilidade da equação, tendo um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de aproximadamente 0,44.

Buscando uma melhor aceitabilidade para a relação, foram realizadas as análises estatísticas descritas no item 3.1, que tem os resultados dos cálculos para o ajuste representados na Tabela 7. Os valores de tensão admissível que não atenderam ao intervalo limite determinado estão preenchidos na cor vermelha para facilitar a visualização.

De forma inicial, para a relação proposta neste trabalho satisfazer, deve-se salientar que os ensaios de laboratório e em campo devem ser realizados nas condições mais próximas possíveis, buscando haver coerência nos resultados, exceto se o grau de saturação em ambas as situações forem muito semelhantes. Com relação aos pontos 4, 5 e 32, uma forte hipótese para sua distorção da relação, deve-se à condição acima citada, em que tais solos apresentavam diferentes condições quando ensaiados em laboratório e no campo quando submetidos ao ensaio DCP. Porém, como as fontes não dispõem de dados suficientes para a obtenção dos valores, a hipótese é inconclusiva.

Umpierre (2019), autor dos ensaios realizados dos solos de número 37 a 39, cita em seu trabalho de conclusão essa diferença de condição em que se encontrava o solo *in situ* para a de realização do ensaio de cisalhamento direto, que foi realizado na condição inundada. As amostras ensaiadas em laboratório foram todas saturadas, condição que se encontravam os solos de número 38 e 39, consequentemente tendo coerência nos ensaios, porém diferindo-se da de número 37, que apresentava uma condição em campo mais seca, sem afloramento de água, não havendo assim, convergência no ensaio para esse ponto.

Os solos numerados de 25 a 27 tem na execução do ensaio DCP o motivo principal para sua discrepância na linha de tendência, uma vez que esse ensaio foi realizado em laboratório, sendo os CPs moldados em um cilindro de compactação e posteriormente submetidos ao ensaio de penetração. Essa prática não representa totalmente as condições de campo, mesmo tendo o grau de compactação e saturação muito próximos da condição real, pois os valores de tensão horizontal exercidos “*in situ*” e em laboratório possivelmente diferem-se, devido ao sobre-adsensamento sofrido pelo solo nas condições reais, afetando os valores obtidos no ensaio DCP. Outra possível hipótese é a sucção matricial na resistência à penetração do solo.



Tabela 7 - Cálculos dos ajustes propostos

Numeração	$\sigma_{adm}$ (kPa)	$Y_{ajustado}$ (kPa)	Erro	Intervalo $Y_{ajustado} \pm$ desvio padrão	
1	586,57	754,023	167,46	324,28	1183,77
2	605,53	453,730	151,80	23,99	883,47
3	355,12	150,186	204,93	-279,56	579,93
4	803,99	250,425	553,57	-179,32	680,17
5	912,05	224,227	687,82	-205,52	653,97
6	543,06	198,268	344,79	-231,48	628,01
7	734,62	880,186	145,56	450,44	1309,93
8	721,64	807,248	85,61	377,50	1236,99
9	52,39	150,692	98,31	-279,05	580,44
10	52,39	166,215	113,83	-263,53	595,96
11	52,39	153,397	101,01	-276,35	583,14
12	52,39	134,469	82,08	-295,28	564,21
13	407,33	573,525	166,20	143,78	1003,27
14	400,40	535,626	135,23	105,88	965,37
15	412,33	581,788	169,45	152,04	1011,53
16	404,63	723,967	319,33	294,22	1153,71
17	403,86	630,760	226,90	201,02	1060,50
18	404,63	596,917	192,28	167,17	1026,66
19	401,17	695,036	293,87	265,29	1124,78
20	400,01	653,622	253,61	223,88	1083,37
21	404,25	420,289	16,04	-9,46	850,03
22	484,06	577,949	93,89	148,20	1007,69
23	484,06	530,641	46,58	100,90	960,39
24	631,38	224,227	407,15	-205,52	653,97
25	2128,34	449,562	1678,77	19,82	879,31
26	2152,64	429,674	1722,97	-0,07	859,42
27	2152,64	394,139	1758,50	-35,61	823,88
28	355,20	425,877	70,68	-3,87	855,62
29	919,12	655,987	263,13	226,24	1085,73
30	980,19	880,186	100,01	450,44	1309,93
31	1564,37	1277,781	286,59	848,04	1707,53
32	1107,63	577,949	529,68	148,20	1007,69
33	1085,83	807,248	278,58	377,50	1236,99
34	1106,83	950,080	156,75	520,34	1379,82
35	3145,14	2906,213	238,92	2476,47	3335,96
36	2142,61	1771,308	371,30	1341,56	2201,05
37	33,72	672,132	638,42	242,39	1101,88
38	53,71	61,185	7,47	-368,56	490,93
39	53,71	120,420	66,71	-309,32	550,16
			<b>Média</b>	339,12	
			<b>Desv. Padrão</b>	429,74	
			<b>C.V</b>	126,72	

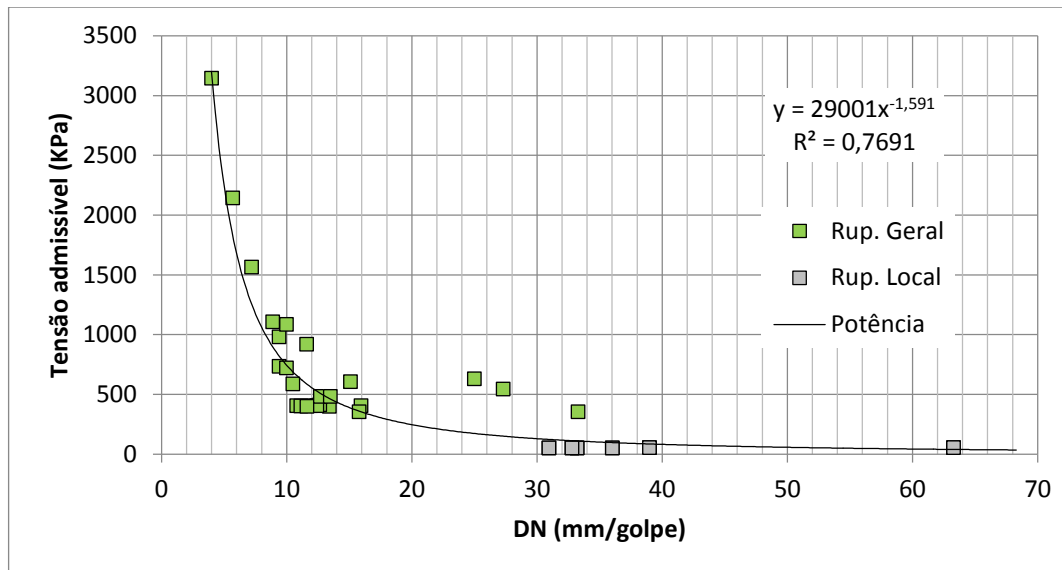
Fonte: Autor, 2020

A Tabela 8 apresenta o conjunto de dados obtido após a realização dos ajustes, para a obtenção da equação tensão admissível *versus* índice de penetração. A Figura 28 apresenta o gráfico com a correlação obtida, novamente do tipo potência.

**Tabela 8 - Novo conjunto de dados utilizado**

Numeração	DN (mm/golpe)	$\sigma_{adm}$ (KPa)	$Y_{ajustado}$ (kPa)	Erro
1	10,5	586,57	688,18	101,61
2	15,1	605,53	386,07	219,46
3	33,3	355,12	109,70	245,42
6	27,3	543,06	150,48	392,58
7	9,4	734,62	820,67	86,04
8	10,0	721,64	743,73	22,09
9	33,2	52,39	110,12	57,73
10	31,0	52,39	123,12	70,73
11	32,8	52,39	112,37	59,99
12	36,0	52,39	96,73	44,34
13	12,8	407,33	504,04	96,71
14	13,4	400,40	466,31	65,91
15	12,6	412,33	512,31	99,98
16	10,8	404,63	657,05	252,41
17	11,9	403,86	561,67	157,80
18	12,4	404,63	527,50	122,87
19	11,1	401,17	627,25	226,08
20	11,6	400,01	584,89	184,88
21	16,0	404,25	353,85	50,40
22	12,7	484,06	508,47	24,40
23	13,5	484,06	461,37	22,69
24	25,0	631,38	173,10	458,28
28	15,8	355,20	359,21	4,01
29	11,6	919,12	587,30	331,82
30	9,4	980,19	820,67	159,53
31	7,2	1564,37	1254,29	310,08
33	10,0	1085,83	743,73	342,10
34	8,9	1106,83	895,23	211,61
35	4,0	3145,14	3195,48	50,34
36	5,7	2142,61	1818,93	323,68
38	63,3	53,71	39,48	14,23
39	39,0	53,71	85,32	31,60
			<b>Média</b>	151,29
			<b>Desv. Padrão</b>	123,81
			<b>C.V</b>	81,84

**Figura 27 - Tensão Admissível x Índice de Penetração – Ajustado**



Fonte: Autor, 2020

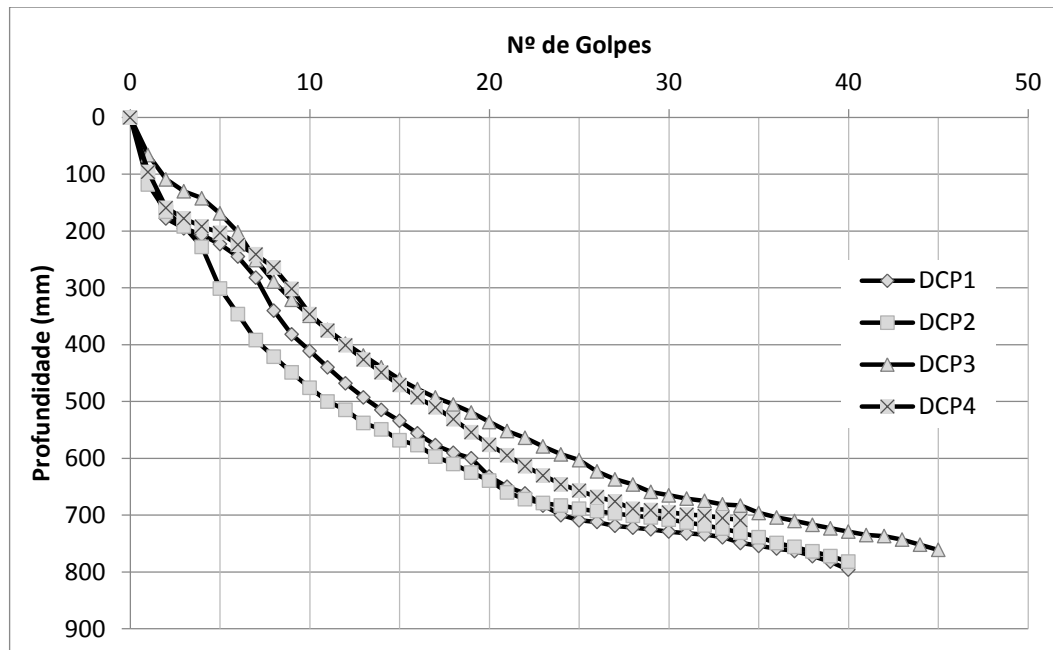
Realizadas tais adequações, verifica-se a exclusão de 7 de um total de 39 dados pesquisados, ou seja, uma redução de aproximadamente 17,9 %. Em contrapartida da diminuição citada anteriormente, observa-se que o coeficiente de determinação ( $R^2$ ), apresentou uma melhora significativa, sendo agora de aproximadamente 0,77, tornando a confiabilidade da equação bem mais satisfatória.

Quanto à média de erro e o desvio padrão, as reduções foram aproximadamente de 55,4 % e 71,2 %, respectivamente. Foi notável também uma diferença de 44,9 % do coeficiente de variação (CV), uma vez que antes do ajuste o mesmo era de 126,7 % e após 81,8 %, totalizando uma redução em torno de 35,4 % do valor.

## 4.2 Ensaio DCP

Os resultados obtidos estão dispostos na Figura 29, estando na abscissa situado o número de golpes, e na ordenada a profundidade para tal alcançada.

**Figura 28 - Ensaio DCP**



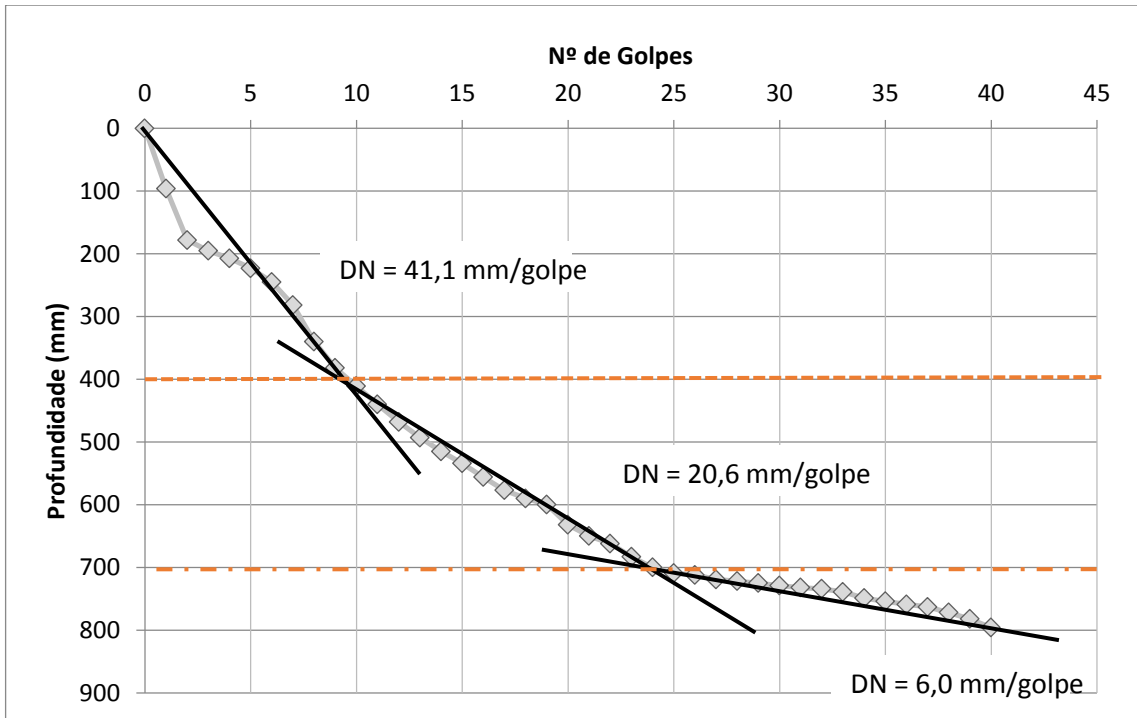
Fonte: Autor, 2020

Analisando-se de maneira geral os ensaios apresentados no gráfico, verifica-se que é possível dividir o solo em três subcamadas, onde a mais superficial apresenta uma baixa resistência inicial, uma vez que a profundidade penetrada por golpe é alta. Um fator que tem grande influência para a distorção inicial, situada nos primeiros 20 cm, é o amolgamento do solo, ocasionado pela escavação com a retroescavadeira.

Na sequência pode-se notar dois trechos aproximadamente retos, sendo a subcamada intermediária com uma resistência inferior à última que apresenta uma reta bem mais abatida e notoriamente mais resistente.

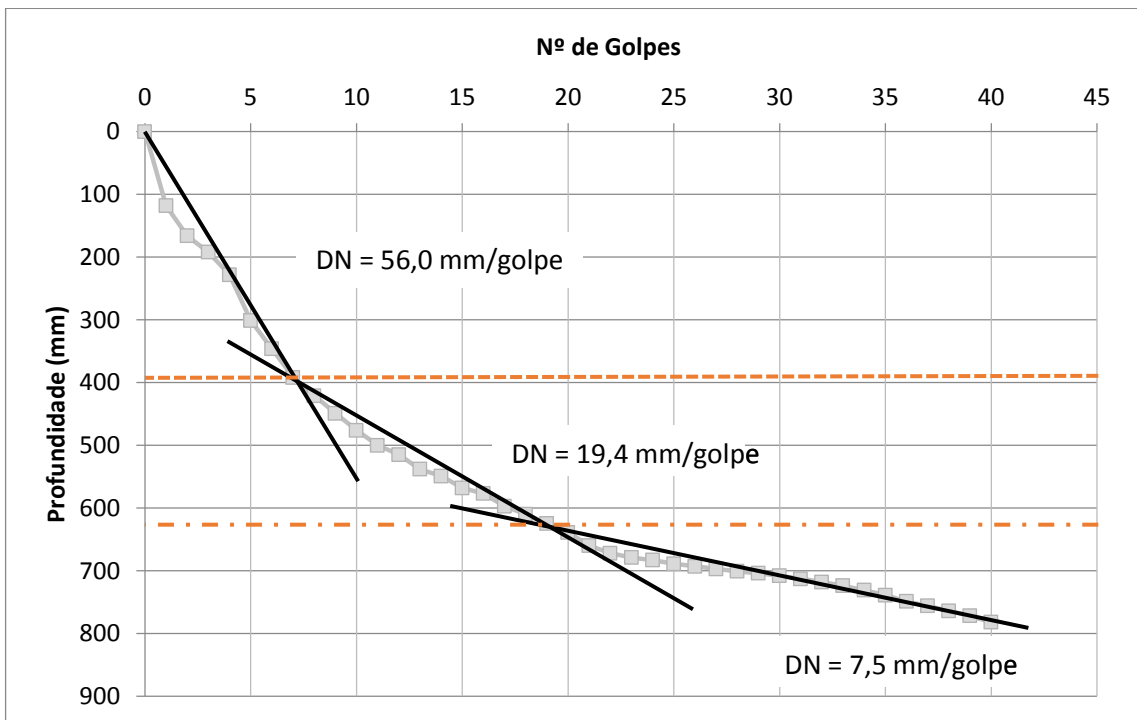
As Figuras 30, 31, 32 e 33 detalham separadamente as curvas DCP de cada ensaio, onde estão ilustradas, em forma de linhas tracejadas, as diferentes subcamadas notadas através do resultado do ensaio e dispostas o valor do referido DN para cada qual.

**Figura 29 - Ensaio DCP 1**



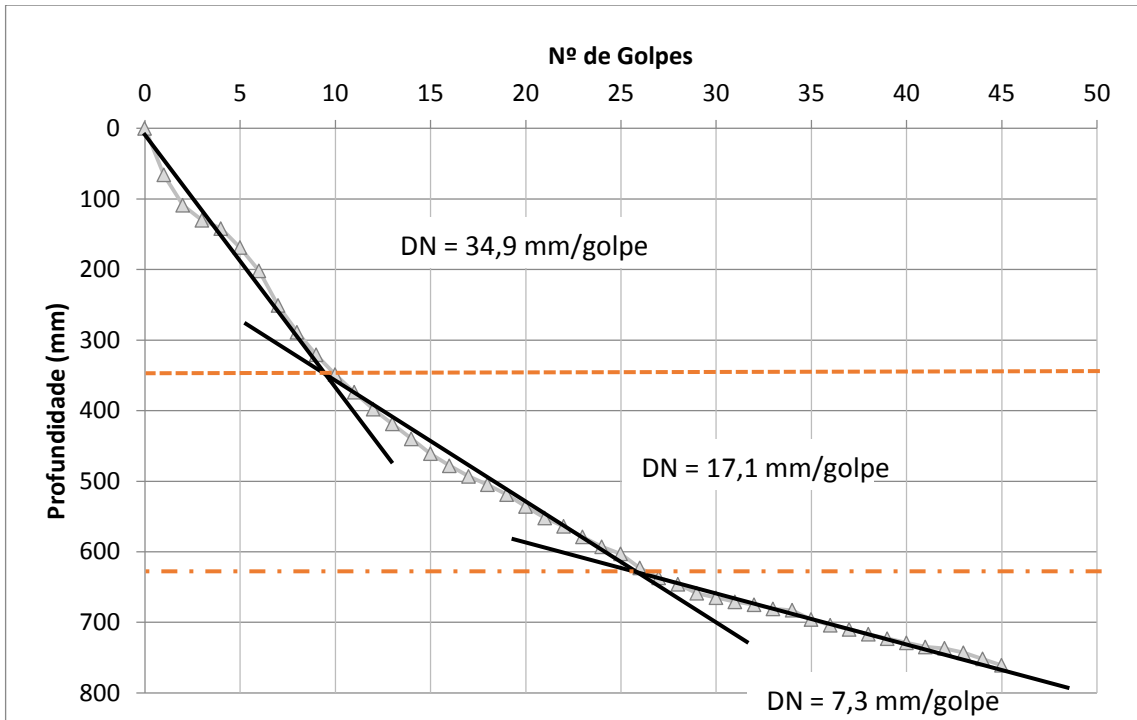
Fonte: Autor, 2020

**Figura 30 - Ensaio DCP 2**



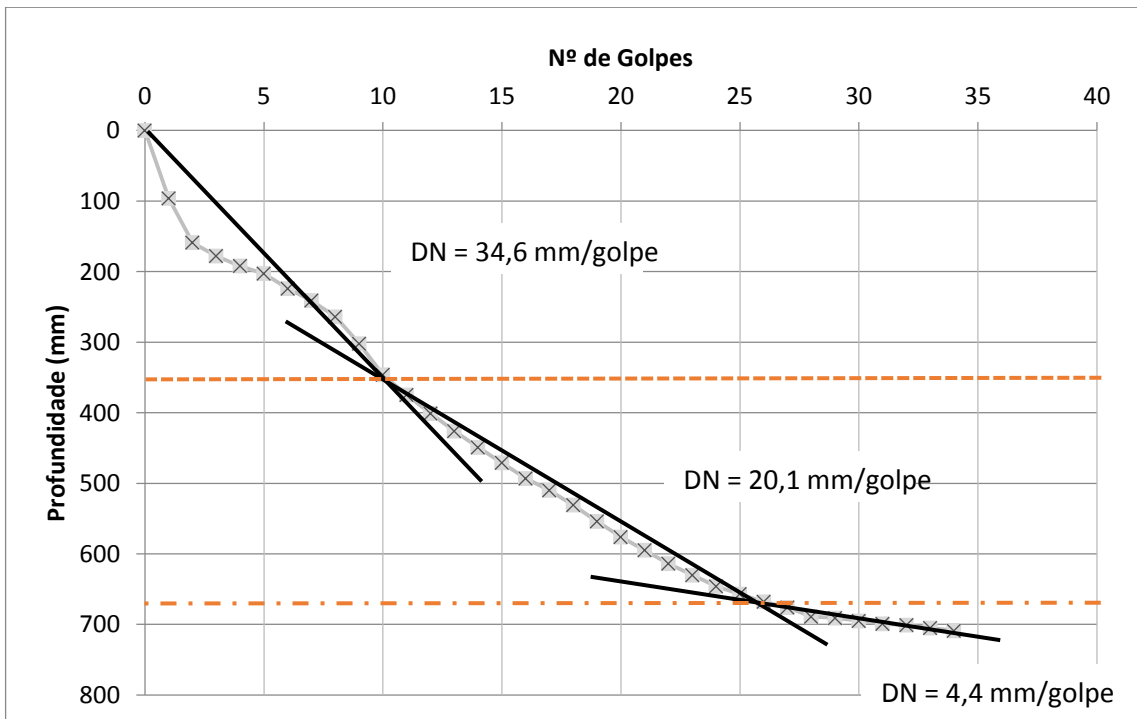
Fonte: Autor, 2020

**Figura 31 - Ensaio DCP 3**



Fonte: Autor, 2020

**Figura 32 - Ensaio DCP 4**



Fonte: Autor, 2020

Buscando uma coerência com os parâmetros de resistência do solo obtidos, para os posteriores cálculos da capacidade de carga do solo, foram utilizados os valores de DN (mm/golpe) referentes à subcamada superficial, uma vez que essa se encontra logo abaixo da profundidade de coleta do bloco.

Na Tabela 9, estão dispostos os respectivos índices de penetração resultantes de cada ensaio e sua média, bem como o desvio padrão e o coeficiente de variação do ensaio.

**Tabela 9 - Índice de penetração (DN)**

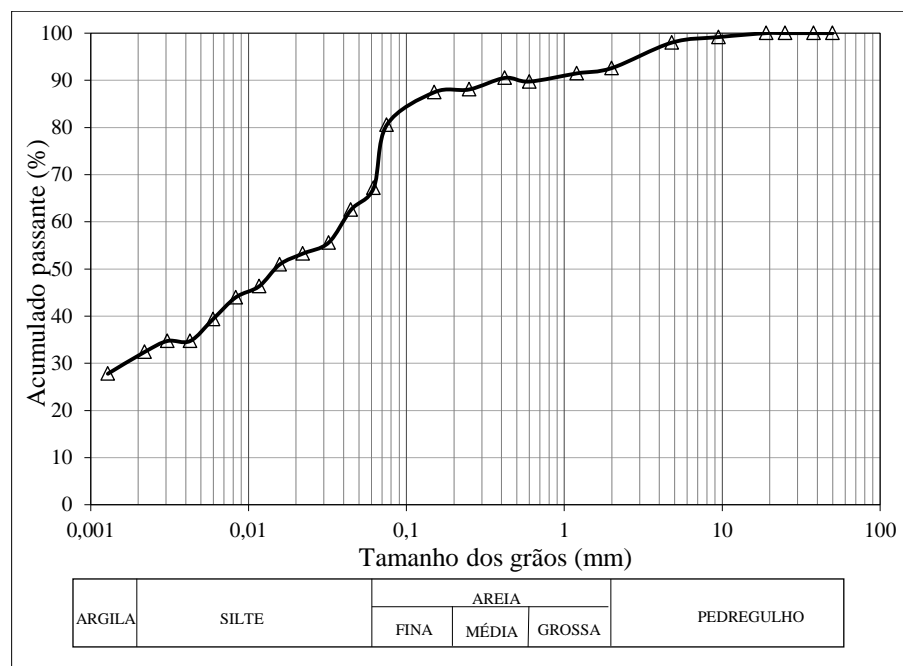
Ensaio	DN (mm/golpe)	Média (mm/golpe)	Desvio padrão	CV (%)
DCP 01	41,1	41,65	10,02	24,07
DCP 02	56,0			
DCP 03	34,9			
DCP 04	34,6			

Fonte: Autor, 2020

#### 4.3 Caracterização do solo

A curva granulométrica do solo, bem como sua caracterização e classificação, estão ilustrados na Figura 34 e Tabela 10, respectivamente.

**Figura 33- Curva granulométrica**



Fonte: Autor, 2020

**Tabela 10 - Caracterização do solo**

<b>Propriedades</b>		<b>Valores/Descrição</b>
Granulometria	Pedregulho (2mm <math>\Phi \leq 60\text{mm}</math>)	7%
	Areia (0,06mm <math>\Phi \leq 2\text{mm}</math>)	26%
	Silte (0,002mm <math>\Phi \leq 0,06\text{mm}</math>)	35%
	Argila ( $\Phi \leq 0,002\text{mm}$ )	32%
Classificação granulométrica segundo a NBR 6502:1995		Silte argiloso
Plasticidade	Limite de Liquidez - LL	49%
	Limite de Plasticidade - LP	35%
	Índice de Plasticidade - IP	14%
	Classificação segundo Burmister (1949) apud Das e Sobhan (2014)	Plasticidade Média
Classificação SUCS		ML Silte de Baixa Compressibilidade
Classificação da AASHTO		A-7-5 Solo argiloso

Fonte: Autor, 2020

De acordo com o apresentado na curva granulométrica, pode-se concluir que trata-se de um material com maior porcentagem de finos, conseqüentemente comprovada pela classificação do solo, segundo a NBR 6502 (ABNT,1995), sendo denominado como silte argiloso, convergindo com a classificação geotécnica da SUCS (predominância em silte) e divergindo, analisando de forma precisa segundo a AASHTO, porém ressalta-se que a porcentagem de silte e argila é praticamente igual.

Tendo em vista a predominância de frações finas na sua composição granulométrica, 35 e 32 % de silte e argila, respectivamente, pode-se afirmar a coerência do índice de plasticidade do solo, uma vez que apresentou plasticidade média.

O valor de limite de liquidez do solo (LL), de 49 %, de acordo com a Tabela 2, que apresenta os índices de Atterberg típicos para solos brasileiros é compatível com as argilas variegadas de São Paulo.



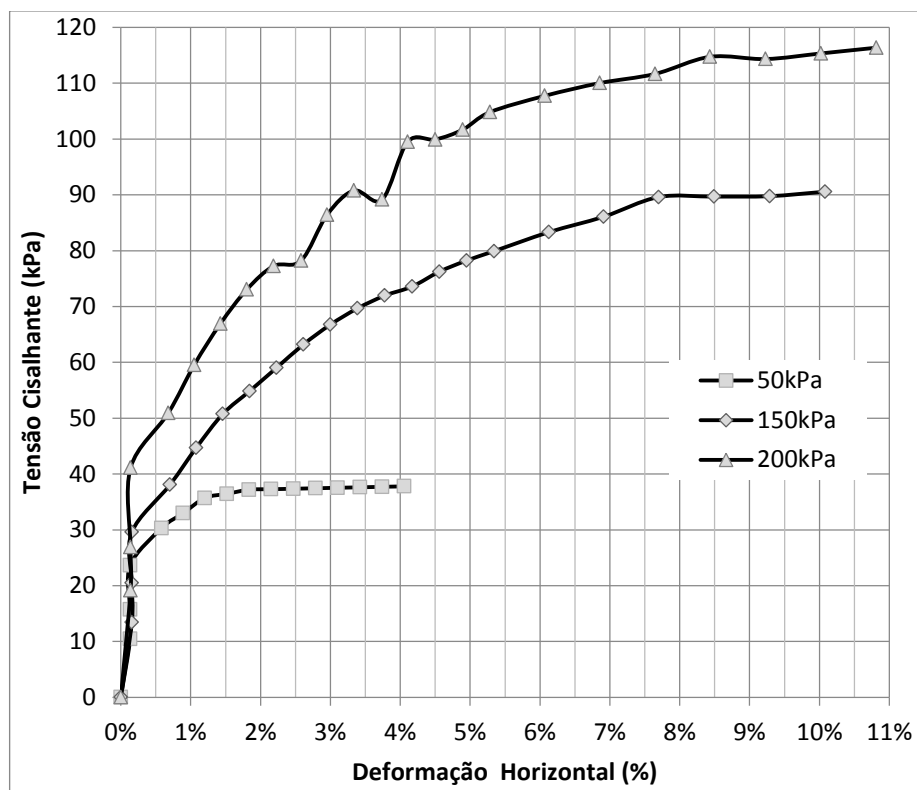
#### 4.4 Resistência ao cisalhamento do solo

A Figura 35 apresenta a curva tensão cisalhante *versus* deformação horizontal dos corpos de prova ensaiados, enquanto na Figura 36 encontra-se disposta a envoltória de Mohr-Coulomb, traçada através dos resultados obtidos no ensaio.

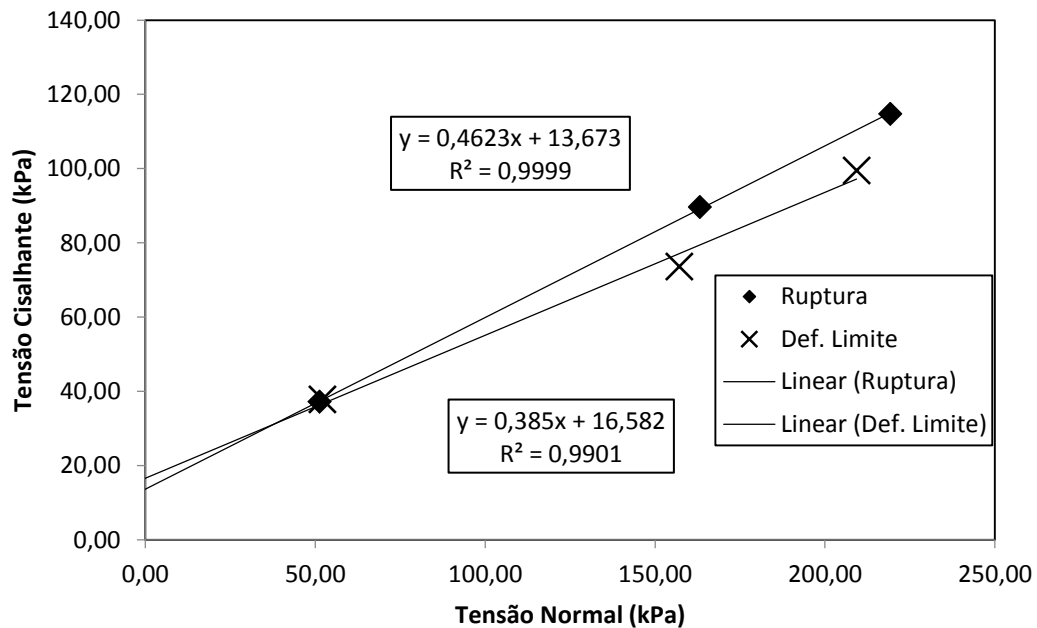
Como nos dados utilizados para obtenção da correlação proposta no presente trabalho não se tem o conhecimento da utilização dos parâmetros do solo, se na ruptura ou em um determinado limite de deformação, a análise foi feita para os dois casos com o solo estudado, supondo a deformação limite em 4%.

Os índices físicos dos corpos de prova ensaiados, bem como seus parâmetros de resistência estão representados na Tabela 11.

**Figura 34 - Tensão cisalhante x Deformação horizontal**



Fonte: Autor, 2020

**Figura 35 - Envoltória de ruptura (Tensão cisalhante x Tensão normal)**

Fonte: Autor, 2020

**Tabela 11 - Índices físicos e parâmetros de resistência do solo**

CP	Tensão normal (kPa)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade W (%)		Índice de vazios	Grau de saturação S (%)	
			Campo	Ensaio		Campo	Ensaio
1	50	17,42	41,84	41,61	1,20	94	94
2	150	17,83	40,23	41,51	1,15	94	97
3	200	17,30	40,13	42,98	1,23	88	94
Peso específico médio (kN/m <sup>3</sup> )				17,52		Ruptura	Def. Limite
Parâmetros de resistência			Intercepto coesivo (kPa)			14	17
			Ângulo de atrito (°)			25	21

Fonte: Autor, 2020

Inicialmente, é importante salientar que o peso específico real dos grãos foi estimado em 27 kN/m<sup>3</sup>, conforme recomenda Pinto (2006) e citado anteriormente, para o cálculo do índice de vazios.

Analisando os resultados dispostos na tabela acima, nota-se um solo com alto índice de vazios e que a condição proposta pelo ensaio (saturação) foi atingida, uma vez que os valores para os três ensaios situaram-se entre 94 e 97 %, valores que praticamente são considerados saturação plena.

Analisando o grau de saturação em campo com o atingido após inundação percebe-se como incremento mais notório o aumento de 6 % no CP 3. Também

ressalta-se a proximidade do parâmetro em campo e no ensaio, confirmado que o solo se encontrava em condição quase saturada.

Pode-se observar também que o solo, mesmo inundado, apresenta um valor de intercepto coesivo, sendo esse a coesão real, uma vez que a aparente do solo é nula quando encontra-se saturado. Embora o valor seja baixo, está coerente com o tipo de material, pois solos com predominância de finos, principalmente argilosos são considerados coesivos.

#### 4.5 Cálculo da capacidade de carga pela equação obtida

A Tabela 12 ilustra os resultados de tensão admissível do solo, obtidos partindo-se da utilização da equação de Terzaghi (Equação 5) tanto na ruptura, quanto no limite de deformação estimado, e da correlação propostas no presente trabalho.

**Tabela 12- Valores de tensão admissível do solo**

<b>MÉTODO</b>	<b><math>\sigma_{rup}</math> (kPa)</b>	<b><math>\sigma_{adm}</math> (kPa)</b>
Terzaghi (ruptura)	220,97	73,66
Terzaghi (def. limite)	202,83	67,61
Correlação proposta	230,53	76,84

Fonte: Autor, 2020

Inicialmente ressalta-se que de acordo com o ábaco apresentado na Figura 11, o solo analisado, devido aos seus parâmetros de resistência, tem o tipo de ruptura classificado como local. Tal fator influencia numa redução considerável da resistência do solo uma vez que seu valor de intercepto coesivo é reduzido a 2/3 do total e os fatores de carga, dependentes do ângulo de atrito, também sofrem redução.

Realizando uma comparação da tensão admissível obtida na ruptura com a calculada pelo modelo proposto, percebe-se que os resultados encontram-se muito próximos, uma vez que a diferença é de aproximadamente 4,1 %. Para a deformação limite, embora apresenta-se com uma diferença maior, em torno de 12,0 %, encontra-se ainda assim dentro de uma margem aceitável.

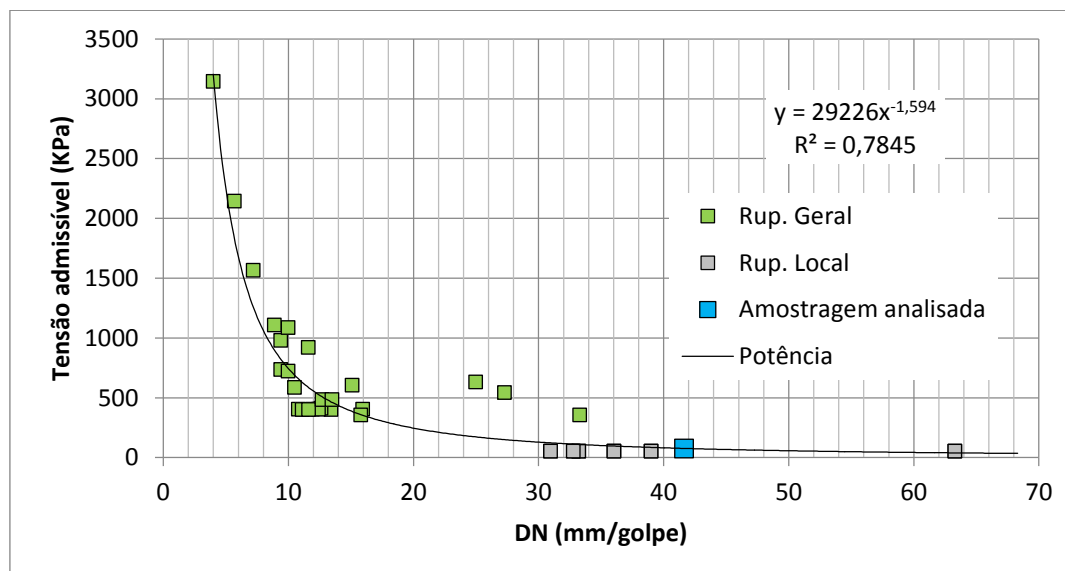
Para métodos semi-empíricos, a NBR 6122 (ABNT, 2019) indica o uso de um fator de segurança igual a 3, assim, realizando uma análise do ponto de vista do FS

com relação à tensão de ruptura obtida pelo método de Terzaghi, tanto para a ruptura quanto estimando a deformação limite, tem-se um valor inferior ao estipulado pela norma, sendo de 2,88 e 2,64, respectivamente.

Embora constata-se um valor menos conservador os mesmos encontram-se absorvidos dentro do fator de segurança e ainda assim com uma margem considerável.

Visando também analisar a contribuição gerada com o incremento do resultado obtido para o solo analisado na correlação proposta, a Figura 37 ilustra a nova curva e equação obtida com a sua adição.

**Figura 36 - Nova correlação Tensão Admissível x Índice de Penetração**



Fonte: Autor, 2020

Percebe-se que com o incremento do ponto, o fator de regressão da equação tem um aumento de 2,0 %, quando comparada à correlação com o primeiro ajuste. Justifica-se essa melhora devido à proximidade de valor obtido da capacidade de carga do solo, comprovado também pela redução de 3,0 % na média do erro obtido.

Os valores de desvio padrão e coeficiente de variação sofreram aumentos de 0,6 e 3,5 %, respectivamente.

## 5 CONCLUSÕES

Através dos estudos realizados, pode-se concluir mediante os cálculos realizados e considerações feitas, a obtenção de uma correlação semi-empírica para a estimativa da tensão admissível do solo com base em resultados do ensaio DCP, válida para os dados disponíveis e para as limitações especificadas. Para um ponto de verificação em campo, observou-se uma diferença de 4,1 % e 12,0 % entre a correlação proposta e a tensão admissível calculada por Terzaghi, utilizando os parâmetros do solo na ruptura e a 4 % de deformação, respectivamente.

Embora a capacidade de carga do solo calculada pela equação proposta seja menos conservadora, a mesma apresentou um fator de segurança considerável com a tensão de ruptura calculada por Terzaghi, sendo de 2,88 e 2,64 para a ruptura e deformação limite, respectivamente, ficando um pouco abaixo do fator determinado por norma, porém ainda assim com uma segurança considerável.

Assim pode-se concluir que o modelo de cálculo para a determinação da capacidade de carga do solo para fundações rasas por meio de ensaio DCP proposto no presente trabalho, pode trazer contribuições visando um método simplificado de cálculo, porém sendo necessários mais estudos visando o incremento de pontos na equação gerada e conseqüentemente buscando uma maior confiabilidade e segurança.

O incremento da amostragem analisada na correlação obtida mostrou ainda um aumento de 2,0 % no fator de regressão da equação. Justifica-se essa melhoria em função da proximidade dos valores obtidos nos cálculos da capacidade de carga do solo, comprovado também pela redução na média do erro obtido, aumentando mesmo que minimamente a confiabilidade da correlação proposta.

Foi possível notar também a grande eficácia do equipamento DCP no reconhecimento da resistência das camadas do solo, uma vez que solos com baixo valor de DN apresentaram uma alta resistência quando comparada com solos com índice de penetração alto, mostrando-se ser de grande valia para um conhecimento prévio do solo principalmente devido seu custo-benefício, simplicidade e facilidade de uso.

Nessa análise concluiu-se que os valores de DN (mm/golpe) tendem a um baixo valor para solos finos quando encontram-se em condições não saturadas, em função do grande aumento de resistividade existente devido à coesão nessas

situações. Quando saturados o aumento do índice de penetração é considerável, confirmando a definição de resistência crítica do solo quando submetido a essa condição.

O equipamento também mostrou a grande influência gerada pela escavação mecânica do solo, uma vez que a superfície tem a resistência muito afetada devido ao amolgamento do solo, confirmando a atenção que deve ser dada, quando executada fundações superficiais, na camada que essa será assente, devendo ser realizada a escavação manual quando próximo da cota de assentamento especificada em projeto.

Não foi possível obter uma conclusão entre os resultados dos ensaios DCP com os parâmetros de resistência do solo, devido à insuficiência de dados para tal.

## REFERÊNCIAS

- ABITANTE, E.; TRICHÊS, G.; STRIANI, C. S. Controle de compactação de solos com uso do DCP. Florianópolis: Imprensa da UFSC, 2009.
- ALONSO, Urbano R. Exercícios de Fundações. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, PA, USA, 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6951: Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications. West Conshohocken, PA, USA, 2009.
- AMINI, Farshad. Potential Applications of the Static and Dynamic Cone Penetrometers in MDOT Pavement Design and Construction. In: Mississippi Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Jackson State University, 2003.
- AMPADU, Samuel I. K. A correlation between the Dynamic Cone Penetrometer and bearing capacity of a local soil formation. In: Kwame Nkrumah University of Science and Technology, Kumasi, Ghana, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6502: Rochas e solo. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- BRASIL. CPRM – Serviço Geológico do Brasil. Cartografia Geológica Rio Grande do Sul, 2006. Disponível em: <[http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia\\_basica/cartografia\\_regional/mapa\\_rio\\_grande\\_sul.pdf](http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/cartografia_regional/mapa_rio_grande_sul.pdf)>. Acesso em: 09 Novembro de 2019.
- BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. Mapa de Biomas do Rio Grande do Sul, 2004. Disponível em: <<https://atlassocioeconomico.rs.gov.br/biomas>>. Acesso em: 09 Novembro de 2019.
- BENEVIDES, Larissa D. Avaliação do uso do DCP em areias para controle da capacidade de carga em fundações diretas e controle de compactação de aterros.

Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

BOTELHO, Manoel H. C. Princípios da mecânica dos solos e fundações para a construção civil. São Paulo: Blucher, 2015.

CAPUTO, H. M.; CAPUTO, A. M. Mecânica dos solos e suas aplicações. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CINTRA, C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

DAS, Braja M. Fundamentos de engenharia geotécnica. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

FREITAS, João H. et al. Determinação da capacidade de carga de fundações diretas usando o penetrômetro de cone dinâmico (DCP). Disponível em: <<https://petciviluem.files.wordpress.com/2018/05/joc3a3o-henrique-de-freitas-determinac3a7c3a3o-da-capacidade-de-carga.pdf>>. Acesso em: 19 Outubro de 2019.

GOOGLE EARTH, 2019. Disponível em: <<https://earth.google.com/web/>>. Acesso em: 09 Novembro de 2019.

HACHICH, Waldemar et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

MELO FILHO, Hermes B. Aplicação do cone de penetração dinâmica (CPD) como alternativa para fundações rasas. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Paraíba, 2007.

NERVIS, Leandro O. Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimentos primários. Tese (Doutorado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2016.

PINTO, Carlos de Souza. Curso básico de mecânica dos solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RIO GRANDE DO SUL. SEPLAG – Secretaria de Planejamento, Orçamento e Gestão RS. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. Mapa Geomorfológico, 2004. Disponível em:<<https://atlassocioeconomico.rs.gov.br/hipsometria-e-unidades-geomorfologicas>>. Acesso em: 09 Novembro de 2019.

RIO GRANDE DO SUL. SEPLAG – Secretaria de Planejamento, Orçamento e Gestão RS. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. Mapas Climáticos, 2002. Disponível em:<<https://atlassocioeconomico.rs.gov.br/clima-temperatura-e-precipitacao>>. Acesso em: 09 Novembro de 2019.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA JR., Francisco A. Cone de penetração dinâmica (DCP): Uma alternativa ao dimensionamento de pavimentos urbanos. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Paraíba, 2005.



TSHUA, Cristina de H. C. Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultado de prova de carga em placa e sapata. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – USP, São Carlos, 2003.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações: critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

WANG, Xin-Zhi et al. Investigation of engineering characteristics of calcareous soils from fringing reef. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S002980181730077X?via%3Dihub>>. Acesso em: 20 Outubro de 2019.