



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**AMANDA FABRIN**

**USO DE BANCO DE DADOS COM APLICAÇÕES DE  
CORRELAÇÕES PARA A ESTIMATIVA DE PARÂMETROS  
GEOTÉCNICOS DE ARGILAS MOLES DE  
FLORIANÓPOLIS/SC**

**Florianópolis  
2017**



**AMANDA FABRIN**

**USO DE BANCO DE DADOS COM APLICAÇÕES DE  
CORRELAÇÕES PARA A ESTIMATIVA DE PARÂMETROS  
GEOTÉCNICOS DE ARGILAS MOLES DE  
FLORIANÓPOLIS/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado no curso de Engenharia  
Civil, na Universidade Federal de  
Santa Catarina para a obtenção do  
título de Bacharel em Engenharia  
Civil.

Orientador:

Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

Co-orientadora: Doutoranda Gisele  
Marilha Pereira Reginatto.

Florianópolis  
2017



Catálogo na fonte pela Biblioteca Universitária  
da  
Universidade Federal de Santa Catarina

**AMANDA FABRIN**

**USO DE BANCO DE DADOS COM APLICAÇÕES DE  
CORRELAÇÕES PARA A ESTIMATIVA DE PARÂMETROS  
GEOTÉCNICOS DE ARGILAS MOLES DE  
FLORIANÓPOLIS/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Civil ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Florianópolis, 23 de Junho de 2017.

Prof. <sup>a</sup> Luciana Rohde, Dra.  
Coordenadora do Curso de Engenharia Civil - UFSC

**Banca Examinadora:**



Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi - Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

Gisele Marilha Pereira Reginatto – Co-orientadora  
Universidade Federal de Santa Catarina

Rafael Fabiano Cordeiro  
Engenheiro da PROSUL

Orlando M. de Oliveira  
Universidade Federal de Santa Catarina





À Roseli, Lauren e José  
Ricardo Fabrin

Dedico.



## **AGRADECIMENTOS**

O desenvolvimento deste trabalho demandou tempo e dedicação e chegar até aqui é uma conquista que divido com todos que, de alguma forma, me ajudaram nesse processo. A esses, minha eterna gratidão.

Primeiramente, sou grata a Deus por todas as oportunidades e pela capacidade a mim concedida. Agradeço por Ele colocar pessoas tão generosas no meu caminho e por ser minha força.

Agradeço de coração a meu pai e a minha mãe que além de todo o amor, suporte e por acreditarem em mim, fizeram tudo o que estava a seu alcance para tornar esse tempo mais leve e agradável. Agradeço por todo o esforço dedicado a mim. Agradeço também a minha irmã, por se alegrar tanto pelas minhas conquistas.

Ao professor Rafael Augusto dos Reis Higashi, que me aceitou como orientanda e me propôs este tema. Obrigada pela oportunidade e pela paciência.

À doutoranda Gisele Marilha Pereira Reginatto, por ter dedicado seu tempo, por ter me ensinado e me auxiliado durante o desenvolvimento do trabalho.

Ao pessoal do Laboratório de Mecânica dos Solos, com quem dividi muitas tardes e que sempre me ajudou com disposição, em especial a doutoranda Ângela Grando e a mestranda Cândida Bernardi. Muito obrigada por toda ajuda!

Meus agradecimentos também aqueles que indiretamente fizeram parte deste trabalho, me ouvindo e me motivando, meus amigos queridos, obrigada.



“You are never too old to set another goal  
or to dream a new dream.”

C. S. Lewis



## RESUMO

Este trabalho refere-se à elaboração de equações de correlação entre parâmetros de compressibilidade de argilas moles do litoral de Santa Catarina para a previsão de recalques que auxiliarão no desenvolvimento de anteprojetos de fundações diretas, sem que haja a necessidade de ensaios. O objetivo da pesquisa foi elaborar um banco de dados contendo os parâmetros de compressibilidade das argilas moles do litoral de Catarinense, tais como o índice de vazios, o teor de umidade, o índice de compressão, o  $N_{SPT}$  médio, a razão de compressão, o coeficiente de adensamento, o limite de liquidez, o índice de plasticidade, o peso específico, a tensão de pré adensamento e a razão de pré adensamento, e, com base nesse banco de dados, desenvolver equações de correlação entre os parâmetros, para que assim seja calculado o provável recalque, sem que sejam realizados ensaios complexos e onerosos no solo. As equações de correlação tiveram o uso limitado, sendo aceitas somente as equações com  $r^2$  superior a 0,5. Para demonstrar a aplicabilidade das correlações, foi estimado o recalque para pontos de sondagem SPT da cidade de Florianópolis, em função de uma sapata tipo, com base quadrada de 1,5 metros e carga aplicada igual a 40 kN.

**Palavras-chave:** Banco de dados, parâmetros de compressibilidade, correlações, recalque.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Fases do solo e esquema de pesos e volumes .....	30
Figura 2 - Correlação de peso específico para solos coesivos .....	36
Figura 3 - Variação da consistência dos solos com a umidade .....	40
Figura 4 Analogia do sistema mecânico água mola proposto por Terzaghi. 46	
Figura 5 – Representação esquemática da célula de adensamento .....	48
Figura 6 Curva de compressibilidade típica das argilas .....	49
Figura 7 – Determinação do Cc, Cr e Cd.....	50
Figura 8 Explicação do método de Casagrande. ....	52
Figura 9 Explicação do método de Pacheco e Silva .....	53
Figura 10 – Localização do Estado de Santa Catarina no mapa do Brasil..	63
Figura 11 – Regiões do Estado de Santa Catarina .....	64
Figura 12 – Separação do super continente Gondwana .....	65
Figura 13 – Principais fatores de influência na variação do nível do mar... 67	
Figura 14 – Mapa geológico de Santa Catarina .....	69
Figura 15 – Legenda do mapa geológico de Santa Catarina .....	69
Figura 16 – Pedologia da Região .....	71
Figura 17 – Fluxograma do trabalho .....	73
Figura 18 – Representação do bulbo de tensões .....	76
Figura 19 – Bulbo de tensões da sapata tipo .....	82
Figura 20 – Modelo genérico das camadas de solo sob a sapata .....	85
Figura 21 – Modelo apenas camadas de argila .....	86
Figura 22 – Modelo argila sobre areia com duas camadas de areia..... 86	
Figura 23 – Modelo argila sobre areia com duas camadas de argila..... 87	
Figura 24 – Modelo areia sobre argila com duas camadas de argila..... 87	
Figura 25 – Modelo areia sobre argila com duas camadas de areia..... 88	
Figura 26 – Variação dos valores de e encontrados para a zona Sul, Leste, Norte e Florianópolis .....	89
Figura 27 - Variação dos valores de Cc encontrados para a zona Sul, Leste, Norte e Florianópolis .....	90
Figura 28 - Variação dos valores de CR encontrados para a zona Sul, Leste, Norte e Florianópolis .....	91
Figura 29 –Comparação entre as equações (65), (66), e (107) .....	93
Figura 30- Gráfico da equação (98) .....	94
Figura 31 - Gráfico da equação (101) .....	95
Figura 32 – Comparação entre as equações (38), (42) e (98) .....	96
Figura 33 – Gráfico da equação (106) .....	97
Figura 34 - Gráfico da equação (117) .....	97
Figura 35 – Gráfico da equação (101) .....	98
Figura 36 – Gráfico da equação (112) .....	98
Figura 37 – Localização dos pontos de SPT selecionados no Mapa geotécnico do município de Florianópolis.....	100



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972) .....	35
Tabela 2 – Correlações com índices físicos .....	39
Tabela 3 – Classificação qualitativa do índice de plasticidade.....	41
Tabela 4 – Consistência das argilas em função do índice de consistência..	42
Tabela 5 - Correlações com os limites de Atterberg.....	43
Tabela 6: Parâmetros de compressibilidade dos solos moles costeiros de Santa Catarina Fonte:Modificado de Higashi (2006) .....	58
Tabela 7 – Classes de solos e seus respectivos símbolos.....	72
Tabela 8 – Fatores de capacidade de carga .....	78
Tabela 9 – Fatores de forma de Terzaghi-Peck.....	79
Tabela 10 – Valores da base da sapata (B) em função do $N_{SPT}$ .....	80
Tabela 11 – Peso específico de solos arenosos .....	84
Tabela 12 – Equações de correlação entre os dados do banco de dados ....	92
Tabela 13 – Equações de correlação entre os dados do banco de dados com $r^2$ superior a 0,5 .....	94
Tabela 14 – Textura das camadas dos pontos de sondagem .....	102
Tabela 15 – Pontos $N_{SPT}$ selecionados do banco de dados do Laboratório de Mapeamentos Geotécnico da UFSC .....	104
Tabela 16 – Quantidade de sondagens SPT em cada unidade geotécnica	105
Tabela 17 – Valores para $N_{SPT}$ crítico para argilas e areias, $V_{argila}$ , $V_{drenate}$ , $Z_{argila}$ , $Z_{drenante}$ , $Z_w$ e H. Fonte: Elaborado pelo autor.....	107
Tabela 18 - Resultados de $\sigma_{aplicada}$ , e, Cc, $\sigma'_i$ , $\sigma'_f$ e recalque .....	108



## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

### Abreviaturas

C	Cambissolo
CPTu	Cone penetration test
LAMGEO	Laboratório de Mapeamento Geotécnico da UFSC
$N_{spt}$	Número de golpes necessários à cravação dos últimos 30 cm do amostrador
$N_{72}$	Número de golpes com base no padrão brasileiro
NA	Normalmente adensado
PA	Pré-adensado
PV	Podzólico Vermelho-Amarelo
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SPT	Standard penetration test
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

### Alfabeto Latino

<i>A</i>	Área da base da sapata tipo.....	[m <sup>2</sup> ]
<i>Ar</i>	Grau de aeração.....	[%]
<i>B</i>	Dimensão lateral da base da sapata tipo.....	[m]
<i>c</i>	Coesão.....	[kPa]
<i>c*</i>	Coesão reduzida pelo fator de redução.....	[kPa]
<i>C<sub>c</sub></i>	Índice de compressão.....	[Adimensional]
<i>CR</i>	Razão de compressão.....	[Adimensional]
<i>C<sub>v</sub></i>	Coefficiente de adensamento.....	[cm <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> ]
<i>e<sub>o</sub></i>	Índice de vazios inicial da amostra.....	[Adimensional]
<i>e</i>	Índice de vazios.....	[Adimensional]
<i>F<sub>s</sub></i>	Fator de segurança global.....	[Adimensional]
<i>G<sub>s</sub></i>	Peso específico relativo dos sólidos.....	[Adimensional]
<i>H</i>	Espessura da camada de solo a sofrer adensamento.....	[m]
<i>h</i>	Altura de embutimento.....	[m]
<i>h<sub>w</sub></i>	Altura da coluna de água.....	[m]
<i>K<sub>a</sub></i>	Coefficiente de permeabilidade do solo.....	[Adimensional]
<i>IC</i>	Índice de consistência.....	[Adimensional]
<i>IP</i>	Índice de plasticidade.....	[Adimensional]
<i>LL</i>	Limite de liquidez.....	[Adimensional]
<i>LP</i>	Limite de plasticidade.....	[Adimensional]
<i>M<sub>1</sub></i>	Massa do solo úmido no método do picnômetro.....	[Kg]
<i>M<sub>2</sub></i>	Massa do solo úmido mais água destilada no método do picnômetro.....	[Kg]
<i>M<sub>3</sub></i>	Massa do picnômetro cheio de água destilada no método do picnômetro.....	[Kg]
<i>n</i>	Porosidade.....	[%]
<i>N</i>	Carga aplicada na sapata.....	[kN]
<i>P</i>	Peso total da amostra de solo.....	[Kg]
<i>P<sub>s</sub></i>	Peso das partículas sólidas.....	[Kg]

$P_w$	Peso da água.....	[Kg]
$q$	sobrecarga .....	[kN.m <sup>-2</sup> ]
$S_r$	Grau de Saturação .....	[%]
$u$	Poropressão .....	[kN.m <sup>-2</sup> ]
$V$	Volume total da amostra de solo.....	[m <sup>3</sup> ]
$V_o$	Volume inicial .....	[m <sup>3</sup> ]
$V_1$	Volume final.....	[m <sup>3</sup> ]
$V_a$	Volume de ar.....	[m <sup>3</sup> ]
$V_s$	Volume das partículas sólidas .....	[m <sup>3</sup> ]
$V_v$	Volume de vazios.....	[m <sup>3</sup> ]
$V_{v0}$	Volume de vazios inicial .....	[m <sup>3</sup> ]
$V_{v1}$	Volume de vazios final.....	[m <sup>3</sup> ]
$V_w$	Volume de água .....	[m <sup>3</sup> ]
$z$	Profundidade do bulbo de tensão .....	[m]
$Z_{areia}$	Espessura da camada de areia .....	[m]
$Z_{argila}$	Espessura da camada de argila .....	[m]
$w$	Teor de umidade .....	[%]
$w_n$	Teor de umidade natural .....	[%]

### Alfabeto Grego

$\gamma$	Peso específico .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_{areia}$	Peso específico da camada de areia .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_{argila}$	Peso específico da camada de argila .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_d$	Peso específico aparente seco .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_{nat}$	Peso específico do solo natural .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_s$	Peso específico as partículas sólidas .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_{sat}$	Peso específico do solo saturado .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_{sub}$	Peso específico submerso .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_w$	Peso específico da água .....	[kN.m <sup>-3</sup> ]
$\delta$	Densidade relativa dos grão.....	[Adimensional]
$\delta_g$	Densidade real dos grãos.....	[kg.m <sup>-3</sup> ]
$\delta_T$	Densidade da água.....	[kg.m <sup>-3</sup> ]
$\Delta e$	Variação do índice de vazios .....	[%]
$\sigma'_r$	Tensão de ruptura.....	[kN.m <sup>-2</sup> ]
$\sigma'_p$	Pressão de pré-adensamento .....	[kN.m <sup>-2</sup> ]
$\sigma'_i$	Tensão normal do solo .....	[kN.m <sup>-2</sup> ]
$\sigma'_f$	Tensão após aplicação da carga.....	[kN.m <sup>-2</sup> ]



# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>25</b>
1.1	OBJETIVO .....	26
1.1.1	OBJETIVO GERAL .....	26
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	26
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>27</b>
2.1	EQUAÇÕES DE CORRELAÇÃO .....	27
2.1.1	CONCEITOS .....	27
2.2	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DO SOLO .....	29
2.2.1	ÍNDICES FÍSICOS .....	29
2.2.2	LIMITES DE ATTERBERG .....	40
2.3	CARACTERÍSTICAS DE COMPRESSIBILIDADE .....	44
2.3.1	ADENSAMENTO .....	44
2.3.2	ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL .....	48
2.4	RECALQUE .....	54
2.5	ESTUDOS EM SOLOS MOLES NO LITORAL CATARINENSE .....	55
<b>3</b>	<b>REGIÕES DE ESTUDO .....</b>	<b>63</b>
3.1	ÁREA DE ESTUDOS .....	63
3.1.1	GEOLOGIA .....	65
3.1.2	PEDOLOGIA .....	70
<b>4</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>73</b>
4.1	LEVANTAMENTO DE DADOS PREEXISTENTES .....	73
4.2	ELABORAÇÃO DO BANCO DE DADOS .....	74
4.3	DESENVOLVIMENTO DE EQUAÇÕES DE CORRELAÇÃO .....	74
4.4	IDENTIFICAÇÃO DOS PONTOS DE SONDAÇÃO A SEREM ANALISADOS .....	75
4.5	CÁLCULO DO RECALQUE .....	82
<b>5</b>	<b>ResultADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>89</b>
5.1	BANCO DE DADOS .....	89
5.2	EQUAÇÕES DE CORRELAÇÃO .....	91
5.2.1	EQUAÇÕES DE CORRELAÇÃO ELABORADAS .....	91
5.3	SONDAÇÃO SPT .....	99
5.4	ESTIMATIVA DO RECALQUE .....	106
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>109</b>
6.1	CONCLUSÕES .....	109
6.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	109
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>111</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>116</b>

# **1 INTRODUÇÃO**

No estado de Santa Catarina, principalmente nas regiões litorâneas, há a ocorrência de um tipo de solo denominado argilas moles, cujas características de resistência ao cisalhamento e compressibilidade são desfavoráveis ao seu uso como base para fundações. Por muito tempo foi evitado o uso desse solo para esse fim. Entretanto, visto a expansão urbana e a conseqüente necessidade de se aproveitar ao máximo o território, com o avanço dos estudos e da tecnologia, essa realidade vem sendo modificada.

Existem inúmeras soluções geotécnicas que podem ser empregadas na estabilização das áreas que apresentam argilas moles, viabilizando, desta forma, a construção de obras de engenharia sobre esses solos. A viabilidade da solução e o seu correto dimensionamento dependem especialmente da disponibilidade e da qualidade das informações acerca do subsolo, sendo imprescindível o seu conhecimento e o seu entendimento. Logo, são de grande relevância pesquisas que caracterizam as argilas moles com o intuito de compreender o seu comportamento, relacionando, por exemplo, as suas propriedades físicas, de resistência e de compressibilidade.

A presente pesquisa objetiva caracterizar em termos de recalque as argilas moles presentes em determinadas unidades geotécnicas sedimentares do município de Florianópolis/SC, a partir de parâmetros de compressibilidade determinados por equações de correlação. Essas equações serão geradas com base em parâmetros geotécnicos já determinados em solos da região litorânea do estado de Santa Catarina (organizados em um banco de dados), relacionando dados de ensaios mais complexos àqueles obtidos em ensaios simples e de baixo custo. Com isso, além da caracterização dos solos, serão disponibilizadas informações que auxiliarão na elaboração de anteprojetos de fundações superficiais sobre argilas moles da região em estudo.

## **1.1 Objetivo**

### 1.1.1 Objetivo geral

Caracterizar as argilas moles e muito moles presentes em unidades geotécnicas sedimentares do município de Florianópolis em função do recalque a partir de equações de correlação.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- Elaborar um banco de dados de parâmetros geotécnicos de argilas moles e muito moles da região costeira do Estado de Santa Catarina, enfatizando o município de Florianópolis;
- Com base no banco de dados desenvolver equações de correlação que resultem na determinação de parâmetros necessários ao cálculo do recalque ( $C_c$  e  $e$ );
- Comparar as equações geradas neste estudo com aquelas propostas por outros autores;
- Identificar no município de Florianópolis, a partir de sondagens SPT, os pontos que serão analisados neste estudo;
- Estimar os recalques de alguns depósitos sedimentares.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

No presente capítulo serão apresentados conceitos que serviram de base para a elaboração e desenvolvimento desse estudo, tais como: equações de correlação, índices físicos, limites de *Atterberg*, o princípio das tensões efetivas e compressibilidade. Além disso, são apresentados parâmetros de argilas moles de depósitos da região litorânea catarinense. Todas as equações apresentadas neste capítulo serão também apresentadas no Anexo 1.

### **2.1 Equações de correlação**

#### **2.1.1 Conceitos**

Em diversos casos, criar relações entre uma ou mais variáveis se mostra bastante útil e a matemática apresenta ferramentas para isso, como por exemplo as correlações (CORREA, 2003). As correlações podem ser lineares ou não lineares, mas neste trabalho será abordado apenas as correlações lineares.

Segundo o mesmo autor, a correlação linear é uma correlação em que o gráfico seja aproximadamente uma linha, conhecida como linha de tendência, pois tende a acompanhar a tendência de distribuição dos pontos.

Em seu livro, Spiegel (1985) explica que se todos os pontos caírem próximos à uma reta em um diagrama de dispersão mostrando a localização dos pontos (X,Y) em um sistema de coordenadas retangulares, haverá uma correlação chamada de linear. O autor explica também que se a coordenada Y tende a crescer com a diminuição de X, existe uma correlação direta, caso contrário, será denominada correlação indireta.

Existe um parâmetro, que avalia o quanto há, de fato, correlação entre as variáveis, conhecido como coeficiente de correlação (r), equação (1), o qual é definido por Morettin e Bussad (2012) como sendo uma medida do grau de associação entre duas variáveis e da proximidade dos dados a reta.

$$r = \sqrt{\frac{\sum(Y_{est} - \bar{Y})^2}{\sum(Y - \bar{Y})^2}} \quad (1)$$

Onde  $Y_{est}$  são os valores de  $Y$  correspondentes a  $X$  obtidos através da equação da reta, equação (2);  $\bar{Y}$  é a média dos valores de  $Y$ ; e  $Y$  é o valor da coordenada do ponto.

$$Y = a_0 + a_1X \quad (2)$$

Onde  $a_0$  e  $a_1$  são os coeficientes da equação.

O valor de  $r$  está compreendido no intervalo de -1 a 1 e valores próximos a zero indicam que não há uma correlação linear entre as variáveis, enquanto valores próximos a 1 e -1 indicam que há correlação linear entre as variáveis (SPIEGEL, 1985).

Assim como o  $r$ , o  $r^2$ , o coeficiente de determinação, também é um parâmetro que avalia o quão precisa é a correlação linear. Assim, a equação (3) define a variação total de  $Y$ , onde as variáveis são as mesmas da equação (1), e o primeiro termo recebe o nome de variação não explicada e o segundo de variação explicada, pois o primeiro se comporta de maneira imprevisível, enquanto o segundo segue um padrão. (SPIEGEL, 1985)

$$\sum(Y - \bar{Y})^2 = \sum Y - Y_{est})^2 = (Y_{est} - Y)^2 \quad (3)$$

Então, segundo Spiegel (1985), o  $r^2$  recebe apenas valores positivos no intervalo de zero a 1, sendo zero quando a variação explicada for nula, igual a 1 quando a variação não explicada for nula e entre zero e 1 nos demais casos.

Para Viali (2016), o  $r^2$  significa a porcentagem que a variação explicada representa da variação total. Ele ainda afirma que se o  $r^2$  for igual a 1, todos os pontos do diagrama de dispersão estarão sobre a reta da regressão, ou seja, 100% das variações de  $Y$  são explicadas pelas variações de  $X$  e não há desvios em torno da função.

Higashi (2006) cita Karunaprema e Edirisingh (2005), que desenvolveram sua pesquisa utilizando solo argilo-siltoso, e que dizem que quanto mais elevado for o valor do

$r^2$ , melhor, e seu valor é considerado aceitável quando for maior 0,5.

Este trabalho busca correlações entre índice de vazios ( $e$ ) e índice de compressão ( $C_c$ ) com outros parâmetros do solo, tais quais limite de liquidez ( $LL$ ), peso específico ( $\gamma$ ) e outros, com base nos parâmetros encontrados em estudos dos solos argilosos moles de Santa Catarina.

## **2.2 Características físicas do solo**

### **2.2.1 Índices físicos**

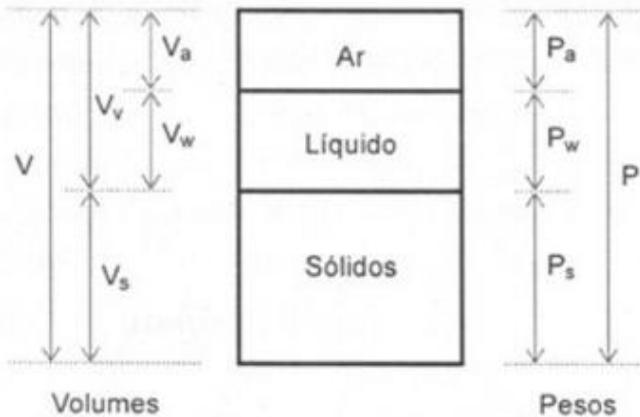
Ortigão (1995) define solo, na visão do engenheiro civil, como sendo o conjunto de partículas oriundas da decomposição das rochas, com a característica de ser facilmente escavado sem que haja a necessidade de explosivos. Ainda, segundo esse autor, o uso do solo é bastante difundido como material de construção ou como suporte para estruturas.

Caputo (1998) menciona que o solo é formado por um conjunto de partículas sólidas que apresentam espaços vazios entre si, os quais poderão estar totalmente ou parcialmente preenchidos por água. De acordo com Pinto (1998) o solo é composto por um conjunto de três fases: água (ou outro líquido), ar e partículas sólidas, sendo que, dentro desse conjunto, o ar e água representam os vazios.

Segundo Pinto (2000), o comportamento dos solos está intimamente ligado a quantidade relativa de cada uma das três fases (sólida, líquida e gasosa) que o compõem. A relação entre elas, em função do peso e do volume, define uma série de índices que identificam o estado do solo. É importante salientar que as propriedades dos solos dependem do estado em que o mesmo se encontra. Esses índices são denominados de índices físicos.

A Figura 1 apresenta de forma esquemática as três fases que normalmente compõem o solo e a representação dos seus respectivos pesos e volumes.

Figura 1 Fases do solo e esquema de pesos e volumes



Fonte: Modificado de Pinto (2000)

De acordo com a Figura 1, observa-se que o peso total ( $P$ ) e o volume total ( $V$ ) do solo são determinados, respectivamente, pelas equações (4) e (5), considerando que o peso do ar seja desprezível.

$$P = P_s + P_w \quad (4)$$

Onde  $P$  é o peso total da amostra de solo,  $P_s$  é o peso dos sólidos e  $P_w$  é o peso da água contida no solo.

$$V = V_s + V_v \quad (5)$$

Onde  $V$  é o volume total da amostra de solo,  $V_s$  é o volume de sólidos e  $V_v$  é o volume de vazios.

Observa-se que  $V_v$  é igual a soma do volume de água ( $V_w$ ) e do volume de ar ( $V_a$ ), sendo que, o  $V_w$  pode ser determinado dividindo-se o  $P_w$  pelo peso específico da água ( $\gamma_w$ ). Considerando o  $\gamma_w$  igual  $1g/cm^3$ , o  $P_w$  tem o mesmo valor que o  $V_w$ .

A partir dessas relações, outras equações são propostas para determinar outros índices físicos,

imprescindíveis na caracterização das amostras de solo, sendo esses:

- Peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) em  $N/m^3$ ;
- Densidade real dos grãos ou partículas sólidas ( $\delta_g$ ) em  $kg/m^3$ ;
- Densidade relativa dos grãos ou partículas sólidas ( $\delta$ ), adimensional;
- Índice de vazios ( $e$ ) em %;
- Teor de umidade ( $w$ ) em %;
- Porosidade ( $n$ ) em %;
- Grau de Saturação ( $S_r$ ) em %;
- Grau de Aeração ( $A_r$ ) em %;
- Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) em  $N/m^3$ ;
- Peso específico dos grãos ou partículas sólidas ( $\gamma_s$ ) em  $N/m^3$ ;
- Peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ) em  $N/m^3$ ;
- Peso específico submerso ( $\gamma_{sub}$ ) em  $N/m^3$ .

Dentre os índices físicos mencionados, o teor de umidade, o peso específico natural e a densidade real dos grãos são índices de fácil determinação a partir de ensaios de campo e/ou de laboratório.

Para a determinação do  $w$  de um solo em laboratório utiliza-se a equação (6). Onde, basta identificar o peso de uma amostra deformada no seu estado natural, o  $P$ , e, na sequência, determinar o seu peso seco, esse obtido após secagem em estufa à temperatura de  $105^\circ C$  a  $110^\circ C$ . Neste ensaio, a amostra deve ser acondicionada de forma a não perder umidade até chegar ao laboratório. Além desse método, denominado de método da estufa e regido pela norma NBR 6457/2016, outros também podem ser utilizados na determinação da umidade natural do solo, tais como o *Speedy Test*, o método da frigideira, do álcool e do micro-ondas.

$$w = \frac{(P - P_s)}{P_s} \times 100 \quad (6)$$

Das (2013) expressa a equação (6) da seguinte forma:

$$w = \frac{P_w}{P_s} \quad (7)$$

O peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) do solo (expresso pela equação 8) pode ser determinado a partir do ensaio de campo denominado de método do cilindro, normatizado pela NBR 09813/1987. Esse método consiste na cravação de um molde cilíndrico, com peso e dimensões conhecidas, no solo. O volume total do solo é igual ao volume interno do molde e o seu peso total é determinado pesando-se a amostra de solo mais o molde e subtraindo-se o peso do molde.

$$\gamma_{nat} = \frac{P}{V} \quad (8)$$

A densidade real das partículas sólidas ( $\delta_g$ ) (expressa pela equação 9) é obtida através do método do picnômetro, de acordo com a NBR 6508/1984. O método consiste em ensaiar o equivalente a 50g de solo, para solos argilosos. Na equação (9), essa massa corresponde ao  $M_1$  (massa do solo úmido). Na sequência, pesa-se o conjunto picnômetro, amostra de solo ( $M_1$ ) e água destilada e determina-se o  $M_2$ , isso após imersão da amostra de solo em água destilada por no mínimo 12 horas e após o material ter passado pelo copo de dispersão e ter sido submetido ao vácuo. O  $M_3$  representa a massa do picnômetro cheio de água destilada. Na determinação do  $M_2$  e do  $M_3$  deve-se verificar a temperatura, uma vez que, a densidade da água ( $\delta_T$ ) é função da temperatura do ensaio.

Para a determinação da  $\delta_g$ , deve-se ainda determinar a umidade da amostra pelo método da estufa.

$$\delta_g = \frac{M_1 \times \left[ \frac{100}{(100+w)} \right]}{\left[ M_1 \times \frac{100}{(100+w)} \right] + M_3 - M_2} \times \delta_T \quad (9)$$

Pinto (2000) sugere a obtenção indireta de índices físicos cuja determinação a partir de ensaios não é simples, relacionando aqueles expressos nas equações de (4) a (9). Sendo assim, de acordo com Das (2013) o  $P_s$  pode ser

determinado conforme a equação (10), a partir do valor de  $w$ , isolando o  $Pw$  na equação (7) e substituindo-o na equação (4). Esses mesmo autores, também propõem as equações apresentadas a seguir (equação 11 a 23).

$$P_s = \frac{P}{1+w} \quad (10)$$

Também é possível determinar o  $V_s$  através da equação (11).

$$V_s = \frac{V}{1+e} \quad (11)$$

Onde  $e$  é o índice de vazios.

O índice de vazios, por sua vez, que expressa a relação entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas, como mostra a equação (12), também pode ser obtido por meio da porosidade (equação 13), e através da umidade, peso específico aparente seco, peso específico da água e peso específico das partículas sólidas, como mostram as equações (14) e (15).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (12)$$

$$e = \frac{n}{1+n} \quad (13)$$

$$e = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \times w \quad (14)$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (15)$$

O  $e$  indica quantas vezes o  $V_v$  é superior ou inferior ao  $V_s$ . Como o  $V_s$  não é variável, esse índice é função do  $V_v$ . Seu valor, segundo Pinto (2000), para solos argilosos pode variar entre 0,5 e 1,5, podendo ser superior a 3 para argilas orgânicas.

A porosidade ( $n$ ) é semelhante ao  $e$ , entretanto, representa a relação entre o  $V_v$  e o  $V$  (equação 16). Segundo

Pinto (2000), os valores de porosidade normalmente estão entre 30 e 70%, isso para todos os tipos de solo.

$$n = \frac{V_V}{V} \quad (16)$$

De forma análoga à equação (13), a porosidade pode ser determinada através do índice de vazios, conforme apresentado na equação (17).

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (17)$$

O grau de saturação do solo ( $S_r$ ) relaciona o  $V_w$  e o  $V_v$ , conforme a equação (18). Esse índice varia entre 0 e 100%, indicando respectivamente, um solo seco e um solo saturado.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (18)$$

O grau de aeração ( $A_r$ ) pode ser obtido em função do  $S_r$ , através da equação (19).

$$A_r = 1 - S_r \quad (19)$$

Da mesma forma que a  $\delta_g$ , o peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ ), relaciona o peso das partículas ( $P_s$ ) e o seu volume ( $V_s$ ), conforme apresentado na equação (20).

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \quad (20)$$

Por sua vez, a densidade relativa das partículas ( $\delta$ ) é calculada em função do  $\gamma_s$  e do  $\gamma_w$  (equação 21). Considerando que o  $\gamma_w$  é igual a 1  $g/cm^3$  obtém-se que  $\delta$  é igual ao  $\gamma_s$ .

$$\delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (21)$$

O  $\gamma_{nat}$  também pode ser determinado de maneira indireta, relacionando outros índices físicos (equações 22 e 23), ou então relacionando dados obtidos em sondagens do tipo *Standard Penetration Test* (SPT). Godoy (1972 *apud* Cintra et al., 2011), sugere valores de  $\gamma_{nat}$  a partir do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), conforme apresentado na Tabela 1.

$$\gamma_{nat} = \frac{P_s \times (1+w)}{v} \quad (22)$$

$$\gamma_{nat} = \frac{\gamma_s(1+w)}{1+e} \quad (23)$$

Tabela 1 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972)

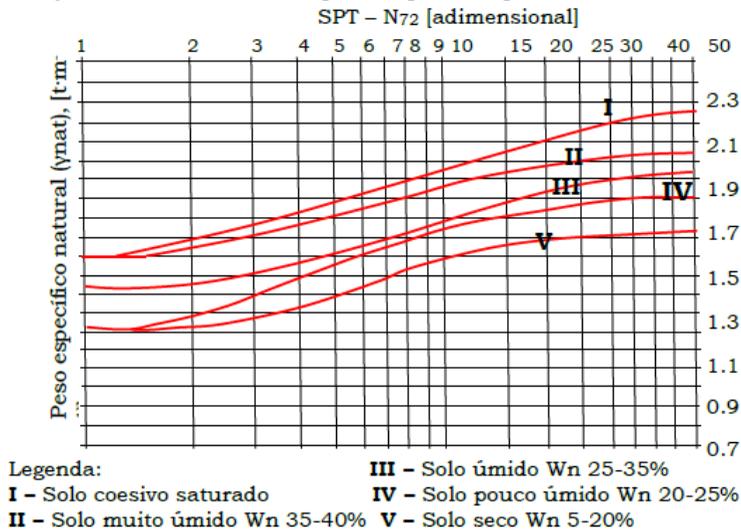
$N_{SPT}$	Consistência	Peso Específico ( $kN/m^3$ )
$\leq 2$	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
$\geq 20$	Dura	21

Fonte: Cintra et al. (2011)

Além disso, Berberian (2001) propõe o ábaco apresentado na Figura 2, onde, a partir dos valores de  $N_{72}$  e  $w$ , obtêm-se o  $\gamma$  para solos coesivos. O  $N_{72}$  é obtido através da equação (24) e é uma correção típica dos solos brasileiros com 72% de eficiência (CUNDA, (2009). Segundo Berberian (2001), “o  $N_{72}$  é o número médio de golpes para uma penetração de 30 cm com eficiência aproximada de 72% dentro da camada de apoio da fundação, abaixo da base”.

$$N_{72} = 10 + \frac{(N_{SPT}-10)}{2} \quad (24)$$

Figura 2 - Correlação de peso específico para solos coesivos



Fonte: Grando (2015)

Por sua vez, o peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), que representa o peso do solo sem água nos vazios, pode ser determinado segundo as equações (25), (26) e (27) (DAS, 2003).

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} \quad (25)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1+w} \quad (26)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} \quad (27)$$

O peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ), que representa o peso do solo com os vazios cheios de água e onde o  $S_r$  é igual a 100%, pode ser determinado através da equação (28), (29) e (30) (DAS, 2013).

$$\gamma_{sat} = \frac{\delta+e}{1+e} \times \gamma_w \quad (28)$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{e}{1+e}\right) \times \gamma_w \quad (29)$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w \quad (30)$$

A partir da determinação do  $\gamma_{sat}$ , calcula-se o peso específico submerso ( $\gamma_{sub}$ ) do solo (equação 31), que representa o peso específicos dos solos sujeitos ao empuxo hidrostático.

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (31)$$

Destaca-se que, além de caracterizar os solos, com o auxílio dos índices físicos é possível obter informações sobre determinadas propriedades de resistência e de compressibilidade dos mesmos, a partir de equações de correlação. Neste contexto, autores propõem equações que relacionam os índices físicos com parâmetros de compressibilidade. Andrade (2009) propõe a determinação do coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) através da equação (32) e Higashi (2006) a razão de compressão ( $CR$ ) a partir da equação (33). Das (2013) cita Rendon-Herrero (1983) na determinação do coeficiente de compressão ( $C_c$ ) a partir da equação (34). Salienta-se que, o  $C_c$ ,  $C_v$  e  $CR$  serão elucidadas no item 2.3.2.

$$C_v = \frac{K_z(1+e)}{a_v\gamma_w} \quad (32)$$

Onde  $K_z$  é o coeficiente de permeabilidade vertical do solo e  $a_v$  é o coeficiente de compressibilidade vertical do solo.

$$CR = \frac{C_c}{1+e} \quad (33)$$

$$C_c = 0,141 \times G_s^{1,2} \left(\frac{1+e_0}{G_s}\right)^{2,38} \quad (34)$$

A equação (34) foi formulada a partir da observação de várias argilas naturais, sendo o  $G_s$  igual ao peso específico relativo dos sólidos ( $\delta_g$ ). O  $\delta_g$  foi determinado através de

ensaios e segundo Rendon-Herrero, (1983 apud DAS, 2013) varia entre 2,6 e 2,9 para argilas.

Para o  $C_c$ , Park e Koumoto (2004) sugeriram a equação (35).

$$C_c = \frac{n_o}{371,747 - 4,27n_o} \quad (35)$$

Onde  $n_o$  é a porosidade *in situ*.

Em relação ao  $C_c$  e ao CR, outras equações de correlação são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Correlações com índices físicos

	<b>Autores/ Local</b>	<b>r<sup>2</sup></b>	<b>Equações</b>
$W_n$	Drösemeyer e Müller (1999) SC	0,80	$Cc = 0,00169w_n - 0,4056$ (36)
		0,58	$CR = 0,0028w_n + 0,0495$ (37)
		0,99	$e_o = 0,026w_n + 0,0496$ (38)
	Hallal (2003) RS	0,63	$Cc = 0,00136w_n - 0,0081$ (39)
	Coutinho et al. (2001) PE	0,52	$Cc = 0,004w_n + 1,738 \pm 0,54$ (40)
	Higashi (2006) SC	0,99	$Cc = 0,0095w_n + 0,0905$ (41)
		0,92	$e_o = 0,0236w_n + 0,0496$ (42)
	Nishida (1956 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$CC = 1,15w_n$ (43)* <sup>1</sup>
	Rendon-Herrero (1980 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$Cc = 0,0115w_n$ (44)* <sup>2</sup>
	Dia e Kerstner (2003 <i>apud</i> Hihashi 2006)	0,75	$Cc = 0,012w_n + 0,2553$ (45)
$e_o$	Drösemeyer e Müller (1999) SC	0,89	$Cc = 0,6447e_o - 0,4201$ (46)
	Coutinho et al. (2001) PE	0,84	$Cc = 0,586e_o - 0,165 \pm 0,25$ (47)
	Hallal (2003) RS	0,83	$Cc = 0,6903e_o - 0,3197$ (48)
	Higashi (2006) SC	0,91	$Cc = 0,3821e_o - 0,21$ (49)
	Hough (1957 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$CC = 0,30(e_o - 0,27)$ (50)* <sup>3</sup>
	Rendon-Herrero (1980 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$Cc = 0,156e_o + 0,0107$ (51)* <sup>1</sup>
	Vargas (1978 <i>apud</i> Teixeira e Godoy, 1998)	-	$Cc = 0,33 \times (e_o - 0,2)$ (52)* <sup>4</sup>
	Dia e Kerstner (2003 <i>apud</i> Hihashi 2006)	0,89	$Cc = 0,8538 \times e_o - 0,479$ (53)
$\gamma_w, \gamma_s$	Herrero (1980 <i>apud</i> Ortigão, 1995)	-	$Cc = 0,5(\gamma_w \times \gamma_s^{-1})^{2,4}$ (54)
*1 Valores para todas as argilas.			
*2 Valores para solos orgânicos, turfas, silte orgânico e argila			
*3 Valores para solo coesivo inorgânico: silte, argila siltosa e argila			

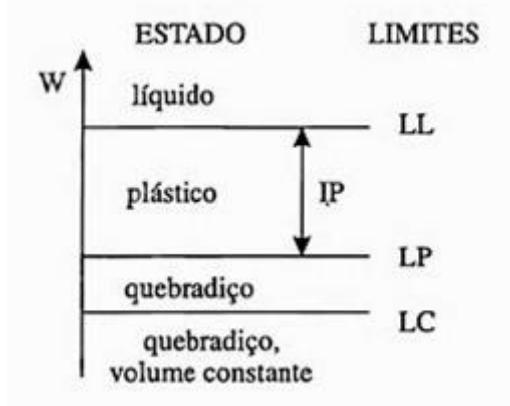
*4 Valores para argilas siltosas
Observação: $e_o$ e $w_n$ são valores <i>in situ</i>
Fonte: Modificado Grando (2015)

### 2.2.2 Limites de *Atterberg*

Também conhecidos como índices de consistência, os limites de *Atterberg* são parâmetros para a caracterização dos solos de granulometria fina (argilas e siltes). Esses limites foram propostos inicialmente por *Atterberg* no ano de 1991 e mais tarde, em 1932, adaptados por Casagrande. (PINTO, 1998).

Os limites de *Atterberg* são valores de umidade que indicam a mudança de estado de um solo fino, de líquido para plástico, de plástico para quebradiço (ou semissólido) e de quebradiço para quebradiço com volume constante (ou sólido), sendo esses, respectivamente, o limite de liquidez (LL), o limite de plasticidade (LP) e o limite de contração (LC), conforme apresentado no esquema da Figura 3 (PINTO, 1998).

Figura 3 - Variação da consistência dos solos com a umidade



Fonte: Pinto (1998)

Conforme citado por Das (2013), esses limites diferenciam as argilas quanto ao seu comportamento em função de diferentes teores de umidade. Higashi (2014) salienta que é possível observar a mudança no

comportamento das argilas adicionando água gradativamente a uma amostra de solo fino seco, onde são observadas variações nas características de moldagem do solo. Segundo Pinto (1998), para argilas orgânicas da baixada litorânea, os valores típicos de LL e LP são 120 e 60, respectivamente.

A partir dos limites de *Atterberg*, LL e LP, é possível determinar o índice de plasticidade (IP), como indicado na equação (55). O LL e o IP são utilizados na classificação dos solos finos e o IP indica o intervalo de umidade no qual o solo apresentará comportamento plástico (PINTO, 1998).

$$IP = LL - LP \quad (55)$$

De acordo com Burmister (1949 *apud* DAS, 2013), os solos podem ser classificados de maneira qualitativa em função do IP, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Classificação qualitativa do índice de plasticidade

<b>IP</b>	<b>Descrição</b>
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 (2013)

Outro índice comumente utilizado na classificação dos solos finos é o índice de consistência (IC), proposto por Terzaghi, cuja determinação segue a equação (56) (PINTO, 2000).

$$IC = \frac{LL-w}{LL-LP} \quad (56)$$

A Tabela 4 apresenta as classes de consistência das argilas em função do IC, sendo esse índice válido apenas para as argilas saturadas.

Tabela 4 – Consistência das argilas em função do índice de consistência

<b>Consistência</b>	<b>Índice de Consistência</b>
Mole	<0,5
Média	0,5 a 0,75
Rija	0,75 a 1,0
Dura	>1,0

Fonte: Pinto (2000)

A determinação do LL é feita com a utilização do aparelho de Casagrande, seguindo as premissas da NBR 6459/1984. O LP, por sua vez, é determinado de acordo com a NBR 7180/1984. Tratam-se de dois ensaios comumente utilizados na mecânica dos solos, cuja execução é mais simples e menos onerosa que a de um ensaio de adensamento unidimensional, por exemplo. Sendo assim, autores como Terzaghi e Peck (1948 *apud* PINTO, 1998) buscaram a relação entre os limites de *Atterberg* e o Cc, conforme apresentado nas equações (57) e (58), aplicadas para solos remoldados e indeformados, respectivamente.

$$Cc = 0,007 \times (LL - 10) \quad (57)$$

$$Cc = 0,009 \times (LL - 10) \quad (58)$$

Teixeira e Godoy (1998) propuseram a equação (59) para estimar o índice de compressão de argilas orgânicas do canal localizado entre Florianópolis e o continente.

$$Cc = 0,009 \times (LL + 21) \quad (59)$$

A Tabela 5 apresenta outras equações de correlação para a determinação do Cc, a partir de valores de LL e IP, propostas por diversos autores.

Tabela 5 - Correlações com os limites de <i>Atterberg</i>			
	<b>Autores/ Local</b>	<b>r<sup>2</sup></b>	<b>Equações</b>
LL	Terzaghi e Peck (1967)	-	$Cc = 0,009LL - 0,09$ (60)
	Ortigão (1975) RJ	-	$Cc = 0,013LL - 0,234$ (61)
	Costa Filho et al. (1985) RJ	0,57	$Cc = 0,0213LL - 0,852 \pm 0,48$ (62)
		0,79	$Cc = 0,013LL - 0,143 \pm 0,21$ (63)
	Teixeira e Godoy (1998) SC	-	$Cc = 0,009(LL + 21)$ (64)
	Drösemeyer e Müller (1999) SC	0,54	$Cc = 0,0324LL - 0,88031$ (65)
	Higashi (2006) SC	0,90	$Cc = 0,0237LL - 0,7679$ (66)
	Moretti et al (2012) SP	0,55	$Cc = 0,0073LL + 0,1419$ (67)
	Skempton (1944 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$Cc = 0,007(LL - 7)$ (68) *1
	Rendon-Herrero (1980 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$Cc = 0,0046(LL - 9)$ (69) *2
	Nagaraj e Murty (1985 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$Cc = 0,2343 \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s$ (70)
	Cam, Wroth e Wood (1978 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$CC \approx 0,5G_s \frac{[IP(\%)]}{100}$ (71)
	Dias e Kerstner (2003 <i>apud</i> Higashi, 2006)	-	$Cc=0,0093(LL+20,2)$ (72)
Dias (1979 <i>apud</i> Higashi 2006)	-	$Cc=0,013(LL-18)$ (73)	
IP	Moretti et al (2012) SP	0,73	$\sigma'_p = 27,167 \ln(IP) + 154,79$ (74) *1
	Kulhawy e Mayne (1990 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$Cc \approx \frac{IP}{74}$ (75)
	Kulhawy e Mayne (1990 <i>apud</i> Das, 2013)	-	$Cc \approx \frac{IP}{370}$ (76)
*1 Valores para argilas amolgadas.			
*2 Valores para argilas brasileiras.			
Fonte: Modificado Grando (2015)			

## 2.3 Características de compressibilidade

### 2.3.1 Adensamento

Sabendo-se que o solo pode sofrer deformações caso haja alguma tensão aplicada sobre ele, de acordo com Holtz e Kovacs (1973 *apud* BARAN, 2014), essas deformações ocorrem ou pela deformação das partículas do solo, ou pela compressão dos espaços vazios, que resulta na expulsão do ar e da água dos mesmos.

Quando é posto sobre o solo uma determinada estrutura, inicialmente, os carregamentos aplicados sobre o depósito são suportados pela água, o que gera a saída de água dos vazios. Com o passar do tempo, o carregamento vai sendo transferido para as partículas sólidas gradualmente. Isso gera um aumento da tensão efetiva até o ponto em que o solo esteja suportando toda a carga aplicada e para essa tensão tem-se um índice de vazios correspondente (PINTO, 1998). Esse processo é explicado pelo princípio das tensões efetivas

O princípio das tensões efetivas foi proposto por Terzaghi no ano de 1936 e publicado na Primeira Conferência Nacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ANDRADE, 2009). Esse princípio é representado pela equação (77), que relaciona a tensão normal total devido ao peso próprio dos solos ( $\sigma$ ), a parcela da tensão normal que se desenvolve no esqueleto granular do solo, denominada de tensão efetiva ( $\sigma'$ ), e a poropressão ( $u$ ) que representa a parcela da tensão total que se desenvolve na água presente nos vazios (PINTO, 1998).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (77)$$

De acordo com Pinto (1998), quando o solo está seco, as tensões efetivas ( $\sigma'$ ) correspondem às tensões totais ( $\sigma$ ). Se o solo estiver úmido, como é o caso das argilas moles, por exemplo, além das  $\sigma'$ , existem também a poropressão ( $u$ ). A poropressão é consequência do nível da água e cresce linearmente com a profundidade sem sofrer influência do

volume de vazios existente no solo. Ela pode ser determinada pela equação (78).

$$u = \gamma_w \times h_w \quad (78)$$

Onde  $\gamma_w$  é o peso específico da água e  $h_w$  é a altura da coluna de água.

Pinto (1998) também explica que, considerando a superfície do terreno como aproximadamente horizontal, a tensão normal total devida ao peso próprio do solo ( $\sigma$ ) é descrita pela equação (79), para solos secos. Para solos úmidos deve ser acrescentada a parcela referente a poropressão (equação 80).

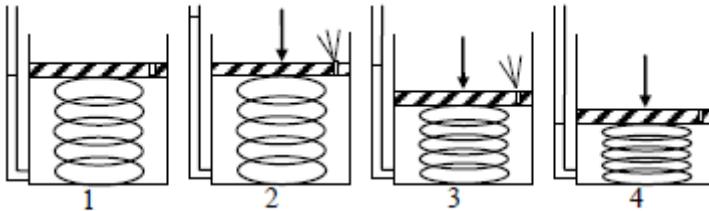
$$\sigma = \gamma \times z_{camada} \quad (79)$$

Onde  $\gamma$  é o peso específico da camada de solo e  $z_{camada}$  é a altura.

Aguiar (2008) ainda afirma que o processo de compressão de um solo saturado, que resulta na saída de uma certa quantidade de água, no decorrer do tempo, sendo essa quantidade igual à redução do volume de vazios, é denominado adensamento. Ainda segundo esse autor no adensamento ocorre a transferência do excesso de  $u$  para a  $\sigma'$ .

Em relação ao processo de adensamento, para o seu melhor entendimento, Terzaghi propôs uma analogia entre um sistema formado por solo saturado e um sistema mecânico água e mola (Figura 4).

Figura 4 Analogia do sistema mecânico água mola proposto por Terzaghi



Fonte: Espindola (2011)

Nessa analogia, Terzaghi considerou o solo como saturado (todos os vazios preenchidos por água), onde as suas partículas são representadas pela mola. Logo, observou, que no momento de aplicação da carga (instante inicial) a mesma é absorvida pela água, sendo aos poucos transferida para a mola, com velocidade igual a capacidade de um orifício de drenar a água (comparável a condutividade hidráulica do solo) (Espindola, 2011).

Aguiar (2008) afirma que a teoria leva em consideração as seguintes hipóteses como verdadeiras:

- O solo é homogêneo;
- O solo é saturado;
- A compressibilidade da água é desprezível em relação a compressibilidade das partículas sólidas;
- É desprezada a diferença entre as massas de solos de grandes e pequenas dimensões;
- O princípio das tensões efetivas é válido;
- A lei de Darcy é válida;
- O fluxo da água e a compressão são unidimensionais;
- Durante o adensamento, são desprezíveis as variações nas propriedades físico, mecânicas e hidráulicas dos solos, com exceção do índice de vazios;
- Relação ideal entre o índice de vazios e tensões verticais;

- Os deslocamentos e as deformações são pequenos quando comparados à espessura total da camada em adensamento.

Neste estudo, como serão analisados solos compostos por argilas de consistência mole a muito mole, é importante mencionar que, segundo Pinto (1998), esse tipo de solo tipicamente apresenta baixa permeabilidade, e, que a parcela relacionada a  $u$  é muito importante. Além disso, esse autor cita que nas argilas o índice de vazios é função da máxima tensão efetiva a que esse solo foi submetido.

Logo, em um depósito de argila (considerando que o mesmo é constituído por material homogêneo), a carga que atua sobre o mesmo vai influenciar no índice de vazios, fazendo com que ele decresça com a profundidade. Ainda, normalmente as argilas de consistência mole a muito mole encontram-se saturadas, sendo assim, há uma relação linear entre a umidade e o índice de vazios.

Tratando-se de argilas, seu comportamento pode ser classificado em três categorias:

- Normalmente adensado (NA);
- Pré adensado (PA);
- Em adensamento (SA).

A classificação do comportamento das argilas em NA, PA e SA é determinado a partir de valores do OCR (*Over Consolidation Ratio*) utilizando a equação (81). Nessa equação o OCR relaciona a razão de pré adensamento ( $\sigma'_p$ ) a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) presente no solo

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'} \quad (80)$$

Então, quando o OCR for maior do que 1, o solo é classificado como pré-adensado; quando menor do que 1 em adensamento; e quando o igual a 1, como normalmente adensado.

Observa-se que, para determinar a  $\sigma'_p$ , e consequentemente o OCR, assim como outros parâmetros relacionados a compressibilidade dos solos, tem-se o ensaio de adensamento unidimensional, também conhecido como ensaio oedométrico, elucidado a seguir.

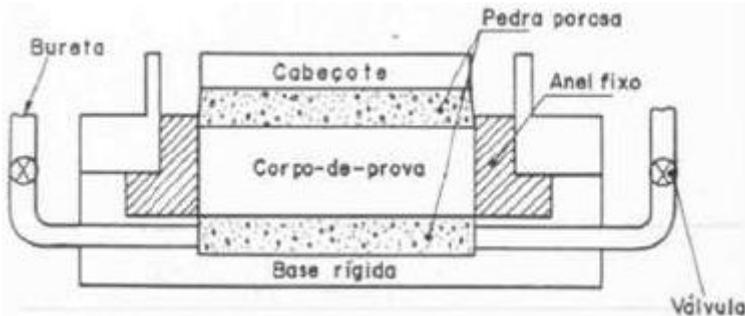
### 2.3.2 Ensaio de adensamento unidimensional

Segundo a NBR 12007/1990, o objetivo do ensaio unidimensional é determinar as propriedades de adensamento do solo, em solo confinado lateralmente, axialmente carregado e drenado, em termos de velocidade e magnitude de deformação.

De uma forma geral, segundo Aguiar (2008), a execução do ensaio de adensamento unidimensional consiste em aplicar sobre o corpo de prova confinado lateralmente, carregamentos axiais, permitindo a saída da água. O carregamento é realizado em etapas, ou seja, aplica-se sobre a amostra uma carga, a qual é mantida constante até o solo parar de adensar. Na sequência aplica-se então uma nova carga, e, assim por diante, até atingir o carregamento especificado.

Ortigão (1995) menciona que, para realizar o ensaio de adensamento unidimensional, é necessário um corpo de prova confinado lateralmente por um anel de aço e duas pedras porosas, as quais permitem a drenagem da água, conforme apresentado na *Figura 5*.

Figura 5 – Representação esquemática da célula de adensamento



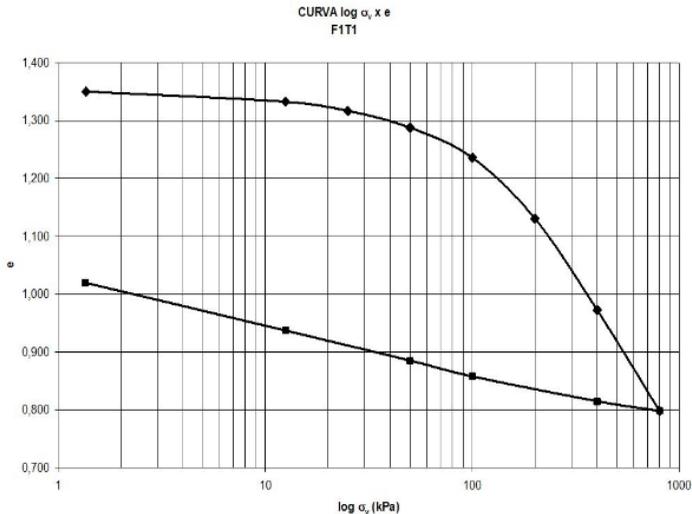
Fonte: NBR 12007/1990

Na execução desse ensaio, é aplicada uma carga vertical, transmitida uniformemente à amostra através de uma placa rígida, sendo que, para que não haja perda de água a amostra no anel metálico encontra-se dentro de uma bacia de saturação (ORTIGÃO, 1995).

Espíndola (2011) menciona que no instante igual a zero (instante de aplicação da carga), pode-se observar no piezômetro (tubo de plástico transparente conectado à base da pedra porosa) o efeito da pressão atuante sobre a amostra. Ao longo do tempo o nível da água no piezômetro será nivelado ao da água sobre a amostra, representando a transferência da carga atuante para a estrutura do solo (conforme exposto no sistema massa-mola proposto por Terzaghi).

Através do ensaio de adensamento unidimensional, é possível traçar a curva de compressibilidade dos solos. A Figura 6 apresenta um exemplo de curva típica dos solos argilosos.

Figura 6 Curva de compressibilidade típica das argilas



Fonte: Bressani et al. (2011)

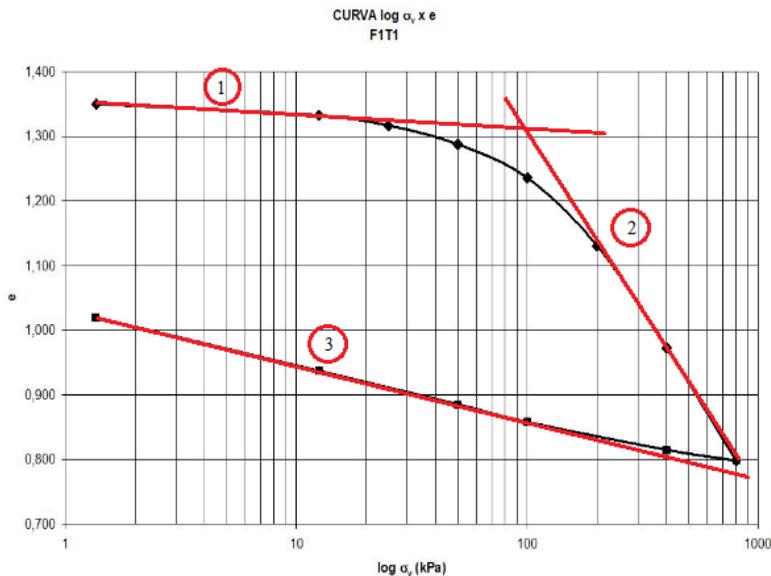
Através da curva de compressibilidade é possível determinar os parâmetros de compressibilidade dos solos, tais como: o índice de compressão (Cc), o índice de

recompressão ( $Cr$ ) e o índice de descarga ( $Cd$ ), sendo esses determinados pelos coeficientes angulares expressos na equação (81).

$$Cc, Cr, Cd = \frac{e_1 - e_2}{\log P_2 - \log P_1} \quad (81)$$

Onde  $e_1 - e_2$  indica a variação do índice de vazios por unidade de pressão aplicada;  $Cc$  é o coeficiente angular da reta 2,  $Cr$  é o coeficiente angular da reta 1 e  $Cd$  é o coeficiente angular da reta 3. As retas 1, 2 e 3 são indicadas na curva de compressibilidade apresentada na Figura 7.

Figura 7 – Determinação do  $Cc$ ,  $Cr$  e  $Cd$



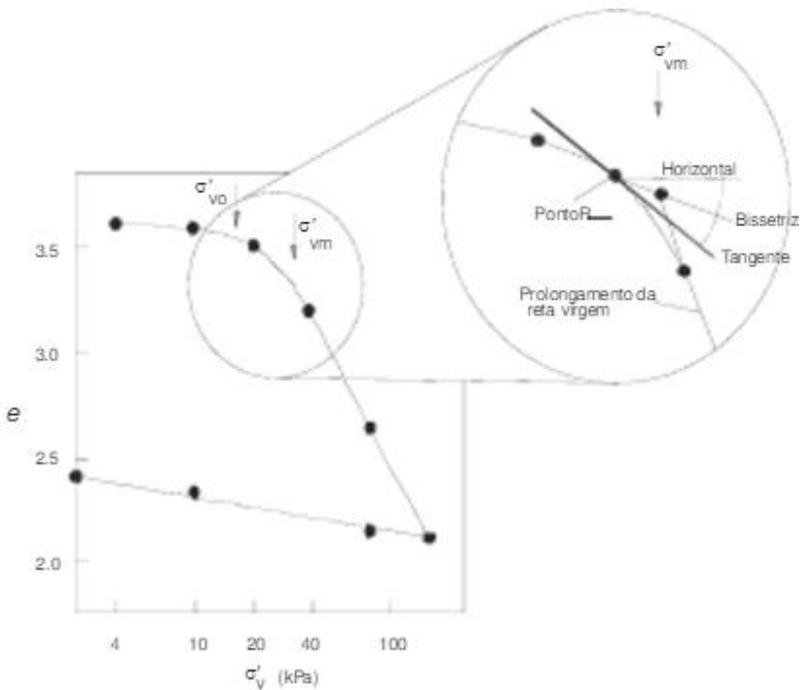
Fonte: Modificado de Bressani et al. (2011)

Outro parâmetro que é definido pela curva de compressibilidade é a tensão de pré adensamento ( $\sigma'_p$ ) que, por definição, representa a maior carga já aplicada no solo durante toda a sua história geológica. A determinação desse

parâmetro pode ser feita através de dois métodos: método de Casagrande e método de Pacheco e Silva.

O método de Casagrande consiste em determinar a  $\sigma'_p$  da seguinte forma: inicialmente determina-se o ponto de curvatura máxima da curva, e a partir desse ponto são traçadas duas retas, uma tangente a curva e outra paralela ao eixo das tensões. Quando as duas retas estiverem traçadas, deve-se encontrar a bissetriz do ângulo formado por elas e então prolonga-se a reta virgem até que ela e a bissetriz se encontrem, como mostra a Figura 8, e esse será o valor da tensão de pré adensamento (ORTIGÃO, 2007).

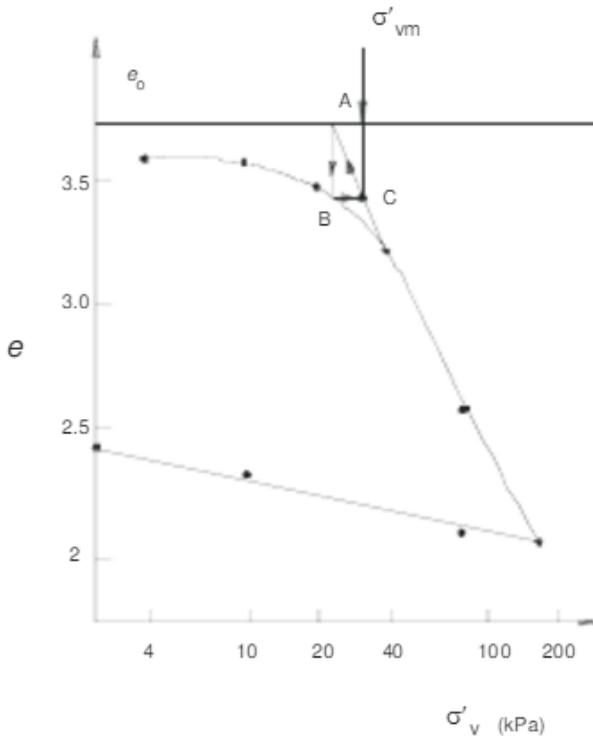
Figura 8 Explicação do método de Casagrande.



Fonte: Ortigão (2007)

Já no método de Pacheco e Silva, uma reta horizontal passando pelo índice de vazios inicial deve ser traçada e a reta virgem deve ser prolongada até que ela encontre a reta horizontal. Desse ponto de encontro, é traçada outra reta, dessa vez vertical e passante pela curva. Então, dessa última intersecção, outra reta horizontal deve ser traçada até que ela cruze o prolongamento da reta virgem, como mostra a Figura 9. (ORTIGÃO, 2007).

Figura 9 Explicação do método de Pacheco e Silva



Fonte: Ortigão (2007)

Ainda, no ensaio de adensamento, é possível determinar o coeficiente de adensamento ( $C_v$ ). Aguiar (2008) explica que esse parâmetro representa a velocidade em que ocorre o adensamento, havendo uma relação direta entre eles, ou seja, quanto maior for o valor de  $C_v$ , maior será a velocidade do processo de adensamento. Por sua vez, segundo Andrade (2009), o  $C_v$  descreve a capacidade do solo de dissipar o excesso de poropressão gerado pelo carregamento imposto. O  $C_v$  é descrito pela equação (32), que já foi apresentada no item 2.2.1.

## 2.4 Recalque

Como dito anteriormente, as argilas normalmente adensadas apresentam OCR=1, o que significa que a tensão atuante nelas é igual a maior tensão que já atuou na história geológica desse solo. Para esse tipo de argila, quando for aplicado um carregamento que gere deformação semelhante a oedométrica, a equação (82) é válida para a estimar o recalque causado pelo adensamento primário ( $\rho$ ) (PINTO, 1998).

$$\rho = H \times \frac{C_c}{1+e} \times \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \quad (82)$$

Onde  $H$  é a altura da camada de solo,  $C_c$  é o índice de compressão,  $e$  é o índice de vazios,  $\sigma'_i$  é a tensão efetiva inicial, gerada somente pelo peso do solo e  $\sigma'_f$  é a tensão efetiva final e equivale a  $\sigma'_i$  somado ao peso da carga aplicada sobre o solo.

Das (2014) explica a origem da equação (82) da seguinte maneira:

Sabe-se que a variação do volume  $\Delta V$  é definida pela equação (83):

$$\Delta V = H \times A - (H - \rho) \times A = \rho \times A \quad (83)$$

Onde  $H$  é a altura da camada de solo,  $A$  é a área transversal,  $\rho$  é o recalque e  $\Delta V = V_o - V_1$ , sendo  $V_o$  o volume inicial e  $V_1$  o volume final. Além disso, a variação no volume total também é igual a variação no volume de vazios ( $\Delta V_V$ ), conforme a equação (84).

$$\Delta V = \rho \times A = V_{V_o} - V_{V_1} = \Delta V_V \quad (84)$$

Onde  $V_{V_o}$  é o volume de vazios inicial e  $V_{V_1}$  é o volume de vazios final, e o volume de vazios é igual a multiplicação entre o índice de vazios e o volume de sólidos. Então, substituindo o volume de vazios na equação na equação (84) obtém-se a equação (85).

$$\Delta V_V = \Delta e \times V_S \quad (85)$$

No entanto,  $V_S$  também pode ser escrito em função de  $e$  e  $V$  (equação (11)), como mostra a equação (86).

$$V_S = \frac{V}{1+e} = \frac{H \times A}{1+e} \quad (86)$$

Onde  $H$  é a altura da camada do solo e  $A$  é área transversal.

Então, substituindo as equações (85) na (84) e a equação (86) na (85), obtém-se a equação (87).

$$\Delta V = \rho \times A = \Delta e \times V_S = \frac{H \times A}{1+e} \Delta e$$

$$\rho = H \frac{\Delta e}{1+e} \quad (87)$$

Onde o índice de vazios deve ser o índice de vazios *in situ*.

Das (2013) diz que para argilas normalmente adensadas com uma relação linear de  $e$ - $\log \sigma'$ , a equação (88) é válida.

$$\Delta e = C_c \times [\log(\sigma'_o + \Delta \sigma') - \log \sigma'_o] \quad (88)$$

Onde  $C_c$  é o índice de compressão,  $(\sigma'_o + \Delta \sigma')$  é a tensão final (tensão efetiva mais a tensão gerada pela carga aplicada) e  $\sigma'_o$  é a tensão efetiva inicial. A substituição da equação (88) na (87) resulta na equação (82), que estima o provável recalque nos solos de argilas normalmente adensadas.

## 2.5 Estudos em solos moles no litoral Catarinense

Os solos moles litorâneos do estado de Santa Catarina, foram formados na era geológica Cenozóica, portanto, tratam-se de depósitos de origem recente, ou seja, de Depósitos Quaternários (BARAN, 2014).

Os depósitos de argila mole desenvolvidos ao longo da costa do estado de Santa Catarina, tem sido objeto de diversos estudos. Santos (1997), a partir do mapa geotécnico da ilha de Santa Catarina, determinou através de ensaios, propriedades físicas, de resistência e de compressibilidade dos solos, dentre os quais destacam-se, nesse estudo, os sedimentares. Salienta-se que os parâmetros de compressibilidade foram determinados pelo ensaio de adensamento convencional.

Higashi (2006), em sua pesquisa, desenvolveu uma metodologia de uso e ocupação dos solos voltada para cidades costeiras, baseando-se no comportamento geotécnico e ambiental dos solos. Essa metodologia foi aplicada no município de Tubarão/SC, onde os parâmetros geotécnicos, de resistência e compressibilidade, foram determinados através do ensaio de adensamento e compressão triaxial.

Moura (2004) propõe-se a desenvolver um equipamento para a realização do ensaio de adensamento com velocidade controlada que apresente a mesma confiabilidade que os ensaios tradicionais. Em seu estudo foram analisadas amostras de solo argiloso de Florianópolis/SC, oriundas do aterro hidráulico da Via Expressa Sul, próximo aos bairros Saco dos Limões e Costeira do Pirajubaé. E, de Joinville/SC, próximo a Baía da Babitonga.

Oliveira (2006) estuda o comportamento de aterros reforçados, executados sobre argila mole, levados à ruptura em regime de construção rápida. Seus estudos também foram realizados em solos argilosos do aterro da Via Expressa Sul, envolvendo ensaios de caracterização física dos solos, de adensamento, compressão triaxial e palheta, além de dados de sondagem do tipo *Standard Penetration Test* (SPT) e *Cone Penetration Test* (CPTu).

Espíndola (2011) analisa os parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, em Florianópolis/SC, utilizando dados de ensaios de caracterização física, ensaio da Palheta e de adensamento com deformação controlada (CRS).

Massocco (2013) determinou os parâmetros de resistência de solos moles presentes no município de Tubarão/SC para a implantação de uma rodovia.

Além dos autores mencionados, Baran (2014) ainda cita os trabalhos de Müller e Drösemeier (1999), Drösemeier et al. (2001), Carvalho (2000), Marque e Lacerda (2004), Chaves e Orsi (2007) e Telissari (2011), os quais determinaram parâmetros geotécnicos dos solos moles de Santa Catarina. A *Tabela 6* apresenta os principais resultados encontrados, onde os valores de  $e_o$ ,  $w_n$  e  $\gamma_n$  são valores *in situ*.

Tabela 6: Parâmetros de compressibilidade dos solos moles costeiros de Santa Catarina  
 Fonte: Modificado de Higashi (2006)

Zona	Autor	Profund.(m)	eo	wn (%)	Cc	SPT médio	CR	Cv (cm <sup>2</sup> /s)x10 <sup>-4</sup>	WL (%)	IP (%)	Yn (kN/m <sup>3</sup> )	σ'p (kN/m <sup>2</sup> )	OCR	
Florianópolis	Santos (1997)	5,0	-	72,2	1,54	-	0,531	-	227	10	14,7	25	-	
		3,0	-	160	0,54	-	0,100	-	-	-	12,4	20	-	
		2,3	-	70,2	0,78	-	0,276	-	66	39	15,6	31	-	
		2,5	-	62,1	1,0	-	0,378	-	98	76	15,9	40	-	
	Moura (2004)	3,70 - 4,25	3,52	133	1,53	3	-	0,339	12,6	106	72	13,99	22'	-
			3,65	145	1,77	5	-	0,329	3,32				18	-
		4,50 - 5,05	3,45	132	1,56	-	-	0,351	9,51				25'	-
			3,61	147	1,86	-	-	0,403	6,28				22	-
			4,50 - 5,05	3,41	133	1,52	-	0,346	0,8-22				28'	-
		4,50 - 5,05	3,42	132	1,57	-	0,357	3,96-47	30	-				
	Oliveira (2006) e Maccarini e Oliveira (2001)	2,00 - 16,0	2,9-4,5	100-170	1,1 - 2,0	0-2	-	0,3-0,45	0,7 a 1	105-165	60-100	13,2-14,2	21-50	1-1,4
		9,7	2,288	84,6	1,37	-	-	0,418	170	-	-	-	155	1,29
	Espindola (2011)	9,7	2,327	88,1	1,83	-	-	0,551	-	-	-	-	150'	-
		9,7	2,31	87,1	1,51	-	-	0,457	-	-	-	-	160'	-
		9,7	2,304	85,4	1,54	-	-	0,469	-	87	54	14,6	180'	-
		14,0	2,087	76,8	1,14	2 - 6	-	0,372	14	66	35	14,89	165	1,29
		10,0	2,577	94,5	0,57	2 - 4	-	0,160	89	46	26	14,41	150	1,50
		9,0	2,252	81,6	0,64	-	-	0,197	43	-	-	-	140	1,43
		9,0	2,305	84,3	0,78	-	-	0,238	-	-	-	-	175'	-
		9,0	2,292	84,4	0,69	2 - 5	-	0,213	-	-	-	-	150'	-
		9,0	2,330	88,3	0,62	-	-	0,187	-	34	20	14,91	200	-
	Sul	Higashi (2006)	2,53 - 3,23	8,75	340	3,12	1	0,320	0,015 - 7,7	152	54	10,8	14	0,96

Zona	Autor	Profund.(m)	eo	wn (%)	Cc	SPT médio	CR	Cv (cm <sup>2</sup> /s)x10-4	WL (%)	IP (%)	Yn (kN/m <sup>2</sup> )	σ'p (kN/m <sup>2</sup> )	OCR
Sul	Higashi (2006)	4,41 - 5,11	1,89	70,2	0,71	0	0,248	0,0005 - 3	59	28	15,7	25	0,98
		5,00 - 5,24	1,96	71,7	0,58	0	0,196	0,001 - 3,7	86	43	15,3	15	0,83
		5,30 - 6,00	2,39	87,1	0,75	0	0,222	0,002 - 7,4	69	38	14,7	17	0,87
		3,35 - 4,90	1,27	51,2	0,25	0	0,112	0,002 - 0,4	42	5	17,4	33	0,97
		4,35 - 4,90	2,26	66,5	0,44	0	0,138	0,35 - 1,4	44	12	13,4	46	1,1
		4,90 - 5,45	1,77	44,1	0,42	0	0,152	0,5 - 2	40	8	13,7	31	0,96
		2,00 - 2,40	1,48	47,3	0,26	5	0,108	0,0005 - 0,6	43	9	15,75	31	1,30
		3,00 - 3,25	3,29	45,6	0,41	4	0,097	0,001 - 0,89	52	18	9,05	22	0,95
	Chaves e Orsi (2007)	1,5 - 2,05	3,054	114,1	1,68	0-1	0,414	14 - 33	82	43	14,6	54	-
		1,5 - 2,10	3,095	113,1	1,49	0	0,364	-	79	45	13,97	40	-
		2,0 - 2,55	3,682	133,1	1,97	0	0,42	33	77	37	13,34	38	-
		1,5 - 2,10	3,042	128,2	1,79	0	0,443	19	82	41	13,9	38	-
		2,0 - 2,55	3,574	126,9	1,78	0-1	0,391	-	73	38	13,63	25	-
	Massoco (2013)	20 - 20,6	2,13	-	0,9	3 - 4	0,287	34,1	-	-	15,5	133	1,20
		6 - 6,6	2,06	-	1,04	2 - 3	0,339	22,3	-	-	13,8	13,8	3,13
		4 - 4,6	2,55	-	1,51	2	0,425	51,6	-	-	14,6	14,6	1,61
		10 - 10,6	4,34	-	2,87	2 - 3	0,537	5,70	-	-	12,9	12,9	1,55
		8 - 8,6	3,76	-	2,77	2	0,512	3,11	-	-	13,5	13,5	1,39
Norte	Moura (2004)		2,09	78,8	0,96	-	0,313	6,33				45'	-
		3,90 - 4,50	2,18	86,7	1,12	-	0,35	3,38	64	34	15,58	35	-
			2,19	83,9	1,06	-	0,335	9,50				58'	-
		2,90 - 3,50	2,27	92,4	1,17	-	0,360	15,3	61	28	15,60	45	-

Zona	Autor	Profund.(m)	eo	wn (%)	Cc	SPT médio	CR	Cv (cm <sup>2</sup> /s)x10 <sup>-4</sup>	WL (%)	IP (%)	γn (kN/m <sup>3</sup> )	σ'p (kN/m <sup>2</sup> )	OCR
Norte	Moura (2004)		2,06	78,3	0,85	-	0,278	6,33				85'	-
		4,90 - 5,50	2,14	87,7	1,00	-	0,318	0,60	81	44	15,83	60	-
	Telissari (2011)	0 - 7	0,96	-	0,26	0 - 2	0,135	2,0	-	-	17,90	100	2,33
		0 - 5	1,30	-	0,81	0 - 2	0,353	23	-	-	15,05	60	1,65
		0 - 3	1,82	-	0,53	0 - 2	0,188	8,9	-	-	15,08	40	1,88
	Marques e Lacerda (2004)	0 - 7	1,26 - 2,70	47 - 100	0,1 - 0,93	0 - 5	0,09 - 0,26	2,4 - 81	40 - 98	6 - 53	14 - 17	21,3	-
		6 - 16,5	1,37 - 2,82	49 - 103	0,34 - 0,88	0 - 8	0,13 - 0,27	2 - 49	32 - 110	11 - 57	13,8 - 16,8	90	-
		16,5 - 38	1,12 - 2,01	40 - 75	0,25 - 0,99	4 - 35	0,11 - 0,37	2,7 - 17	57 - 84	26 - 46	14,8 - 17,7	92	-
Leste	Drösemeier, Maccarini et al (2001)	2,6 - 3,15	1,00	34,3	0,28	2	0,140	28,1	25	4	-	50	-
		6,0 - 6,5	2,98	109	1,49	1	0,374	4,2	79	42	-	50	-
		3,0 - 3,6	1,00	38,30	0,29	1	0,145	16	37	16	-	34	-
		3,0 - 3,6	3,72	141,4	1,99	0	0,422	9,32	92	51	-	26	-
		5,0 - 5,6	3,42	128,1	1,73	1	0,391	32,3	74	35	-	39	-
		3,0 - 3,6	3,82	144,9	2,41	0	0,500	34,5	77	36	-	31	-
		3,0 - 3,6	4,08	152,4	2,57	0	0,506	15,1	79	35	-	35	-
		3,0 - 3,6	4,23	161,9	2,43	0	0,465	13,0	75	37	-	28	-
		3,0 - 3,6	0,93	35,6	0,24	2	0,124	15,9	41	17	-	63	-
		3,1 - 3,6	2,19	80,50	1,30	0	0,408	20,7	57	25	-	53	-
		5 - 5,6	2,64	102,8	1,72	1	0,473	47,9	61	25	-	96	-
		3,0 - 3,5	3,28	125,1	1,79	0	0,418	23,4	80	42	-	28	-
		3,0 - 3,6	4,18	156,1	2,44	0	0,471	21,7	78	41	-	26	-
		2,0 - 2,6	4,15	148,3	2,20	1	0,427	12,4	88	47	-	20	-
		2,0 - 2,5	3,20	121,9	1,58	1	0,376	10,3	65	32	-	18	-
		2,5 - 3,0	3,41	128,6	1,22	0	0,277	2,35	87	47	-	16	-
		1,0	0,80	29,20	0,09	-	0,050	64,4	50	27	-	90	-
1,0	0,78	28,90	0,09	-	0,051	78,2	-	-	-	24	-		
0,6	0,71	23,30	0,09	-	0,053	85,9	33	16	-	80	-		

Zona	Autor	Profund.(m)	eo	wn (%)	Cc	SPT médio	CR	Cv (cm <sup>2</sup> /s)x1 0-4	WL (%)	IP (%)	γn (kN/m <sup>3</sup> )	σ'p (kN/m <sup>2</sup> )	OCR
Leste	Drösemeyer, Maccarini et al (2001)	0,8	1,19	44,90	0,22	-	0,100	4,45	78	44	-	54	-
		1,3	1,26	43,80	0,34	-	0,150	27,8	39	17	-	18	-
		2,0 - 2,6	2,50	91,90	1,31	2	0,374	39	74	41	-	64	-
		2,5 - 3,1	2,12	76,50	0,91	1	0,292	19,1	46	19	-	36	-
		3,0 -3,6	2,28	84,60	1,20	2	0,366	29	64	35	-	69	-
		3,0 - 3,6	1,69	66,20	0,95	1	0,353	19,4	67	39	-	72	-
		9,00 - 9,60	2,53	84,90	1,49	2	0,422	7,91	72	35	-	67	-
		5,60 - 6,20	2,68	100,0	1,34	2	0,364	6,78	60	25	-	55	-
		3,30 - 3,70	1,99	75,00	0,78	1	0,261	9,99	46	20	-	30	-
		10 - 10,60	1,94	72,90	0,97	2	0,330	13,3	64	35	-	108	-
		8,00 - 8,60	2,08	81,10	1,09	2	0,354	19,9	57	23	-	155	-
		9,00 - 9,60	2,03	78,30	1,30	2	0,429	15,1	80	47	-	133	-
		14 - 14,60	2,53	94,00	1,84	2	0,523	19,9	71	37	-	156	-
		12,7 - 13,3	2,84	106,50	2,22	2	0,578	11,8	82	42	-	156	-
		8,00 - 8,60	1,30	48,60	0,34	2	0,148	15,2	30	11	-	66	-
		7,00 - 7,60	1,49	55,60	0,66	2	0,265	13,1	55	26	-	116	-
		4,00 - 4,60	1,66	62,10	0,70	2	0,263	105	50	25	-	64	-
		9,25	2,50	96,90	0,73	-	0,209	1,33	62	26	-	12	-
		7,00	2,44	90,42	0,78	-	0,227	0,95	67	32	-	20	-
		14,00	1,48	46,46	0,52	-	0,210	1,66	59	27	-	21	-
		9,50	1,79	66,34	0,57	-	0,204	3,8	58	30	-	20	-
		7,50	2,49	94,50	1,06	-	0,304	6,82	72	39	-	30	-
		11,25	2,68	100,5	0,90	-	0,245	50,2	66	30	-	30	-
		7,00	2,66	109	1,28	-	0,350	6,18	59	28	-	30	-
		11,25	2,44	90,43	0,92	-	0,267	2,54	69	38	-	20	-
		14,00	2,72	103,9	0,95	-	0,255	4,88	65	29	-	12	-
		9,15	2,54	99,3	0,87	-	0,246	10,5	61	28	-	13	-
11,75	2,62	101	0,90	-	0,249	1,84	66	35	-	12	-		
8,75	2,73	112	0,92	-	0,247	8,56	58	24	-	17	-		
4,00	2,51	96,7	1,12	-	0,319	13,7	54	22	-	33	-		

Zona	Autor	Profund.(m)	eo	wn (%)	Cc	SPT médio	CR	Cv (cm <sup>2</sup> /s)x10 <sup>-4</sup>	WL (%)	IP (%)	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	σ' <sub>p</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	OCR
Leste	Carvalho (2000)	3,2	2,76	99,7	1,4	-	0,38	39,9 - 65	67	33	14,15	34	1,57
	Carvalho (2000)	2,9	2,59	97,7	1,5	-	0,42	46 - 64	71	29	14,64	30	1,48

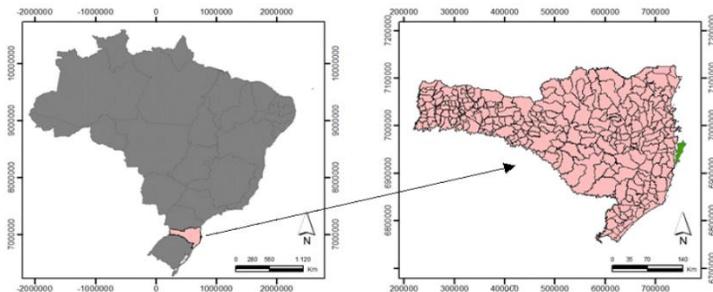
### 3 REGIÕES DE ESTUDO

#### 3.1 Área de estudos

Este estudo aborda os solos sedimentares da região costeira do Estado de Santa Catarina, enfatizando aqueles do município de Florianópolis.

Segundo Potter et al. (2004), o Estado de Santa Catarina localiza-se na região Sul do Brasil, entre os paralelos 25°57'26" e 29°29'04" de latitude sul e os meridianos 48°21'39" e 53°50'15" de longitude oeste (Figura 10). Faz fronteira ao sul com o Estado do Rio Grande do Sul (RS), ao norte com o Estado do Paraná (PR), a oeste com a República Argentina e a leste com o Oceano Atlântico. Possui área de 95.913km<sup>2</sup>, representando 1,11% da área total do Brasil e 16,61% da região Sul.

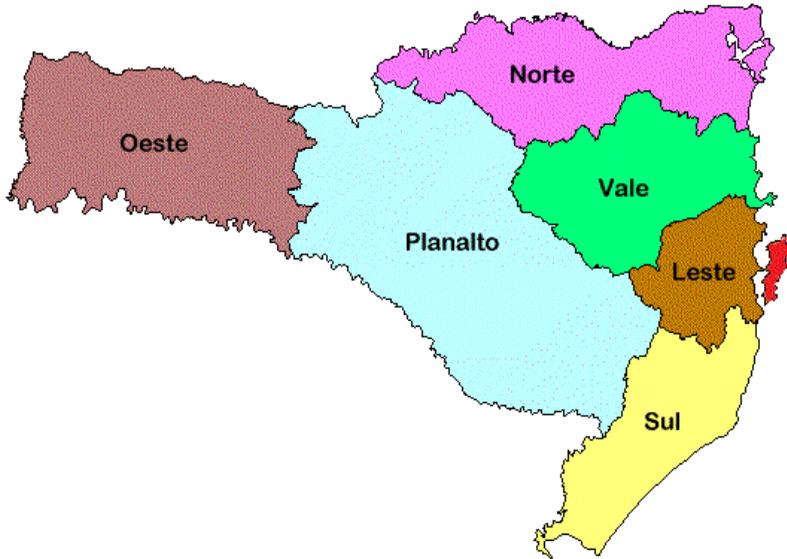
Figura 10 – Localização do Estado de Santa Catarina no mapa do Brasil



Fonte: Modificado de Christ (2014)

O Estado de Santa Catarina é composto pelas regiões norte, sul, leste, oeste, vale e planalto, conforme apresentado na Figura 11. Dentre essas, as regiões oeste e planalto não apresentam solos costeiros, logo não serão abordadas neste estudo.

Figura 11 – Regiões do Estado de Santa Catarina



Fonte: Infoescola (2017)

Sendo assim, neste estudo, dividiu-se o estado de SC em 4 regiões (ou zonas) de interesse, a saber:

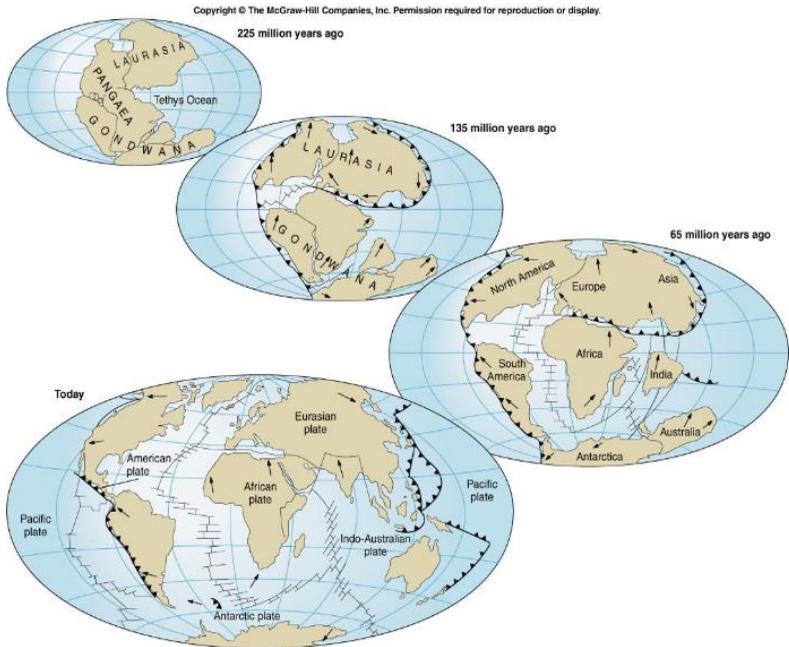
- Zona Sul: equivalente a região sul do Estado de Santa Catarina;
- Zona Leste: equivalente a região leste, desconsiderando o município de Florianópolis;
- Zona Florianópolis: cidade de Florianópolis;
- Zona Norte: equivalente a porção litorânea das regiões norte e vale.

Conforme consta no banco de dados, na zona Sul foram obtidos parâmetros geotécnicos dos solos dos municípios de Tubarão e Capivari. Na zona leste, de Camboriú, Tijucas e de um trecho da BR-101. Na zona norte, de Joinville e Navegantes. E, do município de Florianópolis.

### 3.1.1 Geologia

O litoral de Santa Catarina, bem como todo o litoral brasileiro, é resultado da reativação pós-paleozóica, que, segundo Almeida e Carneiro (1987 *apud* TESSLER E GOYA, 2005), é o conjunto dos eventos relacionados a separação do continente *Gondwana* e eventos tectono-magmáticos que acompanharam essa separação. Nesses eventos, ocorreu a formação de bacias na margem continental atual pela extrusão do magma alcalino, e o posterior preenchimento das mesmas por sedimentos. A Figura 12 ilustra a abertura do Oceano Atlântico e a separação do continente *Gondwana* ao fim do período jurássico.

Figura 12 – Separação do super continente *Gondwana*



Fonte: Laboratório de Paleontologia da Amazônia (2017).

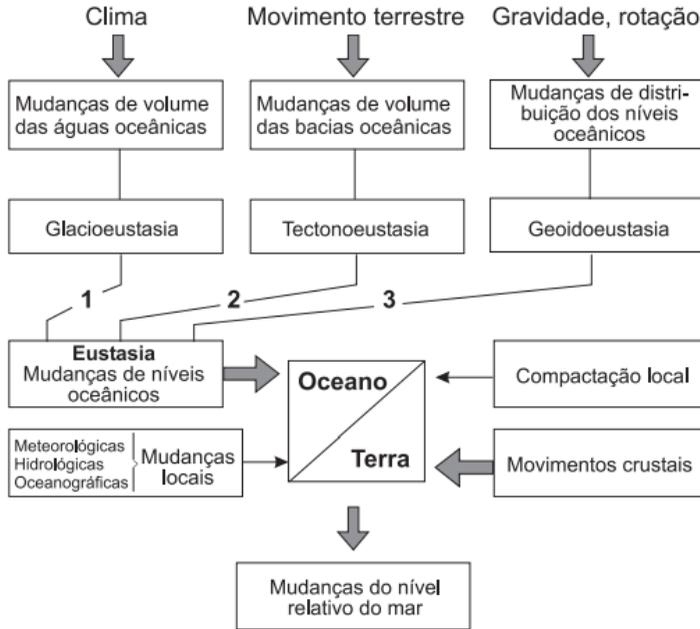
Às margens dos oceanos encontram-se as planícies costeiras, que, de acordo com Suguio (2003), são

“superfícies geomorfológicas deposicionais de baixo gradiente, formadas por sedimentação predominantemente subaquosa”. Essas planícies se originaram principalmente devido a glacioeustasia, que é a variação do nível do mar por fenômenos glaciais, onde houve a fase de expansão das geleiras, em que o mar encobriu os continentes e a fase de retração das geleiras, onde ocorreu a diminuição do volume de água sobre os continentes (SUGUIO, 2003).

Além da glacioeustasia, a Figura 13 apresenta outros fenômenos que também causaram variações no nível do mar, tais como: a tectonoeustasia (variação do nível do mar devido a movimentos crustais), fenômenos geoidais (causados pela mudança de distribuição dos níveis oceânicos), meteorológicos, efeitos da compactação ou assoreamento por sedimentos (SUGUIO, 2003).

Observa-se ainda que o nível relativo do mar é o nível do mar medido em relação a crosta terrestre. As mudanças do nível relativo do mar podem ser resultado tanto da eustasia, ou seja, por causas relacionadas a variações no volume das águas oceânicas, quanto por movimentos crustais, o quais estão ligados a alteração da real altitude da crosta terrestre. Tais alterações são causadas por movimentos tectônicos, como por exemplo, devido ao reequilíbrio das massas por flutuação crustal sobre o manto.

Figura 13 – Principais fatores de influência na variação do nível do mar



Fonte: Martin et al (1986 *apud* Suguio, 2003)

A geologia das planícies costeiras do estado de Santa Catarina, segundo Koerich et al. (1991), é classificada no domínio Cobertura Sedimentar Quaternária. É constituída por depósitos inconsolidados ou fracamente consolidados de areias, siltes e argilas. A Cobertura Sedimentar Quaternária também pode ser encontrada nos vales dos principais cursos d'água, próximos às encostas e ao longo de antigas lagunas. Dependendo da origem, a Cobertura Sedimentar Quaternária ainda pode ser classificada em: depósitos marinhos, aluvionares, lagunares, eólicos e coluvionares.

De acordo com Potter et al. (2004), os sedimentos siltico-argilosos e as areias finas quartzosas são componentes fundamentais das planícies costeiras e a presença de sambaquis, presentes ao longo de toda a costa, indica que houve um nível marinho mais elevado. Esse mesmo autor afirma que as planícies costeiras

compreendem áreas planas que podem estar sujeitas a inundações periódicas.

Os depósitos de argila desse domínio foram formados no período Quaternário, onde, segundo Massad (1988 *apud* Campos, 2006), houve dois ciclos de sedimentação. Esses ciclos estão relacionados com a mudança do nível relativo do mar, onde a elevação do nível relativo do mar causa deposição de sedimentos sobre a crosta terrestre e quando baixa nível, acontece a remoção dos sedimentos depositados.

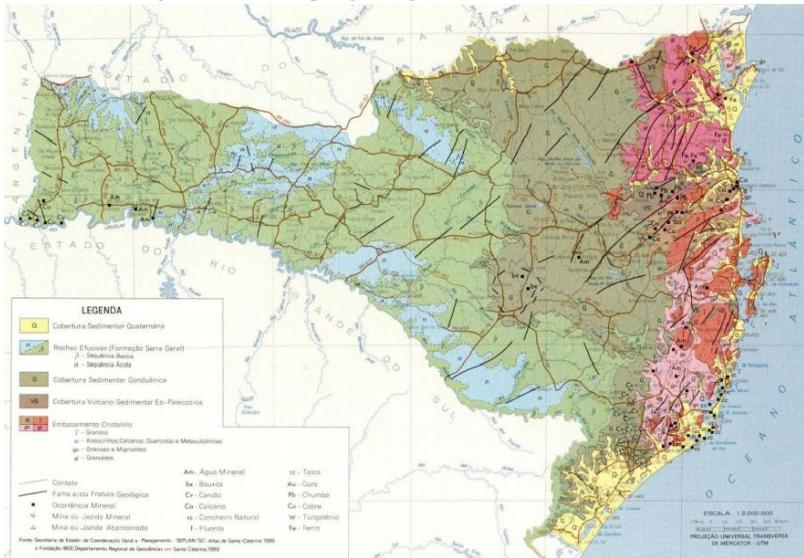
Além da Cobertura Sedimentar Quaternária, outros quatro grandes domínios podem ser encontrados no Estado de Santa Catarina: Embasamento Cristalino, Coberturas Vulcano-Sedimentares Eo-Paleozóicas, Cobertura Sedimentar Gonduânica e Rochas efusivas, de acordo com Koerich et al. (1991). Dentre os domínios citados, no domínio Embasamento Cristalino são encontradas as rochas mais antigas. Os domínios Embasamento Cristalino, Coberturas Vulcano-sedimentares e Cobertura Sedimentar Quaternária são os domínios predominantes da porção leste do estado.

De acordo com Koerich et al. (1991), podem ser encontrados na porção centro-leste do estado xistos e filitos, na porção nordeste os granulitos, na sudeste os gnaisses e migmatitos e na leste os granitos, sendo todos esses parte do conjunto de rochas do Embasamento Cristalino.

O domínio Cobertura Vulcano-sedimentares Eo-Paleozóico, por sua vez, tem predominância de rochas sedimentares com metamorfismo incipiente, sendo essas rochas compostas por arenitos, siltitos, ardósias, conglomerados e filitos, os quais frequentemente estão associados a rochas vulcânicas extrusivas (KOERICH ET AL., 1991).

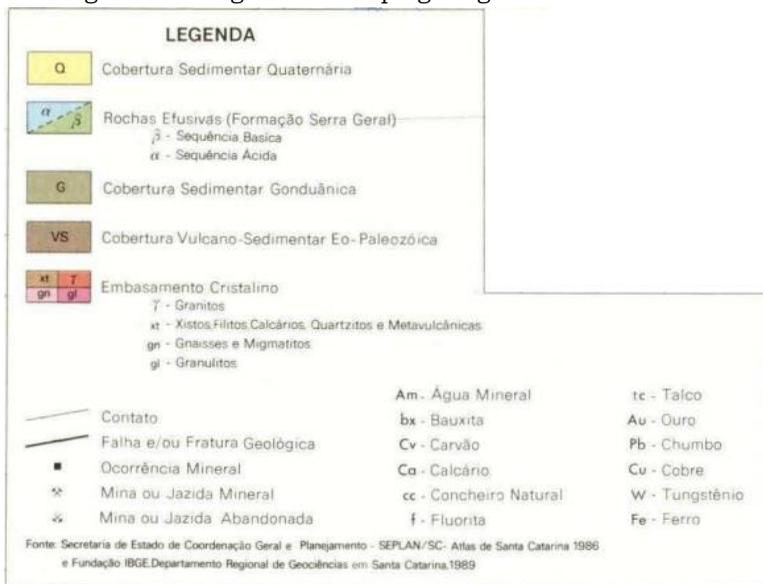
Os domínios presentes no estado de Santa Catarina são apresentados no mapa geológico da Figura 14.

Figura 14 – Mapa geológico de Santa Catarina



Fonte: Potter et al. (2004)

Figura 15 – Legenda do mapa geológico de Santa Catarina



Fonte: Potter et al. (2004)

### 3.1.2 Pedologia

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2015), o litoral do Estado de Santa Catarina tem predominância de dois tipos de solos: os ARGISSOLOS (representados pelos Podzólicos Vermelho-Amarelo segundo a classificação antiga da EMBRAPA) e os CAMBISSOLOS (predominantemente Cambissolo Háplico).

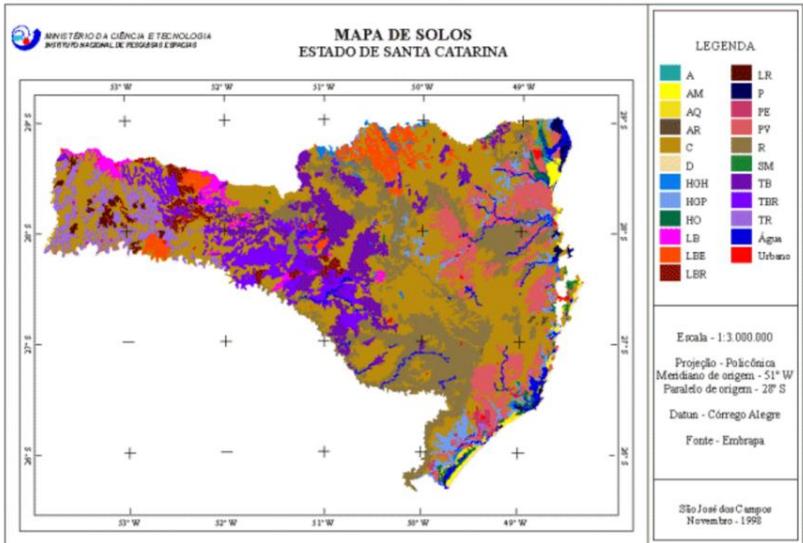
De acordo com o IBGE (2015), os Podzólicos Vermelho-Amarelo apresentam o horizonte B textural, onde há o acúmulo de argila. A profundidade desse tipo de solo é variável, podendo ser, usualmente, pouco profundos e profundos. Silva e Neto (2017), afirmam que tratam-se de solos que normalmente se desenvolvem a partir de rochas cristalinas ou sobre a influência destas. A presença de misturas de óxidos de ferro hematita e goethita dão a cor vermelha-amarelada para os solos dessa classe.

De acordo com IBGE (2015), os CAMBISSOLOS apresentam grandes variações em suas características, podendo ser desde rasos a profundos. São, em sua maioria, pedregosos, cascalhentos, podendo ser, inclusive rochosos. Possuem horizonte B incipiente. Além disso, Santos et al. (2017) afirmam que esse tipo de solo é geralmente encontrado em relevos fortes ondulados ou montanhosos, onde não há presença de horizonte A húmico.

Além do Cambissolo (C) e do Podzólico Vermelho-Amarelo (PV), de acordo Potter et al. (2004) ainda há a presença de solos orgânicos, Areias Quartzosas vermelho-amareladas e Cambissolo gleico e podzol. Verifica-se na Figura 16 e na Tabela 7, que no Estado de Santa Catarina ainda ocorrem solos do tipo Glei pouco húmico, Areia quartzosa marinha e solo salino indiscriminado costeiro, entre outros.

Os solos do tipo Glei correspondem às argilas moles e esse está distribuído por todo o território do Estado de Santa Catarina, com maior ocorrência próximo à costa. Esses são solos mal ou muito mal drenados, os quais apresentam elevada deformação e baixa resistência ao cisalhamento. Além disso, estudos sobre as argilas moles do estado apontam para um comportamento normalmente adensado desse solo. (HIGASHI, 2014)

Figura 16 – Pedologia da Região



Fonte: Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (1999).

Tabela 7 – Classes de solos e seus respectivos símbolos

<b>Símbolo</b>	<b>Unidade taxonômica</b>
A	Solo aluvial
AM	Areia quartzosa marinha
AQ	Areia quartzosa
AR	Afloramento rochoso
C	Cambissolo
D	Duna
HGH	Glei húmico
HGP	Glei pouco húmico
HO	Solo orgânico
LB	Latossolo bruno
LBE	Latossolo bruno / Latossolo vermelho
LBR	Latossolo bruno / Latossolo roxo
LR	Latossolo roxo
P	Podzol
PE	Podzólico vermelho - escuro
PV	Podzólico vermelho - amarelo
R	Rigossolo
SM	Solo salino indiscriminado costeiro
TB	Terra bruna estruturada
TBR	Terra bruna / Terra roxa estruturada
TR	Terra roxa estruturada

Fonte: Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (1999)

## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo elucida as etapas e as ferramentas empregadas na estimativa do recalque de depósitos de solos moles presentes em unidades geotécnicas sedimentares do município de Florianópolis, cujas etapas são apresentadas no fluxograma da Figura 17.

Figura 17 – Fluxograma do trabalho



Fonte: Elaborado pelo autor

### 4.1 Levantamento de dados preexistentes

A primeira etapa do trabalho consistiu no levantamento de dados preexistentes, envolvendo o mapa geotécnico do município de Florianópolis, elaborado por Santos (1997) e modificado por Christ (2014), equações de correlação e parâmetros geotécnicos dos solos da região litorânea de Santa Catarina.

As equações de correlação, tendo em vista o objetivo deste estudo, relacionam índices físicos, limites de *Atterberg*,  $N_{SPT}$  e os parâmetros de compressibilidade:  $C_c$  e  $CR$ . Por sua vez, os parâmetros geotécnicos levantados fizeram parte de um banco de dados, elucidado a seguir.

## 4.2 Elaboração do banco de dados

Foi realizada uma pesquisa bibliográfica para identificar trabalhos de outros autores relacionados aos solos moles das regiões litorâneas do estado de Santa Catarina (abrangendo desde o litoral norte até o litoral sul). Desses estudos foram retirados parâmetros geotécnicos determinados por ensaios, os quais fizeram parte do banco de dados elaborado nesta pesquisa (Tabela 6).

Os parâmetros das argilas moles considerados na elaboração do banco de dados foram os seguintes:

- Índice de vazios ( $e$ );
- Teor de umidade ( $w$ );
- Coeficiente de compressão ( $C_c$ );
- $N_{SPT}$  médio;
- Razão de compressão ( $CR$ );
- Coeficiente de adensamento ( $C_v$ );
- Limite de Liquidez ( $LL$ );
- Índice de plasticidade ( $IP$ );
- Peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ );
- Tensão de pré adensamento ( $\sigma'_p$ );
- Razão de pré adensamento ( $OCR$ );

## 4.3 Desenvolvimento de equações de correlação

Além das equações desenvolvidas por outros pesquisadores, foram elaboradas outras neste estudo, com o intuito de viabilizar a estimativa do recalque nos solos de interesse.

Nesta etapa, foram elaboradas equações de correlação relacionando os seguintes parâmetros:

- $e$  e  $w$ ;
- $e$  e  $CR$ ;
- $e$  e  $LL$ ;
- $e$  e  $IP$ ;
- $e$  e  $\gamma_{nat}$ ;
- $e$  e  $C_v$ ;
- $e$  e  $C_c$ ;
- $C_c$  e  $w$ ;
- $C_c$  e  $CR$ ;

- Cc e LL;
- Cc e IP;
- Cc e  $\gamma_{nat}$ ;
- Cc e Cv;
- Cc e  $e$ ;
- CR e LL;
- CR e IP;
- CR e Cv;
- CR e  $w$ ;
- CR e  $\gamma_{nat}$ ;
- CR e Cc;
- CR e  $e$ .

Para tanto, foram utilizados os dados de solo do banco de dados referente apenas ao município de Florianópolis, uma vez que, pretende-se estimar o recalque dos solos localizados em unidades geotécnicas sedimentares dessa região.

As equações foram elaboradas com o auxílio do *software Excel*, onde foram criados gráficos de dispersão linear, empregando os valores de interesse. Neste estudo, a variável Y correspondeu aos valores de Cc,  $e$  e CR, e a variável X aos demais parâmetros mencionados anteriormente. Nos gráficos, foram adicionadas linhas de tendência, a partir das quais foram obtidas as equações de correlação e os valores de  $r^2$  para cada análise.

Destaca-se que, somente as equações com  $r^2$  superior a 0,5 foram consideradas como satisfatórias, indo de acordo com o limite proposto por Karunaprema e Edirisingh (2005 *apud* HIGASHI, 2006).

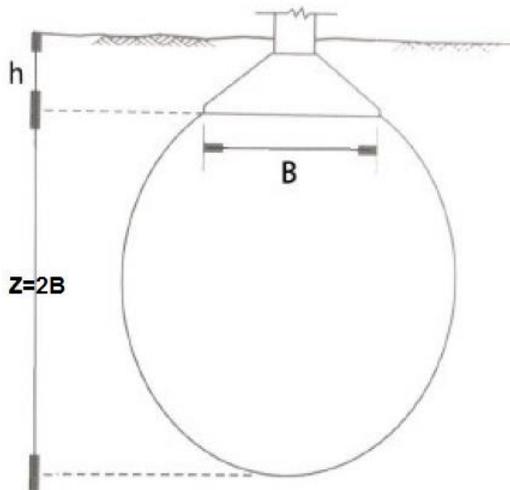
#### **4.4 Identificação dos pontos de sondagem a serem analisados**

Os perfis de argilas moles analisados neste estudo foram identificados a partir de sondagens SPT, previamente alocadas sobre o mapa geotécnico da cidade de Florianópolis, em ambiente SIG (Sistema de Informações Geográficas) pela equipe do LAMGEO (Laboratório de Mapeamento Geotécnico da UFSC). Inicialmente foram selecionados os perfis de solos compostos por argilas com

$N_{SPT}$  entre 0 e 5 (caracterizando solos de consistência muito mole e mole, de acordo com a NBR 7250/1982) até a profundidade delimitada pelo bulbo de tensões ( $z$ ).

A profundidade da camada de solo analisada ( $z$ ) foi determinada seguindo as premissas de Cintra et al. (2011), onde, para sapatas de base quadrada, 90% da propagação da tensão no solo ocorre até a profundidade equivalente a duas vezes a dimensão da sua base ( $B$ ) (Figura 18). Ainda segundo esse autor, abaixo dessa profundidade o efeito da tensão no solo representa menos de 10% da tensão exercida pela sapata, podendo então ser desprezada.

Figura 18 – Representação do bulbo de tensões



Fonte: Modificado de Cintra et al. (2011)

Logo, para determinar o valor de  $z$  foi estabelecida uma sapata tipo, adotando os critérios citados a seguir:

a) Sapata isolada de base quadrada, cuja área ( $A$ ) é expressa pela base ( $B$ ) elevada ao quadrado;

b) Altura de embutimento ( $h$ ) igual a 1 metro, seguindo recomendação de Rebello (2011 *apud* THIESEN, 2016) e da norma NBR 6122/2010. Segundo esse autor a profundidade de embutimento da sapata não deve ultrapassar 2 metros em função do elevado custo de escavação e reaterro;

c) Na determinação da dimensão B, estimou-se a tensão admissível ( $\sigma_a$ ) do solo, em  $\text{kN/m}^2$ , a partir da equação (89), adotando-se fator de segurança global (Fs) igual a 3,0 (em concordância com a norma NBR 6122/1996).

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma'_r}{F_s} = \frac{\sigma_r}{3,0} \quad (89)$$

Nessa equação, a tensão de ruptura ( $\sigma'_r$ ) foi calculada através da equação (90) em  $\text{kN/m}^2$ , onde são aplicados os fatores de redução empíricos aos parâmetro de resistência ao cisalhamento dos solos: coesão (c) e ângulo de atrito ( $\emptyset$ ), conforme as equações (91) e (92) (TERZAGHI, 1943 *apud* CINTRA et al. 2011).

$$\sigma'_r = c^* N'_c S_c + q N'_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma S_\gamma \quad (90)$$

Onde  $N'_c$ ,  $N'_q$  e  $N'_\gamma$  são fatores de capacidade de carga adimensionais (Tabela 8);  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  são fatores de forma adimensionais (Tabela 9);  $q$  é a sobrecarga exercida pelo solo acima da base da sapata em  $\text{kN/m}^2$  (equação 94); B é a base da sapata em metros; e  $\gamma$  é o peso específico da camada de solo acima da base da sapata em  $\text{kN/m}^3$ .

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (91)$$

$$\emptyset^* = \frac{2}{3} \emptyset \quad (92)$$

Na determinação de  $c^*$ , adimensional, a coesão (c), também adimensional, foi obtida a partir da equação (93), proposta por Teixeira e Godoy (1996). E, de  $\emptyset^*$  adotou-se o ângulo de atrito ( $\emptyset$ ) igual a zero, por tratar-se de argilas moles, como sugerido por Cintra et al. (2011).

$$c = 10 N_{SPT} \quad (93)$$

Nessa equação foram adotados valores de  $N_{SPT}$  iguais a 0 e a 1, buscando representar a situação mais crítica que resultasse em um valor de B aceitável (Tabela 10).

Tabela 8 – Fatores de capacidade de carga

$\emptyset$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$N_q/N_c$	$tg\emptyset$
<b>0</b>	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
<b>1</b>	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
<b>2</b>	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
<b>3</b>	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
<b>4</b>	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
<b>5</b>	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
<b>6</b>	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
<b>7</b>	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
<b>8</b>	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
<b>9</b>	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
<b>10</b>	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
<b>11</b>	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
<b>12</b>	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
<b>13</b>	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
<b>14</b>	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
<b>15</b>	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
<b>16</b>	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
<b>17</b>	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
<b>18</b>	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
<b>19</b>	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
<b>20</b>	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
<b>21</b>	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
<b>22</b>	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
<b>23</b>	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
<b>24</b>	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
<b>25</b>	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
<b>26</b>	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
<b>27</b>	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
<b>28</b>	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
<b>29</b>	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
<b>30</b>	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
<b>31</b>	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60

<b>32</b>	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
<b>33</b>	39,64	26,09	35,19	0,68	0,65
<b>34</b>	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
<b>35</b>	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
<b>36</b>	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
<b>37</b>	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
<b>38</b>	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
<b>39</b>	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
<b>40</b>	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
<b>41</b>	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
<b>42</b>	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
<b>43</b>	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
<b>44</b>	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
<b>45</b>	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
<b>46</b>	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
<b>47</b>	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
<b>48</b>	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
<b>49</b>	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
<b>50</b>	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

Fonte: VESIC (1975 *apud* CINTRA ET AL.,2011)

Tabela 9 – Fatores de forma de Terzaghi-Peck

<b>Sapata</b>	<b>S<sub>c</sub></b>	<b>S</b>	<b>S<sub>r</sub></b>
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada (B=L)	1,2	1	0,8
Circular (B=diâmetro)	1,2	1	0,5

Fonte: Cintra et al. (2011)

Adotando o  $\emptyset$  igual a zero, o valor de  $N_r$  é nulo (Tabela 8), eliminando o terceiro termo da equação (90). Logo, nesta etapa, a determinação de B não foi necessária.

Ainda na determinação de  $\sigma'_r$  (equação 90) a sobrecarga  $q$  foi calculada pela equação (94).

$$q = \gamma \cdot h \quad (94)$$

Onde o  $\gamma$  foi considerado igual a 13 kN/m<sup>3</sup>, representando, segundo Godoy (1972), o peso específico de um solo com  $N_{SPT}$  menor ou igual a 2 (situação mais crítica).

E, a altura de embutimento ( $h$ ) foi considerada igual a 1 metro, conforme mencionado anteriormente.

Dessa forma, foi determinada a  $\sigma_a$ , de acordo com a equação (89), resultando nos valores apresentados a seguir:

Para  $N_{SPT}$  igual a 0:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{F_S} = \frac{13}{3,0} = 4,33 \text{ kN/m}^2$$

Para  $N_{SPT}$  igual a 1:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{F_S} = \frac{54,12}{3,0} = 18,04 \text{ kN/m}^2$$

E, sabendo-se que tensão é igual a força (N) dividida pela área de aplicação da mesma (A) chegou-se ao valor de B, conforme apresentado na equação (93).

$$B^2 = \frac{N}{\sigma_a} \quad (95)$$

Na equação (95), N representa a carga que atua na sapata tipo sendo igual a 40kN. Na determinação de P foi considerado o peso de 350 kN representando uma casa de 60m<sup>2</sup>, com um pavimento, distribuído por um conjunto de 9 sapatas. O peso da casa envolveu estrutura do telhado em madeira, telhas de barro tipo francesa, paredes internas e externas em alvenaria de tijolo de barro e forro de estuque (WATANABE, 2012).

A Tabela 10, apresenta os valores de B para  $N_{SPT}$  igual a 0 e 1.

Tabela 10 – Valores da base da sapata (B) em função do  $N_{SPT}$

$N_{SPT}$	$\sigma_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN)	B (m)
<b>0</b>	4,33	40	3,1
<b>1</b>	18,04	40	1,5

Fonte: Elaborado pelo autor

Tendo em vista os valores de B apresentados na Tabela 10, descartou-se aquele correspondente ao  $N_{SPT}$  igual a zero e adotou-se para a sapata tipo o valor de B igual a 1,5m.

Sendo assim, após a definição da sapata tipo, foi determinada a profundidade de influência do bulbo de

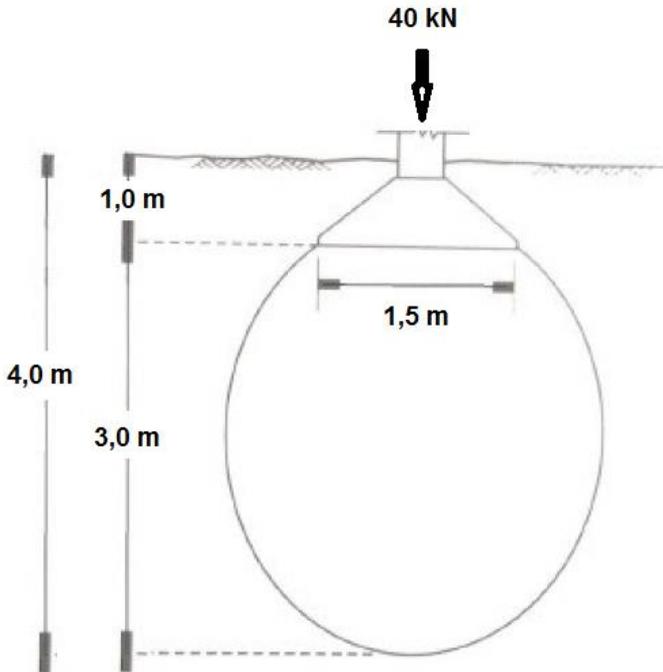
tensões, que, corresponde a profundidade da camada de solo analisada ( $z$ ). Para  $B$  igual a 1,5m,  $z$  corresponde a 3,0m abaixo da base da sapata (Figura 19).

De uma forma geral, após a definição da sapata tipo, foram selecionados os perfis de solo cujas características, identificadas nas sondagens, até a profundidade de 4m são as seguintes:

- Textura argilosa ou predominantemente argilosa;
- $N_{SPT}$  entre 1 e 5;
- Nível d' água abaixo de 1 metro de profundidade (visando diminuir o custo de execução da sapata).

Além disso, na seleção dos perfis, aqueles formados por camadas de aterros, mesmo que argilosas e de consistência mole ou muito mole, foram desconsiderados por tratar-se de um solo que pode estar em processo de adensamento (OCR menor do que 1). Também foram desconsiderados os perfis onde até 4m de profundidade houve a intercalação entre camadas de areia e argila, com o intuito de agilizar os cálculos.

Figura 19 – Bulbo de tensões da sapata tipo



Fonte: Modificado de Cintra et al. (2011)

#### 4.5 Cálculo do recalque

Para os perfis de solo selecionados, foi estimado o recalque para as camadas de solo mole ou muito mole quando submetidos à carga imposta pela sapata tipo, a partir da equação (80), elucidada no item 2.5. Ao utilizar essa equação, considerou-se que as argilas se encontram no estado mais crítico, ou seja, no estado normalmente adensado (NA), onde o OCR é igual a 1.

$$\rho = H \times \frac{C_c}{1+e} \times \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \quad (82)$$

Onde H é a espessura da camada de solo mole ou muito mole em metros, Cc é o índice de compressão

(adimensional),  $e$  é o índice de vazios (adimensional),  $\sigma'_i$  é a tensão efetiva inicial (medida no centro da camada de solo) e  $\sigma'_f$  é a tensão efetiva final, ambas em  $\text{kN/m}^2$ .

Na determinação das variáveis que compõem essa equação foram analisadas as camadas de solo de metro em metro, até a profundidade de 4m. Dentre as camadas de interesse (argila com  $N_{\text{SPT}}$  entre 1 e 5), foi identificada aquela menos resistente, ou seja, como o menor valor de  $N_{\text{SPT}}$ , e determinado um valor de  $\gamma$  para ela com base na proposta de Godoy (1972) (Tabela 1). Esse valor, denominado neste estudo como  $\gamma_{\text{argila}}$ , foi adotado para as demais camadas de argila (com  $N_{\text{SPT}}$  entre 1 e 5), representando uma situação crítica e agilizando os cálculos.

Com base no  $\gamma$  foi determinado o  $e$  utilizando a equação (98) (proposta neste estudo) e o  $\gamma_{\text{argila}}$ .

$$e = -1,4628 \gamma_{\text{argila}} + 23,906 \quad (98)$$

Onde,  $e$  é o índice de vazios (adimensional) e  $\gamma_{\text{argila}}$  é o peso específico da camada de argila mais crítica em  $\text{kN/m}^3$ .

No cálculo de  $e$  foi adotada a equação desenvolvida neste estudo, tendo em vista o valor do seu  $r^2$  e também, porque as informações acerca das camadas de solo analisadas restringem-se àquelas do SPT ( $N_{\text{SPT}}$ ).

Na determinação do  $C_c$  utilizou-se a equação (49), proposta por Higashi (2006), por ser a equação com maior  $r^2$  dentre as apresentadas neste estudo (0,91).

$$C_c = 0,3821e - 0,21 \quad (49)$$

Na determinação da  $\sigma'_i$  foi calculado o valor da tensão atuante sobre a camada de argila sem considerar o efeito da sapata tipo, conforme apresentado na equação (96). Observa-se nessa equação que o segundo termo representa a tensão exercida por uma camada drenante localizada acima da camada de argila analisada (representando uma sobrecarga), quando existir. Nessa situação de perfil, o peso

específico da camada drenante ( $\gamma_{drenante}$ ) segue o exposto na Tabela 11.

$$\sigma'_i = (\gamma_{argila} \times z_{argila}) + (\gamma_{drenante} \times z_{drenante}) - (\gamma_w \times h_w) \quad (96)$$

Onde,  $z_{argila}$  é a espessura da camada de argila em metros e  $z_{drenante}$  é a espessura da camada drenante em metros;  $\gamma_w$  é o peso específico da água, considerado igual a 10 kN/m<sup>3</sup>; e  $z_w$  é altura da coluna d'água em metros

Tabela 11 – Peso específico de solos arenosos

N <sub>SPT</sub>	Compacidade	Y <sub>sat</sub>
<5	Fofa	19
5-8	Pouco Compacta	
9-18	Medianamente Compacta	20
19-40	Compacta	21
>40	Muito Compacta	

Fonte: Godoy (1972, *apud* Cintra et al., 20110

Observa-se ainda que, para o primeiro metro de solo a partir do nível do terreno (onde não há dado de N<sub>SPT</sub>) adotou-se a mesma textura e o mesmo N<sub>SPT</sub> da camada subjacente.

A  $\sigma'_f$  foi determinada a partir da soma da  $\sigma'_i$  e a tensão aplicada ( $\sigma_{aplicada}$ ), pela sapata tipo, conforme apresentado na equação 97.

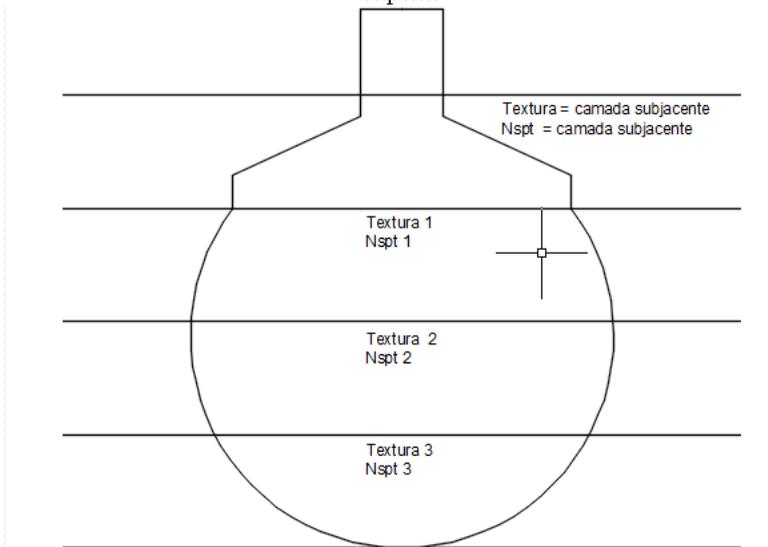
$$\sigma'_f = \sigma'_i + \sigma_{aplicada} \quad (97)$$

Onde a  $\sigma_{aplicada}$  é igual a 17,78 kN/m<sup>2</sup> (item 4.4).

Ressalta-se que foram analisadas as camadas de consistência mole ou muito mole presentes até a profundidade de 3m a partir da cota de embutimento da sapata (igual a 1m). Para as camadas de solo cuja granulometria e ou N<sub>SPT</sub> não satisfazem os critérios de seleção estabelecidos neste estudo (item 4.4), porém encontraram-se dentro da profundidade de interesse não foi calculado o recalque.

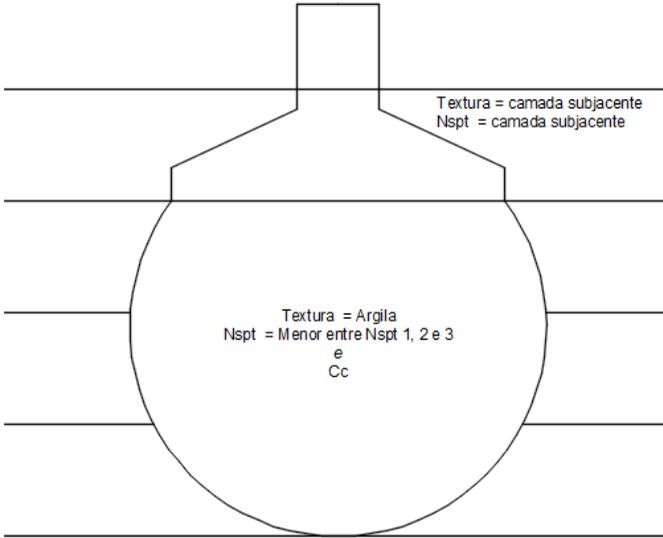
As figuras a seguir representam os casos encontrados nos pontos de sondagem, onde a Figura 20 representa o modelo genérico das camadas de solo sob a sapata, com textura e NSPT, a Figura 21 o modelo usado para o cálculo do caso em que todas as camadas sob a sapata são de argila; a Figura 22 e Figura 23 o modelo para o cálculo do caso onde há argila sobre areia; e a Figura 24 e a Figura 25, o modelo para areia sobre argila.

Figura 20 – Modelo genérico das camadas de solo sob a sapata



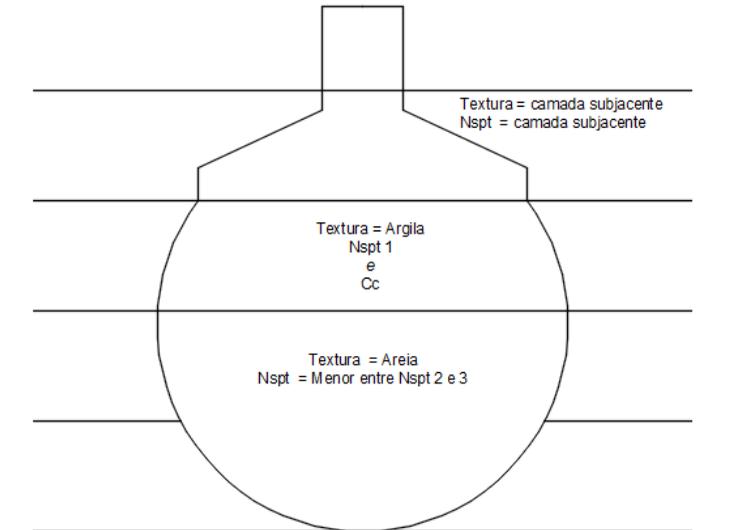
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 21 – Modelo apenas camadas de argila



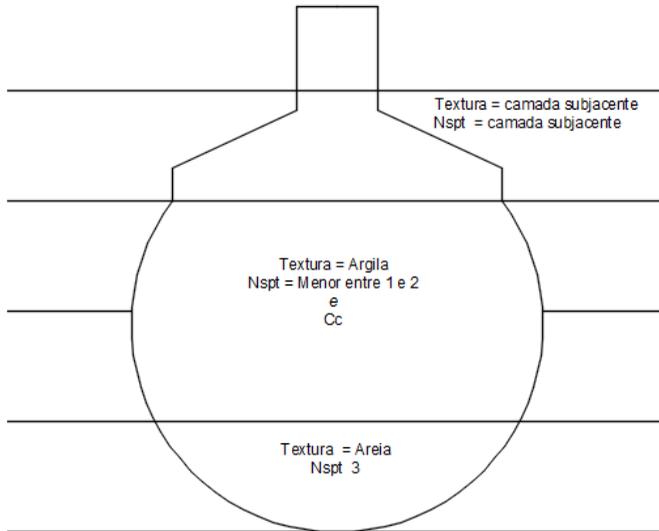
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 22 – Modelo argila sobre areia com duas camadas de areia



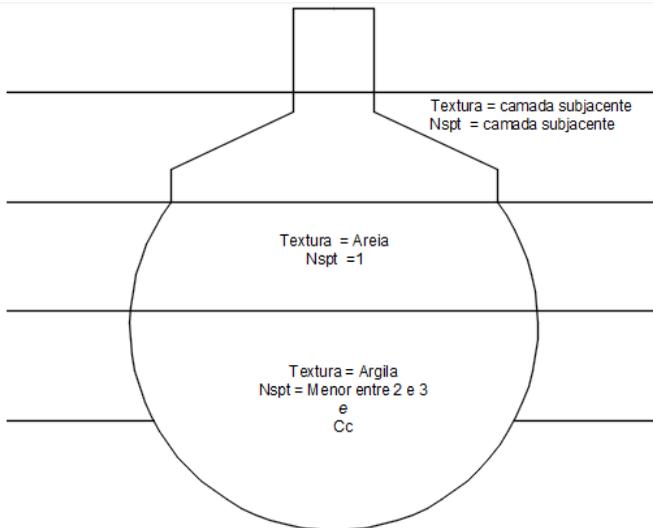
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 23 – Modelo argila sobre areia com duas camadas de argila



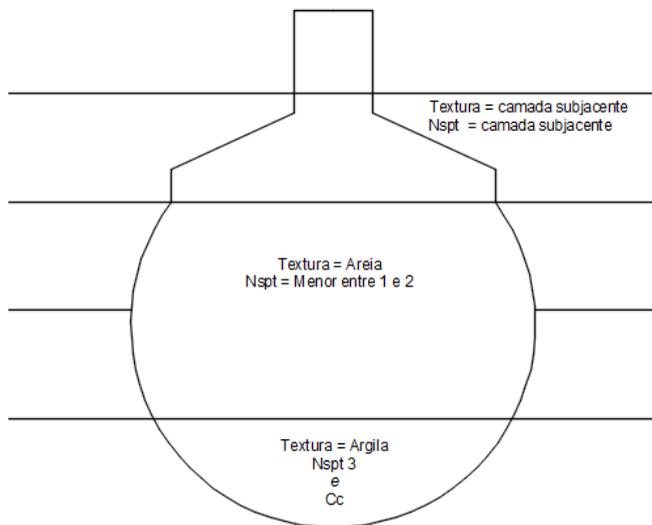
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 24 – Modelo areia sobre argila com duas camadas de argila



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 25 – Modelo areia sobre argila com duas camadas de areia



Fonte: Elaborado pelo autor

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

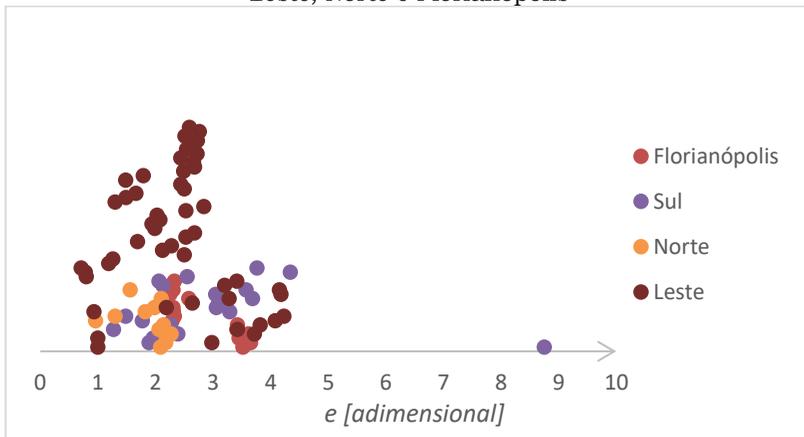
Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos com o desenvolvimento do trabalho, os quais compreendem:

- Um banco de dados de parâmetros geotécnicos das argilas moles da região costeira do estado de Santa Catarina;
- Equações de correlação elaboradas a partir do banco de dados e comparações com as de outros autores;
- Perfis de solos sedimentares analisados;
- Recalque dos perfis de solo sedimentares de unidades geotécnicas presentes no município de Florianópolis.

### 5.1 Banco de dados

O banco de dados elaborado nesse estudo foi apresentado na Tabela 6, no item 2.5, e, com base nele foram comparados os valores de  $e$  (Figura 26),  $C_c$  (Figura 27) e  $CR$  (Figura 28) encontrados nas diferentes zonas do estado de SC.

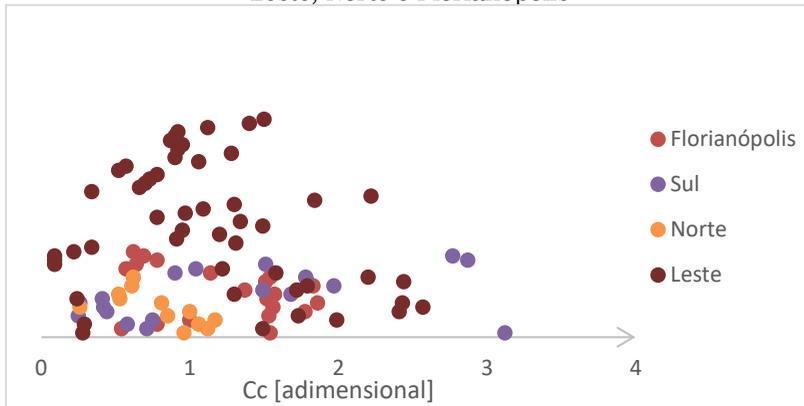
Figura 26 – Variação dos valores de  $e$  encontrados para a zona Sul, Leste, Norte e Florianópolis



Fonte: Elaborado pelo autor

Como pode ser observado na Figura 26, grande parte dos valores de  $e$  encontrados para o estado de SC encontram-se entre 0,71 e 4. Os valores de  $e$  para a zona Florianópolis, Sul e Leste, em sua maioria, estão dentro desse intervalo e, para a zona Norte, estão todos concentrados até aproximadamente 2,5.

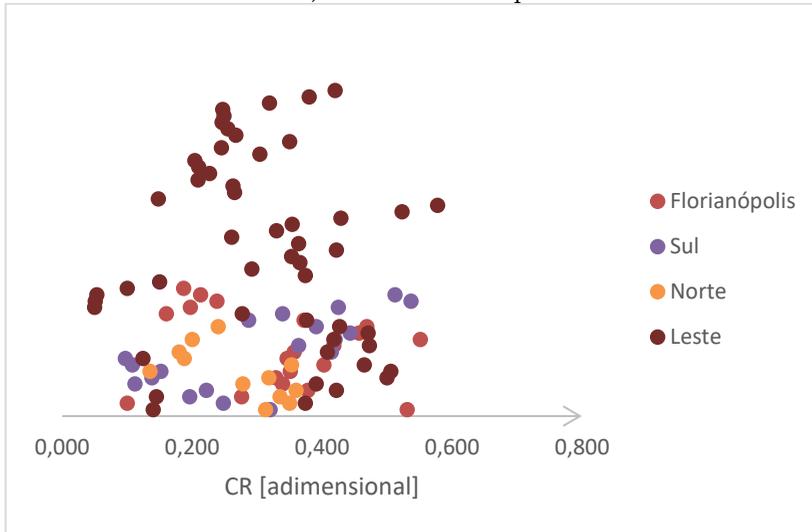
Figura 27 - Variação dos valores de  $C_c$  encontrados para a zona Sul, Leste, Norte e Florianópolis



Fonte: Elaborado pelo autor

Verifica-se na Figura 27 que os valores encontrados para  $C_c$  nas quatro zonas são próximos, estando esses concentrados entre 0,09 e 2 na sua maioria. Observa-se alguns valores de  $C_c$  das zonas Leste e Sul fora desse intervalo.

Figura 28 - Variação dos valores de CR encontrados para a zona Sul, Leste, Norte e Florianópolis



Fonte: Elaborado pelo autor

Na Figura 28 observa-se que os valores de CR, das 4 zonas, encontram-se bem distribuídos entre o intervalo de 0,05 e aproximadamente 0,6, não apresentando grandes concentrações em um mesmo valor.

Dessa forma, evidencia-se que os valores dos parâmetros  $e$ ,  $C_c$  e CR encontrados em Florianópolis aproximam-se daqueles das demais zonas do estado de SC.

## 5.2 Equações de correlação

### 5.2.1 Equações de correlação elaboradas

Na Tabela 12 são apresentadas as equações de correlação elaboradas a partir de parâmetros geotécnicos de solos sedimentares do município de Florianópolis, elencados no banco de dados, e os seus respectivos  $r^2$ . Além disso, estão apresentados os números dos dados utilizados nas análises (amostragem). Foi priorizada a determinação dos parâmetros necessários para a estimativa do recalque, a

saber: índice de vazios ( $e$ ), coeficiente de compressibilidade ( $C_c$ ) e razão de compressão ( $CR$ ).

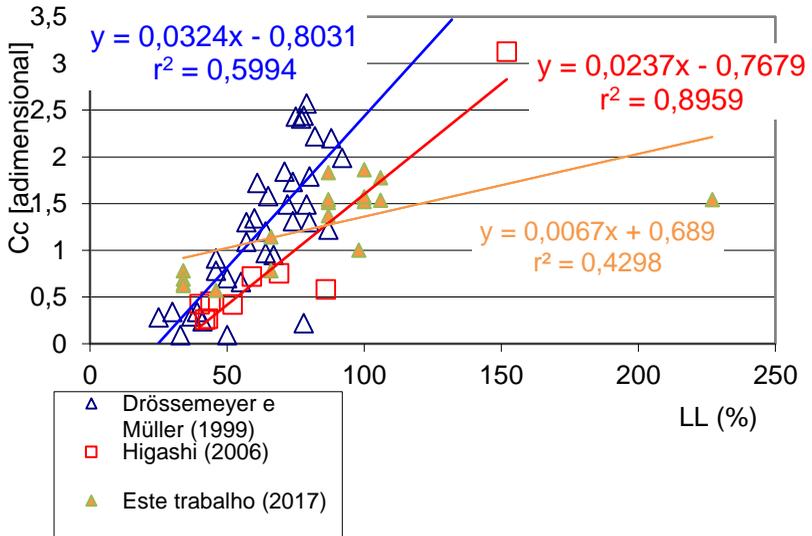
Tabela 12 – Equações de correlação entre os dados do banco de dados

<b>Número</b>	<b>Equações</b>	<b>r<sup>2</sup></b>	<b>Amostragem</b>
(98)	$e=0,0231w+0,3329$	0,99	16
(99)	$e=0,4317CR+2,6129$	0,01	16
(100)	$e=0,0149LL+1,9332$	0,50	16
(101)	$e=0,0226IP+1,6706$	0,60	16
(102)	$e=-1,4628Y+23,906$	0,90	16
(103)	$e=-0,0067Cv+3,2224$	0,33	8
(104)	$e=0,7662Cc+1,7762$	0,34	16
(105)	$Cc=0,0052w+0,6922$	0,11	20
(106)	$Cc=3,1459CR+0,1689$	0,69	20
(107)	$Cc=0,0067LL+0,689$	0,43	19
(108)	$Cc=0,0138IP+0,6043$	0,46	19
(109)	$Cc=-0,1273Y+3,0643$	0,04	20
(110)	$Cc=0,0018Cv+0,8143$	0,02	8
(111)	$Cc=0,4463e+0,0507$	0,34	16
(112)	$CR=0,0019LL+0,19$	0,52	19
(113)	$CR=0,002IP+0,2526$	0,15	19
(114)	$CR=-0,00005CV+0,3237$	0,00	8
(115)	$CR=-0,0008w+0,4177$	0,04	20
(116)	$CR=0,0349Y-0,1717$	0,04	20
(117)	$CR=0,2194Cc+0,0663$	0,69	20
(118)	$CR=0,0146e+0,2965$	0,1	16

Fonte: Autor

Dentre as equações apresentadas na Tabela 12, as relações propostas nas equações 105 ( $C_c$  x  $w$ ), 107 ( $C_c$  x  $LL$ ), 108 ( $C_c$  x  $IP$ ), 111 ( $C_c$  x  $e$ ) e 115 ( $CR$  x  $w$ ) também foram sugeridas por outros autores (apresentadas no capítulo 2), e percebeu-se que, de uma forma geral, os  $r^2$  são maiores que aqueles obtidos neste estudo. Observa-se por exemplo, o gráfico apresentado na Figura 29, onde evidencia-se a dispersão dos dados da correlação obtida neste estudo em relação a de outros autores.

Figura 29 – Comparação entre as equações (65), (66), e (107)



Fonte: Modificado de Higashi (2006)

Verifica-se na Figura 29 que a inclinação das três retas é bastante diferente, então, para mesmos valores de  $LL$ , podem ser encontrados valores mais altos ou mais baixos de  $C_c$  por meio das correlações propostas por Higashi (2006) e Drössemeyer e Müller (1999) do que valores obtidos pela correlação proposta neste trabalho, dependendo do valor de  $LL$ . Se esse for inferior a 50, por exemplo, valores mais altos são encontrados para a equação proposta neste trabalho. Se o valor de  $LL$  for superior a 100, apresenta valores maiores para equação de Drössemeyer e Müller (1999).

Dentre as equações apresentadas na Tabela 12, a Tabela 13 apresenta aquelas com  $r^2$  maior do que 0,5, as quais são consideradas satisfatórias de acordo com Karunaprema e Edirisingh (2005, *apud* Higashi, 2006).

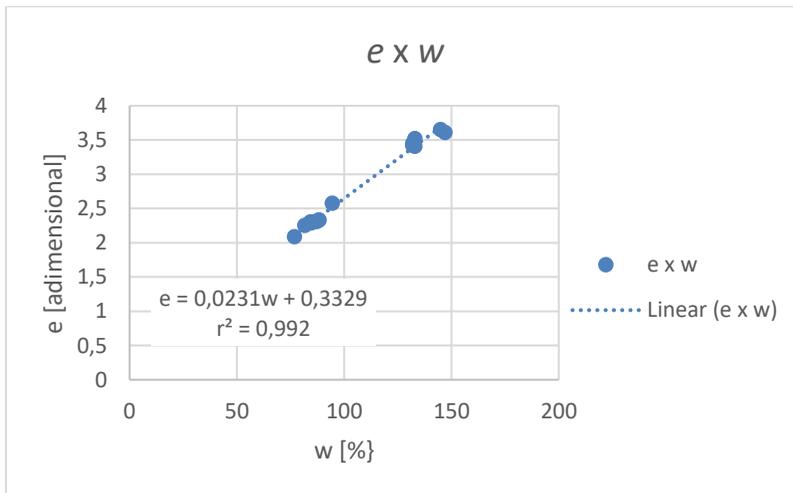
Tabela 13 – Equações de correlação entre os dados do banco de dados com  $r^2$  superior a 0,5

<b>Equações</b>	<b><math>r^2</math></b>
$e=0,0231w+0,3329$ (98)	0,99
$e=0,0226IP+1,6706$ (101)	0,60
$e=-1,4628Y+23,906$ (102)	0,90
$Cc=3,1459CR+0,1689$ (106)	0,69
$CR=0,0019LL+0,19$ (112)	0,52
$CR=0,2194Cc+0,0663$ (117)	0,69

Fonte: Elaborado pelo autor

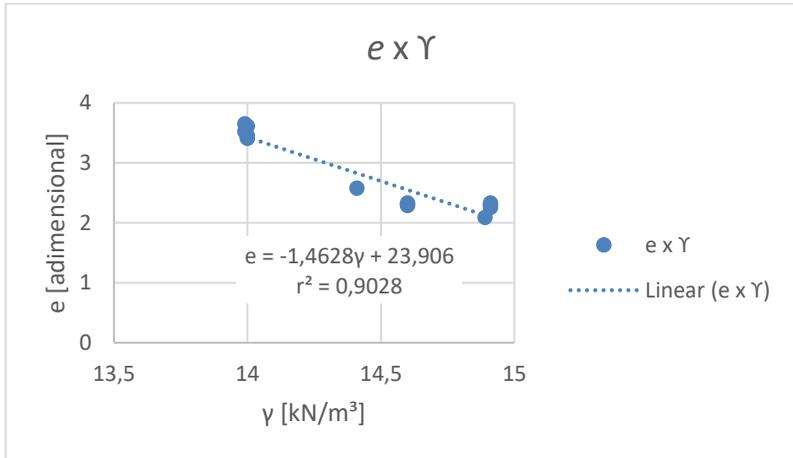
Ao relacionar o  $e$  com  $w$  e com o  $\gamma$ , respectivamente, obtiveram  $r^2$  a partir de 0,9. Não foram encontrados outros autores que propuseram correlações entre esses parâmetros. A Figura 31 e a Figura 30 apresentam, respectivamente, os gráficos a partir dos quais foram obtidas as referidas equações.

Figura 30- Gráfico da equação (98)



Fonte: Elaborado pelo autor

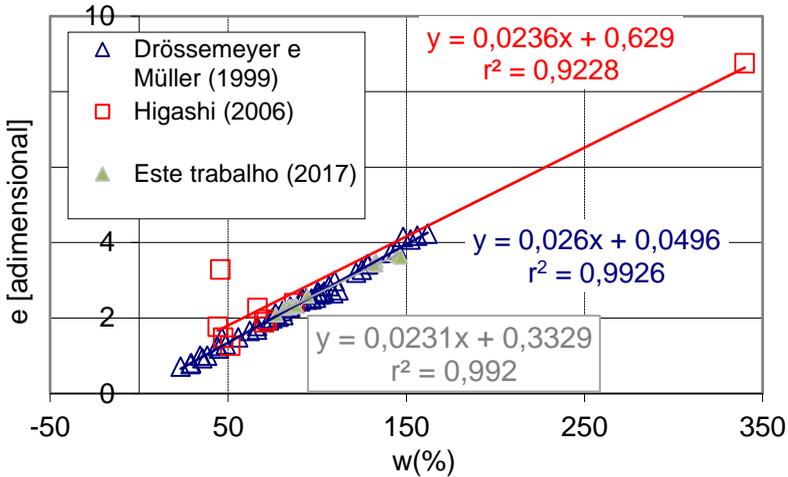
Figura 31 - Gráfico da equação (101)



Fonte: Elaborado pelo autor

Apesar do  $r^2$  da equação 98 apresentar-se superior ao da equação (102), neste estudo preferiu-se adotar na determinação do  $e$ , essa última, tendo em vista a disponibilidade de valores de  $\gamma$  para cada camada de solo analisada. A Figura 32 apresenta uma comparação entre a equação (98) e as equações (38) de Drössemeyers e Müller (1999) e (42) de Higashi (2006).

Figura 32 – Comparação entre as equações (38), (42) e (98)

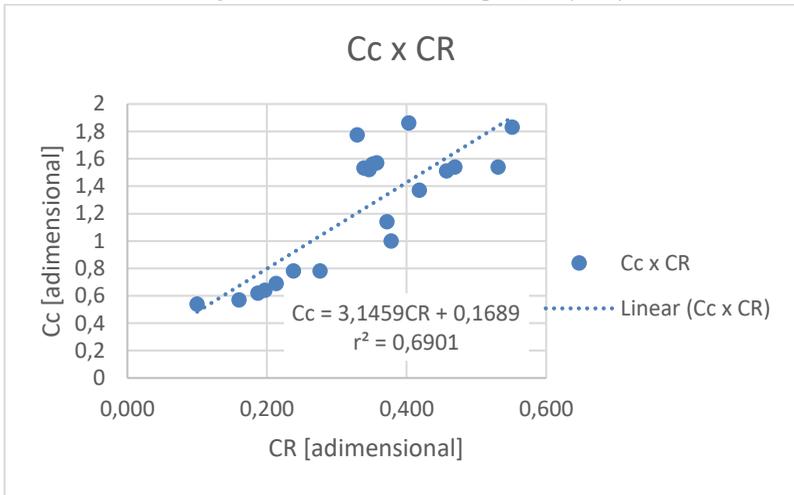


Fonte: Modificado de Higashi (2006)

Verifica-se na Figura 32 que há uma grande relação entre os parâmetros  $e$  e  $w$ , uma vez que as três correlações propostas apresentaram  $r^2$  próximo de 1.

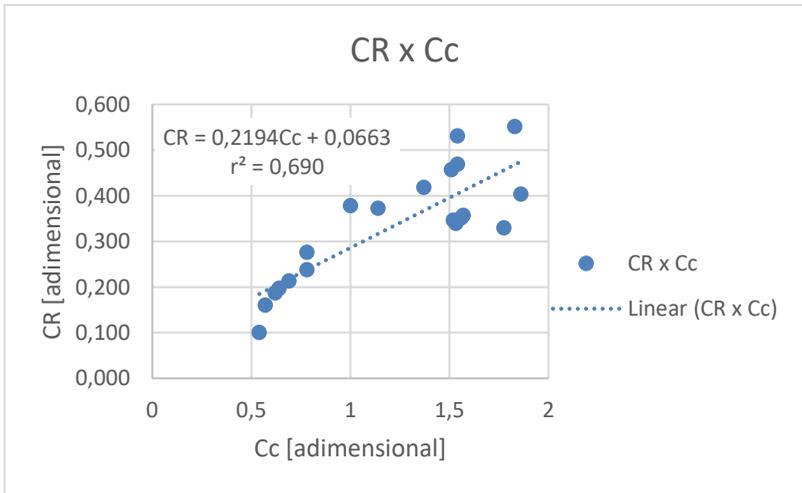
Além disso, a determinação de  $C_c$  a partir de  $CR$  (equação 106), e vice e versa (equação 117), resultou em um  $r^2$  de 0,69, como pode ser visto no gráfico da Figura 33 e Figura 34, respectivamente. Não foram encontradas outras correlações entre esses parâmetros na bibliografia.

Figura 33 – Gráfico da equação (106)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 34 - Gráfico da equação (117)

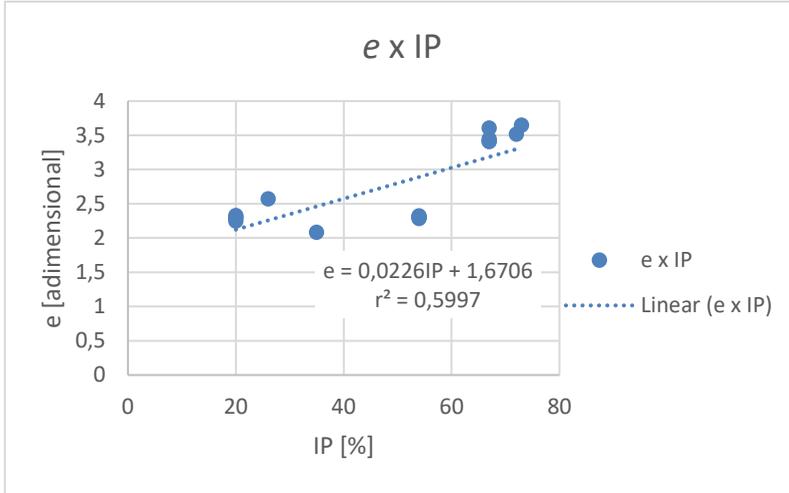


Fonte: Elaborado pelo autor

Os gráficos apresentados nas Figuras 35 e 36, apresentam, respectivamente, os resultados obtidos ao

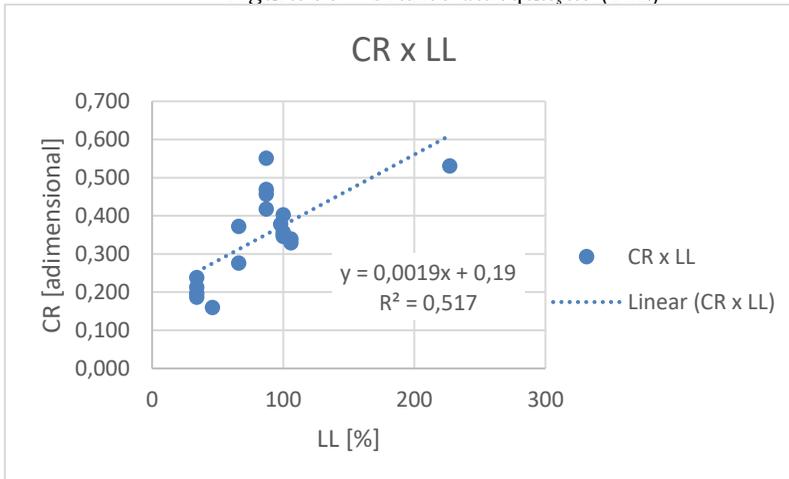
relacionar o  $e$  com o IP (equação 101), e o CR com o LL (equação 112). Também não foram encontradas correlações semelhantes à essas na bibliografia.

Figura 35 – Gráfico da equação (101)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 36 – Gráfico da equação (112)



Fonte: Elaborado pelo autor

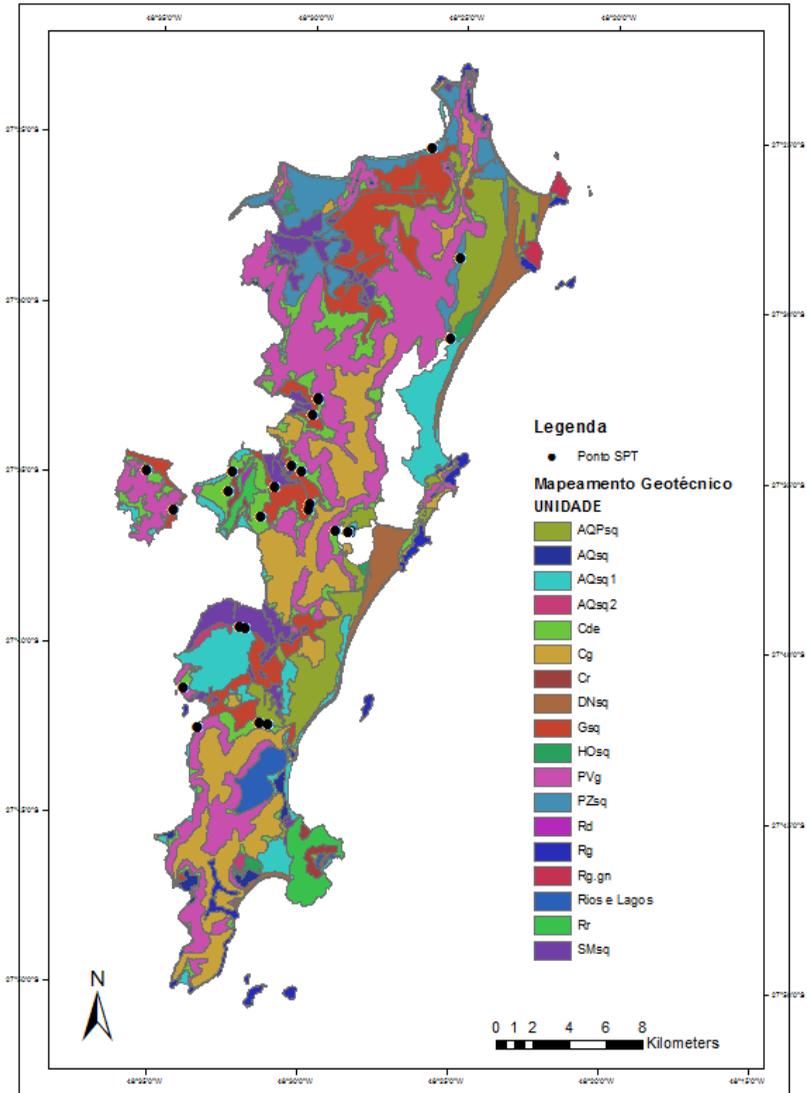
### **5.3 Sondagem SPT**

Dentre os pontos de sondagem SPT contidos no banco de dados do mapa geotécnico do município de Florianópolis (309 pontos), foram selecionados, 23 pontos, a partir dos critérios estabelecidos no item 4.4, os quais são citados abaixo:

- Textura argilosa ou predominantemente argilosa;
- $N_{SPT}$  entre 1 e 5;
- Nível d' água abaixo de 1 metro de profundidade (visando diminuir o custo de execução da sapata

A localização desses perfis está apresentada na Figura 37, e a descrição até a profundidade de 4m (textura,  $N_{SPT}$ , e unidade geotécnica) nas Tabelas 14 e 15. A Tabela 16 apresenta a quantidade de perfis selecionados em cada unidade geotécnica.

Figura 37 – Localização dos pontos de SPT selecionados no Mapa geotécnico do município de Florianópolis



Fonte: Modificado de Christ (2014)

Observa-se na Figura 37 que a maioria dos pontos selecionados se encontram na região central da Ilha de Santa Catarina, sendo que, os pontos 1, 10 e 20 localizam-se ao norte; 13, 14, 15, 16, 22 e 23 ao sul e 3 e 9 na porção continental. A identificação dos pontos pode ser visualizada nas Tabelas 14 e 15, onde a segunda, terceira e quarta coluna das tabelas indicam os valores obtidos para o primeiro, segundo e terceiro metro de sondagem, respectivamente.

Tabela 14 – Textura das camadas dos pontos de sondagem

<b>Ponto de sondagem</b>	<b>Textura 1º m de sondagem</b>	<b>Textura 2º m de sondagem</b>	<b>Textura 3º m de sondagem</b>
<b>1</b>	Argila arenosa com detritos vegetais	Argila arenosiltosa	Argila arenosiltosa
<b>2</b>	Argiloso, plástico, pouco arenoso	Arenoso, granulometria média fina	Arenoso, pouco argiloso, granulometria média fina
<b>3</b>	Silte arenoso	Silte arenoso	Argila
<b>4</b>	Argila arenosa	Silte arenoso	-
<b>5</b>	Argila siltosa	Argila siltosa com matéria orgânica	Argila siltosa com matéria orgânica
<b>6</b>	Silte arenoso com entulhos	Argila siltosa	Argila arenosa
<b>7</b>	Silte arenoso com pedregulhos e entulhos	Argila arenosa	Argila arenosa
<b>8</b>	Argila pouco arenosa (areia média)	Argila pouco arenosa (areia fina)	Argila pouco arenosa (areia fina)
<b>9</b>	Argila silto arenosa	Argila silto arenosa	Argila silto arenosa
<b>10</b>	Areia fina pouco argilosa	Areia fina pouco argilosa	Argila
<b>11</b>	Argila arenosa (areia fina)	Argila arenosa (areia fina)	Argila arenosa (areia fina)
<b>12</b>	Argila arenosa	Areia média a grossa pouco argilosa	Areia média a grossa pouco argilosa
<b>13</b>	Argila arenosa	Areia fina	Areia fina
<b>14</b>	Areia média pouco siltosa	Areia média pouco siltosa	Argila pouco arenosa micácea
<b>15</b>	Argila pouco arenosa	Argila pouco arenosa	Argila pouco arenosa
<b>16</b>	Argila arenosa	Argila arenosa	Areia média
<b>17</b>	Argila arenosa	Argila arenosa	Argila arenosa
<b>18</b>	Areia grossa argilosa	Areia grossa argilosa	Argila Arenosa
<b>19</b>	Areia siltosa	Areia siltosa	Argila pouco arenosa com matéria orgânica

<b>20</b>	Areia fina	Areia fina	Argila arenosa com fósseis marinhos
<b>21</b>	Argila siltosa	Areia média pouco siltosa	Areia média pouco siltosa
<b>22</b>	Argila arenosa	Argila arenosa	Areia fina pouco siltosa
<b>23</b>	Argila	Areia fina pouco siltosa	Areia fina pouco siltosa

Fonte: Banco de Dados LAMGEO (2017)

De acordo com a Tabela 14 foram identificados sete perfis compostos de solos argilosos ao longo de toda a profundidade de interesse. Nesses casos a textura varia de argila a argila com silte, com areia, com detritos vegetais, matéria orgânica e fósseis marinhos.

Também foram identificados perfis com camadas arenosas (composta por areias de granulometria que varia de fina a grossa), arenosas com silte, arenosas com argila, e silte arenoso. Para essas camadas não foram calculados os recalques, uma vez que a equação utilizada para tal (equação 82) não se aplica para esse tipo de solo.

Tabela 15 – Pontos N<sub>SPT</sub> selecionados do banco de dados do Laboratório de Mapeamentos Geotécnico da UFSC

<b>Ponto de sondagem</b>	<b>N<sub>SPT</sub> 1° m</b>	<b>N<sub>SPT</sub> 2° m</b>	<b>N<sub>SPT</sub> 3° m</b>	<b>Unidade geotécnica</b>
<b>1</b>	1	2	3	PZsq
<b>2</b>	4	2	2	Cde
<b>3</b>	3	3	1	Gsq
<b>4</b>	2	5	-	DNsq
<b>5</b>	5	3	2	Cde
<b>6</b>	2	3	2	DNsq
<b>7</b>	3	4	3	DNsq
<b>8</b>	5	4	2	Cde
<b>9</b>	4	4	5	PVg
<b>10</b>	4	5	5	AQsq1
<b>11</b>	5	5	4	Cde
<b>12</b>	1	1	2	DNsq1
<b>13</b>	1	4	2	AQsq1
<b>14</b>	5	5	4	Cde
<b>15</b>	1	2	3	DNsq1
<b>16</b>	1	2	3	Aqsq1
<b>17</b>	5	2	3	Cde
<b>18</b>	3	2	2	DNsq
<b>19</b>	12	7	2	Cde
<b>20</b>	11	6	2	PZsq
<b>21</b>	4	10	15	DNsq
<b>22</b>	1	2	9	AQsq1
<b>23</b>	1	6	7	AQsq1

Fonte: Banco de Dados do LAMGEO (2017)

Conforme apresentado na Tabela 15, ocorrem perfis de solos formados por camadas de argila com consistência que varia de muito mole a mole. Além de argilas com essas consistências, foram encontradas camadas de areia cujas compacidades variam de fofa a medianamente compacta e camadas de silte arenoso, que foi considerado como areia para a determinação do  $\gamma_{\text{drenante}}$  e a compactidade varia entre fofa e pouco compacta.

O nível do lençol freático (dado do boletim de sondagem) foi desconsiderado, uma vez que ele é sazonal e pode ser alterado com o volume de chuvas do período do ensaio. Para efeitos de cálculo, o nível d'água foi considerado a 1 metro de profundidade do nível do terreno.

Tabela 16 – Quantidade de sondagens SPT em cada unidade geotécnica

<b>Unidade Geotécnica</b>	<b>Quantidade de ponto</b>
AQsq1	5
Cde	7
DNsq	7
PVg	1
PZsq	2
Gsq	1

Fonte: Elaborado pelo autor

Verifica-se na Tabela 16 que a maioria dos perfis selecionados se encontram em unidades geotécnicas sedimentares, tais como AQsq1 (Areia Quartzosa de substrato sedimentar quaternário), Cde (Cambissolo substrato depósito de enconsta), DNsq (Dunas de substrato sedimentos quaternários), PZsq (Podzol Hidromórfico +Areias Quartzosas Hidromórficas de substrato sedimentos quaternário) e Gsq (Glei substrato quaternário) onde a presença de argilas moles ou muito moles é esperada, estando presentes principalmente nas unidades Cde e DNsq. A presença de argilas com NSPT inferior a 5 na unidade residual PVg (Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito), nesse estudo, pode ser atribuída a escala do mapa.

## 5.4 Estimativa do recalque

Para a estimativa do recalque, inicialmente, foram determinados, para cada perfil de solo, os valores de  $N_{SPT}$  crítico das argilas e areias (drenantes), seus respectivos  $\gamma$ ,  $Z_{argila}$ ,  $Z_{drenante}$ ,  $Z_w$  e  $H$ , apresentados na Tabela 17. A partir desses valores, foi possível calcular  $e$ ,  $C_c$ ,  $\sigma'_i$ ,  $\sigma'_f$  e estimar o recalque devido ao carregamento imposto por uma sapata tipo ( $\sigma_{aplicado}$ ), conforme apresentado na Tabela 18).

Tabela 17 – Valores para  $N_{SPT}$  crítico para argilas e areias,  $\gamma_{argila}$ ,  $\gamma_{drenate}$ ,  $Z_{argila}$ ,  $Z_{drenate}$ ,  $Z_w$  e  $H$ .  
Fonte: Elaborado pelo autor.

Ponto	Text 1	$N_{SPT}$ 1	Text. 2	$N_{SPT}$ 2	Text. 3	$N_{SPT}$ 3	$N_{SPTcrit}$ argila	$\gamma_{arg}$	$N_{SPTcrit}$ areia	$\Gamma_{dre}$	$Z_{dre}$ (m)	$Z_{arg}$ (m)	$Z_w$ (m)	H (m)
1	Argila	1	Argila	2	Argila	3	1	13	-	-	0	2,5	1,5	3,0
2	Argila	4	Areia	2	Areia	2	4	13	2	19	0	1,5	0,5	1,0
3	Areia	3	Areia	3	Argila	1	1	13	3	19	3,0	0,5	2,5	1,0
4	Argila	2	Areia	5	-	-	2	13	5	19	0	1,5	0,5	1,0
5	Argila	5	Argila	3	Argila	2	2	13	-	-	0	2,5	1,5	3,0
6	Areia	2	Argila	3	Argila	2	2	13	2	19	2,0	1,0	2,0	2,0
7	Areia	3	Argila	4	Argila	3	3	15	3	19	2,0	1,0	2,0	2,0
8	Argila	5	Areia	4	Argila	2	2	13	4	19	3,0	0,5	2,5	1,0
9	Argila	4	Argila	4	Argila	5	4	15	-	-	0	2,5	1,5	3,0
10	Areia	4	Areia	5	Argila	5	5	15	4	19	3,0	0,5	2,5	1,0
11	Argila	5	Argila	5	Argila	4	4	15	-	-	0	2,5	1,5	3,0
12	Argila	1	Areia	1	Areia	2	1	13	1	19	0	1,5	0,5	1,0
13	Argila	1	Areia	4	Areia	2	1	13	2	19	0	1,5	0,5	1,0
14	Areia	5	Areia	5	Argila	4	4	15	5	19	3,0	0,5	2,5	1,0
15	Argila	1	Argila	2	Argila	3	1	13	-	-	0	2,5	1,5	3,0
16	Argila	1	Argila	2	Areia	3	1	13	3	19	0	2,0	1,0	2,0
17	Argila	5	Argila	2	Argila	3	2	13	-	-	0	2,5	1,5	3,0
18	Areia	3	Areia	2	Argila	2	2	13	2	19	3,0	0,5	2,5	1,0
19	Areia	12	Areia	7	Argila	2	2	13	7	19	3,0	0,5	2,5	1,0
20	Areia	11	Areia	6	Argila	2	2	13	6	19	3,0	0,5	2,5	1,0
21	Argila	4	Areia	10	Areia	15	4	15	10	19	0	1,5	0,5	1,0
22	Argila	1	Argila	2	Areia	9	1	13	9	19	0	2,0	1,0	2,0
23	Argila	1	Areia	6	Areia	7	1	13	6	19	0	1,5	0,5	1,0

Tabela 18 - Resultados de  $\sigma_{aplicada}$ ,  $e$ ,  $C_c$ ,  $\sigma'_i$ ,  $\sigma'_r$  e recalque

Ponto	$\sigma_{aplicada}$ ( $kN/m^2$ )	$e$	$C_c$	$\sigma'_i$ ( $kN/m^2$ )	$\sigma'_r$ ( $kN/m^2$ )	Recalq. (mm)
1	17,78	4,89	1,66	17,50	35,28	257
2		1,96	0,54	27,50	45,28	40
3		4,89	1,66	45,50	63,28	40
4		4,89	1,66	14,50	32,28	100
5		4,89	1,66	17,50	35,28	260
6		4,89	1,66	31,00	48,78	110
7		1,96	0,54	33,00	50,78	70
8		4,89	1,66	38,50	56,28	50
9		1,96	0,54	22,50	40,28	140
10		1,96	0,54	39,50	57,28	30
11		1,96	0,54	22,50	40,28	140
12		4,89	1,66	14,50'	32,28	100
13		4,89	1,66	14,50	32,28	100
14		1,96	0,54	39,50	57,28	30
15		4,89	1,66	17,50	35,28	260
16		4,89	1,66	16,00	33,78	180
17		4,89	1,66	17,50	35,28	260
18		4,89	1,66	38,50	56,28	50
19		4,89	1,66	38,50	56,28	50
20		4,89	1,66	38,50	56,28	50
21		1,96	0,54	17,50	35,28	60
22		4,89	1,66	16,00	33,78	180
23		4,89	1,66	14,50	32,28	100

Fonte: Elaborado pelo autor

Observa-se que os perfis de solo onde foram encontradas argilas com  $N_{SPT}$  inferior à 5 em todas as camadas abaixo da sapata tipo (pior situação) apresentaram recalques estimados superiores aos valores limites recomendados por Skempton e MacDolnald, que é de 65 mm para sapatas isoladas segundo Cintra et al. (2011). Nos perfis compostos apenas por uma camada de argila, os maiores recalques foram apresentados pelos perfis onde havia camada de argila sobre a camada de areia, e em apenas 1 caso esse limite não foi superado.

## **6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

### **6.1 Conclusões**

Neste estudo verificou-se que é possível estimar de forma preliminar o recalque de solos argilosos de consistência muito mole a mole a partir de valores de  $N_{SPT}$ , utilizando, para tanto, equações de correlação. Essa estimativa é interessante para a elaboração de projetos na fase preliminar, pois utiliza dados de boletins de sondagens SPT e dados bibliográficos, evitando custos adicionais referentes ao tempo, a coleta de amostras indeformadas e a execução de ensaios específicos (por exemplo, adensamento unidimensional).

Concluiu-se também, que a elaboração de um banco de dados de parâmetros físicos ( $e_0$ ,  $w_n$  e  $\gamma_{nat}$ ), limites de *Atterberg* (LL e IP) e de compressibilidade dos solos (Cc, CR, Cv e  $\sigma'_p$ ), organizado por zonas, possibilitou a elaboração de equações de correlação com  $r^2$  próximos a 1 para solos sedimentares de Florianópolis/SC, as quais podem ser utilizadas por outros autores em locais com características semelhantes. Entretanto, mesmo o  $r^2$  sendo próximo a 1, não são 100% das variações explicadas pelas equações e, sendo assim, haverá uma diferença entre os resultados obtidos pela equação e pelos ensaios. Salienta-se a preferência e a necessidade (nas fases finais dos projetos) dos dados de ensaios em relação àqueles obtidos em equações empíricas.

Além disso, tendo em vista que a correlação entre os mesmos parâmetros, porém referentes a solos de locais distintos, não apresentaram as mesmas equações e os mesmos coeficientes de variação ( $r^2$ ), ressalta-se a importância da observação e da identificação da região de onde foram obtidos os parâmetros dos solos.

### **6.2 Recomendações para trabalhos futuros**

São sugeridos os seguintes temas para a elaboração de trabalhos futuros:

- Comparar os recalques estimados neste estudo (utilizando parâmetros geotécnicos obtidos por correlações) com recalques calculados a partir de parâmetros geotécnicos determinados por ensaios de campo e/ou laboratório;
- Elaborar equações de correlação entre os parâmetros  $e$ ,  $C_c$  e  $CR$  para as demais zonas do estado de SC, utilizando o banco de dados, e compará-las com aquelas obtidas para Florianópolis.

## REFERÊNCIAS

AGUIAR, V. N. **Características de Adensamento da Argila do Canal de Santos na Região da Ilha Barnabé**, 2008. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

ANDRADE, M. DO E. S. **Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos**, 2009. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 1990

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Solo – Projeto de execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Solo – Amostra de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo – Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Solo – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7250: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9813: Solo – Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego do cilindro de cravação. Rio de Janeiro: ABNT, 1987

BARAN, K. R. **Propriedades Geotécnicas de Compressibilidade de uma Argila Mole de Itajai-SC**, 2014. Universidade Federal de Santa Catarina.

BERBERIAN, D. **Sondagens e Ensaios In Situ para Engenharia Vol 1**. 4. ed. ed. Rio de Janeiro: UFRJ - Infrasolo, 2001.

BRESSANI, L. A.; NÚÑEZ, W. P.; SCHMITT, L. A.; et al. Caracterização de Depósito de Argilas Moles na Região Metropolitana de Porto Alegre e Estudo Preliminar de Melhorias desses Solos por Meio da Adição de Cal. **Revista ANTT**, 2011. Disponível em: <[http://appweb2.antt.gov.br/revistaantt/ed5/\\_asp/ArtigosCientificos-CharacterizacaoDeDepositos.asp](http://appweb2.antt.gov.br/revistaantt/ed5/_asp/ArtigosCientificos-CharacterizacaoDeDepositos.asp)>. .

CAMPOS, A. C. S. L. de. Características de compressibilidade de uma argila mole da zona industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro, 2006. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

CHRIST, C. E. **Mapeamento de Áreas Sucetíveis ao Colapso na Bacia Hidrográfica da Lagoa da Conceição**, 2014. Universidade Federal de Santa Catarina.

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

CORREA, S. M. B. B. **Probabilidade e Estatística**. 2. ed. ed. Belo Horizonte: PUC Minas Virtual, 2003.

CUNDA, Á. V. DA. Otimização de Custos em Projetos de Fundação do Tipo Sapata em Função das Propriedades dos Solos. , 2009. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7. ed.

ed. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

ESPINDOLA, M. DA S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis**, 2011. Universidade Federal de Santa Catarina.

GRANDO, Â. **Investigação Geotécnica de Dois Depósitos de Argila Mole de Santa Catarina**, 2015. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina.

HIGASHI, R. A. DOS R. **Metodologia de Uso e Ocupação dos Solos de Cidades Costeiras Brasileiras Através de SIG com Base no Comportamento Geotécnico e Ambiental**, 2006. Universidade Federal de Santa Catarina.

HIGASHI, R. A. DOS R. Notas de Aula. 2014.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manual técnico de pedologia**. 3.ed. ed. Rio de Janeiro, 2015.

KOERICH, A.; NASCIMENTO, A. DO; TRAMONTIN, C.; et al. **Atlas escolar de Santa Catarina/ Secretaria de Estado de Coordenação Geral e Planejamento, Subsecretaria de Estados Geográficos e Estatísticos**. Rio de Janeiro, Aerofoto Cruzeiro, 1991.

LABORATÓRIO DE PATOLOGIA DA AMAZÔNA. Disponível em: [http://ufr.br/lapa/index.php?option=com\\_content&view=article&id=%2093](http://ufr.br/lapa/index.php?option=com_content&view=article&id=%2093). Acessado em 2017.

MASSOCCO, N. S. **Determinação de Parâmetros de Compressibilidade e de Resistência não Drenada de Argila Mole - Estudo de Caso**. Florianópolis, 2013.

MORETTIN, P. A.; BUSSAD, W. O. **Estatística Básica**. 7. ed. ed. São Paulo: Saraiva, 2012.

MOURA, A. P. DE. **Adensamento com Velocidade Controlada de Deformação (CRS): Desenvolvimento do Equipamento e Realização de Ensaio em Solos Moles do Leste de Santa**

**Catarina**, 2004. Universidade Federal de Santa Catarina.

OLIVEIRA, H. M. DE. **Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles Levados à Ruptura**, 2006. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 2. ed. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos, 1995.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3a ed. Terratek, 2007.

PINTO, C. DE S. Propriedades dos Solos. In: W. Hachich; F. F. Falconi; J. L. Saes; et al. (Orgs.); **Fundações Teoria e Prática**. 2º ed, p.749, 1998. São Paulo: Pini.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

POTTER, R. O.; CARVALHO, A. P. DE; FLORES, C. A.; et al. **Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento - Solos de Estado de Santa Catarina**. Rio de Janeiro, 2004.

SANTOS, G. T. **Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de E**, 1997. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SANTOS, H. G. DOS; ZARONI, M. J.; ALMEIDA, E. DE P. C. Cambissolos Háplicos. Disponível em: <[http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/solos\\_tropica/is/arvore/CONT000gn1sdvt002wx5ok0liq1mq0vnc42b.html](http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/solos_tropica/is/arvore/CONT000gn1sdvt002wx5ok0liq1mq0vnc42b.html)>. Acessado em: 2017 .

SILVA, M. S. L. DA; NETO, M. B. DE O. Argilossolos Vermelho-Amarelos. Disponível em: <[http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/territorio\\_mata\\_sul\\_pernambucana/arvore/CONT000gt7eon7k02wx7ha087apz2axe8nfr.html](http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/territorio_mata_sul_pernambucana/arvore/CONT000gt7eon7k02wx7ha087apz2axe8nfr.html)>. Acesso em: 2017.

SPIEGEL, M. R. **Estatística**. 2ed ed. São Paulo: McGraw-Hill

do Brail, 1985.

SUGUIO, K. Tópicos de Geociência para o Desenvolvimento Sustentável: As regiões Litorâneas. **Revista do Instituto de Geociência - USP**, 2003.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. DE. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: W. Hachich; F. F. Falconi; J. L. Saes; et al. (Orgs.); **Fundações Teoria e Prática**. Pini ed., p.762, 1998. São Paulo.

TESSLER, M. G.; GOYA, S. C. Processos Costeiros Condicionantes do Litoral Brasileiro. **Revista do Departamento de Geografia USP**, 2005.

THIESEN, S. **APLICAÇÃO DE FERRAMENTA SIG PARA MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E CARTAS DE APTIDÃO PARA FUNDAÇÃO A PARTIR DE ENSAIOS SPT: UM ESTUDO DE CASO EM BLUMENAU/SC**, 2016. Universidade Federal de Santa Catarina.

VIALI, L. Série Estatística Básica - Texto V Correlação e Regressão. , 2016.

WATANABE, R. M. Peso de uma Casa. Disponível em: <<http://www.ebanataw.com.br/roberto/fundacoes/peso.htm>>. Acessado em: 2017.

## **ANEXOS**

## Anexo 1.

Equações apresentadas no capítulo 2.

Nº	Fonte	Equação/ Correlação	r <sup>2</sup>
(1)	Coefficiente de correlação (r) (MORETTIN E BUSSAD, 2012)	$r = \sqrt{\frac{\sum(Y_{est} - \bar{Y})^2}{\sum(Y - \bar{Y})^2}}$	-
(2)	Equação de primeiro grau	$Y = a_0 + a_1X$	-
(3)	Variação Total de Y (SPIEGEL, 1985)	$\sum(Y - \bar{Y})^2 = \sum(Y - Y_{est})^2 = (Y_{est} - Y)^2$	-
(4)	Peso total (P) (PINTO, 2000)	$P = P_s + P_w$	-
(5)	Volume total (V) (PINTO, 2000)	$V = V_s + V_v$	-
(6)	Teor de umidade (w) (CAPUTO, 1998)	$w = \frac{(P - P_s)}{P_s} \times 100$	-
(7)	Teor de umidade (w) (DAS, 2013)	$w = \frac{P_w}{P_s}$	-
(8)	Peso específico natural (γ <sub>nat</sub> ) (NBR 09813/1987)	$\gamma_{nat} = \frac{P}{V}$	-
(9)	Densidade real das partículas sólidas (δg) (NBR 6508/1984)	$\delta g = \frac{M_1 \times \left[ \frac{100}{(100 + w)} \right]}{\left[ M_1 \times \frac{100}{(100 + w)} \right] + M_3 - M_2} \times \delta_T$	-
(10)	Peso das partículas sólidas (P <sub>s</sub> ) (DAS, 2013)	$P_s = \frac{P}{1 + w}$	-
(11)	Volume das partículas sólidas (V <sub>s</sub> )	$V_s = \frac{V}{1 + e}$	-
(12)	Índice de vazios (e)	$e = \frac{V_v}{V_s}$	-
(13)		$e = \frac{n}{1 + n}$	-
(14)		$e = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \times w$	-
(15)		$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	-
(16)	Porosidade (n)	$n = \frac{V_v}{V}$	-
(17)		$n = \frac{e}{1 + e}$	-
(18)	Grau de saturação do solo (Sr)	$Sr = \frac{V_w}{V_v}$	-
(19)	Grau de aeração (Ar)	$A = 1 - Sr$	-
(20)	Peso específico das partículas sólidas (γ <sub>s</sub> )	$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$	-
(21)	Densidade relativa das partículas (δ)	$\delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	-

(22)	Peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ )	$\gamma_{nat} = \frac{P_s \times (1 + w)}{V}$	-
(23)		$\gamma_{nat} = \frac{\gamma_s(1 + w)}{1 + e}$	-
(24)	Correção típica dos solos brasileiros com 72% de eficiência ( $N_{72}$ )	$N_{72} = 10 + \frac{(N_{SPR} - 10)}{2}$	-
(25)	Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )	$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$	-
(26)		$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1 + w}$	-
(27)		$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$	-
(28)	Peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ )	$\gamma_{sat} = \frac{\delta + e}{1 + e} \times \gamma_w$	-
(29)		$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{e}{1 + e}\right) \times \gamma_w$	-
(30)		$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$	-
(31)	Peso específico submerso ( $\gamma_{sub}$ )	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	-
(32)	Coefficiente de adensamento ( $C_v$ ) (ANDRADE, 2009)	$C_v = \frac{K_z(1 + e)}{a_v\gamma_w}$	-
(33)	Razão de compressão (CR) (HIGASHI, 2006)	$CR = \frac{Cc}{1 + e}$	-
(34)	Coefficiente de compressão (Cc) (RENDON-HERRERO, 1983 <i>apud</i> DAS, 2013)	$Cc = 0,141 \times G_s^{1,2} \left(\frac{1 + e_o}{G_s}\right)^{2,38}$	-
(35)	Coefficiente de compressão (Cc) (PARK E KOUMOTO, 2004 <i>apud</i> DAS, 2013)	$Cc = \frac{n_o}{371,747 - 4,27n_o}$	-
(36)	Drösemeyer e Müller (1999)	$Cc = 0,00169w_n - 0,4056$	0,80
(37)		$CR = 0,0028w_n + 0,0495$	0,85
(38)		$e_o = 0,026w_n + 0,0496$	0,99
(39)	Hallal (2003)	$Cc = 0,00136w_n - 0,0081$	0,63
(40)	Coutinho et al. (2001)	$Cc = 0,004w_n + 1,738 \pm 0,54$	0,52
(41)	Higashi (2006)	$Cc = 0,0095w_n + 0,0905$	0,99
(42)		$e_o = 0,0236w_n + 0,0496$	0,92
(43)	Nishida (1956 <i>apud</i> Das, 2013)	$CC = 1,15w_n$	-
(44)	Rendon-Herrero (1980 <i>apud</i> Das, 2013)	$Cc = 0,0115w_n$	-
(45)	Dia e Kerstner (2003 <i>apud</i> Hihashi 2006)	$Cc = 0,012w_n + 0,2553$	0,75
(46)	Drösemeyer e Müller (1999)	$Cc = 0,6447e_o - 0,4201$	0,89
(47)	Coutinho et al. (2001)	$Cc = 0,586e_o - 0,165 \pm 0,25$	0,84

(48)	Hallal (2003)	$Cc = 0,6903e_o - 0,3197$	0,83
(49)	Higashi (2006)	$Cc = 0,3821e_o - 0,21$	0,91
(50)	Hough (1957 <i>apud</i> Das, 2013)	$CC = 0,30(e_o - 0,27)$	-
(51)	Rendon-Herrero (1980 <i>apud</i> Das, 2013)	$Cc = 0,156e_o + 0,0107$	-
(52)	Vargas (1978 <i>apud</i> Teixeira e Godoy, 1998)	$Cc = 0,33 \times (e_o - 0,2)$	-
(53)	Dia e Kerstner (2003 <i>apud</i> Hihashi 2006)	$Cc = 0,8538 \times e_o - 0,479$	0,89
(54)	Herrero (1980 <i>apud</i> Ortigão)	$Cc = 0,5(\gamma_w \times \gamma_s^{-1})^{2,4}$	-
(55)	Índice de plasticidade (IP)	$IP = LL - LP$	-
(56)	Índice de consistência (IC)	$IC = \frac{LL - w}{LL - LP}$	-
(57)	Coefficiente de compressão (Cc)	$Cc = 0,007 \times (LL - 10)$	-
(58)	(TERZAGHI E PECK, 1948 <i>apud</i> PINTO, 1998)	$Cc = 0,009 \times (LL - 10)$	-
(59)	Teixeira e Godoy (1998)	$Cc = 0,009 \times (LL + 21)$	-
(60)	Terzaghi e Peck (1967)	$Cc = 0,009LL - 0,09$	-
(61)	Ortigão (1975) RJ	$Cc = 0,013LL - 0,234$	-
(62)	Costa Filho et al. (1985) RJ	$Cc = 0,0213LL - 0,852 \pm 0,48$	0,57
(63)		$Cc = 0,013LL - 0,143 \pm 0,21$	0,79
(64)	Teixeira e Godoy (1998) SC	$Cc = 0,009(LL + 21)$	-
(65)	Drösemeyer e Müller (1999) SC	$Cc = 0,0324LL - 0,88031$	0,54
(66)	Higashi (2006) SC	$Cc = 0,0237LL - 0,7679$	0,90
(67)	Moretti et al (2012) SP	$Cc = 0,0073LL + 0,1419$	0,55
(68)	Skempton (1944 <i>apud</i> Das, 2013)	$Cc = 0,007(LL - 7)$	-
(69)	Rendon-Herrero (1980 <i>apud</i> Das, 2013)	$Cc = 0,0046(LL - 9)$	-
(70)	Nagaraj e Murty (1985 <i>apud</i> Das, 2013)	$Cc = 0,2343 \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s$	-
(71)	Cam, Wroth e Wood (1978 <i>apud</i> Das, 2013)	$CC \approx 0,5G_s \frac{[IP(\%)]}{100}$	-
(72)	Dias e Kerstner (2003 <i>apud</i> Higashi, 2006)	$Cc = 0,0093(LL + 20,2)$	-
(73)	Dias (1979 <i>apud</i> Higashi 2006)	$Cc = 0,013(LL - 18)$	-
(74)	Moretti et al (2012) SP	$\sigma'_p = 27,167 \ln(IP) + 154,79$	0,73
(75)	Kulhawey e Mayne (1990 <i>apud</i> Das, 2013)	$Cc \approx \frac{IP}{74}$	-
(76)	Kulhawey e Mayne (1990 <i>apud</i> Das, 2013)	$Cc \approx \frac{IP}{370}$	-
(77)	Tensão efetiva ( $\sigma'$ )	$\sigma' = \sigma - u$	-
(78)	Poropressão ( $u$ )	$u = \gamma_w \times h_w$	-

(79)	Tensão total ( $\sigma$ )	$\sigma = \gamma \times z_{camada}$	-
(80)	OCR	$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'}$	-
(81)	Índice de compressão (Cc), índice de recompressão (Cr) e índice de descarga (Cd)	$Cc, Cr, Cd = \frac{e_1 - e_2}{\log P_2 - \log P_1}$	-
(82)	Adensamento de argilas normalmente adensadas	$\rho = H \times \frac{Cc}{1 + e} \times \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}$	-