

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

Kauê William Pacheco

**Modelagem de ensaios triaxiais em elementos finitos: análise da adequação de modelos elastoplásticos a representação de ensaios realizados em areias do campo experimental de Araquari/SC**

Florianópolis

2021

Kauê William Pacheco

**Modelagem de ensaios triaxiais em elementos finitos: análise da adequação de modelos elastoplásticos a representação de ensaios realizados em areias do campo experimental de Araquari/SC**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Gracieli Dienstmann, Dr..

Coorientador: Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.

Florianópolis

2021

## Ficha de identificação da obra

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Pacheco, Kaue William

Modelagem de ensaios triaxiais em elementos finitos: análise da adequação de modelos elastoplásticos a representação de ensaios realizados em areias do campo experimental de Araquari/SC / Kaue William Pacheco ; orientador, Gracieli Dienstmann, coorientador, Naloan Coutinho Sampa, 2021.

88 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2021.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Engenharia Civil. 3. Geotecnia. 4. Plaxis. I. Dienstmann, Gracieli. II. Sampa, Naloan Coutinho. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Kauê William Pacheco

**Modelagem de ensaios triaxiais em elementos finitos: análise da adequação de modelos elastoplásticos a representação de ensaios realizados em areias do campo experimental de Araquari/SC**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Florianópolis, 07 de maio de 2021.

---

Profa. Luciana Rodhe, Dra.  
Coordenadora do Curso

**Banca Examinadora:**

---

Profa Gracieli Dienstmann, Dra.  
Orientadora  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.  
Coorientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Rafael dos Reis Higashi, Dr.  
Avaliador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Eng. Vicente Mafra  
Avaliador  
Universidade Federal de Santa Catarina

Este trabalho é dedicado aos meus amados pais e amigos.

## **AGRADECIMENTOS**

A minha família, por estarem sempre me incentivando a querer e buscar mais e me apoiar em todas as minhas decisões. Principalmente a minha mãe, Ivete Aparecida de Oliveira Pacheco, e ao meu pai, Paulo César Pacheco.

A minha professora Orientadora Gracieli Dienstmann, por todo conhecimento transmitido e todo incentivo.

Ao meu co-orientador Naloan Coutinho Sampa por todo apoio e disponibilidade e por ter me instruído na elaboração desse trabalho.

Aos membros da banca Rafael dos Reis Higashi e Vicente Mafra por aceitarem me avaliar e ao Vicente Mafra um segundo agradecimento por me deixar acompanhar e aprender com seus ensaios triaxiais.

Ao Geraldo Caetano de Almeida Neto por fornecer os dados dos seus ensaios para a realização desse trabalho.

A empresa Lupa Empreendimento Imobiliários por todo aprendizado e em especial ao Eng. Mário Collaço de Paulo, com quem muito pude aprender.

A todos os meus amigos, em especial o Guilherme Ademir Guindani, Eduardo Dussman, Lucas Gonçalves Baader e Guilherme Miranda por todo apoio e por tornar essa jornada suportável.

## RESUMO

O presente trabalho descreve a avaliação numérica de testes triaxiais dentro do PLAXIS para avaliar a adequação de modelos a um conjunto de dados laboratoriais com análises 2D. Os dados considerados fazem parte de uma campanha experimental realizada em amostras de composição arenosa, do campo de ensaio experimental de Araquari / SC. Para modelar os dados triaxiais, uma representação axissimétrica da amostra triaxial foi considerada no software de elementos finitos PLAXIS. As aplicações do *Mohr Coulomb Model* (MC) e do *Hardening Soil Model* (HSM) foram avaliadas por uma comparação direta de resultados de laboratório de deformação por tensão e previsões numéricas. Considerando as diferentes tensões de confinamento, ambos os modelos foram capazes de prever as cargas máximas, porém superestimando os valores. No entanto, a maior discrepância foi observada na predição do comportamento das deformações: como esperado, o modelo do solo com endurecimento foi mais adequado para representar o comportamento não linear da areia.

**Palavras-chave:** Solo com Endurecimento. Elementos Finitos.

## ABSTRACT

The present paper describes the numerical evaluation of triaxial tests within PLAXIS to assess the constitutive model of better adaptation to a set laboratory data with 2D analysis. The data considered are part of an experimental campaign carried out on samples of sandy composition, from the Araquari/SC experimental testing site. To model the triaxial data, an axisymmetric representation of the triaxial specimen was considered in the finite element software PLAXIS. Applications of the Mohr Coulomb (MC) and The Hardening Soil Model were evaluated by a direct comparison of laboratory results of stress strain and numerical predictions. Considering different confining pressures, both models were able to predict with a good accuracy the maximum load, but overestimating the values. The greatest discrepancy was observed in the prediction of strain behavior: as expected, the hardening soil model was more adequate to represent the non-linear behavior of the sand.

**Keywords:** hardening soil. Finite element.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Variação volumétrica e tensão desvio para areias fofas ( $e_0 = 0.605$ ) e areias compactas ( $e_0 = 0.834$ ) .....	19
Figura 2: Envoltório de Mohr-Coulomb .....	20
Figura 3: Efeito da dilatância e rearranjo das partículas .....	22
Figura 4: Entrosamento de areias .....	23
Figura 5: Representação esquemática do ensaio triaxial .....	24
Figura 6: Desenho esquemático de equipamento para ensaios de cisalhamento direto .....	26
Figura 7: Desenho esquemático do equipamento de ensaio Ring Shear .....	28
Figura 8: Valores típicos para ângulo de atrito referente a compactidade e graduação .....	29
Figura 9: Valores de ângulo de atrito presentes na literatura .....	30
Figura 10: Ângulo de atrito da areia de Araquari .....	31
Figura 11: Alteração do $N_q$ pelo ângulo de atrito .....	32
Figura 12 : Fluxograma com etapas do trabalho .....	35
Figura 13: Perfil estratigráfico do solo do campo experimental de Araquari .....	37
Figura 14: Ensaios CPTu no campo experimental de Araquari.....	38
Figura 15: Perfil geológico-geotécnico do campo experimental de Araquari .....	39
Figura 16: Ensaios e estacas no campo experimental de Araquari .....	40
Figura 17: Equipamento para ensaio triaxial .....	42
Figura 18: Coluna de mercúrio e servo-motores do sistema hidráulico .....	43
Figura 19: Representação esquemática dos componentes de ensaio triaxial .....	44
Figura 20: Equipamentos e materiais utilizados na moldagem do corpo de prova .....	45
Figura 21: Camadas de solo e amostras .....	48
Figura 22: Condições de modelagem (a) Deformação Plana (B) Axissimetria .....	50
Figura 23: (a) triângulo de 15 nós (b) triângulo de 6 nós .....	51
Figura 24: Geometria do ensaio dentro do Plaxis .....	52
Figura 25: Comportamento de uma material elasto-plástico no carregamento axial .....	54
Figura 26: Módulos de elasticidade em uma curva tensão deformação .....	56
Figura 27: Gráfico tensão deformação de um modelo hiperbólico .....	55
Figura 28: Malha de elementos finitos .....	57
Figura 29: Efeito da água no corpo de prova .....	57
Figura 30: Acréscimo de tensão proveniente do efeito da água .....	58
Figura 31: Efeito do peso nulo do solo no corpo de prova .....	58

Figura 32: Malha deformada após a etapa de cálculo.....	60
Figura 33: Exemplo de curva do PLAXIS .....	61
Figura 34: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 5 metros MC .....	64
Figura 35: Trajetória de tensão para a profundidade de 5 metros MC .....	64
Figura 36: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 8,5 metros MC .....	66
Figura 37: Trajetória de tensão para a profundidade de 8,5 metros MC .....	66
Figura 38: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 12 metros MC .....	68
Figura 39: Trajetória de tensão para a profundidade de 8,5 metros MC .....	69
Figura 40: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 12 metros MC .....	70
Figura 41: Trajetória de tensão para a profundidade de 8,5 metros MC .....	71
Figura 42: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 5 metros HSM .....	73
Figura 43: Trajetória de tensão para a profundidade de 5 metros HSM .....	74
Figura 44: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 8,5 metros HSM .....	75
Figura 45: Trajetória de tensão para a profundidade de 8,5 metros HSM .....	76
Figura 46: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 12 metros HSM .....	77
Figura 47: Trajetória de tensão para a profundidade de 12 metros HSM .....	78
Figura 48: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 22 metros HSM .....	79
Figura 49: Trajetória de tensão para a profundidade de 22 metros HSM .....	80
Figura 50: Retroanálise variando o ângulo de atrito.....	81
Figura 51: Retroanálise variando o módulo de elasticidade.....	82

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais de Neto (2019) .....	49
Tabela 2: Parâmetros de entrada do MC no PLAXIS .....	62
Tabela 3: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 5 metros de profundidade MC .....	63
Tabela 4: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 8,5 metros de profundidade MC .....	65
Tabela 5: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 12 metros de profundidade MC .....	67
Tabela 6: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 22 metros de profundidade MC .....	70
Tabela 7: Parâmetros de entrada do HSM no PLAXIS .....	72
Tabela 8: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 5 metros de profundidade HSM .....	73
Tabela 9: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 8,5 metros de profundidade HSM .....	75
Tabela 10: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 12 metros de profundidade HSM .....	77
Tabela 11: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 22 metros de profundidade HSM .....	79

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR Norma Brasileira

UFSC Universidade Federal de Santa Catarina

UFRGS Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFPR Universidade Federal do Paraná

UDESC Universidade do Estado de Santa Catarina

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\beta$ : Coeficiente de resistência por atrito em estacas  
 $c'$ : Coesão intercepta efetiva  
 $\sigma_1$ : Tensão principal maior  
 $\sigma_2$ : Tensão intermediária  
 $\sigma_3$ : Tensão confinante  
 $\sigma'_n$ : Tensão normal no contato solo-estaca  
 $e$ : Índice de vazios  
 $\varepsilon$ : Deformação axial  
 $k_s$ : Coeficiente de pressão do solo  
 $\Phi'$ : Ângulo de atrito interno efetivo  
 $\Phi'_{cs}$ : Ângulo de atrito interno no estado crítico  
 $\delta$ : Ângulo de atrito na interface  
 $\delta$ : Ângulo de atrito no contato solo-estaca  
 $E_i$ : Módulo de rigidez inicial  
 $E_{oed}$ : Módulo de rigidez oedométrico  
 $E_{50}$ : Módulo de rigidez secante correspondente a 50% de  $\sigma$   
 $E_{ur}$ : Módulo de rigidez de descarregamento/recarregamento  
 $q$ : Tensão desviadora  
 $q_f$ : valor correspondente à ruptura (Modelo HSM)  
 $q_{50}$ : Tensão desviadora igual a 50%  
 $\tau$ : Resistência ao cisalhamento  
 $\nu$ : Coeficiente de Poisson  
 $M$ : Inclinação da linha de regime permanente no plano  $p'$ - $q$   
 $N$ : Força normal na interface  
 $p'$ : Tensão efetiva média  
 $K$ : Coeficiente de pressão do solo  
 $q_p$ : Resistência última de ponta da estaca  
 $Q_p$ : Capacidade de carga de ponta da estaca  
 $A_p$ : Área da seção transversal de ponta da estaca  
 $L$ : Comprimento da estaca

D : Diâmetro da estaca

C'a: Intercepto coesivo no contato solo-estaca

$\Delta V$ : Variação do volume do corpo de prova

V<sub>c</sub>: Volume inicial do corpo de prova após consolidação

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>32</b>
1.1.	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO ESTUDO.....	32
1.2.	PROBLEMÁTICA DA PESQUISA .....	32
1.3.	OBJETIVOS .....	33
<b>1.3.1.</b>	<b>Objetivos gerais.....</b>	<b>33</b>
<b>1.3.2.</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>33</b>
1.4.	DELIMITAÇÕES DA PESQUISA.....	33
1.5.	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	33
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>35</b>
2.1	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARENOSOS .....	35
<b>2.1.1</b>	<b>Fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento de areias .....</b>	<b>38</b>
2.2	ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	41
<b>2.2.1</b>	<b>Ensaio Triaxial.....</b>	<b>41</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Ensaio de Cisalhamento Direto .....</b>	<b>43</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Ring Shear .....</b>	<b>44</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Incertezas associadas aos ensaios de laboratório.....</b>	<b>45</b>
2.3	VALORES TÍPICOS DE ÂNGULO DE ATRITO DE AREIAS.....	46
<b>2.3.1</b>	<b>Valores típicos de ângulo de atrito de areias.....</b>	<b>46</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Valores típicos de ângulo de atrito de Areias de Araquari.....</b>	<b>47</b>
2.4	Previsão de carga em estacas: método teórico.....	48
<b>2.4.1</b>	<b>2.4.1 Capacidade de carga de ponta.....</b>	<b>48</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Capacidade de carga lateral .....</b>	<b>49</b>
<b>3</b>	<b>Materiais e métodos .....</b>	<b>52</b>
3.1	Campo experimental de araquari .....	53
<b>3.1.1</b>	<b>Estaca ET-06 .....</b>	<b>57</b>

3.2	Ensaio de Neto (2019).....	57
<b>3.2.1</b>	<b>Equipamento Triaxial .....</b>	<b>58</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Procedimento triaxial .....</b>	<b>61</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Resumo dos resultados .....</b>	<b>64</b>
3.3	Modelo em elementos finitos.....	66
<b>3.3.1</b>	<b>Entrada de dados .....</b>	<b>66</b>
<i>3.3.1.1</i>	<i>Características dos elementos utilizados.....</i>	<i>67</i>
<i>3.3.1.2</i>	<i>Geometria .....</i>	<i>68</i>
<i>3.3.1.3</i>	<i>Modelos constitutivos .....</i>	<i>69</i>
<i>3.3.1.3.1</i>	<i>Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (MC).....</i>	<i>70</i>
<i>3.3.1.3.2</i>	<i>Modelo constitutivo de Solo com Endurecimento (HSM) .....</i>	<i>72</i>
<i>3.3.1.4</i>	<i>Condições iniciais e malhas de elementos finitos adotada .....</i>	<i>73</i>
<b>3.3.2</b>	<b>Módulo de cálculo .....</b>	<b>76</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Módulo de saída de dados .....</b>	<b>76</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Módulo de construção de curvas .....</b>	<b>77</b>
<b>4</b>	<b>Resultados.....</b>	<b>79</b>
4.1	Mohr-Coulomb Model.....	79
<b>4.1.1</b>	<b>Profundidade de 5 metros .....</b>	<b>80</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Profundidade de 8,5 metros .....</b>	<b>82</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Profundidade de 12 metros .....</b>	<b>84</b>
<b>4.1.4</b>	<b>Profundidade de 22 metros .....</b>	<b>86</b>
4.2	Hardening Soil Model.....	88
<b>4.2.1</b>	<b>Profundidade de 5 metros .....</b>	<b>89</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Profundidade de 8,5 metros .....</b>	<b>91</b>
<b>4.2.3</b>	<b>Profundidade de 12 metros .....</b>	<b>93</b>
<b>4.2.4</b>	<b>Profundidade de 22 metros .....</b>	<b>95</b>
<b>4.2.5</b>	<b>Comparação entre os modelos.....</b>	<b>97</b>



<b>5</b>	<b>Conclusões .....</b>	<b>100</b>
5.1	Conclusões das simulações com o modelo de Mohr-Coulomb .....	100
5.2	Conclusões das simulações com o modelo de Solo com Endurecimento .....	100
5.3	Sugestões para pesquisas futuras .....	101
<b>6</b>	<b>Referências Bibliográficas.....</b>	<b>102</b>

## INTRODUÇÃO

### 1.1.JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO ESTUDO

O solo, por ser um recurso natural, abundante e de fácil acesso, tem um custo muito baixo. Devido ao seu baixo custo ele é um material largamente usado na construção civil, seja em fundações, como apoio para as obras, ou em taludes e muros de arrimo.

Por ser um recurso natural, também se faz difícil prever o seu comportamento com exatidão. A formação dos solos é resultado de uma serie de processos físicos, químicos e biológicos interagindo constantemente de forma gradual ou catastrófica (Ladeira, 2010). Em função do seu processo de formação, o solo apresenta uma alta heterogeneidade e fica muito difícil prever seu comportamento devido à existência de um grande número de variáveis.

A fim de diminuir as incertezas para com o uso do solo, é possível aplicar uma série de testes e descobrir algumas propriedades do solo. Com o passar dos anos, novas tecnologias vêm tornando esses testes mais precisos e mais baratos.

Em várias áreas do conhecimento a análise através de elementos finitos vem barateando os custos e tornando os cálculos muito mais rápidos e precisos, por exemplo, os softwares de análise estrutural que vêm revolucionando o mercado, porém é necessário conhecer a precisão e as limitações das novas tecnologias, principalmente quando empregadas em projetos cuja falha pode custar a vida de pessoas.

Neste contexto, o presente trabalho aborda a utilização do software de elementos finitos PLAXIS para análise do comportamento da areia do campo experimental de Araquari, SC. O software PLAXIS é voltado à prática geotécnica e será utilizado para modelar ensaios triaxiais e verificar a acurácia de diferentes modelos constitutivos em relação aos dados de Neto (2019).

### 1.2.PROBLEMÁTICA DA PESQUISA

Qual a eficácia do software PLAXIS 8.2 para simulações bidimensionais de ensaios triaxiais em solos arenosos?

### 1.3.OBJETIVOS

#### 1.3.1.Objetivos gerais

Verificar a adequação de diferentes modelos constitutivos para representação do comportamento de ensaios triaxiais executados na areia do campo experimental de Araquari, SC.

#### 1.3.2.Objetivos específicos

- Definir a geometria adequada para modelagem do ensaio triaxial em software de elementos finitos;
- Realizar um comparativo entre os modelos constitutivos Mohr-Coulomb Model e Hardening Soil Model.
- Realizar um comparativo entre previsões numéricas do ensaio triaxial e resultados de ensaios de laboratório;

### 1.4.DELIMITAÇÕES DA PESQUISA

Esse projeto delimitou-se a investigar a aplicabilidade dos modelos constitutivos de Mohr Coulomb e Hardening Soil do software PLAXIS 8.2 para simular ensaios triaxiais em análises bi-dimensionais, tendo como referência os ensaios triaxiais realizados por Neto (2019) em amostras de solo arenoso retiradas do campo experimental de Araquari/SC.

### 1.5.ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está dividido em 5 capítulos: Introdução, referencial bibliográfico, materiais e métodos, resultados e conclusões.

No capítulo introdutório apresenta-se a importância da pesquisa, seus objetivos e suas limitações. A organização do trabalho também se encontra no capítulo para facilitar a leitura.

O segundo capítulo tem por objetivo embasar o leitor para a completa compreensão do trabalho. Nele é apresentado um referencial bibliográfico sobre solos e suas propriedades e os ensaios habituais para analisar ângulo de atrito, com maior foco no ensaio triaxial.

O terceiro capítulo apresenta a pesquisa de Neto (2019) e o material utilizado por ele como amostras em sua pesquisa. Esse capítulo também apresenta a estrutura do programa PLAXIS e a metodologia utilizada para simular ensaios triaxiais no programa.

O quarto capítulo apresenta uma análise dos resultados do programa confrontados com os dados da pesquisa de Neto (2019), permitindo visual e analiticamente perceber a aplicabilidade dos diferentes modelos constitutivos do programa nesse caso específico.

O quinto capítulo apresenta as principais conclusões tiradas nas análises feitas dos capítulos anteriores.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo apresenta-se uma revisão sobre os solos arenosos e os fatores que influenciam sua resistência ao cisalhamento, ensaios comuns para cálculo dessa resistência (com enfoque no ensaio triaxial) e uma apresentação simplificada do método teórico para capacidade de carga em estacas. Nele também é possível encontrar valores típicos para ângulo de atrito para solos arenosos encontrados na literatura.

### 2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARENOSOS

Segundo a norma ABNT NBR 6502/1995, areia é o solo que apresenta o diâmetro dos grãos entre 0,06 mm e 2 mm. Por serem provenientes das rochas, as areias são formadas por estruturas de dióxido de silício, comumente conhecido como sílica ( $\text{SiO}_2$ ). Na mecânica dos solos a areia é aquela que tem baixa porcentagem de finos que não interferem no comportamento de forma expressiva.

A resistência ao cisalhamento é uma propriedade que o solo apresenta de resistir a um esforço cisalhante. Podemos definir a resistência ao cisalhamento como a tensão cisalhante que ocorre no solo no plano de ruptura (Pinto, 2006).

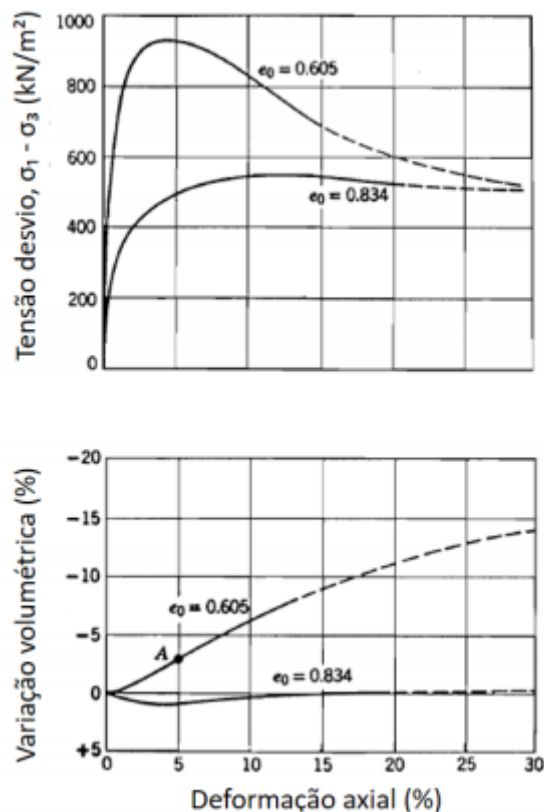
A ruptura acontece quando há uma superfície de cisalhamento continua no solo, no entorno dessa superfície irá então se criar uma zona cisalhada onde o solo nessa zona perderá suas características (Gerscovich, 2010).

As areias podem ser classificadas como solos não coesivos, ou seja, quando secos não apresentam coesão entre seus grãos. Por outro lado, solos coesivos têm por característica se esbolear facilmente quando cortados ou escavados e apresentam como característica mais notável a sua compacidade (Almeida, 2005).

As areias podem ser divididas em areias compactas e areias fofas, que está relacionado com o seu índice de vazios, quando uma areia apresenta um índice de vazios acima do crítico diz-se que é uma areia fofa e quando está abaixo se diz uma areia compacta. As areias fofas e compactas apresentam um comportamento diferente para a resistência ao cisalhamento, onde as areias fofas crescem gradualmente a tensão cisalhante atingindo um valor máximo enquanto que as compactas crescem até um pico e depois decaem e se estabilizam em uma resistência ao cisalhamento menor que o pico. Esse comportamento está ilustrado na figura 1.

As areias fofas quando submetidas a esforço tendem a diminuir de volume, onde a tensão as obriga a ocupar os espaços vazios; já as areias compactas tendem a expandir o volume e aumentar a porcentagem de vazios em um processo onde os grãos escorregam uns sobre os outros. A figura 1 demonstra essa alteração de volume.

Figura 1: Variação volumétrica e tensão desvio para areias fofas ( $e_0 = 0.605$ ) e areias compactas ( $e_0 = 0.834$ )



Fonte: Adaptado de (LAMBE; WHITMAN, 1969)

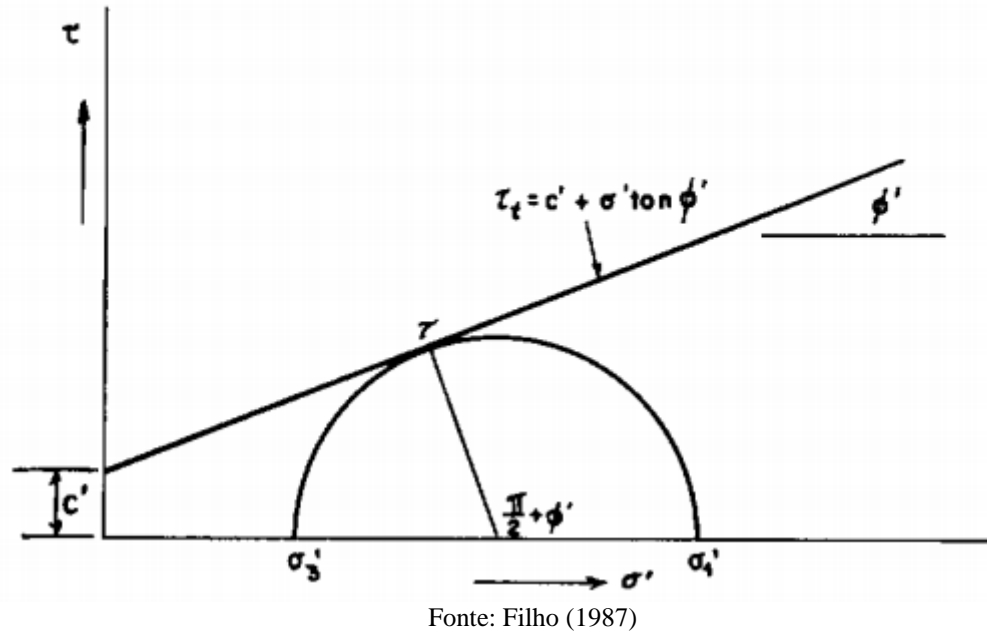
Segundo Filho (1987), há uma diferença no comportamento pós-ruptura dos solos fofos e compactos. Enquanto na areia fofa percebe-se uma pequena ou quase nula queda na resistência após a ruptura, a areia compacta apresenta uma queda considerável da resistência que vai se estabilizando com o aumento das deformações. Essa constatação também pode ser observadas na figura 1.

No estudo da resistência ao cisalhamento dos solos tradicionalmente é adotado um critério de ruptura baseado no ângulo de atrito e em um intercepto coesivo.

Segundo Filho (1987) o critério de Mohr-Coulomb é amplamente usado para interpretar ensaios triaxiais na engenharia de solos porque o critério não apresenta nenhum

problema sério na interpretação dos resultados. Esse critério é definido pela envoltório de Mohr-Coulomb, na figura 2 podemos ver a envoltória representada graficamente.

Figura 2: Envoltório de Mohr-Coulomb



A envoltória de Mohr-Coulomb é muito influenciada pela coesão e o ângulo de atrito como ilustrado na figura 2, essa relação é definida pela equação.

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

Onde  $c$  e  $\phi$  são os parâmetros de coesão e atrito, respectivamente. O  $\sigma'$  é a tensão normal efetiva do solo, que pode ser definida como tensão total menos a pressão neutra ( $u$ ) como indica a equação 2

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2)$$

A coesão (real) está ligada a força de atração química presente em argilas e ou cimentação em areias. Ainda, pode existir em argilas uma coesão aparente, aquela que surge através das tensões capilares em solos não saturados. Já o ângulo de atrito está ligado ao atrito entre as partículas dos grãos. O atrito sofre influência da composição, distribuição granulométrica, formato das partículas, entre outros.

Como citado anteriormente, a areia pode ser considerada como solo não coesivo. Neste contexto, para areias podemos usar a equação no seguinte formato já que a coesão não irá alterar os valores de resistência ao cisalhamento.

$$\tau = \sigma' \tan \phi \quad (3)$$

### **1.1.1 Fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento de areias**

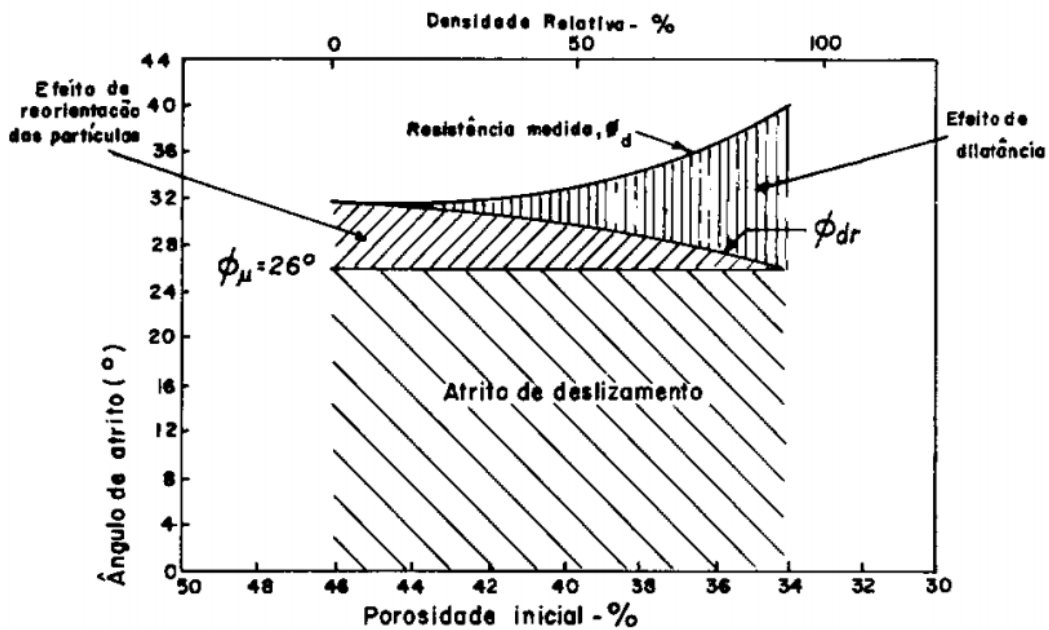
Como visto no item anterior na equação 3, a resistência ao cisalhamento é variável de acordo com o ângulo de atrito da areia e a sua tensão confinante. O ângulo de atrito é um propriedade da areia que pode variar de acordo com alguns fatores que veremos a seguir, já a tensão confinante é a tensão de confinamento que o solo está exposto no local e varia de acordo com alguns aspectos como a profundidade por exemplo, quanto maior a tensão confinante no solo maior será sua resistência ao cisalhamento.

O ângulo de atrito, no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, indica a influência da tensão de confinamento sobre a resistência ao cisalhamento do solo. Segundo Pinto (2000) ela está ligada a vários fatores tais como formato do grão, quantidade e tipo de argila e grau de compactação

Segundo Filho (1987) além do atrito entre as partículas, a dilatância e o rearranjo das partículas também formam parcelas importantes da resistência ao cisalhamento de um solo granular. A dilatância tem um efeito maior em solos mais compactos, enquanto o rearranjo das partículas é causado pelo efeito de reorientação das partículas e tem maior efeito em solos fofos. Podemos ver esses efeitos melhor ilustrados na figura 3.



Figura 3: Efeito da dilatância e rearranjo das partículas



Fonte: Rowe, 1962 apud Filho 1987

Quando a areia é formada por partículas arredondadas, ela apresenta ângulos de atritos menores do que quando é formada por grãos angulares, pois os grãos angulares aumentam o entrosamento das partículas (Pinto, 2006).

A quantidade de argila presente em um solo arenoso é outro fator que influencia a resistência ao cisalhamento de solos arenosos. Segundo Al-Shayea (2001) quanto maior o teor de argila de um solo menor será o seu ângulo interno de atrito, porque a argila entra nos espaços vazios das partículas de areia e diminuem o seu atrito permitindo que as partículas de areia possam deslizar melhor em relação as outras.

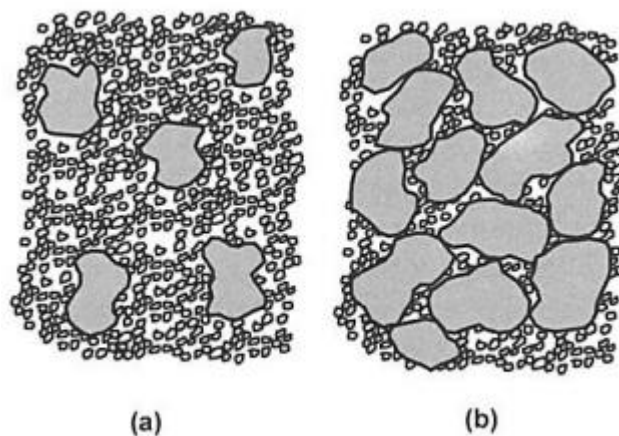
A compacidade também influencia na resistência ao cisalhamento uma vez que está diretamente ligado ao índice de vazios. De forma geral, quanto menor o compacidade da areia maior será o seu índice de vazios e quanto maior o índice de vazios menor será sua resistência ao cisalhamento. Então quanto maior a compacidade da areia, maior será a resistência ao cisalhamento (Vilar e Rodrigues, 2015).

Segundo Pinto (2006) (pg 282) “Resultados experimentais mostram que o ângulo de atrito de uma areia, no seu estado mais compacto, é da ordem de 7 a 10 graus maior do que o seu ângulo de atrito no estado mais fofo”.

A distribuição granulométrica também influencia na resistência ao cisalhamento do solo, uma vez que quanto melhor for essa distribuição maior será o entrosamento entre as

partículas e também o ângulo de atrito (Pinto, 2006). Ainda segundo o autor, grãos grossos e finos têm papéis diferentes e se for considerado uma areia com um número de finos muito maiores que grossos, 80% por exemplo, os que governarão a resistência serão os grãos finos. Agora se considerarmos uma proporção inversa, os grãos finos irão ocupar os espaços vazios e melhorar o entrosamento como mostra a figura 4.

Figura 4: Entrosamento de areias



Fonte: Pinto, 2006 (pg 282)

A resistência dos grãos também pode influenciar na resistência ao cisalhamento da areia, uma vez que os grãos individualmente podem não resistir a tensão que estão submetidos sem quebrarem (Pinto, 2006).

Além das propriedades da areia, outro fator muito importante para a resistência ao cisalhamento de solos é o estado de tensão em que ela se encontra. Pela fórmula apresentada no tópico anterior podemos perceber que a tensão confinante do solo tem um fator importante sobre a resistência.

Essa tensão confinante pode vir de diversas fontes como, por exemplo, o peso do solo que está à cima do local estudado ou estruturas externas colocadas sobre o solo (prédio, aterro, entre outros...)

Segundo Filho (1987) o aumento de tensões confinantes do solo ainda traz outras conseqüências como o aumento da deformação axial de ruptura e a diminuição da tendência de expansão do material compacto.

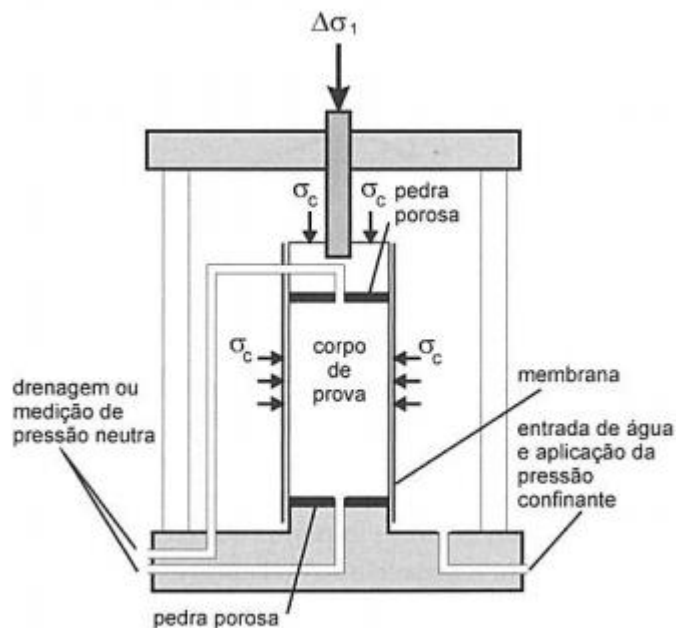
## 1.2 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

### 1.2.1 Ensaio Triaxial

No ensaio triaxial um corpo de prova cilíndrico é moldado e colocado dentro de uma câmara com água. A carga é aplicada através do aumento de pressão da câmara e também de um carregamento axial.

A pressão imposta na água, que será transferida para o corpo de prova através do princípio de Pascal, é referente a pressão de confinamento. Após aplicada a pressão na água, no ensaio convencional, aumenta-se a deformação até o momento da ruptura do corpo de prova.

Figura 5: Representação esquemática do ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2006)

O ensaio triaxial inicia-se com a etapa de saturação do corpo de prova. Carvalho, Campos e Antunes (2012) afirmam que um dos principais métodos utilizados na saturação de um corpo de prova é a percolação da água podendo essa ser com ou sem pressão confinante aplicada. Ainda, de acordo com os referidos autores, a aplicação da tensão confinante nesta fase, deve ser avaliada, dependendo da diferença de pressão aplicada pode ocasionar um adensamento prematuro ou gerar gradientes hidráulicos elevados e assim modificar a estrutura do solo. Para tal deve-se analisar o tipo de solo e a magnitude da tensão.

Para saturação do corpo de prova o método mais difundido é utilizando contrapressão, onde se aumenta a contrapressão de forma que a água dissolva o ar dentro dos espaços vazios. Para a utilização desse método deve-se atentar principalmente a pressão e ao tempo necessários para a correta saturação do corpo de prova (Carvalho; Campos; Antunes, 2012).

Comumente a avaliação dos graus de saturação de um corpo de prova vem da leitura do parâmetro B que é definido pela equação 4. A saturação é atingida quando o parâmetro B for próximo a unidade.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4)$$

A segunda fase do ensaio é a etapa de consolidação. Segundo Rocha (2010) essa etapa se baseia no aumento da pressão efetiva, no laboratório é obtida com o aumento da pressão de confinamento e a estabilização da contrapressão. A consolidação pode ser isotrópica, quando as tensões efetivas horizontais e verticais são iguais, ou anisotrópicas, quando as tensões efetivas são diferentes.

Na terceira etapa do ensaio aumenta-se a tensão axial ( $\sigma_1$ ) até a ruptura por cisalhamento do corpo de prova. O momento da ruptura depende dos critérios de parada escolhido, comumente esse critério está ligado à deformação volumétrica.

Podemos separar os ensaios triaxiais convencionais em 3 tipos no que se refere às condições de drenagem, são eles: Ensaio adensado drenado (CD), ensaio adensado não drenado (CU) e ensaio não adensado não drenado (UU) (Pinto, 2006).

**Ensaio adensado drenado:** Inicialmente aumenta-se a pressão hidrostática da câmara e se aguarda o adensamento da amostra, depois de adensado o ensaio é feito de forma drenada. Para isso é preciso aplicar a tensão axial lentamente permitindo a saída de água do corpo de prova. Como o ensaio é feito de forma totalmente drenada, as tensões totais são iguais as tensões efetivas e não temos excesso de pressão neutra. Caso a amostra esteja saturada, podemos medir o volume de água que sair do corpo de prova e assim obter uma estimativa da variação de volume do mesmo. (Pinto, 2006)

**Ensaio adensado não drenado:** Aumenta-se a pressão hidrostática da câmara e se aguarda o adensamento da amostra como no ensaio CD, porém aplica-se a carga axial com drenagem fechada não permitindo a saída de água do corpo de prova. Com o excesso de pressão neutra conhecido, pode-se determinar a tensão efetiva diminuindo a pressão neutra da

tensão total. A vantagem desse ensaio é que ele é relativamente mais rápido que o CD e por isso é muito aplicado. (Pinto, 2006)

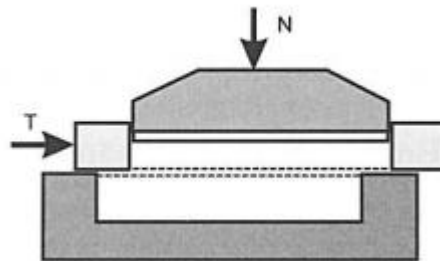
**Ensaio não adensado não drenado:** Aumenta-se a pressão hidrostática da câmara e logo em seguida já se aplica a tensão axial, não permitindo qualquer forma de drenagem e alteração no volume, no caso do corpo de prova estar saturado. Por não haver a necessidade de aguardar qualquer forma de drenagem do corpo de prova o ensaio é o mais rápido dentre os 3 abordados nesse tópico.

### 1.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Segundo Pinto (2006) “O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento”, no ensaio aplica-se uma tensão perpendicular a um plano e mede-se a tensão de ruptura.

Na figura 6 podemos ver um esquema de como funciona o ensaio, onde a força perpendicular  $N$  simula a tensão confinante do solo e  $T$  a tensão cisalhante que na equação 3 são representadas pelos símbolos  $\sigma$  e  $\tau$  respectivamente.

Figura 6: Desenho esquemático de equipamento para ensaios de cisalhamento direto



Fonte: Pinto, 2006

Como podemos ver na figura 7 o equipamento cria um plano de ruptura por cisalhamento forçando o corpo de prova a romper neste plano. Essa é uma situação adversa ao campo onde o solo irá romper no plano de maior fragilidade.

Stark & Poepel (1994) afirmam que o ensaio de cisalhamento direto é muito eficiente para medir a resistência de pico, porém para fazer medições de resistência residual não é o ideal. Isso se deve ao fato do equipamento não atingir o deslocamento necessário para a caracterização da resistência residual. Uma possibilidade para simular esse deslocamento seria realizar várias reversões na caixa, porém isso faz com que esse deslocamento não seja de forma contínua como aconteceria no campo.

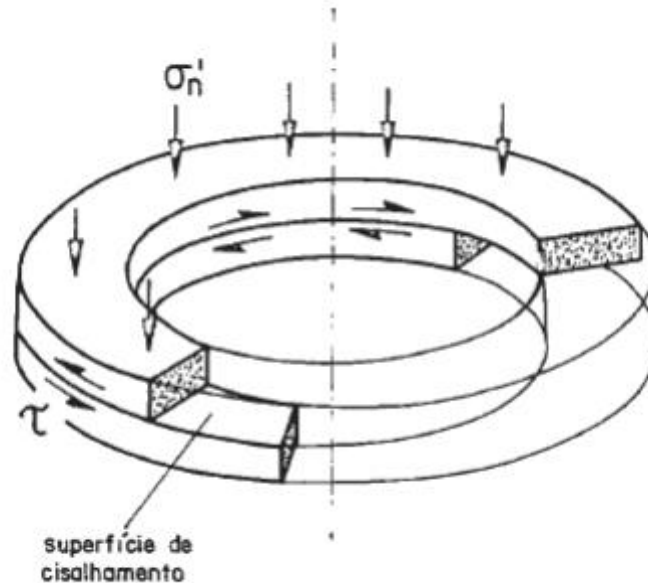
### 1.2.3 Ring Shear

De acordo com Stark & Poeppel (1994) o ensaio Ring Shear foi desenvolvido inicialmente por Bromhead (1979) e o equipamento construído pela Wykeham-Farrance Ltd. Head e Epps (2011) afirma que Bromhead desenvolveu o ensaio inicialmente para ser aplicado em solos coesivos.

Segundo Head e Epps (2011) a vantagem do ensaio Ring Shear é que ele permite grandes deformações sem a necessidade de fazer reversões (como no caso do ensaio de cisalhamento direto), melhorando a medição da resistência residual. Stark & Poeppel (1994) ainda afirmam que outra vantagem do ensaio Ring Shear é o fato de poder ser feito com pouca supervisão, uma vez que não há a necessidade fazer reversões, e que pode ser feito com pequenas amostras. O fato de usar amostras pequenas também pode ser uma desvantagem segundo o autor quando trabalhamos com materiais anisotrópicos.

Para o ensaio aplica-se uma carga normal ( $\sigma_n$ ) que simula a tensão confinante do solo e uma torção ( $\tau$ ) que representa a tensão cisalhante. A amostra é moldada de forma anelar e, assim como no ensaio de cisalhamento direto, cria-se um plano de cisalhamento bem definido, como nota-se na figura 7.

Figura 7: Desenho esquemático do equipamento de ensaio Ring Shear



Fonte: Bishop *et al* (1971)

#### 1.2.4 Incertezas associadas aos ensaios de laboratório

O tipo de ensaio e o equipamento usado têm influência no resultado encontrado, ou seja, uma mesma amostra ensaiada em dois equipamentos diferentes trará resultados diferentes para uma mesma variável.

Essa incerteza advinda do ensaio deve-se ao fato do equipamento tentar simular uma situação *in situ* e por mais próxima que essa situação seja do campo ainda cria-se novas variáveis influenciando o resultado.

Bishop (1971) afirma que entre as principais desvantagens do equipamento Ring Shear estão às altas concentrações de deformações pontuais e incertezas quanto à direção das tensões pontuais.

Segundo Skempton (1985) os ensaios Ring Shear costumam apresentar uma redução dos valores de ângulo de atrito residual de 1 a 5°. Tan (1998) afirma que o ensaio Ring Shear apresenta valores menores de ângulo de atrito quando comparado ao cisalhamento direto devido às limitações que o cisalhamento direto apresenta.

Segundo Filho (1987) nos ensaios triaxiais podemos observar um atrito no pistão, esse pistão é utilizado para aplicar carga axial no corpo de prova. Dependendo do equipamento utilizado para o teste esse atrito pode ser maior ou menor, porém não pode-se descartar o fato de esse atrito influenciar no resultado do teste visto que nem toda carga

aplicada é transmitida ao corpo de prova. Filho (1987) ainda afirma que para se minimizar esse efeito é possível fazer uma calibração no equipamento colocando uma correção sobre os resultados, desta forma mitigando a influência do equipamento no resultado.

Considerações provenientes do formato do ensaio (tamanho do corpo de prova em relação à camada que este representa) também criam incertezas, Neto (2019) ensaiou pequenas amostras representando camadas de solo muito maiores considerando essas camadas com as mesmas características da amostra. Essas incerteza inerente dos ensaios de laboratório deve ser levadas em conta no dimensionamento e comparação de dados, sabendo que o resultado é uma aproximação do valor real.

### 1.3 VALORES TÍPICOS DE ÂNGULO DE ATRITO DE AREIAS

#### 1.3.1 Valores típicos de ângulo de atrito de areias

Muitos fatores influenciam no ângulo de atrito de areias como visto anteriormente, fazendo com que solos arenosos apresentem alterações significativas com variações entre 25 e 47. Essa grande variação nos valores já nos mostra como uma areia pode se diferir muito de outra em inúmeros aspectos, para se buscar valores menos variáveis é preciso ter mais informações sobre o tipo de solo arenoso que analisado. A figura 8 apresenta valores típicos para ângulo de atrito variando de acordo com a sua compactidade e sua graduação.

Figura 8: Valores típicos para ângulo de atrito referente a compactidade e graduação

		Compactidade	
		fofo	a compacto
<b>Areia bem graduada</b>	de grãos angulares	<b>37</b>	<b>47</b>
	de grãos arredondados	<b>30</b>	<b>40</b>
<b>Areia mal graduada</b>	de grãos angulares	<b>35</b>	<b>43</b>
	de grãos arredondados	<b>28</b>	<b>35</b>

Fonte: Pinto, 2006

Segundo Fleming (1992) o ângulo de atrito do solo tem relação com o material de formação, por exemplo, areias formadas por micas costumam ter valores de ângulo de atrito próximos a 25° enquanto areias formadas por feldspato podem ter ângulo de atrito que



ultrapassa os 40°. Além disso, de acordo com o autor se houver presença de silte raramente o ângulo de atrito supera 30°.

Diversos autores ensaiaram amostras de areias buscando o ângulo de atrito. A figura 9 apresenta um compilado de alguns desses ensaios onde os valores variaram entre 27° e 37°.

Figura 9: Valores de ângulo de atrito presentes na literatura

Name	$\phi_{cv}$ (°)	$e_{max}$	$e_{min}$	$D_{50}$ (mm)	Angularity <sup>a</sup>	% fines	Reference(s)
Erksak	30 ~ 32	0.96	0.53	0.35	SR	3-6	Been et al. (1987b); Ghafghazi and Shuttle (2009); Vaid and Sasitharan (1992)
Kogyuk 350	31	0.83	0.47	0.35	SR to SA	2.2	Been and Jefferies (1985)
Hokksund	27 ~ 32	0.91	0.55	0.39	SA	0	Been and Jefferies (1985); Been et al. (1987a)
Monterey no.0	30 ~ 32	0.82	0.54	0.37	SR	0	Been et al. (1987a)
Beaufort	30 ~ 32					2-10	Been and Jefferies (1985)
Brasted River	32.6	0.79	0.47	0.26		0	Comforth (1964, 1973)
Ham River	33	0.92	0.59	0.20			Bishop and Green (1965)
Ottawa	28.5 ~ 30	0.79	0.49	0.53	R	0	Lee and Seed (1967)
Sacramento River	33	1.03	0.61	0.30	SR to SA	0	Lee and Seed (1967)
Glacial outwash	37	0.84	0.41				Hirschfield and Poulos (1964)
Berlin	33	0.75	0.46				Bolton (1986)
Guinea marine	33	0.90	0.52	0.34			Comforth (1973)
Portland River	36	1.10	0.63	0.34			Comforth (1973)
Leighton Buzzard	33	0.79	0.49	0.67			Houlsby and Hitchman (1988)
Oosterschelde	33.2	0.88	0.56	0.17	SA		Greeuw et al. (1988)
Reid Badfort	32	0.87	0.55	0.24	SA	0	Been et al. (1987a)
Hilton Mines	35	1.05	0.62	0.20	A	2.5	Been et al. (1987a)
Ticino	31	0.89	0.60	0.53	SR	0	Been et al. (1987a)
Toyoura	31	0.87	0.66	0.21	SA	0	Been et al. (1987a)
Hauchipato	35						Been and Jefferies (1985)
Chattahoochee River	32.5	1.10	0.61	0.37	SA		Vesic and Clough (1968)

<sup>a</sup>Notation: "A" denotes angular; "SA" denotes subangular; "R" denotes rounded; "SR" denotes subrounded.

Fonte: Ching et al, (2012) apud Neto (2019)

### 1.3.2 Valores típicos de ângulo de atrito de Areias de Araquari

Segundo Lavalle (2017) o campo experimental de Araquari foi criado com o intuito de estudar o comportamento de estacas em solos arenosos.

Uma característica muito importante quando fala-se de estacas é o ângulo de atrito, a figura 10 apresenta os valores encontrando por Lavalle (2017) para ângulo de atrito nas diversas profundidades ensaiadas em sua pesquisa.

Figura 10: Ângulo de atrito da areia de Araquari

Profundidade (m)	Densidade relativa (%)	Parâmetros de resistência			
		$\phi_{\text{pico}}'$ (°)	$\phi_{\text{cs}}'$ (°)	c' (kPa)	M
3,0	40	33,7	32,9	0,0	1,3
5,0	80	38,0	35,9	0,0	1,5
9,0	60	34,0	33,6	3,0	1,4
12,0	20	23,3	22,8	6,5	0,9
15,4	40	32,8	32,5	2,4	1,3
24,0	30	33,1	32,9	16,1	1,3

Fonte: Lavalle (2017)

Neto (2019) encontrou valores próximos ao de Lavalle para algumas camadas e valores consideravelmente diferentes para outras camadas. Os resultados de Neto (2019) serão descritos no capítulo de materiais e métodos.

#### 1.4PREVISÃO DE CARGA EM ESTACAS: MÉTODO TEÓRICO

Neste tópico apresenta o método teórico para previsão de carga em estacas de forma bem simplificada. Para calcular a capacidade de carga de uma estaca podemos separá-la em duas etapas, a capacidade de carga proveniente do atrito lateral que chamaremos de capacidade de carga lateral e a capacidade de carga proveniente da ponta da estaca que chamaremos de capacidade de carga de ponta.

##### 1.4.12.4.1 Capacidade de carga de ponta

A capacidade de ponta da estaca ( $Q_p$ ) é calculada através da relação descrita na equação 5.

$$Q_p = q_p * A_p \quad (5)$$

Onde:

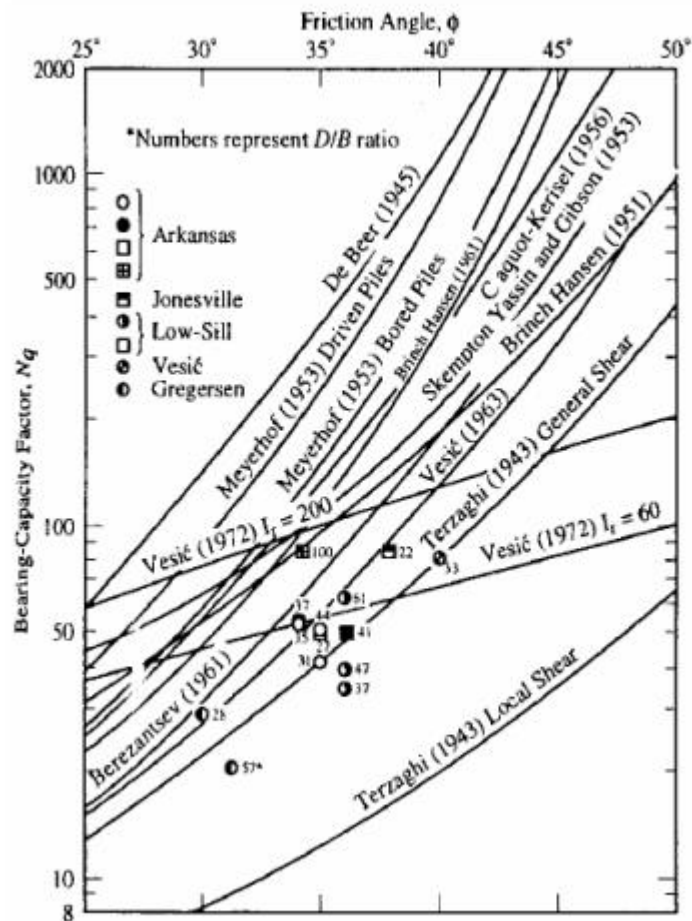
- $Q_p$  - Capacidade de carga de ponta da estaca
- $q_p$  – Resistência última de ponta da estaca
- $A_p$  – Área da seção transversal de ponta da estaca

O  $q_p$  pode ser calculado pela equação 6.

$$q_p = N_q * \sigma'_v \quad (6)$$

Onde  $\sigma'_v$  é a parte referente a tensão vertical na base da estaca e o  $N_q$  varia com grande influência do ângulo de atrito. A figura 11 mostra essa variação e nota-se que se da por uma escala logarítmica, mostrando a importância do ângulo de atrito para essa variável.

Figura 11: Alteração do  $N_q$  pelo ângulo de atrito



Fonte: Berezantzev et al. (1961)

#### 1.4.2 Capacidade de carga lateral

A capacidade de carga lateral é dado pela equação 7.

$$Rl = \int_0^L \pi \cdot D \cdot (\tau') \cdot dz \quad (7)$$

Onde:

- $L$  = comprimento da estaca

- $D$  = diâmetro da estaca
- $\tau'$  = resistência ao cisalhamento

Para calcular a resistência ao cisalhamento ( $\tau'$ ) podemos usar equação 8:

$$\tau' = C'a + \sigma'n \cdot \tan \delta \quad (8)$$

Onde:

- $C'a$  = é o intercepto coesivo no contato solo-estaca
- $\sigma'n$  = é a tensão normal no contato solo-estaca
- $\delta$  = é o ângulo de atrito no contato solo-estaca

Para calcular o ( $\sigma'n$ ) usamos a equação 9:

$$\sigma'n = K_s \cdot \sigma'v \quad (9)$$

Onde:

- $K_s$  = é o coeficiente de pressão do solo
- $\sigma'v$  = Tensão vertical

De forma alternativa, pode-se utilizar um parâmetro chamado parâmetro  $\beta$ , esse parâmetro representa uma correlação entre o coeficiente de pressão e o ângulo de atrito e é calculado pela equação 10.

$$\beta = K_s \cdot \tan \delta \quad (10)$$

Utilizando essa relação, reescreve-se a primeira equação agora em função desse novo parâmetro, resultandona relação descrita pela equação 11.

$$Rl = \pi \cdot D \cdot \int_0^L (\beta \cdot \sigma'v) dv \quad (11)$$

Para cálculo do parâmetro  $\beta$ , pode-se utilizar a relação proposta por Meyerhof (1956) descrita na equação 12.

$$\beta = 0,7 \cdot (\tan \delta - 5) \quad (12)$$

Utilizando as duas últimas equações, determina-se a capacidade de carga lateral da estaca alterando seu diâmetro e seu comprimento no caso de a tensão vertical e o ângulo de atrito de interface ser conhecido.

Ainda segundo Nienov (2016), para areias puras (onde não há coesão), pode-se ignorar o  $C_a$  e reescrever essa relação como apresenta a equação 13.

$$q_1 = K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta \quad (13)$$

Segundo Salgado (2008) pode-se considerar  $\delta = \varphi$  para estacas sem deslocamento, uma vez que o solo irá cisalhar em volta da estaca, pois seu valor de ângulo de atrito interno é menor que o ângulo de atrito entre o solo e a estaca.

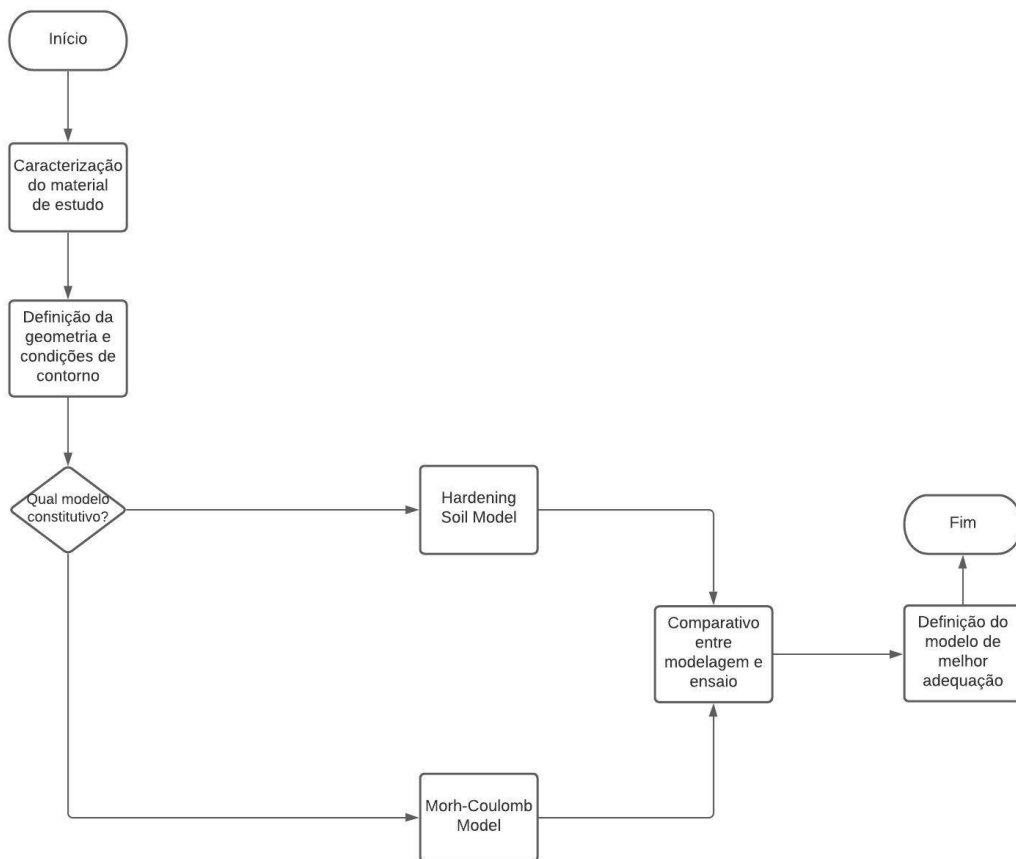
## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

No presente trabalho, resultados de ensaios triaxiais executados em uma areia coletada no campo experimental de Araquari foram utilizados para realização de um conjunto de modelagens numéricas. O presente capítulo apresenta uma breve descrição do campo experimental, da campanha de ensaios executada por Neto (2019), do programa utilizado (PLAXIS 8.2) e aspectos pertinentes para a modelagem numérica.

Será abordada uma breve explicação teórica sobre os modelos constitutivos de Mohr-Coulomb e Solo com Endurecimento presentes no software PLAXIS, também a geometria utilizada e as condições de contorno consideradas para simulação.

A figura 12 apresenta um fluxograma com as etapas do seguinte trabalho de forma simplificada. As etapas mostradas são: Caracterização do material de estudo, Definição da geometria e condições de contorno, escolha do modelo constitutivo (*Hardening Soil Model* ou *Mohr-Coulomb Model*), comparativo entre modelagem e os ensaios e definição do modelo de melhor adequação.

Figura12 : Fluxograma com etapas do trabalho



Fonte: Autor

## 2.1 CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI

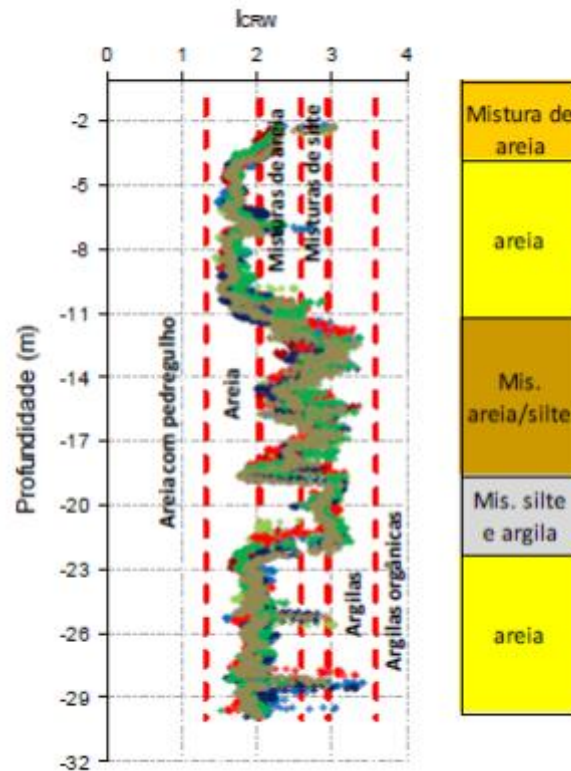
O campo experimental de Araquari fica localizado na cidade de Araquari no estado de Santa Catarina no sul do Brasil. O campo experimental é fruto de uma parceria de diferentes instituições, como Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Universidade Federal do Paraná (UFPR) e Universidade do Estado de Santa Catarina (UDESC). O principal objetivo do campo é investigar os mecanismos de interação solo estaca (*pile-soil interaction mechanisms*) através da execução de estacas instrumentadas

O solo da região do campo experimental em grande parte é de origem sedimentar das rochas graníticas que temos presentes em abundância em Santa Catarina (Nienov, 2016). Segundo Horn Filho (1995) essa formação se dá pelo movimento de grandes corpos de água, sendo parcialmente formado por sedimentos marinhos, também tendo presente sedimentos continentais, flúvio-marinhos e lagunares.

Diversos testes foram feitos no local para caracterização do solo, ao total foram dezoito (18) testes realizados por duas (2) empresas distintas. Para caracterização do solo foram realizados 3 ensaios do tipo SPT (Standard Penetration Test), 2 ensaios do tipo SMDT (Dilatométrico com medida sísmica?) e 6 ensaios do tipo CPTu (ensaio de Piezocone) pela empresa GEOFORMA e 7 ensaios CPTu pela empresa FUGRO totalizando 13 ensaios do tipo CPTu, 2 ensaios SMDT e 3 ensaios SPT.

Analisando os 7 ensaios de CPTu da empresa FUGRO, Nienov (2016) utilizando a classificação de Robertson e Wride (1998) nos apresenta nos apresenta o perfil estratigráfico do solo, como podemos observar na figura 13. Da referida figura, observa-se um perfil de composição predominantemente arenosa: Camada superficial de misturas de areia de 2,5 metros de espessura, seguida de camada arenosa de 8,5 metros espessura, camada de mistura de areia silte de 7,5 metros, camada de mistura de silte argila de 4 metros e camada arenosa de 7 metros.

Figura 13: Perfil estratigráfico do solo do campo experimental de Araquari

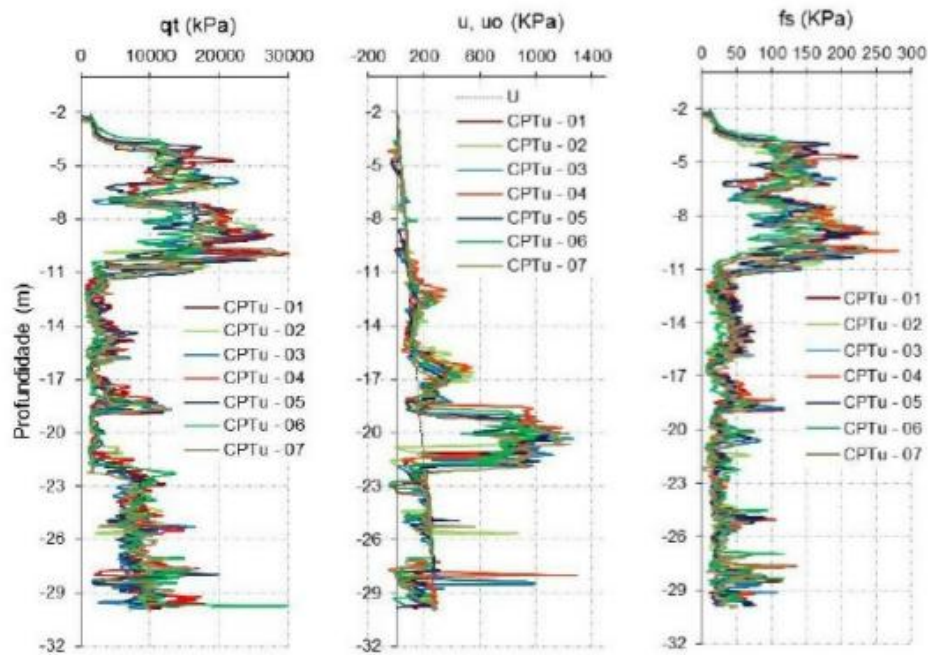


Fonte: Nienov (2016)

Segundo Neto (2019) há um comportamento homogêneo do solo quando analisamos os 7 ensaios de CPTu realizados pela empresa FUGRO. Nienov (2016) apresenta a sobreposição desses 7 ensaios graficamente mostrando visualmente essa homogeneidade como podemos ver na figura 14. Na figura 14 são apresentadas sobrepostas as medidas de  $q_t$  (resistência de ponta),  $u$  e  $u_0$  (medidas de poropressão) e  $f_s$  (atrito lateral). Observa-se que a camada de areia de 3 a 11 m apresenta maior resistência (maior  $q_t$  e  $f_s$ ) que as demais camadas de misturas de areia e silte. Ainda, que de 18 a 21 m existe a presença de material classificado como silte argiloso, que desenvolve menores resistências e excesso de poropressão ( $u$ ).



Figura 14: Ensaios CPTu no campo experimental de Araquari



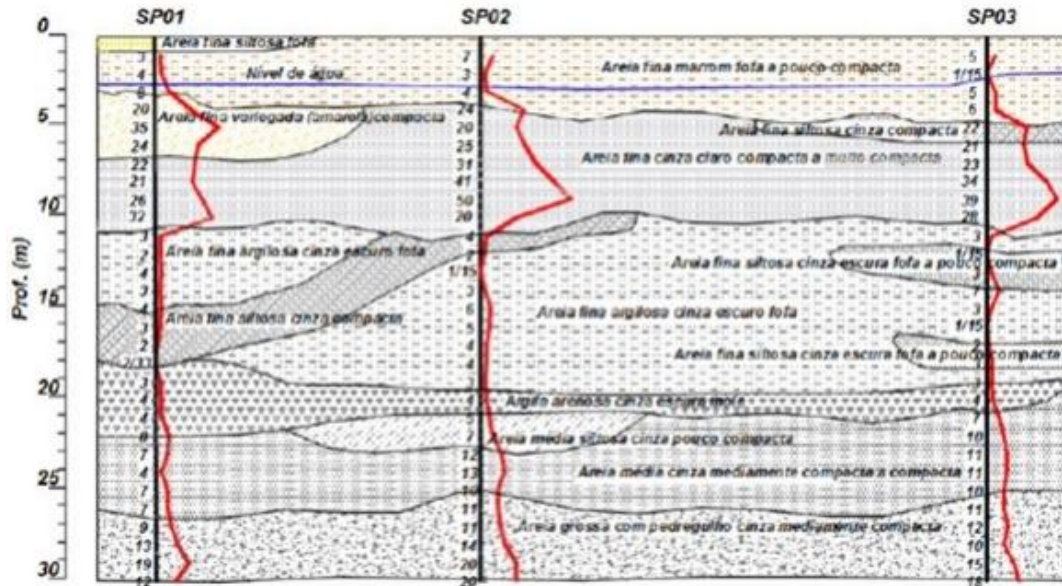
Fonte: Nienov (2016)

Nos ensaios SPT são retiradas amostras deformadas a cada metro, Lavallo (2017) caracterizou 23 dessas amostras entre a profundidade 3 e 24 metros através do método do peneiramento, e em profundidades específicas também se fez necessário o uso de sedimentação e análise de plasticidade pelos limites de Atterberg (prof. de 19 a 21 m, para análise do material classificado como silte argilosos).

Através da análise dos ensaios de caracterização, Lavallo (2017) encontrou areia fina até a profundidade de 17 metros, silte argiloso dos 18 ao 22 metros, e areia grossa nas profundidades de 23 e 24 metros. Na areia fina da primeira camada Lavallo notou uma presença maior de finos a partir dos 12 metros, com 23% de finos, em quanto que a parte inicial da camada apresentava 16%.

Nienov (2016) também analisou os resultados dos ensaios de SPT e então chegou à um perfil geológico-geotécnico do solo baseado, a figura 15 mostra um corte transversal que ilustra esse resultado. Desta figura pode-se observar a caracterização de camadas arenosas e misturas de areias similares nos diferentes pontos, segundo Nienov (2016) o perfil geotécnico apresenta características de depósito sedimentar sendo formado por lentes horizontais e o autor o descreve como “*depósito arenoso entremeada com camada de solo coesivo de pequena espessura*”.

Figura 15: Perfil geológico-geotécnico do campo experimental de Araquari

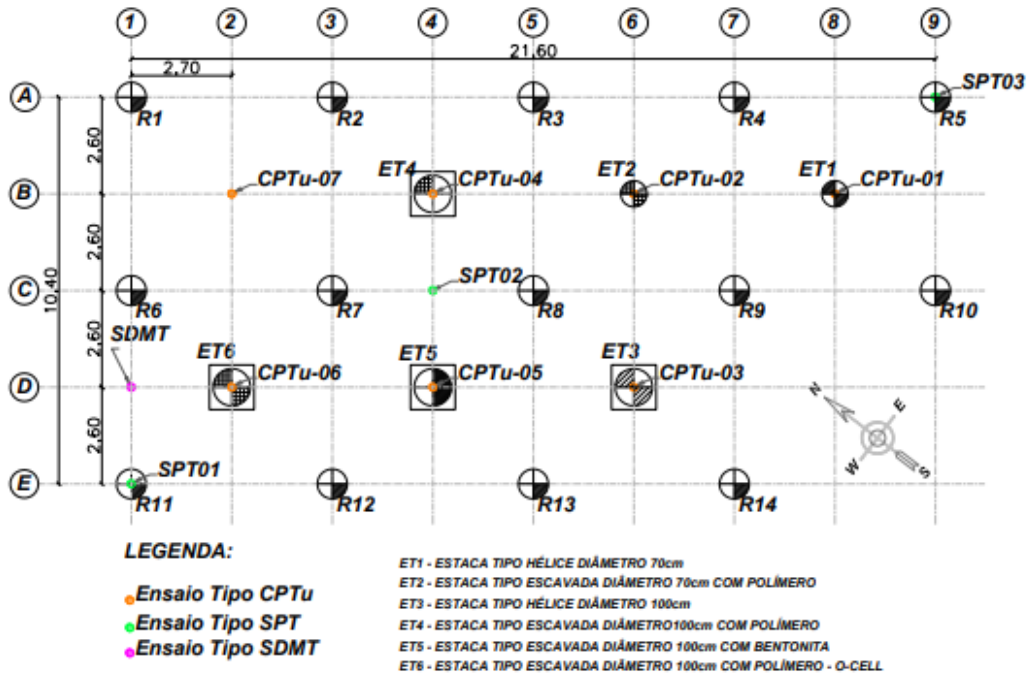


Fonte: Nienov (2016)

Quando observa-se em conjunto as análises de SPT feitas por Lavallo (2017) e as análises de SPT e CPTu feitas por Nienov (2016) pode-se notar uma correlação. Como era esperado a camada com menor teor de finos apresenta uma resistência de ponta ( $q_t$ ) maior, na ordem de 10000 a 30000 kPa, e uma resistência lateral ( $f_s$ ) maior, na ordem de 100 a 250 kPa, quando comparado com as outras camadas; também pode ser observado que a camada de silte argiloso existe uma poro-pressão maior, entre 600 a 1400 kPa, quando comparado com as outras camadas.

No campo experimental de Araquari/SC foram executadas 6 estacas, sendo duas delas do tipo hélice contínua, três delas escava com polímero e uma escava com bentonita. A figura 16 apresenta a posição das estacas e os locais dos ensaios de campo realizados no local.

Figura 16: Ensaios e estacas no campo experimental de Araquari



Fonte: Nienov (2016)

### 2.1.1 Estaca ET-06

A estaca ET-06 tem diâmetro de um metro e 24 metros de comprimento, ela é do tipo escavada com o auxílio da lama bentonítica. Para a Estaca ET-06 foram realizados ensaios de prova de carga convencional e prova de carga bidirecional (osterberg). As amostras estudadas por Neto (2019) foram retiradas próximas a estaca ET-06. Neste sentido, os resultados apresentados no presente trabalho podem ser utilizados para prever o comportamento desta estaca.

### 2.2 ENSAIOS DE NETO (2019)

Neste item é apresentado brevemente o equipamento utilizado por Neto (2019) para a realização de ensaios triaxiais e um resumo dos resultados obtidos. Os resultados de Neto (2019), utilizados como referência no presente trabalho, foram realizados em amostras de solo próximas da estaca ET-06 do campo experimental de Araquari.

### 2.2.1 Equipamento Triaxial

Neto (2019) realizou uma serie de ensaios triaxiais utilizando o equipamento do Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). O equipamento é formado por 4 partes principais:

- Sistema hidráulico: Conjunto de tubulações, válvulas e medidores de pressão que tem por objetivo regular, medir e aplicar a pressão do equipamento.
- Câmara triaxial: Onde se posiciona o corpo de prova com amostras de 1,5” de diâmetro e 3” de altura, que tem por objetivo distribuir a tensão e garantir a estanqueidade quando necessário.
- Sistema de aplicação de deslocamento vertical: Responsável aplicação de deslocamento até a ruptura;
- Sistema de aquisição de dados: Sistema automático composto por um *datascan7220* e *software Triax 4.2* responsável pela leitura e aquisição dos dados do ensaio.

A figura 17 mostra esses 4 conjuntos que formam o equipamento triaxial da UFSC.

Figura 17: Equipamento para ensaio triaxial (a) Sistema hidráulico (b) câmara triaxial (c) Sistema de aplicação de deslocamento vertical (d) Sistema de aquisição de dados



Fonte: Neto (2019)

O sistema hidráulico, além do mostrado na foto, também é composto por 2 colunas de mercúrio e 2 servo-motores (figura 18) sendo esses últimos responsáveis pela aplicação de carga.

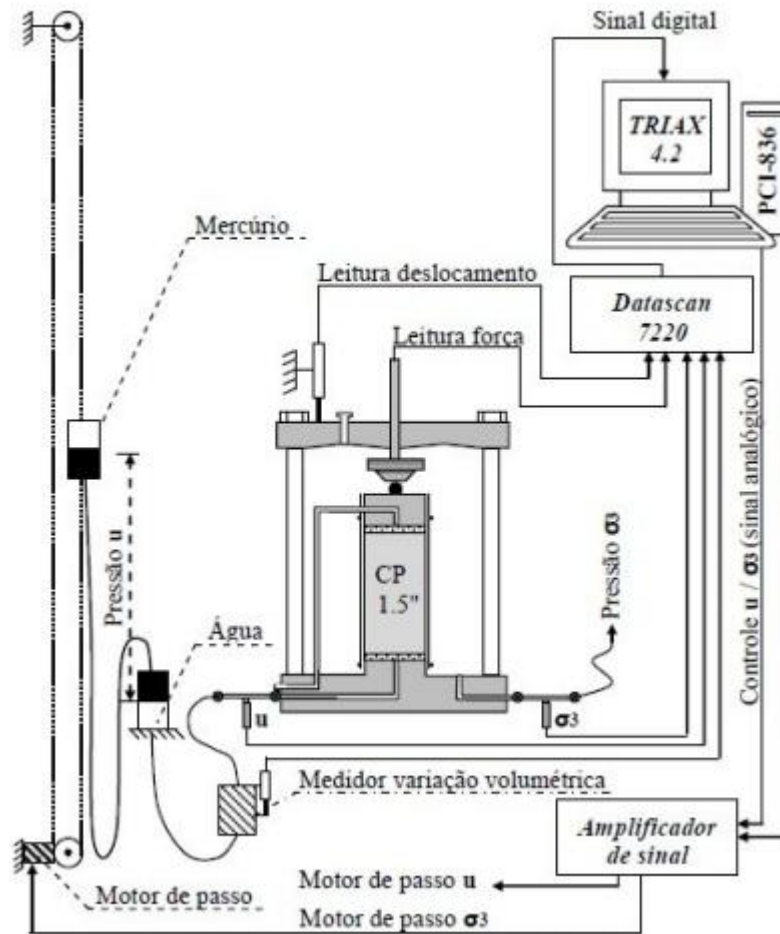
Figura 18: Coluna de mercúrio e servo-motores do sistema hidráulico



Fonte: Neto (2019)

A figura 19 apresenta um esquema desse conjunto e como esses componentes interagem durante a realização do ensaio.

Figura 19: Representação esquemática dos componentes de ensaio triaxial



Fonte: Espíndula (2011)

### 2.2.2 Procedimento triaxial

Segundo o trabalho de Neto (2019) os corpos de prova foram moldados de acordo com as normas BS-1377part8 1990 utilizando molde tri partido fixados na base da câmara por 4 *o' rings* como mostra a figura 20. Neto (2019) dispôs o solo em um molde de 3 camadas cujo controle de compactação foi efetuado por meio de um gabarito com alturas demarcadas para cada camada. Após a moldagem do corpo de prova foram colocadas pedras porosas no topo e base e posicionado um *topcap* na parte superior do corpo de provas.

Figura 20: Equipamentos e materiais utilizados na moldagem do corpo de prova



Fonte: Neto (2019)

Os ensaios triaxiais foram realizados na modalidade Consolidados Isotropicamente Cisalhados Drenado (CID) com a seguinte configuração: inicialmente com o corpo de prova submetido a uma pequena tensão confinante (10kPa) saturou-se o corpo de prova por fluxo ascendente, sendo mantida a percolação até o volume de água percolada atingir o dobro do volume de vazios do corpo de prova; na sequência aplicou-se a tensão de consolidação ( $\sigma_3$ ) observando o tempo necessário para a saída de água do CP dado pela leitura da variação volumétrica; após isso seguiu-se para a aplicação da tensão desviadora ( $\sigma_d$ ) até a ruptura do corpo de prova, usando como critério de ruptura a estabilização da variação volumétrica. O critério de ruptura ocorreu com uma deformação axial próxima dos 20% para a maioria dos ensaios (Neto, 2019).

Para o tratamento de dados, Neto (2019) usou a relação apresentada na equação 13 para calcular a tensão de desvio (q) sendo esta calculada em kPa.



$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (13)$$

Onde:

- $\sigma'_1$  = Tensão efetiva principal maior em kPa
- $\sigma'_3$  = Tensão efetiva principal menor em kPa

Segundo Neto (2019) pode-se considerar a tensão intermediária ( $\sigma'_2$ ) igual a tensão menor ( $\sigma'_3$ ) por ter realizado ensaio de compressão triaxial convencional, dessa forma a relação para o cálculo da tensão efetiva média ( $p'$ ) é apresentado na equação 14. Deformação axial ( $\epsilon_a$ ) pela equação 15 e a deformação volumétrica ( $\epsilon_v$ ) pela equação 16.

$$p' = \frac{(\sigma'_1 - 2 * \sigma'_3)}{2} \quad (14)$$

$$\epsilon_a = \frac{\Delta H}{H_c} \quad (15)$$

Onde:

- $\Delta H$  = Variação da altura do corpo de prova
- $H_c$  = Altura inicial do corpo de prova após a consolidação

$$\epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_c} \quad (16)$$

Onde:

- $\Delta V$  = Variação do volume do corpo de prova
- $V_c$  = Volume inicial do corpo de prova após consolidação

Usando as relações acima Neto (2019) elaborou os gráficos de deformação volumétrica por deformação axial, tensão de cisalhamento por deformação axial e tensão de cisalhamento por tensão principal efetiva. Através dos referidos gráficos foi verificada a estabilização de deformação volumétrica e das tensões cisalhantes, foram traçadas as trajetórias de tensão e definida a envoltória de ruptura pelo critério de Mohr-Coulomb. Com

base na envoltória foram determinados os ângulos de atrito para as máximas tensões cisalhantes.

Para determinação do ângulo de atrito no estado crítico ( $\varphi'_{cv}$ ) Neto (2019) determinou primeiramente o valor do parâmetro M (Inclinação da linha de regime permanente no plano p'-q), através da equação 17 e depois o valor do ângulo de atrito no estado crítico pela equação 18. Os valores encontrado pelo autor serão utilizados de forma direta no presente trabalho. Ou seja, não será feita uma reinterpretação dos resultados.

$$M = 6 * \frac{\sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (17)$$

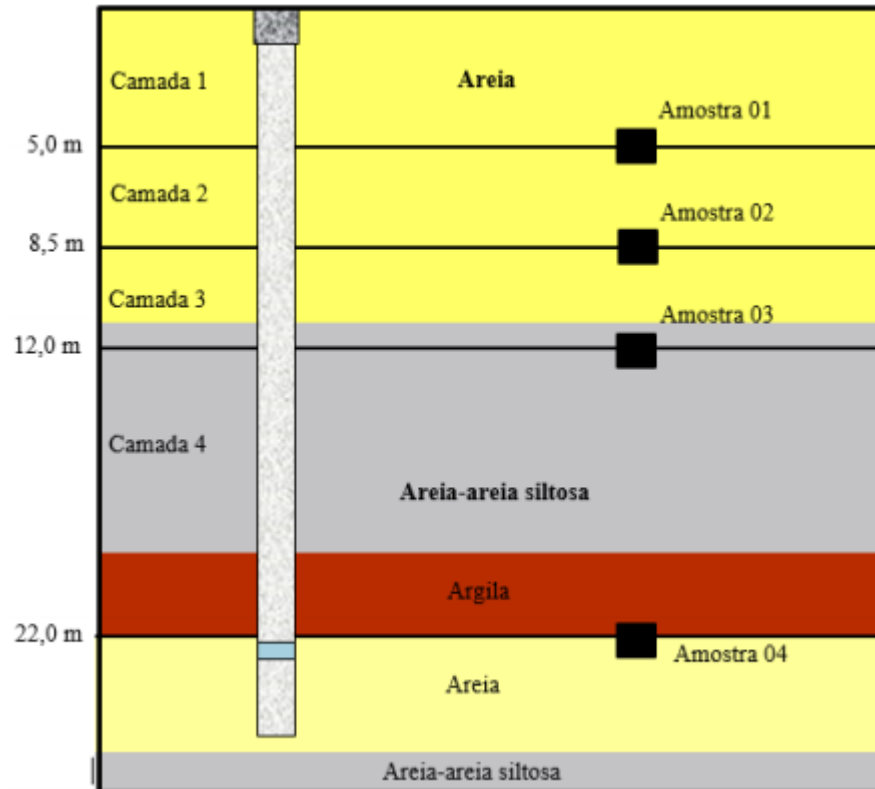
Onde  $\varphi$  é o valor do ângulo de atrito obtido no ensaio de compressão triaxial

$$\varphi'_{cv} = \sin^{-1} * \frac{3M}{6+M} \quad (18)$$

### 2.2.3 Resumo dos resultados

Neto (2019) ensaiou 4 amostras de solo, cada uma delas retirada de uma profundidade diferente e representa uma camada diferente do perfil de solo. Amostra 1, retirada na profundidade de 5 m, representa a camada arenosa de 0,0 a 5,0 m; amostra 2, retirada na profundidade de 8,5 m representa a camada de 5,0 a 8,5 metros; amostra 3, retirada na profundidade de 12 m representa a camada de 8,5 a 12 metros; e amostra 4, retirada na profundidade de 22 m representa a camada de 12 a 22 metros. A figura 21 representa o perfil de solo e suas camadas.

Figura 21: Camadas de solo e amostras



Fonte: Neto (2019)

Para a primeira camada, na profundidade de 5 metros, Neto (2019) determinou através de ensaios triaxiais a resistência ao cisalhamento do solo ( $q$ ) de 97, 260 e 420 kPa para as respectivas tensões normais de 50, 100 e 150 kPa.

Para a camada de profundidade de 8,5 metros analisada por Neto (2019), a resistência ao cisalhamento do solo foi de 140, 230 e 375 kPa para as respectivas tensões de 50, 100 e 150 kPa. O ângulo de atrito máximo para essa profundidade é de  $37,4^\circ$

Na terceira amostra a resistência ao cisalhamento do solo foi de 110, 220 e 375 kPa para as respectivas tensões normais de 50, 100 e 150 kPa. O ângulo de atrito máximo foi de  $37,6^\circ$

Para a quarta camada, coletada na profundidade de 22 metros, Neto (2019) determinou a resistência ao cisalhamento igual a 150, 275 e 425 kPa, para as tensões de normais de 50, 100 e 150 kPa, respectivamente. O ângulo de atrito máximo do solo foi de  $38,4^\circ$ .

A tabela 1 apresenta um resumo dos resultados de Neto (2019) e também os valores de ângulo de atrito encontrados por Lavallo (2016) que realizou ensaios triaxiais em amostras

de solo do mesmo campo experimental de Araquari. O ângulo de atrito será de especial interesse ao presente trabalho por ser um dado de entrada para o PLAXIS.

Tabela 1: Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais de Neto (2019)

Z é a profundidade, Dr é a densidade relativa,  $\lambda_{LIC}$  é o gradiente da linha de compressão isotrópica,  $\lambda_{LEC}$  é o gradiente da linha de estado crítico,  $\phi'$  é o ângulo de atrito definido a partir de ensaios.

<b>z (m)</b>	<b>Dr (%)</b>	<b><math>\lambda_{LIC}</math></b>	<b><math>\lambda_{LEC}</math></b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b><math>\phi'</math> Lavallo(°)</b>
5	81	0,052	0,060	38	38
8,5	75	0,030	0,040	37,4	34
12	20	0,098	0,122	37,6	22,4
22	30	0,200	0,226	38,4	33,1

Fonte: Neto (2019)

## 2.3 MODELO EM ELEMENTOS FINITOS

O modelo do ensaio foi criado com o auxílio do software Plaxis que é um programa computacional desenvolvido pela Bentley Systems para análises geotécnicas através do método de elementos finitos, permitindo análises em duas dimensões (2D) ou três dimensões (3D). No presente trabalho foi utilizada a versão 8.2 para análises bi-dimensionais.

Através do programa foram modelados ensaios triaxiais utilizando como dados de entrada um conjunto de ensaios realizados por Neto (2019) em amostras provenientes do campo experimental de Araquari/SC. Os resultados das simulações feitas pelo programa foram confrontados com os dados dos ensaios com o intuito de verificar a adequação dos modelos adotados para a previsão do comportamento do material.

Plaxis é um programa modular dividido em 4 módulos: módulo de entrada de dados, módulo de cálculo, módulo de saída de dados, módulo de construção de curvas.

### 2.3.1 Entrada de dados

Neste primeiro módulo definem-se os dados da simulação como geometria da simulação, os tipos de solo e suas características, a malha de elementos finitos, poropressão, posição das cargas, condições iniciais e condições de contorno.

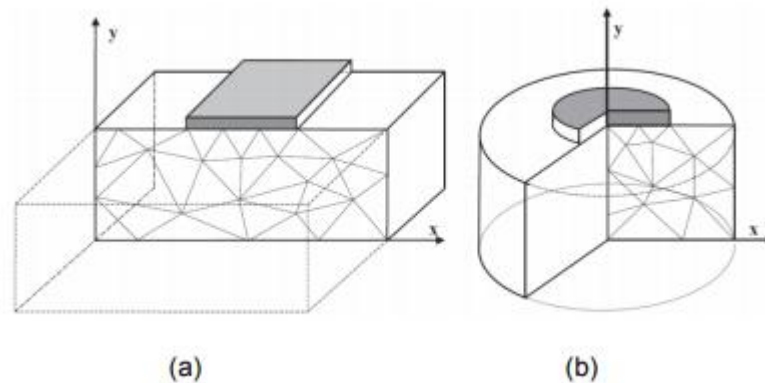
### 2.3.1.1 Características dos elementos utilizados

O programa apresenta 2 opções de modelações bi-dimensionais, uma para condição de deformação plana e outra para análise em axissimetria.

Segundo Texeira (2006) a condição de deformação plana descreve o estado presente em estruturas longas com carregamentos uniformes, onde não ocorre deformação em um dos eixos. Como ilustra a figura 22 (a).

Já a modelagem em axissimetria (figura 22, b) permite representar um modelo 3D através de um eixo de simetria que é rotacionado. Neste contexto, a representação axissimétrica é mais adequada para a modelagem do corpo de prova submetido a ensaio triaxial. A ilustração do conceito de axissimetria pode ser visualizado na figura 22(b) (Mamaqnai, 2014)

Figura 22: Condições de modelagem (a) Deformação Plana (B) Axissimetria



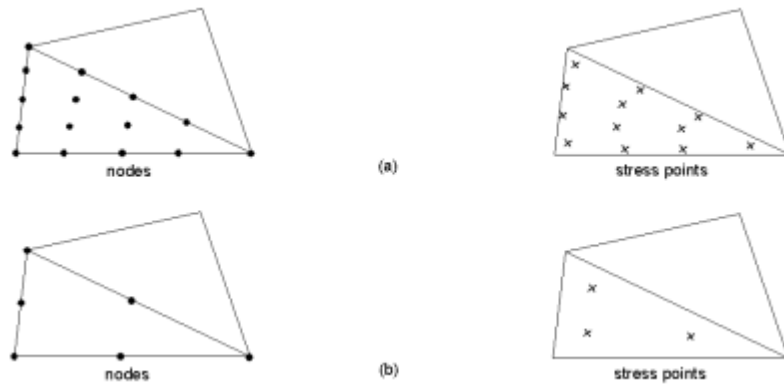
Fonte: Plaxis 2011

Em relação a geração da malha de elementos finitos o programa subdivide a geometria em elementos triangulares de forma automática. Cabendo ao usuário escolher se deseja uma malha mais grosseira ou refinada. De forma geral, quanto mais fina a malha mais preciso são os resultados e mais tempo de processamento é necessário.

Ainda, ao usuário do plaxis é permitida apenas a escolha de triângulos de 6 ou 15 nós (nós – pontos onde a solicitações são calculadas). O triângulo de 6 nós contém 6 pontos utilizados para o cálculo de deslocamento, 3 pontos de tensão e 3 pontos de deformação como representado pela figura 23(b). O triângulo de 15 nós contém 15 pontos de deslocamento, 12 pontos de tensão e 12 pontos de deformação como representado pela figura 23(a). O programa irá calcular deslocamento, tensão e deformação nesses pontos e eles podem ser selecionados

para construção das curvas posteriormente. Triângulos de 15 nós foram utilizados na presente pesquisa.

Figura 23: (a) triângulo de 15 nós (b) triângulo de 6 nós

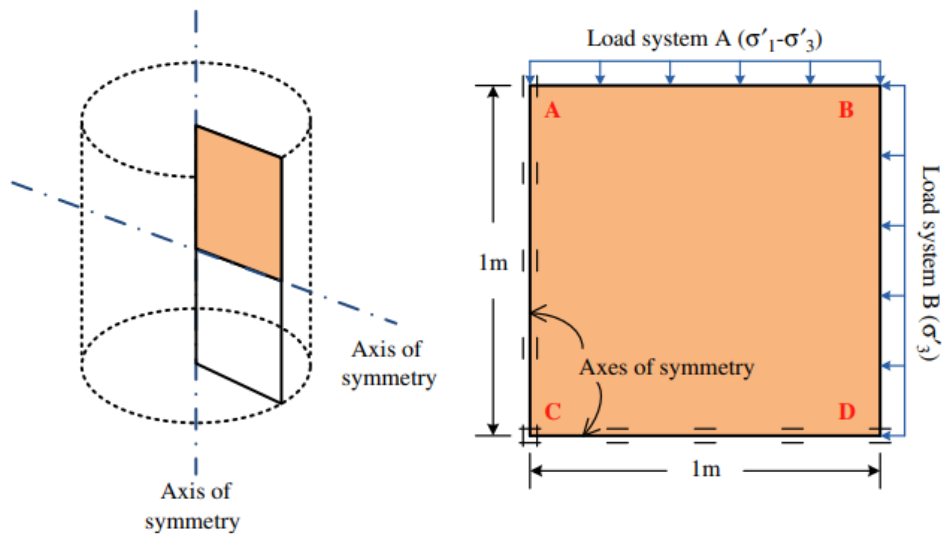


Fonte: Brinkgreve et. al. (2002)

### 2.3.1.2 Geometria

Brinkgreve et. al. (2002), Surarak et. al. (2012) sugerem que para simular ensaios triaxiais em solos não reforçados devemos utilizar uma geometria simétrica de 1m x 1m que representa  $\frac{1}{4}$  do corpo de prova do ensaio. São restringidos os deslocamentos normais aos planos de simetria. A Figura 24 representa graficamente essa geometria.

Figura 24: Geometria do ensaio dentro do Plaxis



Fonte: Surarak, C. et. al. (2012)

A figura 24 também mostra a distribuição de carga nos pontos que representam as partes externas do corpo de prova, ou seja, a face superior e a face direita. A face esquerda e a face inferior representam o centro do corpo de prova e, portanto não tem carga aplicada.

### 2.3.1.3 Modelos constitutivos

O programa apresenta alguns modelos constitutivos para os materiais utilizados, os modelos escolhidos para serem utilizados como referência no presente trabalho foram o modelo de solo com endurecimento (*Hardening Soil Model – HSM*) e o Modelo de Mohr-Coulomb (*Mohr-Coulomb Model – MC*). Ambos os modelos são modelos elásto-plásticos

Segundo Surarak *et al.* (2012) os modelos elásticos lineares ou elásticos não lineares apresentam resultados muito diferentes da realidade para simulação de ensaios triaxiais e os modelos elástico-plásticos tem mais acurácia. Entre os modelos elástico-plásticos podemos destacar o modelo de Mohr-Coulomb e o Modelo de Solo com Endurecimento.

Segundo Texeira (2006) o Modelo de Solo com Endurecimento se baseia na teoria da elasticidade incluindo a dilatância e plastificação do solo em seus cálculos. Ainda segundo Texeira (2006) a característica desse modelo é a variação da rigidez incluindo os módulos de rigidez secante correspondente a 50% de  $\sigma$  ( $E_{50}$ ), módulo de rigidez de descarregamento/rearregamento ( $E_{ur}$ ) e módulo de rigidez oedométrico  $E_{oed}$ , ou seja, conforme a carga aplicada vai aumentando o material também altera o seu módulo de elasticidade.

Inicialmente o modelo de solo com endurecimento foi implementado no programa PLAXIS como uma extensão do modelo de Mohr-Coulomb (MC). A maior diferença entre os modelos MC e HSM reside na forma que o programa utiliza o módulo de rigidez nos seus cálculos e sua posterior influência na construção gráfica. No Modelo Mohr-Coulomb apenas 1 módulo de rigidez é adotado (elasticidade linear), já no modelo de solo endurecimento cadastra-se 3 módulos de rigidez que transformam a curva tensão deformação em uma curva hiperbólica e com muito mais pontos para a sua construção.

Uma breve descrição dos modelos MC e HSM é apresentado na sequência para contextualização.

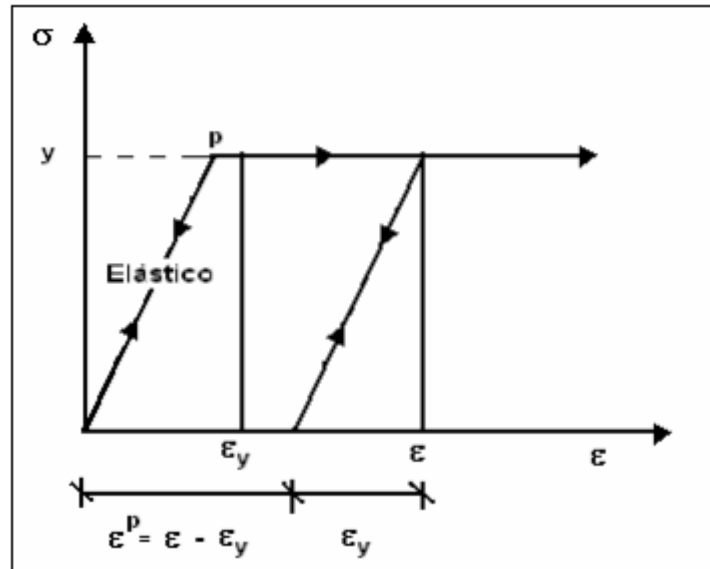
#### 2.3.1.3.1 Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (MC).

O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb é um modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A fase elástica do modelo é considerada elástica linear e é definida pelo módulo de Young ( $E$ ) e pelo coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

A figura 25 mostra o comportamento tensão deformação de um modelo elasto-plástico, com elasticidade linear e sem endurecimento ou amolecimento. Até o ponto **P** o material tem um comportamento elástico linear, a partir do ponto **P** o material começa a apresentar um comportamento plástico. Quando a tensão atinge o valor de  $y$ , a deformação não será mais recuperada no descarregamento.



Figura 25: Comportamento de uma material elasto-plástico no carregamento axial



Fonte: Texeira (2006)

Segundo Dienstmann (2011) o modelo MC utilizado no software plaxis tem um comportamento elástico até o momento da ruptura, não ocorrendo endurecimento ou amolecimento do material por não haver fluxo plástico. Ainda segundo a autora, a envoltória de ruptura ou plastificação é dada pela relação descrita na equação 18.

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (18)$$

Onde:

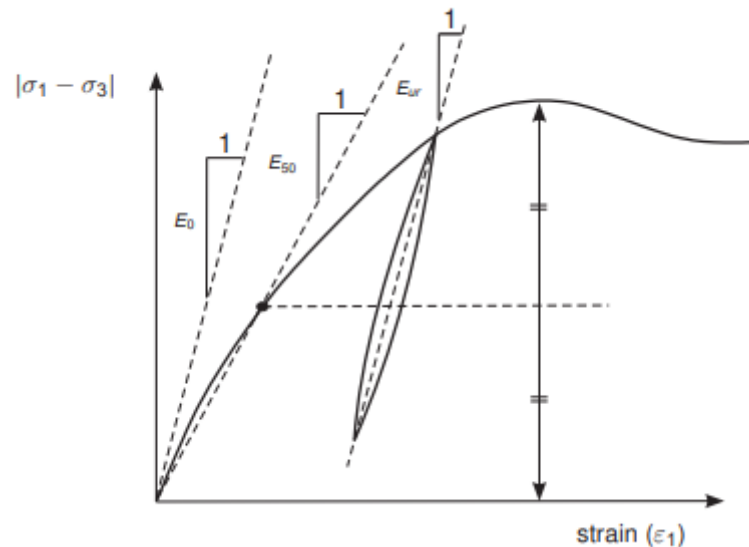
- $c'$  = coesão
- $\tau$  = tensão de cisalhamento
- $\sigma$  = tensão normal no plano de ruptura
- $\varphi'$  = ângulo de atrito

Dienstmann (2011) ainda afirma que o modelo tem ampla aplicação devido ao fato dos parâmetros serem obtidos por ensaios habituais de laboratório e pela extensiva aplicação do seu critério de ruptura.

Observando a tendência de comportamento não linear para geometrias em PLAXIS (PLAXIS, 2015b) é destacada a importância de uma definição adequada do valor do módulo de elasticidade  $E$  a ser adotado. De forma geral, pode-se adotar um módulo elástico  $E_0$ ,

módulo tangente ao trecho inicial da curva, ou um módulo secante, como o  $E_{50\%}$ . O módulo secante  $E_{50\%}$  é obtido a partir de uma reta secante que passa pela origem e pelo ponto que representa 50% da máxima tensão. Um módulo secante como o representado na figura abaixo pode melhor representar o comportamento do material.

Figura 26: Módulos de elasticidade em uma curva tensão deformação



Fonte: PLAXIS (PLAXIS, 2015b)

#### 2.3.1.3.2 Modelo constitutivo de Solo com Endurecimento (HSM)

Segundo Texeira (2006) o modelo HSM foi desenvolvido partindo das relações descritas pelo modelo hiperbólico (Duncan e Chang, 1970), porém difere do mesmo, pois se baseia na teoria da elasticidade e leva em consideração o fenômeno da dilatância.

Ainda segundo Texeira (2006) o modelo não apresenta uma relação fixa entre o módulo eodométrico e o módulo de Young como acontece nos modelos baseados na teoria da elasticidade. Dessa forma, o gráfico tensão deformação passa a ter um comportamento hiperbólico. Comportamento esse que é descrito pela equação 19.

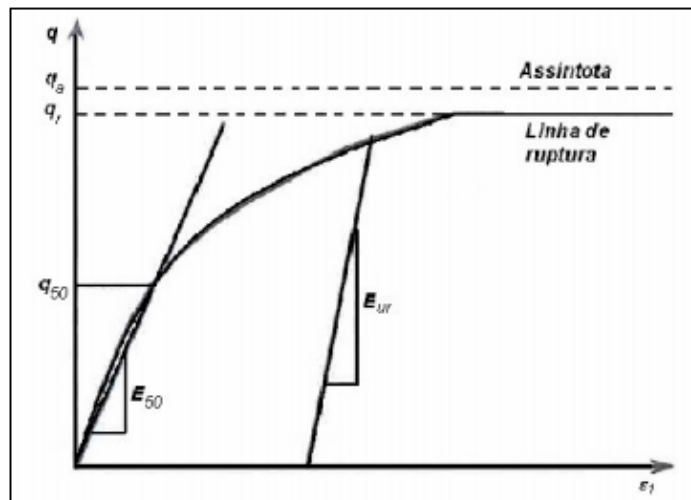
$$\epsilon = \frac{1,00}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}, \text{ para } q > q_f \quad (19)$$

Onde:

- $q_a$  = Valor assintótico da resistência ao cisalhamento
- $q_f$  = Valor correspondente a ruptura (dado pelo critério de Mohr-Coulomb)

A figura 27 Ilustra um gráfico de tensão deformação construído a partir da relação descrita na equação 19. Nota-se que ela apresenta um comportamento hiperbólico até o momento da ruptura. A linha de ruptura é dada pelo critério de Mohr-Coulomb (Texeira, 2006)

Figura 27: Gráfico tensão deformação de um modelo hiperbólico

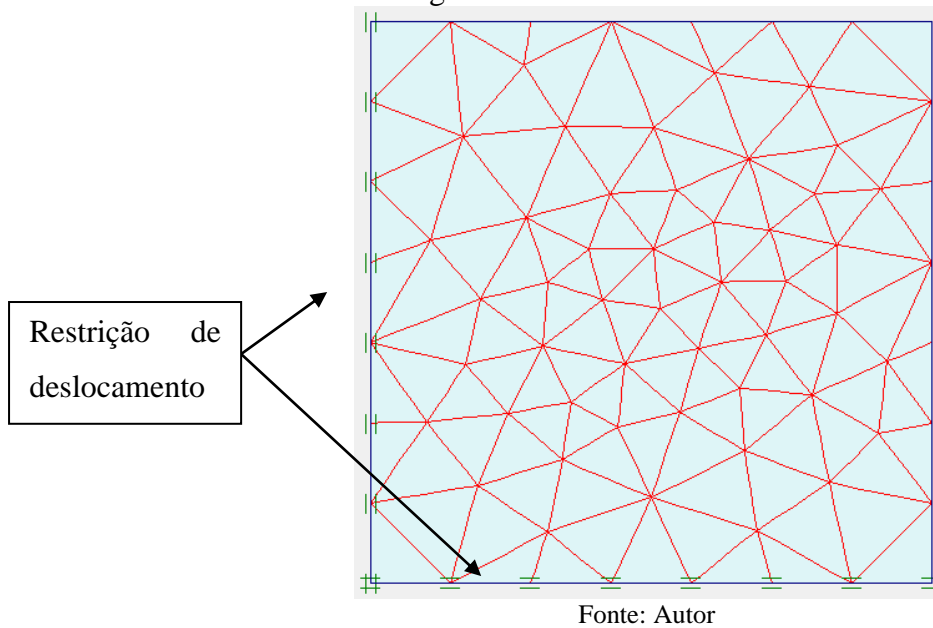


Fonte: Texeira (2006)

#### 2.3.1.4 Condições iniciais e malhas de elementos finitos adotada

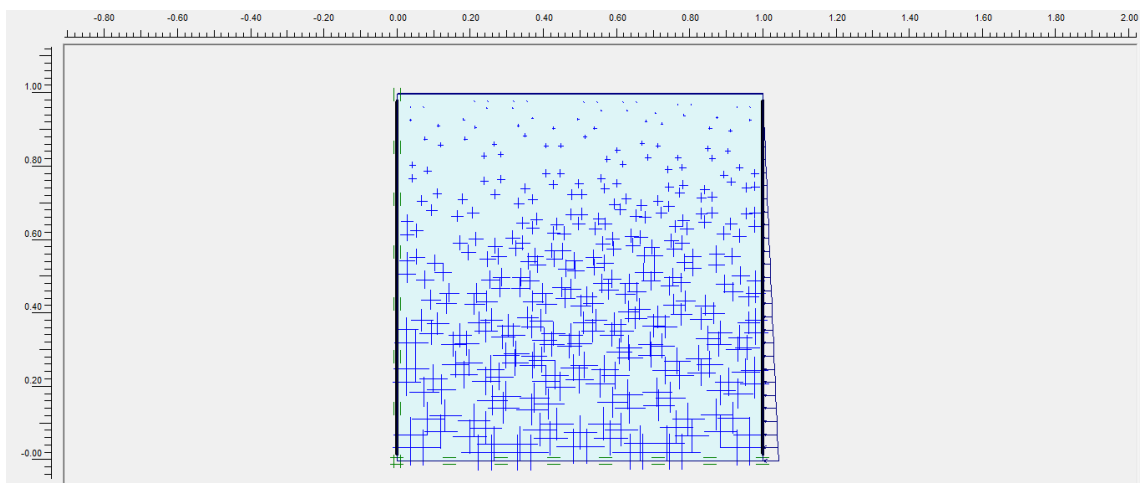
Conforme já destacado, o programa Plaxis gera automaticamente a malha de elementos finitos para a geometria escolhida, ao usuário é dada uma opção de malha mais fina ou mais grossa. A versão 8.2 apresenta as seguintes opções de malha: *Very coarse*, *coarse*, *médium*, *fine*, *very fine*. A opção utilizada no seguinte trabalho foi *coarse*, na figura 28 esta a representação da malha utilizada. As dimensões utilizadas foram as recomendadas em literatura 1m x 1m. As condições de contorno aplicadas também são apresentadas na figura e referem-se a restrição de deslocamentos nas faces inferior e lateral esquerda.

Figura 28: Malha de elementos finitos



Após definida a geometria, as condições de contorno, e gerada a malha de elementos finitos é necessário estabelecer as condições iniciais. O programa trás predefinido o peso da água, podendo ser alterado caso o solo esteja na presença de outro líquido ou em alguma outra condição. Nas simulações foram mantidas as predefinições e a influência da água está representada na figura 29. Assim, representa-se uma amostra saturada.

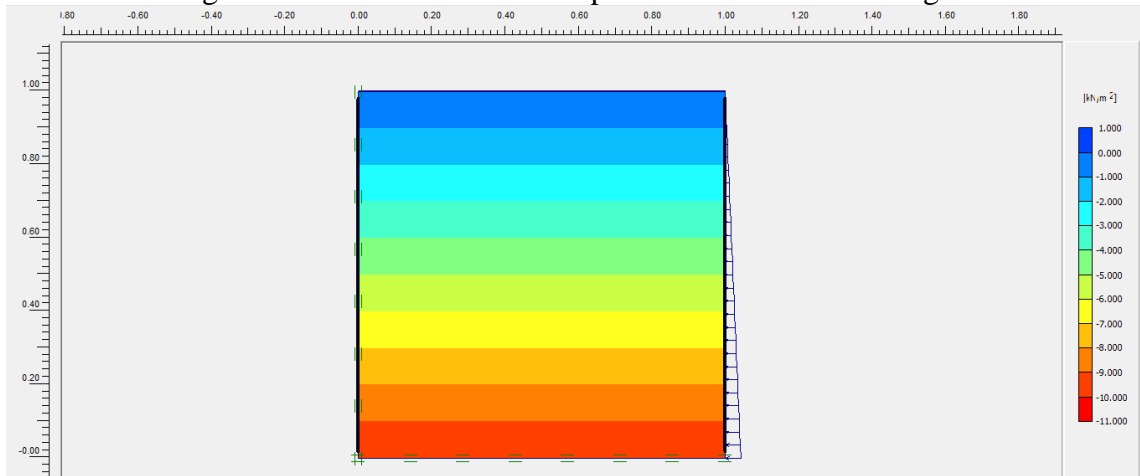
Figura 29: Efeito da água no corpo de prova



Fonte: Autor

A Figura 30 apresenta o aumento de tensão em cada camada do corpo de prova, o acréscimo acontece de forma linear do topo até a base do corpo de prova.

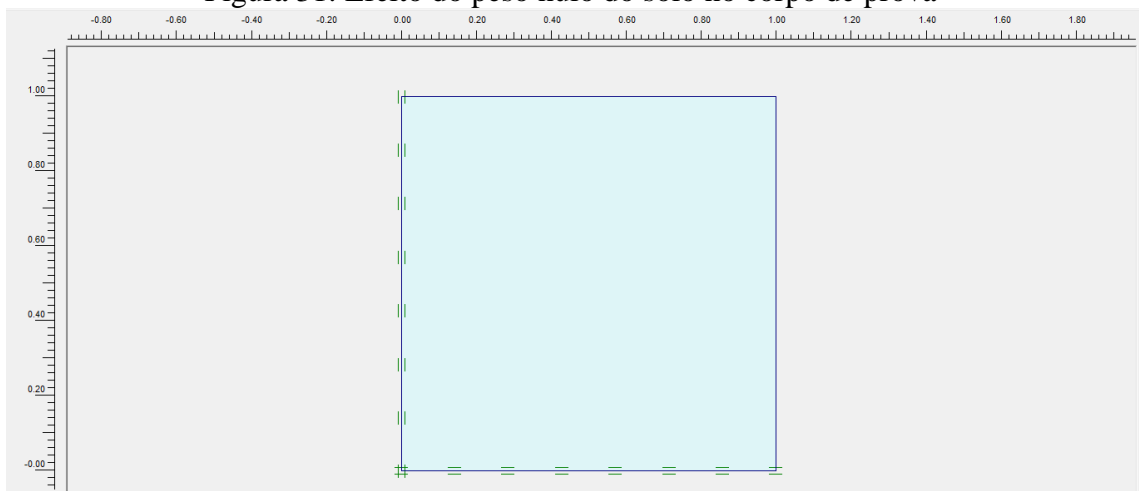
Figura 30: Acréscimo de tensão proveniente do efeito da água



Fonte: Autor

A distribuição das tensões devido ao peso do solo é outra predefinição obrigatória para as rotinas de cálculo do programa. Como no ensaio triaxial não existem camadas sobre o ponto de avaliação e as tensões internas não são conhecidas, assumiu-se um peso nulo do solo. A figura 31 apresenta o efeito do peso do solo.

Figura 31: Efeito do peso nulo do solo no corpo de prova



Fonte: Autor

### 2.3.2 Módulo de cálculo

Neste módulo é definida a análise que se deseja efetuar, ao usuário dá-se a opção de escolher entre *plastic calculation*, *consolidation analysis* e *phi-c reduction*. Segundo Texeira (2006) devemos utilizar a primeira em análises elasto-plásticas, a segunda onde há geração e dissipação de poropressão em função do tempo e a terceira para cálculos do fator de segurança. No presente trabalho foram modelados ensaios drenados em todas as etapas (ensaios do tipo CID), assim, utilizou-se a análise do tipo *plastic calculation*, onde todos os incrementos de tensão são incrementos diretos nas tensões efetivas.

Neste módulo também é permitido dividir a análise em fases, podendo o usuário modificar a intensidade das cargas e ativar ou desativar os elementos cadastrados no módulo de entrada de dados, para simular carregamentos e/ou escavações.

A simulação do ensaio triaxial a análise foi dividida em 3 fases:

- Fase 1: Nesta fase define-se a carga da face superior e da face direita com valor igual a carga de confinamento inicial do problema (50 kPa, 100 kPa ou 150 kPa). Essa fase representa a aplicação da tensão confinante.
- Fase 2: Nesta fase incrementa-se a carga distribuída na face superior de forma que o solo não possa suportar a tensão. Essa fase representa o cisalhamento por incremento da tensão axial.
- Fase 3: Nesta fase retira-se a tensão da face superior do corpo de prova representando uma descarga do corpo de prova após o cisalhamento.

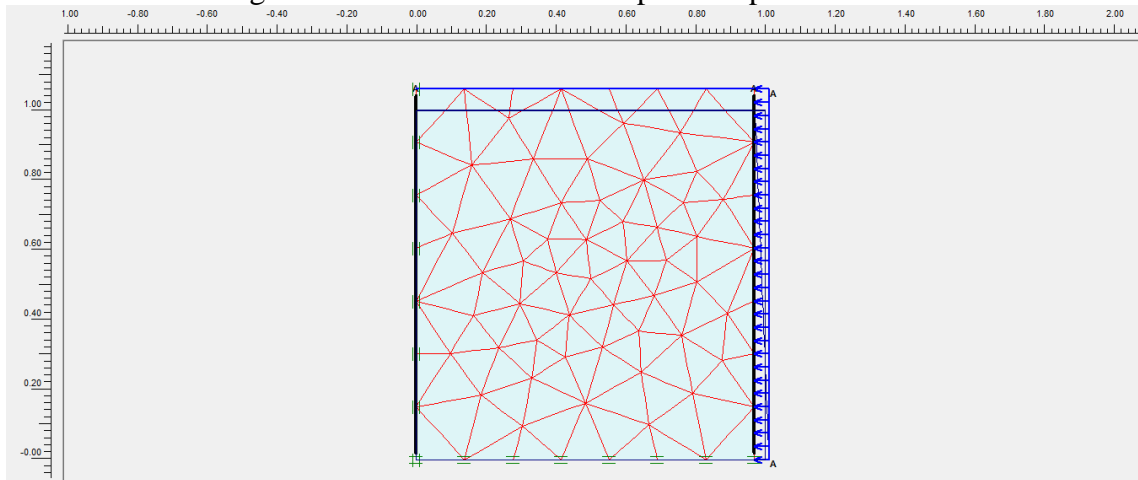
A fase 3 é de uso opcional para simulações de ensaios triaxiais dentro do Plaxis visto que as 2 primeiras fases já trazem a carga máxima suportada pelo solo e, como no presente trabalho, muitas vezes não é representada graficamente. Desta forma muitos autores não utilizam a fase 3 em seus testes.

### 2.3.3 Módulo de saída de dados

Neste módulo o programa apresenta os dados após todas as etapas de cálculo, mostrando a malha deformada e permitindo ao usuário analisar as tensões, deformações e deslocamento.

A precisão dos dados aqui apresentados depende das opções escolhidas pelo usuário na fase de entrada de dados. A figura 32 representa um exemplo de malha deformada.

Figuram 32: Malha deformada após a etapa de cálculo



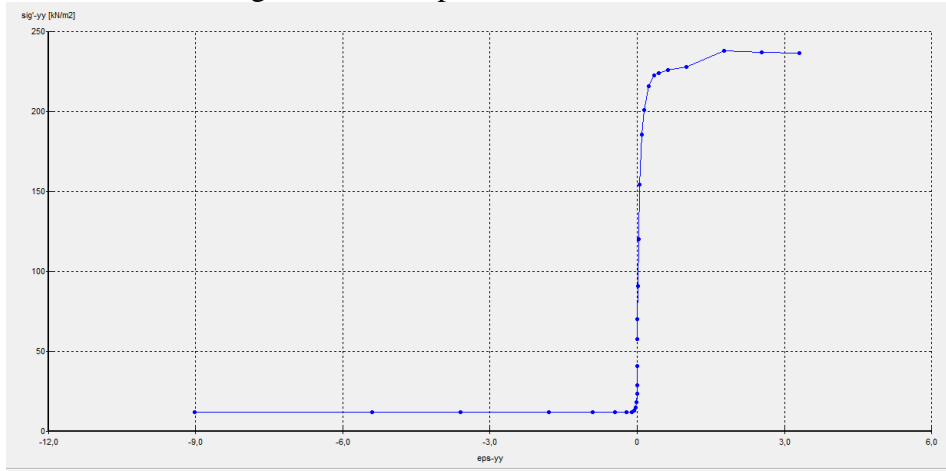
Fonte: Autor

### 2.3.4 Módulo de construção de curvas

Este módulo permite o usuário construir gráficos em formato de curvas, por exemplo tensão por deformação ou força por deslocamento. Também é permitido ao usuário ver os dados em formato de tabela e copiar/colar diretamente em programas de planilha eletrônica.

Esse recurso foi utilizado para extrair valores em pontos de interesse do problema. Estes pontos foram então levados para o software Excel para automatizar os cálculos, trabalhar os dados obtidos e plotá-los em um mesmo gráfico com os dados do ensaio obtidos por Neto (2019). Foi observado que as ferramentas de construção gráfica do PLAXIS são bem limitadas quando comparadas com o Excel, principalmente quando precisamos trabalhar os dados obtidos. A imagem 33 representa um exemplo de curva construído dentro do programa PLAXIS.

Imagem 33: Exemplo de curva do PLAXIS



Fonte: Autor.



### 3 RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados das simulações comparados com os valores dos ensaios realizados por Neto (2019).

#### 3.1 MOHR-COULOMB MODEL

Com base nos resultados de Neto (2019) foram realizadas simulações no programa PLAXIS com o intuito de validar a aplicação do modelo constitutivo *Mohr-Coulomb Model* (MC) para representação do comportamento da areia de Araquari, SC. Neste sentido, foram realizadas simulações com os parâmetros caracterizados por Neto (2019), para quatro diferentes profundidades do perfil, amostras 5 metros; 8,5 metros; 12 metros e 22 metros. Os parâmetros adotados nestas simulações encontram-se descritos na Tabela 2:

Tabela 2: Parâmetros de entrada do MC no PLAXIS

Profundidade	Tensão de adensamento	Ângulo de atrito	Coesão	E50	$\nu$ (nu)
5 metros	50 kPa	38°	0,1	1200	0,3
5 metros	100 kPa	38°	0,1	4300	0,3
5 metros	150 kPa	38°	0,1	8100	0,3
8,5 metros	50 kPa	37,4°	0,1	7000	0,3
8,5 metros	100 kPa	37,4°	0,1	6500	0,3
8,5 metros	150 kPa	37,4°	0,1	9375	0,3
12 metros	50 kPa	37,6°	0,1	1100	0,3
12 metros	100 kPa	37,6°	0,1	2750	0,3
12 metros	150 kPa	37,6°	0,1	7000	0,3
22 metros	50 kPa	38,4°	0,1	3500	0,3
22 metros	100 kPa	38,4°	0,1	5750	0,3
22 metros	150 kPa	38,4°	0,1	9375	0,3

Fonte: Autor

Observa-se que para cada profundidade analisada foram simuladas as três (3) tensões de confinamento adotadas, 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa. Os valores de ângulo de atrito adotados variaram de acordo com a profundidade sendo utilizados os valores de 37,4 a 38,4° com base em Neto (2019). Uma coesão de 0,1 kPa foi considerada de acordo com a indicação do programa para que não ocorram erros nas rotinas de cálculo.

Para realização das análises foi utilizado o módulo elástico de 50% ( $E_{50\%}$ ) que foi obtido através da curva de tensão deformação apresentada por Neto (2019). Sendo definido um módulo para cada tensão confinante. Os valores variam de 1100 kPa a 9375 kPa.

Para efeitos comparativos, as saídas (resultados de tensão deformação) do programa foram limitadas as deformações até 20%, respeitando o mesmo critério de parada usado por Neto (2019) nos ensaios de laboratório. Na sequência são apresentados os comparativos diretos dos resultados das simulações e curvas de laboratório para as diferentes profundidades avaliadas. (Nota-se que alguns resultados do modelo não alcançam a deformação de 20%)

### 3.1.1 Profundidade de 5 metros

Os resultados das simulações com a utilização dos parâmetros característicos da profundidade de 5 m são apresentados nas Figuras 34 e 35. Nestas figuras, os resultados de laboratório também são apresentados, visando um comparativo direto.

Os valores da tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) de pico foram de 166 kPa, 323 kPa e 479 kPa para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Os resultados dos ensaios feitos por Neto (2019), para as mesmas tensões confinantes foram de 139, 266 e 432 kPa.

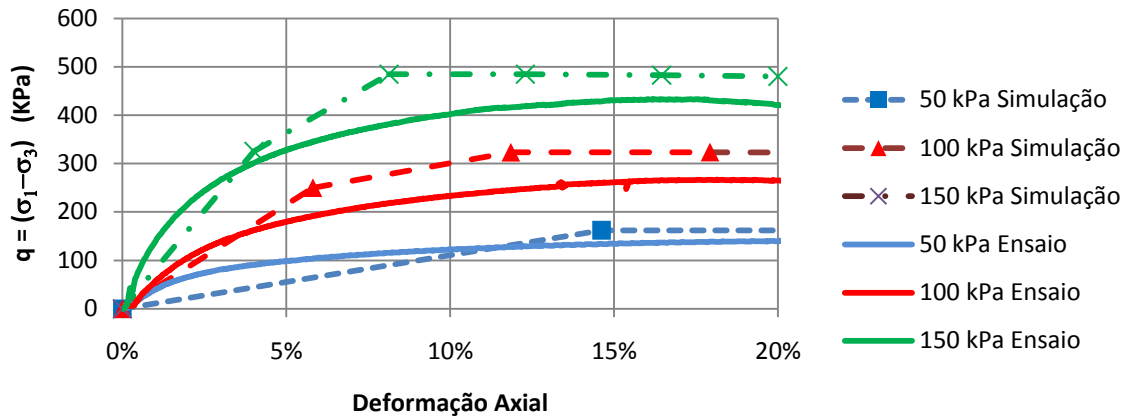
Nota-se que os valores simulados foram maiores que os valores apresentados em laboratório para as três tensões de confinamento avaliadas, sendo que a maior discrepância foi observada entre a simulação e resultado de laboratório obtido para a tensão de confinamento de 100 kPa. Nesta tensão, a diferença entre resultado numérico e resultado de laboratório foi de 21%. Para a tensão de confinamento de 50 kPa foi de 17% e para a de 150 kPa foi de 11% como mostra a tabela 3.

Tabela 3: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 5 metros de profundidade MC

Valores encontrados para uma deformação de 20%			
Tensão confinante	q (PLAXIS)	q (Neto, 2019)	Varição em %
50 kPa	162,00	139,00	17%
100 kPa	323,00	266,00	21%
150 kPa	479,00	432,00	11%

Fonte: Autor

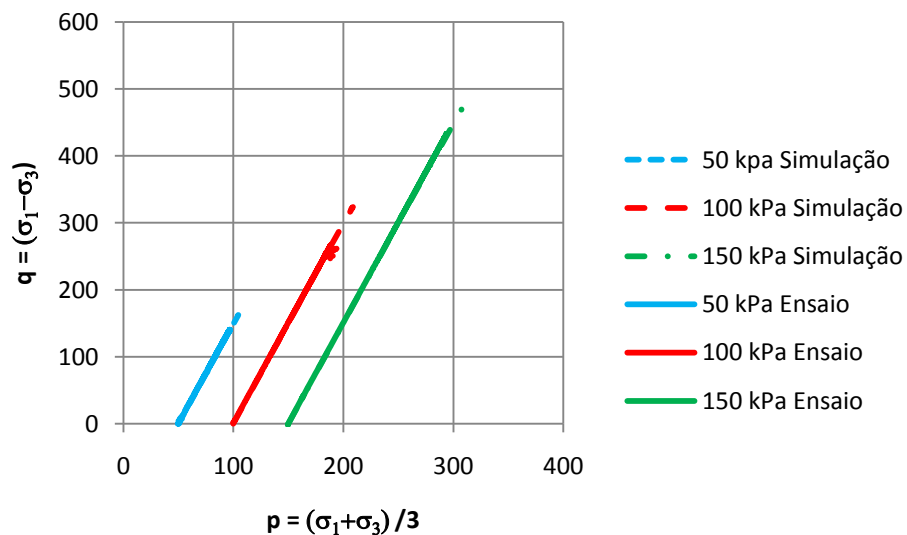
Imagem 34: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 5 metros MC



Fonte: Autor

Nas figuras 35, abaixo, são apresentadas as trajetórias de tensão (espaço  $p \times q$ ) simuladas e as caracterizadas em laboratório. Observa-se desta figura, que apesar das discrepâncias observadas nas tensões cisalhantes mobilizadas, quando representada a evolução de tensões, o modelo numérico é capaz de reproduzir o mesmo comportamento de laboratório, produzindo trajetórias de tensão adequadas. No entanto, neste espaço também é possível verificar que os resultados da modelagem apresentam valores maiores que os medidos em laboratório.

Figura 35: Trajetória de tensão para a profundidade de 5 metros MC



Fonte: Autor

### 3.1.2 Profundidade de 8,5 metros

Os resultados das simulações referentes a profundidade de 8,5 m são apresentados nas Figuras 36 e 37. Nestas figuras, os resultados de laboratório também são apresentados, visando um comparativo direto.

Os valores de tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) de pico foram de 156 kPa, 312 kPa e 468 kPa para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Os resultados dos ensaios feitos por Neto (2019), para as mesmas tensões confinantes foram de 142, 279 e 380 kPa.

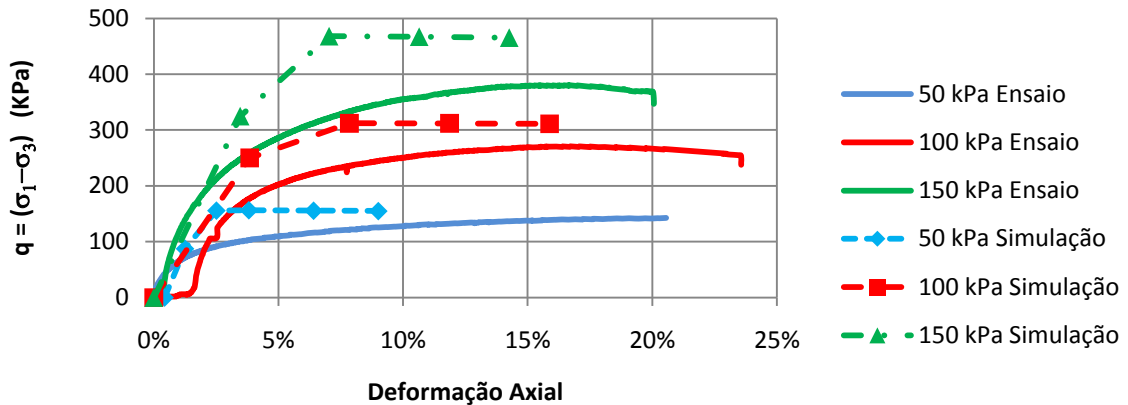
Nota-se que os valores simulados ficam maiores que os valores apresentados em laboratório para as três tensões de confinamento avaliadas, sendo que a maior discrepância foi observada entre a simulação e resultado de laboratório obtido para a tensão de confinamento de 150 kPa. Nesta tensão, a diferença entre resultado numérico e resultado de laboratório foi de 23%. Para a tensão de confinamento de 50 kPa foi de 10% e para a de 100 kPa foi de 12% como mostra a tabela 4.

Tabela 4: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 8,5 metros de profundidade MC

Valores encontrados para uma deformação de 20%			
Tensão confinante	q (PLAXIS)	q (Neto, 2019)	Varição em %
50 kPa	156,00	142,00	10%
100 kPa	312,00	279,00	12%
150 kPa	468,00	380,00	23%

Fonte: Autor

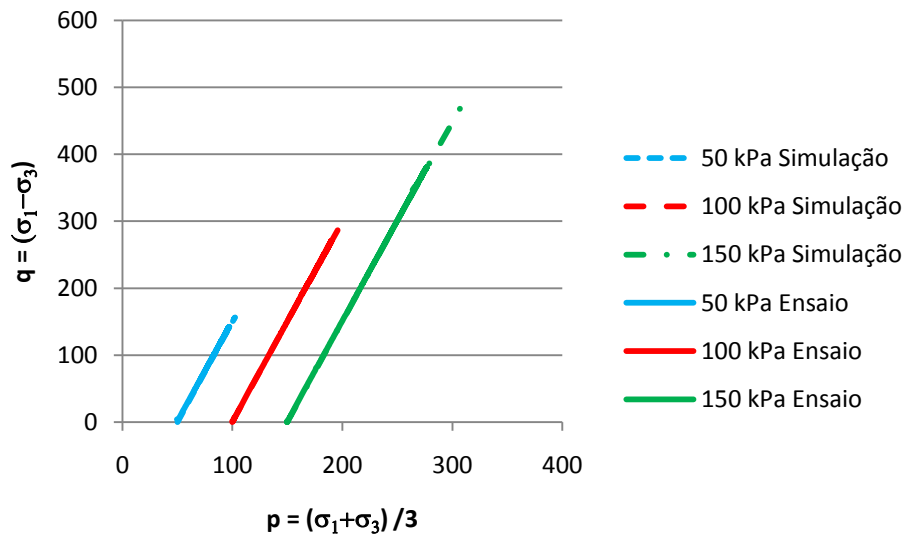
Figura 36: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 8,5 metros MC



Fonte: Autor

Na figura 37, abaixo, são apresentadas as trajetórias de tensão (espaço  $p$  x  $q$ ) simuladas e as caracterizadas em laboratório. Como no caso anterior, pode-se observar a caracterização adequada das trajetórias modeladas em comparativo com os resultados de laboratório. No entanto, neste espaço também é possível verificar que os resultados da modelagem apresentam valores maiores que os medidos em laboratório.

Figura 38: Trajetória de tensão para a profundidade de 8,5 metros MC



Fonte: Autor

### 3.1.3 Profundidade de 12 metros

Os resultados das simulações com a utilização dos parâmetros característicos da profundidade de 12 m são apresentados nas Figuras 38 e 39. Nestas figuras, os resultados de laboratório também são apresentados, visando um comparativo direto.

Os valores de tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) de pico foram de 158 kPa, 315 kPa e 473 kPa para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Os resultados dos ensaios feitos por Neto (2019), para as mesmas tensões confinantes foram de 115, 220 e 375 kPa.

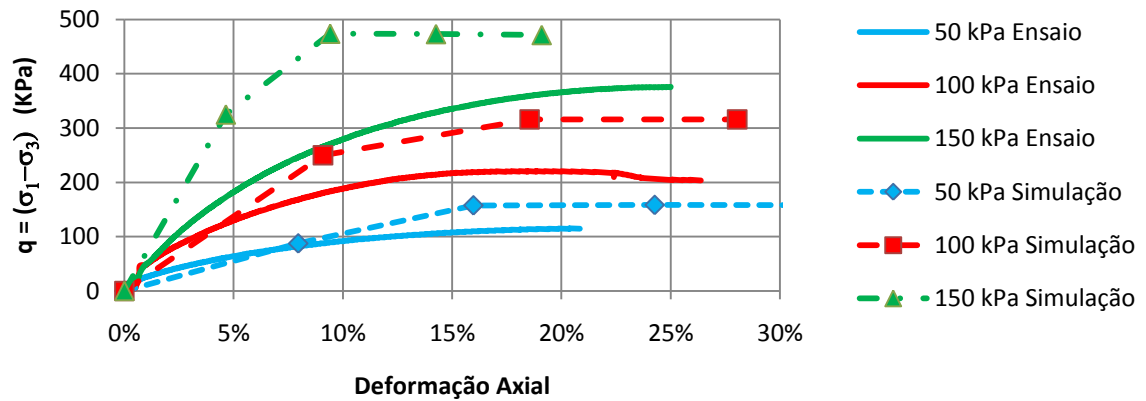
Nota-se que os valores simulados ficam maiores que os valores apresentados em laboratório para as três tensões de confinamento avaliadas, sendo que as maiores discrepâncias foram observadas entre as simulações e resultados de laboratório obtidos para a tensão de confinamento de 100 kPa. Nestas tensões, as duas diferenças entre resultados numéricos e resultados de laboratórios foram de 43%. Para a tensão de confinamento de 50 kPa foi de 37% e para a de 100 kPa foi de 26% como mostra a tabela 5.

Tabela 5: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 12 metros de profundidade MC

Valores encontrados para uma deformação de 20%			
Tensão confinante	q (PLAXIS)	q (Neto, 2019)	Varição em %
50 kPa	158,00	115,00	37%
100 kPa	315,00	220,00	43%
150 kPa	473,00	375,00	26%

Fonte: Autor

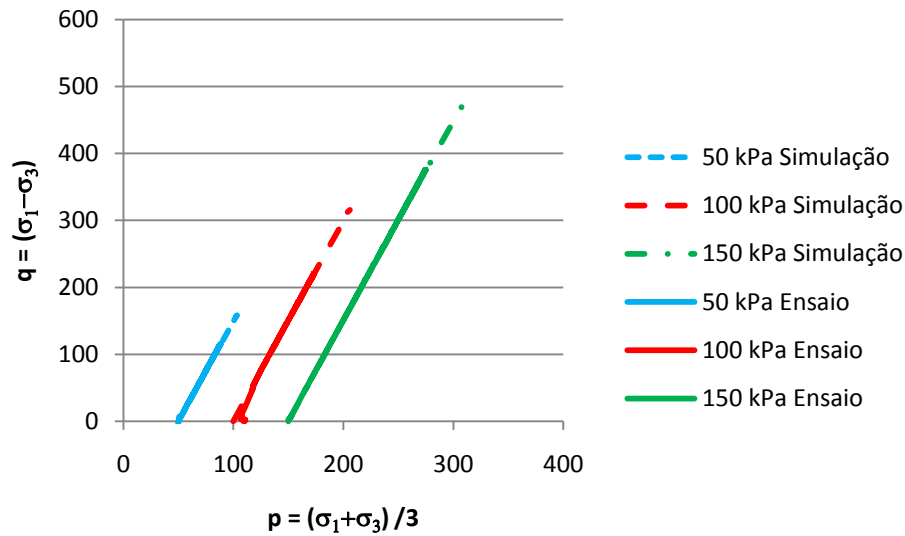
Figura 38: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 12 metros MC



Fonte: Autor

Na figura 39, abaixo, são apresentadas as trajetórias de tensão (espaço  $p \times q$ ) simuladas e as caracterizadas em laboratório para a amostra retirada na profundidade de 12 metros. A figura apresenta trajetórias adequadas, porém com valores finais superiores para a previsão. Repetindo o comportamento já destacado.

Figura 39: Trajetória de tensão para a profundidade de 12 metros MC



Fonte: Autor

### 3.1.4 Profundidade de 22 metros

Os resultados das simulações com a utilização dos parâmetros característicos da profundidade de 22 m são apresentados nas Figuras 40 e 41. Nestas figuras, os resultados de laboratório também são apresentados, visando um comparativo direto.

Os valores tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) de pico foram de 165 kPa; 331 kPa e 495 kPa para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Os resultados dos ensaios feitos por Neto (2019), para as mesmas tensões confinantes foram de 144, 276 e 442 kPa.

Nota-se que os valores simulados foram maiores que os valores apresentados em laboratório para as três tensões de confinamento avaliadas, sendo que a maior discrepância foi observada entre a simulação e resultado de laboratório obtido para a tensão de confinamento de 100 kPa. Nesta tensão, a diferença entre resultado numérico e resultado de laboratório foi de 20%. Para a tensão de confinamento de 50 kPa foi de 15% e para a de 150 kPa foi de 12% como mostra a tabela 6.

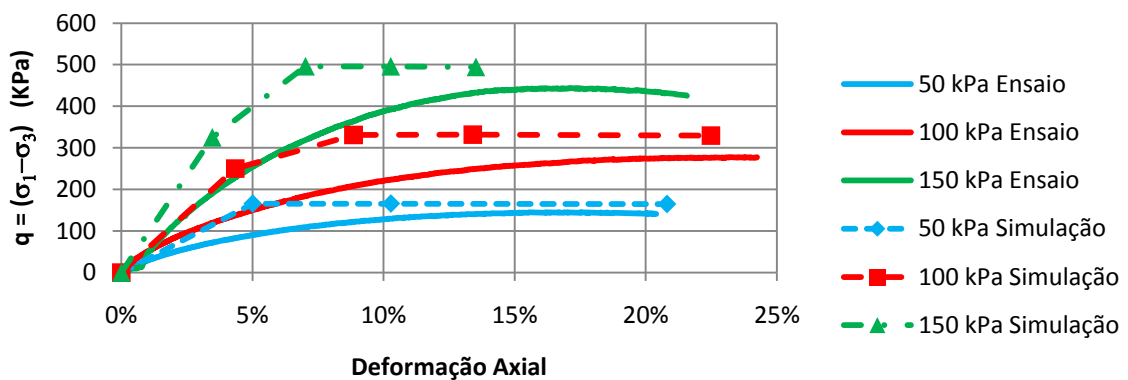


Tabela 6: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 22 metros de profundidade MC

Valores encontrados para uma deformação de 20%			
Tensão confinante	q (PLAXIS)	q (Neto, 2019)	Varição em %
50 kPa	165,00	144,00	15%
100 kPa	331,00	276,00	20%
150 kPa	495,00	442,00	12%

Fonte: Autor

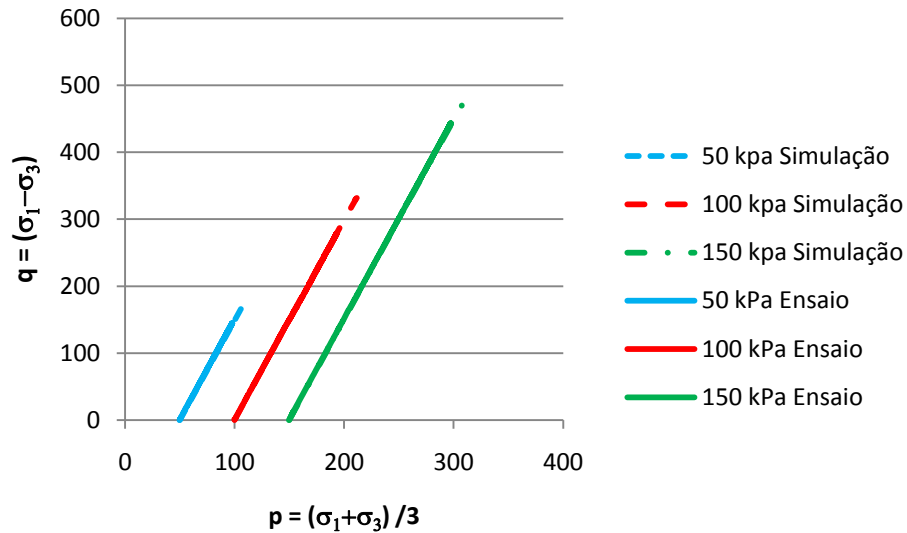
Figura 40: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 22 metros MC



Fonte: Autor

Na figura 41, abaixo, são apresentadas as trajetórias de tensão (espaço  $p \times q$ ) simuladas e as caracterizadas em laboratório para a amostra retirada na profundidade de 12 metros, destacando a adequação da previsão das trajetórias

Figura 41: Trajetória de tensão para a profundidade de 22 metros MC



Fonte: Autor

### 3.2 HARDENING SOIL MODEL

Com base nos resultados de Neto (2019) foram realizadas simulações no programa PLAXIS como no tópico anterior, porém utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil Model* (HSM) para representação do comportamento da areia de Araquari, SC. Similar ao utilizado no *Mohr-Coulomb Model*, foram realizadas simulações com os parâmetros caracterizados por Neto (2019), para quatro diferentes profundidades do perfil, amostras 5 metros; 8,5 metros; 12 metros e 22 metros. Os parâmetros adotados nestas simulações encontram-se descritos na Tabela 7:

Tabela 7: Parâmetros de entrada do HSM no PLAXIS

Profundidade	Tensão de adensamento	Ângulo de atrito	Coesão	E50 (kPa)	Eoad (kPa)	Eur (kPa)
5 metros	50 kPa	38°	0,1	1200	1200	3600
5 metros	100 kPa	38°	0,1	4300	4300	12900
5 metros	150 kPa	38°	0,1	8100	8100	24300
8,5 metros	50 kPa	37,4°	0,1	7000	7000	21000
8,5 metros	100 kPa	37,4°	0,1	6500	6500	19500
8,5 metros	150 kPa	37,4°	0,1	9375	9375	28125
12 metros	50 kPa	37,6°	0,1	1100	1100	3300
12 metros	100 kPa	37,6°	0,1	2750	2750	8250
12 metros	150 kPa	37,6°	0,1	7000	7000	21000
22 metros	50 kPa	38,4°	0,1	3500	3500	10500
22 metros	100 kPa	38,4°	0,1	5750	5750	17250
22 metros	150 kPa	38,4°	0,1	9375	9375	28125

Fonte: Autor

Observa-se que para cada profundidade analisada foram simuladas as três (3) tensões de confinamento adotadas, 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa. Os valores de ângulo de atrito adotados variaram de acordo com a profundidade sendo utilizados os valores de 37,4 a 38,4° definidos por Neto (2019). Uma coesão de 0,1 kPa foi considerada de acordo com a indicação do programa para que não ocorram erros nas rotinas de cálculo.

O Módulo elástico de 50% ( $E_{50\%}$ ) foi obtido com base nas curvas tensão deformação apresentadas por Neto (2019). Sendo definido um módulo para cada tensão confinante. Os valores variam de 1100 kPa a 9375 kPa. Os demais módulos apresentados na Tabela 7, são calculados automaticamente pelo software.

Para efeitos comparativos, as saídas (resultados de tensão deformação) do programa foram limitadas as deformações até 20%, respeitando o mesmo critério de parada usado por Neto (2019) nos ensaios de laboratório. Na sequência são apresentados os comparativos diretos dos resultados das simulações e curvas de laboratório para as diferentes profundidades avaliadas.

### 3.2.1 Profundidade de 5 metros

Os resultados das simulações com a utilização dos parâmetros característicos da profundidade de 5 m são apresentados nas Figuras 42 e 43. Nestas figuras, os resultados de laboratório também são apresentados, visando um comparativo direto.

Os valores de tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) de pico foram de 151 kPa; 332kPa e 498 kPa para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Os

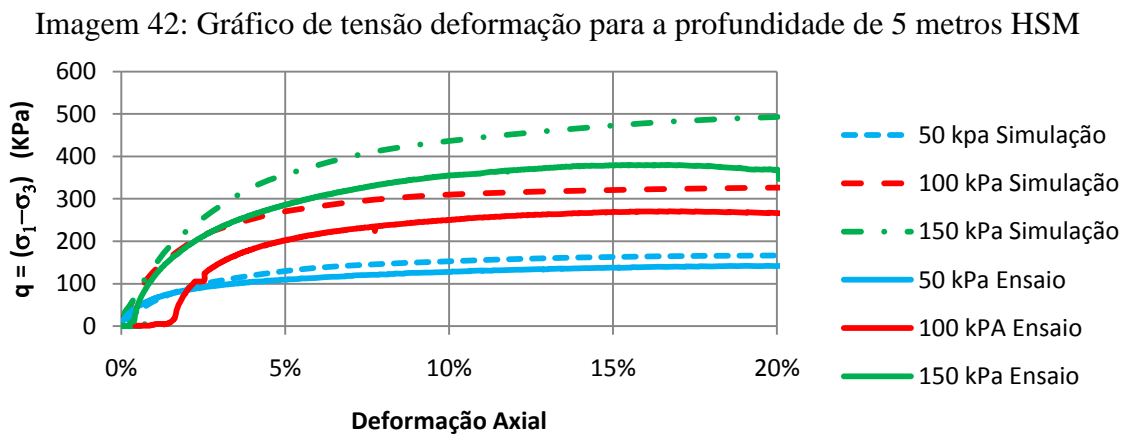
resultados dos ensaios feitos por Neto (2019), para as mesmas tensões confinantes foram de 139, 266 e 432 kPa.

Nota-se que os valores simulados ficam maiores que os valores apresentados em laboratório para as três tensões de confinamento avaliadas, sendo que a maior discrepância foi observada entre a simulação e resultado de laboratório obtido para a tensão de confinamento de 100 kPa. Nesta tensão, a diferença entre resultado numérico e resultado de laboratório foi de 25%. Para a tensão de confinamento de 50 kPa foi de 9% e para a de 150 kPa foi de 15% como mostra a tabela 8.

Tabela 8: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 5 metros de profundidade HSM

Valores encontrados para uma deformação de 20%			
Tensão confinante	q (PLAXIS)	q (Neto, 2019)	Varição em %
50 kpa	151,00	139,00	9%
100 kpa	332,00	266,00	25%
150 kpa	498,00	432,00	15%

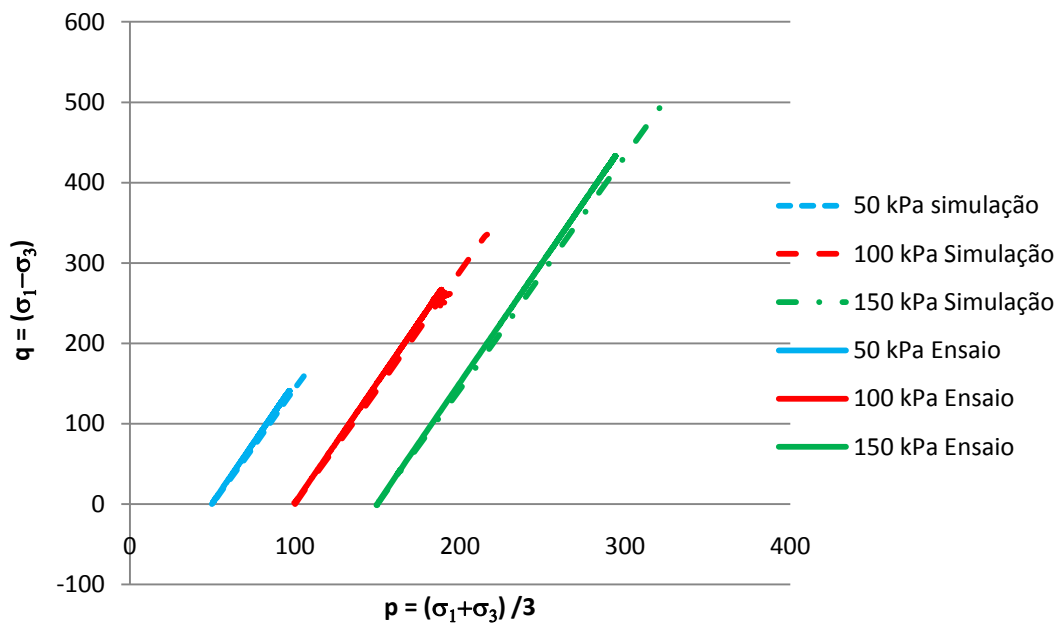
Fonte: Autor



Fonte: Autor

Na figura 43, abaixo, são apresentadas as trajetórias de tensão (espaço  $p \times q$ ) simuladas e as caracterizadas em laboratório. Observa-se desta figura, que apesar das discrepâncias observadas nas tensões cisalhantes mobilizadas, quando representada a evolução de tensões, o modelo numérico é capaz de reproduzir o mesmo comportamento de laboratório. No entanto, conforme observado nos resultados de MC, os valores máximos de tensão previstos pelo HSM também são maiores que os observados em laboratório.

Imagem 43: Trajetória de tensão para a profundidade de 5 metros HSM



Fonte: Autor

### 3.2.2 Profundidade de 8,5 metros

Os resultados das simulações com a utilização dos parâmetros característicos da profundidade de 8,5 m são apresentados nas Figuras 44 e 45. Nestas figuras, os resultados de laboratório também são apresentados, visando um comparativo direto. (No gráfico tensão deformação, o resultado experimental para a tensão confinante de 100 kPa começa linear devido a uma folga no equipamento).

Os valores tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) pico foram de 166 kPa; 325 kPa e 486 kPa para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Os resultados dos ensaios feitos por Neto (2019), para as mesmas tensões confinantes foram de 142, 279 e 380 kPa.

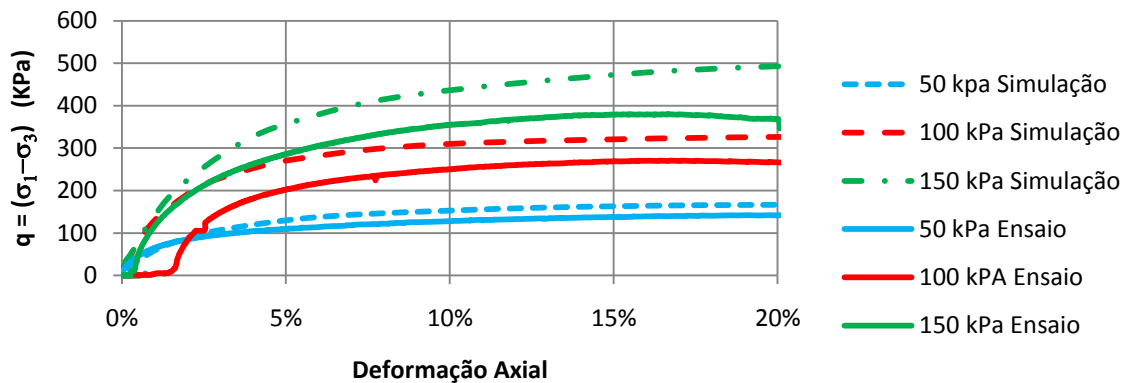
Semelhante ao ocorrido na profundidade anterior (5 metros) os valores simulados ficam maiores que os valores apresentados em laboratório para as três tensões de confinamento avaliadas, a maior discrepância foi observada entre a simulação e resultado de laboratório obtido para a tensão de confinamento de 150 kPa. Nesta tensão, a diferença entre resultado numérico e resultado de laboratório foi de 28%. Para a tensão de confinamento de 50 kPa foi de 17% e para a de 100 kPa foi de 16% como mostra a tabela 9.

Tabela 9: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 8,5 metros de profundidade HSM

Valores encontrados para uma deformação de 20%			
Tensão confinante	q (PLAXIS)	q (Neto, 2019)	Varição em %
50 kpa	166,00	142,00	17%
100 kpa	325,00	279,00	16%
150 kpa	486,00	380,00	28%

Fonte: Autor

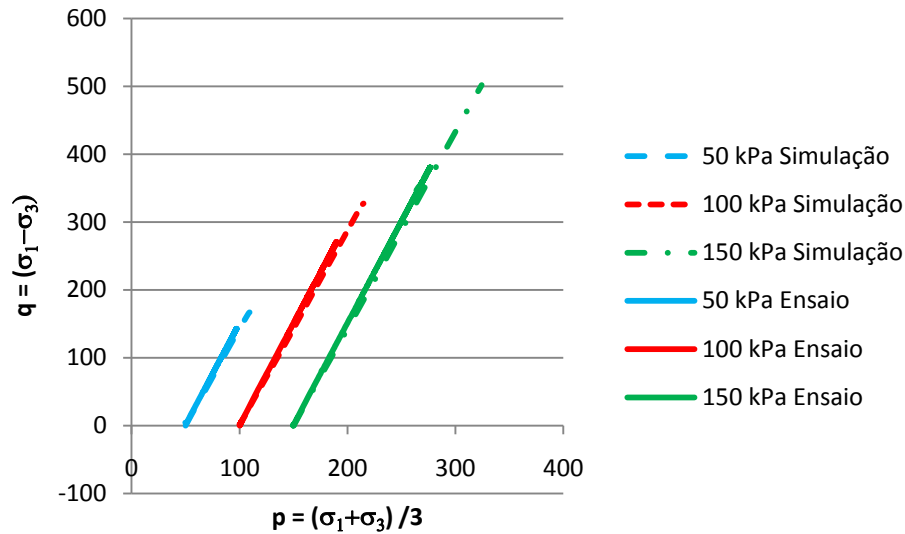
Figura 44: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 8,5 metros HSM



Fonte: Autor

Na figura 45, abaixo, são apresentadas as trajetórias de tensão (espaço  $p \times q$ ) simuladas e as caracterizadas em laboratório. A representação das tensões neste espaço evidencia a capacidade do modelo de prever a evolução das tensões utilizadas em laboratório, embora os valores máximos de tensão previstos sejam maiores que os observados em laboratório.

Figura 45: Trajetória de tensão para a profundidade de 8,5 metros HSM



Fonte: Autor

### 3.2.3 Profundidade de 12 metros

Os resultados das simulações com a utilização dos parâmetros característicos da profundidade de 12 m são apresentados nas Figuras 46 e 47. Nestas figuras, os resultados de laboratório também são apresentados, visando um comparativo direto.

Os valores de tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) de pico foram de 112 kPa; 249 kPa e 436 kPa para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Os resultados dos ensaios feitos por Neto (2019), para as mesmas tensões confinantes foram de 110, 220 e 375 kPa.

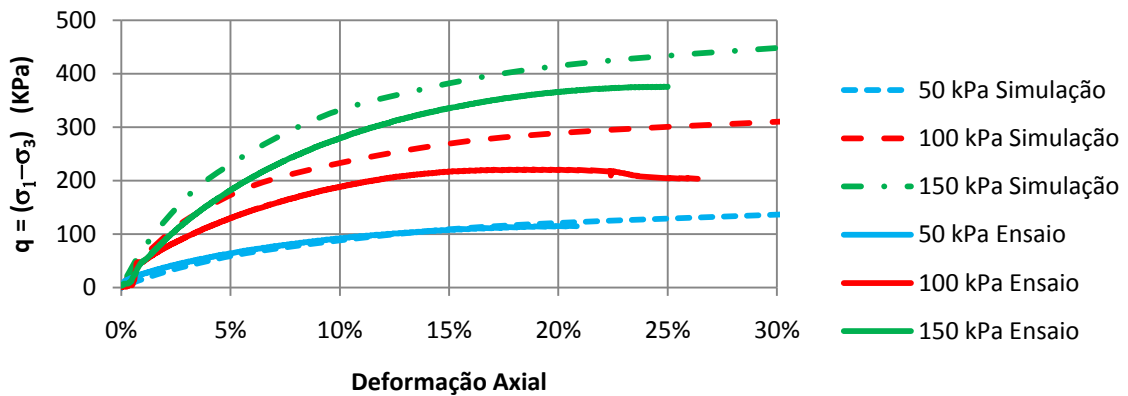
Nota-se que os valores simulados ficam maiores que os valores apresentados em laboratório para as três tensões de confinamento avaliadas, sendo que a maior discrepância foi observada entre a simulação e resultado de laboratório obtido para a tensão de confinamento de 100 kPa. Nesta tensão, a diferença entre resultado numérico e resultado de laboratório foi de 31%. Para a tensão de confinamento de 50 kPa foi de 4% e para a de 150 kPa foi de 10% como mostra a tabela 10.

Tabela 10: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 12 metros de profundidade HSM

Valores encontrados para uma deformação de 20%			
Tensão confinante	q (PLAXIS)	q (Neto, 2019)	Varição em %
50 kpa	120,00	115,00	4%
100 kpa	289,00	220,00	31%
150 kpa	414,00	375,00	10%

Fonte: Autor

Figura 46: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 12 metros HSM

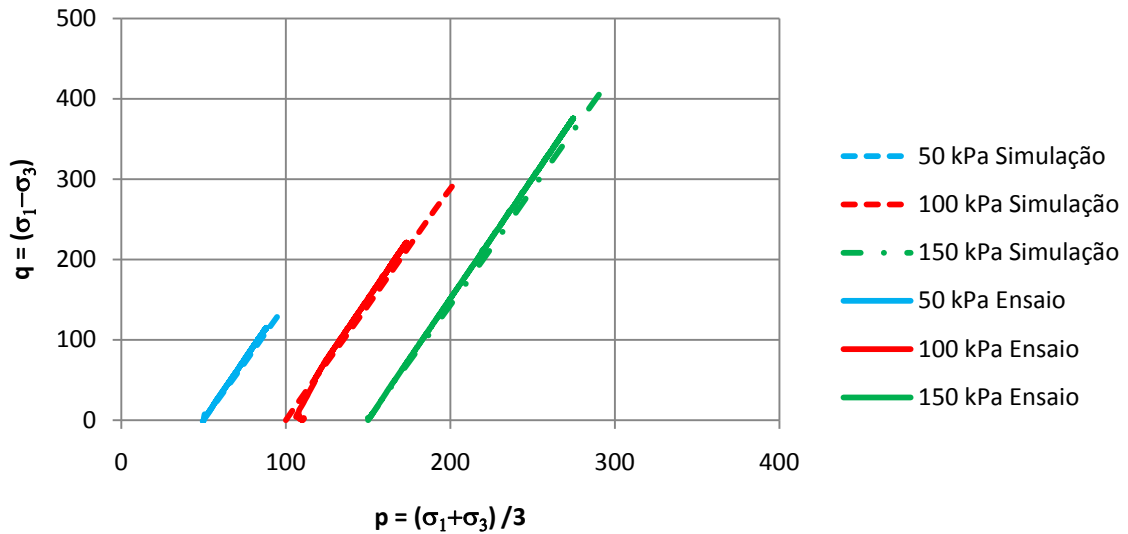


Fonte: Autor

Na figura 47, abaixo, são apresentadas as trajetórias de tensão (espaço  $p \times q$ ) simuladas e as caracterizadas em laboratório para a amostra retirada na profundidade de 12 metros. As mesmas observações das demais profundidades podem ser descritas: boa adequação das trajetórias, valores maiores para as simulações.



Figura 47: Trajetória de tensão para a profundidade de 12 metros HSM



Fonte: Autor

### 3.2.4 Profundidade de 22 metros

Os resultados das simulações com a utilização dos parâmetros característicos da profundidade de 22 m são apresentados nas Figuras 48 e 49. Nestas figuras, os resultados de laboratório também são apresentados, visando um comparativo direto.

Os valores de tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) de pico foram de 160 kPa; 326 kPa e 503 kPa para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Os resultados dos ensaios feitos por Neto (2019), para as mesmas tensões confinantes foram de 144, 276 e 442 kPa.

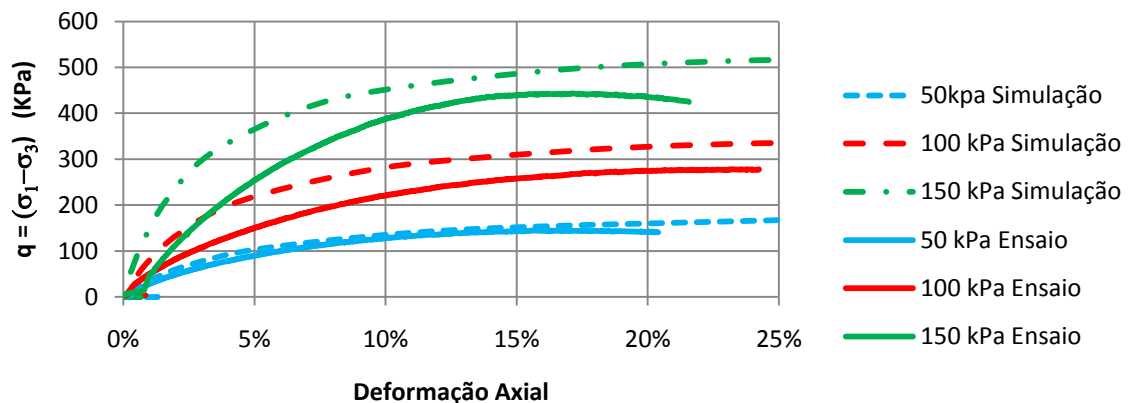
Nota-se que os valores simulados ficam maiores que os valores apresentados em laboratório para as três tensões de confinamento avaliadas, sendo que a maior discrepância foi observada entre a simulação e resultado de laboratório obtido para a tensão de confinamento de 100 kPa. Nesta tensão, a diferença entre resultado numérico e resultado de laboratório foi de 18%. Para a tensão de confinamento de 50 kPa foi de 11% e para a de 150 kPa foi de 14% como mostra a tabela 11.

Tabela 11: Comparação entre resultado PLAXIS e Neto (2019) para a amostra de 22 metros de profundidade HSM

Valores encontrados para uma deformação de 20%			
Tensão confinante	q (PLAXIS)	q (Neto, 2019)	Varição em %
50 kPa	160,00	144,00	11%
100 kPa	326,00	276,00	18%
150 kPa	503,00	442,00	14%

Fonte: Autor

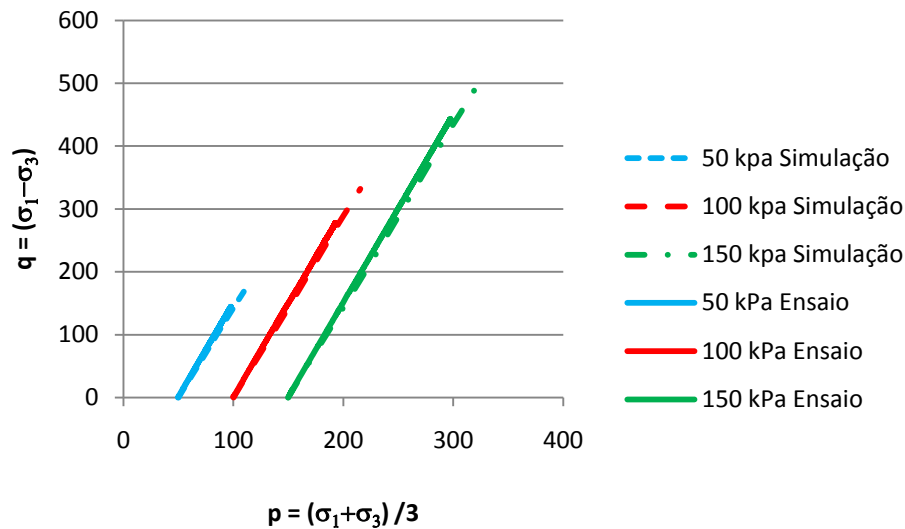
Figura 48: Gráfico de tensão deformação para a profundidade de 22 metros HSM



Fonte: Autor

Na figura 49, abaixo, são apresentadas as trajetórias de tensão (espaço  $p \times q$ ) simuladas e as caracterizadas em laboratório para a amostra retirada na profundidade de 22 metros. Também nesse caso, as mesmas observações das demais profundidades podem ser descritas: boa adequação das trajetórias, valores maiores para as simulações em contrapartida aos observados em laboratório.

Figura 49: Trajetória de tensão para a profundidade de 22 metros HSM



Fonte: Autor

### 3.2.5 Comparação entre os modelos

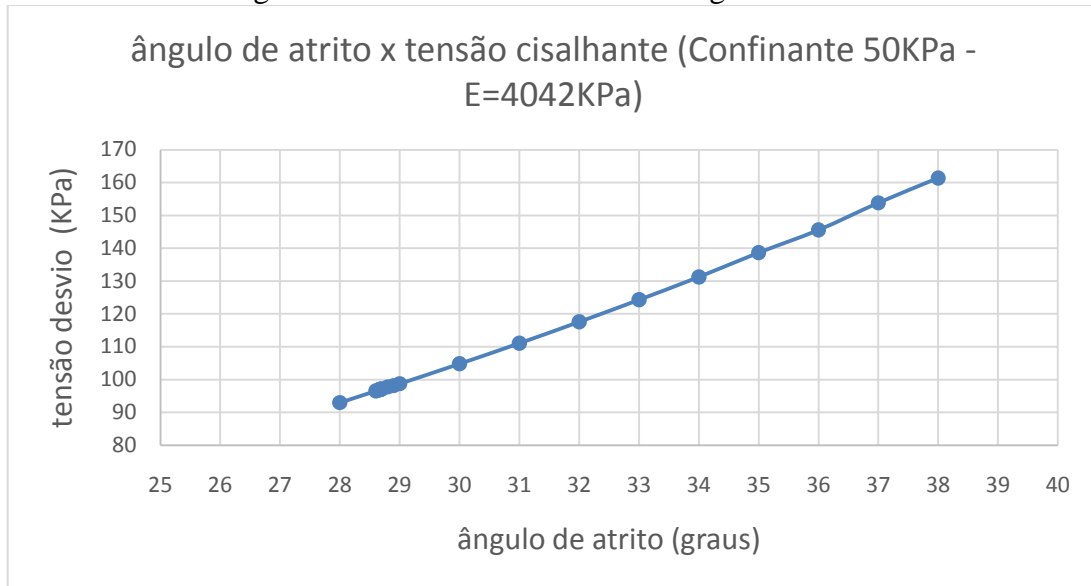
Entre os modelos constitutivos analisados no presente trabalho (*Hardening Soil Model - HSM* e *Mohr-Coulomb Model - MC*), o HSM apresentou simulações mais adequadas quando analisados os resultados tensão deformação dos ensaios realizados por Neto (2019) para formato de curva e para proximidade das tensões de pico.

Desta forma infere-se que o *Hardening Soil Model* proporciona uma melhor previsão do comportamento em ensaios triaxiais em solos arenosos com as condições de contorno utilizadas. Vale ressaltar que o critério de ruptura do modelo é baseado no critério de Mohr-Coulomb assim como o *Mohr-Coulomb Model*, por isso as tensões ficaram próximas entre os modelos quando analisadas as trajetórias de tensão. E como esperado, a maior diferença entre os modelos foi caracterizada pelo formato da curva tensão deformação. Essas diferenças podem ser significativas para a previsão de curvas carga recalques em estacas.

Observando que ambos os modelos caracterizaram valores superiores para as tensões máximas mobilizadas, recomenda-se reavaliar os ângulos de atrito de entrada. Uma retroanálise simples indicou que os valores de atrito deveriam ser da ordem de 35 graus para que os resultados numéricos obtivessem uma melhor adequação.

A figura abaixo mostra o gráfico dessa retroanálise, nela varia-se o ângulo de atrito utilizando uma tensão confinante constante de 50 kPa e um módulo de elasticidade ( $E_{50}$ ) constante 4042 kPa. Observa-se que os dados constantes são os mesmos da amostra retirada a 5 metros de profundidade. O modelo constitutivo utilizado na retroanálise foi o HSM.

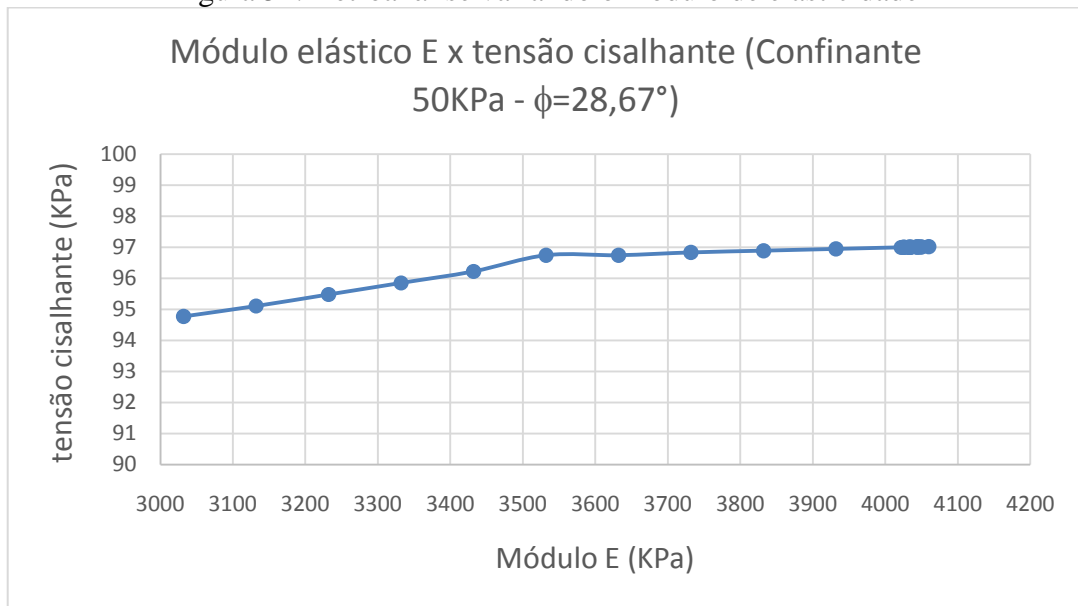
Figura 50: Retroanálise variando o ângulo de atrito



Fonte: Autor

Uma segunda retroanálise foi realizada variando-se o módulo de elasticidade ( $E_{50}$ ) como ilustra a figura abaixo. Nota-se que o ângulo de atrito tem uma influência muito maior sobre a tensão desvio, visto que a variação do ângulo de atrito apresentou uma variação próxima de 70 kPa enquanto que a variação do módulo de elasticidade apresentou uma variação próxima de 10 kPa.

Figura 51: Retroanálise variando o módulo de elasticidade



Fonte: Autor

## 4 CONCLUSÕES

Os resultados das simulações são apresentadas no capítulo 5 (Resultados) onde são apresentados os resultado das modelagens baseados no modelo de Solo com Endurecimento e o modelo de Mohr-Coulomb comparados com os ensaios triaxiais realizadas por Neto (2019) em amostras de areias do campo experimental de Araquari/SC. As principais conclusões são apresentadas nos tópicos seguintes.

### 4.1 CONCLUSÕES DAS SIMULAÇÕES COM O MODELO DE MOHR-COULOMB

Os resultados das simulações apresentadas no capítulo 4 sugerem que o programa PLAXIS 8.2 permite avaliar o comportamento do solo de forma satisfatória utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, tendo em vista que as curvas obtidas das simulações apresentaram formatos semelhantes aos ensaios de laboratório

Observou-se que os modelos aprensetam uma superestimação da resistência de pico do solo quando analisado através do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb de em média 21%, variando de 11% a 43%. Essa superestimativa apresentada pelo modelo é contra a segurança, uma vez que o modelo apresenta uma capacidade de suporte que o solo não apresenta na vida real.

Observa-se que para a maioria dos ensaios o modelo caracterizou a plastificação antes de 10% do nível de deformação (9 casos) e em apenas 3 casos caracterizou acima de 10%. Nota-se também uma pequena quantidade de pontos na parcela elástica do gráfico dificultando a representação gráfica do ponto de plastificação do material.

Nota-se também que os valores máximos no modelo são mobilizados em deformações menores do que acontece em laboratório, por volta de 3 a 5% para a maioria dos casos. De forma geral a disparidade aumenta com o aumento das tensões confinantes.

### 4.2 CONCLUSÕES DAS SIMULAÇÕES COM O MODELO DE SOLO COM ENDURECIMENTO

Os resultados das simulações apresentadas no capítulo 4 sugerem que o programa PLAXIS 8.2 também permite avaliar o comportamento do solo de forma satisfatória

utilizando o modelo constitutivo de solo com endurecimento, pois assim como no tópico anterior as curvas simuladas apresentaram formatos semelhantes aos formatos das curvas obtidas pelos ensaios de laboratório realizados por Neto (2019).

Observou-se que para o modelo de Solo com Endurecimento o programa também apresenta uma superestimação da resistência do solo, mesmo que menor que o modelo de Mohr-Coulomb. O acréscimo fica em média 16,6%, variando de 4 a 31%. Como citado no capítulo anterior, o modelo de Solo com Endurecimento apresenta resultados mais próximos dos valores reais, porém novamente uma superestimação contra a segurança, onde a resistência do solo é majorada. Essa superestimação da resistência do solo é visível no gráfico de tensão por deformação..

O modelo de Solo com Endurecimento também apresenta um comportamento de curva mais próxima dos ensaios que o modelo Mohr-Coulomb e não apresenta tão visivelmente a mobilização prematura observada no tópico anterior. Dessa forma conclui-se que o modelo de Solo com Endurecimento seja mais adequado para simulação de ensaios triaxiais nas condições apresentadas.

#### 4.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

As sugestões para trabalhos futuros no mesmo tema ou temas semelhantes aos abordados nesse trabalho são:

- Realizar as análises alterando as condições de contorno.
- Realizar as análises utilizando outros modelos constitutivos.
- Revisar os cálculos e análises dos resultados laboratoriais
- Verificar o resultado em versões mais recentes do programa PLAXIS.

## 5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, G. C. P. “**Caracterização Física e Classificação dos Solos**”. Faculdade de engenharia. 2005. Universidade Federal de Juiz de Fora

AL-SHAYEA, N.A. **The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soil**, Eng. Geol., 2001.

BEREZANTZEV, V. G.;KHRISTOFOROV, V. S.; GOLUBKOV, V. N. **Load bearing capacity and deformation of pile foundations**. IICSMFE. Anais.... p.5, 1961.

BISHOP, A.W.; GREEN, G.E.; GARGA, V.K.; ANDRESEN, A.; BROWN, J.D. **A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength**. Geotechnique, 1971. v, 21, n4, p. 273-328

BRINKGREVE, R. B. J. et al. **Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analysis**. Version 8, A.A. Rotterdam: Balkema, 2002.

CARVALHO, Taíse Monique de Oliveira; CAMPOS, Tácio Mauro Pereira de; ANTUNES, Franklin dos Santos. **Desenvolvimento de um sistema de medição de variação de volume total de amostras triaxiais não saturadas e avaliação do efeito de processos de saturação no comportamento de solos saprolíticos**. 2012. v. Tese (Doutorado)- Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2012

DIENSTMANN, G. **Projeto interativo dos molhes da barra do rio grande-RS**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

DUCAN, J. M.; CHANG, Y. C. **Nonlinear theory of stress and strain in soils**. ASCE, SM5, Vol. 96, 1970. pp 1629-1653.



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

FILHO, W. L. O. **Considerações sobre ensaios triaxiais em areias.** Tese (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1987

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. (1992). **“Piling Engineering”**. 2nd edition, Surrey University Press.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. (2009). **“Piling Engineering”**. 3rd edition, Surrey University Press.

FRANKE, E. (1993). **“Design of bored piles, including negative skin friction and horizontal loading.”** Proc., 2nd Int. Geotech. Seminar on DeepFound. on Bored and Auger Piles, Van Impe, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 43–57.

GERSCOVICH, D. M. S. (2010). Apostila **Estruturas de Contenção, Empuxos de Terra.** Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

HEAD, K. H.; EPPS, R. J. **Manual of Soil Laboratory Testing: Vol II.** Boca Raton, EUA: Whittles Publishing, 2011.

HORN FILHO, N. . **Aspectos geológicos do embasamento da planície costeira do Estado de Santa Catarina,** Brasil.Porto Alegre: SBG, 1995

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics,** New York: J. Wile, 1969

LAVALLE, L. V. A. **“Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari”**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto alegre. 2017

MAMAQNAI, B. H. M. H. **Numerical modeling of ground movements associated with trenchless box jacking technique.** Tese (Doctor of philosophy), the University of Texas at Arlington, 2014

MEYERHOF, G. . **The bearing capacity of foundations under Eccentric and inclined loads.** ICSMFE, v. 1, n. 3, 1953.

NIENOV, F. A. **Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical.** Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.

NETO, G. C. A. **Estudo do comportamento geomecânico da areia de Araquari e sua aplicação ao dimensionamento de estacas escavadas.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2019

O'NEILL, M.W. (2001). **Side resistance in piles and drilled shafts.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 127, pp 3-16.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3.ed São Paulo: Oficina de Textos,2006. 366 p.il.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos.** LOCAL: Oficina de Textos, 2000. 247p.

PLAXIS 2D. **Reference Manual**, Netherlands: Delft University of Technology &Plaxis, 2011

PLAXIS. **Scientific Manual**, Netherlands: Delft University of Technology &Plaxis, 2015a.

PLAXIS. **Material Models Manual**, Netherlands: Delft University of Technology &Plaxis, 2015b.

ROCHA, J. M. M. **Definição de condições de liquefação em triaxial à luz da teoria dos estados críticos e avaliação de risco por razão de velocidade de ondas sísmicas numa areia dunar.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto. 2010

ROWE, P. W. “**The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact**”, Proceedings, Royal Soc. Of London, Series A, Vol. 269, pp. 500-527, 1962.

SALGADO, R. (2008). “ **The engineering of foundations**” . McGraw-Hill. 2008. 882P  
**shear testes.** Journal of Geotechnical Engineering, 1994

SKEMPTON, A.W. **A History of Soil Properties**, 1717-1927, Proceeding, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, São Francisco, Golden Jubilee v., A.A. Balkema, 95-121 pp, 1985.

STARK, T. D.; POEPEL, R. A. **Landfill Liner Interface Strengths from torsional-ring-shear Test.** Journal of Geotechnical Engineering, March 1994

SURARAK, C.; LIKITLERSUANG, S.; WANATOSKI, D.; BALASUBRAMANIAM, A.; OH, E.; GUAN, H. **Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays.** Japanese Geotechnical Society 2012.

TEIXEIRA, F. C. **Analysis of Geogrid Reinforced Soil Tests.** Tese Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2006

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. **Revisiting Classical Methods to Identify Collapsible Soil.** Soils and Rocks, São Paulo, 38(3): 265-278, September-December, 2015.