

VÍTOR SANTINI MÜLLER

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE UM PROTOCOLO PARA OBTENÇÃO DE
DADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO COM APLICAÇÃO EM
MAPAS GEOTÉCNICOS**

Florianópolis
2015

Vitor Santini Müller

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE UM PROTOCOLO PARA OBTENÇÃO DE
DADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO COM APLICAÇÃO EM
MAPAS GEOTÉCNICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Curso de Graduação em Geologia
para a obtenção do grau de Bacharel em
Geologia.

Orientador: Prof. Me. Murilo da Silva
Espíndola.

Florianópolis
2015

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

Müller, Vitor Santini

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE UM PROTOCOLO PARA
OBTENÇÃO DE DADOS DE RESISTÊNCIA AO
CISLHAMENTO COM APLICAÇÃO EM MAPAS
GEOTÉCNICOS / Vitor Santini Müller; orientador,
Murilo da Silva Espíndola - Florianópolis, SC, 2015.

103 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e
Ciências Humanas. Graduação em Geologia.

Inclui referências

1. Geologia. 2. Cisalhamento Direto. 3. Múltiplos Estágios. 4.
Mapeamento Geotécnico. I. Espíndola, Murilo da Silva. II. Universidade
Federal de Santa Catarina. Graduação em Geologia. III. Título.

Vitor Santini Müller

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE UM PROTOCOLO PARA OBTENÇÃO DE
DADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO COM APLICAÇÃO EM
MAPAS GEOTÉCNICOS**

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção de Título de “Bacharel em Geologia”, e aprovado em sua forma final pelo Curso de Graduação em Geologia.

Florianópolis, Dezembro de 2015.

Prof. Juan Antonio Altamirano Flores, Dr
Coordenador do Curso de Graduação em Geologia

Banca Examinadora:

Prof. Murilo da Silva Espíndola, Me
Orientador

Prof. Juan Antonio Altamirano Flores, Dr
Universidade Federal de Santa Catarina

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

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pelo dom da vida.

Aos meus pais e familiares pela educação, apoio e exemplo que sempre recebi, e fizeram de mim um reflexo do que são. Tenham certeza de que seus ensinamentos estão muito bem gravados e os levarei comigo aonde quer que eu vá.

À Karina Rosa, minha namorada, que sempre incentivou e apoiou meus projetos e ideias. Muito obrigado por ser minha companheira para todas as horas.

Agradeço ao meu amigo e orientador, professor Murilo da Silva Espíndola, pela confiança, paciência, dedicação e orientações.

Ao professor Juan Antonio Altamirano Flores, pelo conhecimento passado durante toda a graduação.

Ao professor Rafael Augusto dos Reis Higashi pelo conhecimento passado e, sobretudo apoio e incentivo na realização deste trabalho.

Ao meu amigo Nilo Rodrigues Júnior pela ajuda prestada durante as campanhas de campo e longas jornadas de laboratório.

A todos os membros dos projetos FAPEU 045/2014 e FEESC 79/13 que de alguma forma ajudaram na execução das campanhas de campo e atividades laboratoriais, os quais não serão nominalmente citados pois são muitos.

Aos projetos FAPEU 045/2014 e FEESC 79/13 por possibilitar as reformas de equipamentos que se fizeram necessárias e pelo apoio financeiro.

À Universidade Federal de Santa Catarina pela estrutura.

À todos os amigos que tive o prazer de conhecer durante a graduação, por terem feito com que esta etapa fosse agradável da maneira que foi.

À todos que de alguma maneira auxiliaram na execução deste trabalho.

RESUMO

A demanda por mapeamentos geotécnicos é antiga, porém os incentivos para estes levantamentos são recentes. Os estudos de resistência do meio físico em busca da segurança de instalações vêm crescendo nos últimos anos fruto dos desastres, ditos, naturais. As técnicas de mapeamentos de suscetibilidade à deslizamentos distinguem-se desde dados puramente estatísticos, até cartas geológicas e imagens aéreas de alta definição. A fim de não abrir mão da execução de ensaios para a obtenção dos parâmetros de resistência nos mapeamentos, e respeitando-se os curtos prazos em grandes demandas, analisou-se a influência de um protocolo de ensaio de cisalhamento direto em regime de múltiplos estágios. Realizaram-se ensaios em condições normatizadas e nas condições propostas no protocolo, de forma que a comparação das envoltórias obtidas mostraram necessidades de adequações do equipamento utilizado em campo. Após as modificações os resultados obtidos adequaram-se àqueles apresentados por outros autores. Conclui-se que o protocolo de ensaios em regime de múltiplos estágios, no contexto de mapeamento geotécnico, apresenta-se como interessante alternativa uma vez que otimiza o tempo de ensaio e possibilita a realização do mapeamento com a determinação dos parâmetros de resistência a partir de ensaios, o que atribui confiança ao mesmo. O mapeamento geotécnico não pode ser entendido como substituto para estudos de caso pontuais, mas ser ferramenta para determinar os locais e métodos destes. Para os estudos pontuais não recomenda-se a aplicação do protocolo de ensaios, mas a execução conforme a normatização.

Palavras Chave: Cisalhamento Direto; Mapeamento Geotécnico; Ensaios de Campo.

ABSTRACT

The demand for geotechnical mapping is old, but the incentives for these surveys are recent. The resistance studies of the physical environment in to the buildings of stability have been growing in recent year's result of disasters, said, natural. Technical susceptibility mappings are distinguished from purely statistical data to geological maps and aerial high definition images. Searching the execution of tests to establish the strength parameters in mappings without breaching the deadlines, we analyzed the influence of a direct shear test protocol without the consolidation of normal efforts and multistage system. Assays were performed in standard conditions and as proposed in the protocol, so that failure envelope showed up adequacy requirements of the equipment used in the field. After the modifications, the results fits those presented by other autors. It is concluded that the multistage test protocol, in a Geotechnical mapping context presents itself as attractive alternative since it optimizes the tests. Geotechnical mapping can not be understood as a substitute for specific case studies but must be tool to determine the locations and methods. For specific studies do not recommend the application of the test protocol, but the execution according to the regulation.

Key Words: Shear Test; Geotechnical Mapping; Field Tests

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelo De Cisalhamento de Collin, 1846. Modificado de Head e Epps (1986).....	20
Figura 2 - Determinação da Envoltória de Mohr-Coulomb (modificado de GERSCOVICH, 2012)	21
Figura 3 - Determinação de parâmetros de resistência residual	23
Figura 4 - Equipamento de Ensaio de Cisalhamento em Furo de Sondagem (<i>Borehole Shear Test</i>). Fonte: Modificado de Handy Geotechnical Instruments (2015).....	27
Figura 5 - Equipamento Para Ensaio de Palheta. Modificado de ASTM D 4648 (2000)	28
Figura 6 - Equipamento para Ensaio de Compressão Triaxial - Modificado de Laboratório de Geotecnia UFBA (2015)	29
Figura 7 - Relação dos Parâmetros Envolvidos na Análise de Estabilidade de Taludes Pelo Método das fatias (Escorregamento Circular) modificado de Vargas (1972).....	31
Figura 8 - Obtenção do Círculo Crítico Modificado de Vargas (1972).....	33
Figura 9 - Método de Bishop Simplificado, modificado de Remédio (2014).....	34
Figura 10 - Superfície de Ruptura Planar	35
Figura 11 - Definição das Unidades Geotécnicas Pela Superposição da Litologia e Pedologia	37
Figura 12 - Etapas do Mapeamento por Detalhamento Progressivo - UNESP Rio Claro	39
Figura 13 - Municípios Frequentemente Atingidos Por Desastres (BONGIOVANNI, 2015).....	42
Figura 14 - Condição dos municípios brasileiros quanto a existência legislação municipal de uso e ocupação do solo e ao monitoramento do CEMADEN. IBGE(2014)	43
Figura 15 - Fluxograma Simplificado das Metodologias Deste Trabalho.....	44
Figura 16 - Fluxograma Ilustrativo do Protocolo de Ensaios.....	46
Figura 17 - A) Componentes eletrônicos antigos. B) Trabalho de reforma da parte elétrica	47
Figura 18 - Esquema das Adaptações Eletrônicas.....	48
Figura 19 - Mecanismos do Ensaio de Cisalhamento Direto em Campo.....	49
Figura 20 - Calibração do Manômetro em Função da Seção do Corpo De Prova	50
Figura 21 - Novo Mostrador do Manômetro	50
Figura 22 - Mecanismos do Ensaio de Cisalhamento Direto Pós Modificações.....	51
Figura 23 - Calibração do Sistema de Aplicação de Força Confinante Através de Alavanca.....	52
Figura 24 - Moldagem Indeformada de Corpos de Prova em Encosta.....	53
Figura 25 - Fabricação de Moldes para Cisalhamento Direto, detalhe (vermelho) do desgaste para facilitar a dobra	55
Figura 26 - Fabricação de Moldes para Cisalhamento Direto, processo de dobragem ..	55
Figura 27 - "Áreas" de Possíveis Estados de Tensões.....	56
Figura 28 - "Áreas" de Possíveis Estados de Tensões Sobrepostas Para Facilitar Visualização.....	57
Figura 29 - Simulação de Ruptura Circular – Fonte: MacStars (2000).....	57
Figura 30 - Mapa dos Pontos Visitados Neste Trabalho. Fonte: Open Street Map (2015) e IBGE(2010b)	58
Figura 31 - Cisalhamento Direto em Campo, Equipamento com Sistema Pneumático de aplicação de forças confinantes	61

Figura 32 - Envoltórias de Ruptura do Primeiro Campo.....	62
Figura 33 - Envoltórias Referentes ao Segundo Campo.....	63
Figura 34 - Cisalhamento Direto Durante a Segunda Campanha de Campo.	63
Figura 35 - Resultado Comparativo do Ponto 11	64
Figura 36 - Resultado Comparativo do Ponto 12	65
Figura 37 - Envoltórias Da Terceira Saída De Campo.....	66
Figura 38 - Ponto 15	66
Figura 39 - Ponto 16	67
Figura 40 - Ponto 17	68
Figura 41 - Ponto 18	69
Figura 42 - Ponto 20	69
Figura 43 - Ponto 21	70
Figura 44 - envoltórias da sétima saída de campo.....	71
Figura 45 - Ponto 43	72
Figura 46 - Ponto 44	72
Figura 47 - Ponto 45	73
Figura 48 - Ponto 46	73
Figura 49 - Ponto 47	74
Figura 50 - Ponto 48 H.....	74
Figura 51 - Ponto 48 V	75
Figura 52 - Resultados Oitavo Campo	76
Figura 53 Ponto 49	76
Figura 54 - Ponto 50	77
Figura 55 - Ponto 51	78
Figura 56 - Ponto 52	78
Figura 57 - Ponto 53	79
Figura 58 - Ponto 54	79
Figura 59 - Ponto 55	80
Figura 60 - Ponto 56	80
Figura 61 - Ponto 57	81
Figura 62 - Comparação Entre Áreas Sob Envoltórias De Ruptura. A linha destacada (azul) mostra o valor de 100%, atribuído ao resultado de ensaio convencional de laboratório.....	89
Figura 63 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 49	90
Figura 64 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 50	90
Figura 65 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 51	91
Figura 66 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 52	91
Figura 67 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 53	92
Figura 68 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 54	92
Figura 69 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 55	93
Figura 70 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 56	93
Figura 71 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 57	94

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Quadro 1 - Critérios de Ruptura (modificado de GERSCOVICH, 2012).....	20
Quadro 2 - Valores de Fator de Segurança.....	32
Quadro 3 - Quadro de Simbologias de Pedologia Simplificada (DAVISON DIAS, 2001)	37
Quadro 4 – Quadro de Simbologias Simplificadas Para Litologias (DAVISON DIAS, 2001).....	38
Tabela 1 - Resultados de Cisalhamento Direto Inundado de Diversos Autores.....	24
Tabela 2 - Área das Cidades Mapeadas.....	59
Tabela 3 - Pedologias e Litologias Estudadas	59
Tabela 4 - Resultados para solos residuais de Arenito	81
Tabela 5 - Resultados para solos residuais de Argilito.....	82
Tabela 6 - Resultados para solos de depósito de encosta	83
Tabela 7 - Resultados para solos residuais de folhelho	84
Tabela 8 - Resultados para solo residual de granito	84
Tabela 9 - Resultado para solos residuais de gnaisse	85
Tabela 10 Resultado para solos residuais de siltito	86
Tabela 11 - Resultado para solos residuais de xisto	86
Tabela 12 Resultados para solo residual de diabásio	87
Tabela 13 - Resultados para solo residual de Riolito	87
Tabela 14 - Resultado para Terra Vermelha Bruna	87
Tabela 15 - Resultado para solo residual de Migmatito	88

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Nome	Abreviatura
Máximo	Max
Fator de Segurança	FS
<i>Et al.</i>	<i>et alii; et aliae; e et alia</i>
<i>Pounds Per Inch</i>	<i>PSI</i>
Nome	Sigla
Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística	IBGE
<i>American Society for Testing and Materials</i>	ASTM
Universidade Federal de Santa Catarina	UFSC
<i>Massachusetts Institute of Technology</i>	MIT
Instituto de Pesquisas Tecnológicas	IPT
Associação Brasileira de Normas Técnicas	ABNT
Instituto Nacional de Metrologia Qualidade e Tecnologia	INMETRO
<i>United Nations Educational Scientific And Cultural Organization</i>	UNESCO
Universidade Estadual Paulista	UNESP
Universidade de São Paulo	USP
Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres	CEPED
Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais	CEMADEN
Política Nacional de Proteção e Defesa Civil	PNPDEC
Fundação de Ensino e Engenharia de Santa Catarina	FEESC
Fundação de Amparo à Pesquisa Universitária	FAPEU
Instituto Nacional de Meteorologia	INMET

LISTA DE SÍMBOLOS

Grandeza	Unidade	Símbolo
Área	Metro quadrado	m ²
Força	Newton	N
Pressão	Pascal	Pa
Tensão	Pascal	Pa
Comprimento	Metro	m
Tensão Normal Total	kPa	σ
Tensão Normal Efetiva	kPa	σ'
Tensões Principais	kPa	$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$
Tensão Cisalhante	kPa	τ
Coesão	kPa	c
Coesão Efetiva	kPa	c'
Ângulo de Atrito	°	ϕ
Ângulo de Atrito Efetivo	°	ϕ'
Separador decimal		.

Prefixo	Fator Multiplicador	Símbolo
exa	10 ¹⁸	E
peta	10 ¹⁵	P
tera	10 ¹²	T
giga	10 ⁹	G
mega	10 ⁶	M
quilo	10 ³	k
hecto	10 ²	h
deca	10 ¹	da
deci	10 ⁻¹	d
centi	10 ⁻²	c
mili	10 ⁻³	m
micro	10 ⁻⁶	μ
nano	10 ⁻⁹	n
pico	10 ⁻¹²	p
femto	10 ⁻¹⁵	f
atto	10 ⁻¹⁸	a

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	OBJETIVO GERAL.....	18
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	19
2.1.1	Critérios de Ruptura.....	20
2.1.2	Parâmetros de Resistência.....	21
2.1.2.1	Atrito Interno.....	22
2.1.2.2	Coesão.....	22
2.1.2.3	Parâmetros Residuais.....	22
2.1.3	Ensaio de Cisalhamento Direto.....	23
2.1.3.1	Ensaio em Múltiplos Estágios.....	26
2.1.4	Ensaio de Cisalhamento Sobre Parede de Furo de Sondagem.....	26
2.1.5	Ensaio de Palheta.....	27
2.1.6	Ensaio de Compressão Triaxial.....	28
2.2	ESTABILIDADE DE TALUDES.....	30
2.2.1	Método Sueco ou das Fatias.....	30
2.2.2	Bishop simplificado.....	33
2.2.3	Superfícies Planares.....	35
2.2.4	Considerações Sobre Cálculos de Estabilidade.....	36
2.3	MAPEAMENTO GEOTÉCNICO.....	36
2.3.1	Mapeamento Geotécnico de Grande Áreas.....	37
2.3.2	Método de Detalhamento Progressivo UNESP – Rio Claro.....	38
2.3.3	Método do IPT.....	39
2.3.4	Método das Formas de Relevo – USP.....	40
2.3.5	Legislação Aplicada ao Mapeamento Geotécnico.....	40
3	METODOLOGIA.....	44
3.1	PROTOCOLO DE ENSAIOS RÁPIDOS.....	45
3.2	ADAPTAÇÕES DO EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO....	47
3.2.1	Adaptações Eletrônicas.....	48
3.2.2	Adaptações Mecânicas.....	49
3.3	DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDOS.....	52
3.3.1	Coleta de Amostras.....	53
3.3.2	Fabricação dos Moldes de Cisalhamento Direto.....	54

3.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO	
	56	
4	ÁREA MAPEADA.....	58
4.1	CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS DE SANTA CATARINA	59
5	RESULTADOS	61
5.1	RESULTADOS DA PRIMEIRA CAMPANHA DE CAMPO	61
5.2	RESULTADOS DA SEGUNDA CAMPANHA DE CAMPO	63
5.3	RESULTADOS DA TERCEIRA CAMPANHA DE CAMPO.....	65
5.4	RESULTADOS DA SETIMA CAMPANHA DE CAMPO	70
5.5	RESULTADOS OITAVO CAMPO	75
5.6	RESUMO E ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	81
5.7	COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS EM ÁREA DE POSSÍVEIS ESTADOS DE TENSÕES	88
5.8	COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS EM FUNÇÃO DOS ÂNGULOS LIMITES PARA SEGURANÇA	89
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	95
6.1	CONCLUSÕES	95
6.2	SUGESTÕES	98

1 INTRODUÇÃO

O mapeamento geotécnico caracteriza-se como sendo uma ferramenta indispensável para o planejamento adequado de qualquer área, uma vez que o meio físico é a base para a implementação de qualquer tipo de ocupação.

O desequilíbrio socioambiental instalado no Brasil é, em parte, conforme Xavier (2004), fruto da acelerada expansão urbana que aconteceu no último século. Dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2010a) apontam que em 1950 a população urbana brasileira representava apenas 36.16%, valor aumentado para 84.36% em 2010.

Higashi (2002) aponta que pesquisadores têm desenvolvido metodologias para mapear, compreender e mensurar o comportamento geomecânico dos solos, mas que, a pesar do primeiro mapa geológico com enfoque geotécnico ser datado de 1907, a caracterização geotécnica de áreas através de mapas ainda é tarefa árdua para muitos pesquisadores. Davison Dias (1995) sugere que solos oriundos da mesma unidade geológica/pedológica apresentam comportamento semelhante. Assim, os resultados obtidos para um ponto de estudo contido em uma unidade são passíveis de extrapolação para toda a unidade em questão.

A aplicação de técnicas de mapeamento geotécnico com avaliação estabilidade de taludes não se faz necessariamente por dados físicos de ensaios, todavia a execução de ensaios rápidos pode atribuir credibilidade aos mapas gerados. Os valores de índices físicos para a simulação matemática e interpretação das áreas susceptíveis aos fenômenos naturais podem ser determinados pelo ensaio de cisalhamento direto, o mais simples e antigo método, conforme Lambe e Whitman (1969). O ensaio de cisalhamento direto em laboratório, realizado conforme a norma internacional ASTM D3080 (2003), consome um tempo expressivo, considerando os prazos de mapeamentos geotécnicos. A crescente demanda em áreas de risco fez com que fosse necessária a proposição de um protocolo de ensaios de cisalhamento direto de forma acelerada, com a produção de múltiplas envoltórias de ruptura em um único dia de trabalhos de campo.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a influência do protocolo de ensaios acelerados para resistência ao cisalhamento de solos, priorizando o tempo de ensaio para aplicação exclusiva em técnicas de mapeamento geotécnico de áreas de susceptíveis aos deslizamentos de encostas.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

São objetivos específicos deste trabalho:

- I. Compreender os modelos de resistência ao cisalhamento;
- II. Adaptar o equipamento de cisalhamento direto do laboratório de mecânica dos solos da Engenharia Civil - UFSC para uso em campo;
- III. Definir as técnicas e variáveis prioritárias no protocolo proposto;
- IV. Definir pontos de estudos mais representativos dentro da área de estudos previamente definida;
- V. Realizar ensaios de campo segundo o protocolo proposto por esse trabalho;
- VI. Coletar amostras indeformadas para ensaios laboratoriais, de forma a se avaliar os parâmetros de resistências conforme a normativa ASTM D3080 (2003);
- VII. Comparar os resultados de ensaios de campo e de laboratório;
- VIII. Avaliar a influência da priorização do tempo nos parâmetros de resistência obtidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são levantados, através de bibliografias, alguns conceitos básicos à respeito do assunto abordado. São descritos alguns resultados de outros pesquisadores, relativos aos ensaios no trabalho de conclusão de curso.

2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência por área unitária que a massa de solo pode oferecer contra rupturas e deslizamentos ao longo de um plano interior. Segundo Gerscovich (2012) a resistência ao cisalhamento é mobilizada pelo contato entre os grãos, seja pelo atrito entre as partículas ou por existência de ligações físico-químicas (coesão), seja pelo arranjo estrutural das partículas.

Espíndola (2011) lembra que nos ensaios tradicionais de resistência ao cisalhamento, compressão triaxial, cisalhamento anelar e cisalhamento direto, a identificação do ponto que define a ruptura do solo é interpretativa e depende do critério de ruptura adotado. É comum utilizar o valor da máxima tensão desviadora como sendo o ponto de ruptura do gráfico de tensão *versus* deformação.

Head e Epps (1986) explicam que a primeira tentativa de se medir os esforços de cisalhamento de um solo foi desenvolvida pelo engenheiro francês Alexandre Collin, em 1846. Utilizando-se de uma caixa deslizante de 350 mm de comprimento, na qual uma amostra de argila (40x40 mm) era levada ao “duplo cisalhamento” pela aplicação de uma carga, como ilustrado na Figura 1.

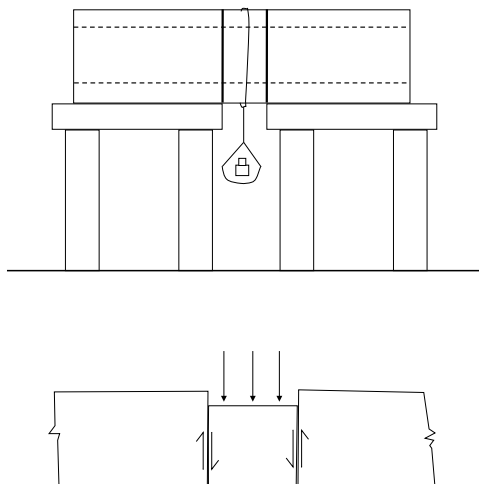


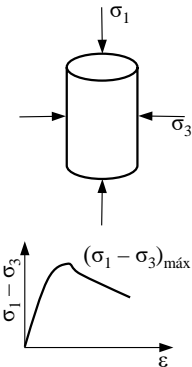
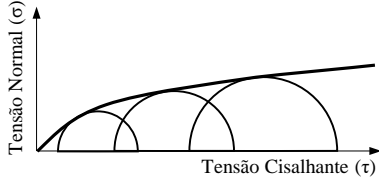
Figura 1 - Modelo De Cisalhamento de Collin, 1846. Modificado de Head e Epps (1986)

2.1.1 Critérios de Ruptura

A curva de tensão *versus* deformação define estados de tensões, e conforme Gerscovich (2012) a escolha do estado que determina a ruptura do corpo de prova é arbitrária. O Quadro 1 exemplifica alguns dos critérios clássicos para definição da ruptura.

Quadro 1 - Critérios de Ruptura (modificado de GERSCOVICH, 2012)

Critério	Condição	Determinação Experimental	Envoltória de Ruptura
Rankine	A ruptura ocorre quando a tensão de tração normal máxima (σ_{\max}) observada em ensaio de tração não confinada		
Tresca	A ruptura ocorre quando a tensão de tração normal máxima (σ_{\max}) observada em ensaio de tração não confinada		

Mohr	<p>A ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ, τ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima; isto é</p> $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} = f(\sigma)$		
------	--	---	---

Em geotecnia, é usual utilizar-se o critério de Mohr-Coulomb, que tem por base a envoltória de Mohr, porém linearizada e passa a ser definida por uma reta:

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

Em que c' é o intercepto coesivo e ϕ' a inclinação da reta. É importante ressaltar que estes parâmetros podem variar de acordo com as condições de ensaio.

A determinação da envoltória de Mohr-Coulomb dá-se pelo traçado de uma reta que tangencia as tensões de ruptura determinadas por ensaio (de cisalhamento direto, triaxial ou outro). A Figura 2 ilustra a determinação da envoltória a partir de picos de resistência.

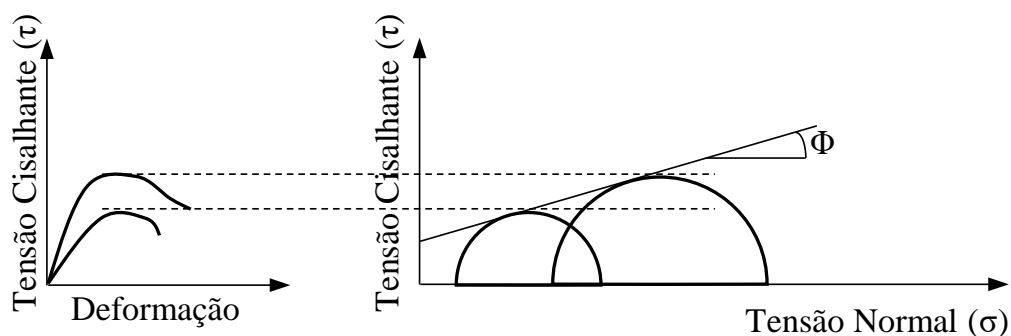


Figura 2 - Determinação da Envoltória de Mohr-Coulomb (modificado de GERSCOVICH, 2012)

2.1.2 Parâmetros de Resistência

A capacidade do solo de permanecer estável e suportar cargas depende, segundo Caputo (1973), da resistência ao cisalhamento do solo uma vez que toda a massa de solo é movimentada quando essa resistência é excedida. Tradicionalmente

divide-se a resistência ao cisalhamento dos solos entre os parâmetros de Coesão e Ângulo de Atrito Interno.

2.1.2.1 Atrito Interno

Como a existência de atrito entre corpos é dependente da existência de movimento Fiori e Carmignani (2009) explicam que o ângulo de atrito (ϕ') é resultado da tendência de movimento. Como a causa de qualquer movimento é a ação de uma força, entende-se a força de atrito como resistente, por opor-se à força que provoca o deslocamento. O termo atrito interno refere-se, conforme Caputo (1973), não apenas ao atrito físico entre as partículas, mas também ao “atrito fictício” advindo a interação entre as partículas. O autor explica que não há, no solo, uma superfície de contato nítida, mas uma “infinitude de contatos pontuais”.

2.1.2.2 Coesão

A porção da resistência do solo referênte a coesão está relacionada às forças eletroquímicas de atração entre partículas (CAPUTO, 1973). Situações de podzolização de areias por percolação de óxido de ferro, ou cimentações de origens variadas entre os grãos podem atribuir, segundo Guidicini e Nieble (1983), resistência por coesão a um determinado material.

Detaca-se que interações de pressão capilar de água contida no solo conferem a este resistência por coesão aparente, conforme Caputo (1973).

2.1.2.3 Parâmetros Residuais

Segundo Gerscovich (2012) uma parcela da resistência ao cisalhamento dos solos é atribuída ao embricamento das partículas. Em situações em que tenha acontecido movimentação de massa de solo, isto é, situações em que a estrutura do solo tenha sido prejudicada por deformações pretéritas, é necessário avaliar a resistência residual ao cisalhamento (Figura 3).

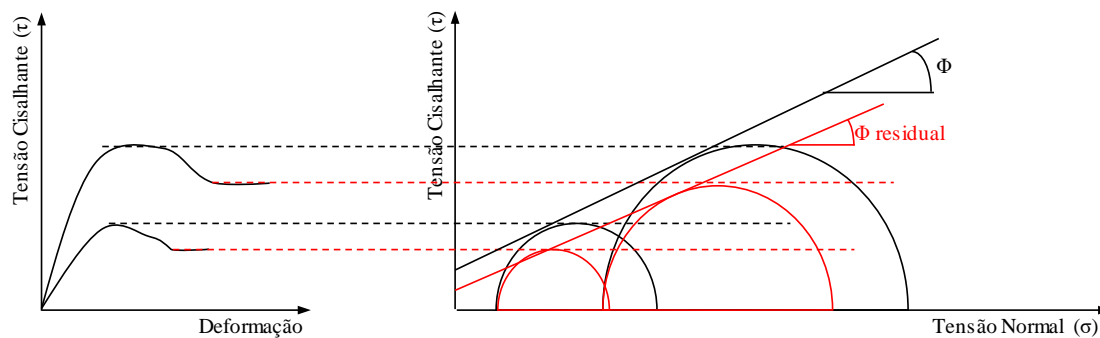


Figura 3 - Determinação de parâmetros de resistência residual

2.1.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

Sedundo Head e Epps (1986) o primeiro protótipo para os desenvolvimentos da caixa de cisalhamento direto foi construído por Bell em 1915, o que possibilitou as primeiras mensurações britânicas de resistência ao cisalhamento. A caixa de cisalhamento como é conhecida hoje foi projetada por Casagrande em Harvard, Massachusetts, em 1932, contudo os detalhes não foram publicados. A maior parte dos equipamentos de cisalhamento direto atuais tem seu deslocamento controlado através de um motor de velocidade fixa. O primeiro equipamento de deslocamento controlado foi desenvolvido por Gilboay (1936) no *Massachusetts Institute of Technology* (MIT).

O cisalhamento acontece dentro de uma caixa de metal rígido, bipartida longitudinalmente, onde o corpo de prova a ser ensaiado é posicionado. Uma força vertical é aplicada para simular o confinamento natural do solo. Faz-se uma metade da caixa de cisalhamento deslizar sobre a outra pela ação de uma força horizontal, de modo a romper o corpo de prova. O cisalhamento direto pode ser realizado através de forças horizontais controladas, ou por deformações controladas, com velocidade constante e força crescente (HEAD; EPPS, 1986).

A execução do ensaio de cisalhamento direto encontra-se dividida em duas etapas: consolidação e ruptura do corpo de prova. Espindola et al. (2011) explicam que o corpo de prova é considerado completamente saturado, de modo que variações do volume do corpo de prova correspondem ao volume de água deslocada. Como, na etapa de consolidação, não ocorrem variações laterais do corpo de prova, variações volumétricas são função do deslocamento vertical sendo que a estabilização destes demonstra a conclusão da etapa de consolidação. A ruptura do corpo de prova acontece pela ação de um esforço horizontal, de modo a promover o deslocamento das caixas de

cisalhamento. São efetuadas medidas da força horizontal e dos deslocamentos verticais em função do tempo. A determinação dos parâmetros de resistência da-se através da execução de três ensaios com diferentes tensões de confinamento.

Além de determinar o ângulo de atrito interno entre as partículas e a coesão proporcionada por interações físico químicas, o cisalhamento direto possibilita determinar ângulo de atrito entre solos e diversos materiais, como concreto e madeira (DAS, 2014).

Particularidades são evidentes no cisalhamento direto, dentre as quais destacam-se a impossibilidade de controlar as pressões de água nos poros do solo, de modo que, para evitar interpretações errôneas de tensões efetivas, deve-se atentar para a velocidade de ensaio que deve ser menor em argilas a fim de possibilitar a dissipação das poropressões. A imposição da superfície de ruptura é outro ponto que merece atenção, já que deixa a representatividade do ensaio a cargo da amostragem do corpo de prova. O avanço de uma metade da caixa de cisalhamento sobre a outra promove a rotação do plano de ruptura para deformações significativas (MASSAD, 2010). Lambe e Whitman (1969) evidenciam o respaldo atribuído ao ensaio, por destacarem que é o mais simples e antigo método para investigação da resistência ao cisalhamento de solos.

Como o ensaio de cisalhamento direto possui conhecido respaldo e sua execução é relativamente simples, diversos autores apresentam resultados (Tabela 1) a partir desse tipo de investigação.

Tabela 1 - Resultados de Cisalhamento Direto Inundado de Diversos Autores

Autor	Unidade	c (kN/m²)	phi (°)	Ponto
Parizoto (2014)	PVgn	18.51	35.7	bau 01
Parizoto (2014)	PVgn	28.7	27	bau 02
Parizoto (2014)	PVgn	27	24.5	bau 03
Raimundo (1998)	Granito	5.2	35.9	Cacupé
Raimundo (1998)	Diabásio	4.8	35.9	Cacupé
Raimundo (1998)	Granito	16.82	32.4	Jardim Guaraní
Raimundo (1998)	Granito	2.12	26.6	Jardim Guaraní
Beviláqua (2004)	Granito	3	32	Araquãs
Beviláqua (2004)	Granito	2	37.3	Córrego Grande
Beviláqua (2004)	Granito	14	34.4	S Lagoa
Beviláqua (2004)	Granito	12	34.4	Serrinha
Beviláqua (2004)	Granito	0	40.1	SC 401
Beviláqua (2004)	Granito	7	43.3	Praia Mole
Beviláqua (2004)	Granito	4	37.3	João Paulo
Beviláqua (2004)	Granito	6	35.2	Cacupé
Santos (1997)	PVg1	16	32	Ilha
Santos (1997)	PVg1	0	35	Ilha
Santos (1997)	PVg2	32.5	25	Itacorubi

Autor	Unidade	c (kN/m²)	phi (°)	Ponto
Santos (1997)	PVg2	20.4	28	Itacorubi
Santos (1997)	Cde	9.1	34	Canasvieiras
Santos (1997)	Cde	4	30	Canasvieiras
Meirelles e Davison Dias (2004)	Granito	15.9	30.9	Amostra 1
Meirelles e Davison Dias (2004)	Granito	6	35.4	Amostra 2
Meirelles e Davison Dias (2004)	Granito	6	35.4	Amostra 3
Bastos (1991)	Granito	0.87	46.5	Algarve
Bastos (1991)	Granito	2.03	36	Algarve
Davison Dias (1987)	PVg	29	30	-
Godoi (2014)	Gnaisse	11.6	35.1	Tal4-AM1
Godoi (2014)	Gnaisse	10.4	32.8	Tal2-AM1
Godoi (2014)	Gnaisse	13	37.9	PI1-AM1
Godoi (2014)	Gnaisse	4.2	39.2	PI1-AM2
Godoi (2014)	Gnaisse	17.7	36.7	PI1-AM3
Higashi (2006)	PVg	11.00	31.4	01
Higashi (2006)	Cde	3.58	32.1	03
Higashi (2006)	PVg	13.40	35.1	04
Higashi (2006)	Cg	12.99	38.7	05
Higashi (2006)	Cg	0 (zero)	41.3	06
Higashi (2006)	Cg	1.36	31.5	07
Higashi (2006)	Cg	11.84	23.2	08
Higashi (2006)	Cg	10.95	31.6	09
Higashi (2006)	PVg	7.30	33.7	11

Fonte: (PARIZOTO, 2014); (RAIMUNDO, 1998); (BEVILÁQUA, 2004); (SANTOS, 1997); (MEIRELLES; DAVISON DIAS, 2004); (BASTOS, 1991); (DAVISON DIAS, 1987); (GODOI, 2014); (HIGASHI, 2006).

A respeito de variações de resultados para uma mesma unidade Lo (1970) observa que uma pronunciada dispersão é esperada em parâmetros de resistência em solos que contenham fissuras. A orientação de uma descontinuidade na direção do plano de ruptura provoca resultados de mínima resistência, enquanto o máximo de resistência dá-se ao ensaiar um corpo de prova que não apresente as descontinuidades em seu interior. Ao afirmar que a resistência ao cisalhamento de saprólitos é condicionada pelo intemperismo da rocha Dearman et al. (1978) reitera que as descontinuidades exercem grande influencia.

Trabalhos que integram cisalhamento direto à geofísica como o de Vilar (2015), estudam estabilidade de taludes como Nervis et al. (2015), aplicações da interação entre solo e outros materiais como Dadalto e Dalmonech (2015), ou que investigam questões intrínsecas do ensaio como Souza (2015), além de trabalhos como Martins (2006) e Hummes (2007) que apresentam aparatos de grandes dimensões para avaliar resistência ao cisalhamento em resíduos antrópicos evidenciam importância e versatilidade do ensaio de cisalhamento direto.

2.1.3.1 Ensaios em Múltiplos Estágios

Como alternativa à normativa padrão, de um corpo de prova para cada condição de confinamento, executa-se o ensaio com a menor das tensões normais a serem aplicadas até que a curva da tensão cisalhante *versus* deformação horizontal apresente-se estável. A força de confinamento é então aumentada para que seja executado o segundo estágio de cisalhamento sobre o mesmo corpo de prova, procedendo da mesma forma. O terceiro estágio é feito no corpo de prova deformado pelos dois primeiros, sendo a força normal, mais uma vez, aumentada.

Izzo (2003) estudou ensaios triaxiais em múltiplos estágios e constatou redução nos parâmetros de resistência e aumento na rigidez dos corpos de prova, se comparados aos ensaios convencionais. O autor destaca o ganho de tempo em utilizar-se do procedimento de múltiplos estágios, porém considera que o emprego dessa técnica deve ser condicionado à dificuldade de obter-se amostras para ensaios convencionais.

Antoniutti Neto e Vilar (2014) trabalharam com ensaios de cisalhamento direto, e comentam que a técnica de múltiplos estágios apresenta maior homogeneidade dos valores obtidos, diminuindo o efeito da anisotropia do solo. Como os resultados obtidos em ensaios tradicionais e em múltiplos estágios não apresentaram diferenças significativas, os autores concluem que esta técnica pode ser utilizada devido a razoável coincidência de resultados e pela considerável economia de tempo e de trabalho proporcionada.

2.1.4 Ensaio de Cisalhamento Sobre Parede de Furo de Sondagem

O *Borehole Shear Test* (ou ensaio de cisalhamento sobre parede de furo de sondagem) foi desenvolvido por Handy e Fox (1967) para determinar os parâmetros de ângulo de atrito e coesão drenados em ensaios de campo. Conforme Theodore (2012) a execução do ensaio baseia-se na preparação de um furo de trado, dentro do qual é posicionado o aparato de cisalhamento. Uma pressão de ar é aplicada ao sistema de modo a cravar as placas de cisalhamento (Figura 4) nas paredes do furo. Após um curto período de tempo para consolidação dos esforços (5 a 15 minutos), aplica-se uma força vertical que traciona o sistema de cisalhamento para cima de modo a cisalhar o solo da parede do furo. Ao final da etapa de cisalhamento, posiciona-se o aparato de modo que

o local de cravação das placas de cisalhamento não esteja perturbado. Os demais estágios de aplicação de tensão normal, consolidação e cisalhamento ocorrem da mesma forma do primeiro estágio.

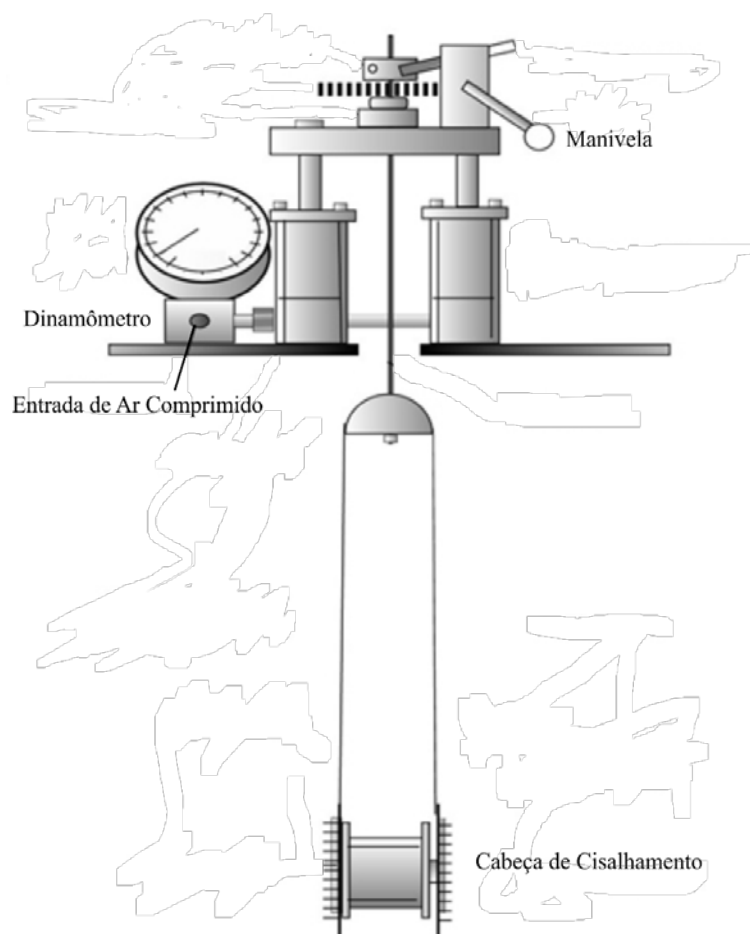


Figura 4 - Equipamento de Ensaio de Cisalhamento em Furo de Sondagem (*Borehole Shear Test*).
Fonte: Modificado de Handy Geotechnical Instruments (2015).

Além de Handy e Fox (1967) e Theodore (2012) destacam-se os trabalhos de Lutenecker (1987) na descrição dos métodos de ensaio e Higashi *et al.* (2015) na aplicação do ensaio.

2.1.5 Ensaio de Palheta

O *Vane Test* ou Ensaio de Palheta surgiu, segundo Massad (2010), na Suécia no início do século XX. O aperfeiçoamento do equipamento aconteceu na década de 1940 e o aparato com a configuração em sua forma atual (Figura 5) data de 1950. O autor explica que o ensaio de cisalhamento de palheta é constituído por uma

palheta formada por duas lâminas retangulares perpendiculares, acopladas a um torquímetro por meio de um conjunto de astes. Através do giro da palheta cravada no solo, e do registro dos valores de ângulo de rotação e torque, é possível determinar a resistência não drenada de argilas moles e muito moles.

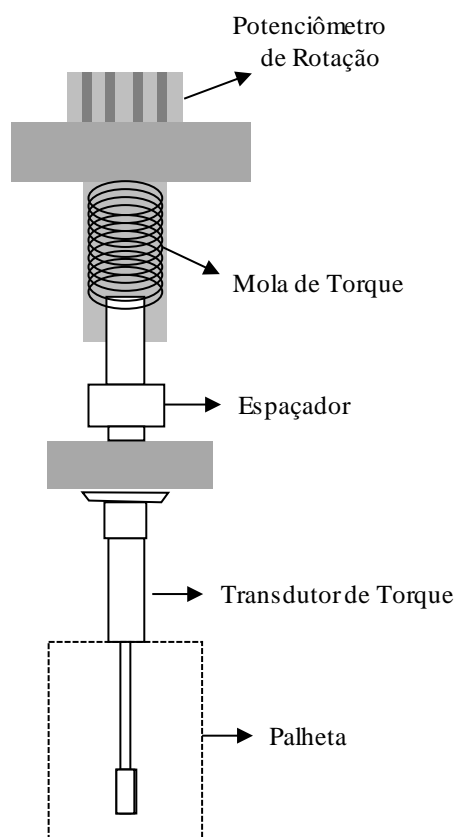


Figura 5 - Equipamento Para Ensaio de Palheta. Modificado de ASTM D 4648 (2000)

Os primeiros Ensaio de Palheta realizados no Brasil, segundo Schnaid e Odebrecht (2012) datam de 1949 e foram de responsabilidade da Geotécnica S. A. e do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). A normatização do ensaio pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) aconteceu em outubro de 1989, com o registro no Instituto Nacional de Metrologia Qualidade e Tecnologia (INMETRO) como NBR 10905 (1989).

2.1.6 Ensaio de Compressão Triaxial

A proposição dos métodos de ensaio de Compressão Triaxial foi elaborada por Bishop e Henkel (1962). Neste ensaio, conforme Espíndola (2011), utiliza-se um corpo de prova de solo com formato cilíndrico, em que a altura geralmente equivale a

duas vezes o diâmetro, de modo a possibilitar que a superfície de ruptura gerada não toque a base ou o topo do corpo de prova.

Para a execução do ensaio de Compressão Triaxial um corpo de prova de solo, é envolto por uma membrana que o isola do meio externo (Figura 6) para separar as pressões internas e externas (DAS, 2014).

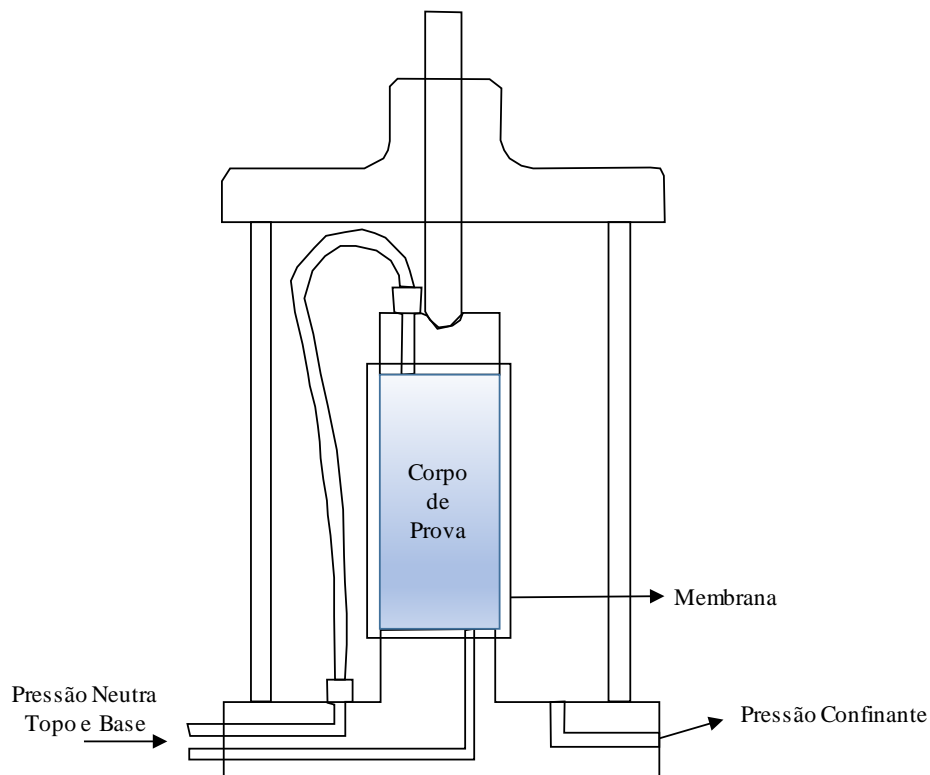


Figura 6 - Equipamento para Ensaio de Compressão Triaxial - Modificado de Laboratório de Geotecnia UFBA (2015)

Espíndola (2011) explica que a etapa de ruptura por compressão triaxial pode ser feita pelo controle da deformação ou da tensão axial. Qualquer que seja o regime de ensaio, controla-se a variável em questão e registram-se essa e todas as demais.

Das (2014) cita que existem três formas padrão de ensaios triaxiais:

Ensaio adensado drenado (CD);

Ensaio adensado não drenado (CU);

Ensaio não adensado não drenado (UU).

2.2 ESTABILIDADE DE TALUDES

Massad (2010) diz que as análises de estabilidade de taludes partem do princípio de que há um equilíbrio entre os esforços ativos, que tendem a causar a ruptura da encosta, e os passivos, que mobilizam resistência à ruptura. Por entender-se que a massa de solo estudada está na iminência de romper, diz-se serem métodos de equilíbrio limite, aqueles empregados no estudo da estabilidade de taludes.

Quanto aos métodos de projeto de taludes, Deere e Patton (1971) ressaltam três: Por experiências precedentes; Por experiências precedentes modificadas; e por cálculos de estabilidade. Para Guidicini e Nieble (1983) os métodos por experiência são mais econômicos, de modo que, o terceiro método fica limitado às situações em que se justifique os custos. Deere e Patton (1971) defendem a utilização dos primeiros métodos para primeiras aproximações.

Muitos são os métodos para análise de rupturas circulares, dentre as quais Guidicini e Nieble (1983) destacam a espiral logarítmica de Rendulic; Círculo de atrito e ábacos, ambos de Taylor; e o Método sueco ou das fatias.

2.2.1 Método Sueco ou das Fatias

Guidicini e Nieble (1983) explicam que o método sueco foi desenvolvido por Fellenius, valendo-se da análise estática de fatias do volume propenso ao deslizamento com seção circular, como mostra a Figura 7.

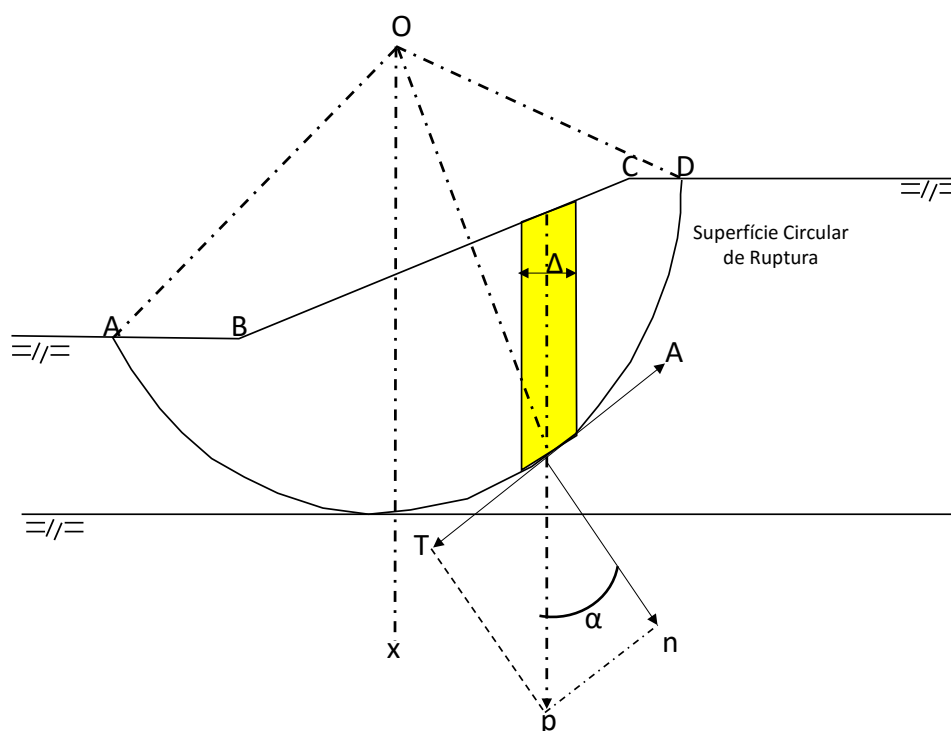


Figura 7 - Relação dos Parâmetros Envolvidos na Análise de Estabilidade de Taludes Pelo Método das fatias (Escorregamento Circular) modificado de Vargas (1972)

As forças atuantes para a desestabilização do maciço são frutos da decomposição matemática do peso P das fatias, conforme:

$$N_i = \gamma z \Delta \cos \alpha \quad (2)$$

$$T_i = \gamma z \Delta \sin \alpha \quad (3)$$

A força de resistência ao cisalhamento do maciço é dada por:

$$\tau s = cs + \sigma s \operatorname{tg} \phi \quad (4)$$

Como:

$$\sigma = \frac{N}{s} \quad (5)$$

tem-se:

$$\tau s = cs + \gamma z \Delta \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi \quad (6)$$

Para não acontecer a ruptura da encosta, a força resistente deve ser maior que as atuantes, de modo que a razão entre esses momentos resulta no fator de segurança (FS) do talude.

$$FS = \frac{Sc + \sum \gamma z \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi}{\sum \gamma z \Delta \sin \alpha_i} \quad (7)$$

Onde são consideradas as influências de todas as lamelas e S é o comprimento do arco ΔD .

Considerando-se o momento de P em lugar do de suas componentes, tem-se

$$FS = \frac{r \left(Sc + \sum \gamma z \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi \right)}{d_p \gamma \text{área } ABD} \quad (8)$$

Onde d_p é a distância de “P” ao centro “O”.

O fator de segurança unitário representa o equilíbrio perfeito, de modo que para ser considerada estável, conforme NRB 11682 (1991), uma encosta deve apresentar FS superior a 1.5. FS menores do que 1, são fisicamente incoerentes já que representariam uma situação de rompimento do talude. O Quadro 2 apresenta valores de FS e seu grau de segurança.

Quadro 2 - Valores de Fator de Segurança

Grau de Segurança	Fator de Segurança Mínimo	Deslocamento Máximo
Alto	1.5	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com: - Grau de segurança necessário ao local; - À sensibilidade de construções vizinhas - Geometria do talude, os valores assim calculados devem ser justificados
Médio	1.3	
Baixo	1.15	

Fonte: NBR 11682 (1991).

Por não se conhecer a superfície de ruptura, é frequente calcular-se o FS para diversos círculos com o intuito de conhecer aquele de menor fator de segurança, o qual indicará a própria superfície de ruptura. A Figura 8 ilustra a estimativa de várias superfícies, em que aquela com centro no ponto O' tem fator de segurança 3, no ponto O'' FS=2 e, finalmente, no ponto O''' o fator de segurança seria igual a 0.9, ou seja, representaria a ruptura do talude, de modo que o círculo crítico será AC e o fator de segurança 0.9. Refinando-se a malha de pontos, tem-se a possibilidade de traçar círculos de igual valor de FS.

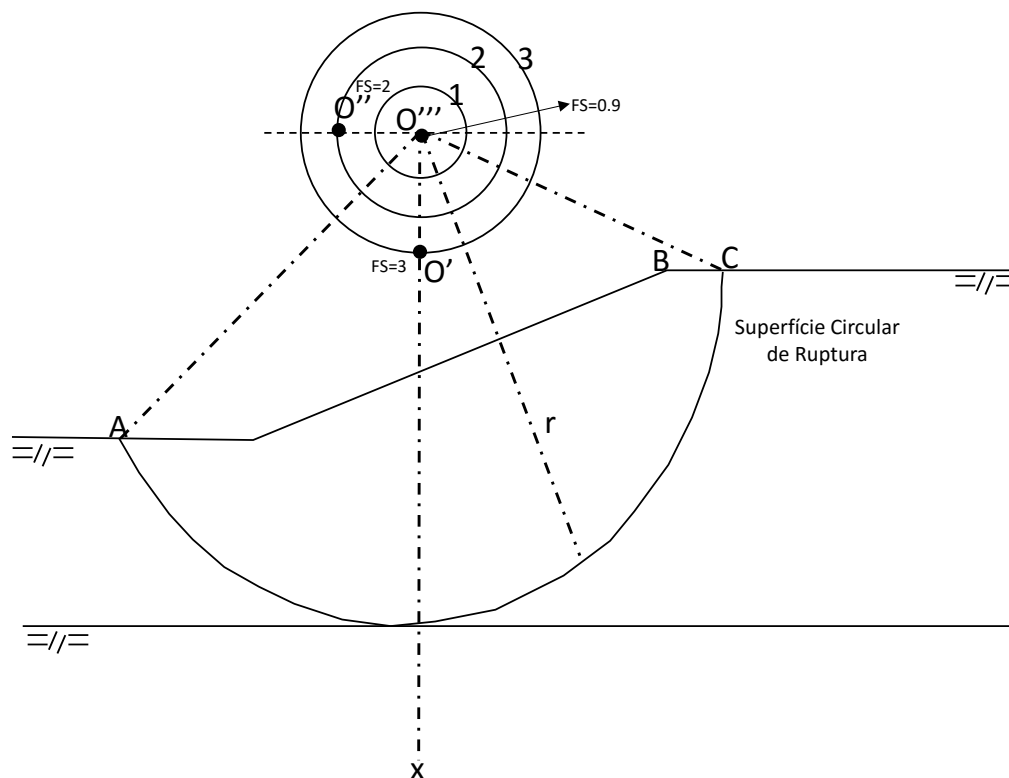


Figura 8 - Obtenção do Círculo Crítico Modificado de Vargas (1972)

2.2.2 Bishop simplificado

Guidicini e Nieble (1983) explicam que Fellenius considerou iguais as forças laterais para ambos os lados de uma fatia. Em 1952, Bishop apresentou uma contribuição, considerando, segundo Whitman e Moore (1963), uma interação entre fatias mais adequadas à realidade como pode ser visto na Figura 9.

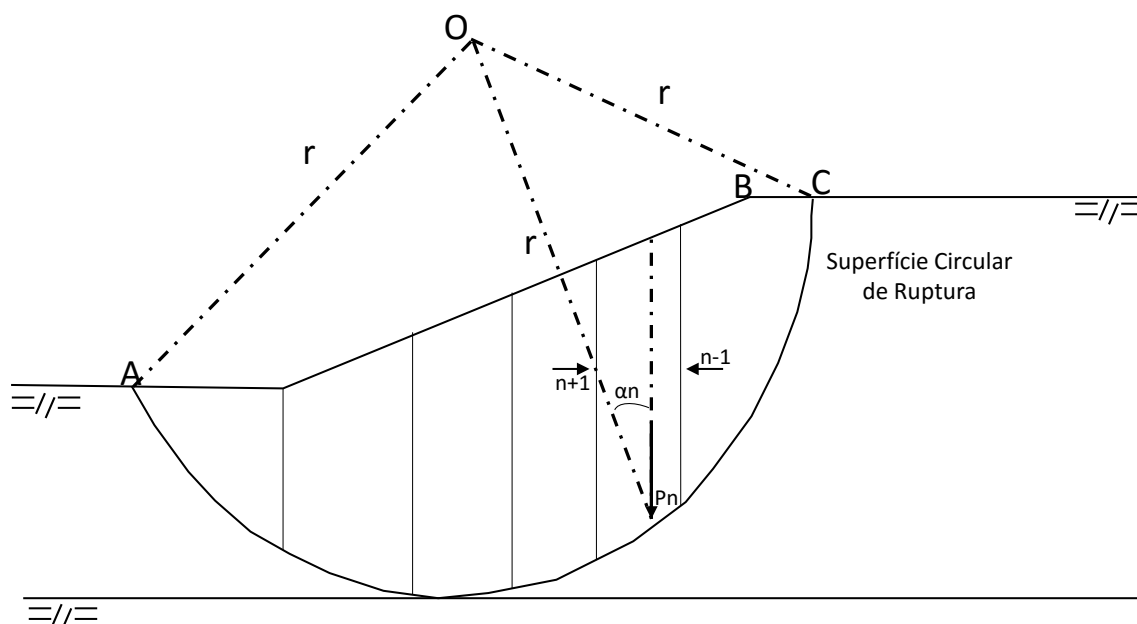


Figura 9 - Método de Bishop Simplificado, modificado de Remédio (2014)

Fiori e Carmignani (2009) apresentam a equação para o método de Bishop de forma que:

$$F_s = \frac{1}{\sum (P_n \text{sen} \alpha_n)} \sum \left[\frac{(P_n + E_{n-1} - E_{n+1} - u_n' \text{cos} \alpha_n) \text{tan} \phi' + c' L_n l_n \text{cos} \alpha_n}{\text{cos} \alpha_n + \frac{\text{sen} \alpha_n \text{tan} \phi'}{F_s}} \right] \quad (9)$$

Onde:

c' = Coesão

Φ' = Ângulo de atrito do solo

P_n = Peso da fatia

L_n = Comprimento da base da fatia

l_n' = Comprimento da fatia

u_n' = Pressão de água no centro da base da fatia

α_n' = Ângulo entre a vertical e o raio da superfície de ruptura.

Os autores destacam que a diferença $E_{n-1} - E_{n+1}$ pode ser considerada nula, sendo que o erro gerado por essa simplificação fica na ordem de 1%, e a análise torna-se muito mais simples chamada de método simplificado de Bishop (MASSAD, 2010).

$$F_s = \sum \left[\frac{(c' l_n + P_n \tan \phi') \frac{1}{m_{\alpha_n}}}{\sum P_n \text{sen} \alpha_n} \right] \quad (10)$$

sendo

$$m_{\alpha_n} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \text{sen} \alpha_n}{F_s} \quad (11)$$

Aplicando (11) em (10), observa-se que o termo F_s acontece em ambos os membros da equação. Para resolver este tipo de equação recorre-se à cálculos iterativos, adotando-se um primeiro valor para o FS em (11) e calculando o resultado de (10). O procedimento é repetido até que os valores dos fatores de segurança sejam aproximadamente iguais.

2.2.3 Superfícies Planares

No caso de a encosta apresentar planos de fraqueza ou superfícies de contato entre materiais de resistência muito diferente, Gerscovich (2012) esclarece que devem-se avaliar as superfícies planares por taludes finitos, em que a inclinação do plano e da encosta podem não ser paralelas (Figura 10).

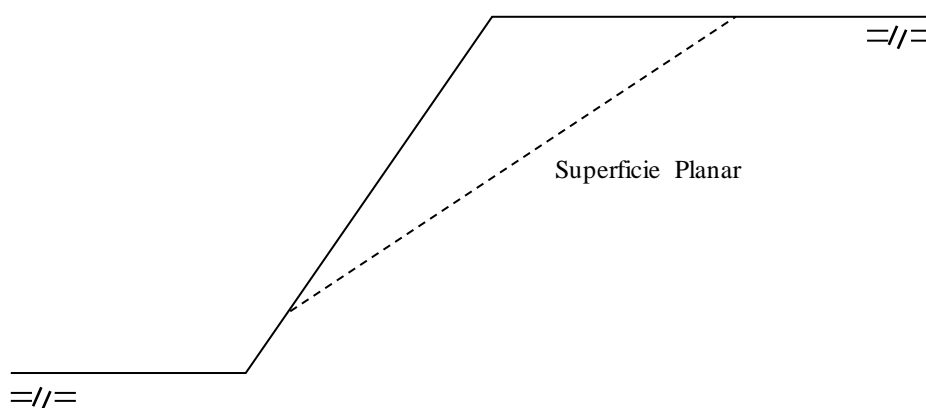


Figura 10 - Superfície de Ruptura Planar

É possível considerar as superfícies planares em análises de taludes homogêneos. Para avaliar esses casos Gerscovich (2012) explica que é necessário buscar a condição mais desfavorável por meio da pesquisa de diversas inclinações de superfícies, da mesma forma como é feito para superfícies circulares, ilustrado pela Figura 8.

2.2.4 Considerações Sobre Cálculos de Estabilidade

Conforme Gerscovich (2012) os seguintes aspectos são de grande importância, independente do mecanismo de instabilização e do método utilizado para análise.

- Possibilidade de ocorrência de trincas de tração no início da superfície de ruptura e a necessidade de avaliar os efeitos de poropressão nestes casos;
- Ocorrência de rupturas progressivas, e necessidade de avaliação com parâmetros de resistência residuais;
- Determinar envoltórias condizentes com a situação de campo, isto é, para superfícies pouco profundas deve utilizar-se baixas tensões normais para evitar problemas com envoltórias curvas.

2.3 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

Conforme Zuquette (1987), esse tipo de mapeamento deve apresentar os atributos do meio físico processados de modo que sua correlação e interpretação sejam claros. Higashi (2006) define como a representação das características geomecânicas do solo, de modo a possibilitar a previsão do comportamento das unidades geotécnicas e a utilização em projetos ambientais e de engenharia. Para a UNESCO (1976) o mapa geotécnico é um mapa geológico com os componentes significativos para o planejamento do solo. Santos (1997) trata o mapa geotécnico como produto que deve ser aplicado como instrumento de gestão territorial, pela criação de setores de critérios físicos. Os autores, portanto, concordam, que o mapeamento geotécnico deve gerar produtos que sejam instrumento para a tomada de decisões com o objetivo de dirigir a correta ocupação do solo.

Dentre as vertentes de métodos para mapeamento geotécnico no Brasil, destacam-se as metodologias de mapeamento de grandes áreas de Davison Dias (1995), o método de Detalhamento Progressivo da UNESP, do IPT, e das Formas de Relevo (*Landforms*) da USP.

Pesquisas recentes têm sido desenvolvidas no âmbito do mapeamento geotécnico. Destacam-se os trabalhos de Castro et al. (2012), Rodrigues (2012),

Sampaio e Augustin (2014), Oliveira (2014), Dias e Garcia (2014), e Tinós, Zaine e Ferreira (2015).

2.3.1 Mapeamento Geotécnico de Grande Áreas

Davison Dias (1995) propõe o mapeamento geotécnico por meio da superposição dos mapas litológico, oriundo do mapa geológico, e pedológico para gerar uma estimativa de unidades geotécnicas. A autora destaca a relevância de considerar a geologia, de modo a prever o comportamento da zona de rocha alterada, e a pedologia visando compreender as porções superficiais. Conforme Higashi (2006), em levar-se em conta as diferentes declividades espera-se encontrar variações nos tipos de solo, o modelo proposto por Davison Dias (1995) leva em conta a proposta de Zuquette (1987). A Figura 11 ilustra a definição das unidades geotécnicas valendo-se da superposição da litologia e pedologia, como proposto por Davison Dias (1995).

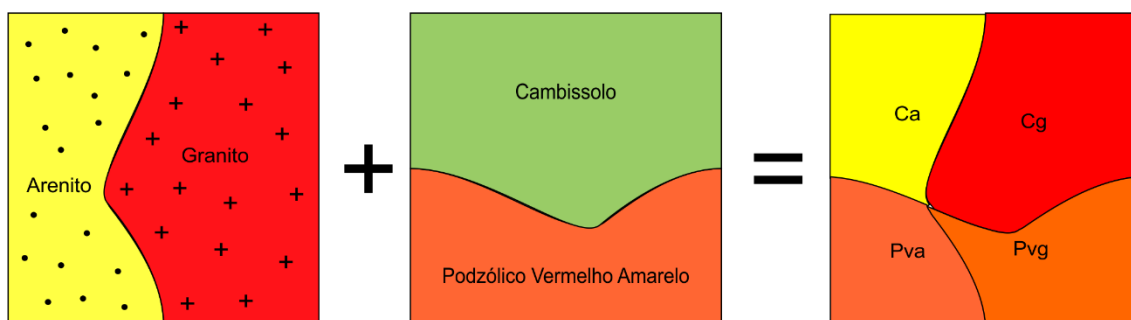


Figura 11 - Definição das Unidades Geotécnicas Pela Superposição da Litologia e Pedologia

Para a simbologia das unidades geotécnicas, utilizam-se as primeiras letras dos nomes da unidade pedológica, em letra maiúscula, seguida da primeira letra do nome da litologia, em minúscula. O Quadro 3 apresenta as simbologias para pedologia simplificada, em letras maiúsculas.

Quadro 3 - Quadro de Simbologias de Pedologia Simplificada (DAVISON DIAS, 2001)

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
A	Aluviais	P	Podzóis Indiscriminados
AQ	Areia Quartzosa	PB	Podzólico Bruno-Acinzentado
B	Brunizém	PE	Podzólico Vermelho-Escuro
BV	Brunizém Vértico	PL	Planossolo
C	Cambissolo	PLV	Planossolo Vértico
CB	Cambissolo Bruno	PLP	Planossolo Plíntico
GH	Glei	PT	Plintossolo
HO	Solo Orgânico	PV	Podzólico Vermelho-Amarelo
LA	Latossolo Amarelo	R	Litóico

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
LB	Latossolo Bruno	TR	Terra Roxa Estruturada
LBC	Latossolo Bruno Câmbico	TB	Terra Bruna-Estruturada
LBR	Latossolo Bruno-Roxo	TBR	Terra Bruna-Roxa
LE	Latossolo Vermelho-Escuro	TBV	Terra Bruna Podzólica
LR	Latossolo Roxo	V	Vertissolo
LV	Latossolo Vermelho-Amarelo		

O Quadro 4 complementa a nomenclatura das unidades geotécnicas, por mostrar as simbologias litológicas em minúsculas.

Quadro 4 – Quadro de Simbologias Simplificadas Para Litologias (DAVISON DIAS, 2001)

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
a	Arenito	g	Granito
ag	Argilito	gl	Granulito
an	Andesito	gn	Gnaisse
ar	Ardósia	gd	Granitóide
b	Basalto	ma	Mármore
br	Brecha	p	Pelito
c	Conglomerado	q	Quartzito
ca	Calcáreo	r	Riolito
cm	Complexo Metamórfico	si	Sienito
cr	Carvão	s	Silito
d	Diorito	sq	Sedimentos Quaternários
da	Dacito	st	Sedimentos Terciários
f	Folhelho	x	Xisto

2.3.2 Método de Detalhamento Progressivo UNESP – Rio Claro

O método do detalhamento progressivo de Cerri *et al.* (1996) apresenta-se como uma metodologia de planejamento regional. Os trabalhos dividem-se em três etapas (Figura 12).

A primeira etapa envolve geração de produtos em escala de 1:50.000 ou 1:25.000 a partir da interação de levantamentos pré existentes e, eventualmente, complementações. A etapa intermediária resume-se a um primeiro detalhamento dos produtos da primeira etapa. Os mapas gerados na segunda etapa são da escala de 1:25.000 quando os primeiros são de 1:50.000 ou de 1:10.000 quando obtêm-se 1:25.000 na primeira etapa. Durante as primeira e segunda etapas busca-se localizar potencialidades e limitações das áreas mapeadas, assim como problemas geológico-geotécnicos instalados. A etapa de detalhe da-se nas áreas de maior interesse, para subsidiar obras de engenharia ou por contar com problemas pré instalados (ZAINÉ, 2000).

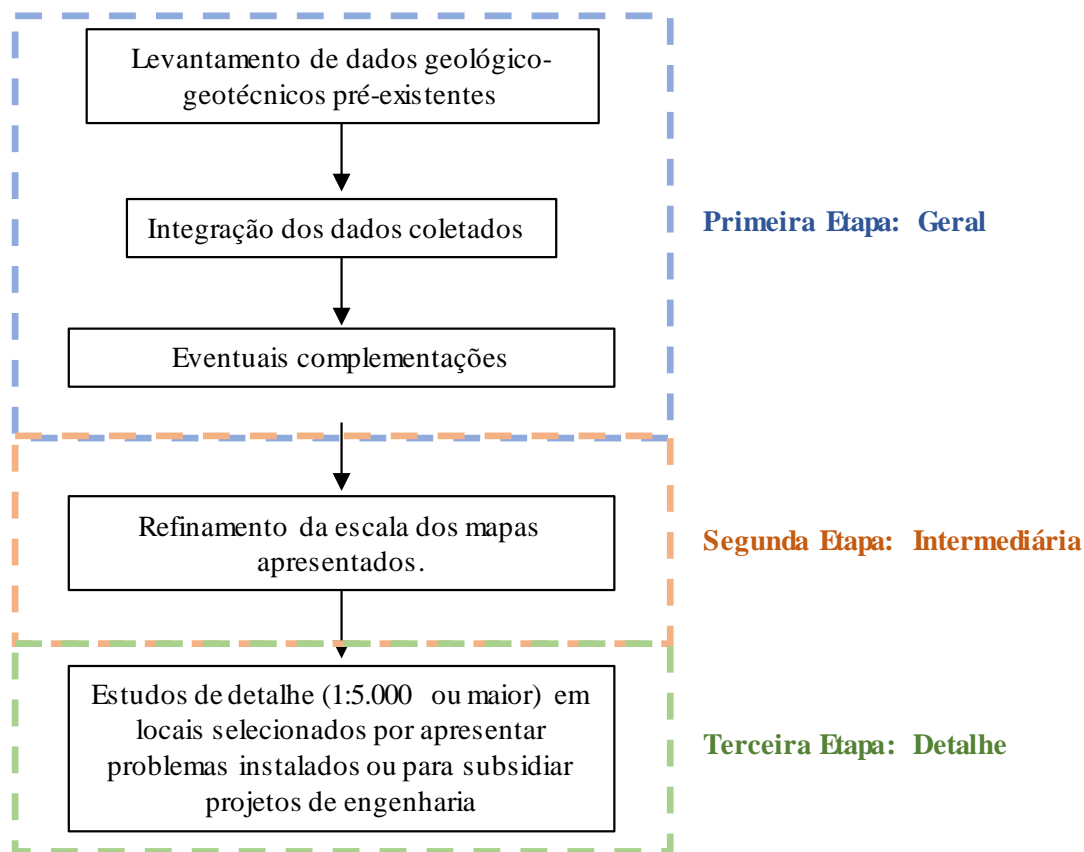


Figura 12 - Etapas do Mapeamento por Detalhamento Progressivo - UNESP Rio Claro

2.3.3 Método do IPT

A metodologia de mapeamento desenvolvida no Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) é caracterizado por Zuquette (1993) como aplicado a problemas existentes. Segundo o autor, esse tipo de trabalho é desenvolvido com poucas amostragens e ensaios laboratoriais, e, conseqüentemente num curto espaço de tempo.

Os passos para o mapeamento proposto pelo IPT, segundo Prandini *et al.* (1995) dão-se através do levantamento dos recursos e problemas, seguido pelo conhecimento das características e dos condicionantes dos fenômenos, e culminam na investigação de evidências e todos os dados disponíveis para o entendimento dos processos atuantes.

Fator característico da metodologia do IPT é o levantamento e análise do uso e ocupação do solo, atual e histórico, para a individualização de polígonos de solo (ABREU, 2007).

2.3.4 Método das Formas de Relevo – USP

Segundo Abreu (2007) o método da USP originou-se nas proposições de Zuquette (1987, 1993) e consolidou-se por trabalhos posteriores desenvolvidos da instituição. O trabalho de Almeida (2000) é conhecido como exemplo mais completo de aplicação deste método.

Segundo Zuquette (1987) o conceito de atributo é a divisão fundamental para a execução do método. Os elementos básicos da composição do meio devem ser descritos de forma que possibilite sua análise sobre um documento cartográfico. Conforme Zuquette (1993) os atributos devem ser analisados segundo a seguinte sequência:

- Geomorfologia;
- substrato rochoso;
- materiais inconsolidados;
- arranjos tridimensionais preliminares;
- águas superficiais;
- águas subterrâneas;
- arranjos tridimensionais finais;
- amostragem;
- ensaios;
- e definição dos polígonos de unidades geológico-geotécnicas.

Conforme Abreu (2007) o método de Zuquette foi proposto para escalas de planejamento regional, para áreas maiores de 1500km², progressivamente alterado para escalas de maior detalhe. A autora destaca que o objetivo deste tipo de mapeamento é a identificação de áreas susceptíveis e estudo de áreas não mapeadas.

2.3.5 Legislação Aplicada ao Mapeamento Geotécnico

O artigo 182 da Constituição Federal (1988) estabelece que a política de desenvolvimento urbano deve ser executada pelo poder público municipal, e objetiva o desenvolvimento pleno das funções sociais da cidade além de garantir o bem estar dos seus habitantes. O parágrafo primeiro do mesmo artigo estabelece o plano diretor como instrumento básico da política de desenvolvimento e de expansão urbana.

A Lei 12.608 (2012) além de instituir a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil, e autorizar a criação do sistema de informações e monitoramento de desastres, cita em seu artigo segundo que a adoção das medidas para redução dos riscos de desastre são dever da União, dos Estados, dos Distrito Federal e dos Municípios. O parágrafo segundo do referido artigo ressalta a importância de mapeamentos, por destacar que o desconhecimento do risco de desastre não constitui óbice para implantação de providências de prevenção e mitigação de riscos.

A pesar da Lei 12.608 (2012) ter tornado obrigação dos municípios, em parceria com estados e governo federal, o mapeamento das áreas suscetíveis aos desastres, e dos trabalhos realizados por parcerias entre governo e universidades após a promulgação dessa lei, como os publicados por CEPED – UFSC (2014), os riscos não encontram-se mapeados nas cidades brasileiras. Dados apresentados por Bongiovanni (2015) mostram que em um universo de 116 municípios (Figura 13) que frequentemente são atingidos por eventos de grande impacto, 90% não têm Plano Municipal de Redução de Riscos.

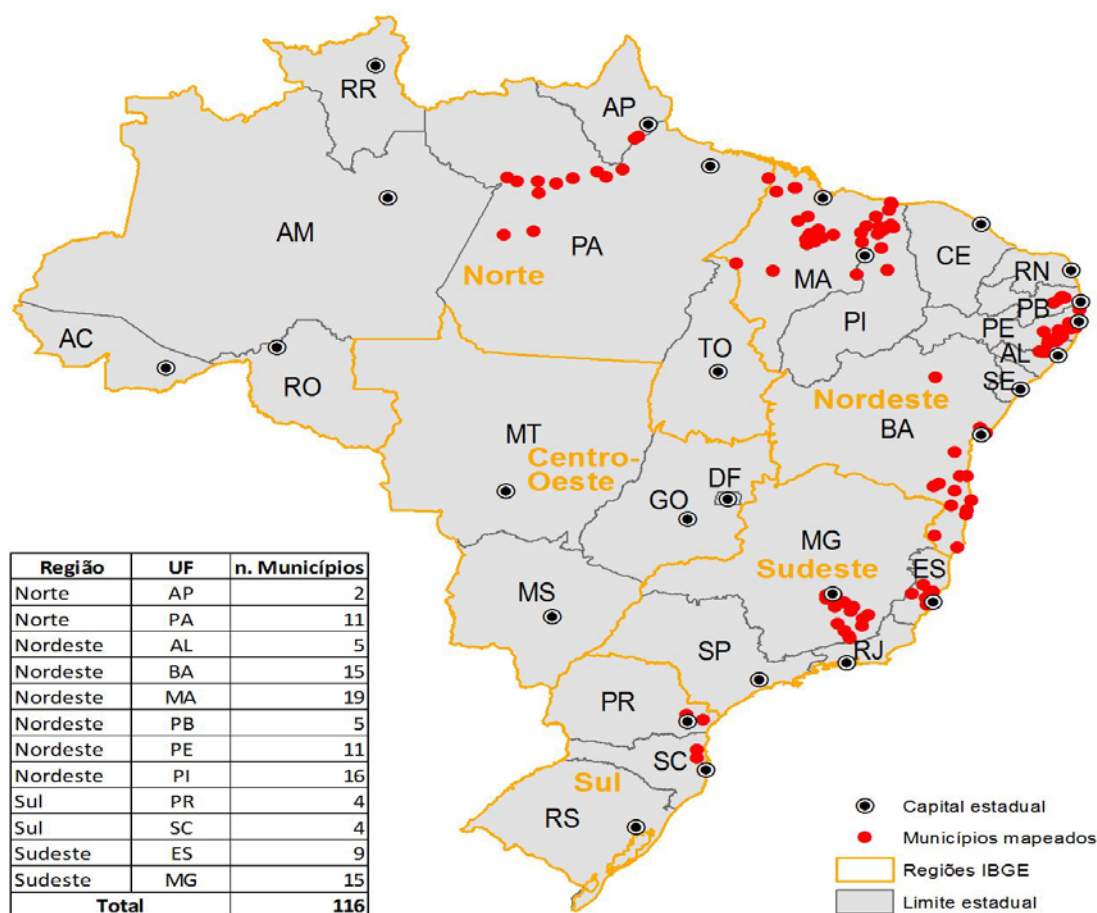


Figura 13 - Municípios Frequentemente Atingidos Por Desastres (BONGIOVANNI, 2015).

Passados três anos da promulgação da lei que regulamenta as ações de defesa civil e impõe o mapeamento das áreas de risco, segundo Bongiovanni (2015), 88% dos municípios pesquisados pelo autor não dispõem de Sistema de Informação Geográfica (SIG), mais de 60% não têm sistema de monitoramento e alerta prévio, 43% dos municípios não têm canais de comunicação com os moradores de áreas de risco e menos de 20% possuem fundos para emergência.

Os dados apresentados por Bongiovanni (2015) vão ao encontro do que é apresentado por Coutinho *et al.* (2015) que destacam que 56% dos municípios brasileiros contemplam legislação sobre o uso e ocupação do solo como pode ser visto na Figura 14.

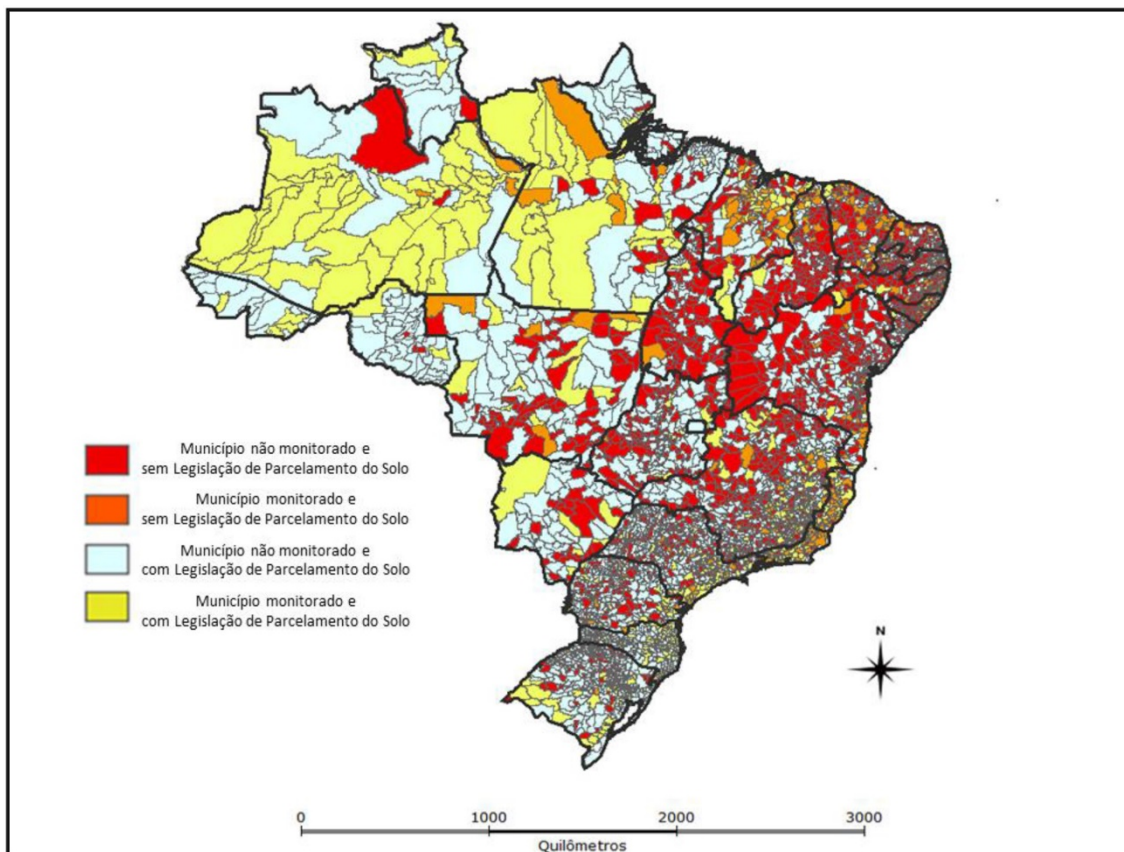


Figura 14 - Condição dos municípios brasileiros quanto a existência legislação municipal de uso e ocupação do solo e ao monitoramento do CEMADEN. IBGE(2014)

Os autores destacam que os estados de Amapá, Amazonas, Rio Grande do Sul e Santa Catarina são monitorados pelo Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) porém a despeito do que é regulamentado pela Política Nacional de Proteção e Defesa Civil (PNPDEC) de que os municípios devem coibir a ocupação de áreas de risco, estados como Maranhão, Ceará, Espírito Santo e Rio de Janeiro não apresentam instrumentos legais para isso.

Conforme Coutinho *et al.* (2015) e Bongiovanni (2015) a Lei 12.608 (2012) juntamente com a inclusão de informações de Gestão de Risco e Respostas a Desastres nas bases municipais do IBGE representam importante avanço nas pesquisas e acompanhamentos de riscos e desastres. Os autores destacam que para que as ações tenham efeito, é necessário que providências regulamentadas pela Lei 12.608 (2012) como o levantamento dos municípios que apresentam áreas suscetíveis a deslizamentos de grande impacto, mapeamento das áreas de risco das cidades e elaboração de planos diretores sejam efetuadas com urgência.

3 METODO

A forma como este trabalho foi desenvolvido encontra-se simplificada pelo fluxograma da Figura 15. A revisão elaborada do estado da arte de estabilidade de taludes e ensaios de resistência ao cisalhamento, permitiu a compreensão dos métodos de ensaios e cálculos de estabilidade.

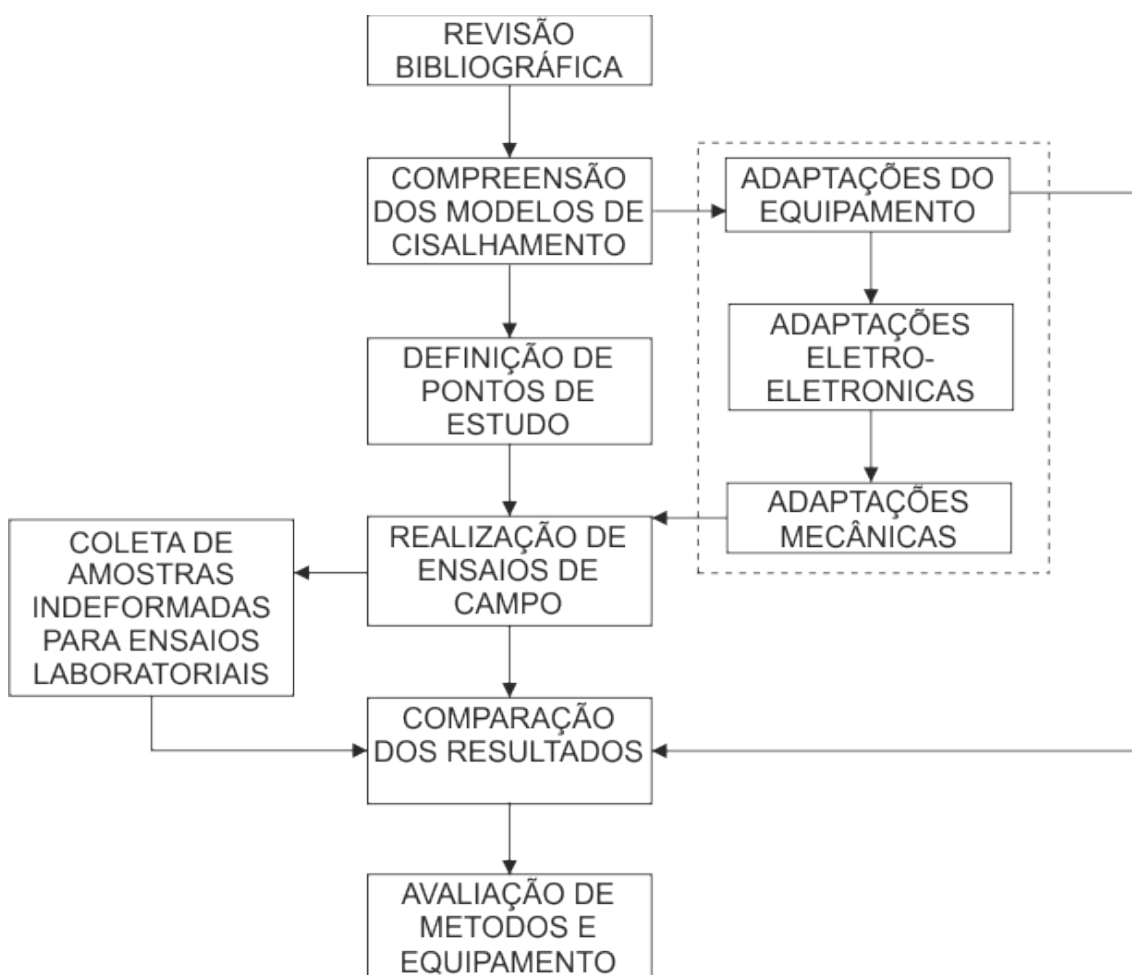


Figura 15 - Fluxograma Simplificado das Metodologias Deste Trabalho

O protocolo de ensaios analisado por este trabalho, consiste em seguir o princípio do ensaio de cisalhamento direto, isto é, o de se movimentar uma porção do corpo de prova em relação à outra pela ação de uma força, crescente, paralela ao movimento, enquanto uma força constante normal é aplicada.

A variação proposta ao sugerido pela ASTM (2003), foi relacionada à execução de múltiplos estágios em um mesmo corpo de prova, como defendido por Antoniutti Neto e Vilar (2014) de modo que o ensaio pôde ser realizado em campo, com

prioridade na diminuição do tempo de ensaio de modo a possibilitar maior agilidade ao mapeamento geotécnico.

A metodologia de análise de estabilidade de taludes aplicada neste trabalho foi o método das fatias, precursor do método de Bishop Simplificado que é frequentemente utilizado em Geotecnia.

3.1 PROTOCOLO DE ENSAIOS RÁPIDOS

O protocolo proposto sugere que sejam realizadas campanhas de campo em locais previamente determinados com auxílio de imagens de satélite e demais materiais cartográficos. A determinação dos pontos de estudos foi embasada nos trabalhos de Davison Dias (1995) e Zuquette (1987).

Conforme ilustrado pela Figura 16, a primeira providência nos pontos de estudos foi a coleta de um corpo de prova, com dimensões de 5.08cm x 5.08cm x 2cm. Com o corpo de prova moldado, iniciou-se o cisalhamento deste enquanto a equipe preparou a amostragem indeformada do ponto estudado.

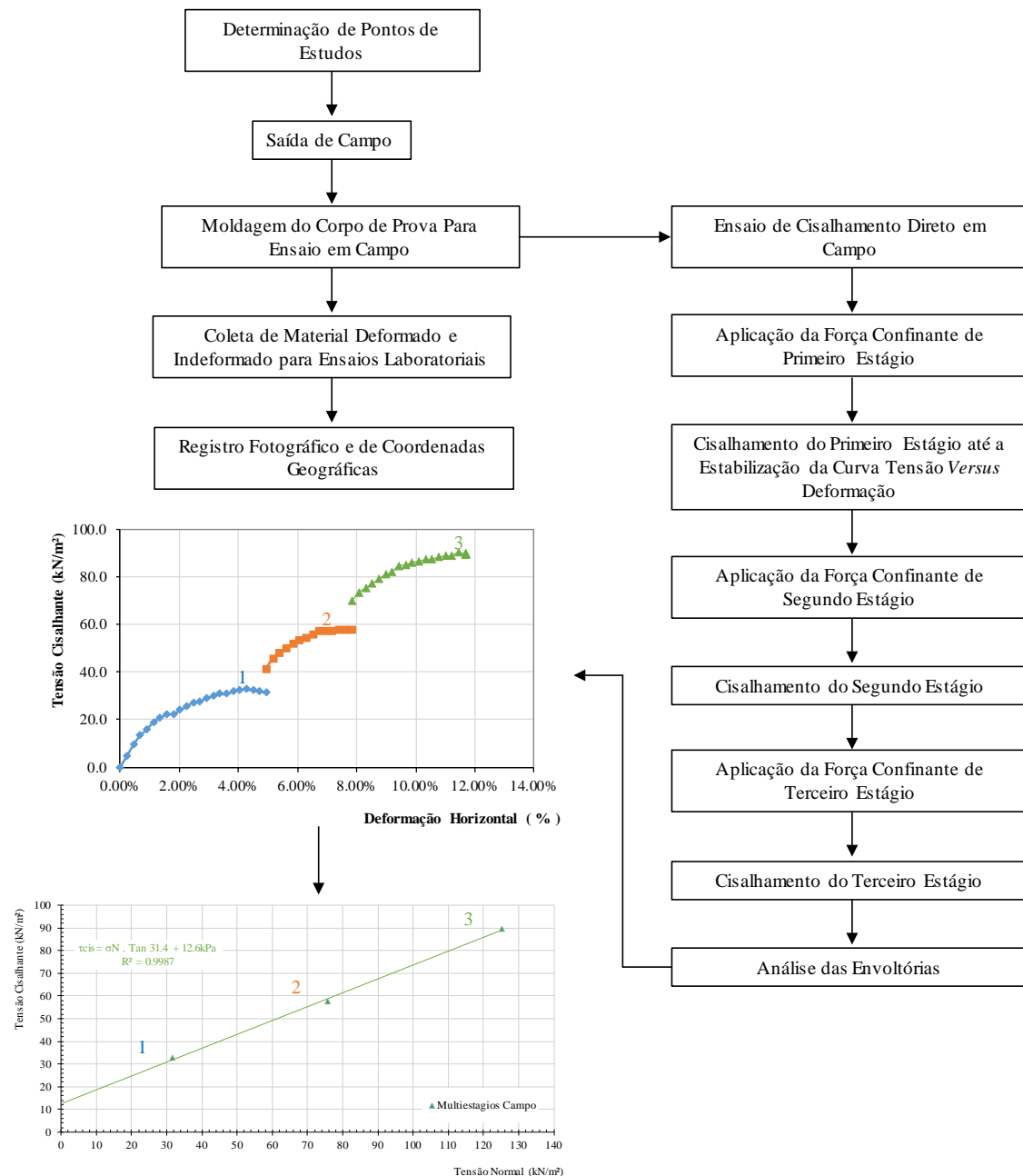


Figura 16 - Fluxograma Ilustrativo do Protocolo de Ensaio

O ensaio de cisalhamento foi realizado a uma velocidade de deslocamento de 0.0228 milímetros por minuto. Cada corpo de prova coletado foi material para a determinação da completa envoltória de ruptura do ponto em questão. Os estágios foram ensaiados numa metodologia de múltiplos estágios em que um novo carregamento de tensão confinante foi aplicado assim que foi notada a estabilização dos esforços cisalhantes, por meio da curva de tensão x deformação.

O principal objetivo do protocolo em análise foi de diminuir o tempo necessário para a obtenção dos parâmetros de resistência em cada local estudado.

Devido a grande demanda por mapeamentos geotécnicos, sabe-se que a execução de ensaios é, muitas vezes, desprezada devido à falta de tempo disponível.

Como acredita-se que parâmetros de resistência atribuem significativa confiança ao produto gerado, buscou-se priorizar a rápida obtenção destes em detrimento da exatidão dos resultados. Com o entendimento de que os desvios da exatidão seriam em virtude de poropressões positivas geradas no corpo de prova, esperou-se obter resultados concervadores em relação a resistência do material.

Para possibilitar a aplicação do protocolo, fez-se necessário adaptar um equipamento de cisalhamento direto existente no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina.

3.2 ADAPTAÇÕES DO EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO

O equipamento utilizado para a aplicação do protocolo de ensaios rápidos apresentava diversas fraquezas desde problemas mecânicos, peças faltantes até eletrônica obsoleta (Figura 17).

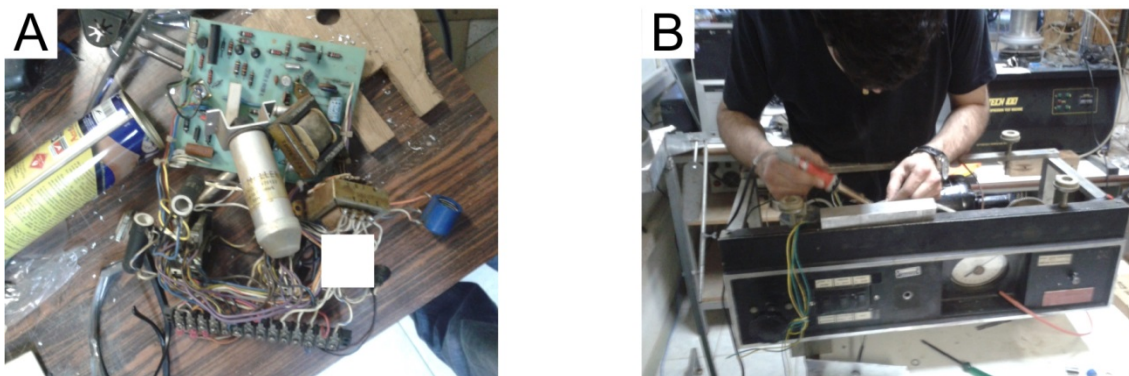


Figura 17 - A) Componentes eletrônicos antigos. B) Trabalho de reforma da parte elétrica

As modificações dividiram-se em duas etapas, a primeira pela necessidade de se adaptar o equipamento para utilização acoplado a um sistema de inversão de frequência, o que possibilitou a ligação do mesmo ao veículo de campo. A segunda etapa de modificações foi motivada por evidências, discutidas por Müller et al. (2015) e que são também apresentadas no capítulo de resultados (0), de problemas na concepção original do equipamento.

3.2.1 Adaptações Eletrônicas

O modelo original contava com um circuito eletrônico obsoleto e complicado (Figura 17a), que foi substituído por um transformador, duas pontes linearizadoras de corrente e uma chave reversora. O transformador foi utilizado para converter a tensão de 220 volts entregue pelo inversor de frequências para a tensão de trabalho do motor, 110 volts. As pontes linearizadoras são compostas por diodos, e foram utilizadas para disponibilizar ao motor uma corrente elétrica de caráter contínuo. Como as pontes tem polaridade fixa, podem ser utilizadas para inverter o sentido de rotação do motor de corrente contínua ao alternar a posição da chave reversora, simplesmente pelo emprego de uma ponte de diodos ligada de modo a reverter a polaridade da corrente, como mostra a Figura 18.

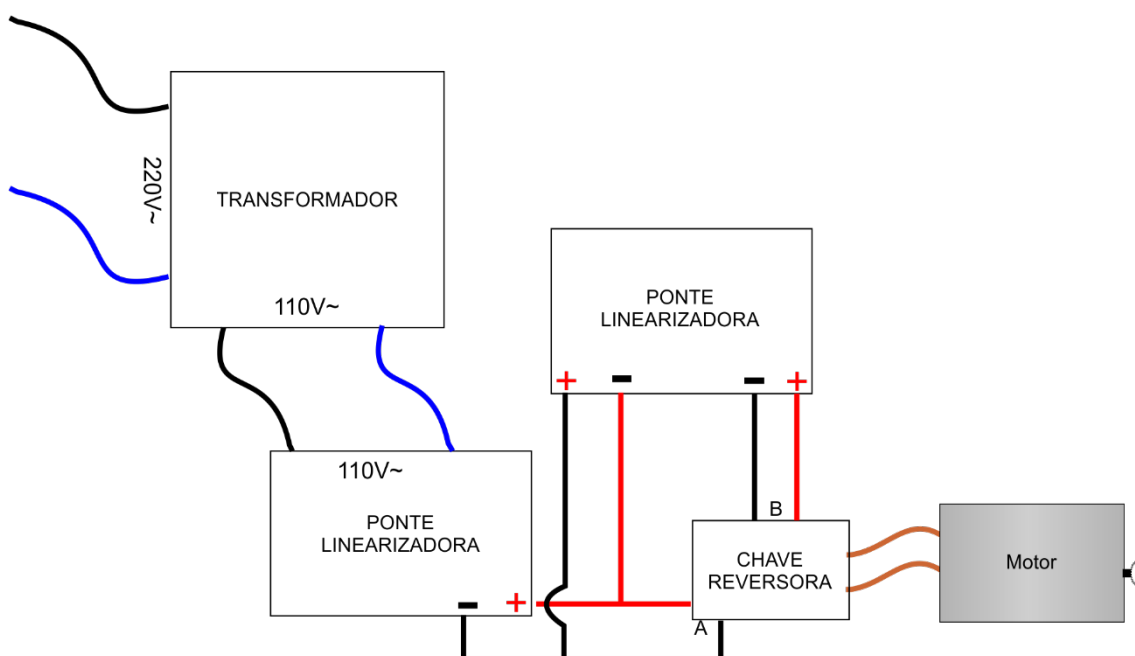


Figura 18 - Esquema das Adaptações Eletrônicas.

No esquema acima a situação “A” indica a utilização da ponte linearizadora de modo a tornar contínua a corrente alternada disponível na saída do transformador.

A ligação B apresenta a possibilidade de alimentar a segunda ponte de diodos com a polarização invertida. Como este componente tem a propriedade de manter fixa a polaridade de saída, qualquer que seja a polaridade de entrada, esta configuração possibilitou a inversão de polaridade nos contatos do motor, revertendo sua direção.

3.2.2 Adaptações Mecânicas

As partes mecânicas alteradas posteriormente são relacionadas ao funcionamento do equipamento. No modelo inicial, como mostra a Figura 19, a força necessária para movimentar a porção inferior do corpo de prova era medida pelo anel dinamométrico, enquanto a metade superior do corpo de prova mantinha-se parada. Nesta concepção, qualquer agente externo que causasse atrito entre a caixa de cisalhamento e seu trilho provocaria uma leitura de força cisalhante superestimada no anel dinamométrico.

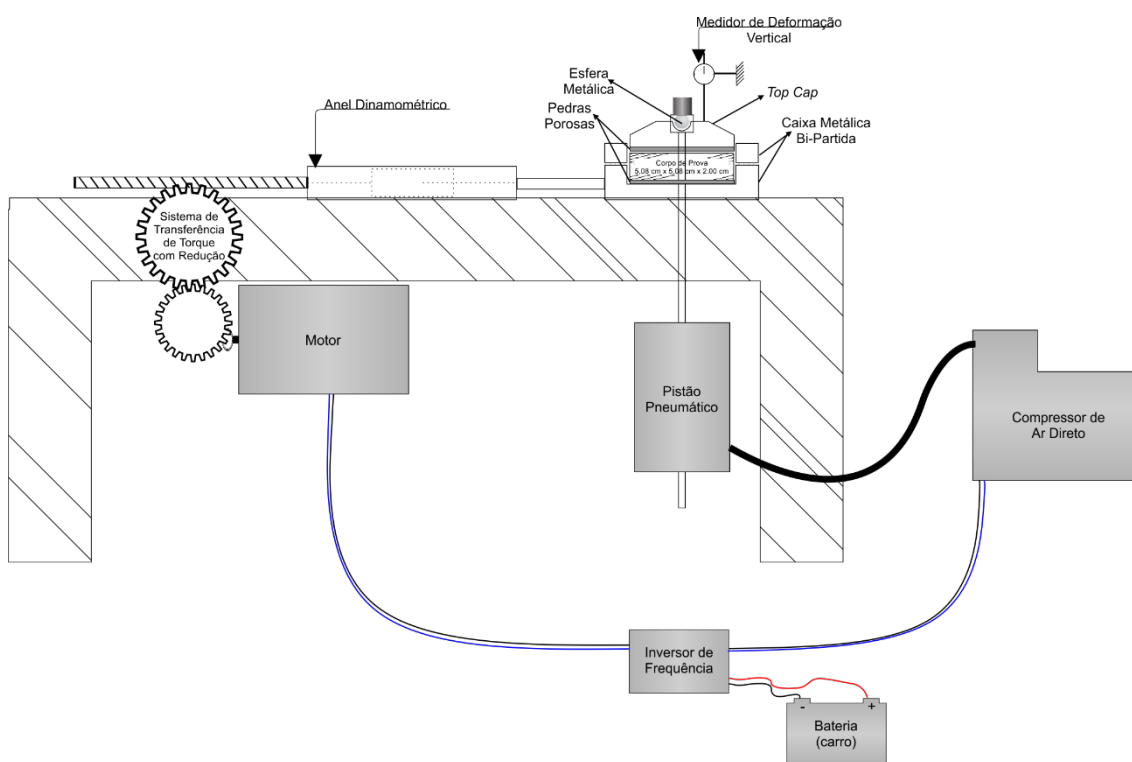


Figura 19 - Mecanismos do Ensaio de Cisalhamento Direto em Campo

As tensões normais ao cisalhamento, confinantes, aplicadas pelo sistema pneumático apresentado no modelo inicial, eram medidas por um manômetro com mostrador calibrado em libras por polegada quadrada ou *Pounds Per Inch* (PSI). Para facilitar as atividades de campo, o mostrador foi re-calibrado levando em consideração a força aplicada na seção do corpo de prova (Figura 20).

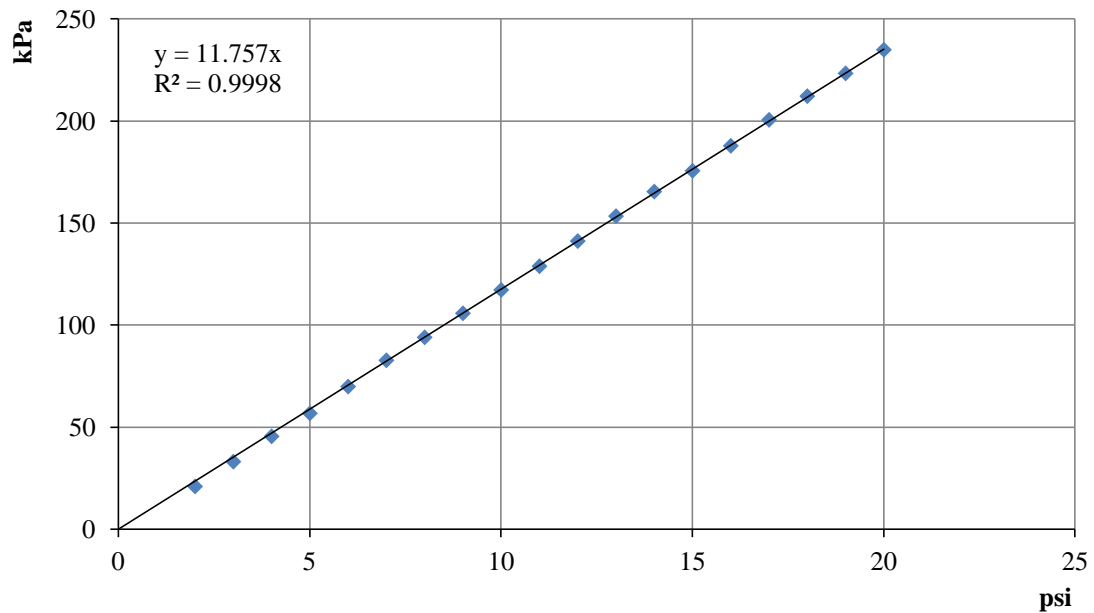


Figura 20 - Calibração do Manômetro em Função da Seção do Corpo De Prova, tensão normal aplicada vs tensão normal lida

A nova calibração possibilitou que fosse feita uma nova escala no mostrador do manômetro, de forma que a leitura de tensão normal se dê de forma direta em kPa (kN/m^2), como mostra a Figura 21.

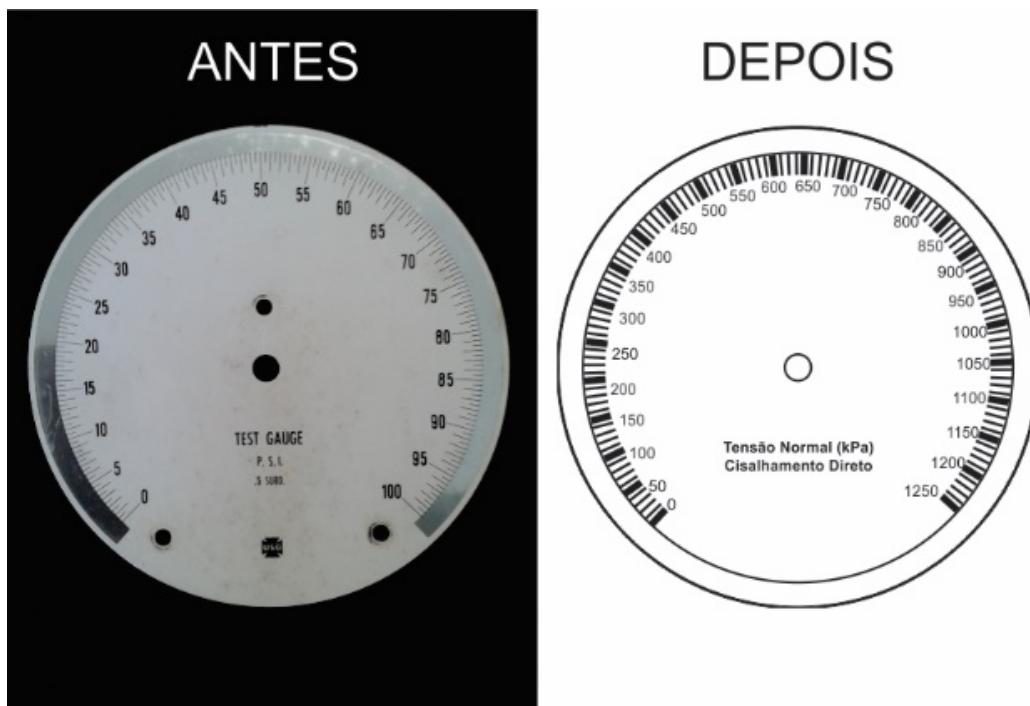


Figura 21 - Novo Mostrador do Manômetro

Como a idealização mostrada pela Figura 19, na página 49, mostrou-se ineficiente, novas adaptações mecânicas fizeram-se necessárias, como pode-se ver na Figura 22.

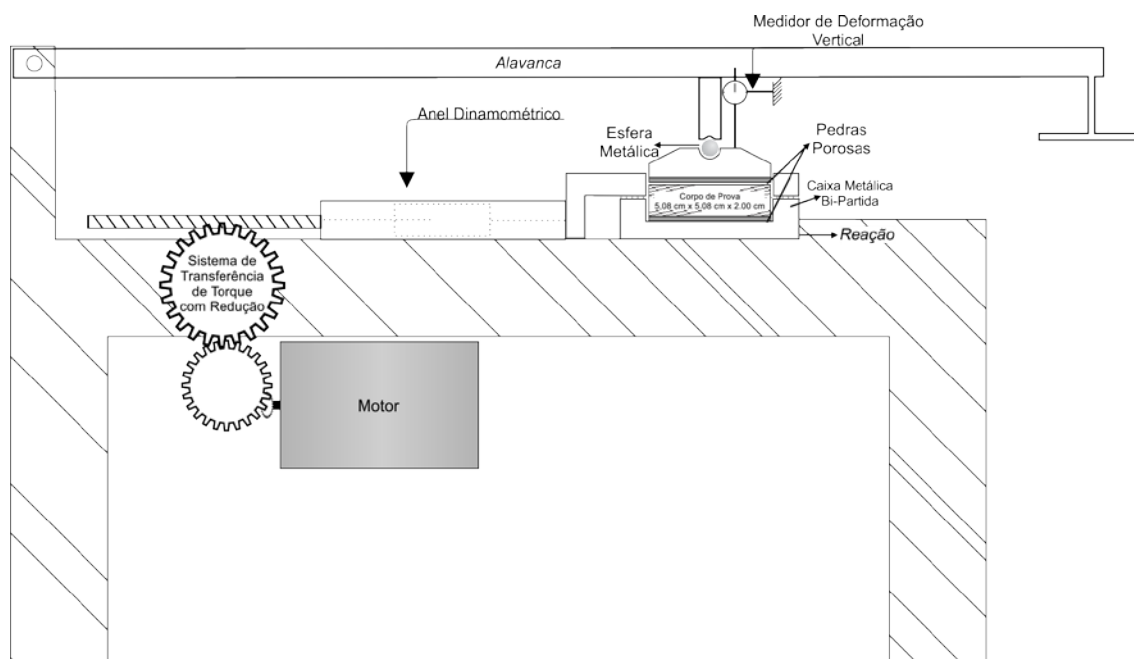


Figura 22 - Mecanismos do Ensaio de Cisalhamento Direto Pós Modificações

A nova concepção mantém a parte inferior do corpo de prova parada e o cisalhamento acontece pela movimentação da porção superior, sendo que a força necessária é medida pelo mesmo anel dinamométrico. As alterações eliminaram os rolamentos do sistema, peças que apresentam desgaste que pode influenciar na força necessária para movimentação da caixa de cisalhamento.

O sistema de aplicação de tensões confinantes também foi substituído (Figura 23), pelo fato de os componentes do mecanismo pneumático apresentarem-se muito desgastados, por vezes, motivando a recalibração de todo o conjunto a fim de garantir a exatidão dos resultados.



Figura 23 - Calibração do Sistema de Aplicação de Força Confinante Através de Alavanca

O novo sistema, com pesos e alavanca, exerce sobre o corpo de prova uma força dez vezes maior do que aquela aplicada pelos pesos sobre a alavanca. A relação de momentos dada pela alavanca possibilitou a execução dos ensaios aplicando, no primeiro estágio, apenas o peso próprio do sistema o que resulta em 30.40kPa. A utilização de anilhas de peso nominal de 1kg permitiram a aplicação de 69.79kPa, no segundo estágio, e 110.75kPa no terceiro. A nova configuração propiciou a utilização de tensões de confinamento mais baixas, de modo a evitar o aparecimento de problemas advindos da ruptura de partículas, como observado por Yapa et al. (1995) pela interferência no comportamento tensão-deformação de solos saprolíticos de granito. Segundo os autores, as altas tensões cisalhantes provocaram quebra de grãos de feldspatos.

3.3 DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDOS

A metodologia de escolha dos pontos de estudos seguiu em concordância com o postulado por Davison Dias (1995) no que tange a extrapolação de resultados obtidos em um ponto de estudo para toda a unidade geotécnica.

Com base na condição afirmada por Zuquette (1987) de que solos na mesma unidade geotécnica, porém, em diferentes elevações podem apresentar discrepâncias de comportamento mecânico, consideram-se informações de relevo, drenagem, vias de acesso, além de imagens de satélite na busca por locais de solo exposto.

De modo a facilitar a navegação em campo, empregou-se um equipamento GPS, ao qual foram previamente gravadas as coordenadas de possíveis pontos de coleta.

3.3.1 Coleta de Amostras

A coleta de material de estudo foi feita com auxílio de moldes metálicos biselados, de dois tamanhos. Os moldes utilizados para corpos de prova a serem ensaiados no equipamento de campo tem seção quadrada de 25.8464cm^2 e 2cm de altura, enquanto aqueles destinados à ensaios no laboratório dispõem da mesma altura porém 103.2256cm^2 de área.

A moldagem dos corpos de prova foi feita através da escarificação da encosta e cravação dos moldes de forma a não prejudicar a estrutura original do solo, como mostra a Figura 24.



Figura 24 - Moldagem Indeformada de Corpos de Prova em Encosta

Cada corpo de prova foi pesado em balança com precisão de, no mínimo, um décimo de grama para determinação de massa específica do solo. Após a pesagem, o material que não foi destinado ao ensaio em campo foi envolto por filme plástico e então armazenado em caixas térmicas devidamente forradas com solo deformado de forma a evitar prejuízos à estrutura do solo em virtude do transporte.

Além dos corpos de prova indeformados, coletou-se material desagregado para determinação de teor de umidade e pesquisas futuras de laboratório.

Procurou-se realizar as campanhas de campo após períodos de três dias sem registros de chuvas nas regiões pesquisadas. Cada campo aconteceu seguindo programação pré determinada, de forma que a logística envolvida na sequência dos pontos de estudos foi definida com apoio de imagens de satélite, modelos digitais de terreno, informações de estradas e drenagens, entre outros. A primeira providência em campo foi a moldagem de um corpo de prova para ensaio em campo, o que possibilitou a realização do cisalhamento paralelamente à moldagem dos corpos de prova para ensaios laboratoriais e registros fotográficos e de coordenadas geográficas.

3.3.2 Fabricação dos Moldes de Cisalhamento Direto

Para possibilitar a moldagem de três corpos de prova com o tamanho adequado ao equipamento do laboratório da UFSC foi necessário fabricar moldes, pois os que haviam disponíveis não eram suficientes em número.

Os moldes fabricados para a realização deste trabalho foram feitos a partir de barras de aço inoxidável. Mediu-se precisamente o tamanho de cada lado e, utilizando-se de um disco de corte, desgastou-se parte da barra de modo a facilitar a dobra (Figura 25).



Figura 25 - Fabricação de Moldes para Cisalhamento Direto, detalhe (vermelho) do desgaste para facilitar a dobra

Depois de dobrados todos os lados dos moldes (Figura 26), estes foram soldados e posteriormente polidos de modo a não deixar aparas que dificultassem a moldem. Por último, biselou-se a extremidade inferior dos moldes para facilitar a cravação no solo.



Figura 26 - Fabricação de Moldes para Cisalhamento Direto, processo de dobragem

3.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

Por ser, o solo, um material anisotrópico, mesmo ensaios feitos sob o mesmo protocolo de ensaios e num mesmo equipamento apresentarão discrepâncias em seus resultados. Para verificar a qualidade dos resultados obtidos no protocolo de ensaios de campo, foram executados ensaios laboratoriais a fim de balizar a análise de resultados pelo tamanho dos resíduos apresentados. A primeira aproximação deu-se na sobreposição das envoltórias obtidas em campo e em laboratório.

Como a envoltória de Mohr-Coulomb representa o estado de tensões de ruptura do solo, uma segunda análise foi executada de forma a calcular a “área” que representa os possíveis estados de tensões em que a encosta é considerada estável (Figura 27).

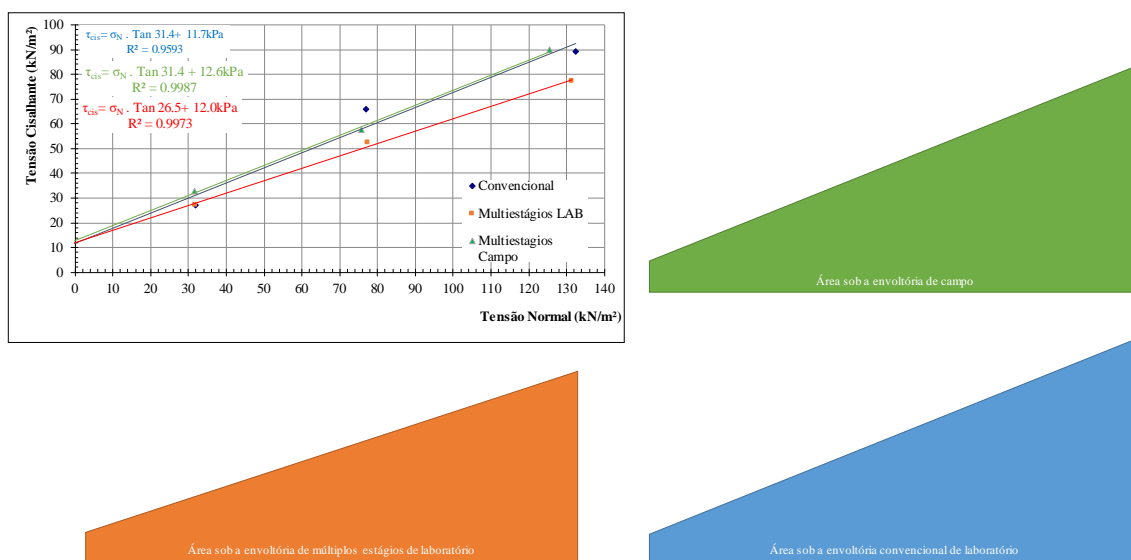


Figura 27 - "Áreas" de Possíveis Estados de Tensões

A comparação (Figura 28) das “áreas”, com aquela do ensaio convencional como padrão, permite a avaliação do tamanho relativo dos desvios.

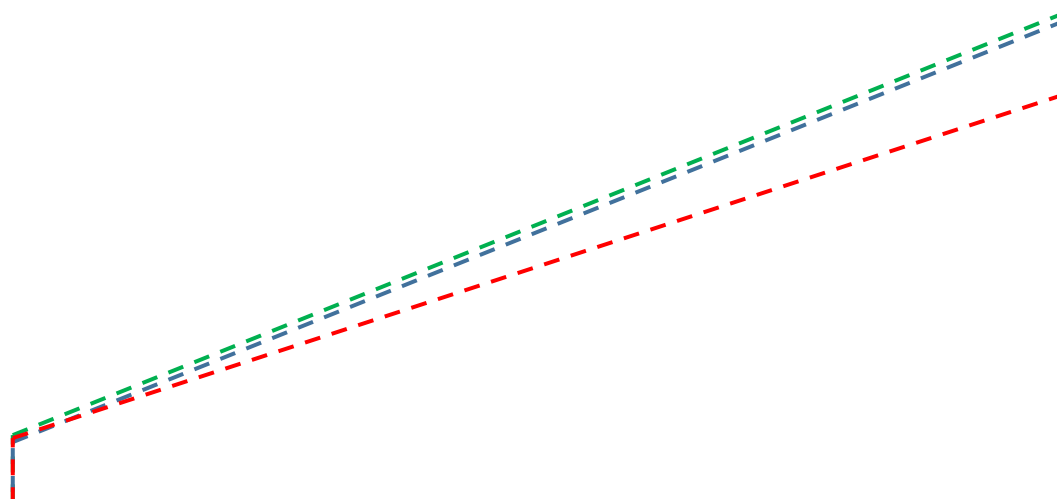


Figura 28 - "Áreas" de Possíveis Estados de Tensões Sobrepostas Para Facilitar Visualização

Outra comparação analisada foi relacionada à declividade limite de uma encosta constituída do material analisado em cada ponto. Foram simuladas rupturas circulares (Figura 29) em encostas saturadas com 15, 20, 25, 30 e 35 graus de declividade. Os fatores de segurança calculados para os diferentes graus de inclinação foram dado de entrada para a determinação de uma equação logarítmica que possibilitou a determinação dos ângulos limites de declividade para cada unidade geotécnica. A análise, neste caso, baseou-se na diferença, em graus, do ângulo limite considerado seguro para cada uma das unidades estudadas.

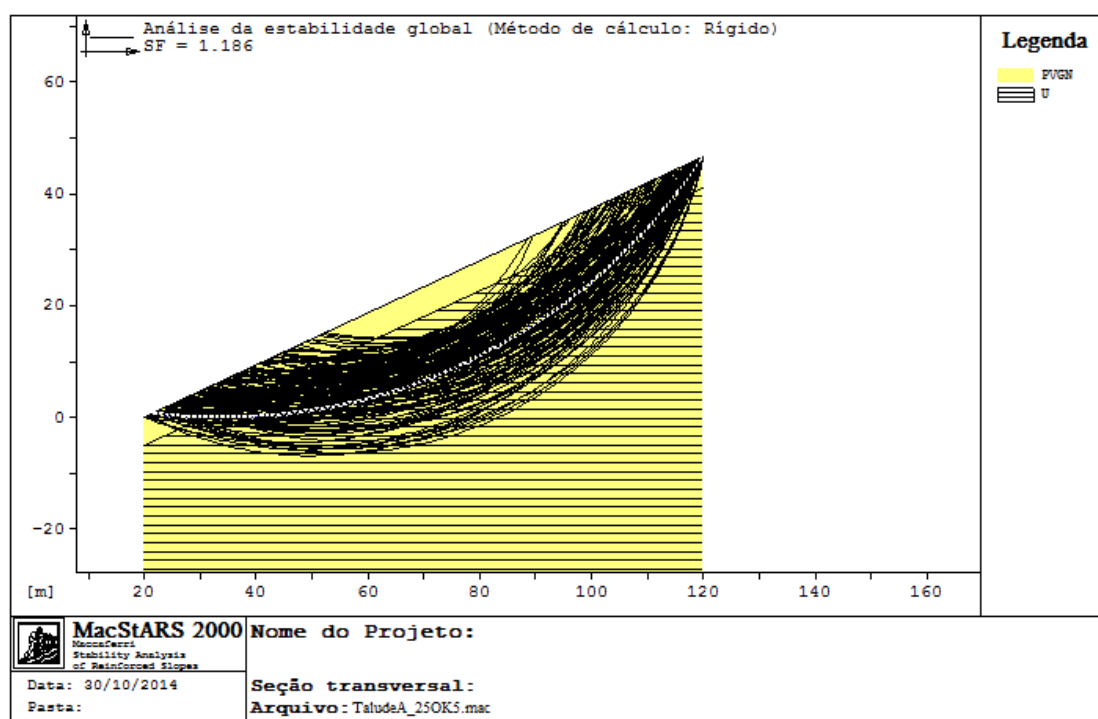


Figura 29 - Simulação de Ruptura Circular – Fonte: MacStars (2000).

4 ÁREA MAPEADA

Os trabalhos desenvolvidos por esta pesquisa ocorreram paralelamente a aqueles desenvolvidos para o projeto FEESC 920. Ao total, visitaram-se 60 pontos de estudos (Figura 30) distribuídos entre 14 cidades nas regiões do Vale do Itajaí e da Grande Florianópolis.

Mapa dos Pontos Visitados Neste Trabalho

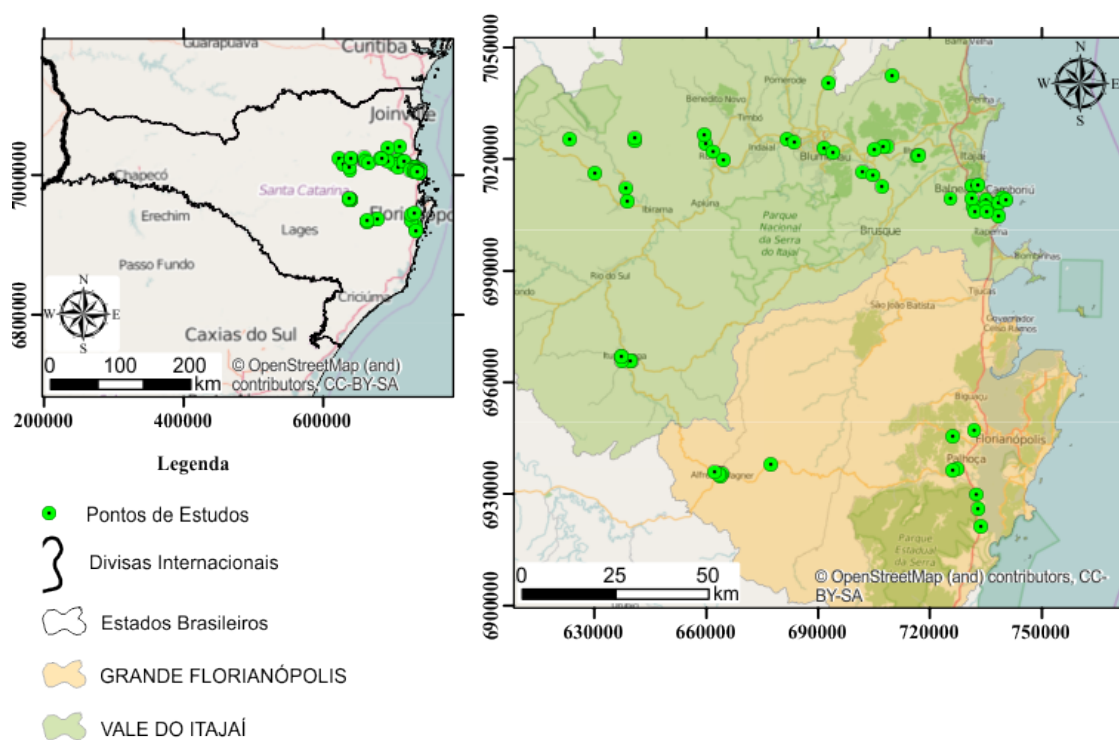


Figura 30 - Mapa dos Pontos Visitados Neste Trabalho. Fonte: Open Street Map (2015) e IBGE(2010b)

Se considerada a área total dos municípios pesquisados (Tabela 2), a área total mapeada por esta pesquisa é de 4304.58km².

Tabela 2 - Área das Cidades Mapeadas

Nome	Área (km ²)	Nome	Área (km ²)
ALFREDO WAGNER	732.67	ITUPORANGA	336.83
BALNEÁRIO CAMBORIÚ	46.26	JOSÉ BOITEUX	405.09
BLUMENAU	518.54	LUIZ ALVES	259.96
CAMBORIÚ	212.44	PALHOÇA	395.33
DONA EMMA	181.09	PRESIDENTE GETÚLIO	294.15
GASPAR	386.86	RODEIO	129.92
ILHOTA	252.96	SÃO JOSÉ	152.47
TOTAL		4304.58	

A área mapeada apresentou as mais diversas litologias e pedologias, as quais estão quantificadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Pedologias e Litologias Estudadas

Pedologia	Quantidade	Litologia	Quantidade
Cambissolo	31	Arenito	6
Planossolo	2	Argilito	13
Pdozólico	26	Dep de Encosta	3
Terra Bruna	1	Folhelho	2
		Granito	13
		Gnaisse	12
		Siltito	1
		Xisto	5
		Diabásio	1
		Riolito	1
		Migmatito	3

4.1 CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS DE SANTA CATARINA

O estado de Santa Catarina é de clima mesotérmico úmido e caracterizado pelo excesso hídrico, conforme Back (2001). Andrade, Baldo e Nery (1999), comentam que a precipitação é mais concentrada nos meses de dezembro a março, porém, dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2014) mostram que nos anos de 2013 e 2014 setembro foi o mês mais chuvoso, o que marca a grande variabilidade das chuvas no estado catarinense. Estudos sobre a variabilidade dos índices pluviométricos de Santa Catarina e Rio Grande do Sul de Minuzzi e Lopez (2013) sugerem a existência de periodicidade nos eventos extremos registrados.

Back (2001) lembra que as chuvas intensas são elemento importante na causa dos transtornos tanto em áreas urbanas como na zona rural, já que a formação de níveis d'água podem romper os esforços capilares (desfazendo a coesão aparente) além de gerar forças de empuxo sobre estruturas de contenção.

5 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir dos métodos descritos no capítulo 3. As envoltórias de ruptura estão dispostas em ordem cronológica, de modo que as primeiras são aquelas obtidas na primeira investigação de campo e, as demais, sucessivamente.

A respeito de dispersão de resultados Lo (1970) destaca que em, virtude da anisotropia do solo, é esperada uma discrepância inversamente proporcional ao tamanho do corpo de prova, isto é, quanto menor o corpo de prova maior a dispersão dos resultados.

A seguir são apresentados os resultados separados por campanha em que foram realizados, de modo a individualizar as condições de ensaio, anterior e posterior às modificações realizadas no equipamento de cisalhamento direto.

5.1 RESULTADOS DA PRIMEIRA CAMPANHA DE CAMPO

A primeira campanha realizada neste trabalho aconteceu em outubro de 2014. Os ensaios foram realizados em múltiplos estágios e o carregamento de esforços confinantes realizados por meio do sistema pneumático disponível no equipamento de cisalhamento direto (Figura 31).



Figura 31 - Cisalhamento Direto em Campo, Equipamento com Sistema Pneumático de aplicação de forças confinantes

Durante a primeira investigação de campo não foram coletadas amostras para ensaios em laboratório. Os resultados obtidos nos nove pontos visitados são representados por suas envoltórias de ruptura, apresentados na Figura 32.

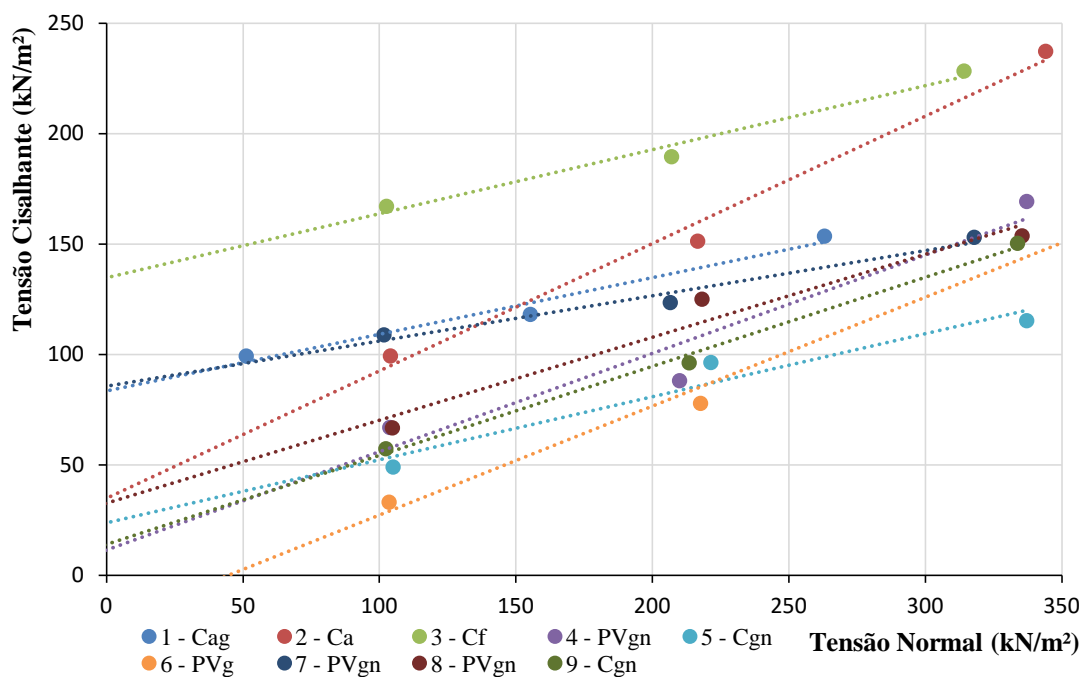


Figura 32 - Envoltórias de Ruptura do Primeiro Campo

Por questões de sensibilidade do sistema pneumático, as tensões normais ao cisalhamento, no início de cada estágio foram, respectivamente, 100, 200 e 300 kPa.

Por não terem sido coletadas amostras para ensaios em laboratório, não foi possível comparar as envoltórias obtidas. Uma análise crítica dos resultados apresentados, porém, evidencia que a pesar de existirem envoltórias condizentes com resultados de outros autores, de modo geral, os parâmetros apresentados não estão satisfatórios. Resultados que atribuem coesão de 136 kN/m² para Cambisolo de folhelho, 85.6 kN/m² para Podzólico Vermelho Amarelo de Gnaise e 83.4 kN/m² para Cambisolo de Argilito claramente não representam a real resistência ao cisalhamento do solo estudado. O resultado obtido no ponto 6, com valor negativo para coesão é fisicamente incoerente e, de igual modo, não deve ser tomado por verdadeiro.

5.2 RESULTADOS DA SEGUNDA CAMPANHA DE CAMPO

Em dezembro de 2014 foi realizada a segunda campanha de campo deste trabalho. Os resultados referentes aos ensaios de cisalhamento direto em campo, segundo o protocolo de ensaios rápidos, estão apresentados na Figura 33.

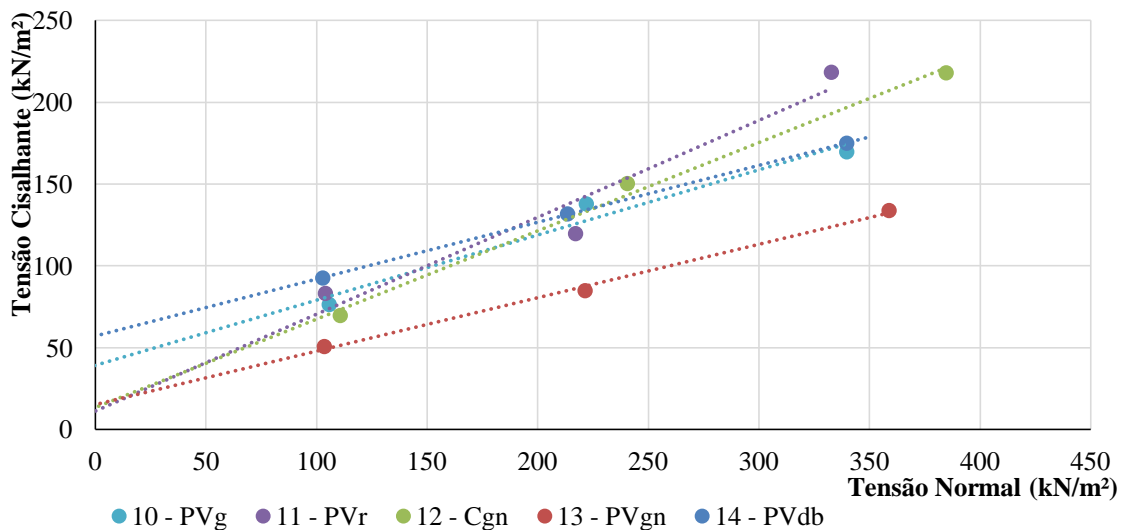


Figura 33 - Envoltórias Referentes ao Segundo Campo

Utilizou-se o equipamento com aplicação de tensões normais via sistema pneumático (Figura 34), e as tensões confinantes aplicadas no início dos estágios permaneceram 100; 200 e 300 kPa.



Figura 34 - Cisalhamento Direto Durante a Segunda Campanha de Campo.

Para evitar resultados distoantes, os rolamentos presentes na caixa de cisalhamento foram substituidos por novos. Os rolamentos antigos apresentavam-se desgastados e acreditou-se que esse fato pode ter gereado leituras não representativas.

Além das envoltórias exibidas na Figura 33, coletou-se material indeformado para ensaio de contra prova no laboratório. Os resultados comparativos dos pontos 11 e 12 são apresentados nas Figura 35 e 36.

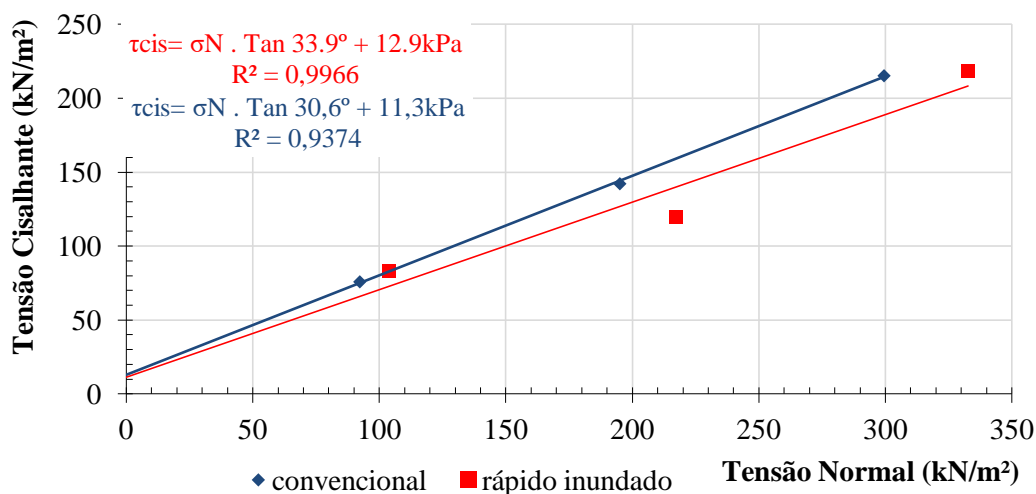


Figura 35 - Resultado Comparativo do Ponto 11

Para o ponto 11 os resultados apresentaram-se de forma que os parâmetros obtidos em campo são mais concervadores do que aqueles do ensaio convencional de laboratório. Nota-se pronunciada dispersão entre os pontos definidores da envoltória do ensaio de campo.

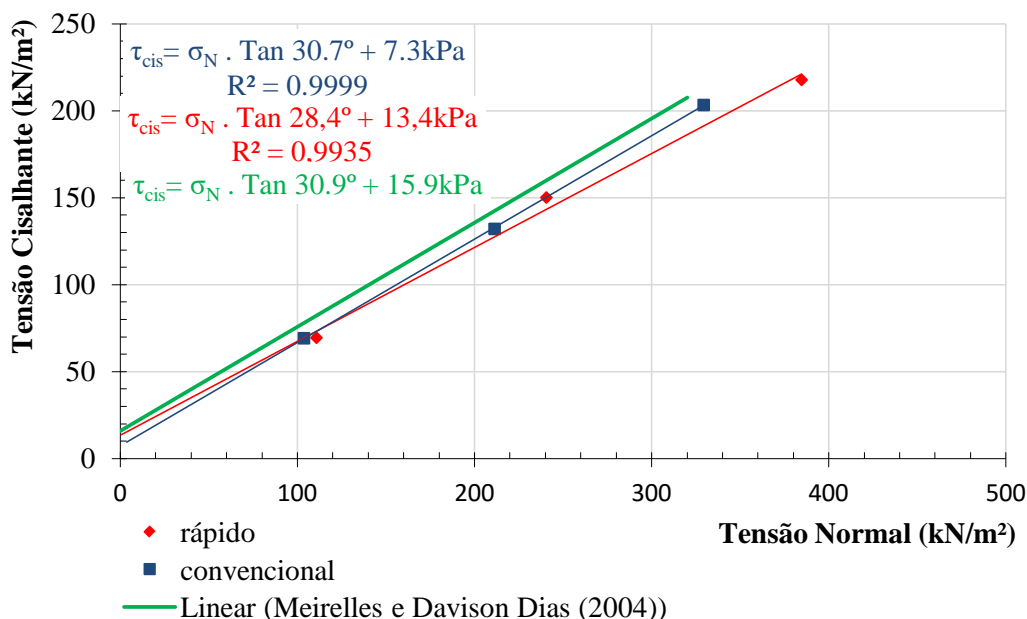


Figura 36 - Resultado Comparativo do Ponto 12

Os resultados obtidos no ponto 12, da mesma forma como aconteceu no ponto 11, mostram parâmetros de resistência mais baixos para o ensaio de campo, porém maior dispersão. Resultados de Meirelles e Davison Dias (2004) para o mesmo tipo de solo, representados em verde, consideram resistência pouco maior.

Os resultados obtidos em campo nos pontos 11 e 12 foram conservadores se comparados aos resultados de laboratório, porém a dispersão apresentada entre os pontos das envoltórias de campo vão de encontro ao esperado em ensaios de múltiplos estágios. Analisando-se dois pontos quaisquer separadamente, os resultados obtidos seriam bastante diferentes.

Nota-se que ainda que as tensões normais aplicadas ao início do ensaio sejam semelhantes, as tensões normais para o estado de tensões de cisalhamento apresentam-se pronunciadamente maiores nos ensaios de campo.

5.3 RESULTADOS DA TERCEIRA CAMPANHA DE CAMPO

Os trabalhos de fevereiro de 2015 possibilitaram a obtenção de sete envoltórias de ruptura, apresentadas na Figura 37.

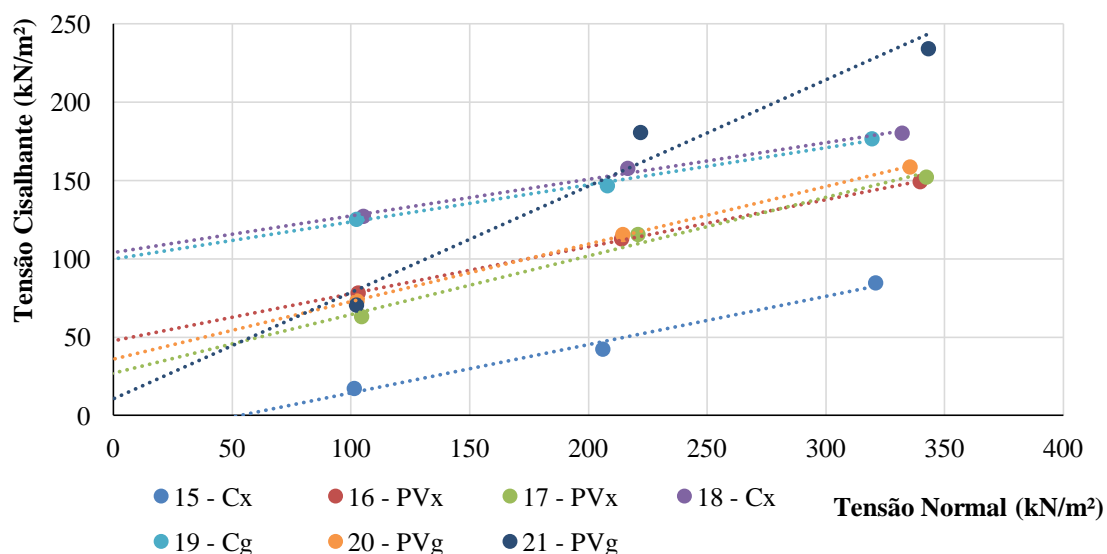


Figura 37 - Envolvórias Da Terceira Saída De Campo

Da mesma forma como ocorrido em outubro e dezembro, o equipamento de cisalhamento direto para uso em campo contou com o uso do sistema pneumático de força confinante. Pode-se notar, na Figura 37, a existência de incoerências nos resultados obtidos. Três envoltórias apresentam valores incoerentes de intercepto coesivo, duas delas próximos de 100kN/m² e uma um valor negativo.

As nas figuras 38, 39, 40, 41, 42 e 43 mostram comparações entre resultados obtidos em campo, com o método de ensaios rápidos, e em laboratório de modo convencional.

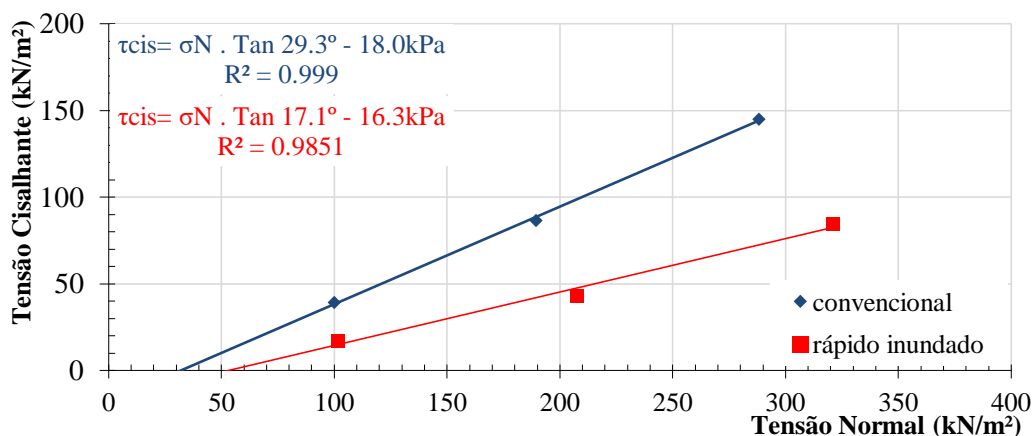


Figura 38 - Ponto 15

Os resultados referentes ao ponto 15, apresentados na Figura 38, mostram valores incoerentes para intercepto coesivo (negativos) tanto com o protocolo de ensaios

rápidos como pelo método tradicional. A diferença nos valores do ângulo de atrito obtidos foi de 12.2°. Destaca-se que a região representada pelo ponto 15 apresenta a litologia de Xisto, rocha que apresenta bandamentos que podem ter influenciado o resultado pelo sentido de coleta realizado.

As Figura 39 e 40 mostram que os resultados obtidos para os ponto 16 e 17 apresentam ângulo de atrito mais conservador para resultados obtidos em campo. Em contra-partida, o valor de intercepto coesivo apresentou-se mais alto.

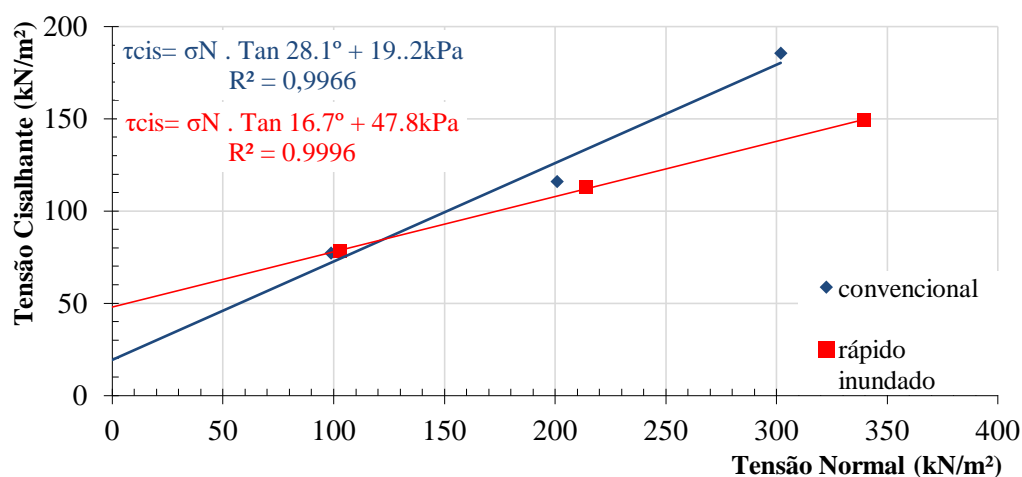


Figura 39 - Ponto 16

A grande discrepância entre os resultados está relacionada ao ultimo estagio de ensaio, onde a tensão normal ao cisalhamento apresenta-se superior a 300 kPa, fator que pode ter causado rompimento de partículas e com isso variação dos resultados.

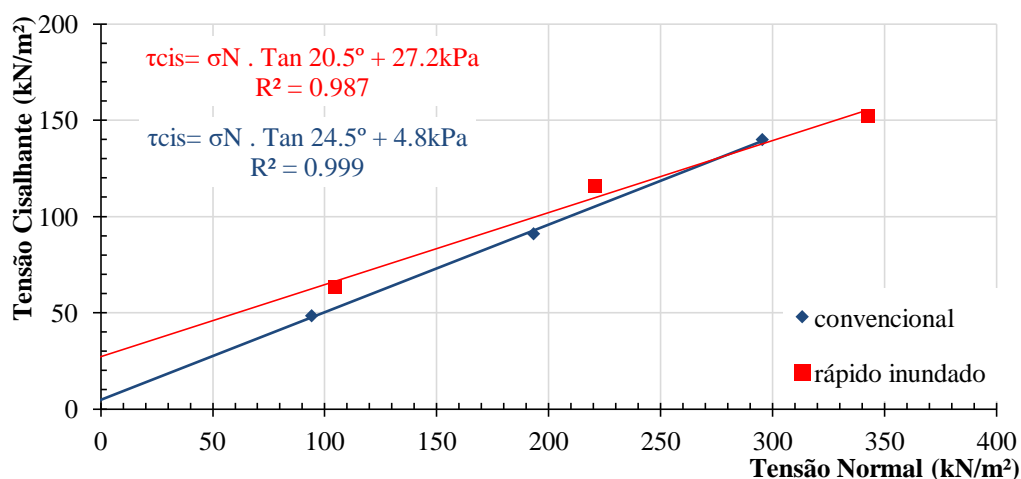


Figura 40 - Ponto 17

Os resultados referentes ao ponto 17 apresentam-se com 22.4 kPa de diferença para os valores de coesão. Uma análise das envoltórias de ruptura de campo e de laboratório evidencia a pronunciada diferença entre as tensões normais nos estados de tensões que representam o cisalhamento do corpo de prova.

Os resultados do ponto 18 (Figura 41), claramente apresentam pronunciada discrepância. Apesar da litologia deste ponto ser de xisto, não acredita-se que tamanha diferença possa ser causada apenas pela anisotropia do solo. O valor atribuído ao parâmetro coesão para o ensaio em campo, 104.2 kPa, não é coerente para este tipo de solo e condição de ensaio inundado e possivelmente esteja atrelado à fatores intrínsecos ao equipamento de cisalhamento. Não descarta-se a possibilidade de ter havido atrito entre os componentes do sistema, de forma que as forças lidas como cisalhantes não estivessem de fato aplicadas sobre o corpo de prova.

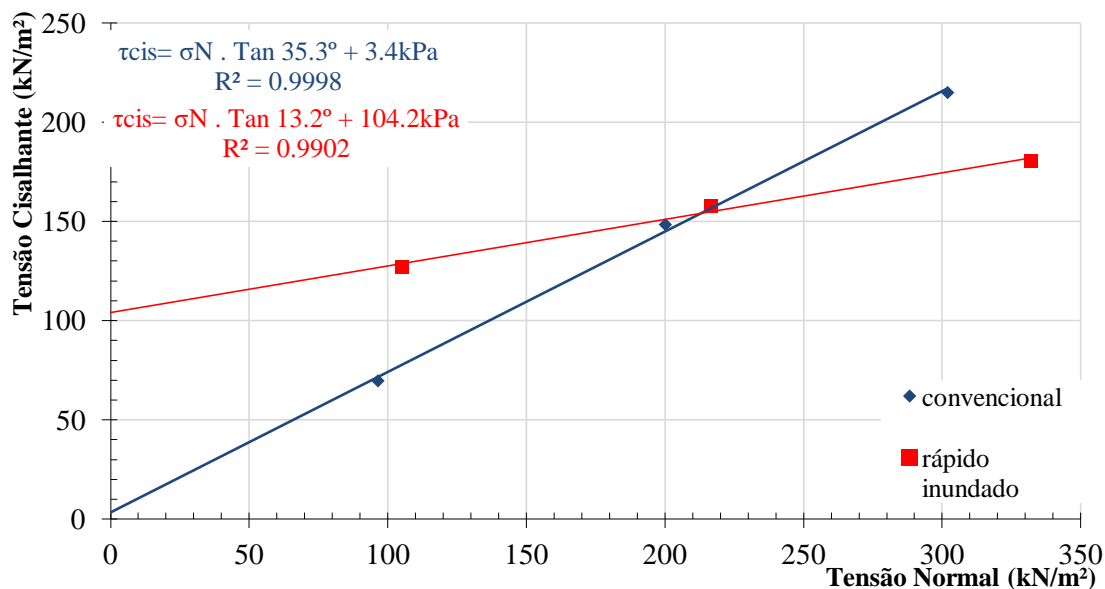


Figura 41 - Ponto 18

No ponto 20 as diferenças entre os valores apresentados pelos resultados de campo e de laboratório, tem as mesmas características dos pontos anteriores (intercepto mais alto e ângulo de atrito mais baixo). Detaca-se, porém, que a discrepância entre os resultados é de ordem bastante menor, e os resultados apresentaram-se coerentes com o obtido por Santos (1997) para solo Podzólico Vermelho Amarelo de substrato granítico.

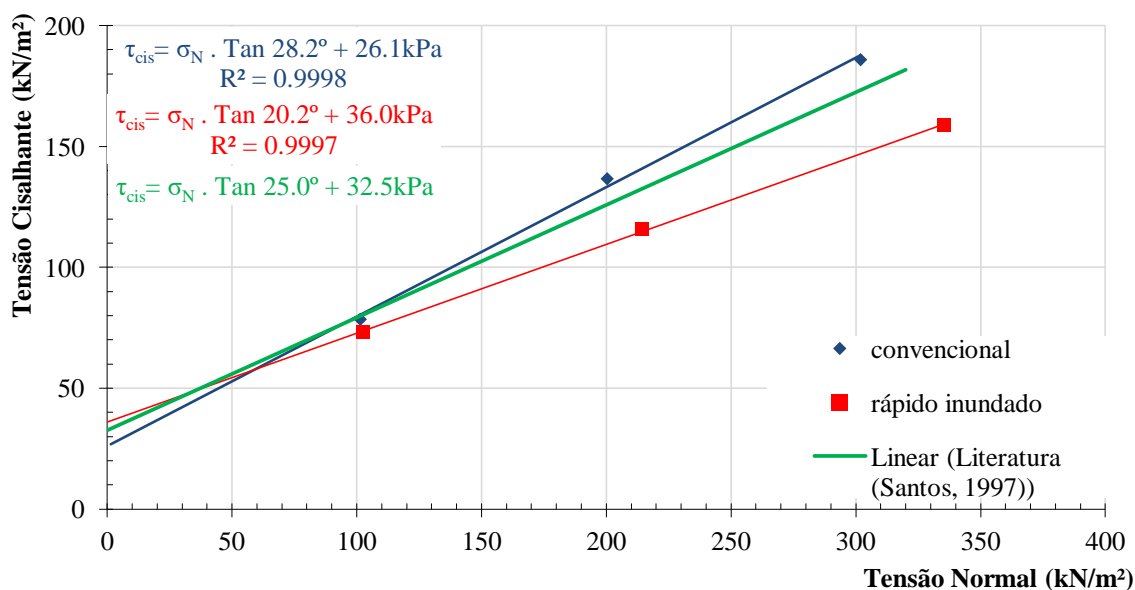


Figura 42 - Ponto 20

Resultados de ensaios do ponto 21 (Figura 43) mostram que os dados de resistência obtidos em campo estão mais altos do que aqueles advindos dos ensaios de laboratório. Vale destacar que o valor do intercepto coesivo obtido pelo método tradicional de ensaios apresentou valores negativos, condição fisicamente incoerente.

Os estados de tensões para a ruptura do corpo de prova apresentam-se muito diferentes, especialmente para os segundo e terceiro estagios de ensaio.

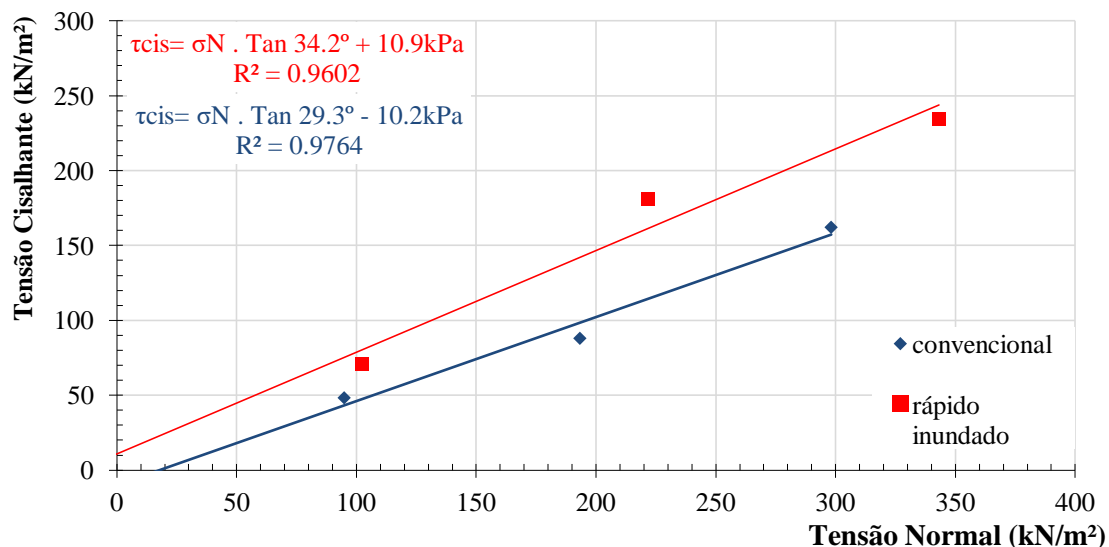


Figura 43 - Ponto 21

5.4 RESULTADOS DA SETIMA CAMPANHA DE CAMPO

Os resultados obtidos nas três primeiras campanhas de campo motivaram a reestruturação do equipamento utilizado para ensaios em campo. Conforme apresentado no capítulo 3, e discutido em Muller et al. (2015), existiam alguns detalhes a serem melhorados na concepção do equipamento comercial utilizado nesta pesquisa.

As alterações executadas incluíram inversão da caixa de cisalhamento de modo a evitar leituras advindas de fatores externos e a substituição do sistema pneumático por alavanca. O período necessário para a reforma geral do equipamento estendeu-se até agosto de 2015.

Os resultados obtidos após as modificações encontram-se na Figura 44. Destaca-se que a substituição do sistema de aplicação de força normal permitiu a execução de ensaios nas tensões 30,4 kN/m², 69,79 kN/m² e 110,75 kN/m². A utilização de tensões normais mais baixas possibilita a avaliação mais apropriada da resistência ao cisalhamento dos solos, pois evita problemas advindos da linearização da envoltória de Mohr (GERSCOVICH, 2012).

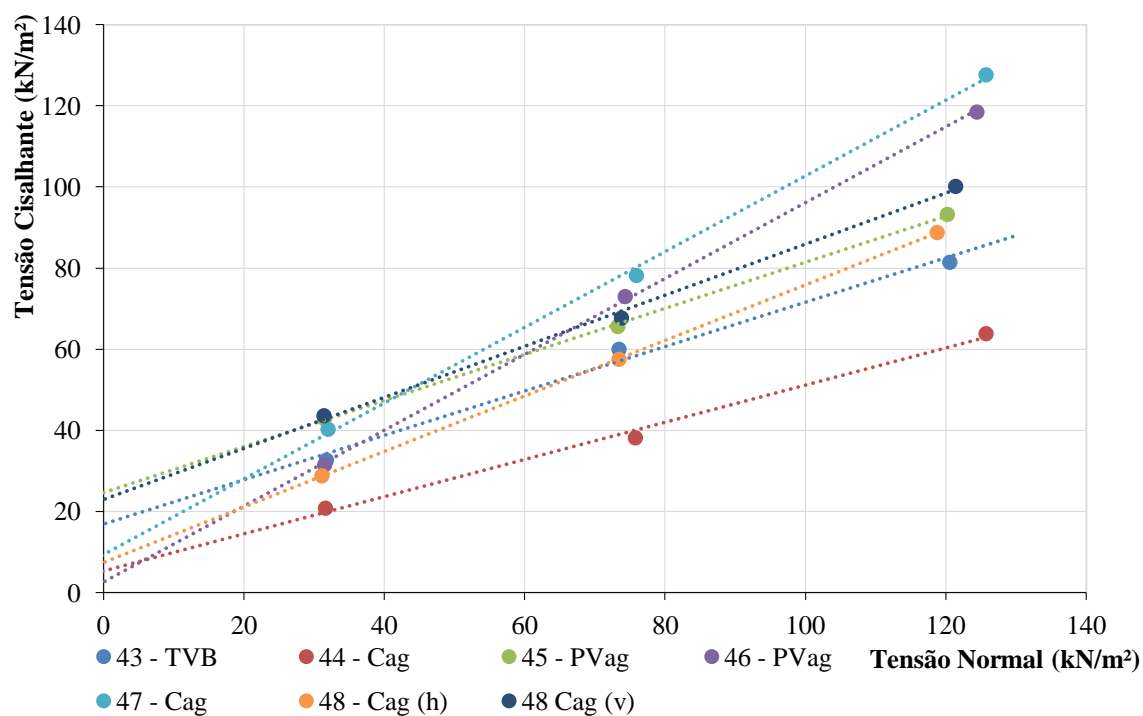


Figura 44 - envoltórias da sétima saída de campo

Para possibilitar uma comparação mais completa dos resultados, adotou-se executar ensaio laboratoriais do modo convencional e também da forma como ensaiado em campo. Os resultados comparativos são apresentados nas figuras seguintes.

O ponto 43 (Figura 45), em solo do tipo Terra Bruna, apresentou resultados praticamente idênticos no que se refere a ângulo de atrito e resultado 10.7kN/m^2 maior de intercepto coesivo para o ensaio de campo, e 1.8kN/m^2 menor no ensaio rápido de laboratório para o mesmo parâmetro, em comparação ao resultado convencional de laboratório.

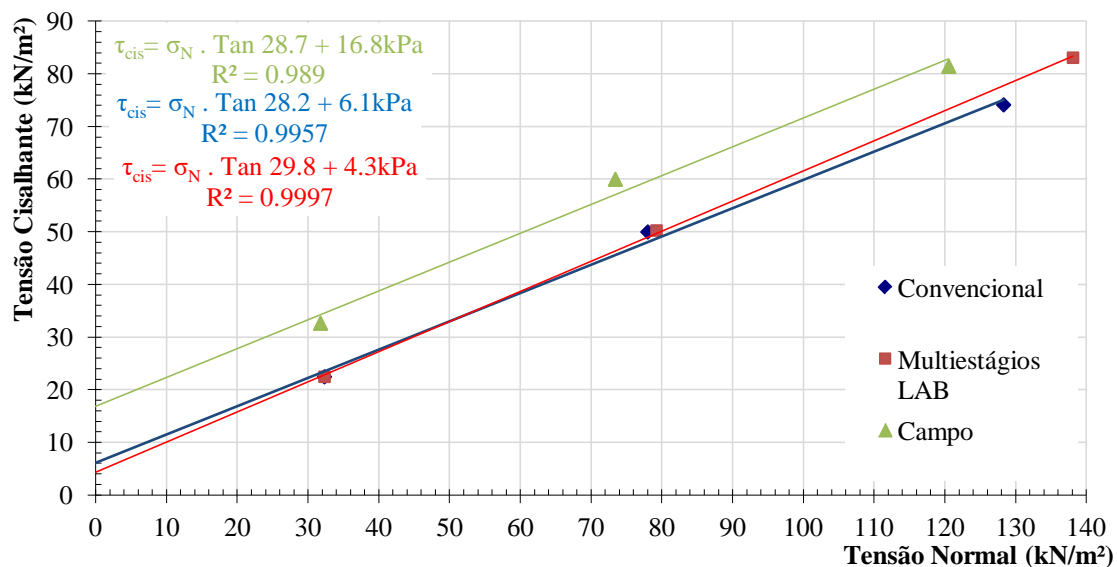


Figura 45 - Ponto 43

As envoltórias expressas na Figura 46 representam o ponto 44. Nota-se grande semelhança para ângulo de atrito e variação nos valores de intercepto coesivo. Diferentemente do ponto 43, o ensaio de campo apresentou resultados mais conservadores para intercepto coesivo no ponto 44.

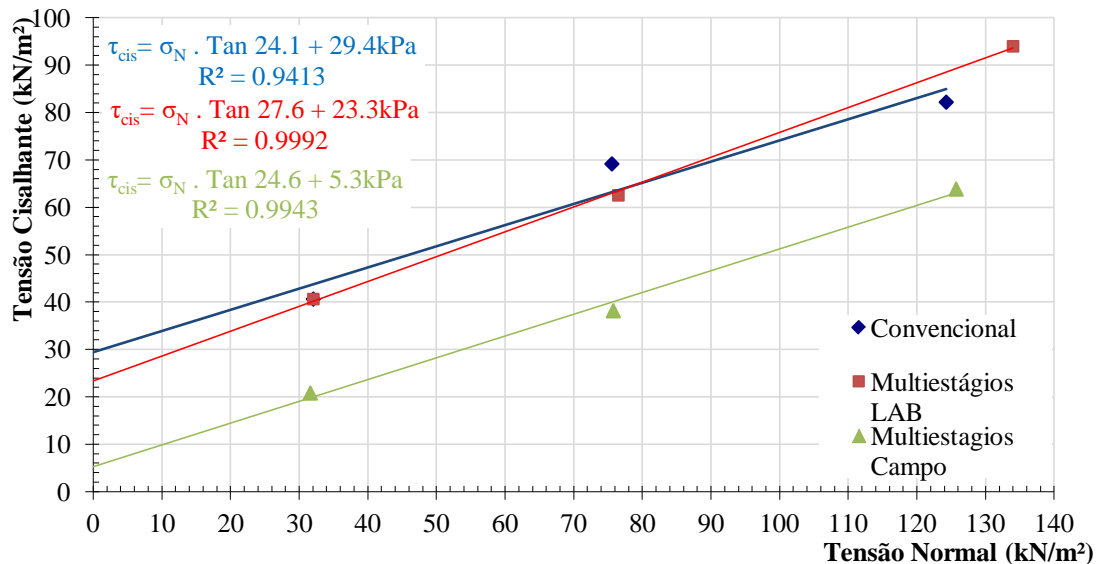


Figura 46 - Ponto 44

Análogo ao apresentado no ponto 43, o ponto 45 apresentou semelhança de inclinação da envoltória e intercepto coesivo mais alto para o ensaio de campo. Os ensaios de laboratório tiveram resultados muito semelhantes.

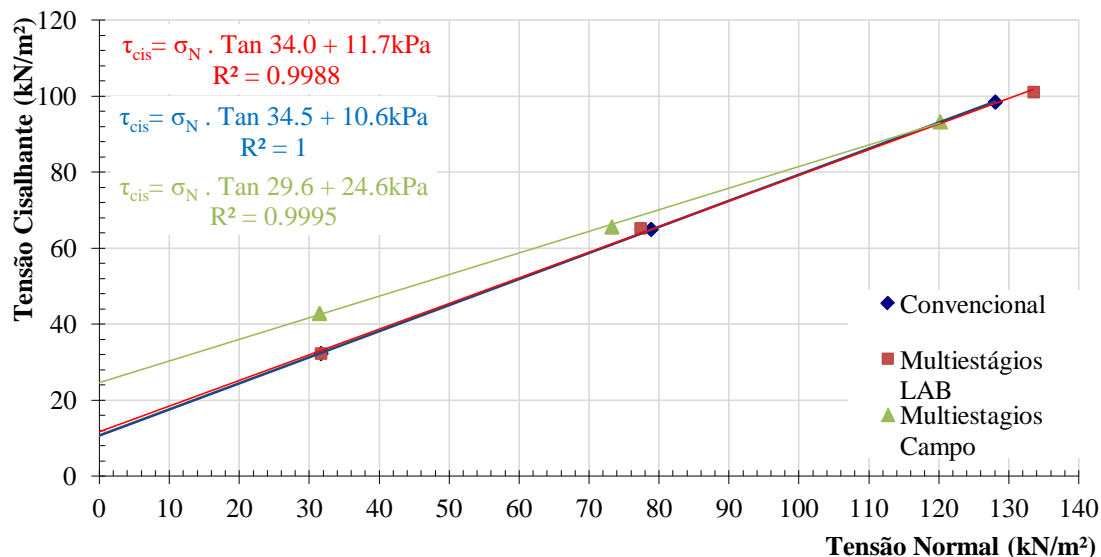


Figura 47 - Ponto 45

O ponto 46, em solo Podzólico Vermelho Amarelo em substrato de argilito, apresenta o mesmo comportamento do ponto 45. Percebe-se na Figura 48 a diferença de resultados entre os ensaios de laboratório já que o estágio de maior tensão de confinamento teve resistência abaixo do esperado, o que gerou maior dispersão entre os pontos.

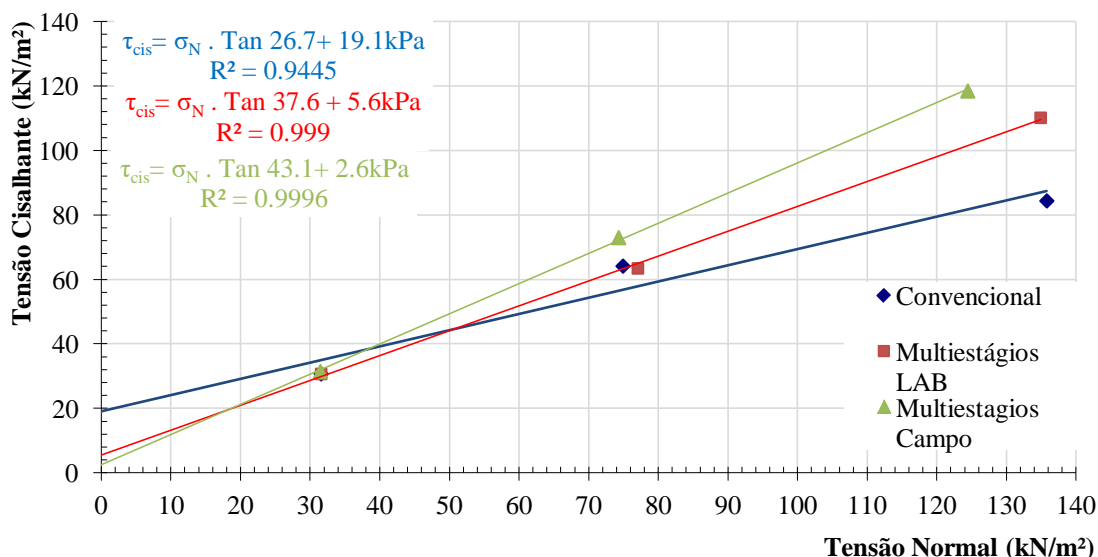


Figura 48 - Ponto 46

O ponto 47 (Figura 49), em Cambissolo de argilito, apresenta resultados de ensaio de campo com resistência superior àquela encontrada no ensaio de múltiplos estágios de laboratório. O ensaio convencional de laboratório apresentou grande

dispersão entre os pontos da envoltória, situação que pode ser explicada pela existência de planos reliquiores da rocha.

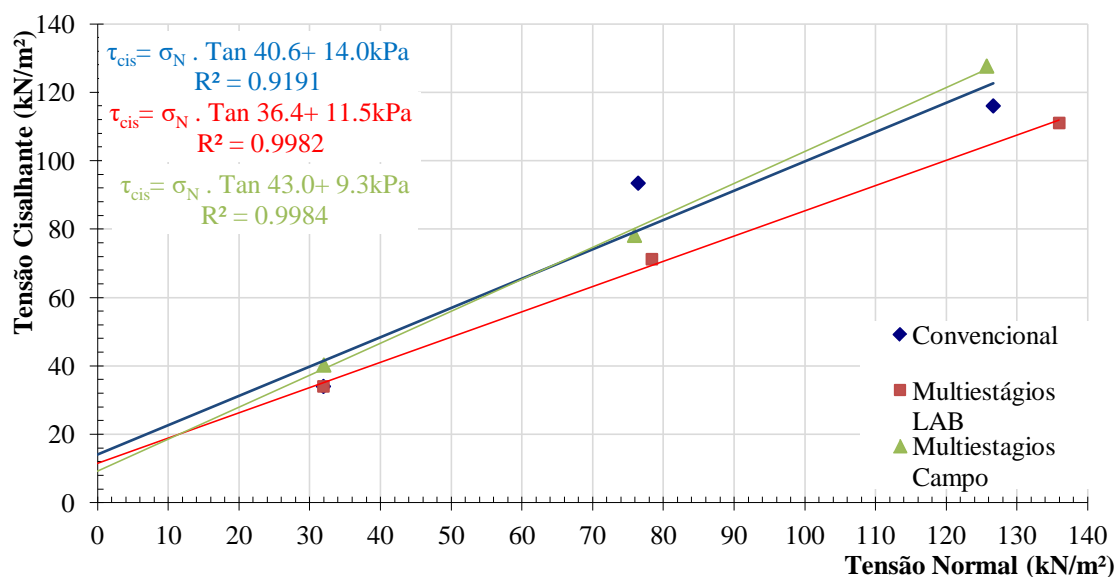


Figura 49 - Ponto 47

No ponto 48, onde o solo também é Cambissolo de argilito, ensaiaram-se corpos de prova coletados paralelos à direção das descontinuidades naturais desse tipo de solo, e, a título de curiosidade, corpos de prova em direção ortogonal à anterior.

A Figura 50 apresenta os resultados para ensaio paralelo à direção das descontinuidades, enquanto na Figura 51 são expostos os parâmetros obtidos em direção ortogonal às descontinuidades.

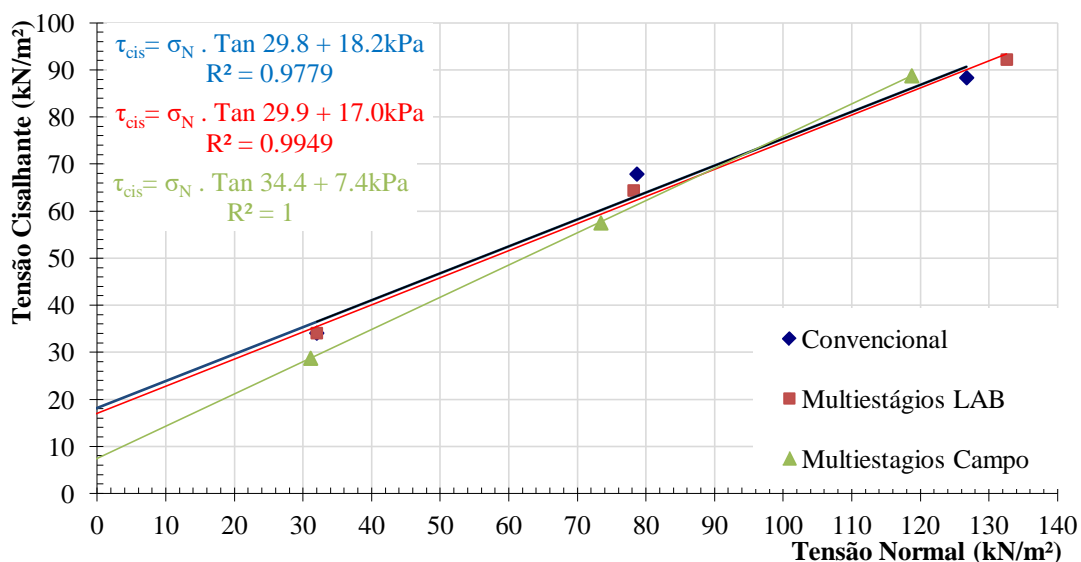


Figura 50 - Ponto 48 H

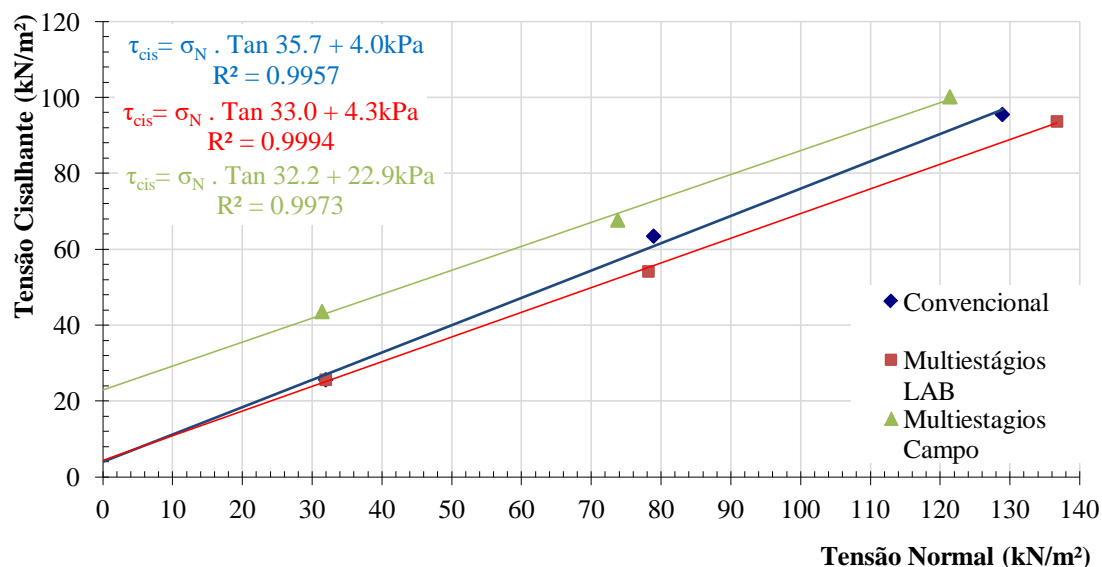


Figura 51 - Ponto 48 V

A comparação entre as envoltórias obtidas em campo e em laboratório apresentou-se análoga aos demais pontos, ângulo de atrito próximos e diferenças para mais ou para menos nos resultados de interceptos coesivos. Nota-se que ao ensaiar corpos de prova paralelos à direção das discontinuidades (situação que melhor representa a realidade) ocorre maior dispersão entre os estágios. A dispersão, acredita-se, é causada, neste caso, pela possibilidade de o plano de descontinuidade não posicionar-se na mesma porção da caixa de cisalhamento quando executado o ensaio convencional.

5.5 RESULTADOS OITAVO CAMPO

A exemplo do relatado para o sétimo campo, o oitavo foi realizado com as tensões normais de 30.4 kN/m², 69.79 kN/m² e 110.75 kN/m². Os trabalhos desta etapa transcorreram durante o mês de setembro de 2015 e os resultados são apresentados na Figura 52.

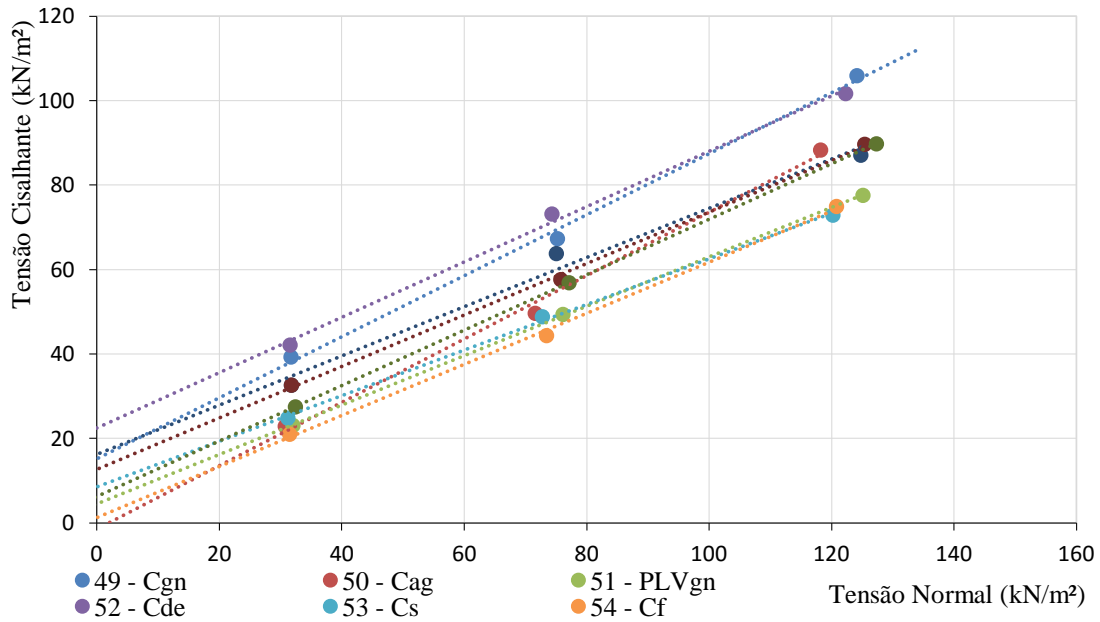


Figura 52 - Resultados Oitavo Campo

A comparação de resultados, a título da avaliação do método proposto foram coletadas amostras indeformadas para permitir ensaios em laboratório. Análogo ao feito para os ensaios em agosto, executou-se, em laboratório, ensaios de múltiplos estágios e convencionais.

A Figura 53 mostra que no ponto 49 os resultados de laboratório, múltiplos estágios e convencional, se apresentaram bastante semelhantes. O resultado de campo, em comparação com o convencional de laboratório, obteve resultados de maior resistência, sendo que a diferença encontra-se mais pronunciada em termos de intercepto coesivo.

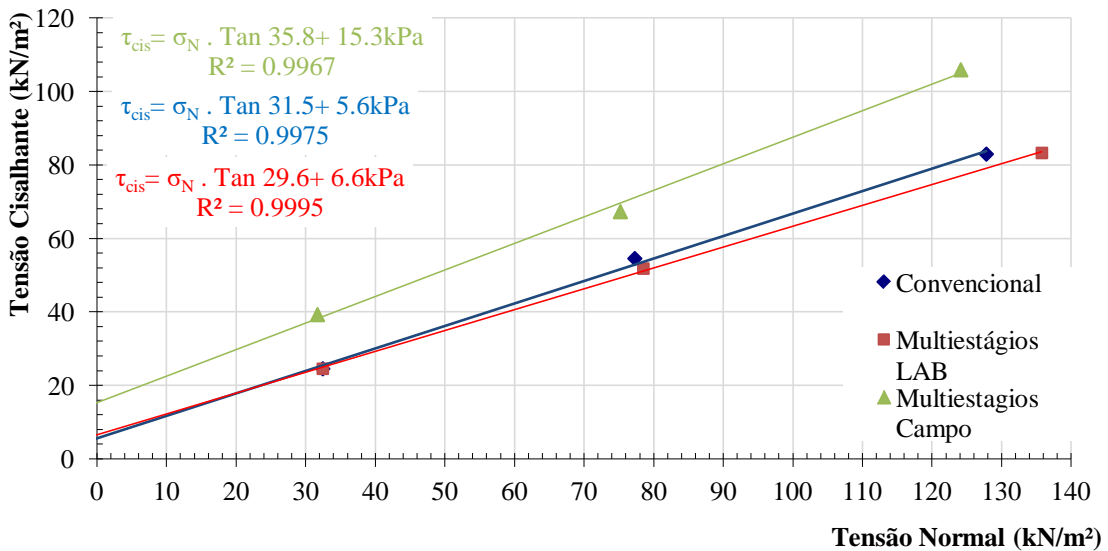


Figura 53 Ponto 49

O ponto 50, em cambissolo de argilito, proporcionou resultados (Figura 54) muito semelhantes para os ensaios de laboratório. Nota-se que houve alguma dispersão dos pontos para todas as modalidades de ensaio, e que o valor de intercepto coesivo para o ensaio de campo apresenta incoerência. É possível que a grande discrepância dos valores de coesão seja fruto da anisotropia do solo, de modo que o ensaio realizado em campo pode ter interceptado um plano de descontinuidade desse tipo de solo, enquanto os de laboratório não.

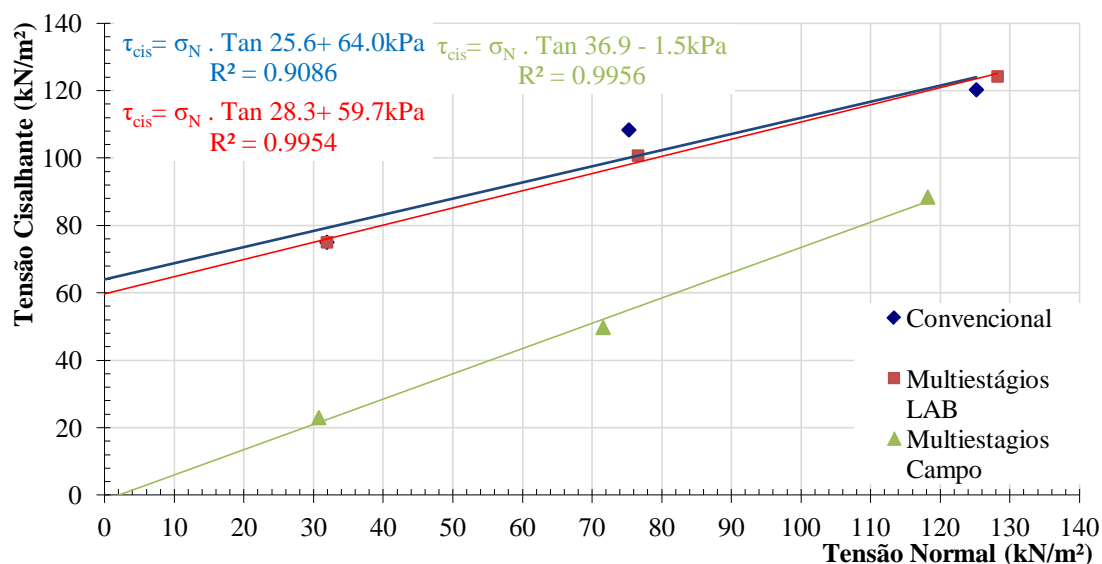


Figura 54 - Ponto 50

O solo do tipo Planossolo Vértico de gnaiss encontrado no ponto 51, gerou resultados bastante homogêneos quando compararam-se envoltórias de campo, laboratório, múltiplos estágios e convencional. A Figura 55 ilustra como as envoltórias de múltiplos estágios apresentaram-se próximas e o pequeno desvio da curva do ensaio convencional.

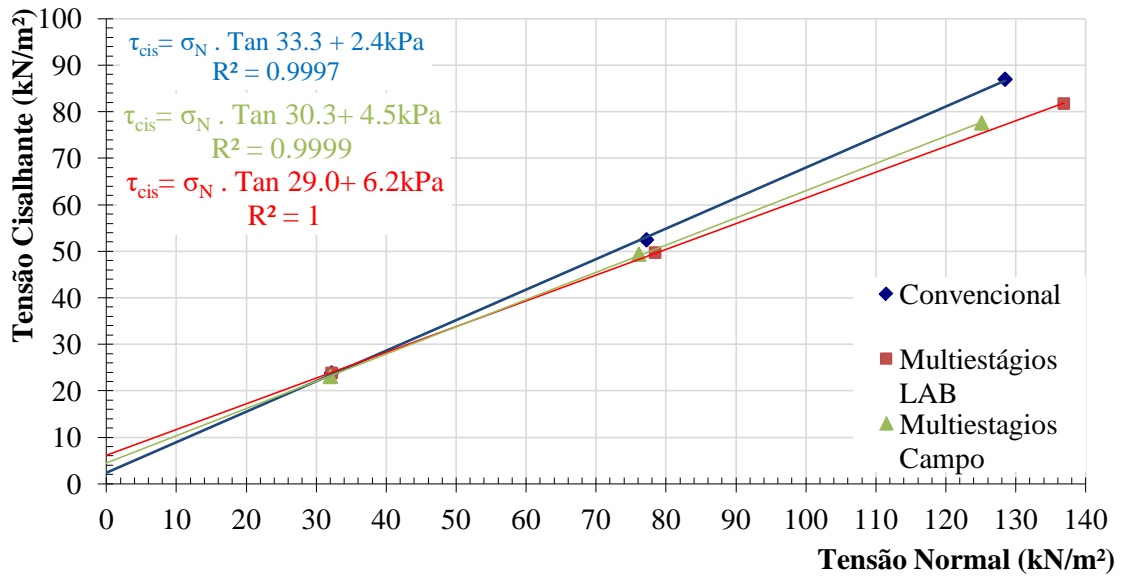


Figura 55 - Ponto 51

As figuras 56 e 57 mostram como as diferenças nos resultados se apresentam de modo semelhante. Ambos os pontos mostraram grande semelhança para resultados de ensaios de laboratório. No ponto 52 a coesão mais alta dos resultados de campo deslocou a curva referente a este ensaio para cima, enquanto que no ponto 53 o desvio foi negativo, já que o valor de coesão foi menor do que aqueles obtidos em laboratório.

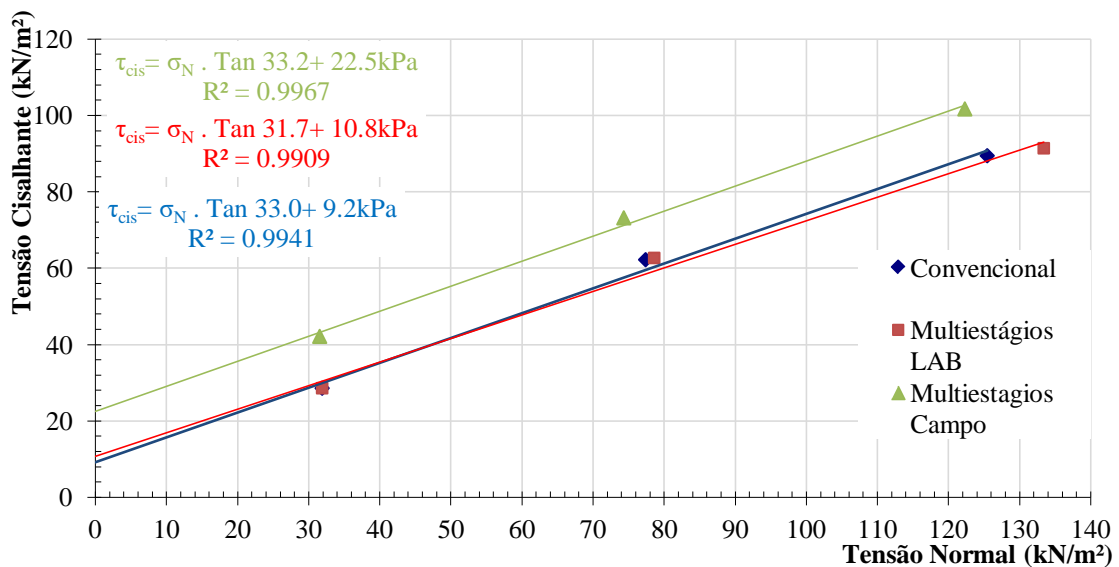


Figura 56 - Ponto 52

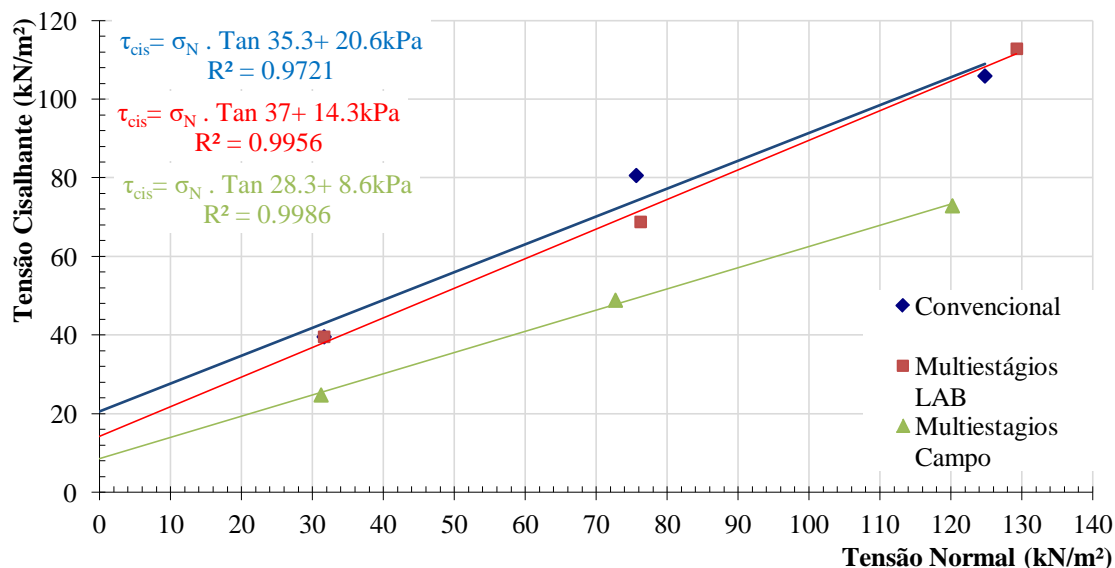


Figura 57 - Ponto 53

Os resultados apresentados na Figura 58 mostram como a resistência ao cisalhamento do cambissolo de folhelho do ponto 54 foi avaliada. Percebe-se que os resultados de múltiplos estágios apresentam maior exatidão, ou menor dispersão dos pontos. Nota-se também que a maior diferença entre os resultados é fruto da diferença de coesão.

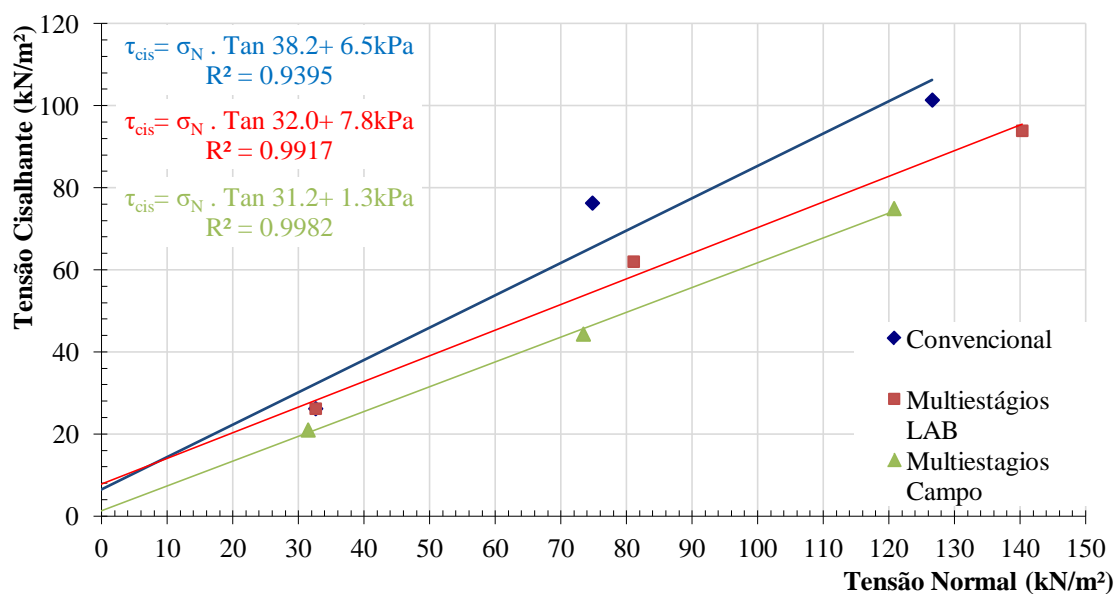


Figura 58 - Ponto 54

A Figura 59 mostra a leve diferença entre resultados de campo e laboratório. O solo oriundo de um depósito de encostas apresentou resistência muito semelhante

para todas as análises. A diferença mais pronunciada ficou por conta da coesão do ensaio de campo, mas a dimensão da diferença é considerada pequena.

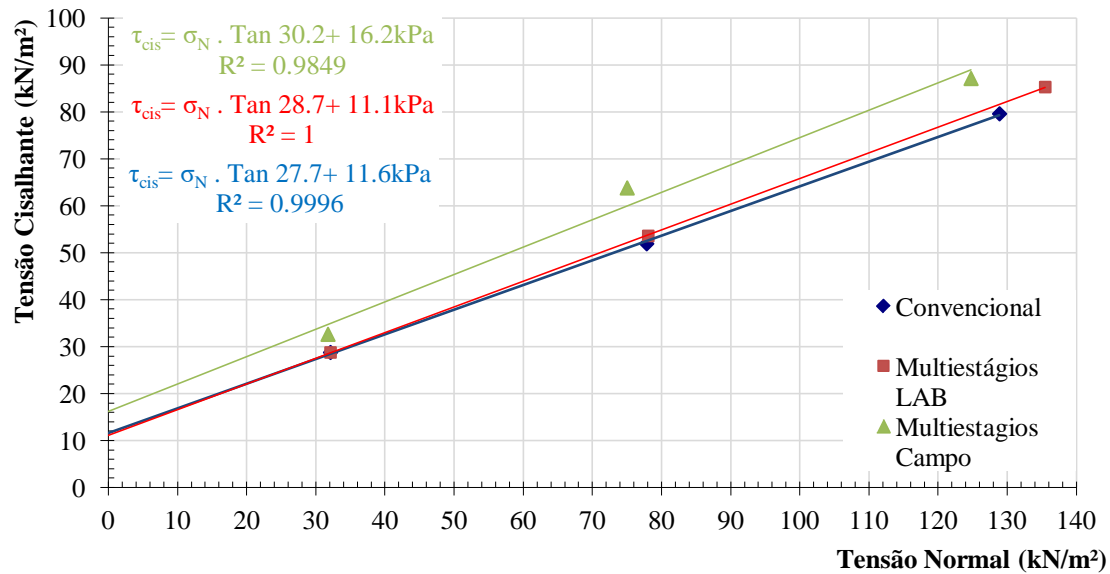


Figura 59 - Ponto 55

Para o ponto 56, representado pela Figura 60, os resultados dos ensaios de múltiplos estágios obtiveram maior homogeneidade entre os estágios. As envoltórias de campo e convencional de laboratório apresentaram-se paralelas com leve diferença para o valor de coesão. O ensaio de múltiplos estágios em laboratório resultou em envoltória de menor ângulo de atrito e semelhante coesão.

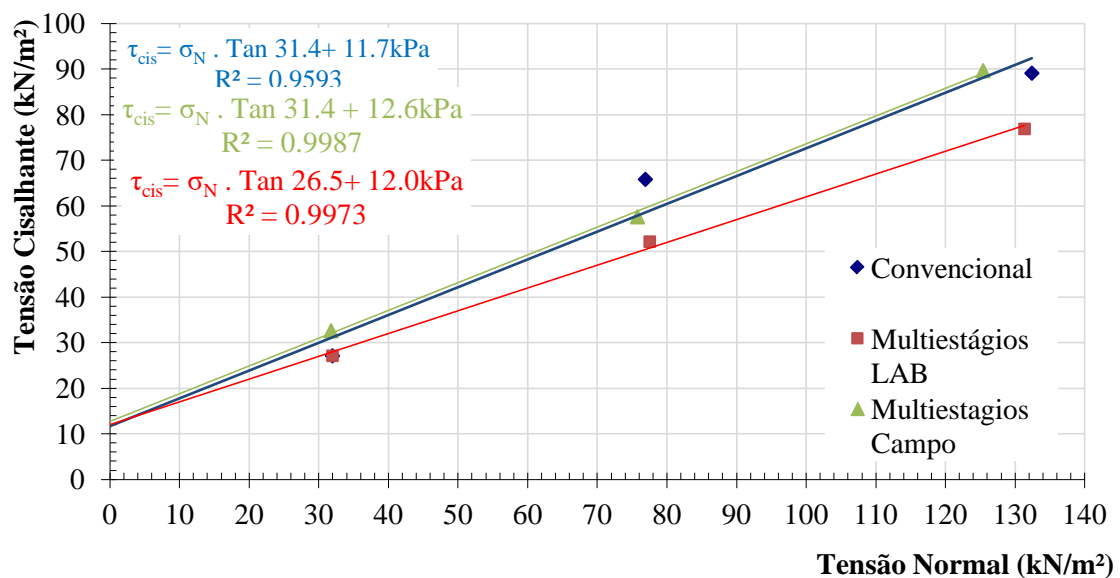


Figura 60 - Ponto 56

O ponto 57 não distoa do comportamento apresentado nos demais pontos realizados com o “novo” equipamento de campo. A Figura 61 mostra envoltórias bastante próximas e semiparalelas. Assim como os outros resultados, a maior diferença entre os métodos de ensaio está no valor do intercepto coesivo.

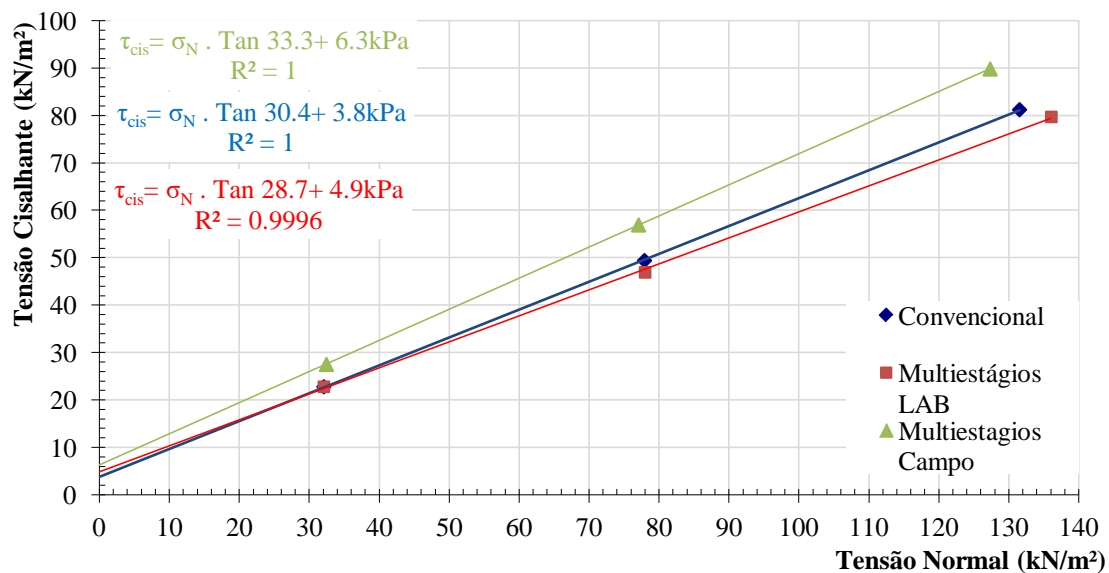


Figura 61 - Ponto 57

5.6 RESUMO E ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Os resultados obtidos nos ensaios realizados durante esse trabalho encontram-se dispostos em tabelas separados pela litologia de origem. Os resultados dos parâmetros de resistência obtidos para solos provenientes de arenitos estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Resultados para solos residuais de Arenito

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos estágios - LMS		Múltiplos estágios - Campo		Y _{nat}	Y _{sec}	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m02	Ca	-	-	-	-	34.7	30	1.76	1.52	16	Gaspar
m23	Pva	5	28.8	-	-	-	-	1.66	1.3	28	Ituporanga
m24	Ca	5.7	26.3	-	-	-	-	1.60	1.39	15	Ituporanga
m25	PVa	16	19.8	-	-	-	-	1.69	1.23	37	Ituporanga
m32	Ca	15.8	29.7	-	-	-	-	1.54	1.18	31	São José
m59	Ca	9.4	33.3	13.8	24.3	-	-	1.78	1.46	22	Ituporanga

Não foi possível comparar os resultados de ensaios em campo para solos residuais de arenito, uma vez que no primeiro campo, onde foi coletado o ponto 02, não coletou-se material para ensaios em laboratório. Os pontos 24, 25 e 32 foram coletados durante a fase de adaptações do equipamento de campo, motivo pelo qual não existem resultados de campo para estes pontos. O ponto 59, coletado na última campanha de campo, mostrou resultados semelhantes entre os parâmetros obtidos pela metodologia convencional e de múltiplos estágios executados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC.

A Tabela 5 apresenta os resultados dos ensaios de solo residual de argilito. Efetuou-se ensaios em solos provenientes de argilito no primeiro campo, durante o período de adequações do equipamento de campo e após as modificações.

Tabela 5 - Resultados para solos residuais de Argilito

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - Lms		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat}	Y _{sec}	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m01	Cag	-	-	-	-	83.4	14.4	1.92	1.47	31	Gaspar
m26	Cag	14.8	26.2	-	-	-	-	1.92	1.59	21	Alfredo Wagner
m27	Cag	15.2	27.6	-	-	-	-	1.8	1.41	28	Alfredo Wagner
m28	Cag	17.3	27.9	-	-	-	-	1.8	1.59	13	Alfredo Wagner
m29	Cag	8.7	33.7	-	-	-	-	1.79	1.57	14	Alfredo Wagner
m30	Cag	7.3	33.4	-	-	-	-	1.82	1.52	20	Alfredo Wagner
m44	Cag	29.4	24.1	23.3	27.7	5.3	24.6	1.86	1.35	38	Dona Emma
m45	PVag	10.6	34.5	11.7	34	24.6	29.6	1.99	1.74	14	Presidente Getúlio
m46	PVag	19.1	26.7	5.6	37.6	2.6	43.1	1.94	1.59	22	José Boiteux
m47	Cag	14	40.6	11.5	36.4	9.3	43	1.89	1.61	17	José Boiteux
m48H	Cag	18.2	29.8	17	29.9	7.4	34.4	1.66	1.23	35	José Boiteux
m48V	Cag	4	35.7	4.3	33	29.3	32.2	1.66	1.23	35	José Boiteux
m50	Cag	64	25.6	59.7	27	-1.5*	36.9	1.85	1.42	30	Rodeio
m60	Cag	2.5	34.3	6.3	24.8	-	-	1.82	1.4	30	Alfredo Wagner

*Valores negativos para coesão são fisicamente incoerentes, e claramente representam um erro no ensaio.

Os parâmetros obtidos no primeiro campo não foram coerentes, e apresentaram resistência super estimada para coesão. Resultados como o apresentado no primeiro ponto de estudos motivaram as modificações realizadas no equipamento de campo. As mudanças efetuadas permitiram a execução de ensaios de múltiplos estágios em campo, e comparar os parâmetros obtidos com ensaios realizados em laboratório sob os métodos convencionais e de múltiplos estágios. Os resultados obtidos após as modificações do equipamento de ensaios em campo, apresentaram-se semelhantes àqueles de ensaios de laboratório e coerentes com o esperado para esse tipo de solo. Incoerências como as encontradas no ponto 50 podem ser atribuídas aos planos presentes nos solos residuais de argilito.

Os solos provenientes da decomposição por intemperismo dos depósitos de encosta foram estudados em três pontos durante os trabalhos de campo realizados. Os resultados dos parâmetros encontrados para esse tipo de solo encontram-se na Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados para solos de depósito de encosta

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat}	Y _{sec}	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
		m52	Cde	9.2	33	10.8	31.7				
m55	Cde	11.6	27.7	11.1	28.7	16.2	30.2	1.74	1.32	31.82	Blumenau
m58	Cde	-1.9	36.3	1.2	31.5	-	-	1.84	1.4	31.43	Ituporanga

Os parâmetros de resistência obtidos para Cambissolo de Depósito de Encosta apresentaram ângulo de atrito entre partículas bastante próximos de 30 graus. A parcela da resistência ao cisalhamento atribuída à coesão, no ponto 52, apresentou elevada variação entre os ensaios de laboratório e de campo. A diferença, neste caso, pode ser atribuída a variações do tamanho do corpo de prova. Para o ponto 55 os resultados de laboratório e de campo mostraram-se semelhantes, tanto pelo método convencional como segundo o protocolo de múltiplos estágios. Os parâmetros obtidos no ponto 58 apresentaram-se semelhantes, porém a coesão encontra-se incoerente segundo o ensaio convencional.

Solos residuais de folhelho foram estudados em dois pontos durante este trabalho. Os resultados obtidos para os pontos 03 e 54, nas cidades de Gaspar e Blumenau, respectivamente, estão representados na Tabela 7.

Tabela 7 - Resultados para solos residuais de folhelho

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat}	Y _{sec}	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m03	Cf	-	-	-	-	134.6	16.2	1.98	1.63	21.47	Gaspar
m54	Cf	6.5	38.2	7.8	32	1.3	31.2	1.93	1.71	12.87	Blumenau

O ponto 03, estudado na primeira campanha de campo, apresentou resultado incoerente quanto a parcela de resistência atribuída à coesão. O ponto 54, por outro lado, foi estudado em campo após a última modificação do equipamento de cisalhamento direto e apresentou resultados semelhantes àqueles obtidos nos ensaios de laboratório.

A Tabela 8 apresenta os resultados referentes aos solos residuais de granito. Foram realizados ensaios em treze pontos, em cinco cidades, cuja litologia associada ao solo era granítica.

Tabela 8 - Resultados para solo residual de granito

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat} (g/cm ³)	Y _{sec} (g/cm ³)	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m06	Pvg	-	-	-	-	-22.1*	26.2	1.48	1.07	38.32	Gaspar
m10	PVg	-	-	-	-	39.2	21.7	1.5	1.39	7.91	Palhoça
m19	Cg	-	-	-	-	99.9	13.3	1.85	1.5	23.33	Camboriú
m20	PVg	26.1	28.2	-	-	36	20.2	1.72	-	-	Camboriú
m21	PVg	-	-	-10.2	29.3	10.9	34.2	1.63	1.47	10.88	Balneário Camboriú
m31	Cg	8.2	28.7	-	-	-	-	1.74	1.35	28.89	São José
m33	PVg	2.1	36.7	-	-	-	-	1.81	1.48	22.30	Balneário Camboriú
m35	PVg	4	34.7	-	-	-	-	1.92	1.52	26.32	Balneário Camboriú
m36	PVg	6.3	31.8	-	-	-	-	1.74	1.32	31.82	Balneário Camboriú
m38	PVg	11.1	27.5	-	-	-	-	1.61	1.28	25.78	Camboriú
m39	Cg	6.1	33.8	-	-	-	-	1.93	1.59	21.38	Camboriú
m41	PVg	5	33.6	-	-	-	-	1.8	1.54	16.88	Camboriú
m42	Cg	9.1	25.6	-	-	-	-	1.77	-	-	Camboriú

*Valores negativos para coesão são fisicamente incoerentes, e claramente representam um erro no ensaio.

Dos resultados obtidos nos primeiros campos, o ponto 10 apresentou resultado condizente com dados de literatura como Santos (1997). Os pontos 6 e 19, por outro lado, apresentaram resultados incoerentes e, novamente, justificaram as adequações realizadas posteriormente. O resultado obtido para o 20º ponto mostrou-se semelhante aos resultados encontrados por outros autores e com alguma semelhança entre os parâmetros de campo e de laboratório. O ensaio de múltiplos estágios realizado no laboratório, para o ponto 21, obteve um resultado incoerente para a parcela de resistência relativa à coesão.

Os pontos 31 a 42 foram estudados durante o período de adaptações do equipamento de campo e não apresentam resultados comparativos. Os dados obtidos condizem com os resultados de Meirelles e Davison Dias (2004). Solos residuais de gnaiss estudados por este trabalho têm seus resultados apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Resultado para solos residuais de gnaiss

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - Lms		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat} (g/cm ³)	Y _{sec} (g/cm ³)	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m04	PVgn	-	-	-	-	11.4	24	1.57	1.27	23.62	Gaspar
m05	Cgn	-	-	-	-	23.6	15.9	1.4	1.01	38.61	Gaspar
m07	PVgn	-	-	-	-	85.6	11.6	1.83	1.44	27.08	Ilhota
m08	PVgn	-	-	-	-	32.5	20.6	1.57	1.3	20.77	Ilhota
m09	Cgn	-	-	-	-	13.9	21.9	1.53	1.08	41.67	Luiz Alves
m12	Cgn	7.3	30.7	-	-	13.4	28.4	1.87	1.67	11.98	Palhoça
m13	PVgn	-	-	-	-	15.3	18.1	1.39	1.11	25.23	Palhoça
m49	Cgn	5.6	31.5	6.6	29.6	15.3	35.8	1.75	1.37	27.74	Rodeio
m51	PLVgn	2.4	33.3	6.2	29	4.5	30.3	1.57	1.36	15.44	Rodeio
m56	PLVgn	11.7	31.4	12	26.5	12.6	31.4	1.84	1.46	26.03	Blumenau
m57	PVgn	3.8	30.4	4.9	28.7	6.3	33.3	1.29	1.04	24.04	Blumenau

Da mesma forma como para as demais litologias, os ensaios realizados nos primeiros campos não apresentam dados de ensaios comparativos, salvo o ponto 12 cujo resultado mostrou-se bastante semelhante na comparação entre o método convencional de múltiplos estágios. Apesar do resultado comparativo do ponto 12, o ponto 7 apresentou coesão incoerente.

Os resultados obtidos após as modificações do equipamento de campo mostraram-se semelhantes na comparação entre os ensaios convencionais e de múltiplos estágios, e são condizentes com os dados obtidos por Godoi (2014).

O único ponto estudado e classificado como solo residual de siltito ocorreu na cidade de Blumenau e seu resultado está apresentado, no padrão das outras litologias, na Tabela 10.

Tabela 10 Resultado para solos residuais de siltito

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat} (g/cm ³)	Y _{sec} (g/cm ³)	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m53	Cs	20.6	35.3	14.3	37	8.6	28.4	1.84	1.72	6.98	Blumenau

A comparação entre os resultados mostra que existe alguma diferença entre os parâmetros obtidos, porém não se apresenta como limitante ao uso da técnica de múltiplos estágios para mapeamento geotécnico.

Os ensaios em solo residual de xisto têm seus resultados apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Resultado para solos residuais de xisto

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat} (g/cm ³)	Y _{sec} (g/cm ³)	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m15	Cx	-	-	-18*	29.3	-16.3*	17.1	1.92	1.55	23.87	Balneário Camboriú
m16	PVx	19.2	28.1	-	-	47.8	16.7	1.67	1.36	22.79	Camboriú
m17	PVx	-	-	4.8	24.5	27.2	20.5	1.68	1.4	20.00	Balneário Camboriú
m18	Cx	3.4	35.3	-	-	104.2	13.2	1.85	1.51	22.52	Camboriú
m40	PVx	6	37.7	-	-	-	-	1.72	1.36	26.47	Camboriú

*Valores negativos para coesão são fisicamente incoerentes, e claramente representam um erro no ensaio.

Como a xistosidade da rocha é herdada pelo solo residual, as descontinuidades presentes no xisto podem causar maior dispersão entre os resultados comparativos. Não esperam-se, porém, resultados como os obtidos nos pontos 15 e 18 que tratam-se de incoerências que motivaram as modificações realizadas posteriormente.

Da mesma forma como para os solos de siltito, os solos residuais de diabásio, riolito, e solo do tipo terra vermelha bruna que foram estudados por apenas um ponto, encontram-se apresentados no mesmo padrão das demais litologias, nas Tabelas

12, 13, e 14. O resultado obtido para o solo residual de diabásio não apresenta comparativo.

Tabela 12 Resultados para solo residual de diabásio

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat} (g/cm ³)	Y _{sec} (g/cm ³)	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m14	PVdb	-	-	-	-	57	19.2	1.6	1.56	2.56	Palhoça

Tabela 13 - Resultados para solo residual de Riolito

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat} (g/cm ³)	Y _{sec} (g/cm ³)	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m11	PVr	12.9	33.9	-	-	11.3	30.6	1.91	1.54	24.03	Palhoça

Os parâmetros obtidos por múltiplos estágios em campo, e pelo método convencional no laboratório são bastante semelhantes para o solo residual de Riolito.

Tabela 14 - Resultado para Terra Vermelha Bruna

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat} (g/cm ³)	Y _{sec} (g/cm ³)	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m43	TVB	6.1	28.2	4.3	29.8	16.8	28.7	1.66	1.36	22.06	José Boiteux

A resistência ao cisalhamento obtida para Terra Vermelha Bruna na cidade de José Boiteux apresentou resultados bastante semelhantes comparando-se os resultados de múltiplos estágios e convencional. O resultado obtido em campo apresentou coesão relativamente maior, o que pode ser fruto da diferença no tamanho dos corpos de prova ensaiados em campo e em laboratório.

A Tabela 15 apresenta os resultados obtidos para resistência ao cisalhamento de solos residuais de migmatito.

Tabela 15 - Resultado para solo residual de Migmatito

Nome	Unidade	Convencional		Múltiplos Estágios - LMS		Múltiplos Estágios - Campo		Y _{nat} (g/cm ³)	Y _{sec} (g/cm ³)	W%	Cidade
		c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)	c (kN/m ²)	Phi (°)				
m22	PVmg	-	-	-	-	5.7	-3.8*	1.85	1.76	5.11	Balneário Camboriú
m34	PVmg	11.4	31.5	-	-	-	-	1.66	1.3	27.69	Balneário Camboriú

*Valores negativos para ângulo de atrito são fisicamente incoerentes, e claramente representam um erro no ensaio.

Os resultados de ensaio em solos residuais de migmatito não apresentam dados comparativos, porém é evidente que o resultado de ângulo de atrito no ponto 22 é incoerente.

5.7 COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS EM ÁREA DE POSSÍVEIS ESTADOS DE TENSÕES

Como a envoltória de Mohr-Coulomb pode ser entendida como o limite dos estados de tensões possíveis antes da ruptura da encosta, ou seja, a iminência de ruptura, pode-se entender que qualquer ponto sob a envoltória representa um estado de tensões em que o solo encontra-se estável. Para possibilitar uma quantificação dos desvios ocorridos em função da forma de execução dos ensaios, calculou-se as “áreas” sob as envoltórias. A Figura 62 apresenta a comparação das áreas sob as envoltórias, o valor de área sob a envoltória obtida pela metodologia convencional, em laboratório, foi tomada como padrão em cada ponto, a partir das quais estabeleceu-se comparações percentuais.

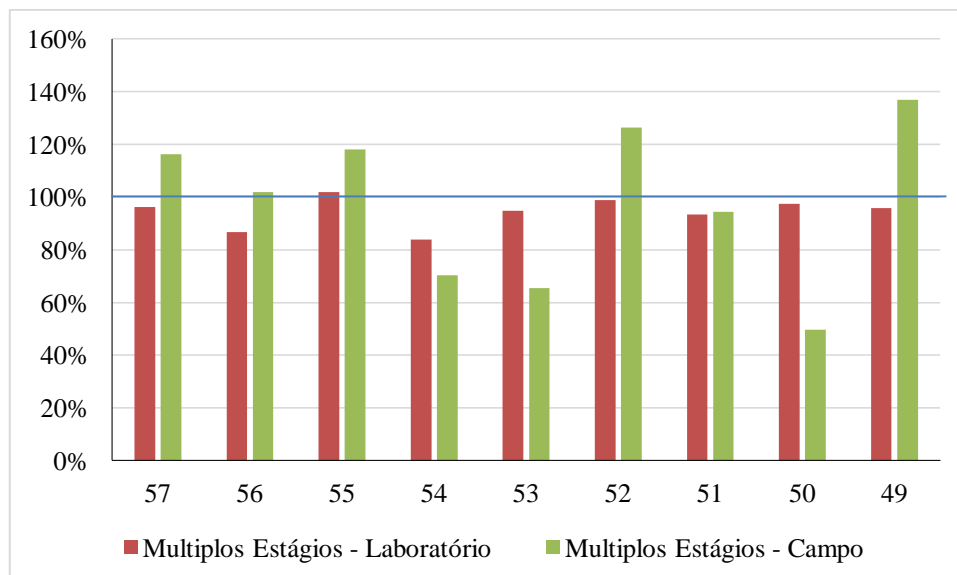


Figura 62 - Comparação Entre Áreas Sob Envoltórias De Ruptura. A linha destacada (azul) mostra o valor de 100%, atribuído ao resultado de ensaio convencional de laboratório.

A análise das “áreas” sob as envoltórias de ruptura dos pontos mostra que apenas os para o ponto 55 ocorreu de os resultados de múltiplos estágios de campo e de laboratório serem representarem mais estados de tensões “estáveis” do que os resultados convencionais de laboratório. O resultado apresentado ao encontro do que foi pesquisado por Izzo (2003) no sentido de que esperam-se resultados de menor resistência para ensaios de múltiplos estágios.

5.8 COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS EM FUNÇÃO DOS ÂNGULOS LÍMITES PARA SEGURANÇA

De modo a gerar mais uma ferramenta de comparação entre os resultados, simularam-se encostas de 15, 20, 25, 30 e 35 graus de inclinação, constituídas dos materiais encontrados em cada um dos pontos, com nível d’água há 5 metros de profundidade. A simulação foi efetuada considerando o peso calculado para o solo saturado, o que estabeleceu o pior cenário possível. Os fatores de segurança obtidos em cada uma das cinco declividades foram analisados de forma a gerar uma função logarítmica que possibilitou definir quais declividades gerariam fatores de segurança iguais a 1.15 e 1.3, respectivamente limitrofes para baixa e média seguranças.

As Figura 63 a 71 apresentam as curvas logarítmicas para definição das declividades limites para cada fator de segurança (x) em cada condição de ensaio. A Figura 63 refere-se ao ponto 49.

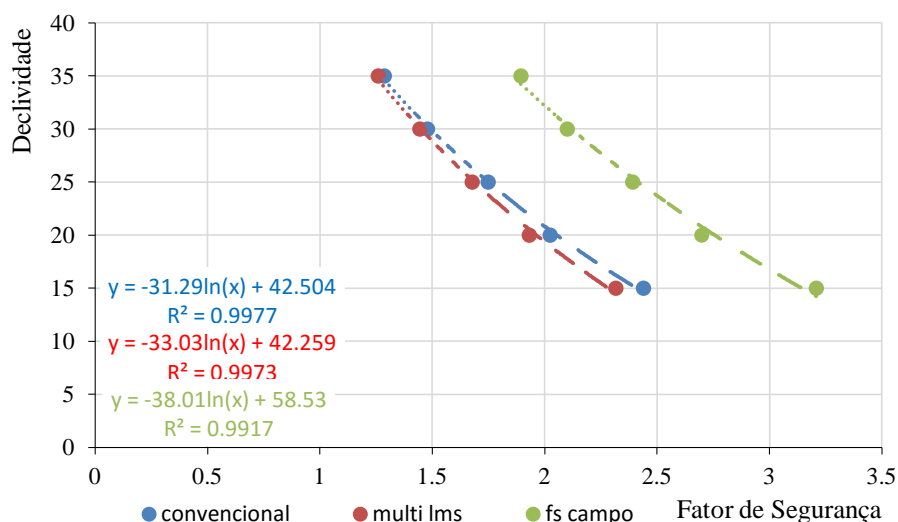


Figura 63 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 49

Para o ponto 49 as declividades limites para o fator de segurança 1.15 foram definidas como 38.1°, 37.6° e 53.2° para ensaios convencional de laboratório, múltiplos estágios de laboratório e múltiplos estágios de campo, respectivamente. O fator de segurança 1.5 é obtido nas declividades de 29.8°, 28.9° e 43.1°.

A Figura 64, referente ao ponto 50, mostra a comparação das curvas de declividade x fator de segurança. Os valores de declividade que definem o fator de segurança 1.15 para os ensaios convencional de laboratório, múltiplos estágios de laboratório e múltiplos estágios de campo, respectivamente são 91.2°, 87.5° e 32.8°. Para fatores de segurança de 1.5 a declividade limite foi de 74.7°, 71.7° e 27.2°.

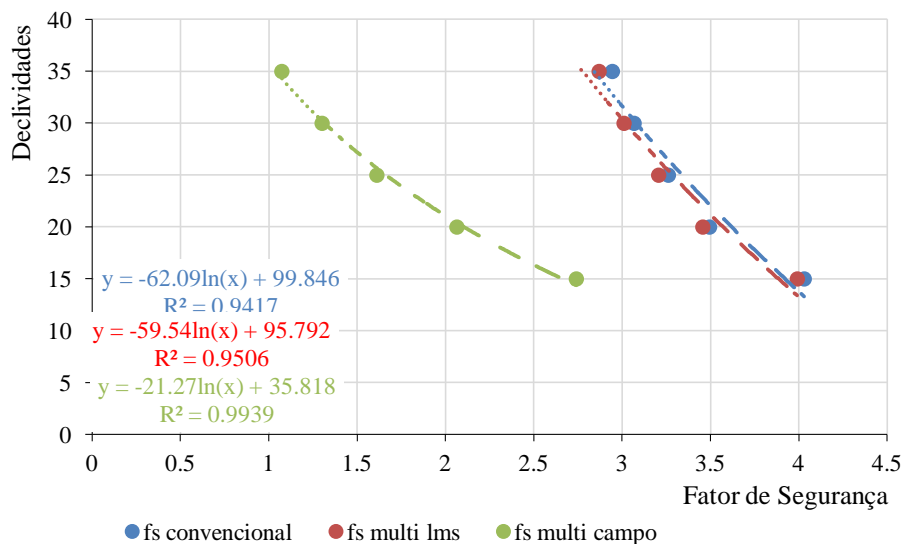


Figura 64 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 50

O ponto 51 cujas curvas para definição das declividades limites dos fatores de segurança são apresentadas na Figura 65 teve como resultados as declividades de 35°, 36.4° e 35.4° como limites para o fator de segurança de 1.15 e 28°, 27.8° e 27.4° para FS de 1.5.

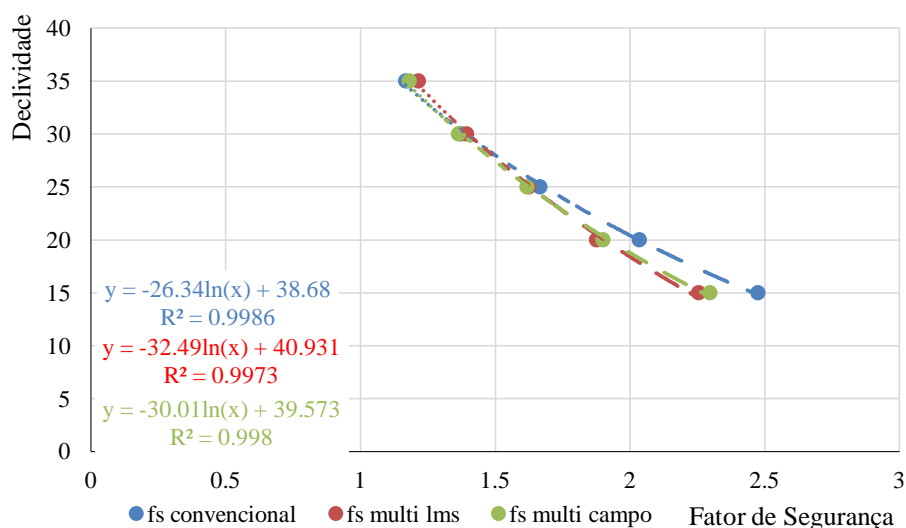


Figura 65 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 51

A Figura 66 apresenta curvas obtidas com os parâmetros relativos ao ponto 52. A aplicação do valor de 1.15 de fator de segurança sobre as equações obtidas resulta nas declividades de 44.1°, 38.7° e 47°. Para fator de segurança 1.5 as declividade obtidas foram 34.9°, 32.2° e 39.5°.

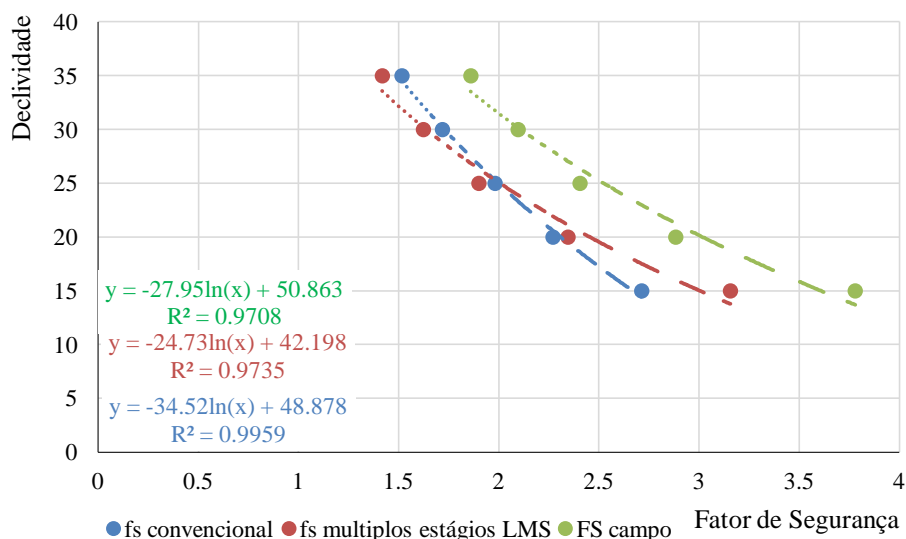


Figura 66 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 52

As equações para definição das declividades limistes do ponto 53 são apresentados na Figura 67, de modo que os resultados obtidos para um fator de segurança de 1.15 foram 50.2°, 54.3° e 37.3°, enquanto as declividades para FS de 1.5 foram 41.2°, 44.3° e 28.6°.

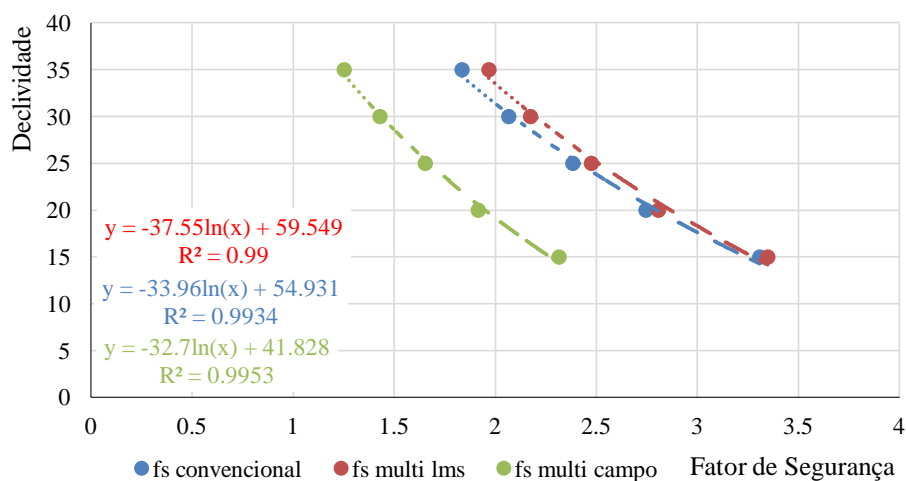


Figura 67 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 53

Para o ponto 54 a Figura 68 apresenta as equações a partir das quais obtiveram-se as declividades de 39.6°, 36.1° e 30.8° limitando o FS de 1.15 e 33.6, 30° e 25.2° para fator de segurança de 1.5.

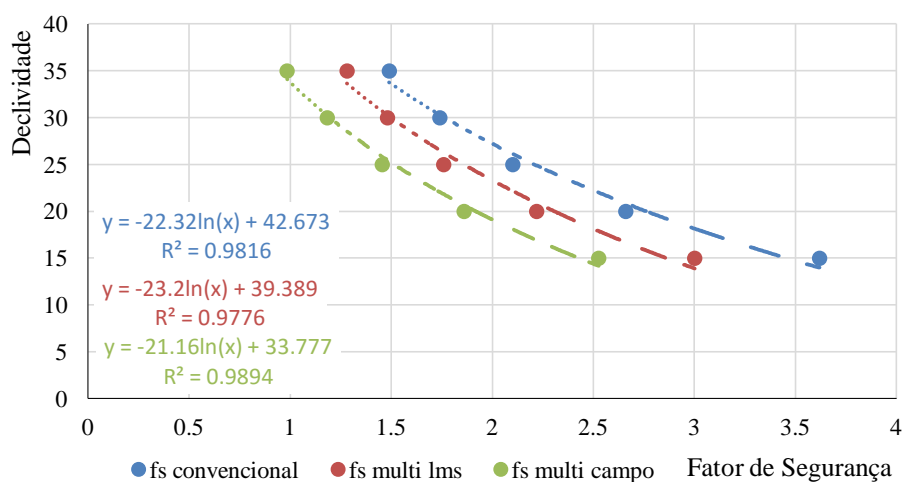


Figura 68 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 54

Dados do ponto 55 permitiram a obtenção das curvas apresentadas na Figura 69 a partir das quais foram determinadas as declividades de 36.5°, 36.9° e 41.4° para fator de segurança de 1.15 e 29.7°, 30.2° e 34.3° que limitam o fator de segurança de 1.5.

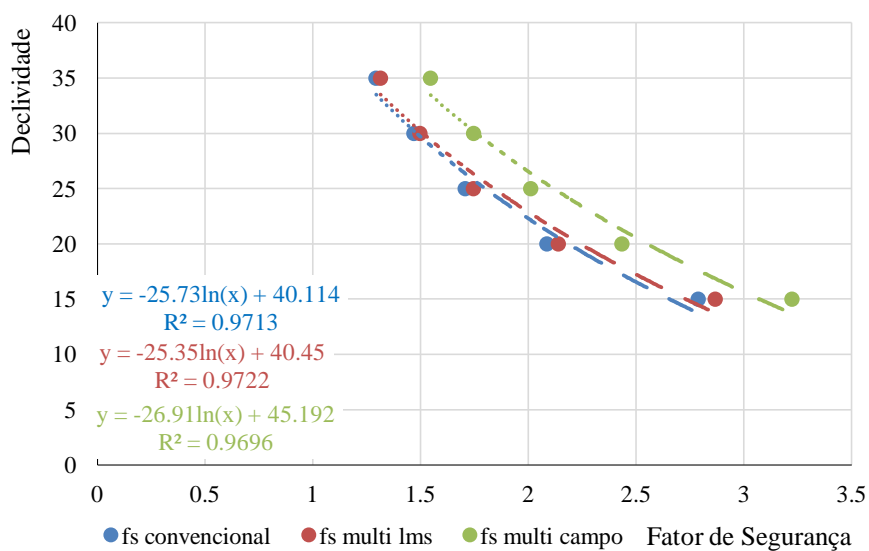


Figura 69 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 55

O ponto 56 teve as declividades de 40.2°, 37.1° e 40.9° para fator de segurança de 1.15 e 33.4°, 29.9° e 34° quando o fator de segurança era 1.5 definidas a partir das curvas apresentadas na Figura 70.

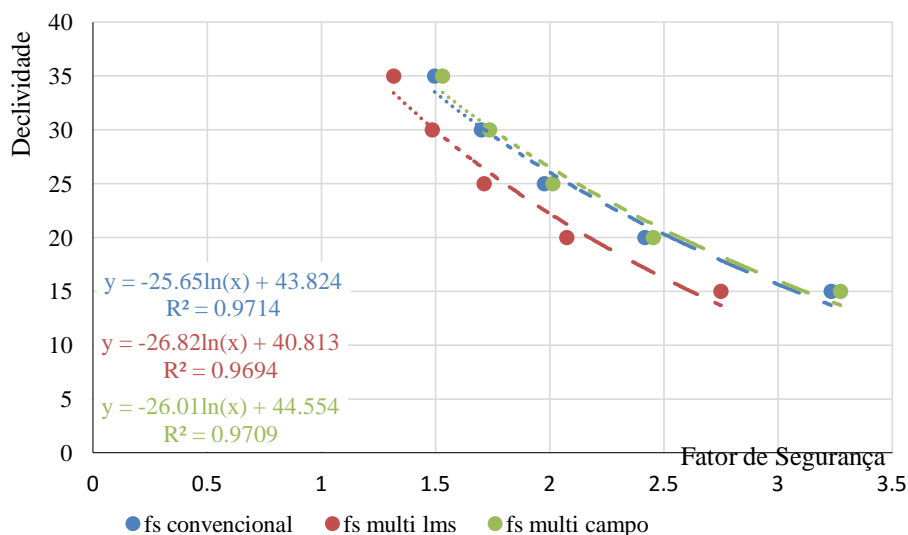


Figura 70 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 56

As declividades limites no ponto 57 (Figura 71) para o fator de segurança 1.15 foram definidas como 33°, 32.6° e 37.1° para ensaios convencional de laboratório, múltiplos estágios de laboratório e múltiplos estágios de campo, respectivamente. O fator de segurança 1.5 é obtido nas declividades de 27°, 26.5° e 31°.

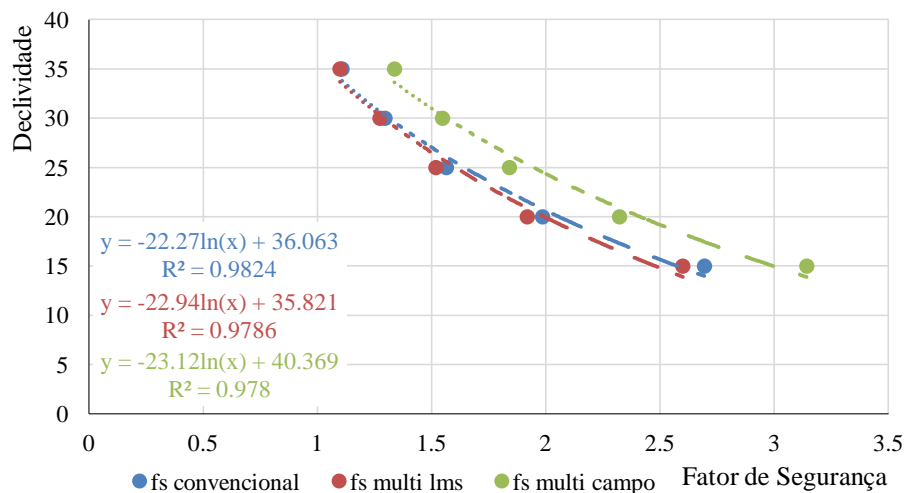


Figura 71 - Comparação das Declividades Limites do Ponto 57

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Os resultados obtidos por este trabalho, juntamente com o levantamento bibliográfico realizado, permitem extrair conclusões a respeito do protocolo de ensaios rápidos e elaborar sugestões para a continuação da pesquisa.

6.1 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos na primeira campanha de campo mostraram-se insatisfatórios uma vez que obteve-se grande dispersão entre pontos de uma mesma envoltória de ruptura e os valores dos parâmetros de resistência apresentaram-se incoerentes.

A execução de ensaios laboratoriais comparativos aos ensaios de campo foram motivados pelos resultados incoerentes da primeira campanha de campo. A comparação dos resultados para a segunda e terceira saídas de campo evidenciaram a necessidade de novas adaptações no equipamento de ensaios em campo. Conforme discutido por Müller *et al.* (2015) o equipamento de cisalhamento direto utilizado nas campanhas de campo apresentava problemas em sua concepção original de modo que os resultados obtidos podem ter sofrido influência de fatores intrínsecos ao equipamento.

Após um período de seis meses de estudos e adaptações realizadas no equipamento de campo, os resultados obtidos na sétima e oitava campanhas de campo possibilitaram concluir que as modificações foram positivas uma vez que os resultados adequaram-se aos obtidos em contra provas de laboratório e a resultados de outros autores como Parizoto (2014), Raimundo (1998), Beviláqua (2004), Santos (1997), Meirelles e Davison Dias (2004), Bastos (1991), Davison Dias (1987) e Godoi (2014).

A análise das “áreas sob as envoltórias” que representam os estados de tensões para contas estáveis com os determinados parâmetros de resistência mostraram-se de acordo com o pesquisado por Izzo (2003) de que esperam-se resultados com parâmetros de resistência mais conservadores em ensaios realizados em múltiplos estágios.

Os resultados obtidos após as modificações, além dos resultados para ensaios de múltiplos estágios de laboratório, permitem concluir que o protocolo de ensaios de campo é exequível e as comparações apresentadas mostram que eventuais

imprecisões são de magnitude tal que não influem decisivamente para o resultado final do mapeamento.

A resistência ao cisalhamento de solos residuais de arenito estudados por este trabalho apresentou variação de coesão entre 5 e 16 kPa e ângulo de atrito entre 19.8 e 33.3° em ensaios convencionais de cisalhamento direto.

Solos residuais de argilito apresentaram parâmetros de resistência que variaram em ensaios convencionais entre 2.5 e 64 kPa de coesão e 24.1 e 40.6° de ângulo de atrito. Entre os ensaios de múltiplos estágios a variação foi de 2.6 até 59.7 kPa de coesão e 24.8 a 43.1° de ângulo de atrito, eliminando-se valores claramente incoerentes de coesão negativa ou de 83.4 kPa, por exemplo.

Depósitos de encostas originaram solos que foram estudados por este trabalho e resultaram em parâmetros que variaram entre 9.2 e 11.6 kPa de coesão e 27.7 e 33° de ângulo de atrito em ensaios convencionais de laboratório, descontado o valor incoerente de -1.9 kPa de coesão. Os valores obtidos em ensaios de múltiplos estágios variam de 1.2 a 11.1 kPa de coesão e 28.7 a 31.7° de ângulo de atrito para ensaios de laboratório e 16.2 a 22.5 kPa de coesão e 30.2 a 33.2° de ângulo de atrito para ensaios de campo.

Residuais de Granito em ensaios convencionais apresentaram variação de coesão entre 2.1 e 26.1 kPa e 25.6 e 34.7° de ângulo de atrito, enquanto os resultados de múltiplos estágios variaram de 10.9 a 39.2 de coesão e 20.2 a 34.2° de ângulo de atrito, sem considerar os valores incoerentes advindos de fatores externos à resistência do material. Os parâmetros obtidos nos ensaios em solo residual de granito foram ao encontro de resultados obtidos por Raimundo (1998), Beviláqua (2004), Santos (1997), Davison Dias (1987), Meirelles e Davison Dias (2004), e Bastos (1991).

Os residuais de Gnaisse foram ao encontro do obtido por Godoi (2014) e Parizoto (2014) ao apresentar variação de coesão entre 2.4 a 11.7 kPa de coesão e 30.4 a 33.4° de ângulo de atrito em ensaios convencionais e 4.5 a 23 kPa de coesão e 24 e 35.8° de ângulo de atrito, salvo valores incoerentes.

As variações encontradas nos ensaios de solo residual de xisto foram entre 3.4 a 19.2 kPa para coesão e 28.1 a 37.7° de ângulo de atrito em ensaios convencionais e 4.8 a 47.8 kPa de coesão e 13.2 a 24.5° de ângulo de atrito nos ensaios de múltiplos estágios, descontando-se resultados incoerentes.

Os resultados obtidos para solo residual de migmatito, estudados em 3 pontos entre Camboriú e Balneário Camboriú, apresentaram variação entre 8.6 e 11.4

kPa de coesão e 31.5 a 31.8° de ângulo de atrito em ensaios convencionais. Ensaios de múltiplos estágios foram executados apenas em um dos pontos e o resultado apresentou-se incoerente por ter sido anterior às adequações realizadas no equipamento.

Apenas um dos pontos estudados foi caracterizado como Terra Vermelha Bruna, e apresentou coesão de 6.1 kPa e ângulo de atrito de 28.2° nos ensaios convencionais. Os ensaios de múltiplos estágios apresentaram coesão de 4.3 e 16.8 kPa e ângulo de atrito de 29.8 e 28.7° em laboratório e em campo, respectivamente.

A ocorrência de solo residual de diabásio, da mesma forma como aconteceu com solo tipo Terra Vermelha Bruna, foi estudado apenas em um ponto. O resultado na cidade de Palhoça aconteceu nas primeiras campanhas de campo e apresentou resultado de 57 kPa de coesão e 19.2° de ângulo de atrito. Parâmetros bastante distoantes daquilo encontrado por Raimundo (1998) e motivou estudos para as adequações realizadas posteriormente.

Da mesma forma como ocorrido com solo tipo Terra Vermelha Bruna, os solos residuais de riolito foram estudados apenas em uma oportunidade. O ponto, estudado antes das adequações do equipamento de cisalhamento direto de campo, apresentou coesão de 12.9 e 11.3 kPa e 33.9 e 30.6° de ângulo de atrito para ensaio convencional e de campo, respectivamente.

Foram estudados solos residuais de folhelho em duas oportunidades, das quais, uma apresentou resultados de coesão maiores de 100 kPa, claramente incoerentes. Os resultados comparativos para solo residual de folhelho estudados no ponto 54 mostraram-se próximos, com a coesão do ensaio convencional de 6.5 kPa e entre 1.3 e 7.8 kPa nos ensaios de múltiplos estágios. No que diz respeito ao ângulo de atrito, 38.2° foi o resultado obtido por ensaio convencional enquanto em múltiplos estágios obteve-se 31.2 e 32°.

O único ponto estudado com solo residual de siltito encontra-se na cidade de Blumenau e os resultados comparativos obtiveram 20.6 kPa de coesão no ensaio convencional e 14.3 e 8.6 kPa nos ensaios de múltiplos estágios de laboratório e campo. O ângulo de atrito ficou entre 35.3° para o ensaio convencional e 37 e 28.4° nos múltiplos estágios de laboratório e campo. A semelhança entre os resultados de ensaios convencionais e de múltiplos estágios é bastante grande, e a diferença apresentada não institui obstáculo para a utilização da metodologia em mapeamentos.

Com base nos preceitos de Zuquette e Gandolfi (1992) que dizem que mapeamento geotécnico não substitui os estudos pontuais, mas devem servir para indicar sua necessidade, é possível concluir a partir dos resultados apresentados que o protocolo de ensaios rápidos, com priorização do tempo para obtenção de parâmetros de resistência não prejudica o resultado final do mapeamento.

Fundamentado por Antoniutti Neto e Vilar (2014) que defendem a técnica de múltiplos estágios por economizar tempo, conclui-se que o protocolo investigado beneficia o mapeamento geotécnico por atribuir maior representatividade dos parâmetros utilizados para as estimativas de suscetibilidade aos deslizamentos.

As envoltórias obtidas nos ensaios mostraram-se potencialmente próximas, principalmente para múltiplos estágios e convencional de laboratório, havendo algumas discrepâncias ao comparar resultados do equipamento de laboratório para o equipamento de campo. Como a área do corpo de prova de campo é de aproximadamente $\frac{1}{4}$ daquela utilizada em laboratório podem estar atreladas a esta característica, conforme Lo (1970).

A despeito de a Constituição Federal de 1988 estabelecer a necessidade do desenvolvimento de políticas públicas em busca do bem estar da população, a história recente do Brasil, sobretudo de Santa Catarina, mostra que as ações de prevenção aos desastres não suprem a demanda. A partir de 2012, com a criação de lei 12.608 os órgãos de defesa civil passaram a estar amparados por lei, e os mapeamentos das áreas suscetíveis aos desastres tornam-se obrigação dos municípios.

6.2 SUGESTÕES

Sugere-se investigar a influência do tamanho dos corpos de prova pela utilização de uma caixa de cisalhamento com dimensões tais quais as do laboratório no equipamento de campo.

A fim de atribuir ainda mais precisão aos resultados, sugere-se instrumentar o equipamento de cisalhamento direto de campo, o que possibilita leituras mais frequentes e elimina possíveis erros humanos.

Resultados de solos residuais de rochas que apresentam bandamentos ou estratificações, sugerem a importância de estudos relacionados à direção da coleta, e consequentemente do cisalhamento desses.

Em consideração à direção dos bandamentos e estratificações, é interessante levar em conta a Geologia Estrutural presente na encosta. Sugere-se avaliar a atitude das camadas em relação a orientação da face do talude, uma vez que situações em que as estratificações estiverem voltadas para dentro do talude apresentam-se mais estáveis do que aquelas onde os planos reliquiais da rocha podem ser planos preferenciais de ruptura.

Com o objetivo de comparar resultados de solos com a mesma densidade, sugere-se executar o protocolo em corpos de prova compactados. Como a compactação permite controlar a densidade, esta deixa de ser uma variável dos resultados.

REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 10905 - Ensaio de Palheta in situ**, 1989.
- ABNT. **NBR 11682 - Estabilidade de taludes**, 1991.
- ABREU, A. E. S. DE. **Mapeamento Geotécnico para Gestão Municipal - Abordagem Combinando Tres Métodos Distintos e sua Aplicação em Analandia (SP)**. [s.l.] Universidade de São Paulo, 2007.
- ALMEIDA, L. E. G. **Mapeamento geotécnico de Casa Branca (SP): ênfase no uso da técnica de avaliação de terrenos e perfis típicos de materiais inconsolidados**. 2000.
- ANDRADE, A. R. DE; BALDO, M. C.; NERY, J. T. Variabilidade sazonal da precipitação pluviométrica de Santa Catarina. **Acta Scientiarum**, v. 21, n. 4, p. 923–928, 1999.
- ANTONIUTTI NETO, L.; VILAR, O. M. **Aspectos da Resistência ao Cisalhamento de Misturas de Solo Laterítico - Brita 6º CBGE**, 2014.
- ASTM D 4648. **Laboratory Miniature Vane Shear Test**, 2000.
- ASTM D3080. **Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**, West Conshohocken, PA, 2003. Disponível em: <www.astm.org>
- BACK, Á. J. Frequência de chuvas em Santa Catarina. **Revista de Tecnologia e Ambiente**, v.7, n.2, p. 63–72, 2001.
- BASTOS, C. A. B. **Mapeamento e Caracterização Geomecânica das Unidades Geotécnicas de Solos Oriundos dos Granitos, Gnaisses e Migmatitos de Porto Alegre**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991.
- BEVILÁQUA, F. Z. **Estudo do Comportamento Geomecânico dos Solos Residuais de Granito de Florianópolis**. Universidade Federal de Santa Catarina, 2004.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The triaxial test**. Edward Arnold, London, 1962.
- BONGIOVANNI, L. A. **LEVANTAMENTO DOS ATUAIS PROBLEMAS E GARGALOS TÉCNICOS E DE GESTÃO DE RISCO – UMA ABORDAGEM MUNICIPAL in 5º Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais (5º SIBRADEN)** Bento Gonçalves, 2015.
- BRASIL. **Constituição**, 1988.
- BRASIL. **Lei nº 12.608**, 2012.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. 3a ed. Rio de Janeiro: 1973

CASTRO, J. M. G.; SOBREIRA, F. C.; GOMES, R.; GOMES, G. J. C. Proposição de procedimento preventivo de riscos geológicos em Ouro Preto - BR com base em histórico de ocorrências e sua correlação com a pluviosidade. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 42, p. 58–66, 2012.

CEPED - UFSC. **Metodologia de avaliação de vulnerabilidade para mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos e inundações: proposta piloto em Santa Catarina**, Florianópolis, 2014.

CONTRIBUIDORES DO © OPENSTREETMAP. **OpenStreetMap**. Disponível em: <openstreetmap.org>. Acesso em: 24 mar. 2015.

COUTINHO, M. P.; LONDE, L. R.; SANTOS, L. B. L.; LEAL, P. J. V. Instrumentos de planejamento e preparo dos municípios brasileiros à Política de Proteção e Defesa Civil. **Revista Brasileira de Gestão Urbana**, v. 7, p. 383–396, 2015.

DADALTO, M. M.; DALMONECH, N. **ÂNGULO DE ATRITO EQUIVALENTE DO SOLO E ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO EM CONCRETO, AÇO E MADEIRA**, Anais do Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia CONTECC' 2015. **Anais...**Fortaleza: 2015

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 2. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DAVISON DIAS, R. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1987.

DAVISON DIAS, R. Proposta de metodologia de definição de carta geotécnica básica em regiões tropicais e subtropicais. **Revista do Instituto Geológico**, v. 16, n. special, p. 51–55, 1995.

DAVISON DIAS, R. **Proposta de uma Metodologia de Estudos Geotécnicos para Implantação de Rodovias, Estradas Rurais e Vicinais em Solos Brasileiros** Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis, 2001.

DEARMAN, W. R.; BAYNES, F. J.; IRFAN, T. Y. Engineering grading of weathered granite. **Engineering Geology**, v. 12, p. 345–374, 1978.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D. **Slope stability in residual soils**, Proc. 4th Panam. Conf. Soil Mech., Puerto Rico. **Anais**.1971

DIAS, J. E.; GARCIA, J. M. P. APLICAÇÃO DO MAPA DE UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS PARA FINS DE PLANEJAMENTO DE USO E OCUPAÇÃO DE TERRITÓRIOS POR MEIO DA FERRAMENTA DE GEOPROCESSAMENTO: ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE VOLTA REDONDA, RJ. **Revista Geoaraguaia**, v. 4, n. 2, 2014.

ESPINDOLA, M.; GOMEZ, L. A.; GODOI, C. S.; MACCARINI, M.; HIGASHI, R. **Análise da instrumentação para aquisição e apresentação automática de dados de um equipamento de cisalhamento direto** Anais do II Simpósio de Prática de Engenharia geotécnica na região do Centro-Oeste. **Anais**.Brasília: 2011

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.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de Mecânica dos solos e das rochas: Aplicações na estabilidade de Taludes.** 2. ed. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2009.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de Taludes.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GILBOY, G. Improved soil testing methods. **Engineering News Record**, v. 21, 1936.

GODOI, C. S. **CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE – SANTO AMARO DA IMPERATRIZ, SANTA CATARINA.** Universidade Federal de Santa Catarina, 2014.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de escavação.** 2a. ed. São Paulo: Editora Blucher, 1983.

HANDY GEOTECHNICAL INSTRUMENTS. **Handy Geotechnical Instruments.** Disponível em: <<http://www.handygeotech.com/borehole/>>. Acesso em: 16 nov. 2015.

HANDY, R. L.; FOX, N. S. A soil bore-hole direct-shear test device. **Highway Research News**, 1967.

HEAD, K. H.; EPPS, R. **Manual of Soil Laboratory Testing.** III ed.London: Pentech Press, 1986. v. 3

HIGASHI, R. R. **Utilização de um SIG no desenvolvimento de um banco de dados geotécnicos do norte do estado do Rio Grande do Sul.** Universidade Federal de Santa Catarina, 2002.

HIGASHI, R. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental.** Universidade Federal de Santa Catarina, 2006.

HIGASHI, R. R. et al. **Mapeamento Geotécnico da Suscetibilidade a Movimento de Massa na Bacia do Itacorubi, Florianópolis - CEPED - UFSC, 2015.** Disponível em: <ceped.ufsc.br>

HUMMES, R. A. **Compressibilidade e resistência ao cisalhamento de rejeitos de beneficiamento de carvão mineral em equipamentos de grandes dimensões.** Universidade Federal de Santa Catarina, 2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Censo Demográfico 2010**. Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acesso em: 5 nov. 2014a.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Malha dos municípios de Santa Catarina**, 2010b. Disponível em: <ftp://geoftp.ibge.gov.br/malhas_digitais/municipio_2010/sc.zip>

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Perfil dos municípios brasileiros 2013**Rio de JaneiroIn Coutinho 2015, 2014.

IZZO, R. L. D. S. **INFLUÊNCIA DA CONTAMINAÇÃO POR CLORETO DE COBRE NA RESISTÊNCIA DE UM SOLO ARENOSO COMPACTADO**. UNESP, 2003.

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA - UFBA. **Triaxial**, 2015. Disponível em: <<http://www.geotecnia.ufba.br/>>

LAMBE, W. T.; WHITMAN, R. T. **Soil mechanics**. New York: Massachusetts Institute of Technology, 1969.

LO, K. Y. The operational strength of fissured clays. **Geotechnique**, v. 20, n. 1, p. 57–74, 1970.

LUTENEGGER, A. J. Suggested Method for Performing the Borehole Shear Test. **Geotechnical Testing Journal**, v. 10, n. 1, p. 19–25, 1987.

MACCAFERRI. **MacS.T.A.R.S.**, 2000.

MARTINS, H. L. **AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM EQUIPAMENTO DE GRANDES DIMENSÕES**. Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. Oficina de Textos, 2010.

MEIRELLES, M. C.; DAVISON DIAS, R. Estudo da Erodibilidade de Solos Residuais do Complexo Granito-Gnaissico – Município de Santo Amaro da Imperatriz, SC. **5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS**, v. 1, p. 465–470, 2004.

METEOROLOGIA, I. N. DE. **Precipitação Mensal**. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/>>. Acesso em: 18 mar. 2015.

MINUZZI, R. B.; LOPEZ, F. Z. Variabilidade de índices de chuva nos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. **Bioscience Journal**, v. 30, n. 3, 2013.

MÜLLER, V. S.; RODRIGUES Jr, N.; ESPÍNDOLA, M. S.; SBROGLIA, R. M.; HIGASHI, R. R.; FLORES, J. A. A. **PROPOSIÇÕES PARA UM CISALHAMENTO DIRETO DE CAMPO: ALTERNATIVA EM MAPEAMENTOS GEOTÉCNICOS**. Anais do 15^o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. **Anais**. Bento Gonçalves: ABGE, 2015, Disponível em: <<http://cbge2015.hospedagemdesites.ws/trabalhos/trabalhos/368.pdf>>

NERVIS, L. O. OLIVEIRA, C.; MARTINS, D.; SCHWINGEL, F. I. **ESTUDO DE CASO: DIAGNÓSTICO DAS PROVÁVEIS CAUSAS DA RUPTURA DE UM TALUDE LOCALIZADO NA CIDADE DE RIO PARDO-RS, COM INDICATIVO DE MEDIDAS VOLTADAS A EVITAR SUA PROGRESSÃO** Anais do Salão de Ensino e de Extensão. **Anais**. 2015

OLIVEIRA, F. P. DE. Mapeamento geotécnico preliminar e aplicação do Modelo SHALSTAB na análise de escorregamentos da bacia de Santo Antônio de Lisboa-Florianópolis/SC. 2014.

PARIZOTO, D. G. V. **Contribuição dos diferentes fatores aos processos de deslizamento e a influência antrópica no nível de danos do desastre de 2008: o caso do complexo do Morro do Baú - Ilhota/SC**. Universidade Federal de Santa Catarina, 2014.

PRANDINI, F L; NAKAZAWA, V A; FREITAS, C G de L. Cartografia geotécnica nos planos diretores regionais e municipais. **BITAR, OY Curso de Geologia aplicada ao meio ambiente**. São Paulo: ABGE/IPT, p. 187–202, 1995.

RAIMUNDO, H. A. **Aspectos geotécnicos e pluviométricos associados a instabilidade de encostas em Florianópolis-SC**. UFSC, 1998.

REMÉDIO, F. H. **ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE ATERRO DE RESÍDUOS URBANOS UTILIZANDO PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE PROPOSTAS BIBLIOGRÁFICAS E CORRELAÇÕES COM NSPTRio** ClaroUniversidade Estadual Paulista, , 2014. Disponível em: <<http://base.repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/123741/000829981.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>

RODRIGUES, F. H. Análise integrada aplicada ao mapeamento geológico-geotécnico na escala de 1: 20.000 da estrada de Castelhanos, Ilhabela-SP. 2012.

SAMPAIO, T. V. M.; AUGUSTIN, C. H. R. R. **ÍNDICE DE CONCENTRAÇÃO DA RUGOSIDADE: UMA NOVA PROPOSTA METODOLÓGICA PARA O MAPEAMENTO E QUANTIFICAÇÃO DA DISSECAÇÃO DO RELEVO COMO SUBSÍDIO A CARTOGRAFIA GEOMORFOLÓGICA**. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 15, n. 1, 2014.

SANTOS, G. I. T. **Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia**. UFRGS, 1997.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos, 2012.

SOUZA, R. C. DE. **ESTUDO DO EFEITO DE PARTÍCULAS FLUTUANTES NOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS GRANULARES ARTIFICIAIS**. Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

THEODORE, B. D. **Automation and further development of the borehole shear test**. Iowa State University, 2012.

TINÓS, T. M.; ZAINE, J. E.; FERREIRA, M. V. PROPOSTA DE CARTA GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA A PARTIR DE ANÁLISE INTEGRADA: UMA FERRAMENTA DE PLANEJAMENTO URBANO PARA POÇOS DE CALDAS (MG). **Revista Geociências-UnG**, v. 13, n. 1, p. 18–37, 2015.

UNESCO - IAEG. **Engineering geological maps: a guide to their preparation**. Paris: Paris, Unesco Press, 1976. v. 15

VARGAS, M. **Mecânica dos Solos**. São Paulo: Escola Politécnica de São Paulo, 1972.

VILAR, O. M. **Investigação geofísica e resistência ao cisalhamento de resíduos sólidos urbanos de diferentes idades**. Universidade de São Paulo, 2015.

WHITMAN, R. V.; MOORE, P. J. **Thoughts concerning the mechanics of slope stability analysis**. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1963.

XAVIER, S. C. **O Solo Criado no Urbanismo e no Direito Urbanístico Brasileiro**. Universidade Federal de Pelotas, 2004.

YAPA, K. A. S.; MITCHELL, J. K.; SITAR, N. **Decomposed granite as an embankment fill material: Mechanical properties and the influence of particle breakage**. University of California, Department of Civil and Environmental Engineering, 1995.

ZAINE, J. E. **MAPEAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO POR MEIO DO MÉTODO DO DETALHAMENTO PROGRESSIVO: ENSAIO DE APLICAÇÃO NA ÁREA URBANA DO MUNICÍPIO DE RIO CLARO (SP)**. Universidade Estadual Paulista, 2000.

ZUQUETTE, L. V.; GANDOLFI, N. **Algumas reflexões sobre o mapeamento geotécnico** *Anuário do Instituto de Geociências*, 1992.

ZUQUETTE, L. V. Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras. **São Carlos**, v. 3, 1987.

ZUQUETTE, L. V. **Importância do mapeamento geotécnico no uso e ocupação do meio físico: fundamento e guia para elaboração**. Escola de Engenharia da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.