

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
RAFAEL MAGRINI MARQUES DE OLIVEIRA

**ESTIMATIVA DO ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO ATRAVÉS DE ÍNDICES DE
RESISTÊNCIA OBTIDOS PELA SONDAGEM SPT EM SOLO LATERÍTICO E
COLAPSÍVEL CARACTERÍSTICO DE CASCAVEL - PR**

CASCAVEL – PR
2016

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
RAFAEL MAGRINI MARQUES DE OLIVEIRA

**ESTIMATIVA DO ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO ATRAVÉS DE ÍNDICES DE
RESISTÊNCIA OBTIDOS PELA SONDAGEM SPT EM SOLO LATERÍTICO E
COLAPSÍVEL CARACTERÍSTICO DE CASCAVEL - PR**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Me. Eng. Civil Maycon André Almeida.

CASCAVEL - PR
2016

DEDICATÓRIA

A minha esposa Patrícia, que esteve ao meu lado nestes cinco anos e ao meu filho Gustavo que me ensina muito sobre a vida.

AGRADECIMENTO

Agradeço a Deus por acreditar em mim, no maior sacrifício que alguém poderia fazer pela humanidade, dar o próprio filho por misericórdia dos meus pecados.

Agradeço ao meu Orientador Maycon André de Almeida pela dedicação, a disponibilidade e o exemplo de profissional.

Agradeço minha mãe Dona Iraci, por me amar, me educar e mostrar que a melhor forma de realizar um sonho é ir atrás dele, independente do percurso.

Agradeço meu pai (*in memoriam*), por tudo que fez em vida por mim.

Agradeço aos meus irmãos Douglas e Joana, por existirem na minha vida e me apoiarem, ao meu cunhado André Moreira e meus sobrinhos Luccas e Arthur.

Agradeço aos meus sogros, Ernestina e Frederico, por estar com nossa família durante os dias difíceis, apoiando de alguma forma.

Agradeço aos meus tios Valdemar e Maria, que depositaram em mim sua confiança.

Agradeço ao meu amigo, companheiro de farda e professor Sergio Antônio Miotto, que me incentivou a fazer Engenharia Civil, que durante o curso me motivou e agora no final comemora como se fosse um irmão se formando.

Agradeço aos meus colegas de curso e amigos que me apoiaram e incentivaram, aos laboratoristas pelo apoio e paciência durante todo o tempo necessário.

Agradeço ao meu filho Gustavo, por fazer parte da minha vida, por me amar, me ensinar o que é o amor e a ser uma pessoa melhor a cada dia.

E finalmente, agradeço a minha esposa Patrícia que me surpreende a cada dia, mostra-se cada vez mais companheira, esposa e mãe dos meus filhos, tenho certeza que Deus me deu a pessoa certa.

RESUMO

A resistência do solo ao cisalhamento é uma importante propriedade dinâmica do solo, pois interfere diretamente na capacidade do solo em suportar cargas, com isso se faz necessário caracterizar adequadamente as suas propriedades geotécnicas, de maneira a embasar os projetos de engenharia objetivando uma maior economia e segurança. O presente trabalho analisou a relação entre os parâmetros de ângulo de atrito interno e coesão do solo de Cascavel/PR, obtidos por meio de ensaios triaxiais com amostras indeformadas extraídas do Campo Experimental de Engenharia do Campus do Centro Universitário Assis Gurgacz, com os determinados através de correlações empíricas, utilizando dados do ensaio de sondagem a percussão SPT, também realizados no Campo Experimental. Através deste trabalho verificou-se a possibilidade de utilização de métodos empíricos concebidos para utilização em areias, para determinação de parâmetros de resistência do solo de Cascavel, através do ensaio SPT, onde constatou-se que os métodos que apresentam melhor aproximação são os de Teixeira (1996), para a determinação de ângulo de atrito efetivo, em comparação com os resultados obtidos através do ensaio triaxial, e Teixeira & Godoy (1996), para a determinação de coesão, que apresentou em seu resultado mais aproximado em comparação com os resultados obtidos através do ensaio triaxial, para as camadas superficiais que tais métodos geram resultados distantes do triaxial, de acordo que desce a cota de apoio e não apresenta valores confiáveis para projetos de fundações profundas.

Palavras-chave: Ensaio SPT. Ensaio Triaxial. Resistência ao cisalhamento.

LISTA DE EQUAÇÕES

EQUAÇÃO (1).....	20
EQUAÇÃO (2).....	31
EQUAÇÃO (3).....	33
EQUAÇÃO (4).....	33
EQUAÇÃO (5).....	34
EQUAÇÃO (6).....	35

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: REPRESENTAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE RUPTURA: (A) DE COULOMB E (B) DE MOHR....	21
FIGURA 2: DESLIZAMENTO POR ATRITO.....	22
FIGURA 3: ESQUEMA DO EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO.	24
FIGURA 4: CÂMARA DO ENSAIO TRIAXIAL.	26
FIGURA 5: ESQUEMA DE ENSAIO SPT.	29
FIGURA 6: CORRELAÇÃO ENTRE DENSIDADE RELATIVA E N_{SPT}	33
FIGURA 7: CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA E GEOTÉCNICA DA FAG, LOCALIZADO ENTRE AS AVENIDAS DAS TORRES E TITO MUFFATO, NO CAMPUS DA FAG	37
FIGURA 8: LOCALIZAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM E POÇO DE INSPEÇÃO.	38
FIGURA 9: MONTAGEM DO EQUIPAMENTO DE SONDAGEM NO PONTO LOCADO E SEQUÊNCIA DO ENSAIO SPT COM GOLPES DO MARTELO.....	39
FIGURA 10: PERFURATRIZ APROFUNDANDO O POÇO DA COTA DE APOIO -5 PARA A -6 METROS..	40
FIGURA 11: MOLDE PARA CRAVAÇÃO E RETIRADA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	40
FIGURA 12: RETIRADA DE AMOSTRA INDEFORMADA DO MOLDE METÁLICO	41
FIGURA 13: EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL EM SOLOS	42
FIGURA 15: PRENSA TRIAXIAL COM A CÂMARA DE ENSAIO TRIAXIAL	44
FIGURA 16: ENVOLTÓRIA DE MOHR-COULOMB DE 3 ENSAIOS DA COTA DE -9M.....	46

LISTA DE GRÁFICO

GRÁFICO 1: RESULTADO DOS ÍNDICES DE COESÃO POR MEIO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL, VALORES DA TENSÃO EFETIVA, AO LONGO DA PROFUNDIDADE DO CEEF	47
GRÁFICO 2: RESULTADO DO ÂNGULO DE ATRITO POR MEIO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL, VALORES DA TENSÃO EFETIVA AO LONGO DA PROFUNDIDADE DO CEEF	48
GRÁFICO 3: VALORES DE N AO LONGO DA PROFUNDIDADE PARA OS 3 ENSAIOS SPT REALIZADOS NO CEEF	49
GRÁFICO 4: RESULTADOS DE CORRELAÇÕES EMPÍRICAS N _{SPT} E TRIAXIAL DOS DE ÂNGULO DE ATRITO, AO LONGO DA PROFUNDIDADE.....	51
GRÁFICO 5: RESULTADOS DE CORRELAÇÕES EMPÍRICAS DOS DE COESÃO AO LONGO DA PROFUNDIDADE.....	52
GRÁFICO 6: ÂNGULO DE ATRITO X ÍNDICE DE RESISTÊNCIA.....	53
GRÁFICO 7 ÂNGULO DE ATRITO X ÍNDICE DE RESISTÊNCIA, COM VALORES CORRIGIDOS.....	53
GRÁFICO 8: COESÃO X ÍNDICE DE RESISTÊNCIA (N _{SPT})	54
GRÁFICO 9: COESÃO X ÍNDICE DE RESISTÊNCIA (N _{SPT}) DESCONSIDERANDO VALORES INCOERENTES.....	55
GRÁFICO 10: RESULTADOS DE CORRELAÇÕES EMPÍRICAS N _{SPT} EFICIÊNCIA MÉDIA X ENSAIO TRIAXIAL PARA AO ÂNGULO DE ATRITO, AO LONGO DA PROFUNDIDADE.	57
GRÁFICO 11: RESULTADOS DE CORRELAÇÕES EMPÍRICAS N _{SPT} EFICIÊNCIA MÉDIA X ENSAIO TRIAXIAL PARA A COESÃO DO SOLO, AO LONGO DA PROFUNDIDADE.	58

LISTA DE TABELAS

TABELA 1: DENSIDADE RELATIVA EM FUNÇÃO DE N	34
TABELA 2: COESÃO DE ARGILAS	35
TABELA 3: EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DO ÂNGULO DE ATRITO	50
TABELA 4: CORREÇÃO DO NSPT PELA EFICIÊNCIA MÉDIA NO CEEF	56

LISTA DE ABREVIATÖES

FAG – Fundação Assis Gurgacz

CEEF – Campo Experimental de Engenharia da FAG

SPT – (standart penetration test) Sondagem à percussão

CD – Consolidated drained (Tipo de ensaio triaxial, consolidado drenado)

CU – Consolidated undrained (Tipo de ensaio triaxial, consolidado não drenado)

UU – Unconsolidated undrained (Tipo de ensaio triaxial, não consolidado não drenado)

n – porosidade

e – índice de vazios

γ_n – Peso específico natural

d – Peso específico aparente seco

τ – Resistência ao cisalhamento

c – Coesão

σ – Tensão normal

ϕ – Ângulo de atrito

w – Teor de umidade

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	15
1.1 INTRODUÇÃO	15
1.2 OBJETIVOS	15
1.2.1 Objetivo Geral	15
1.2.2 Objetivo Específico	16
1.3 JUSTIFICATIVA	16
1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	17
1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	17
CAPÍTULO 2	18
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.2 ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS	18
2.2.1 Solos Lateríticos	19
2.2.1 Solos lateríticos	19
2.2.2 Solos Colapsíveis	20
2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	20
2.3.1. Ângulo de atrito	21
2.3.2. Coesão	23
2.4 ENSAIOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	23
2.4.1 Ensaio de cisalhamento direto	23
2.4.2 Ensaio de compressão triaxial	25
2.4.3 Ensaio Adensado Rápido	27
2.5 SONDAGEM A PERCUSSÃO	28
2.5.1 Descrição do método do ensaio SPT (<i>Standart Penetration Test</i>)	28
2.5.2 Correções de medidas de NSPT	30
2.6 CORRELAÇÕES ATRAVÉS DE ENSAIO DE SONDAGEM SPT	31
2.6.1. Determinação do ângulo de atrito por SPT	32
2.6.2. Determinação da coesão por SPT	34
CAPÍTULO 3	36
3.1 METODOLOGIA	36
3.2 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO	36
3.2.1 Descrição física do local	36
3.2.2 Descrição geológica e geotécnica do local	37
3.3 ENSAIO DE CAMPO SPT	38

3.4 EXTRAÇÃO E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	39
3.4.1 Equipamentos:	40
3.4.2 Procedimento	41
3.5 ENSAIO DE LABORATÓRIO COMPRESSÃO TRIAXIAL	42
3.5.1 Equipamentos	42
3.5.2. Execução do ensaio	43
3.5.3 Análise de dados.....	44
CAPÍTULO 4	46
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	46
4.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	46
4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO.....	48
4.4 ÂNGULO DE ATRITO POR MEIO DE FORMULAÇÕES EMPÍRICAS E SEMÍ- EMPIRICAS 50	
4.4.1 Comparação do ângulo de atrito entre o ensaio SPT e Triaxial	50
4.5 COESÃO DO SOLO POR MEIO DE FORMULAÇÕES EMPÍRICAS E SEMÍ- EMPIRICAS 51	
4.5.1 Comparação da coesão entre os ensaios SPT e Triaxial.....	51
4.6 ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO POR MEIO DE FORMULAÇÕES EMPÍRICAS E SEMÍ-EMPIRICAS DE ENSAIO N_{spt} CALCULADO COM EFICIÊNCIA.	55
4.6.1 Ângulo e Atrito por meio de N_{spt} Eficiência Média.....	56
4.6.2 Coesão do solo por meio de N_{spt} Eficiência Média.....	57
CAPÍTULO 5	59
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	59
CAPÍTULO 6	60
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	60
REFERÊNCIA	61
APÊNDICE	63
APÊNDICE A – Índices de resistência ao cisalhamento, efetiva e total, ao longo da profundidade com as tensões confinantes, de cada corpo de prova utilizada nos ensaios.	64
APÊNDICE B - classificação e descrição do subsolo, conforme laudos de sondagem no anexo 65	
APÊNDICE C – Comparação dos valores N do ensaio SPT01 (ANEXO A), SPT02 (ANEXO B) e SPT03 (ANEXO C) ao longo da profundidade, com valor médio N_{spt} e o desvio padrão para cada cota. 66	

APÊNDICE D – Resultados do ângulo de atrito utilizando o valor N ao longo da profundidade com aplicação de formulações empíricas.	67
APÊNDICE F – Resultados do ângulo de atrito utilizando o valor N_{spt} Eficiência Média ao longo da profundidade com aplicação de formulações empíricas.	69
APÊNDICE G - Resultados coesão do solo utilizando o valor N_{spt} Eficiência média ao longo da profundidade com aplicação de formulações empíricas.	70
ANEXOS	71
ANEXO A – Laudo de sondagem SPT01 realizada no Campo Experimental de Geotecnia da Faculdade Assis Gurgaxz (FAG), Cascavel / Pr.....	72
ANEXO B – Laudo de sondagem SPT02 realizada no Campo Experimental de Geotecnia da Faculdade Assis Gurgaxz (FAG), Cascavel / Pr.....	73
ANEXO C – Laudo de sondagem SPT03 realizada no Campo Experimental de Geotecnia da Faculdade Assis Gurgaxz (FAG), Cascavel / Pr.....	74
ANEXO D – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 1 metro.....	75
ANEXO E – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 2 metros.	76
ANEXO F – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 3 metros.	77
ANEXO G – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 4 metros.	78
ANEXO H – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 5 metros.	79
ANEXO I – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 6 metros.	80
ANEXO J – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 7 metros.	81
ANEXO K – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 8 metros.	82
ANEXO L – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 9 metros.	83
ANEXO M – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 10 metros.	84

ANEXO N – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 11 metros.	85
ANEXO O – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 12 metros.	86
ANEXO P – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 13 metros.	87
ANEXO Q – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 14 metros.	88

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

A importância das investigações geotécnicas é refletida nos fatores de segurança das obras de engenharia. Atualmente, a utilização de fatores de segurança passou a ser uma prática corrente, objetivando compatibilizar os métodos de dimensionamento com as incertezas das hipóteses simplificadoras que são utilizadas nos cálculos, estimativas de cargas de projeto e previsões sobre as propriedades do solo (SCHNAID, 2000).

Atualmente, o ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é a técnica de investigação mais utilizada no Brasil, pelo fato de ser um ensaio simples e de baixo custo, porém, vem sendo alvo de frequentes críticas sobre a sua precisão de resultados.

Segundo Schnaid (2000), o conhecimento das condições de subsolo em um determinado local é uma condição fundamental para a elaboração de projetos de fundações e de obras de contenção seguros e econômicos. No Brasil, estima-se que o custo envolvido na realização das sondagens de reconhecimento varie, normalmente, de 0,2% a 0,5% do custo total da obra.

No desenvolvimento deste trabalho, foram executados ensaios triaxiais adensados rápidos de determinação de parâmetros de ângulo de atrito interno e coesão do solo de Cascavel, obtidos por meio de ensaios com amostras indeformadas, de modo a compará-los com valores determinados através de correlações empíricas com dados obtidos pelo ensaio de penetração dinâmica (SPT).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Estabelecer uma correlação entre os parâmetros de resistência de cisalhamento obtidos no ensaio triaxial e as correlações empíricas pelo ensaio de SPT e , ao longo da profundidade do solo do Campo Experimental de Engenharia da FAG.

1.2.2 Objetivo Específico

- Comparar resultados obtidos através de ensaios triaxiais adensado rápido com amostras indeformadas e índices de resistência obtidos pela sondagem SPT no mesmo solo;
- Analisar correlações existentes entre o ensaio SPT e parâmetros obtidos pelo triaxial em bibliografia;
- Estabelecer uma correlação entre os parâmetros obtidos pelos 2 ensaios;
- Apresentar um indicativo para a comunidade acadêmica, técnica e científica sobre a confiabilidade da aplicação dos métodos empíricos baseados no SPT e de ensaios triaxiais, para amostras de solos de mesma natureza geológica e geotécnica.

1.3 JUSTIFICATIVA

As informações geotécnicas de um solo permitem a sua caracterização e o conhecimento de propriedades importantes dos parâmetros de resistência, além de contribuir para o dimensionamento apropriado de uma fundação, que trará benefícios nos aspectos estruturais, funcionais, estéticos, econômicos e a segurança, que é o principal deste ramo.

Na construção civil é comum o uso de resultados de ensaios de SPT no dimensionamento de fundações, por diversos motivos, tais como: o baixo custo envolvido, a facilidade de execução e o elevado número de informações fornecidas. Contudo, muitas dessas correlações foram analisadas e obtidas através da aplicação em determinados tipos de solo, diferentes condições construtivas e distintos tipos de fundações, não podendo ser generalizadas para todos os solos que possam servir de base a fundações.

A partir dessas informações, este trabalho pretende comparar parâmetros obtidos através de duas metodologias diferentes de ensaio, para amostras extraídas de um único campo. Com intuito de determinar uma correlação para determinação dos parâmetros dos ensaios triaxiais, através de ensaio de penetração dinâmica (SPT).

1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Quais são os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo de Cascavel/PR ao longo da profundidade e é possível para uma mesma amostra correlacionar os resultados de ensaio em campo SPT e o de laboratório triaxial?

1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

O trabalho verificou a possibilidade de se utilizar correlações empíricas de dados obtidos através de ensaios de penetração dinâmica (SPT) e parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em ensaios triaxiais realizados em laboratório, do solo do Campo Experimental de Geotecnia da FAG em Cascavel/PR.

Foram coletadas amostras indeformadas em campo das profundidades de 6 a 14 metros, através de poços de inspeção, das quais foram ensaiadas em média 5 amostras por metro a fim de se obter a envoltória de resistência do solo metro a metro e também foram realizados 3 ensaios de sondagem a percussão do tipo SPT a fim de determinar parâmetros de resistência ao longo da profundidade.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As fundações são elementos estruturais que servem para transmitir o carregamento da superestrutura para o solo, de forma a garantir a eficiência quanto aos mínimos recalques ocorrentes e a estabilidade da estrutura quanto à ruptura do terreno de fundação (HACHICH ET AL., 1998).

O conhecimento adequado do solo e de suas propriedades é essencial para a elaboração dos projetos geotécnicos, sendo o conhecimento de seus parâmetros necessário para soluções de projeto mais econômicas e seguras. É possível obter estas propriedades através de correlações empíricas do ensaio de penetração dinâmica (SPT) ou por ensaios triaxiais.

O SPT (*Standard Penetration Test*) é reconhecidamente a mais popular e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo, sendo empregado tanto para a definição da estratigrafia como em métodos rotineiros de projetos de fundações diretas e profundas, especialmente no Brasil.

2.2 ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS

Solo é um material resultante de processos físicos e químicos, que, quando em seu estado natural, é composto por partes sólidas, líquidas e gasosas (PINTO, 2002). Todos os solos se originam de deformações de rochas que constituíam a crosta terrestre, decorrente do intemperismo físico-químico, na qual dá origem aos solos residuais. O solo pode ser chamado de residual, transportado e orgânico, devido às suas formações (MIGUEL e TEIXEIRA, 1999).

- Solo Residual: Solo residual é o solo que permanece sobre a rocha de sua origem, apresentando uma grande heterogeneidade nos tamanhos das partículas em razão da decomposição dos materiais, que não é uniforme;
- Solo Transportado: O solo transportado se forma sobre a rocha matriz e então é removido por agentes transportadores. Este tipo de solos apresenta uma maior uniformidade no tamanho das partículas.

- Solo Orgânico: O solo orgânico é formado pela mistura de organismos com sedimentos já existentes.

2.2.1 Solos Lateríticos

Os solos lateríticos são típicos da evolução em climas quentes e úmidos, podendo ser encontrados principalmente em regiões tropicais. Usualmente possuem uma fração de argila constituída principalmente por minerais cauliníticos e uma alta concentração de alumínio e ferro em forma de óxidos e hidróxidos, que lhe dá a típica coloração avermelhada deste tipo de solo.

O Brasil, por se tratar de um país predominantemente tropical, aproximadamente 60% do seu solo possui formação laterítica. Vários tipos de materiais lateríticos podem ser encontrados em diferentes regiões do Brasil, como é demonstrado por (MELFI, 1997).

- Norte: Solo laterítico constituído por gibbsita e goethita;
- Nordeste: Solo laterítico com predominância de goethita na fase ferrífera;
- Região Central: Podem ser encontrados três oxihidróxidos metálicos, goethita, hematita e gibbsita;
- Sul: Formação laterítica formadas sobre rochas vulcânicas, tendo a hematita como o principal constituinte ferrífero.

2.2.1 Solos lateríticos

De acordo com Melfi (1997), os solos lateríticos são os solos típicos da evolução em climas quentes e úmidos e invernos secos, encontrados principalmente nas regiões tropicais. Na natureza, esses solos se apresentam geralmente não saturados e com elevados índices de vazios, gerando uma pequena capacidade de suporte, porém, quando compactados, tem essa capacidade elevada e por isso são muito empregados no uso de aterros e pavimentação (PINTO, 2006).

Os solos lateríticos tem sua fração argila constituída predominantemente de minerais cauliníticos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos, donde sua peculiar coloração avermelhada. Esses sais encontram-se, geralmente, recobrendo agregações de partículas argilosas (PINTO, 2006, p.74).

De acordo com a EMBRAPA (2015), a região de Cascavel é constituída por solos lateríticos. É um solo muito poroso e permeável, sendo a principal classe de solo encontrada no Paraná, com cerca de 30% do território estadual. Apresentam alta estabilidade, baixo risco de erosão e grande capacidade para suportar estradas, construções e é favorável para instalação de aterros sanitários.

2.2.2 Solos Colapsíveis

Segundo Pinto (2006), é um solo não saturado, que apresenta uma compressão consideravelmente rápida sem que varie a sua tensão total, quando estão submetidos a um aumento de umidade.

O aumento do raio dos meniscos capilares é o causador do colapso, o que também é responsável pela tensão de sucção, podendo ou não reduzir o grau de cimentação. Esse fenômeno é fisicamente explicado pela perda de resistência de solos não saturados. No carregamento axial, a inundação do solo diminui a pressão de sucção ou amolece o cimento natural, causando a ruptura (PINTO, 2006).

2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo (PINTO, 2006).

Segundo Caputo (1988), a resistência ao cisalhamento de um solo se compõe, basicamente, de duas propriedades, a coesão e o atrito entre as partículas e são relacionadas de acordo com a Equação 1:

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

Em que:

τ = resistência de cisalhamento;

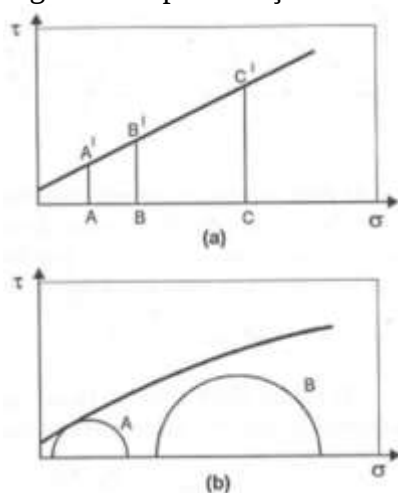
c = coesão;

σ = tensão normal;

ϕ = ângulo de atrito.

Bueno e Vilar (2004) ressaltam que a resistência ao cisalhamento de um solo é caracterizada geralmente pelo critério da envoltória de Mohr-Coulomb, que é definido por uma reta em que o ângulo de inclinação representa o ângulo de atrito interno do solo e o intercepto a coesão, como na Figura 1.

Figura 1: Representação dos critérios de ruptura: (a) de Coulomb e (b) de Mohr.



Fonte: Pinto (2002).

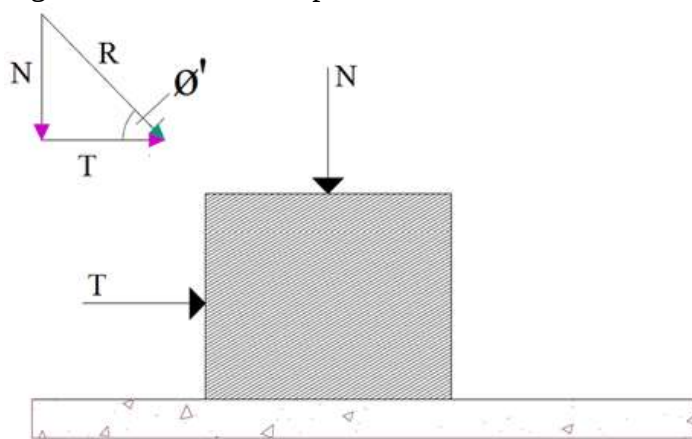
O critério de Coulomb pode ser expresso como: “não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f \cdot \sigma$, sendo c e f constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento”. Os parâmetros c e f são denominados, respectivamente, coesão e coeficiente de atrito interno, podendo este ser expresso como a tangente de um ângulo, denominado ângulo de atrito interno. O critério de Mohr pode ser expresso como: “não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observadas experimentalmente para o material” (PINTO, 2006, p. 251).

Antes de analisar o que se passa no interior do solo no processo de cisalhamento, deve-se entender algumas ideias sobre o mecanismo de deslizamento entre corpos sólidos e, por extensão, entre as partículas do solo. Em particular, os fenômenos de atrito e de coesão (PINTO, 2006).

2.3.1. Ângulo de atrito

A resistência entre as partículas, gerada pelo atrito, pode ser vista por analogia à Lei de Coulomb que define resistência ao deslizamento de um corpo rígido sobre uma superfície plana. Esta resistência depende da tensão normal e do coeficiente de atrito entre o corpo e o plano. Sendo T a força tangencial necessária para fazer o corpo deslizar e N a força vertical transmitida pelo corpo, a tangencial deverá ser maior que a vertical multiplicada por um coeficiente de atrito entre os dois materiais (PINTO, 2002). Como pode ser visto na Figura 2.

Figura 2: Deslizamento por atrito.



Fonte: Pinto (2002)

Segundo Pinto (2002), de acordo com a teoria adesiva do atrito, conclui-se que a parcela de resistência por atrito é diretamente proporcional à área de contato e como consequência dependerá da força normal (em função da plastificação que ocorrerá no contato entre as partículas).

O fenômeno de atrito nos solos se diferencia do atrito entre dois corpos, pois o deslocamento se dá envolvendo muitos grãos, os quais deslizam ou rolam entre si, e se acomodam em vazios que encontram no percurso (PINTO, 2002; BUENO E VILAR, 2004).

Há também diferença entre as forças transmitidas nos contatos dos grãos de areia e os de argila. Nos primeiros, as forças transmitidas são suficientes para expulsar a água da superfície e os contatos ocorrem entre os minerais. Como no caso das argilas, é maior o número de partículas a força entre contatos também é maior, sendo assim, as forças de contato não são capazes de remover as partículas, pois estas estão envolvidas por moléculas de água quimicamente adsorvidas, que são as responsáveis pela transmissão das forças (PINTO, 2002).

2.3.2. Coesão

Segundo Vargas (1977), a coesão é aquela resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pelo qual ele se torna capaz de se manter coeso em forma de torrões ou blocos, os solos que possuem esta propriedade se chamam coesivos. A coesão é nada mais que a atração química existente entre partículas, que irão gerar resistência independente da tensão atuante.

Em solos sedimentares (areias) esta coesão é pequena, entretanto em solos cimentados, aqueles que apresentam partículas cimentícias que são proporcionadas por carbonatos, sílicas, óxidos de ferro, entre outros, essa parcela de coesão é bastante significativa (PINTO, 2002).

A coesão é na realidade dividida em duas parcelas, a real e a aparente, que devem ser bem diferenciadas entre si. A coesão aparente é na realidade atrito, e a tensão normal que a determina só aparece em solos não saturados, onde há a tensão entre as partículas. Quando o solo passa por um aumento do grau de saturação, ela diminui, por isso é denominada coesão aparente.

Já a coesão real, que é o fenômeno de ligação química, é a parcela de resistência que existe no solo, independente de quaisquer tensões aplicadas e que se mantém mesmo que estas sejam retiradas, devido a agentes cimentantes (solos lateríticos), muito comum em áreas de clima tropical, onde o processo de intemperismo é intenso. (PINTO, 2002).

2.4 ENSAIOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Segundo Pinto (2006), dois tipos de ensaios são costumeiramente empregados na determinação dos parâmetros necessários para o equacionamento da resistência ao cisalhamento dos solos: ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial.

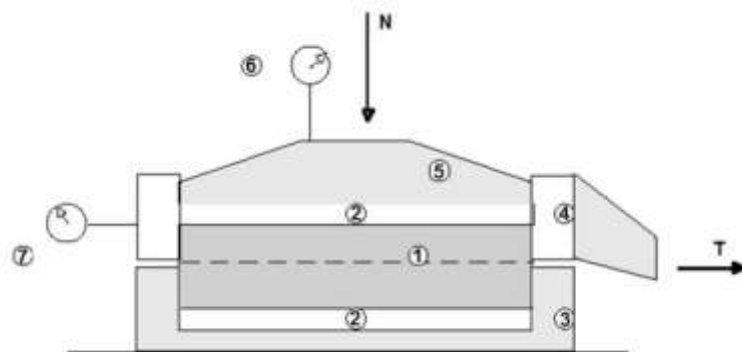
Conforme Caputo (1988, p. 160), para os ensaios citados anteriormente, as amostras de solo utilizadas devem ser indeformadas, ou ainda, no caso de deformadas, “[...] devem reproduzir as condições que se pretende alcançar na obra”.

2.4.1 Ensaio de cisalhamento direto

Segundo Pinto (2006), o procedimento do ensaio baseia-se na aplicação de uma tensão normal num plano, e verifica-se qual a tensão cisalhante necessária para romper a amostra.

Para início do ensaio, deve-se colocar o corpo de prova parcialmente em uma caixa de cisalhamento, sendo que a outra metade ficará dentro de um anel, conforme ilustrado pela Figura 03.

Figura 3: Esquema do equipamento de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto (2006).

Legenda:

- 1 – Corpo de prova;
- 2 – Pedra porosa;
- 3 – Parte fixa da caixa de cisalhamento;
- 4 – Parte móvel da caixa de cisalhamento;
- 5 – Cabeçote metálico;
- 6 – Extensômetro para medida da variação de altura do corpo de prova;
- 7 – Extensômetro do deslocamento horizontal da parte móvel da caixa de cisalhamento.

Para a realização do ensaio, aplica-se inicialmente uma força vertical N . Uma força tangencial T é aplicada ao anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento, ou um deslocamento é provocado, medindo-se a força suportada pelo solo. As forças T e N , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que neles estão ocorrendo [...] (PINTO, 2006, p. 253).

Segundo Das (2011), dependendo do equipamento utilizado no ensaio tem-se a tensão controlada ou a deformação controlada, ratificando a citação trazida por Pinto (2006).

Nos ensaios de tensão controlada são aplicados incrementos de carga até que o corpo de prova se rompa, sendo a ruptura ocorrente ao longo do plano de divisão da caixa de cisalhamento. Neste equipamento têm-se a medição do deslocamento horizontal a cada incremento de carga horizontal, através do extensômetro horizontal. Da mesma forma são

medidas as alterações na altura do corpo de prova (alteração no volume da amostra) através das leituras do extensômetro vertical (DAS, 2011).

Conforme Das (2011), nos ensaios de deformação controlada, são aplicadas taxas constantes de deslocamento cisalhante. Essas taxas de deslocamento são medidas por um extensômetro horizontal. O equipamento é provido de um anel dinamométrico horizontal ou célula de carga, capaz de medir a resistência ao cisalhamento do solo correspondente ao deslocamento cisalhante imputado. Da mesma forma como no equipamento de tensão controlada, as variações de volume também são controladas por um extensômetro vertical.

Segundo Caputo (1988), para se obter a envoltória de resistências necessária para a determinação dos parâmetros, coesão e ângulo de atrito, é necessária a aplicação do ensaio com diversas tensões normais e marcar os pares de valores de σ e em um sistema cartesiano (círculo de Mohr).

Conforme Pinto (2006), trata-se de um ensaio prático, porém que possui algumas limitações. Dentre as limitações, pode-se citar:

- O cisalhamento é imposto no plano horizontal, sendo que rupturas internas em outras direções podem ocorrer anteriormente à ruptura no plano de cisalhamento principal;
- O ensaio não permite a obtenção de parâmetros de deformabilidade do solo;
- É difícil o controle das condições de drenagem, pois não há como impedi-la; Por exemplo, ensaios em areias são feitos de forma que as pressões neutras se dissipem, e os resultados são considerados em termos de tensões efetivas, enquanto que ensaios em argilas podem ser drenados, são lentos, ou não drenados, onde os carregamentos devem ser rápidos, a fim de impossibilitar a saída da água, o que acaba sendo inevitável.

O ensaio de cisalhamento direto, pelas restrições citadas, é considerado menos interessante que o ensaio de compressão triaxial. Contudo, por ser de simples aplicação, se torna muito útil quando se pretende medir simplesmente a resistência (PINTO, 2006).

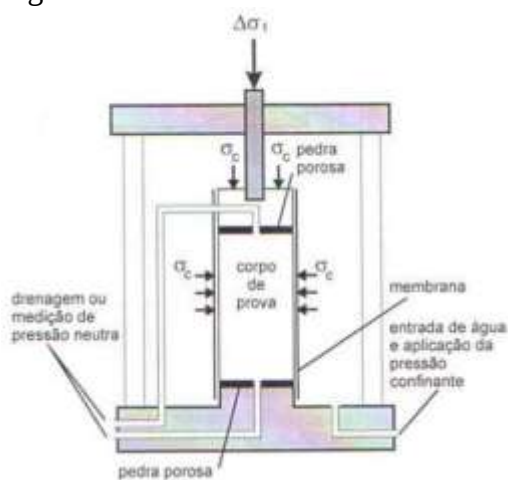
2.4.2 Ensaio de compressão triaxial

Consiste em uma coluna cilíndrica de solo saturado onde é aplicada uma compressão triaxial com a tensão principal axial atuando verticalmente. O ensaio mede o desvio das tensões principais, proporcionando a medida da resistência ao cisalhamento do solo,

fornecendo a resistência não drenada obtida da construção de um círculo de Mohr. (SIMONS e MENZIES, 1981).

O corpo de prova é envolto por uma membrana de látex e colocado dentro de uma câmara de ensaio, conforme a Figura 4, a qual é preenchida com água e aplicada uma pressão chamada pressão de confinamento, que tem por objetivo, atuar em todas as direções, envolvendo o solo sob uma pressão hidrostática.

Figura 4: Câmara do ensaio triaxial.



Fonte: PINTO (2006).

Segundo Pinto (2006), no que se refere as condições de drenagem, têm-se os três tipos de ensaios descritos a seguir:

- Ensaio adensado drenado, ou *consolidated drained* (CD): nesse ensaio, a drenagem do corpo de prova é permanente. É aplicada a pressão confinante e espera-se que a amostra adense, dissipando a pressão neutra e aumentando lentamente a tensão axial, deixando a água sobre pressão sair. Assim, a pressão neutra durante todo carregamento é considerada nula e as tensões efetivas são indicadas pelas tensões totais aplicadas. Esse ensaio também é conhecido como ensaio lento, pois, para argilas, o carregamento axial requer 20 dias ou mais.
- Ensaio adensado não drenado, ou *consolidated undrained* (CU): Assim como CD, é aplicado a tensão confinante e deixa-se dissipar a pressão neutra, porém, é aplicada a carga axial sem drenar a amostra. Se as pressões neutras forem medidas, pode-se determinar as pressões efetivas e determinar a envoltória de resistência em um prazo muito menor que no CD. Por isso, também é chamado de ensaio rápido pré-adensado.

- Ensaio não adensado não drenado, ou *unconsolidated undrained* (UU): o corpo de prova é submetido à tensão de confinamento e a carga axial, sem drenagem. O teor de umidade permanece constante e tendo a amostra saturada, não possui alteração no volume, ou seja, o adensamento. Como não requer tempo para drenagem, também é chamado de ensaio rápido.

De acordo com Pinto (2006, p. 321), "Quando se fazem ensaios do tipo CD ou CU em corpos de prova das amostras, ao se aplicar pressão confinante de ensaio, a pressão neutra aumenta do valor aplicado". Em ensaios do tipo UU, a pressão neutra que surge é de igual valor a pressão confinante aplicada.

2.4.3 Ensaio Adensado Rápido

O ensaio em questão é feito com corpos de provas cilíndricos com diâmetro de 5 centímetros e altura de 10 centímetros a partir de amostras indeformadas do solo, sendo esses, moldados utilizando um berço cilíndrico. Como é demonstrado na Figura 06, o corpo de prova é colocado na câmara de confinamento, protegido por uma membrana impermeável, com uma pedra porosa na sua base e outra no topo, então se prende a membrana com o corpo de provas à máquina utilizando anéis de borracha.

Conforme Pinto (2006), após a colocação do corpo de provas no equipamento, é aplicado um estado hidrostático de tensões e um carregamento axial sobre o corpo de prova. A câmara é cheia de água, a qual se aplica uma pressão hidrostática, que é chamada de pressão confinante, sendo que essa pressão atua em todas as direções, inclusive verticalmente. Antes de começar o ensaio a amostra deve ser adensada, a pressão confinante já aplicada é que adensa a amostra. Essa fase do ensaio pode ser demorada e o operador deve ficar atento nas leituras de variação de volume que, devido à diminuição do volume de vazios, diminui enquanto ocorre o adensamento. Se não há mais redução no volume, o adensamento está finalizado (ABENGE, 2015).

Já o carregamento axial é feito por meio da aplicação de forças no pistão que penetra na câmara. Essa carga é medida por meio de um anel dinamométrico externo ou por uma célula de carga intercalada no pistão.

Segundo Pinto (2006), os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os critérios de Coulomb e de Mohr, representados na Figura 01.

As tensões desviadoras durante o carregamento axial permitem o traçado dos círculos de Mohr correspondentes, e assim definir a envoltória de resistência do solo.

2.5 SONDAGEM A PERCUSSÃO

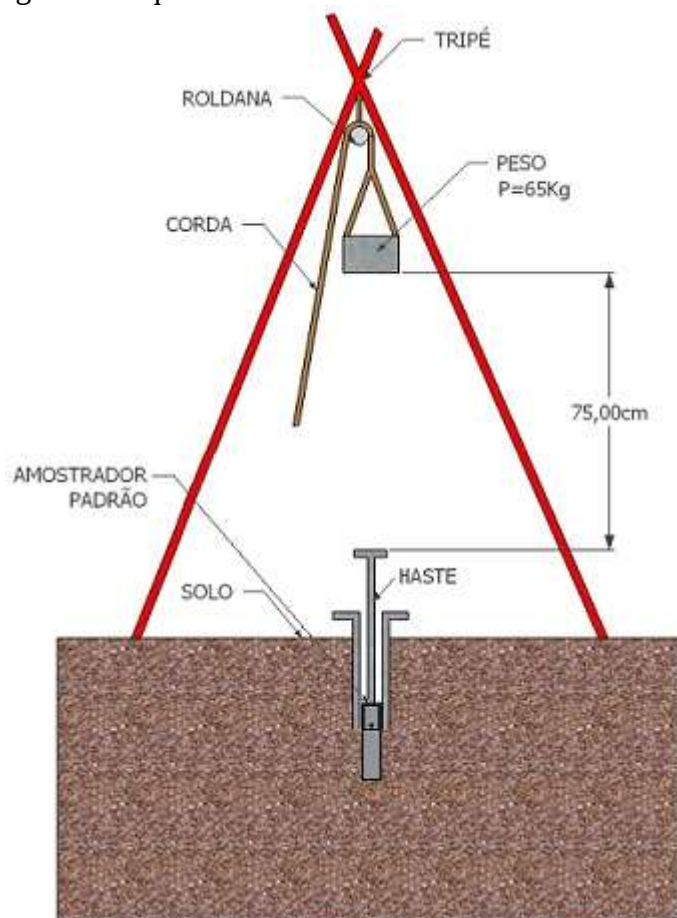
2.5.1 Descrição do método do ensaio SPT (*Standart Penetration Test*)

A ABNT NBR 6484: 2001 normaliza o ensaio SPT (materiais, equipamentos e métodos), o qual tem como finalidade explorar o subsolo por meio de perfuração (verificação da resistência á cravação do amostrador padrão) e a retirada de amostras deformadas de solo para identificação e classificação.

Segundo Schnaid (2000), o ensaio SPT consiste em obter-se uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem. As amostras de solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio da utilização de um amostrador padrão, o qual possui, segundo a ABNT NBR 6484:2001, 50,8 mm (+/- 2 mm) de diâmetro externo e 34,9 mm (+/- 2 mm) de diâmetro interno. Conforme Schnaid (2000), o ensaio consiste em cravar o amostrador no fundo de uma escavação, usando um peso de 65 Kg caindo de uma altura de 75 cm. Segundo Pinto (2006), ao longo do ensaio é anotado o número de golpes necessários para cravar cada trecho de 15 cm. De acordo com o autor, define-se desta forma que a resistência a penetração NSPT é o número de golpes necessários para cravar 30 cm do amostrador, após uma cravação inicial de 15 cm, isso a cada metro de perfuração.

A Figura 5 representa os dois momentos do ensaio, ou seja, o primeiro onde está se utilizando o trépano de lavagem para abertura dos primeiros 55 cm de perfuração e o segundo onde ocorre a cravação do amostrador nos últimos 45 cm de cada metro de sondagem. Segundo a ABNT NBR 6484:2001, o avanço dos primeiros 55 cm ocorre, em primeira tentativa, com o emprego de trado helicoidal. Caso o avanço seja menor que 50 mm após 10 minutos de operação, passa-se a utilizar o trépano de lavagem.

Figura 5: Esquema de ensaio SPT.



Fonte: Wiebbelling (2014).

Conforme a ABNT NBR 6484:2001, a cravação do amostrador deve ser interrompida antes de atingir os 45 cm de penetração nos seguintes casos:

- Quando o número de golpes ultrapassar 30 em qualquer um dos três segmentos de 15 cm;
- Um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação;
- Não ocorrer avanço do amostrador padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

Segundo a ABNT NBR 6484:2001, quando atingida a terceira situação descrita anteriormente (não avanço do amostrador durante cinco golpes sucessivos), deve ser retirada a composição com o amostrador, sendo necessário que a sequência de perfuração seja realizada por circulação de água (trépano de lavagem). A paralização do ensaio por circulação de água, associado aos ensaios penetrométricos deve ocorrer nas seguintes situações:

- Quando se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador em 3 m sucessivos;
- Quando se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador em 4 m sucessivos;
- Quando se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador em 5 m sucessivos.

Conforme a ABNT NBR 6484:2001, admite-se a paralisação da sondagem em solos de menor resistência à penetração desde que haja uma justificativa geotécnica ou solicitação do cliente, dependendo ainda do tipo de obra, das cargas a serem transmitidas às fundações e da natureza do subsolo.

A ABNT NBR 8036:1983 estabelece o número mínimo de pontos de sondagem bem como a locação dos mesmos, em um terreno onde será realizada a construção de uma estrutura. Segundo a norma, as sondagens devem ser de no mínimo uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício, até 1.200 m². Para áreas de projeção entre 1.200 m² e 2.400 m² este número deve ser de uma a cada 400 m² que excedam dos 1.200 m² iniciais. Acima de 2.400 m² o número de sondagens deve ser realizado conforme o plano particular da construção. Em qualquer situação, o número mínimo de sondagens deve ser de dois para áreas de projeção de edificação até 200 m² e três para áreas de projeção entre 200 m² e 400 m².

De acordo com a ABNT NBR 8036:1983, a localização dos furos de sondagem deve:

- Na fase de estudos preliminares: ser distribuídos por toda a área;
- Na fase de projeto: ser localizado de acordo com critérios específicos que levem em conta pormenores estruturais;
- Quando mais que três: não devem ser localizados num mesmo alinhamento.

2.5.2 Correções de medidas de NSPT

Os valores de NSPT obtidos em campo são influenciados diretamente pela energia de cravação, que não se igualam a energia de queda teórica transmitida pelo martelo. Segundo Schnaid (2000), a eficiência do sistema é principalmente em função das perdas por atrito e da própria forma de transmissão da energia ao conjunto.

Conforme Schnaid (2000), no Brasil são comuns os sistemas de liberação da queda do martelo de forma manual, o qual aplica uma energia em torno de 72% da energia teórica. Segundo Hachich et al. (1998), internacionalmente definiu-se o NSPT brasileiro como N72. Já nos sistemas americanos e europeus, os quais comumente utilizam equipamentos mecanizados de queda do martelo, confere-se ao conjunto uma energia de cravação de 60% da energia teórica. Segundo Velloso e Lopes (2011), a prática internacional adota como base o padrão americano N60, portanto, antes da aplicação das correlações formuladas nos EUA, deve-se majorar o valor medido de NSPT em uma sondagem brasileira em 10 a 20%.

Segundo Schnaid (2000), a correção do valor de NSPT para o padrão americano N60 é realizada através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência, conforme a Equação 2.

$$N_{60} = \frac{(N_{SPT} \times \text{Energia Aplicada})}{0,60} \quad (2)$$

Conforme Hachich et al. (1998), a energia aplicada empregada na equação 2 pode ser adotada em 72%, ou seja, conforme anteriormente citado, 72% é a eficiência da energia aplicada pelo sistema do ensaio SPT brasileiro.

2.6 CORRELAÇÕES ATRAVÉS DE ENSAIO DE SONDAÇÃO SPT

O SPT é muito utilizado na engenharia para se obter parâmetros que são utilizados na análise de problemas geotécnicos (contenções, barragens, fundações, etc.). Existem várias correlações que podem ser utilizadas, mas possuem algumas limitações que sempre devem ser levadas em consideração.

Uma das limitações se deve ao fato de que grande parte das correlações já existentes serem aplicáveis para solos granulares, como apresenta Lobo (2005) em sua tese Mecanismos de penetração dinâmica em solos granulares, tendo a sua aplicação para argilas lateríticas ainda como apenas especulações.

Os ensaios *in situ* para determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento mais utilizados no Brasil são:

Ensaio SPT, ou ensaio de simples reconhecimento de solo: é uma ferramenta de investigação, cujo objetivo é a exploração e reconhecimento do subsolo, no Brasil é

normatizado pela NBR 6408/2001. Este ensaio permite a obtenção de amostras do solo, assim como a medida de índices de resistência do solo, que podem ser utilizados em correlações empíricas fornecidas por autores como, de Mello (1971) *apud* Schnaid (2000), Godoy (1983) *apud* Cintra *et al.* (2003) e Teixeira (1996) *apud* Cintra *et al.* (2003).

Ensaio de penetração estática do cone (CPT) ou deepsounding: visa simular a cravação de estacas e no Brasil é normatizado pela NBR 12069/1991. Este ensaio permite identificar o tipo de solo, destacando a uniformidade e continuidade das camadas, determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento e a capacidade de carga do solo. É um dos mais utilizados atualmente pois é de rápida execução e custo relativamente baixo, sendo indicado para grandes áreas.

Ensaio DMT (Dilatometric Marchetti Test): é utilizado mundialmente e considerado um dos mais precisos ensaios “in situ” para previsão de recalques e estimativa do módulo de elasticidade, podendo fornecer parâmetros como, resistência ao cisalhamento não drenada em argilas, ângulo de atrito interno em areias, classificação granulométrica e razão de sobre adensamento.

Ensaio de palheta (Vane test): é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento de depósitos de argilas moles saturadas, submetidas à condição de carregamento não drenado e é normatizada pela NBR 10905/89. A execução do ensaio consiste em cravar a palheta no solo e então medir o torque necessário para que o solo cisalhe.

2.6.1. Determinação do ângulo de atrito por SPT

Diversos autores fornecem métodos que permitem encontrar o ângulo de atrito de solos granulares. Entre as correlações existentes pode-se citar, de Mello (1971) *apud* Schnaid (2000), Godoy (1983) *apud* Cintra *et al.* (2003) e Teixeira (1996) *apud* Cintra *et al.* (2003). Vale ressaltar que tais correlações não possuem estudo de aplicação para argilas, e sim para areias, mas apesar do solo de análise ser argiloso, ele possui comportamento laterítico, ou seja, apresenta comportamento de resistência de areia no estado natural.

a) Método De Mello (1971)

De Mello (1971) *apud* Schnaid (2000) apresentou uma expressão para determinar o atrito efetivo (ϕ') em função da Densidade Relativa do Solo (Dr), conforme apresentado pela Equação 3.

$$\tan \phi' = \frac{0,712}{(1,49 - Dr)} \quad (3)$$

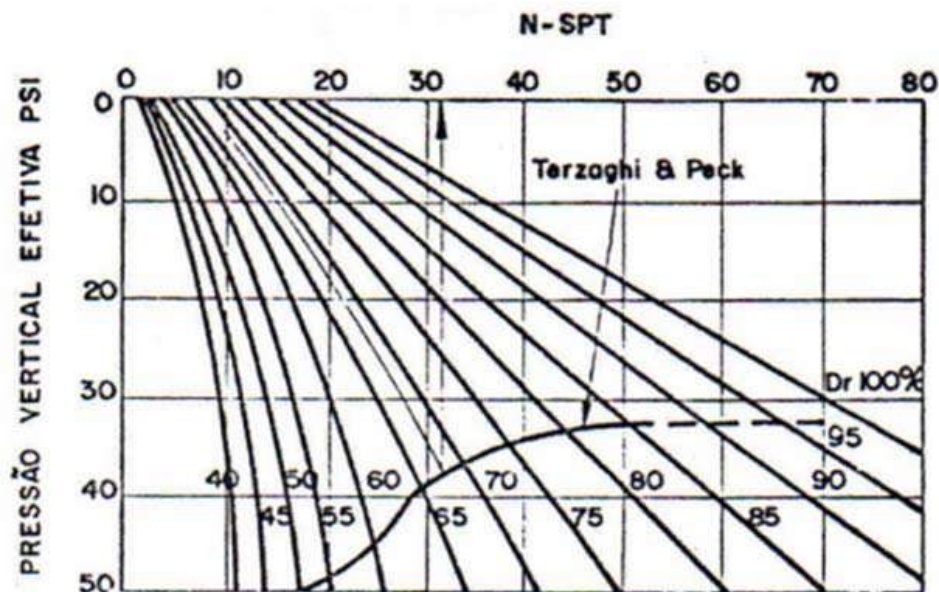
A densidade relativa de solos granulares pode ser encontrada através do método de Gibbs e Holtz (1957) *apud* Schnaid (2000), como pode ser visto na Equação 4, que leva em consideração o valor do N_{spt} obtido na camada e a tensão vertical em repouso (σ_{v0}) da mesma.

$$Dr = \left(\frac{N_{spt}}{0,23 \times \sigma_{v0} + 16} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

Sendo que a tensão vertical em repouso (σ_{v0}) é dada pelo produto do peso específico natural do solo, multiplicado pela espessura de solo acima do ponto de análise.

Alternativamente de Mello (1967) *apud* Marangon (2009), fornece um ábaco, Figura 6, onde é possível encontrar o ângulo de resistência ao cisalhamento em função do N_{spt} e da tensão vertical efetiva do solo no ponto.

Figura 6: Correlação entre densidade relativa e N_{spt} .



Fonte: Schnaid (2000)

Skempton (1986) *apud* Marangon (2009), fornece a Tabela 1, muito simples, onde também é possível encontrar a densidade relativa em função do N_{spt} .

Tabela 1: Densidade relativa em função de N

N	Dr (%)	Compacidade
0 - 3	0 – 15	Muito Solta
3 – 8	15 – 35	Solta
8 – 25	35 – 85	Medianamente compacta
25 – 42	65 – 85	Compacta
> 42	85 – 100	Muito compacta

.Fonte: Skempton, (1986) *apud* Marangon, (2009).

b) Método Godoy (1983)

Godoy (1983) *apud* Schnaid (2000), apresenta uma expressão para determinar o ângulo de atrito efetivo entre as partículas (ϕ'), em função do valor N, obtido através do ensaio SPT, como apresentado pela Equação 5.

$$\phi' = 28^\circ + 0,4N \quad (5)$$

c) Método Teixeira (1996)

Teixeira (1996) *apud* Schnaid (2000), apresenta uma expressão para determinar o ângulo de atrito efetivo entre as partículas, em função do valor N, obtido através do ensaio SPT, como apresentado pela Equação 6.

$$\phi' = \sqrt{20N} + 15 \quad (6)$$

2.6.2. Determinação da coesão por SPT

Para a estimativa do valor de coesão não drenada de argilas saturadas Teixeira & Godoy (1996) *apud* Maragon (2009), sugerem Equação 7, que correlaciona a coesão com o índice de resistência à penetração (N) do SPT

$$C_u = 10N \quad (6)$$

Também é possível obter a coesão, através da Tabela 2 desenvolvida especificamente para argilas, por Alonso (2010) *apud* Marangon, (2009), onde a coesão pode ser encontrada em função do Nspt.

Tabela 2: Coesão de Argilas

N (golpes)	Consistência	Coesão (KPa)
< 2	Muito mole	< 10
2 – 4	Mole	10 – 25
4 – 8	Média	25 – 50
8 – 15	Rija	50 – 100
15 – 30	Muito rija	100 – 200
> 30	Dura	> 200

Fonte: Alonso, (2010) *apud* Marangon, (2009).

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

A pesquisa, desenvolvida neste trabalho, teve o intuito de confirmar ou apontar incongruências entre o ensaio triaxial e as correlações empíricas pelo ensaio SPT, na determinação dos parâmetros de resistência de cisalhamento.

Foram extraídas no CEEF amostras indeformadas, a partir da cota -6 até a -14 metros, e analisadas no laboratório de Mecânica dos Solos da FAG, por meio do ensaio de compressão triaxial adensado rápido.

Outros resultados que foram obtidos por meio de ensaios de compressão triaxial no CEEF, em trabalhos como o de (CORRÊA, 2015), que analisou as cotas -1 e -2 metros e (MOLINA, GANDIN, 2015), que analisaram as cotas -3, -4 e -5 metros, serão considerados no presente trabalho, a fim de caracterizar o solo local.

Quanto a metodologia da pesquisa, pode ser classificada como experimental, os procedimentos técnicos em exploratório e o método científico utilizado hipotético-dedutivo.

3.2 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

3.2.1 Descrição física do local

O local da pesquisa foi no Campo Experimental de Engenharia da FAG (CEEF), Figura 08, situado no município de Cascavel, região oeste, estado do Paraná. De acordo com o (GOOGLE MAPS, 2016), possui as seguintes coordenadas geográficas: Latitude 24°56'52.5"S e Longitude 53°30'41.1"W e altitude 781 metros,

Figura 7: Campo Experimental de Engenharia e Geotécnica da FAG, localizado entre as avenidas das Torres e Tito Muffato, no campus da FAG



Fonte: Google Earth (2015)

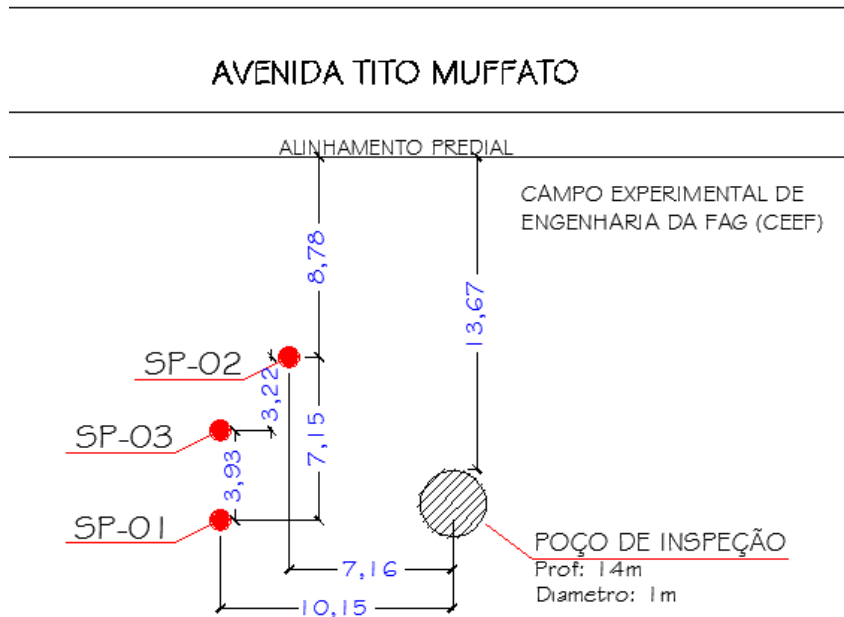
3.2.2 Descrição geológica e geotécnica do local

A cidade de Cascavel/PR possui um solo característico do tipo tropical argiloso residual, laterítico e colapsível, apresentando comportamento de areia em seu estado natural, no entanto para esse tipo de solo, as edificações ficam suscetíveis a ocorrências de recalque, devido ao adensamento das camadas (CARDOSO *et al.*, 2003).

O material utilizado neste estudo é um solo proveniente do basalto, que é classificado geotecnicamente como A-7, pela HBR - argilas plásticas com material orgânica, e CH, pela AASHTO - argilas muito compressíveis. (CARDOSO *et al.*, 2003).

Para fins de investigação geotécnica do terreno, os ensaios SPT foram realizados ao lado do poço de inspeção, conforme Figura 9.

Figura 8: Localização dos furos de sondagem e poço de inspeção.



Fonte: Autor (2016)

3.3 ENSAIO DE CAMPO SPT

Foram realizados no Campo Experimental 3 ensaios de sondagem a percussão do tipo SPT (ANEXOS A, B e C), os quais apresentam o perfil geotécnico do solo do CEEF ao longo da profundidade, além do índice de resistência obtido metro a metro para os 3 ensaios.

Os ensaios foram realizados por equipe composta de três pessoas, utilizando tripé com sistema de içamento de peso manual

Na Figura 10 são ilustradas algumas etapas da realização do ensaio a campo.

Figura 9: Montagem do equipamento de sondagem no ponto locado e sequência do ensaio SPT com golpes do martelo



Fonte: Autor (2016)

Sendo o cisalhamento do solo em função do atrito e da coesão, pode-se obter o ângulo de atrito do solo a partir de correlações com o N_{spt} e é possível obter a coesão a partir de correlação empírica e tabelas em função do N_{spt} (CORRÊA, 2015).

3.4 EXTRAÇÃO E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS INDEFORMADAS

O poço de inspeção foi aberto em agosto de 2015 e perfurado da cota 0 até a cota -5 metros para elaboração dos trabalhos de Correa (2015) e Molina; Gandin (2015). No desenvolvimento do presente trabalho, continuou-se a perfuração do poço com a ajuda de perfuratriz mecânica e poceiro para de retirada das amostras indeformadas de solo, conforme a NBR 9604 (ABNT, 1986).

Na Figura 11 são ilustradas algumas etapas da perfuração e aprofundamento do poço de inspeção com perfuratriz.

Figura 10: Perfuratriz aprofundando o poço da cota de apoio -5 para a -6 metros



Fonte: Autor (2016)

As amostras foram extraídas utilizando um molde metálico, no formato de um copo com diâmetro de 5 cm e altura de 11 cm, biselado em uma das extremidades para cravação no solo (Figura 12).

Figura 11: molde para cravação e retirada de amostras indeformadas



Fonte: Autor (2016)

Os demais procedimentos e equipamentos utilizados para a realização deste ensaio são relacionados e descritos a seguir.

3.4.1 Equipamentos:

Na Figura 12, pode-se ver o molde utilizado para extração das amostras, além disto, foi necessário, pá, enxada, espátula, martelo, caminhão perfuratriz e sarilho manual, utilizado na escavação manual de base de tubulões.

3.4.2 Procedimento

- O poço foi aprofundado com a utilização da máquina perfuratriz até aproximadamente 10 cm acima da cota de retirada as amostras;
- O encarregado retira o solo solto (sujeira por ocasião da perfuração), deixando uma superfície firme acima da cota;
- O molde é colocado no solo e a tábua posicionada em seu topo;
- O encarregado martela na tábua, fazendo com que o molde penetre no solo;
- Após a total penetração do molde o encarregado iniciará a escavação ao redor do molde;
- Ao final da escavação, fez-se a retirada do molde cortando horizontalmente a parte inferior do solo;
- As amostras indeformadas são extraídas do molde por um macaco hidráulico de laboratório (Figura 13);
- Ao final, a amostra é etiquetada com a sua respectiva profundidade e levada ao laboratório de Mecânica dos Solos II.

Figura 12: retirada de amostra indeformada do molde metálico



Fonte: Autor (2016)

3.5 ENSAIO DE LABORATÓRIO COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os ensaios foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos II do Centro Universitário Assis Gurgacz, em Cascavel/Pr. Para cada cota foi extraído seis corpos de provas, sendo que alguns se desfragmentaram durante a retirada no molde.

Para este trabalho foi utilizado o ensaio triaxial adensado-rápido, também conhecido como ensaio CU (consolidated undrained), sendo o ensaio que melhor representa os comportamentos do solo, pelos seguintes motivos: permite determinar a envoltória de resistência em um prazo muito menor do que o ensaio CD (consolidated undrained) e durante a fase de aplicação de carga axial não permitir nenhum adensamento adicional na amostra. (MARANGON, 2009).

A velocidade de ruptura determinada para os ensaios foi de 0,064mm/min, foi escolhida essa velocidade devido ao fato de que carregamentos rápidos podem gerar excesso de poro pressões, que causam redução da resistência ao cisalhamento (GERSGOVISCH, 2010). Todos os ensaios tiveram uma duração de aproximadamente seis horas.

Os materiais e os procedimentos para realização dos mesmos são descritos a seguir:

3.5.1 Equipamentos

Para o ensaio das amostras foi necessário equipamento para ensaio de compressão triaxial e Notebook com o *software* Pavitest Triaxial, (Figura 14), talhador, berço cilíndrico, régua, espátulas e balança com capacidade de 1000g e precisão 0,01g.

Figura 13: Equipamento para ensaios de compressão triaxial em solos



Fonte: Autor (2016)

3.5.2. Execução do ensaio

- Colocar o corpo de prova cilíndrico na base câmara triaxial, entre pedras porosas (Figura 15);
- Verificar se todos os registros da câmara estão fechados e se o extravaso superior está aberto;
- Abrir o registro de água externo e encher de água, tomando cuidado para retirar todo o ar do interior;
- Com a câmara cheia fechar o registro de água e o extravaso superior;
- Acoplar a câmara na prensa triaxial, utilizando o *joystick* para o posicionamento correto do pino superior (Figura 16);
- Com o *notebook* ligado à porta serial do equipamento triaxial, abrir o *software* e clicar na aba DB9, escolhendo a conexão correta. Então, alterna-se para a aba de conexão para verificar se todos os leitores estão funcionando corretamente;
- Na aba das amostras, cadastrar um novo corpo de prova e inserir os dados da mesma;
- Inserir os valores que serão usados como contrapressão e pressão confinante na aba de adensamento, selecionando adensamento após a contrapressão;
- Na janela de leitores, selecionar os transdutores que serão usados para aplicar às pressões;
- Saturar as mangueiras das linhas de pressão confinante e pressão de controle que serão utilizadas e, posteriormente, diminuir a pressão de cada um para aproximadamente zero, acoplar na câmara e zerar as pressões no *software*;
- Através do quadro de pressões (Figura 14), aplicar pressão confinante inicial de 0,2 kgf/cm² e pressão de controle inicial de 0,1 kgf/cm²;
- Abrir os registros da pressão neutra e de medição de volume para permitir a percolação de água no corpo de prova;
- Conectar os transdutores nos registros de pressão neutra e medição de volume e, verificar se as pressões estão normais;
- Aumentar a pressão confinante e de controle até que a pressão de controle atinja o valor pré-estabelecido para o ensaio, deixando a confinante com + 0,1 kgf/cm²;
- No *software* abrir a aba de adensamento, verificar as pressões e fechar os registros da pressão de controle, volume e pressão neutra;

- Aumentar a pressão confinante para o valor pré-estabelecido para o ensaio;
- Para começar o adensamento, deve-se clicar em iniciar e simultaneamente abrir o registro de medição de volume, para que haja maior precisão na medição de variação de volume;
- Com o adensamento finalizado, fechar o registro de medição de volume e salvar os dados do adensamento, para em seguida iniciar a ruptura do corpo de prova;
- No *software* clicar em Ensaiar e inserir o valor do tempo de ensaio desejado;
- Posicionar o extensômetro no topo da câmara e verificar a medição de deformação, também verificando a carga axial da prensa, zerando os dois sensores posteriormente;
- Abrir o registro da pressão neutra, zerar no *software* e dar início a ruptura;
- O programa está configurado para terminar o rompimento quando a deformação do corpo de prova atingir 20% do seu tamanho;
- Com o ensaio encerrado, os dados obtidos serão salvos e é possível visualizar os resultados do ensaio;

Figura 14: Prensa Triaxial com a câmara de ensaio triaxial



Fonte: Autor (2016)

3.5.3 Análise de dados

A análise foi realizada pela observação dos valores obtidos por meio dos ensaios de

campo e laboratório. Os laudos de sondagem SPT, desenvolvidos no programa Microsoft Office Excel, foram disponibilizados por uma empresa que realiza os ensaios. O relatório de parâmetros de resistência do solo foi gerado do *software* PAVITESTE, resultante do ensaio de cisalhamento triaxial.

Para se obter os dados, determinar os parâmetros cisalhamento ao longo da profundidade, a fim de verificar proximidade de cada um deles foram aplicados os métodos de estimativa do ângulo de atrito de Godoy (1983), de Mello (1971) e Teixeira (1996). Para estimativa da coesão os métodos de Teixeira & Godoy (1996) e Alonso (2010). Em seguida, traçou-se gráficos de modo a estabelecer uma correlação satisfatória entre os resultados dos dois ensaios para o solo local.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

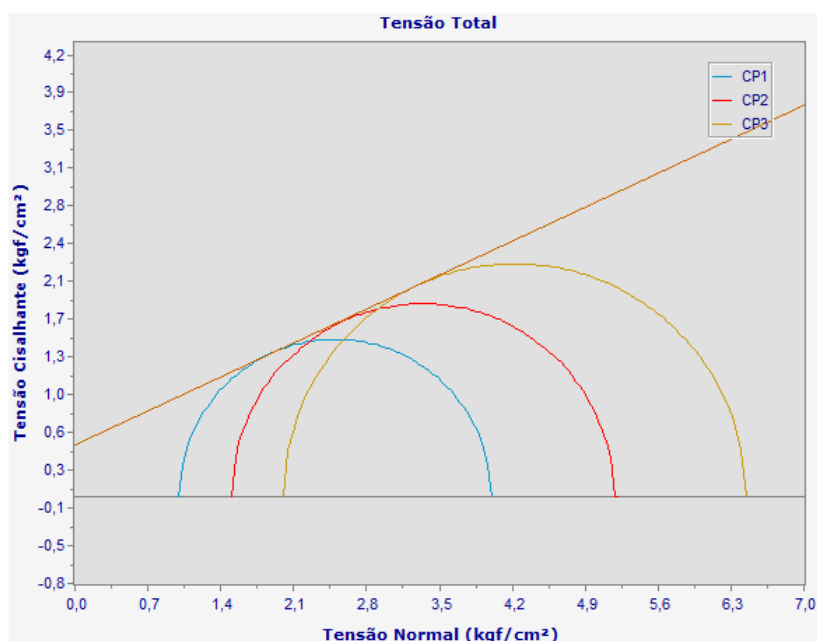
Através das amostras que foram coletadas no CEEF, do 6º e 14º metro de profundidade, por ensaio triaxial e correlações de SPT, encontrou-se no solo comportamentos distintos para cada metro e uma disparidade nos resultados de resistência de cisalhamento.

4.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS COMPRESSÃO TRIAXIAL

Por meio do ensaio de compressão triaxial foi possível determinar as envoltórias de resistência e, conseqüentemente, definir a coesão e o ângulo de atrito das amostras ensaiadas.

Na Figura 16, cada semi-círculo representa uma amostra, sendo estes necessários para determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo, que é a reta que tangencia cada semicírculo. No estudo de cada cota as amostras tendem a apresentar um comportamento geotécnico semelhante, com pequenas variações ao longo da profundidade, principalmente pelo fato do solo analisado ser residual e possuir estrutura semelhante em toda sua extensão.

Figura 15: Envoltória de Mohr-Coulomb de 3 ensaios da cota de -9m



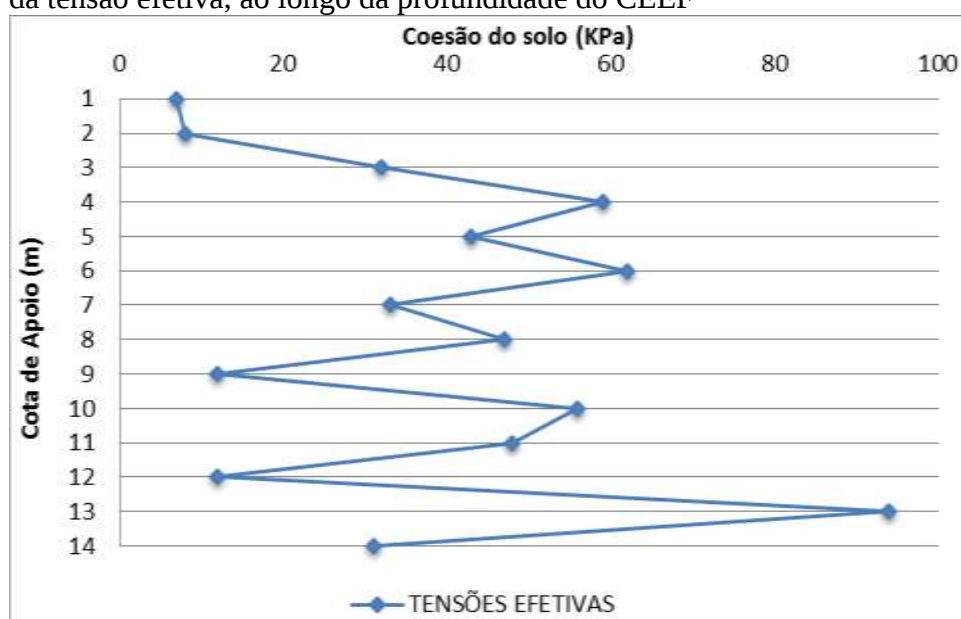
Fonte: Autor (2016)

Para as definições dos parâmetros de ângulo de atrito e coesão, através do ensaio triaxial, foram realizados 5 ensaios para cada cota, porém após a formação das envoltórias foram descartados resultados que tiveram variações que apresentaram resultados discrepantes quando comparados aos demais. Para cada cota analisada, tem-se um relatório com as amostras válidas que estão anexas ao presente trabalho. A evolução dos resultados de coesão e ângulo de atrito estão representados no APÊNDICE A.

No Gráfico 1, estão representados os valores de coesão do solo pela tensão efetiva, embora em grande parte dos projetos sejam consideradas as tensões totais devido a efetiva não apresentar em sua estrutura a influência de água entre as partículas, foi adotada esta tensão pelo fato das correlações empíricas e semi-empíricas do (SPT) utilizar a mesma para encontrar os índices de resistência ao cisalhamento.

Nota-se no Gráfico1 que as coesões totais tiveram variações significantes ao longo da profundidade. Estas variações bruscas, embora não sejam comuns em estudo de solos em profundidade, possíveis flutuações já eram previstas de ocorrer devido a maneira de coleta da amostra, que está susceptível à pequenas alterações em sua estrutura, o que influencia nos resultados. Como se pode ver na cota -9 metros, uma coesão de 12KPa, ao passo que este mesmo valor foi encontrado numa cota -12 metros, que apresenta 3 metros de diferença, também na cota -7 metros 33KPa se aproxima da cota -14 31KPa metros e são separadas por 5 metros.

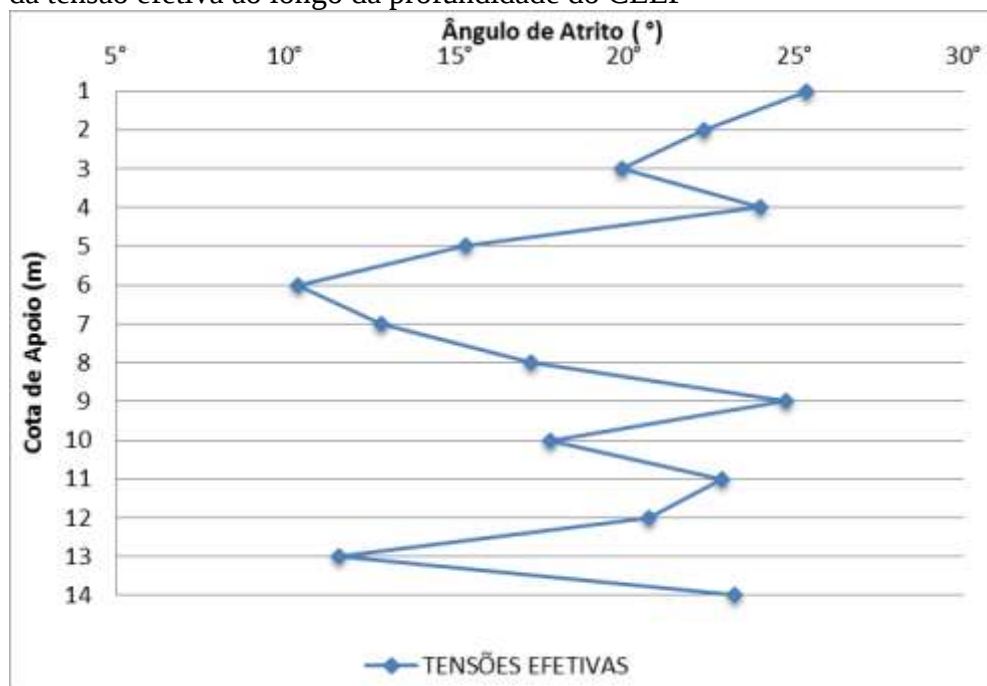
Gráfico 1: Resultado dos índices de coesão por meio do ensaio de compressão triaxial, valores da tensão efetiva, ao longo da profundidade do CEEF



Fonte: Autor (2016)

No Gráfico 2 estão apresentados os valores de ângulo de atrito, das tensões efetivas e suas variações ao longo da profundidade, resultantes do ensaio de compressão triaxial.

Gráfico 2: Resultado do ângulo de atrito por meio do ensaio de compressão triaxial, valores da tensão efetiva ao longo da profundidade do CEEF



Fonte: Autor (2016)

Os ângulos de atrito da tensão efetiva mostraram grandes variações ao longo da profundidade, mesmo com o ângulo inicial 25,38° e o final de 23,24° terem grande aproximação, sendo a cota - 6 metros 10,37° o menor valor, porém eram esperados devido a metodologia de extração e a possível alteração em sua estrutura.

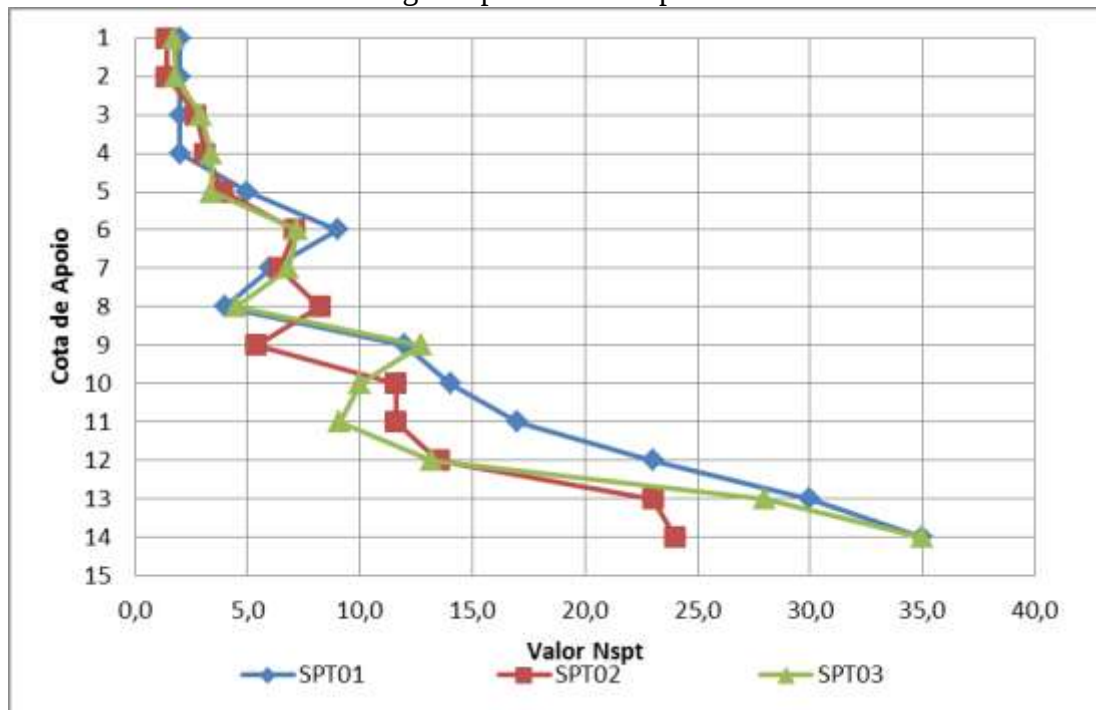
4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

Os laudos de sondagens utilizados para estas correlações apresentaram valores de N diferente para cada cota, porém a caracterização do solo apresentou pouca variação da composição para os três laudos, conforme APÊNDICE B.

O Gráfico 3 representa a variação do valor (N) dos ensaios do SPT01 (ANEXO A), SPT02 (ANEXO B) e SPT03 (ANEXO C). Devido ao perfil heterogêneo e suas

características residuais, quanto maior a profundidade, maior a resistência do solo, que é proporcional ao índice de resistência a penetração do solo, o N_{spt} .

Gráfico 3: Valores de N ao longo da profundidade para os 3 ensaios SPT realizados no CEEF



Fonte: Autor (2016)

Fica caracterizado nesta comparação do Gráfico 3, que as variações entre os valores de N_{spt} das camadas superficiais, tem proporções menores, ao contrário das camadas profundas que os ensaios têm maiores variações, conforme se pode ver no desvio padrão do APÊNDICE C - Comparação dos valores N do ensaios.

Através dos ensaios SPT foi possível determinar o nível de água e os valores de resistência a penetração do solo. No ensaio SPT01 o nível de água foi encontrado na camada - 12 metros e nos outros dois na camada -15 metros, conforme Tabela 3. O intervalo de ensaio do SPT01 para o SPT02 e SPT03 foram dois anos e nota-se a variação do nível da água em dois metros devido a capilaridade. Segundo Caputo (1988), a altura capilar que alcança a água em um solo se determina, considerando sua massa como um conjunto de tubos capilares, formados pelos seus vazios.

4.4 ÂNGULO DE ATRITO POR MEIO DE FORMULAÇÕES EMPÍRICAS E SEMÍ-EMPÍRICAS

Aplicou-se os métodos para estimativa do ângulo de atrito, através das correlações empíricas pelas equações fornecidas por De Mello (1971), Godoy (1983) e Teixeira (1996), que permite encontrar a densidade relativa a partir do valor do N_{spt} obtido na camada e da tensão vertical em repouso (σ_v0).

Tabela 3: Equações para cálculo do ângulo de atrito

de Mello (1971)	Godoy (1983)	Teixeira (1996)
$\tan \phi' = \frac{0,712}{(1,49 - Dr)}$	$\phi' = 28^\circ + 0,4N$	$\phi' = \sqrt{20N} + 15$

Fonte: Corrêa (2015)

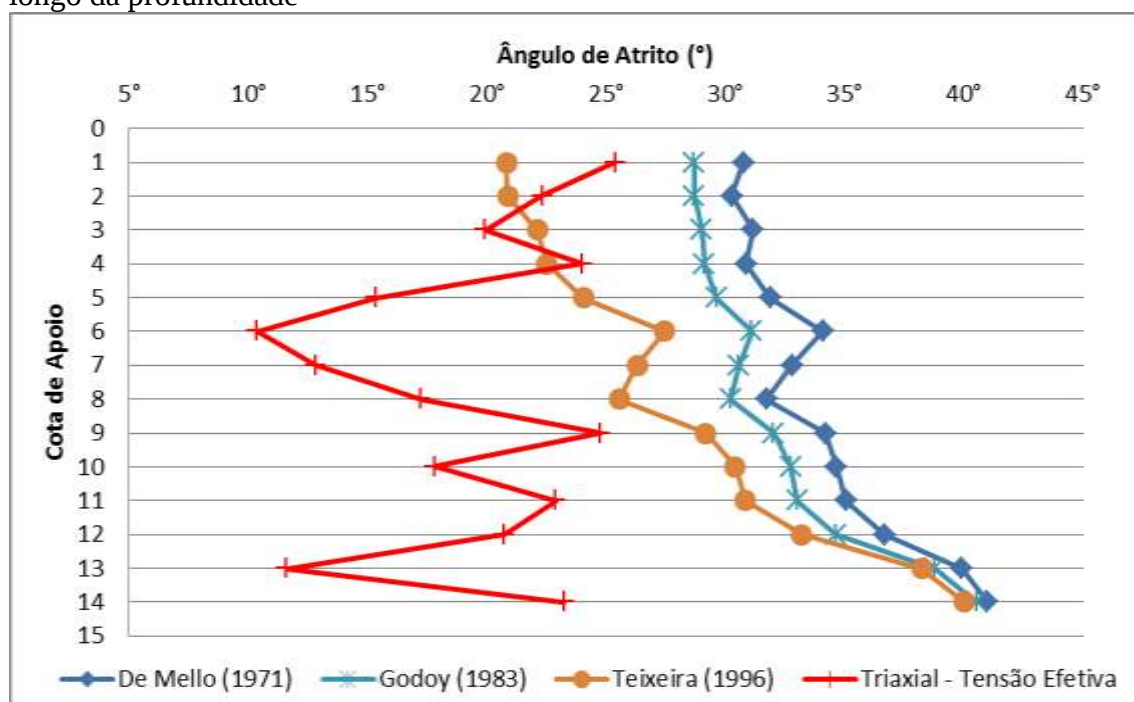
A seguir, apresenta-se uma comparação entre os parâmetros de resistência, ângulo de atrito efetivo e coesão, que foram obtidos através de correlações empíricas com o ensaio SPT e através dos resultados dos ensaios triaxiais.

4.4.1 Comparação do ângulo de atrito entre o ensaio SPT e Triaxial

Para a comparação do ângulo de atrito serão utilizados os parâmetros obtidos pelo ensaio triaxial, em função da tensão efetiva, pois as correlações empíricas utilizadas determinam o ângulo de atrito efetivo do solo. No APÊNDICE D são apresentados os resultados obtidos através do ensaio SPT e do triaxial do 1^o metro até o 14^o metro, como o desvio padrão e as variações percentuais dos ensaios de campo em relação ao de laboratório de cada cota de apoio.

Entre os resultados do APÊNDICE D, o método de Teixeira (1996) apresentou as maiores aproximações, sendo alguns resultados considerados e outros desconsiderados para utilização em projetos de fundações, como pode ser visto no Gráfico 4.

Gráfico 4: Resultados de correlações empíricas N_{spt} e triaxial dos de ângulo de atrito, ao longo da profundidade



Fonte: Autor (2016)

4.5 COESÃO DO SOLO POR MEIO DE FORMULAÇÕES EMPÍRICAS E SEMÍ-EMPÍRICAS

Para a definição da coesão foram utilizadas as formulações de Alonso (1983) e Teixeira & Godoy (1996), em função dos dados obtidos pelo ensaio SPT no CEEF, como pode ser visto no APÊNDICE E.

4.5.1 Comparação da coesão entre os ensaios SPT e Triaxial

Para a comparação da coesão, serão utilizados os parâmetros obtidos pelo ensaio triaxial, em função da tensão efetiva, pois as correlações empíricas utilizadas determinam o ângulo de atrito efetivo do solo. No APÊNDICE E são apresentados os resultados obtidos

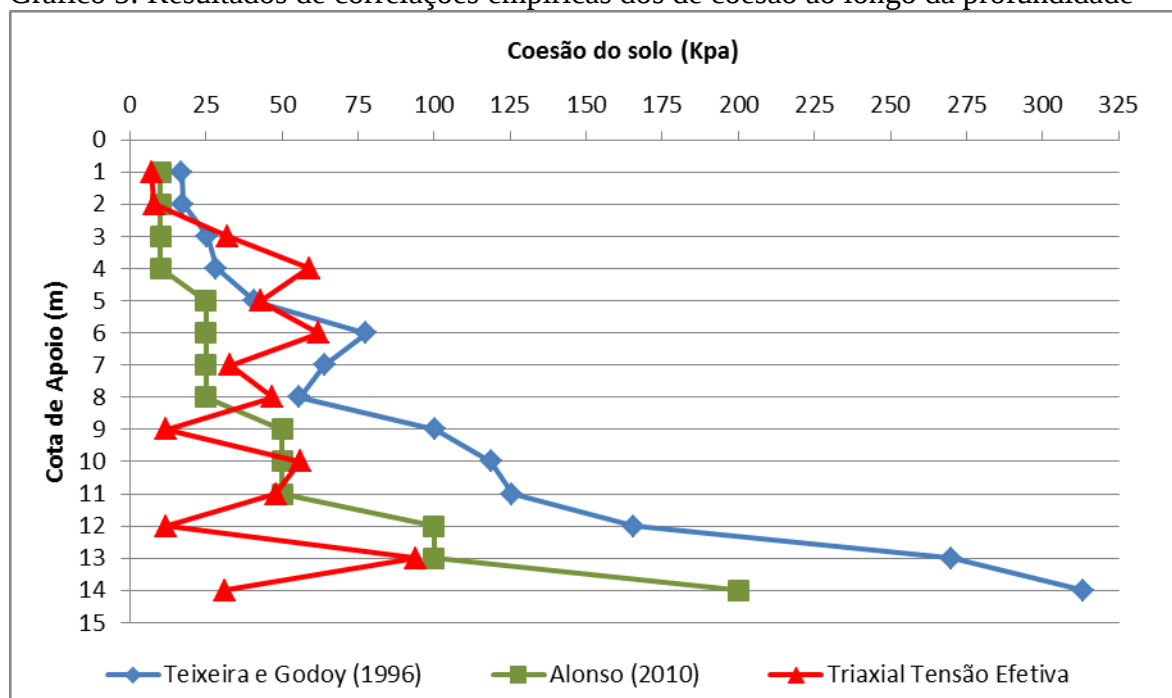
através do ensaio SPT e do triaxial do 1º metro até o 14º metro, como o desvio padrão e as variações percentuais dos ensaios de campo em relação ao de laboratório de cada cota de apoio.

O método proposto por Alonso (2010) mostra um intervalo de variação para cada valor de resistência de penetração do solo (N). Para fatores de segurança, neste método foi utilizado o menor valor do intervalo pra encontra a coesão do solo.

No APÊNDICE E e, nota-se que o método que apresentou maior aproximação foi o de Alonso (2010), que, utilizando este método, a variação percentual mais próxima foi das cotas -4, -5, -10. Nota-se ainda que, o método proposto por Teixeira & Godoy (1996) não apresentou nenhuma variação menor que 39%, este resultado é muito distante do resultado obtido pelo ensaio triaxial e não passa confiabilidade para projetos de fundações.

Entre os resultados do APÊNDICE E e, o método de Alonso (2010), apresentou as maiores aproximações, sendo alguns resultados considerados e outros desconsiderados para utilização em projetos de fundações, como pode ser observado no Gráfico 5.

Gráfico 5: Resultados de correlações empíricas dos de coesão ao longo da profundidade



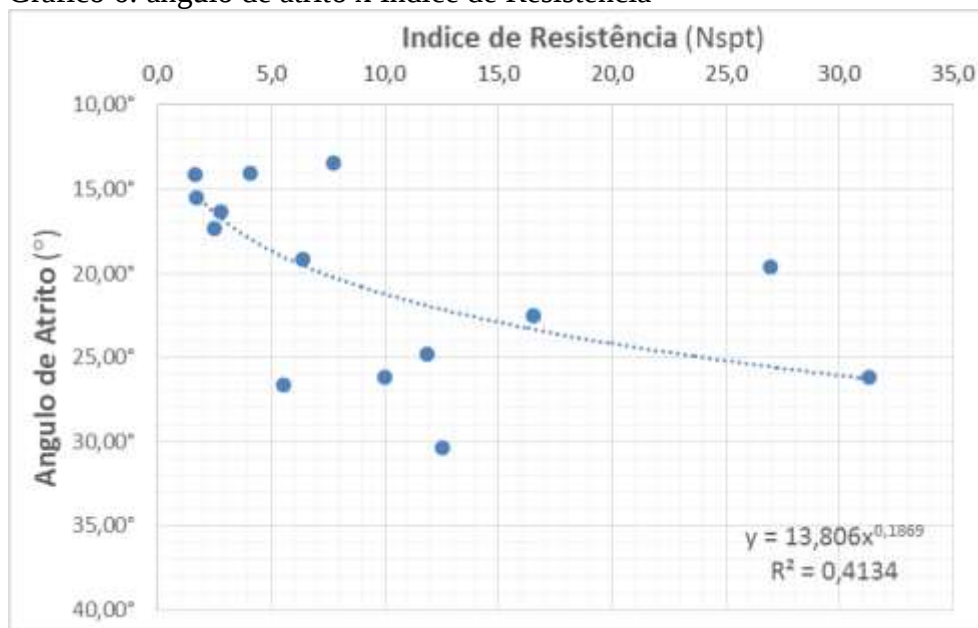
Fonte: Autor (2016)

4.5 CORRELAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO AO LONGO DA PROFUNDIDADE ATRAVÉS DA SONDAGEM SPT REALIZADA NO CEEF

Numa análise numérica dos parâmetros de cisalhamento obtidos por meio de ensaio de compressão triaxial, com o índice de resistência a penetração (Nspt), resultante do Nspt médio, é possível criar uma correlação ao longo da profundidade. Ao utilizar os resultados triaxiais, desconsiderando os valores incoerentes, para criar uma interação com o Nspt, proporcional a profundidade, os resultados R^2 seguem uma tendência de crescimento que é ótimo.

No Gráfico 6 está representada a dispersão entre o Nspt e o ângulo de atrito, com todos os valores ao longo da profundidade.

Gráfico 6: ângulo de atrito x Índice de Resistência

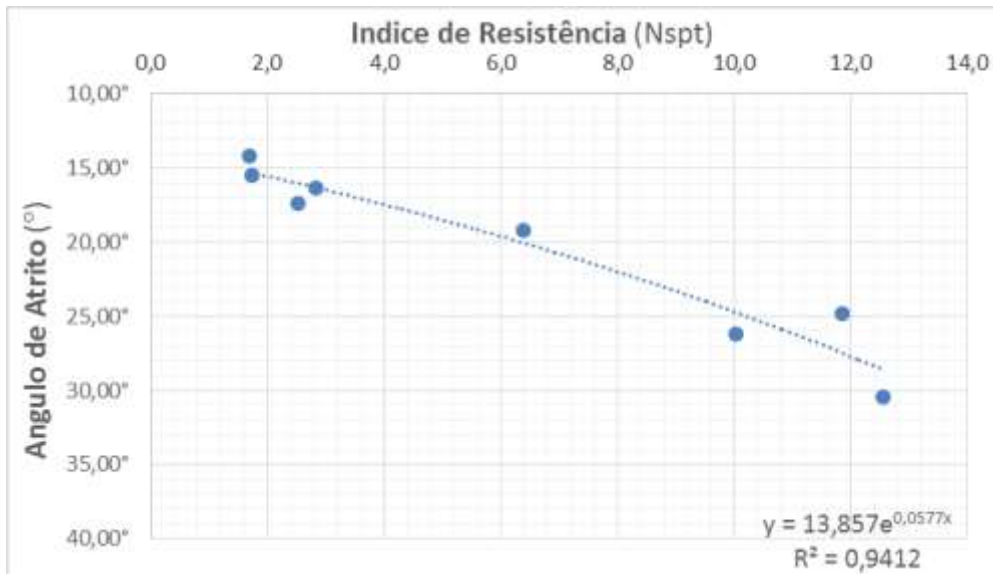


Fonte: Autor (2016)

Nota-se no Gráfico 6 que existem muitos valores distantes da tendência exponencial (R^2), estes valores com grandes variações anulam a possibilidade de se ter uma coerência.

Através do Gráfico 7, tem-se as mesmas informações que o Gráfico 6, porém foram retirados os valores que são incoerentes.

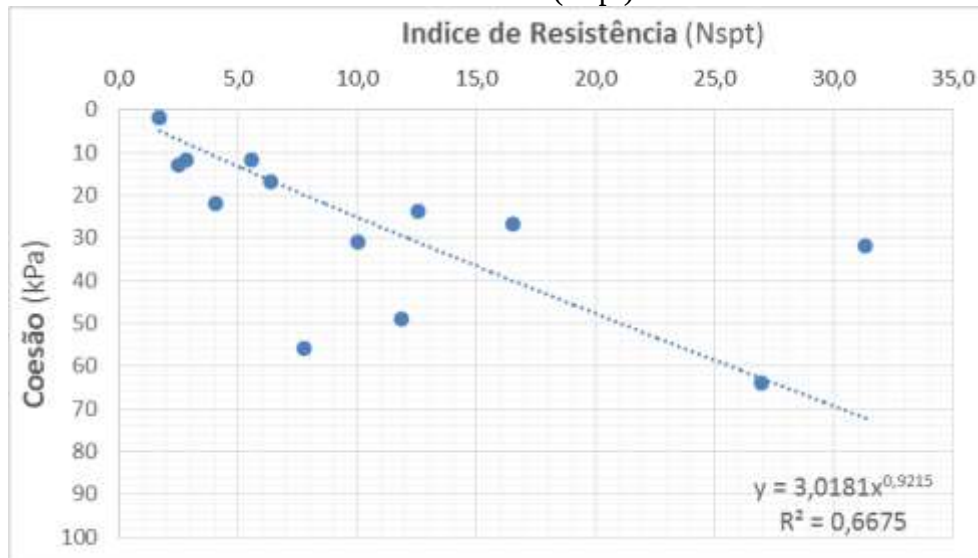
Gráfico 7 ângulo de Atrito x Índice de Resistência, com valores corrigidos



Fonte: Autor (2016)

As mesmas correções feitas para o ângulo de atrito servem para o estudo da coesão do solo e os resultados apresentaram uma mudança da tendência exponencial ao longo da profundidade, como pode ver nos Gráficos 8 e 9.

Gráfico 8: Coesão x Índice de Resistência (Nspt)

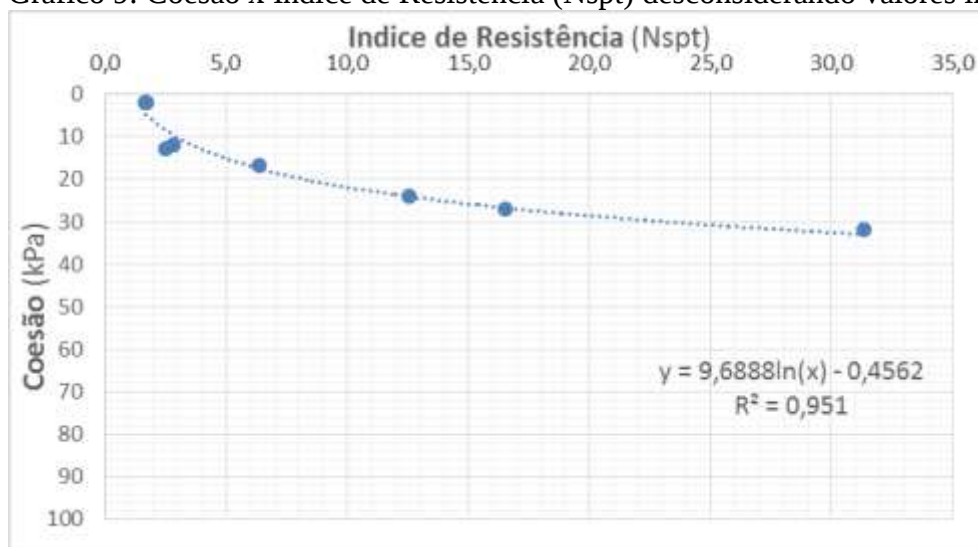


Fonte: Autor (2016)

Nota-se no Gráfico 8, que há valores dispersos que direcionam a linha de tendência para um crescimento linear, o que é incoerente devido as características geotécnica do solo.

Eliminando os resultados que apresentam valores incoerentes ao longo da profundidade, tem-se o Gráfico 9.

Gráfico 9: Coesão x Índice de Resistência (Nspt) desconsiderando valores incoerentes



Fonte: Autor (2016)

4.6 ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO POR MEIO DE FORMULAÇÕES EMPÍRICAS E SEMÍ-EMPÍRICAS DE ENSAIO Nspt CALCULADO COM EFICIÊNCIA.

A eficiência do SPT é diretamente relacionada na energia dinâmica transferida ao conjunto hastes-amostrador-cabeça-de-bater. Durante o ensaio, a transferência de energia pode ser alterada, fato que indicará um ensaio mais eficiente ou menos eficiente.

Os valores de energia em um ensaio SPT podem sofrer variações e se dá por desvios do método normatizado para o real e se usado os resultados para projetos de fundações podem vir a ser elaborados projetos não confiáveis.

Foi calculada por DALLA, (2014) a eficiência média dos ensaios Nspt para o CEEF, no qual o valor encontrado foi de 44,12%. A Tabela 7 mostra os resultados de Nspt médio corrigido pela eficiência média.

Tabela 4: correção do Nspt pela eficiência média no CEEF

Cota de Apoio	Nspt Médio	Eficiência Média	Nspt Eficiência Média
1	1,7	44,12%	0,8
2	1,7		0,8
3	2,5		1,1
4	2,8		1,3
5	4,1		1,8
6	7,8		3,4
7	6,4		2,8
8	5,6		2,5
9	10,0		4,4
10	11,9		5,2
11	12,6		5,5
12	16,6		7,3
13	27,0		11,9
14	31,3		13,8

Fonte: Autor (2016)

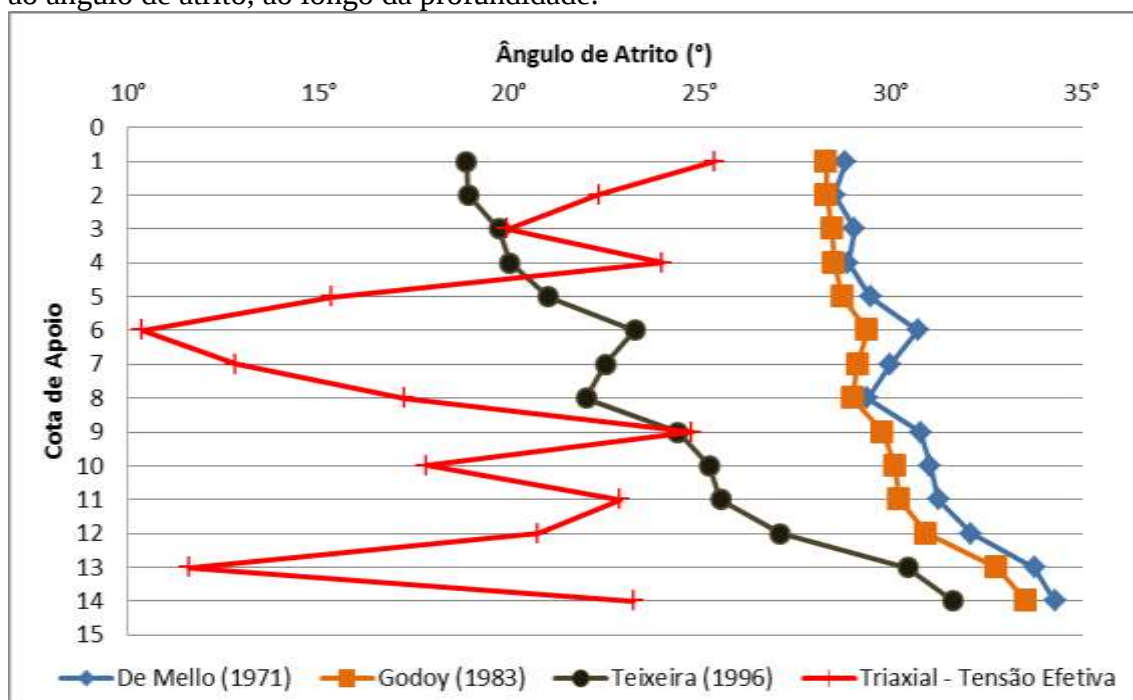
Com o Nspt Eficiência Média, foram calculados os valores de ângulo de atrito e coesão por meio das formulações empíricas e semi-empíricas.

4.6.1 Ângulo e Atrito por meio de Nspt Eficiência Média

No APÊNDICE F, estão representados os valores de ângulo de atrito calculado por meio de formulações de Mello (1971), Godoy (1983) e Teixeira (1996). Nota-se que as variações percentuais e o desvio padrão reduziram cota a cota, ao comparar com ângulo de atrito do Nspt Médio. O método apresentado por Teixeira (1996) apresentam uma grande aproximação podendo ser considerado em algumas cotas, valores seguros para projetos de fundação.

Através do Gráfico 10, está apresentado o ângulo de atrito obtido por meio do Nspt Eficiência Média. Nota-se que os três métodos tiveram uma maior aproximação do ensaio Triaxial ao comparar com o desenvolvimento do Gráfico 4, destacando Teixeira (1996) que se manteve como valores mais seguros, devido a aproximação, e os outros dois métodos que se aproximaram entre si.

Gráfico 10: Resultados de correlações empíricas Nspt Eficiência Média x ensaio triaxial para ao ângulo de atrito, ao longo da profundidade.

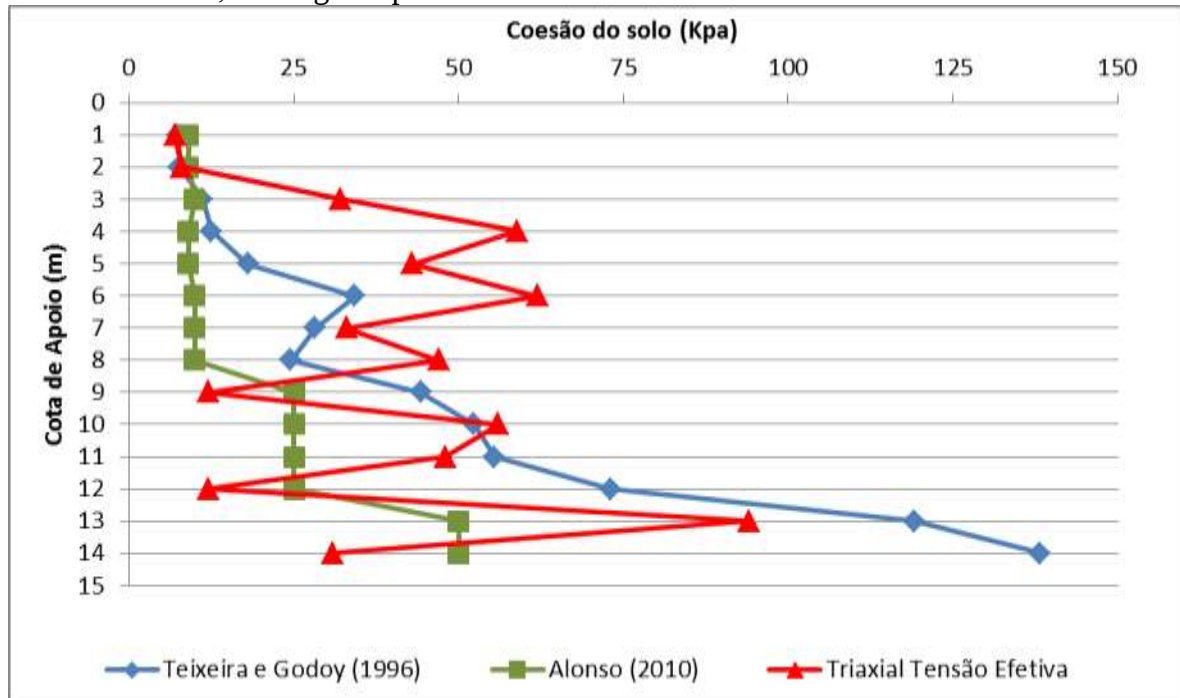


4.6.2 Coesão do solo por meio de Nspt Eficiência Média

Através das formulações dos métodos de Teixeira & Godoy (1996) e Alonso (2010) aplicado ao Nspt Eficiência Média foi possível encontrar outro padrão para coesão do solo, comparado com os resultados já obtidos e apresentados neste trabalho. No ANEXO I, estão tabelados os valores de coesão e suas variações em relação a coesão do ensaio triaxial, nota-se pela correção do Nspt Médio para o Nspt Eficiência Média manteve a variação comparado com ensaio triaxial, conforme pode ser visto nas variações percentuais e no desvio padrão exposto no APÊNDICE G.

O Gráfico 11, apresenta os valores de coesão obtidos através do Nspt Eficiência Média.

Gráfico 11: Resultados de correlações empíricas Nspt Eficiência Média x ensaio triaxial para a coesão do solo, ao longo da profundidade.



CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização deste trabalho teve como principal objetivo caracterizar o solo local e determinar parâmetros essenciais para a realização de dimensionamentos e verificações de segurança em obras geotécnicas, comparando o ensaio de compressão triaxial adensado rápido e as correlações empíricas do Nspt, que foram concebidas no uso de areias, no solo da cidade de Cascavel/Pr.

Dentre as correlações analisadas, as que se mostraram mais seguras para a utilização foram as de Teixeira (1996), para a definição do ângulo de atrito e para a definição da coesão, para as camadas superficiais Teixeira & Godoy (1996) e as camadas mais profundas Alonso (2010).

Ao analisar os resultados de parâmetros de resistência (c' e ϕ) obtidos pelos métodos empíricos, a partir do Nspt, nota-se que os valores utilizados para determinar a capacidade de carga do solo estudado assumiram valores inseguros ao relacionar com o ensaio de compressão triaxial, os valores aumentam a diferença de acordo com a profundidade do subsolo.

Os parâmetros de resistência utilizando valor Nspt Médio relacionado com valores coerentes de ensaio triaxial, ou seja, retirando a possibilidade de erro, os resultados determina uma correlação para o CEEF.

Outros resultados que devem ser levado em consideração são os cálculos com a correção da eficiência 44,12% do índice de resistência. Os valores de Nspt Eficiência Média corrigido mostraram mais próximos do ensaio de compressão triaxial, com variações menores que o SPT sem correção, sendo este um resultado que mostra erros em projetos de uma maneira geral.

Desta forma, conclui-se que o ensaio SPT deve ser utilizado em edificações de baixo porte, sendo que em médio e grande porte deve somente servir como auxiliar no pré-dimensionamento, investindo-se na realização de ensaios de maior precisão, tais como cisalhamento direto, triaxiais ou provas de carga, os quais poderão conduzir a elementos de fundações muito mais enxutos, reduzindo os custos de execução envolvidos.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se a realização de mais ensaios de cisalhamento direto, triaxiais ou provas de carga no solo do CEEF, ao longo da profundidade do perfil, realizando análises metro a metro para se obter um número maior de resultados a serem comparados, gerando assim uma correlação mais adequada para o solo local.

REFERÊNCIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EDUCAÇÃO DE ENGENHARIA – ABENGE. **Ensaio de compressão triaxial virtual.** Disponível em: < <http://www.abenge.org.br/CobengeAnteriores/2010/artigos/449.pdf> > Acesso em: 16. Out.2015.

_____. **NBR 6484.** Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 8036.** Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

BUENO, Benedito de Souza; VILAR, Orenco Monge. **Mecânica dos Solos** v. 2. São Carlos: EESC – USP, 2004.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações.** 6 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CARDOSO, D. L; MEDEIROS, J. A. **Propriedades geotécnicas da região de Cascavel-PR.** In: Anais do I ENGEOPAR – Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá, 2003.

CORRÊA, Eduardo Longen. **Comparação entre parâmetros de resistência obtidos em ensaios triaxiais e por meio de correlações empíricas pelo ensaio SPT, no campus da FAG, em Cascavel/PR.** Trabalho de Conclusão de Curso. FAG - 2015

COSTA, Lucas Otavio Rodrigues dalla. **Determinação da eficiência do ensaio spt através de prova de carga estática sobre amostrador padrão.** 2014. 71 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel, 2014.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

GERSCOVICH, D. M. S. **Resistência ao cisalhamento.** Departamento de Estruturas e Fundações, UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

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

MARANGON, M. **Geotecnia de fundações,** UFJF, Juiz de Fora, Minas Gerais. (2009)

MELFI, Adolpho José. **Lateritas e Processos de Laterização** (Aula Inaugural de 655 1994). São Carlos: EESC – USP, 1997.

MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S. **Notas de Aula: Mecânica dos Solos.** Disciplina de

Mecânica dos Solos. Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Paraná, 1999.

MOLINA, Maurício Daltro; GANDIN, Robledo Mateus. **Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento através do ensaio de compressão triaxial rápido (cu) do subsolo da FAG em Cascavel (pr).** 2015. 57 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel, 2015.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** São Paulo, São Paulo: Oficina de textos, 2002.

_____. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aula.** 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações.** Oficina de Textos, São Paulo, São Paulo, 2000.

SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce k. **Introdução à engenharia de fundações.** Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1981.

WIEBBELLING, Vanessa. **Desenvolvimento de uma árvore de falhas de patologias em fundações.** 2014. 60 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel, 2014.

APÊNDICE

APÊNDICE A – Índices de resistência ao cisalhamento, efetiva e total, ao longo da profundidade com as tensões confinantes, de cada corpo de prova utilizada nos ensaios.

Cota de apoio	Tensões confinantes utilizada na realização do ensaio (kpa)			Tensões totais		Tensões efetivas	
	Corpo de prova 1	Corpo de prova 2	Corpo de prova 3	Coesão	Ângulo de atrito	Coesão	Ângulo de atrito
1	50	100	150	2	14,19°	7	25,38°
2	50	100	150	2	15,54°	8	22,34°
3	50	150	300	13	17,38°	32	19,94°
4	50	100	-	12	16,37°	59	24°
5	50	200	300	22	14,08°	43	15,34°
6	50	100	-	56	13,45°	62	10,37°
7	100	200	-	17	19,21°	33	12,82°
8	100	150	200	12	26,65°	47	17,26°
9	100	200	-	31	26,25°	12	24,77°
10	100	150	200	49	24,83°	56	17,82°
11	100	150	200	24	30,44°	48	22,89°
12	150	300	-	27	22,53°	12	20,74°
13	100	150	-	64	19,69°	94	11,6°
14	-	100	150	32	26,24°	31	23,24°

Fonte: Autor (2016)

APÊNDICE B - classificação e descrição do subsolo, conforme laudos de sondagem no anexo

Cota (m)	DESCRIÇÃO DO SUBSOLO		
	SPT01 (ANEXO A)	SPT02 (ANEXO B)	SPT03 (ANEXO C)
1	ARGILA SILTOSA MARRON AVERMELHADA MUITO MOLE A MÉDIA	ARGILA SILTOSA MARRON AVERMELHADA MUITO MOLE A MÉDIA	ARGILA SILTOSA MARRON AVERMELHADA MUITO MOLE A MÉDIA
2			
3			
4			
5			
6			
7			
9	ARGILA SILTOSA MARRON AVERMELHADA RIJA A DURA PERCOLAÇÕES BRANCAS NÍVEL DA ÁGUA NO -12m	ARGILA SILTOSA MARRON AVERMELHADA RIJA	ARGILA SILTOSA MARRON AVERMELHADA RIJA
10			
11		ARGILA SILTOSA MARRON AVERMELHADA RIJA A DURA PERCOLAÇÕES BRANCAS NÍVEL DA ÁGUA NO -15m	ARGILA SILTOSA MARRON AVERMELHADA RIJA A DURA PERCOLAÇÕES BRANCAS
12			
13			
14	TÉRMINO DA SONDAGEM	NÍVEL DA ÁGUA NO -15m	TÉRMINO DA SONDAGEM
15			
16			
17			
18	TÉRMINO DA SONDAGEM		

Fonte: Autor (2016)

APÊNDICE C – Comparação dos valores N do ensaio SPT01 (ANEXO A), SPT02 (ANEXO B) e SPT03 (ANEXO C) ao longo da profundidade, com valor médio Nspt e o desvio padrão para cada cota.

Cota de Apoio	SPT01 ANEXO A	SPT02 ANEXO B	SPT03 ANEXO C	Nspt Médio	Desvio Padrão
1	2,0	1,4	1,7	1,7	0,3
2	2,0	1,4	1,8	1,7	0,3
3	2,0	2,7	2,9	2,5	0,5
4	2,0	3,1	3,4	2,8	0,7
5	5,0	3,9	3,4	4,1	0,8
6	9,0	7,1	7,2	7,8	1,1
7	6,0	6,4	6,8	6,4	0,4
8	4,0	8,2	4,5	5,6	2,3
9	12,0	5,4	12,7	10,0	4,0
10	14,0	11,6	10,0	11,9	2,0
11	17,0	11,6	9,1	12,6	4,0
12	23,0	13,5	13,2	16,6	5,6
13	30,0	23,0	28,0	27,0	3,6
14	35,0	24,0	35,0	31,3	6,4

Fonte: Autor (2016)

APÊNDICE D – Resultados do ângulo de atrito utilizando o valor N ao longo da profundidade com aplicação de formulações empíricas.

Cota de apoio	Nspt Médio	Nspt Médio						Ensaio Triaxial	
		De Mello (1971)		Godoy (1983)		Teixeira (1996)		Tensão total	
		ϕ'	variação (%)	ϕ'	variação (%)	ϕ'	variação (%)	ϕ'	Desvio Padrão por cota
1	1,7	30,77°	21%	28,68°	13%	20,83°	-18%	25,38°	4,33°
2	1,7	30,27°	36%	28,69°	28%	20,89°	-7%	22,34°	4,63°
3	2,5	31,17°	56%	29,01°	46%	22,12°	11%	19,94°	5,38°
4	2,8	30,87°	29%	29,13°	21%	22,53°	-6%	24,00°	4,00°
5	4,1	31,88°	108%	29,64°	93%	24,06°	57%	15,34°	7,37°
6	7,8	34,09°	229%	31,11°	200%	27,46°	165%	10,37°	10,61°
7	6,4	32,80°	156%	30,56°	138%	26,31°	105%	12,82°	8,95°
8	5,6	31,73°	84%	30,23°	75%	25,55°	48%	17,26°	6,51°
9	10,0	34,21°	38%	32,01°	29%	29,17°	18%	24,77°	4,07°
10	11,9	34,66°	95%	32,75°	84%	30,41°	71%	17,82°	7,59°
11	12,6	35,07°	53%	33,03°	44%	30,85°	35%	22,89°	5,33°
12	16,6	36,67°	77%	34,63°	67%	33,20°	60%	20,74°	7,19°
13	27,0	39,92°	244%	38,80°	234%	38,24°	230%	11,60°	13,71°
14	31,3	41,00°	76%	40,53°	74%	40,03°	72%	23,24°	8,65°

Desvio padrão da cota -1 á -14, entre ensaio de campo e laboratório = 7,01

Fonte: Autor (2016)

APÊNDICE E – Resultados coesão do solo utilizando o valor N ao longo da profundidade com aplicação de formulações empíricas.

Cota de apoio	Nspt Médio	SPT03 - (ANEXO 2)				Ensaio Triaxial	
		Teixeira e Godoy (1996)		Alonso (2010)		Tensão total	
		C (kPa)	variação (%)	C (kPa)	variação (%)	C (kPa)	Desvio Padrão por cota
1	1,7	17	143%	9	29%	7	5,29
2	1,7	17	117%	9	13%	8	5,12
3	2,5	25	-21%	10	-69%	32	11,28
4	2,8	28	-52%	10	-83%	59	24,76
5	4,1	41	-5%	25	-42%	43	9,87
6	7,8	78	25%	25	-60%	62	27,04
7	6,4	64	94%	25	-24%	33	20,60
8	5,6	56	18%	25	-47%	47	15,81
9	10,0	100	736%	50	317%	12	44,31
10	11,9	119	112%	50	-11%	56	38,03
11	12,6	126	162%	50	4%	48	44,27
12	16,6	166	1281%	100	733%	12	77,10
13	27,0	270	187%	100	6%	94	99,93
14	31,3	313	911%	200	545%	31	142,08

Desvio padrão da cota -1 á -14, entre ensaio de campo e laboratório = 68,85

Fonte: Autor (2016)

APÊNDICE F – Resultados do ângulo de atrito utilizando o valor Nspt Eficiência Média ao longo da profundidade com aplicação de formulações empíricas.

Cota de apoio	Nspt Médio	Nspt Médio						Ensaio Triaxial	
		De Mello (1971)		Godoy (1983)		Teixeira (1996)		Tensão Efetiva	
		ϕ'	variação (%)	ϕ'	variação (%)	ϕ'	variação (%)	ϕ'	Desvio Padrão por cota
1	0,8	28,81°	14%	28,30°	12%	18,87°	-26%	25,38°	4,57°
2	0,8	28,52°	28%	28,31°	27%	18,91°	-15%	22,34°	4,71°
3	1,1	29,04°	46%	28,45°	43%	19,73°	-1%	19,94°	5,15°
4	1,3	28,87°	20%	28,50°	19%	20,00°	-17%	24,00°	4,19°
5	1,8	29,46°	92%	28,72°	87%	21,01°	37%	15,34°	6,72°
6	3,4	30,70°	196%	29,37°	183%	23,28°	124%	10,37°	9,29°
7	2,8	29,98°	134%	29,13°	127%	22,51°	76%	12,82°	7,93°
8	2,5	29,37°	70%	28,98°	68%	22,01°	28%	17,26°	5,84°
9	4,4	30,77°	24%	29,77°	20%	24,41°	-1%	24,77°	3,31°
10	5,2	31,02°	74%	30,09°	69%	25,23°	42%	17,82°	6,04°
11	5,5	31,23°	36%	30,22°	32%	25,53°	12%	22,89°	3,94°
12	7,3	32,09°	55%	30,92°	49%	27,09°	31%	20,74°	5,11°
13	11,9	33,75°	191%	32,76°	182%	30,44°	162%	11,60°	10,45°
14	13,8	34,28°	48%	33,53°	44%	31,63°	36%	23,24°	5,08°

Desvio padrão da cota -1 á -14, entre ensaio de campo e laboratório = 5,79

Fonte: Autor (2016)

APÊNDICE G - Resultados coesão do solo utilizando o valor Nspt Eficiência média ao longo da profundidade com aplicação de formulações empíricas.

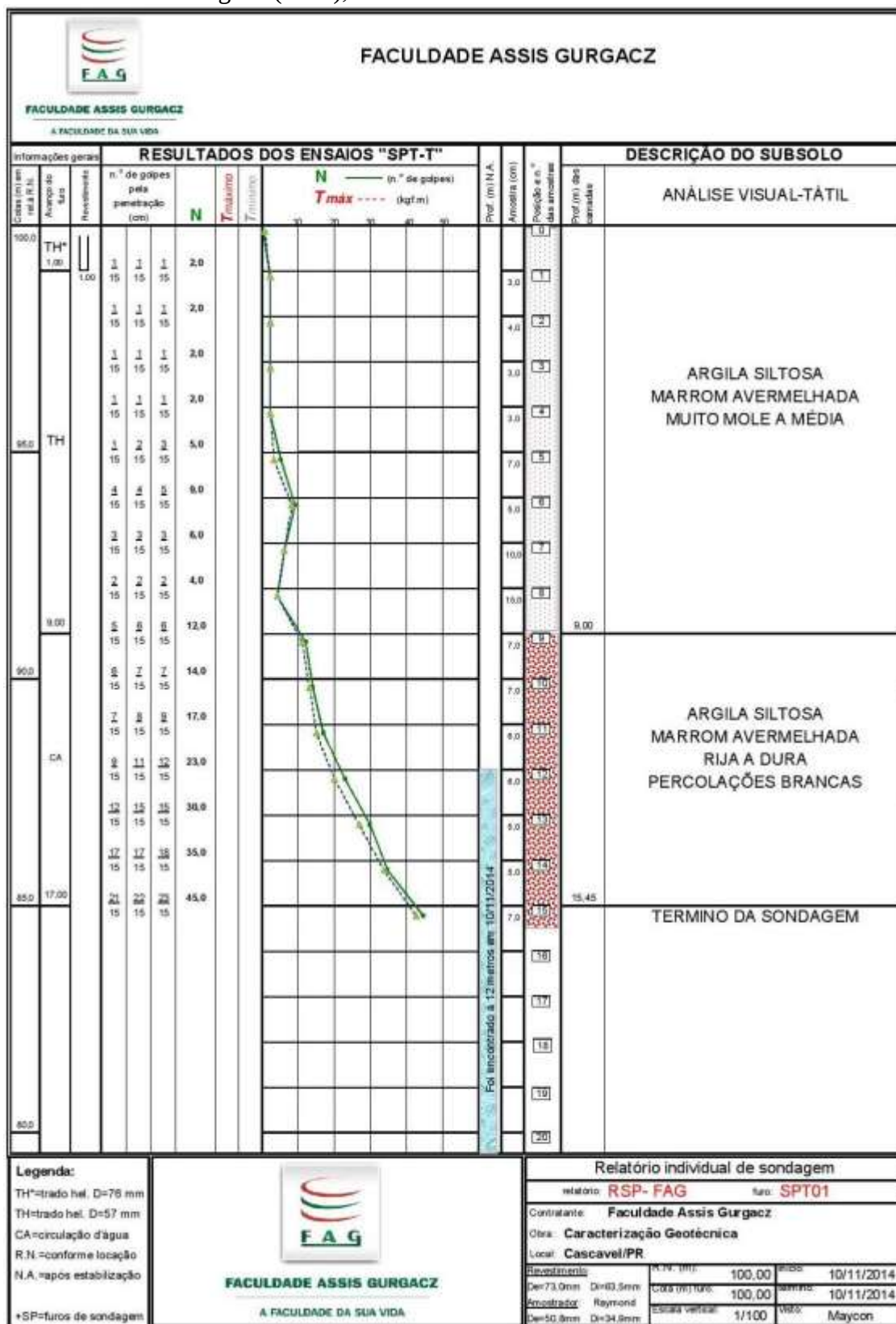
Cota de apoio	Nspt Médio	SPT03 - (ANEXO 2)				Ensaio Triaxial	
		Teixeira e Godoy (1996)		Alonso (2010)		Tensão total	
		C (kPa)	variação (%)	C (kPa)	variação (%)	C (kPa)	Desvio Padrão por cota
1	0,8	8	7%	9	29%	7	1,04
2	0,8	8	-4%	9	13%	8	0,70
3	1,1	11	-65%	9	-72%	32	12,70
4	1,3	13	-79%	9	-85%	59	27,91
5	1,8	18	-58%	9	-79%	43	17,60
6	3,4	34	-45%	10	-84%	62	26,02
7	2,8	28	-14%	10	-70%	33	12,14
8	2,5	25	-48%	10	-79%	47	18,64
9	4,4	44	269%	25	108%	12	16,23
10	5,2	52	-7%	25	-55%	56	16,94
11	5,5	55	16%	25	-48%	48	15,87
12	7,3	73	509%	25	108%	12	32,18
13	11,9	119	27%	50	-47%	94	34,99
14	13,8	138	346%	100	223%	31	54,35

Desvio padrão da cota -1 á -14, entre ensaio de campo e laboratório = 68,85

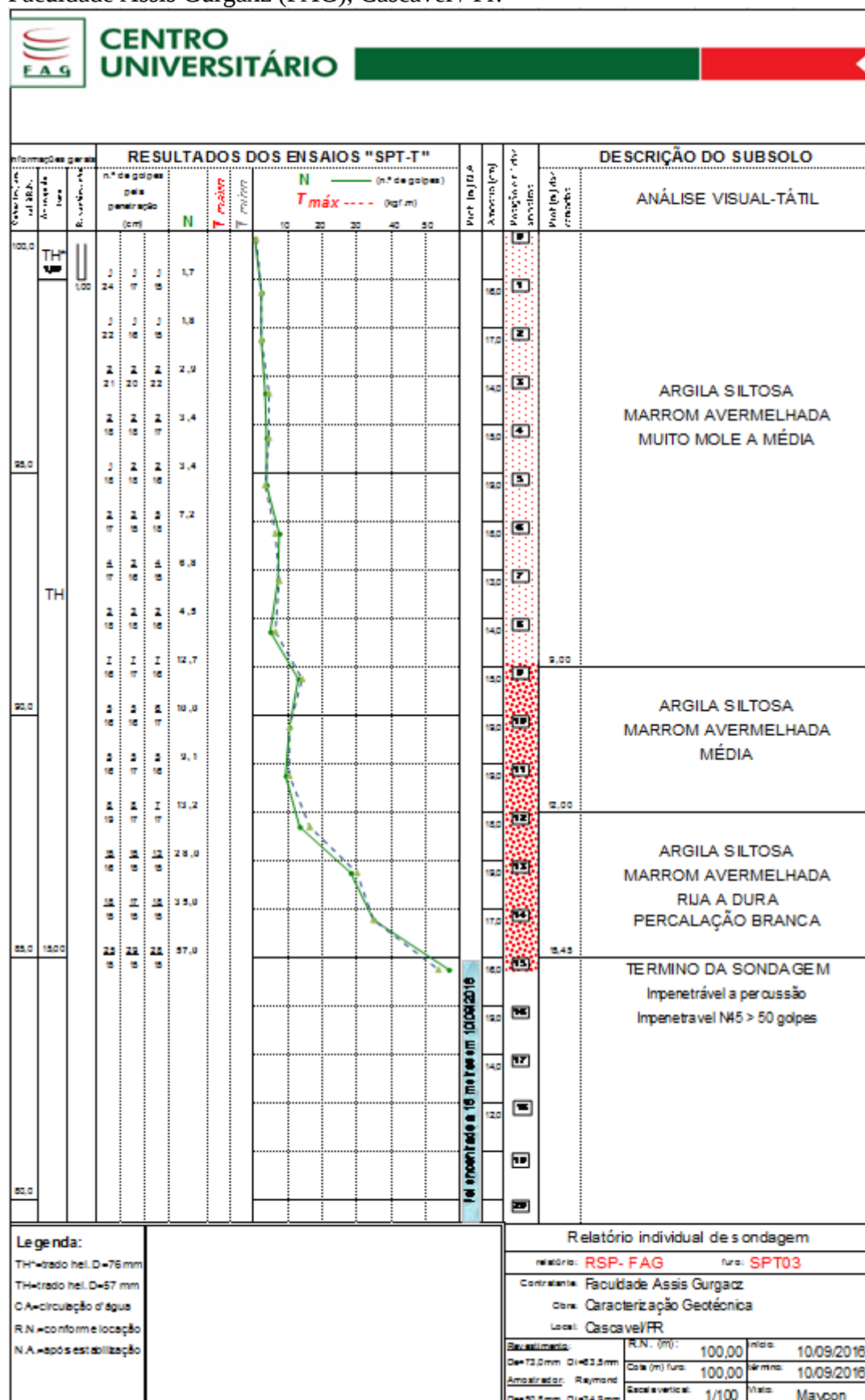
Fonte: Autor (2016)

ANEXOS

ANEXO A – Laudo de sondagem SPT01 realizada no Campo Experimental de Geotecnia da Faculdade Assis Gurgacz (FAG), Cascavel / Pr.



ANEXO C – Laudo de sondagem SPT03 realizada no Campo Experimental de Geotecnia da Faculdade Assis Gurgacz (FAG), Cascavel / Pr.



ANEXO D – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 1 metro.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

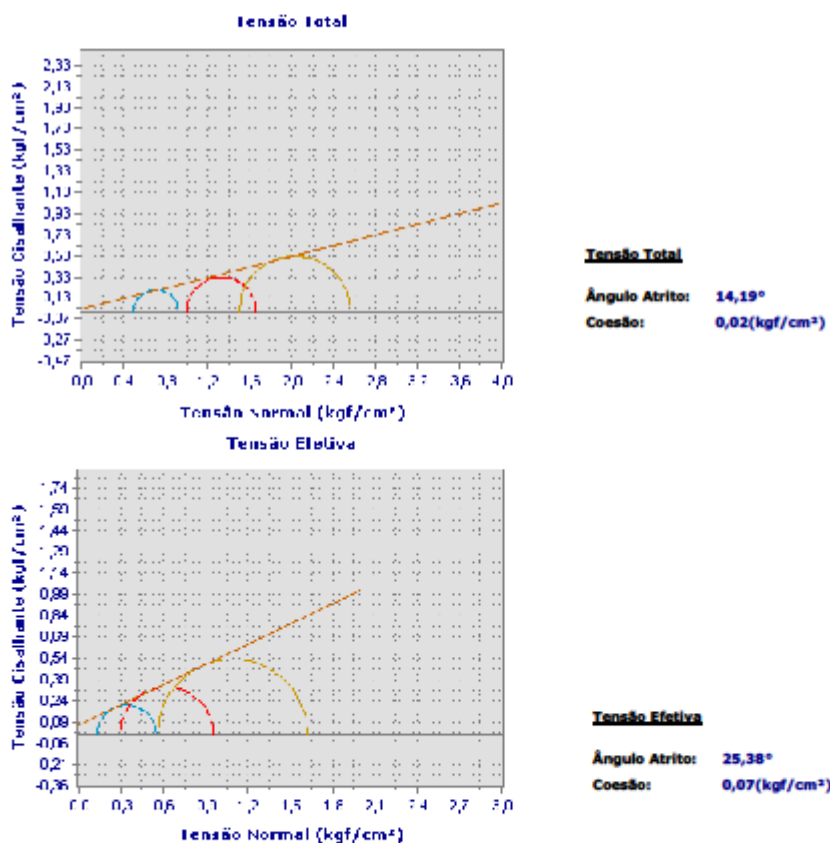
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: 1m - 01
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 05/06/2015

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
2	1,00	3,00	0,95	1,66	1,00	0,29
4	1,50	2,00	1,62	2,56	1,50	0,56
5	0,50	3,00	0,55	0,92	0,50	0,13

Gráficos dos Resultados



ANEXO E – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 2 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

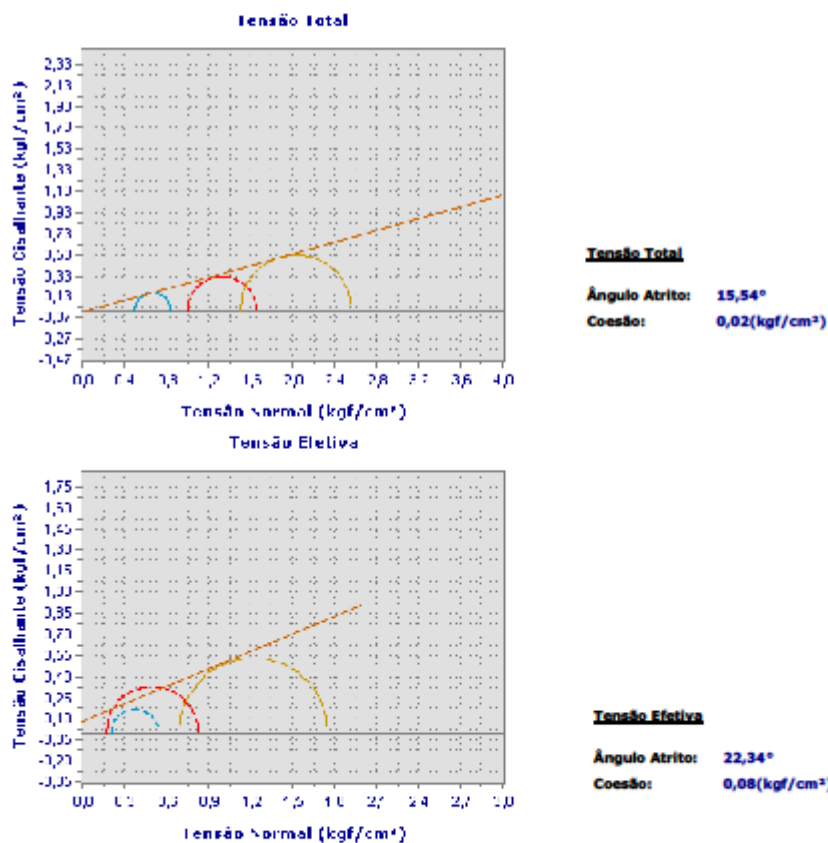
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: 2m - 02
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 10/06/2015

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
3	1,50	2,00	1,75	2,56	1,50	0,69
6	1,00	3,00	0,82	1,65	1,00	0,17
5	0,50	2,00	0,54	0,83	0,50	0,21

Gráficos dos Resultados



ANEXO F – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 3 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

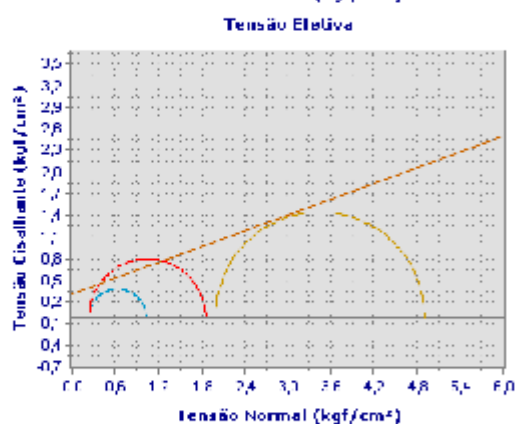
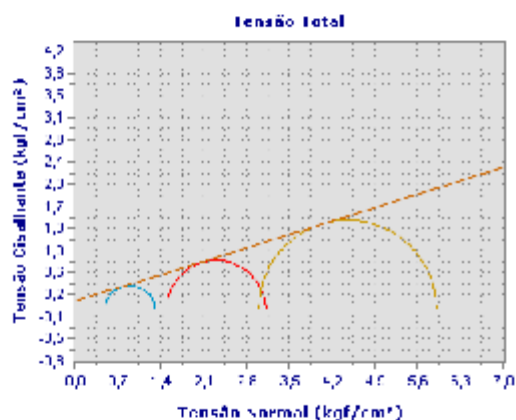
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: 3m
Condição Moldagem: Talhagem
Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
Data do Ensaio: 11/11/2015

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
2	0,50	2,00	1,04	1,30	0,50	0,24
4	1,50	2,00	1,86	3,12	1,50	0,24
6	3,00	1,00	4,91	5,92	3,00	1,99

Gráficos dos Resultados



ANEXO G – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 4 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

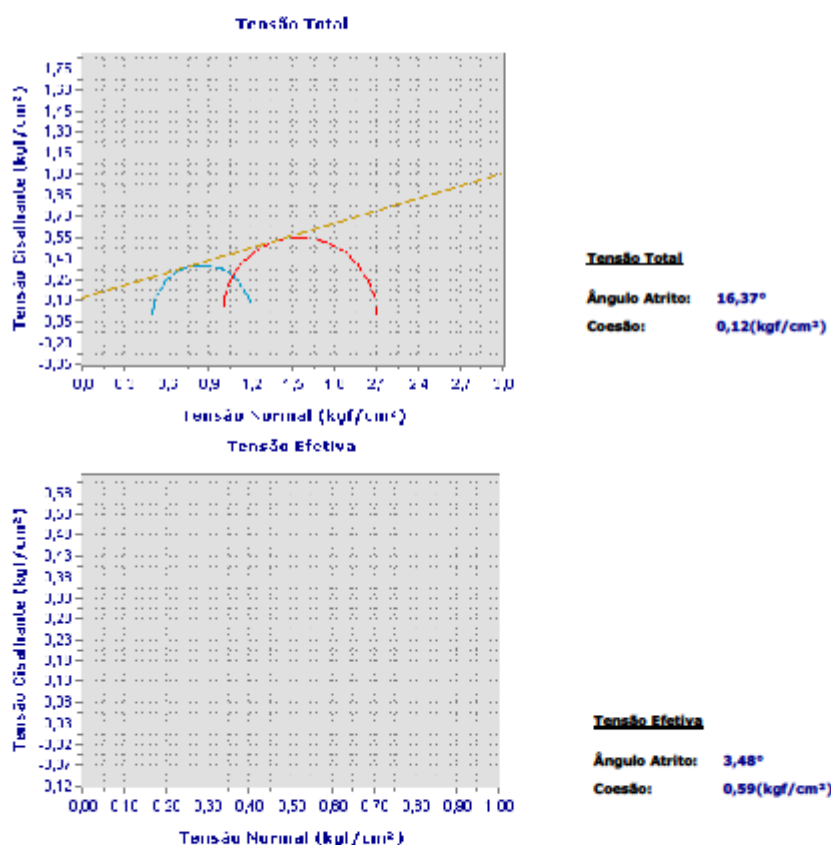
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: 4m
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 26/10/2015

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
3	0,50	2,00	-3,50	1,20	0,50	-4,20
6	1,00	2,00	-0,06	2,10	1,00	-1,16

Gráficos dos Resultados



ANEXO H – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 5 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

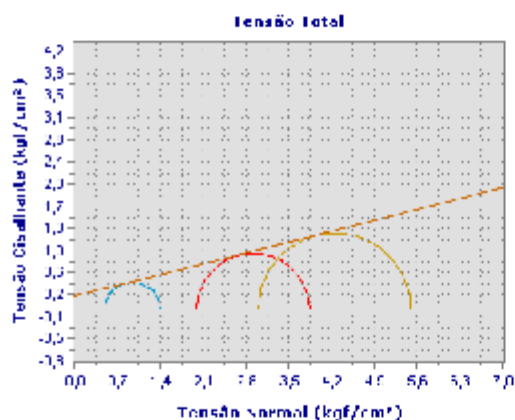
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Sm
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 03/11/2015

Informações dos Corpos de Prova

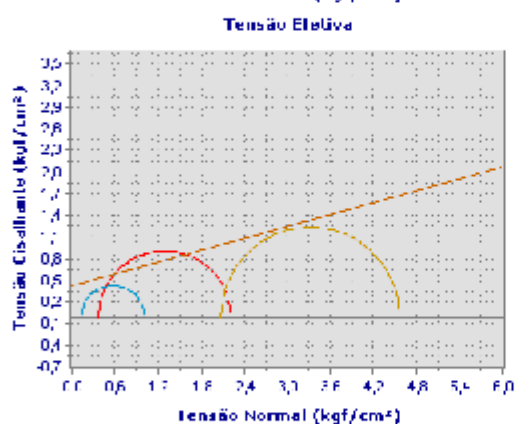
Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
4	0,50	2,00	1,02	1,39	0,50	0,13
5	2,00	2,00	2,21	3,84	2,00	0,37
6	3,00	1,00	4,57	5,50	3,00	2,07

Gráficos dos Resultados



Tensão Total

Ângulo Atrito: 14,08°
 Coesão: 0,22(kgf/cm²)



Tensão Efetiva

Ângulo Atrito: 15,34°
 Coesão: 0,43(kgf/cm²)

ANEXO I – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 6 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

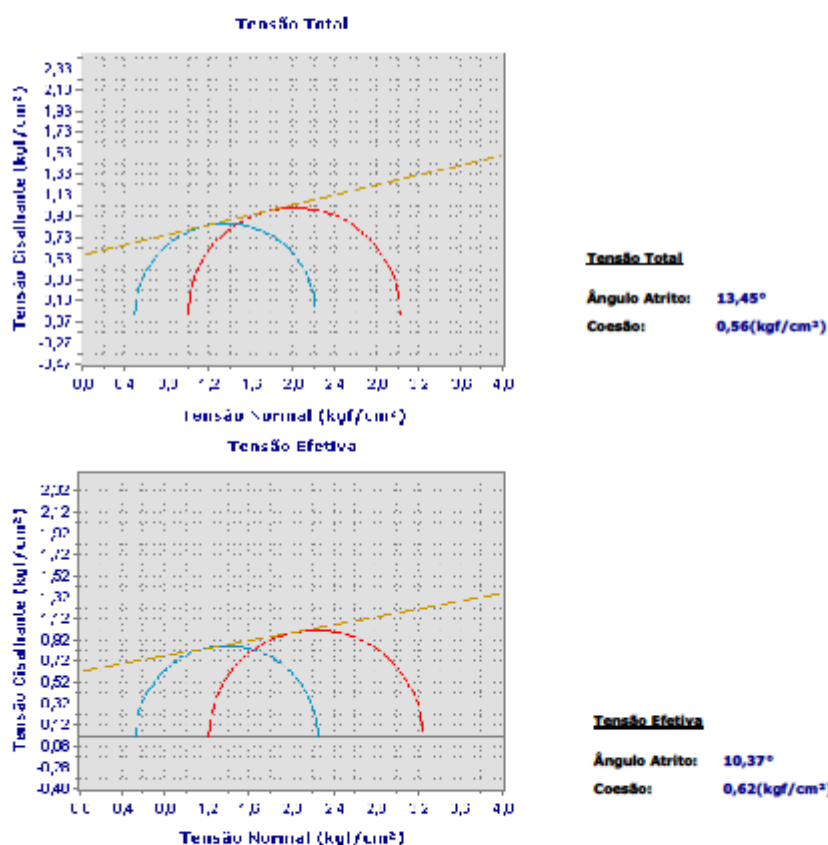
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Cota 06 metros
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 24/10/2016

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	0,50	2,00	2,25	2,22	0,50	0,53
2	1,00	2,00	3,25	3,03	1,00	1,22

Gráficos dos Resultados



ANEXO J – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 7 metros.

ANEXO K – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 8 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

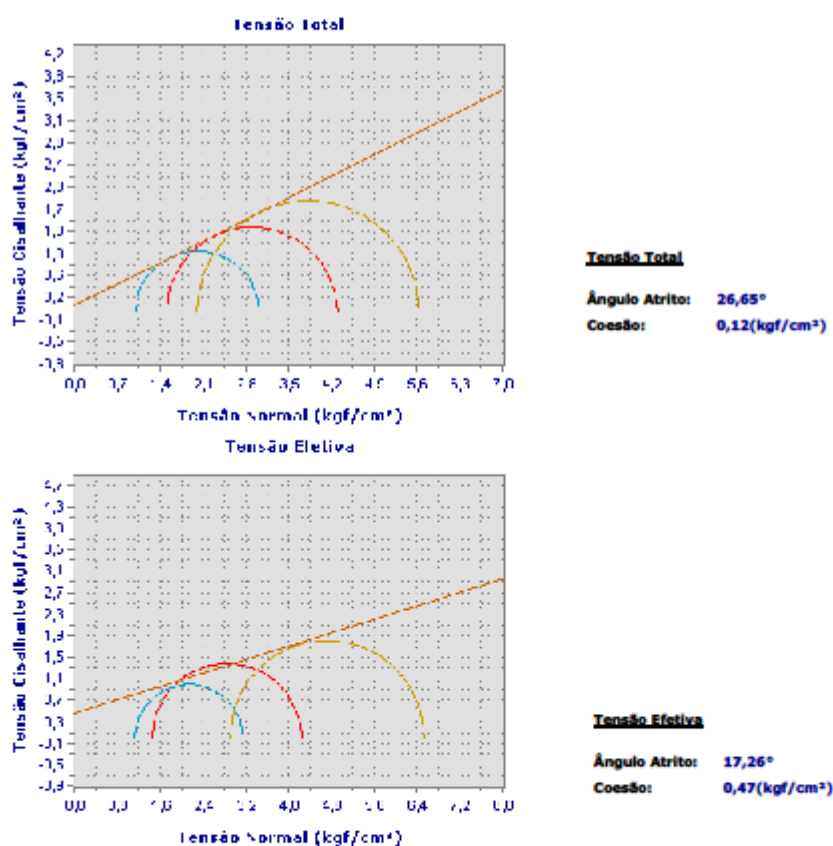
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Cota 08 metros
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 19/10/2016

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
4	1,50	2,00	4,25	4,30	1,50	1,45
5	1,00	2,00	3,15	3,02	1,00	1,13
6	2,00	2,00	6,54	5,64	2,00	2,90

Gráficos dos Resultados



ANEXO L – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 9 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

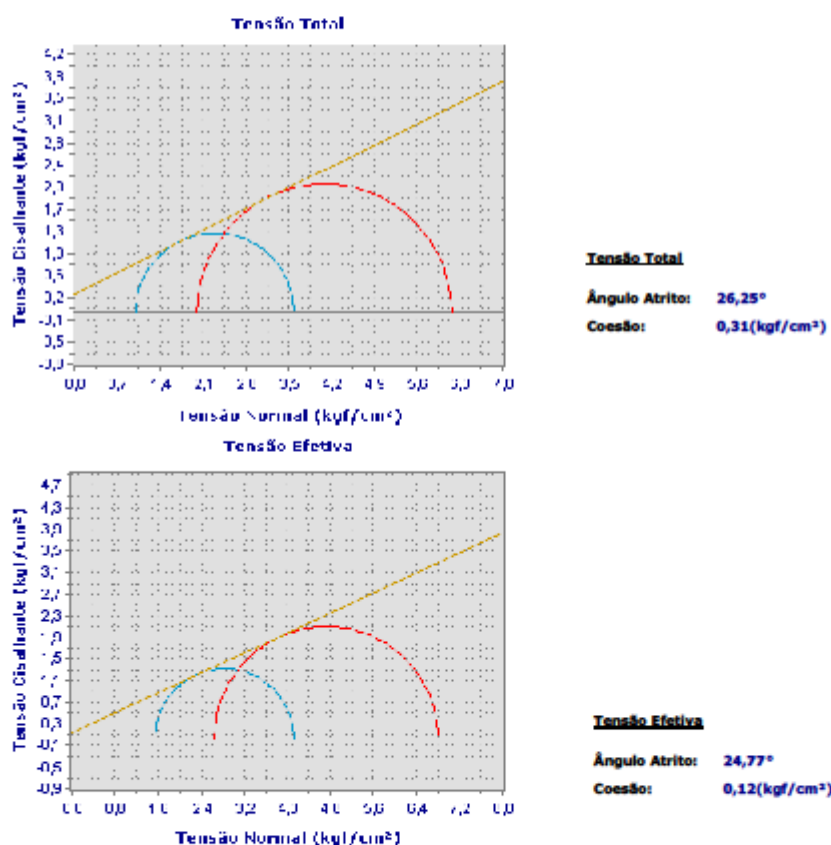
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Cota 09 metros
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 28/10/2016

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
2	1,00	2,00	4,13	3,59	1,00	1,54
4	2,00	2,00	6,82	6,18	2,00	2,64

Gráficos dos Resultados



ANEXO M – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 10 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

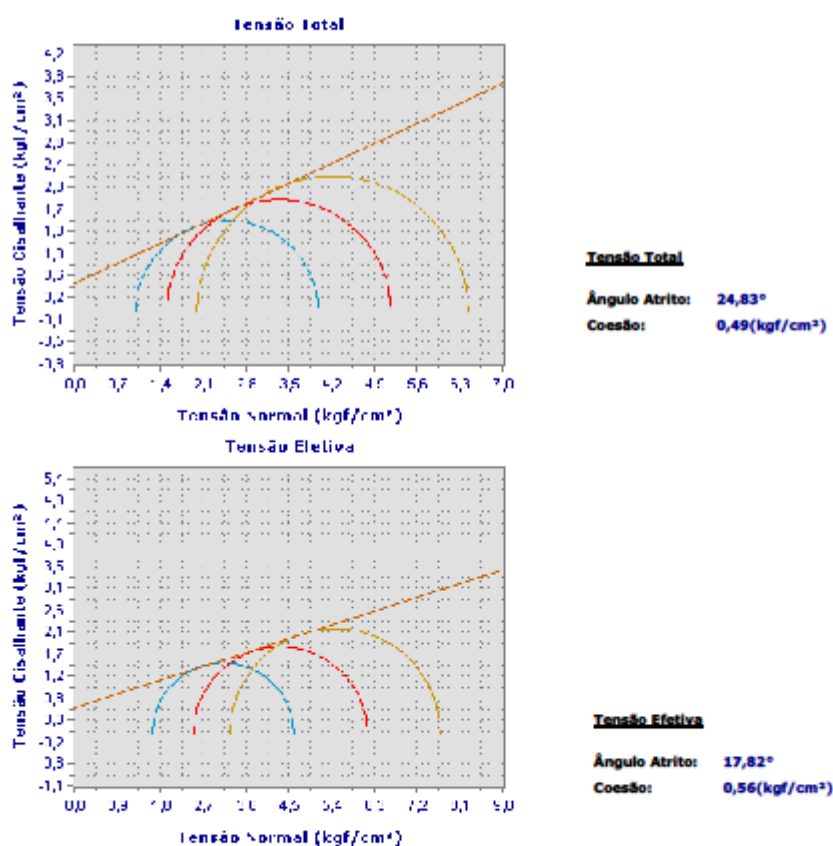
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Cota 10 metros
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 29/10/2016

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	1,00	2,00	4,62	4,00	1,00	1,62
2	1,50	2,00	6,17	5,18	1,50	2,49
3	2,00	2,00	7,71	6,45	2,00	3,26

Gráficos dos Resultados



ANEXO N – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 11 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

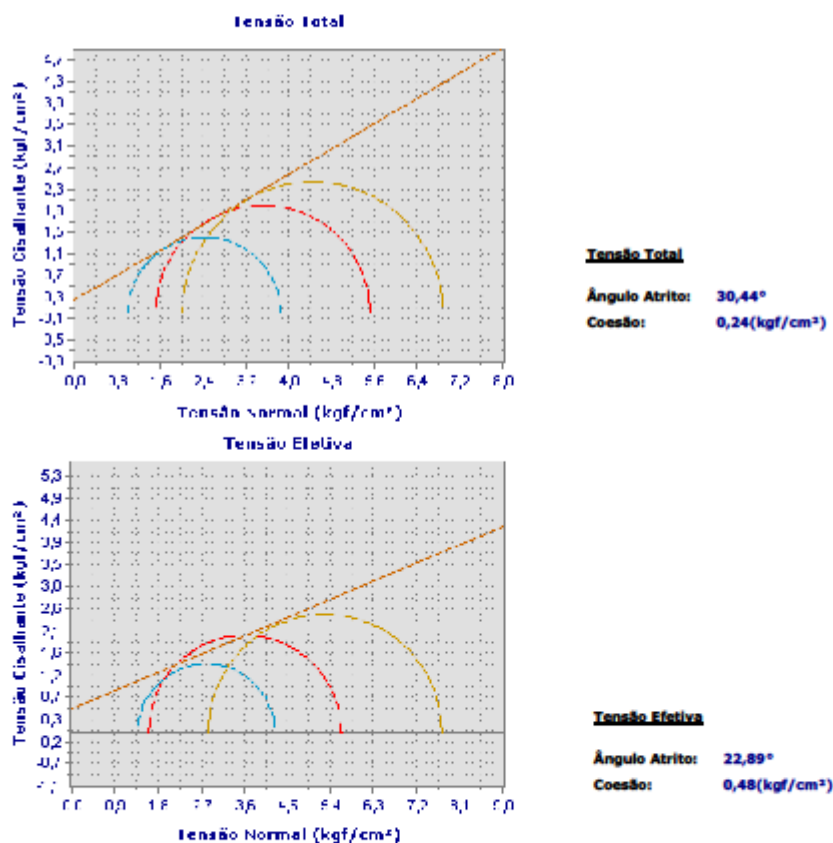
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Cota 11 metros
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 31/10/2016

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	1,00	2,00	4,24	3,86	1,00	1,38
4	2,00	2,00	7,74	6,90	2,00	2,84
5	1,50	2,00	5,63	5,53	1,50	1,60

Gráficos dos Resultados



ANEXO O – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 12 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

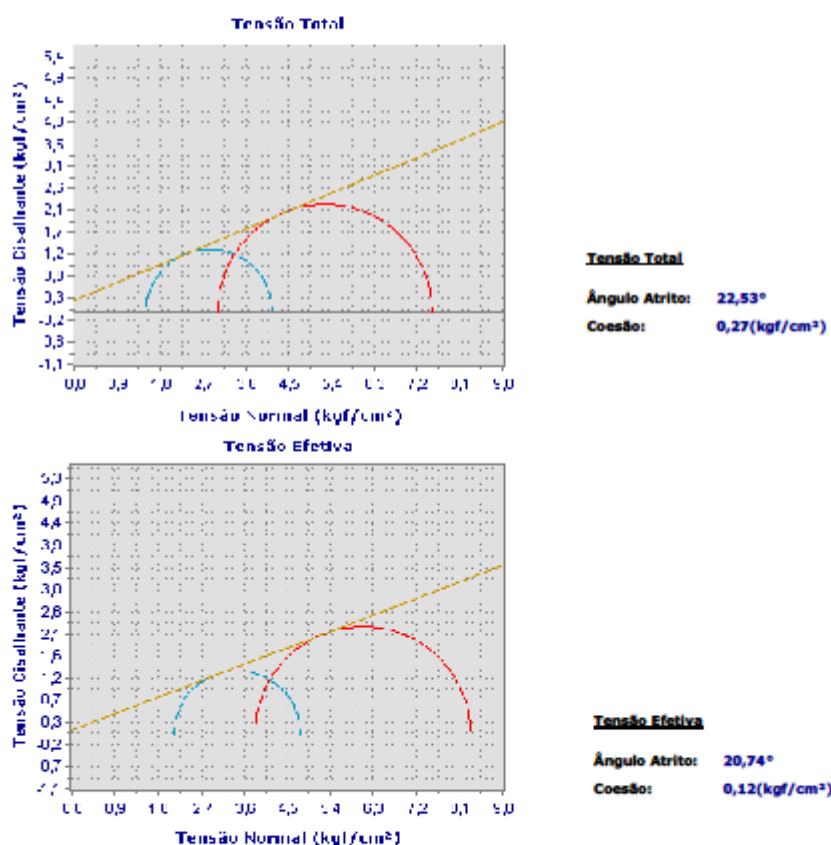
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Cota 12 metros
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 15/10/2016

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
6	3,00	2,00	8,35	7,53	3,00	3,82
4	1,50	2,00	4,79	4,17	1,50	2,12

Gráficos dos Resultados



ANEXO P – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 13 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

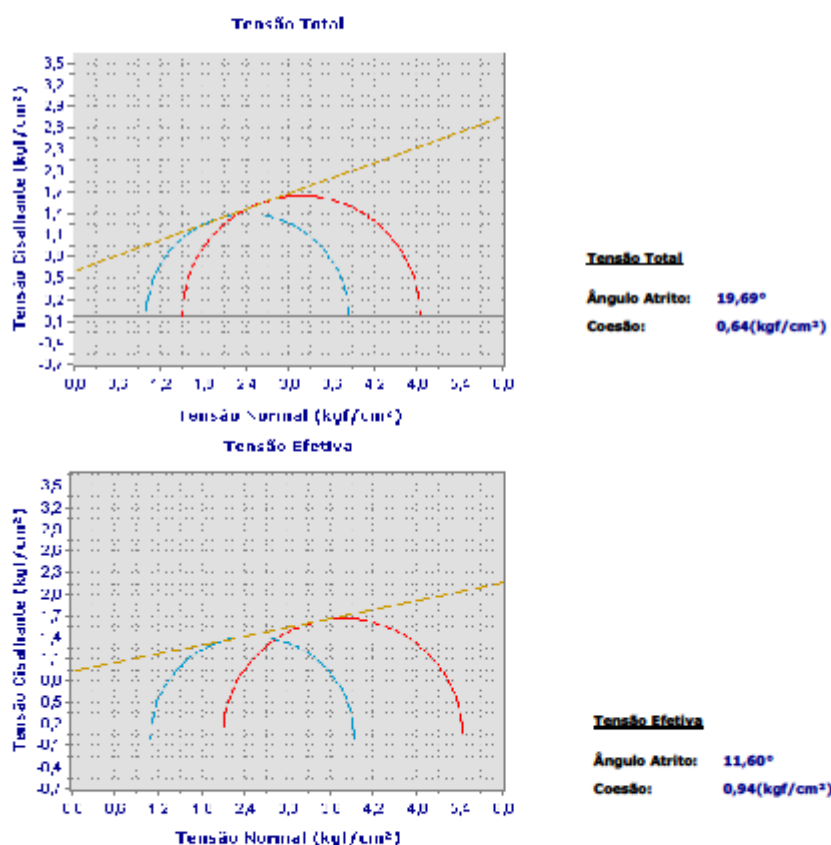
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Cota 13 metros
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 03/11/2016

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	1,00	2,00	3,94	3,85	1,00	1,09
2	1,50	2,00	5,46	4,86	1,50	2,10

Gráficos dos Resultados



ANEXO Q – Relatório de ensaios triaxiais realizados no laboratório da FAG, para a profundidade de 14 metros.



Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

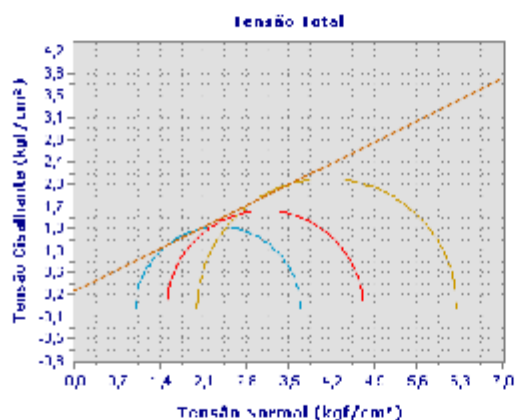
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Cota 14 metros
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, saturado, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 03/11/2016

Informações dos Corpos de Prova

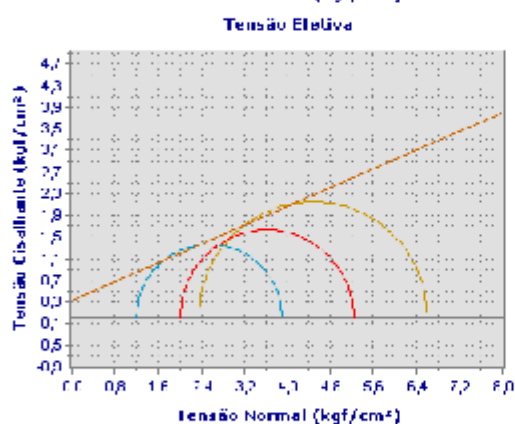
Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	1,00	2,00	3,90	3,70	1,00	1,20
2	1,50	2,00	5,24	4,73	1,50	2,01
3	2,00	2,00	6,61	6,26	2,00	2,35

Gráficos dos Resultados



Tensão Total

Ângulo Atrito: 26,24°
 Coesão: 0,32(kgf/cm²)



Tensão Efetiva

Ângulo Atrito: 23,44°
 Coesão: 0,31(kgf/cm²)