

CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

LEANDRO DA SILVA GOMES

**DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO
ARGILOSO CARACTERÍSTICO DA REGIÃO DE CASCAVEL/PR COM ADIÇÃO
DE CIMENTO**

**CASCAVEL – PR
2016**

CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

LEANDRO DA SILVA GOMES

**DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO
ARGILOSO CARACTERÍSTICO DA REGIÃO DE CASCAVEL/PR COM ADIÇÃO
DE CIMENTO**

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

Prof. Orientador: Me. Eng. Civil Maycon André de Almeida

**CASCAVEL – PR
2016**

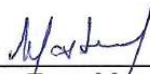
CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

LEANDRO DA SILVA GOMES

**DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO
ARGILOSO CARACTERÍSTICO DA REGIÃO DE CASCAVEL/PR COM ADIÇÃO
DE CIMENTO**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário FAG,
como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob
orientação do Professor Me. Eng. Maycon André de Almeida.

BANCA EXAMINADORA



Orientador Prof^a. Me. Eng. Maycon André de Almeida
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil



Professor Me. Eng. Guilherme Irineu Venson
Unioeste
Engenheiro Civil



Professor Esp. Lincoln Salgado
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil

Cascavel, 11 de Novembro de 2016

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais José de Lima Gomes (*in memoriam*) e Cleusa da Silva Gomes, pela dedicação e exemplo de vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por sempre me iluminar nos momentos difíceis.

Agradeço a minha mãe Cleusa, por todo amor, confiança e apoio financeiro, que foram fundamentais para todas as minhas conquistas.

Ao meu irmão Matheus, por acreditar em mim.

A minha tia Ginaldi e meus primos Rosemeire, Edilson, Reinaldo e Zulmira, pelos bons conselhos e motivação durante os meus estudos.

Aos meus primos, tios e avós, pela amizade e companheirismo durante toda minha trajetória.

Agradeço ao meu orientador, professor Maycon André de Almeida, pela inspiração como mestre e excelência como profissional, e por ter disponibilizado seus funcionários para coleta de amostras do solo argiloso deformado no CEEF.

Em especial aos meus amigos Mateus, Jean e Evandro, pela amizade e companheirismo durante todo o curso, aos quais quero levar para sempre.

A minha amiga Mileni, que conheci durante a pesquisa, pelo companheirismo, motivação e suporte durante a elaboração desse trabalho.

A todos meus amigos da FAG, que fiz durante minha caminhada, entre eles Alayde, Ana Paula, Fernanda, Vilmar, Gustavo, Thiago, Magrini, Suzane, Vinicius, Konrad, Jordana.

Aos colegas da república, Gustavo, Alexandro, Luiz Eduardo, Osmar, Douglas, Guilherme e André, pela amizade e companheirismo.

Por fim, ao corpo docente da FAG, por todo o conhecimento compartilhado, e aos laboratoristas, pelo apoio e paciência durante os ensaios.

Fazendo da clareza e da realidade os princípios de trabalho de um Engenheiro consciencioso, não se pode negar que as pesquisas do solo constituem elemento valioso. São elas, somente, que possibilitam o reconhecimento exato das qualidades do subsolo e permitem prever o comportamento da obra depois de concluída.

Kollbrunner

RESUMO

O presente estudo teve como objetivo determinar a influência da adição de vários teores de cimento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo de Cascavel/PR, extraído do Centro Experimental de Engenharia da FAG, por meio de ensaios rápidos de compressão triaxial adensada em corpos de prova moldados, utilizando Proctor Normal. No estudo, foram moldados corpos de prova com adição de cimento nos teores de 5%, 10%, 15%, e 20%. A análise dos resultados dos ensaios com a mistura solo-cimento apresentou um crescimento nos parâmetros de resistência conforme aumento do teor de cimento, sendo que a adição de 20% em massa de cimento obteve o melhor resultado de resistência ao cisalhamento, como já previamente esperado, de 570% sobre a resistência *in natura* do solo. Este trabalho, a partir dos resultados obtidos, comprova que o cimento atua como um ligante hidráulico unindo as partículas do solo e proporcionando um ganho de resistência ao cisalhamento e durabilidade, o que o torna um material de construção que pode solucionar problemas de projetos de engenharia em solos que não apresentem os requisitos solicitados, como se faz necessário em obras de muro de arrimo, compactação de aterros, taludes, canais, entre outros.

Palavras-chave: Resistência ao cisalhamento. Cimento Portland. Solo-Cimento. Ensaio triaxial.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ocorrência de solos lateríticos no território brasileiro	17
Figura 2 – Esquema do atrito entre dois corpos	20
Figura 3 – Transmissão de forças entre partículas de areia e de argila.....	20
Figura 4 – Critério de ruptura de Mohr.....	21
Figura 5 – Curva de compactação típica	23
Figura 6 – Ensaio de cisalhamento direto	23
Figura 7 – Envoltória de ruptura obtida do ensaio de cisalhamento direto.....	24
Figura 8 – Câmara de ensaio triaxial	25
Figura 9 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura obtida do ensaio de compressão triaxial	26
Figura 10 – Centro Experimental de Engenharia do Centro Universitário FAG	31
Figura 11 – Umidade ótima (W).....	33
Figura 12 – Destorroamento do solo com adição de cimento	33
Figura 13 – Amostra de solo seco.....	33
Figura 14 – Mistura homogênea	34
Figura 15 – Amostra com umidade ótima.....	34
Figura 16 – Equipamento para moldagem de corpo de prova.....	34
Figura 17 – Extrator de amostras.....	35
Figura 18 – Armazenados em sacos plásticos	35
Figura 19 – Equipamento triaxial	35
Figura 20 – Envoltória de Mohr-Coulomb (solo <i>in natura</i>).....	38
Figura 21 – Envoltória de Mohr-Coulomb (teor de 5% de cimento)	39
Figura 22 – Envoltória de Mohr-Coulomb (teor de 10% de cimento).....	40
Figura 23 – Envoltória de Mohr-Coulomb (teor de 15% de cimento).....	41
Figura 24 – Envoltória de Mohr-Coulomb (teor de 20% de cimento).....	42
Figura 25 – Coesão mistura solo-cimento.....	43
Figura 26 – Ângulo de atrito interno	43
Figura 27 – Tensão máxima de ruptura	44
Figura 28 – Ensaio de ruptura	45
Figura 29 – Coesão: cimento x cal	46
Figura 30 – Ângulo de atrito: cimento x cal.....	46

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Quadro de ensaios.....	30
-----------------------------------	----

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Resistencia ao cisalhamento.....	19
Equação 2 – Ângulo de atrito	19

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	12
1.1. INTRODUÇÃO	12
1.2 OBJETIVOS	12
1.2.1 Objetivo geral	12
1.2.2 Objetivos específicos.....	13
1.3 JUSTIFICATIVA	13
1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	13
1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	13
 CAPÍTULO 2	 15
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1.1 Solos	15
2.1.1.1 Os solos residuais	15
2.1.1.2 Os solos transportados ou depósitos sedimentares.....	15
2.1.1.3 Os solos orgânicos.....	16
2.1.1.4 Os solos lateríticos	16
2.1.1.5 Os solos colapsíveis.....	17
2.1.2 Adensamento	18
2.1.3 A resistência ao cisalhamento.....	18
2.1.4.1 Atrito entre partículas	19
2.1.4.2 A coesão.....	20
2.1.5 Os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb	21
2.1.6 Os ensaios laboratoriais para a determinação da resistência ao cisalhamento	22
2.1.6.1 Ensaio de compactação Proctor	22
2.1.6.2 Os ensaios de cisalhamento direto	23
2.1.6.3 O ensaio de compressão triaxial.....	24
2.1.7 O cimento Portland	26
2.1.8 Melhoramento do solo com adição de cimento	27
2.1.8.1 Reações da mistura.....	28
2.1.8.2 Dosagem	28
2.1.8.3 Viabilidade.....	29

CAPÍTULO 3	30
3.1 METODOLOGIA	30
3.1.1 Localização e caracterização da amostra.....	31
3.1.1.1 O solo.....	31
3.1.1.2 O cimento.....	32
3.1.1.3 Dosagem de cimento	32
3.1.2 Moldagem dos corpos de prova	32
3.1.3 Procedimentos de ensaio de compressão triaxial.....	35
3.1.3.1 Equipamentos.....	35
3.1.3.2 Preparação do corpo de prova.....	35
3.1.4 Ensaio de compressão triaxial.....	35
3.1.4.1 Execução do ensaio	36
CAPÍTULO 4	38
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES	38
4.1.1 Solo <i>in natura</i>	38
4.1.2 Teor de 5% de cimento.....	39
4.1.3 Teor de 10% de cimento.....	39
4.1.4 Teor de 15% de cimento.....	40
4.1.5 Teor de 20% de cimento.....	41
4.1.6 Parâmetros de coesão e ângulo de atrito das misturas solo-cimento	42
4.1.7 Análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento	44
4.1.8 Comparação entre resultados	45
CAPÍTULO 5	48
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	48
CAPÍTULO 6	49
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	49
REFÊNCIAS	50

CAPÍTULO 1

1.1. INTRODUÇÃO

O solo é o material mais estudado e empregado na área de engenharia geotécnica. Contudo, este material possui diversos tipos e características de acordo com sua localização, o que o torna muito complexo. Por isso, necessita-se cada vez mais de estudos e pesquisas para que se possa prever o seu comportamento, a fim de que se possa aplicar estes conhecimentos em diversos tipos de obras de engenharia civil, tornando-as cada vez mais estáveis.

Quando se depara com um projeto geotécnico no qual o solo natural não apresenta características que atendam os quesitos de capacidade de carga, é necessário aplicar métodos que possibilitem alterar as propriedades do solo existente a fim de viabilizar o projeto (BOSZCZOWSKI *et al.*, 2010).

A técnica da utilização do solo-cimento é utilizada com a finalidade de se obter um material geotécnico que apresente características compatíveis com as estruturas de obras de engenharia civil no geral (CONSOLI, 2003).

A adição de cimento Portland ao solo em pequenas porções se torna favorável para o melhoramento do comportamento mecânico de amostras artificialmente cimentadas, o que resulta no aprimoramento das características de resistência do material (ISMAIL, 2007).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Analisar a influência da adição de cimento, nos teores de 5%, 10%, 15% e 20% na resistência ao cisalhamento de uma amostra de solo argiloso característico da região de Cascavel/PR.

1.2.2 Objetivos específicos

- Verificar a influência, nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, que a adição de cimento proporciona ao solo estudado;
- Comparar a influência da adição de cimento com relação à adição de cal hidratada na resistência ao cisalhamento do mesmo solo.

1.3 JUSTIFICATIVA

Devido ao grande número de edifícios que demandam cada vez mais subsolos, se torna necessário proporcionar um melhoramento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo local a fim de que se tornem cada vez mais viáveis, barateando, assim, os custos de contenções para suportar carregamentos. Em determinados locais onde se encontram solos com baixa capacidade de carregamento ou baixa resistência ao cisalhamento, como os argilosos e siltosos, é interessante conhecer técnicas de melhoramento e novos parâmetros de coesão e ângulo de atrito a fim de que se dimensionem obras como muros de arrimo e contenções, o quais têm sido cada vez mais utilizados em terrenos acidentados.

Para isso, existem diversos materiais que são utilizados juntamente com o solo para proporcionar aumento em sua resistência. Um exemplo desses materiais e que é largamente utilizado é o cimento.

1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Qual é a influência da adição de cimento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo argiloso e laterítico característico da região de Cascavel/PR?

1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A presente pesquisa limitou-se à determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de amostras de solo retiradas do primeiro metro do Campo Experimental de Engenharia da FAG (CEEF). Foram realizados ensaios triaxiais do tipo consolidado não

drenado, utilizando corpos de prova moldados em laboratório com adição de cimento nos teores de 5%, 10%, 15% e 20%, por meio de Proctor Normal, para se verificar a variação da resistência ao cisalhamento entre os teores ensaiados.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Solos

Os solos são formados devido à decomposição de rochas, sendo as suas partículas um subproduto do processo de decomposição físico-química e consequente alteração mineralógica das rochas de origem. Estes processos levam à formação de uma mistura de partículas muito pequenas que se diferem pela sua composição química e pelo seu tamanho (PINTO, 2006).

2.1.1.1 Os solos residuais

Os solos residuais são solos formados pela decomposição da rocha de origem, formados basicamente pela sua decomposição e desagregação, sem ocorrência de transporte de materiais de outras localidades durante sua formação (AZEVEDO, 2010).

Nos lugares onde predominam tais solos, é possível encontrar materiais com granulometria bem graduada, pois o material encontrado constitui-se de grãos, médios e finos, sem que ocorra a predominância de algum dos tipos (AZEVEDO, 2010).

2.1.1.2 Os solos transportados ou depósitos sedimentares

As partículas de determinado tipo de solo podem ser retiradas do seu local de origem por algum agente erosivo, transportadas e depositadas ou sedimentadas. Este acúmulo de partículas de sedimentos recentes é chamado de solo transportado (MACIEL FILHO, 1997).

Esse tipo de solo é subclassificado de acordo com a forma de transporte ocorrida, podendo ser dos seguintes tipos: aluvionares – solos transportados pela água; eólicos – solos transportados pelo vento; colúvionares – solos deslocados pelo próprio peso e pela ação da chuva, e que geralmente estão depositados em encostas; e glaciais – transportados por geleiras

dando origem aos *drifts* (BUENO e VILAR, 1979).

2.1.1.3 Os solos orgânicos

Os solos orgânicos são solos que contêm uma quantidade significativa de matéria provinda das várias fases de decomposição animal e vegetal. São solos muito comuns em areias finas e argilas e, portanto, são simples de ser identificados pelo seu odor característico e pela sua cor escura (PINTO, 2006). Ademais, esse tipo de solo é comumente encontrado em locais característicos, como em áreas adjacentes aos rios, baixadas litorâneas e em depressões continentais (BUENO e VILAR, 1979).

Na construção civil, são considerados solos muito problemáticos por serem muito compreensíveis, uma vez que apresentam uma elevada quantidade de vazios e possuem uma baixa capacidade de suporte (PINTO, 2006).

2.1.1.4 Os solos lateríticos

Os solos lateríticos são típicos de regiões tropicais úmidas e evoluem a partir do intemperismo e da predominância de clima quente, com regime de chuvas moderado a intenso. Estes solos são formados por argila constituída de minerais cauliníticos e apresentam um elevado teor de óxido de ferro e hidróxido de alumínio, que são responsáveis pela sua coloração avermelhada (PINTO, 2006).

No meio ambiente, os solos lateríticos são geralmente encontrados com característica física não saturada e com índice de vazios elevado. Devido a essas características, tais solos apresentam baixa capacidade de suporte em seu estado natural, mas, se compactados corretamente, sua capacidade de suporte aumenta consideravelmente, sendo muito utilizados em aterros e em obras de pavimentação. Após compactados, estes solos sofrerão contração se seu teor de umidade diminuir, mas não irão expandir na presença de água (PINTO, 2006).

Segundo Nogami e Villibor (1995), no Brasil, o solo laterítico é encontrado em cerca de 65% da extensão territorial (Figura 1), sendo que este tipo de solo está também presente na região oeste do Estado do Paraná.

Figura 1 – Ocorrência de solos lateríticos no território brasileiro



Fonte: Nogami e Villibor (1995)

2.1.1.5 Os solos colapsíveis

Os solos colapsíveis são caracterizados como solos não saturados, com estrutura porosa e partículas ligadas por pontes de argila, colóides, óxidos de ferro, etc., e que, ao serem solicitados por cargas, depois de umedecidos, reduzem consideravelmente seu índice de vazios provocando uma súbita deformação (BASTOS, 1999).

Estes solos são comumente encontrados em regiões de clima tropical onde processos pedogenéticos e geoquímicos atuam intensamente (GUTIERREZ, NÓBREGA e VILAR, 2004).

No Brasil, foram encontrados e estudados solos colapsíveis em vários estados, como

Amazonas, Bahia, Brasília, Distrito Federal, Goiás, Mato Grosso, Minas Gerais, Paraná, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e Tocantins (MEDERO, 2005).

2.1.2 Adensamento

O adensamento é a redução do volume de vazios de uma parte do solo, por causa das forças confinantes laterais, ocasionando a redução de seu volume total. As forças confinantes pressionam as partículas constituintes do solo de maneira que fiquem mais próximas entre si, expulsando as partículas líquidas e gasosas. Em um solo saturado, o adensamento se dá pela expulsão da água.

Uma das principais causas de recalques é a compressibilidade do solo, ou seja, a diminuição do seu volume sob ação das cargas aplicadas; em particular, um caso de grande importância prática é aquele que se refere à compressibilidade de uma camada de solo, saturada e confinada lateralmente. Tal situação condiciona os chamados recalques por adensamento, que alguns autores preferem denominar recalque por consolidação. (CAPUTO, 1988, p. 78).

A redução de volume em argilas saturadas acontece de forma lenta e como consequência do tempo que a água necessita para sair dos vazios do solo, devido à permeabilidade baixa da argila (PINTO, 2006).

2.1.3 A resistência ao cisalhamento

A obtenção da resistência ao cisalhamento em determinado solo é essencial para a execução e o dimensionamento de projetos de fundações geotécnicas, sendo esse o fator que limita a carga máxima que o solo pode suportar ao ser solicitado (SIMONS e MENEZIES, 1981).

Geralmente a ruptura do solo está relacionada com o fenômeno do cisalhamento, por exemplo, quando ocorre o escorregamento de talude ou a ruptura geotécnica de uma sapata. A resistência ao cisalhamento determina a tensão máxima de cisalhamento que o solo pode suportar sem que se rompa (PINTO, 2001).

De acordo com a teoria de Mohr-Coulomb (Equação 1), a resistência ao cisalhamento de determinado solo se compõe, basicamente, de dois parâmetros que influenciam em sua

magnitude: a “coesão” e o “ângulo de atrito” entre as partículas.

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

Em que:

τ = resistência de cisalhamento;

c = coesão;

σ = tensão normal;

ϕ = ângulo de atrito.

Em solos arenosos, a resistência ao cisalhamento é proveniente quase que exclusivamente do atrito entre as partículas. Porém, nos solos argilosos, a resistência provém tanto do atrito quanto da coesão (SILVA e CARVALHO, 2007).

2.1.4.1 Atrito entre partículas

A resistência por atrito entre as partículas do solo pode ser comparada de forma semelhante a um deslizamento de um corpo qualquer em uma superfície plana e horizontal, como indicado na Figura 2, abaixo, onde N é a força vertical transmitida ao corpo, conhecida por força normal, e T é a força horizontal transmitida ao corpo para haver o deslocamento, conhecida por força tangencial. Para que haja deslocamento, T deve ser maior que a força $N \times f$, sendo f o coeficiente de atrito entre os materiais. Essa relação pode ser descrita de acordo com a Equação 2 (PINTO, 2006).

$$T = N \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (2)$$

Em que ϕ é o ângulo de atrito, sendo o ângulo formado pela resultante das duas forças com a força normal.

Figura 2 – Esquema do atrito entre dois corpos



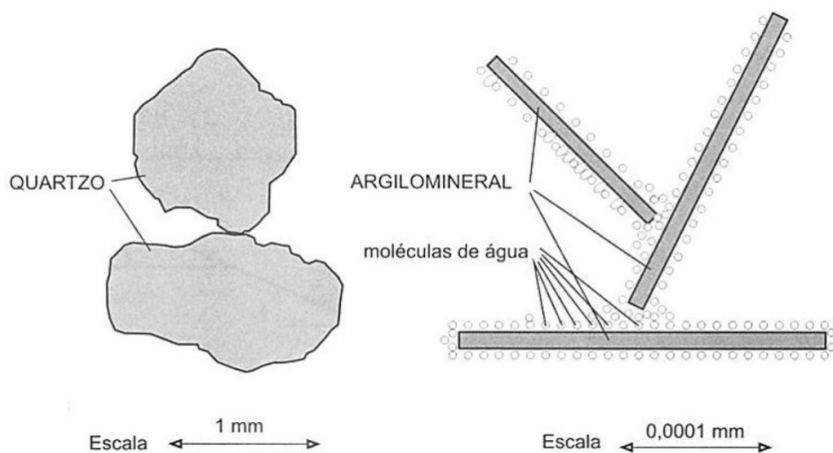
Fonte: Pinto (2006)

O ângulo de atrito interno é o ângulo formado pela resultante das duas forças com a força normal. Pode ser também compreendido como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a força normal ao plano de corte sem que haja deslizamento.

2.1.4.2 A coesão

A resistência ao cisalhamento dos solos está fortemente ligada ao atrito entre as partículas. Porém, existe também a atração química entre as partículas que pode provocar uma resistência sem que haja acréscimo de tensão, como se um agente ligante tivesse sido aplicado entre os dois corpos, conforme demonstrado na Figura 3 (PINTO, 2006).

Figura 3 – Transmissão de forças entre partículas de areia e de argila



Fonte: Pinto (2006)

Existem dois tipos de coesão: real e aparente. A coesão real provém das forças eletroquímicas de atração das partículas de argila, enquanto a coesão aparente é resultante da pressão capilar da água contida nos solos e se comporta como se fosse uma pressão externa (CAPUTO, 1988).

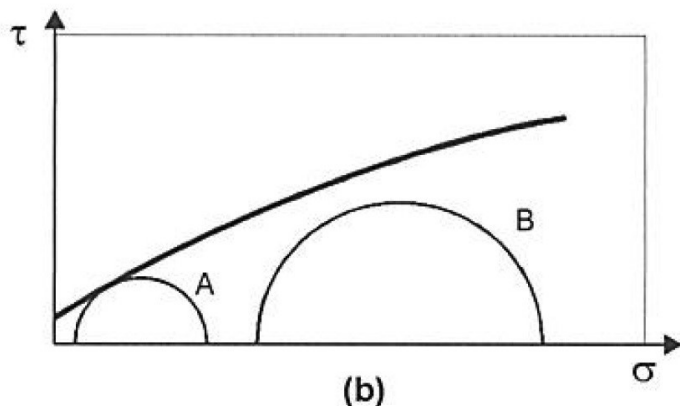
2.1.5 Os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb

A verificação do estado de tensões que causa a ruptura é a análise da resistência ao cisalhamento dos solos. Segundo Pinto (2006), o critério de ruptura que melhor evidencia o comportamento dos solos é o de Mohr-Coulomb.

O critério de Mohr pode ser entendido 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 ao estado de ruptura, observados experimentalmente para o material (PINTO, 2006, p. 263).

A envoltória de Mohr é representada na Figura 4, na qual o círculo B representa o estado de tensões em que não há ruptura, enquanto o círculo A tangencia a envoltória e indica um estado de tensões na ruptura.

Figura 4 – Critério de ruptura de Mohr



Fonte: Pinto (2006)

2.1.6 Os ensaios laboratoriais para a determinação da resistência ao cisalhamento

Para se obter a resistência ao cisalhamento de determinado solo, com corpos de provas de solo deformado como o utilizado nesse trabalho, é necessário conhecer o teor de umidade ótima que é determinado a partir do ensaio de Proctor, para que seja possível moldar tais corpos de prova sob compactação e umidade otimizados. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento que podem ser obtidos são: coesão e ângulo de atrito. Comumente são empregados dois tipos de ensaios: o ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial, que serão detalhados a seguir.

2.1.6.1 Ensaio de compactação Proctor

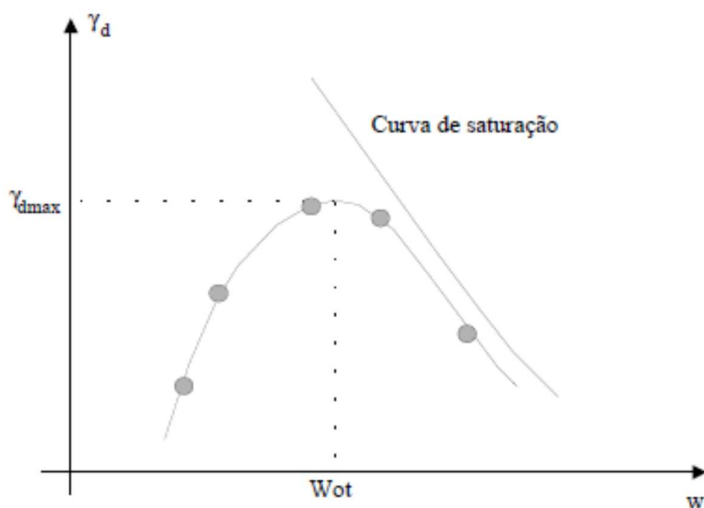
O ensaio de compactação Proctor é realizado com a intenção de se determinar a umidade ótima e o peso específico seco máximo de um solo. Este ensaio é normatizado pela NBR 7182/86 e consiste em um recipiente cilíndrico em que a amostra de solo é compactada em três camadas com a aplicação de 26 golpes com soquete de massa de 2,5 kg, que cai de uma altura de 30,5 cm de a cada camada. Com a conclusão desta etapa, o material é pesado sem ser retirado do cilindro, descontando-se o peso deste posteriormente e determinando, assim, o peso úmido. São realizadas repetições dos ensaios para diferentes teores de umidade, estipulando-se o peso específico aparente para cada um.

Ao adicionar água ao solo, sua densidade aparente aumenta até certo ponto, que é a sua umidade ótima. Se acrescentados teores de umidade maiores do que o ideal, sua densidade fica minimizada, pois o excesso de água absorve parte da energia de compactação e acaba redistribuindo-a ao sistema e afastando as partículas sólidas.

A curva de compactação é traçada com base em dados que são obtidos no ensaio de compactação para teores de umidade distintos. A umidade ótima e o peso específico seco máximo são obtidos por meio dessa curva.

Para se traçar a curva de compactação, é pertinente a determinação de ao menos cinco pontos, de modo que dois se encontrem no ramo seco à esquerda da curva (Figura 5), um esteja próximo à umidade ideal e o restante no ramo úmido à direita da curva (CAPUTO, 1983).

Figura 5 – Curva de compactação típica

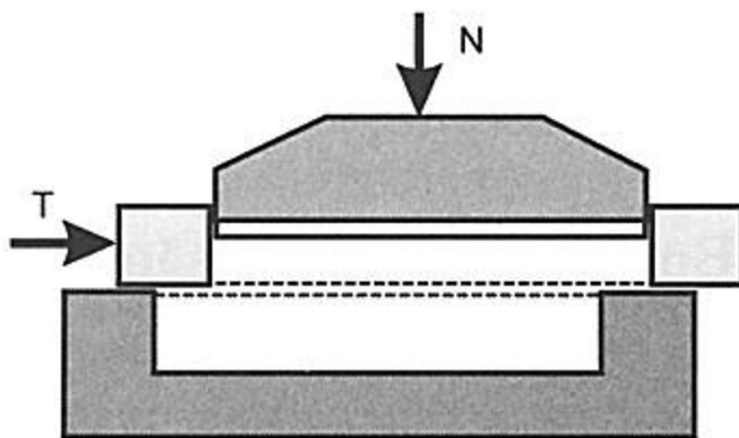


Fonte: Machado (1997)

2.1.6.2 Os ensaios de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o procedimento menos utilizado atualmente para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. Ele se baseia no critério de Coulomb. Para a realização deste ensaio é colocada uma amostra de solo com a metade inferior na caixa de cisalhamento e a metade superior dentro de um anel, conforme mostrado na Figura 6 (PINTO, 2006).

Figura 6 – Ensaio de cisalhamento direto

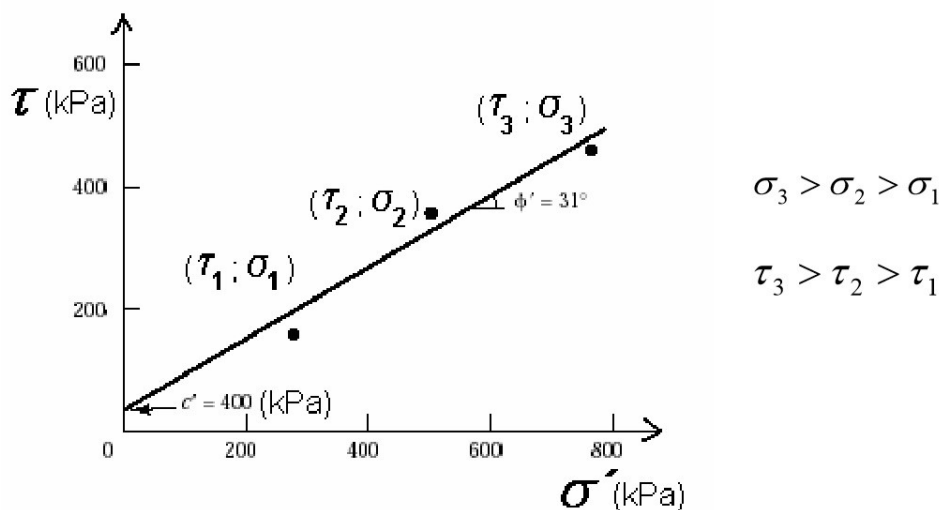


Fonte: Pinto (2006)

Inicialmente, se aplica uma força vertical N e, em seguida, sob uma velocidade determinada pela caixa de cisalhamento, é medida a força horizontal T . O valor de T aumenta gradativamente e simultaneamente é medido o deslocamento horizontal do anel em relação à caixa de cisalhamento. As forças T e N , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que a ele correspondem (CAVALCANTE, 2006).

São comumente realizados três ensaios com tensões N (normais) diferentes, por exemplo, $0,5 \text{ kgf/cm}^2$, $1,00 \text{ kgf/cm}^2$ e $2,00 \text{ kgf/cm}^2$, e coletam-se os pares de tensões $(\sigma; \tau)$ para cada corpo de prova. Em seguida, é possível traçar a envoltória de ruptura do solo, conhecida como envoltória de Mohr-Coulomb, conforme se observa na Figura 7 (CAVALCANTE, 2006).

Figura 7 – Envoltória de ruptura obtida do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Cavalcante (2006)

2.1.6.3 O ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial é o mais utilizado hodiernamente devido à facilidade de seus equipamentos, sendo que é possível a impermeabilização total da amostra, o controle absoluto de drenagem e também a coleta dos valores de pressão neutra (MARAGON, 2013).

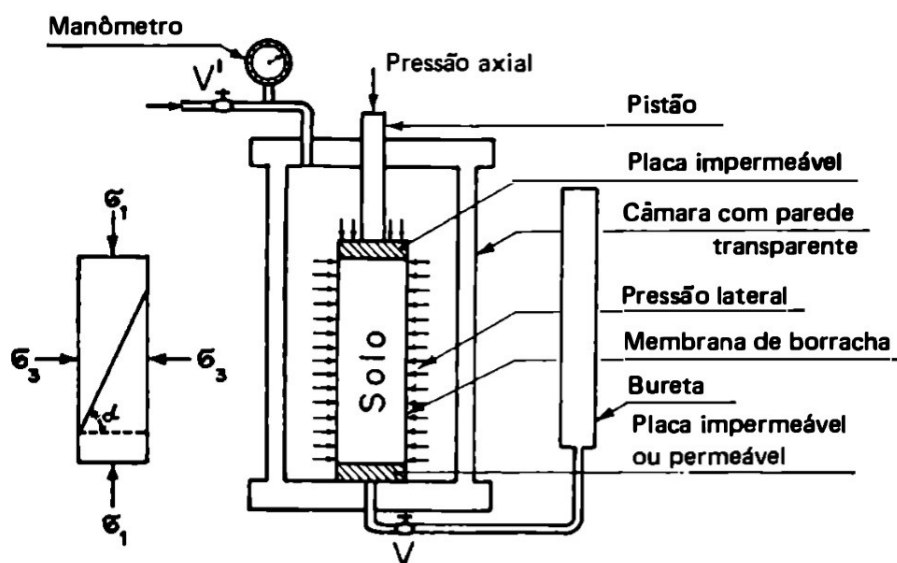
O ensaio de compressão triaxial consiste em submeter um estado hidrostático de tensões e um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo, de modo que o corpo de prova é posto dentro de uma câmara de ensaio (Figura 8) e envolvido por uma membrana de látex. Posteriormente, a câmara é enchida com água, a qual irá aplicar uma pressão chamada de

pressão confinante ou de confinamento, atuando em todas as direções, inclusive na direção vertical (PINTO, 2006).

A pressão axial é feita por meio de aplicação de força com um pistão que penetra a câmara. A tensão decorrente do carregamento axial é chamada de acréscimo de tensão inicial ou tensão desviadora (PINTO, 2006).

Durante todo o carregamento, é medido o acréscimo de tensão juntamente com a deformação vertical do corpo de prova. A deformação, ao ser dividida pela posição inicial, origina uma deformação vertical específica. A tensão causada pela pressão axial é denominada de tensão desviadora ou tensão de desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), sendo σ_1 e σ_3 as tensões principais maior e menor, respectivamente (CAVALCANTE, 2006).

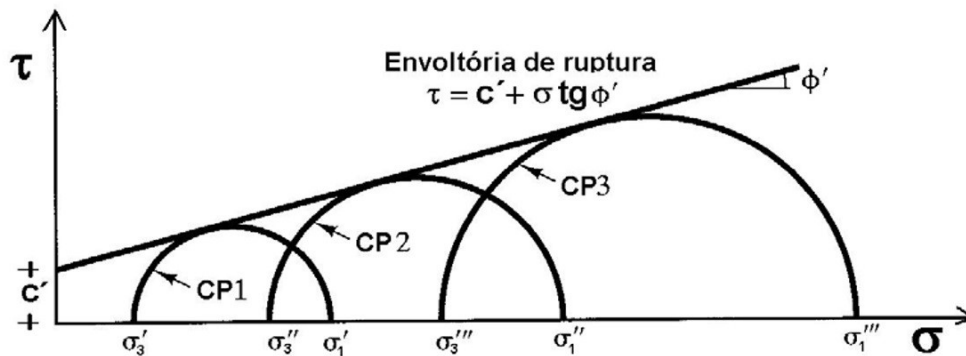
Figura 8 – Câmara de ensaio triaxial



Fonte: Caputo (1988)

A tensão desviadora é expressa em função da deformação específica, apresentando, assim, o valor máximo de ruptura. A partir deste é definido o círculo de Mohr. Com a realização de outros corpos de prova com pressão confinante distinta, é possível determinar a envoltória de resistência conforme o critério de Mohr (Figura 9).

Figura 9 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura obtida do ensaio de compressão triaxial



Fonte: Cavalcante (2006)

O ensaio de compressão triaxial convencional pode ser realizado em três modalidades, no que se refere às condições de drenagem (MARAGON, 2013). São elas:

- Ensaio adensado e drenado (CD): neste tipo de ensaio, é aplicada a pressão confinante e se espera que o corpo de prova adense e que, com isso, a pressão neutra se dissipe. Neste ensaio, as tensões totais aplicadas indicam valores de tensão efetiva, sendo que a pressão neutra é praticamente nula;
- Ensaio adensado não drenado (CU): neste ensaio aplica-se a pressão confinante e deixa-se dissipar a pressão neutra, fazendo com que o corpo de prova adense sob a pressão confinante. Em seguida, carrega-se axialmente sem drenagem. Se as pressões neutras forem medidas, a resistência, em termos de tensões efetivas, também será determinada. Este ensaio é muito utilizado, pois permite determinar a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva em um tempo reduzido em relação ao ensaio CD; e
- Ensaio não adensado não drenado (UU): este ensaio consiste em submeter à pressão confinante e posteriormente ao carregamento axial no corpo de prova, sem que se permita qualquer drenagem. Como a tensão neutra não é medida, os resultados se dão em termos de tensões totais.

2.1.7 O cimento Portland

O cimento Portland é o produto resultante da pulverização do *clinker*, que é um produto de natureza granulosa, obtido por meio da calcificação de uma mistura de materiais que é conduzida até a temperatura de sua fusão incipiente. É formado essencialmente de silicatos

hidráulicos de cálcio, com certo teor de sulfato de cálcio natural, contendo, eventualmente, adições de certas substâncias que modificam suas propriedades ou facilitam seu emprego (FALCÃO BAUER, 2001).

A partir de 1904, quando as primeiras especificações da *American Society for Testing and Materials* (ASTM) foram introduzidas, a indústria limitou-se a produzir alguns tipos de cimento, como visto abaixo (SENÇO, 1997):

- Tipo I – Cimento Portland Comum: para uso em construções de concreto nas quais as propriedades especiais para os demais tipos não são requeridas;
- Tipo II – Cimento Portland Modificado: comumente conhecido como “cimento modificado”, é caracterizado pelo moderado calor de hidratação e moderada resistência aos sulfatos. Usado em construções de concreto, quando é essencial possuir uma alta resistência à ação do tempo. Foi muito utilizado em obras de pavimentação para a execução de placas de pavimentação;
- Tipo III – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial: para obras que necessitam de alta resistência inicial;
- Tipo IV – Cimento Portland de Baixo Calor de Hidratação: para uso quando é necessário baixo calor de hidratação; e
- Tipo V – Cimento Portland Resistente aos Sulfatos: destinado ao emprego em obras nas quais a resistência às águas sulfatadas é comum.

2.1.8 Melhoramento do solo com adição de cimento

O melhoramento do solo com adição de cimento começou a ser utilizado em tratamentos de leitos de estradas e pavimentação. O propósito do emprego do melhoramento químico adicionado ao solo é se obter uma melhora significativa na resistência, na deformabilidade, na durabilidade e na permeabilidade (ANDRADE FILHO, 1989).

Tem-se conhecimento da primeira utilização do solo-cimento por um engenheiro inglês, H. E. Brook-Bradley, que aplicou o material em tratamento de leitos de estradas de para veículos propelidos por cavalos (MORAES, 1982).

Graças à relação entre a umidade e o peso específico aparente seco na compactação dos solos, descoberta por Proctor, em 1929, foi possível um maior desenvolvimento e aplicação do solo-cimento para variadas finalidades, como: pavimentação; construção de diques;

revestimento de canais, reservatórios e barragens de terra; estabilização de taludes; injeções de caldas de cimento; tijolos; blocos e paredes monolíticas (SILVA, 1983).

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), fundada em 1936, vem estudando o emprego de solo-cimento principalmente em estruturas de pavimento. Em 1939, foi empregado o uso do solo-cimento na estrada Caxambu-Areias e, desde então, foram executados no país mais de 25.000 km de estrada com essa solução (ABCP, 2016).

2.1.8.1 Reações da mistura

A cimentação entre os grãos de cimento e as partículas sólidas pode ser considerada um produto de cadeias ou elos químicos. Se a natureza do solo é coesiva e de granulometria miúda, a agregação cimento e grãos tende a formar uma matriz hexagonal, que protege e envolve as partículas finas não atingidas pela cimentação. Isso faz com que a resistência e a durabilidade do conjunto estejam ligadas pelo grau de aderência entre as partículas e na qualidade das paredes da matriz entre uma célula hexagonal e suas células adjacentes. Se a granulometria do solo for classificada como graúda, a cimentação ocorre de forma análoga a que ocorre no concreto, no qual a pasta não preenche os vazios da massa. Portanto, se a graduação do solo for fechada e não uniforme, maiores serão as áreas de contato e maior será a ação cimentante (ABCP, 1989).

O cimento é considerado um ligante hidráulico, pois a sua ativação só ocorre em contato com a água. Essa ligação faz com que o cimento una as partículas do solo. Contudo, ele não altera a estrutura dos solos com a mesma expressividade que a cal faz. A sua capacidade de melhoramento das características dos solos se dá pelo fato que o material não depende das reações com os minerais do solo (BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT, 2002).

2.1.8.2 Dosagem

A dosagem de solo-cimento é realizada por meio do ensaio de compactação, no qual uma determinada quantidade de solo, cimento e água são misturados e compactados. No entanto, como ocorre hidratação no cimento é preciso que os corpos de prova sejam moldados rapidamente (VARGAS, 1997).

A NBR 12253 é quem normatiza a dosagem de cimento para emprego como camada de

pavimento, ela se baseia nos métodos de dosagem da *Portland Cement Association* (PCA) e nos estudos obtidos nas obras executadas, com uma grande diversidade de solos, desde 1939.

2.1.8.3 Viabilidade

Baseado na experiência brasileira adquirida ao longo dos anos, o solo estabilizado com cimento (solo-cimento) utilizado nas bases e sub-bases restringe-se aos tipos A1, A2, A3 e A4, conforme classificação do *Highway Research Board* (HRB).

Desta forma, segundo Marques (2003) os solos siltosos e argilosos foram descartados devido a dificuldades do processo de execução. Todo tipo de solo pode, a princípio, ser estabilizado com cimento, porém, os solos finos requerem teores elevados de cimento, ou seja, maiores que 10%, tornando-se, assim, muitas vezes inadequados para fins de estabilização devido ao fator econômico. O teor de cimento adotado usualmente é da ordem de 6% a 10% (DNER, 1996).

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

A pesquisa desenvolvida neste trabalho trata de analisar influência do cimento Portland no melhoramento químico do solo, por meio do ensaio de compressão triaxial, o qual apresentará parâmetros tais como: resistência ao cisalhamento; e coesão e ângulo de atrito entre as partículas.

O solo utilizado neste experimento foi coletado em amostras deformadas, no Centro Experimental de Engenharia da FAG (CEEF), e, posteriormente, foram realizados os ensaios com adição de teores variados de cimento, a fim de compará-los com os parâmetros do solo *in natura* e também com o solo melhorado com adição de cal hidratada, realizado por Volpato (2015).

O ensaio utilizado na pesquisa foi o ensaio triaxial consolidado não drenado (CU). Para cada teor foram ensaiados três corpos de prova, com pressões de confinamento (σ_3) diferentes, sendo esta pressão a diferença entre a pressão externa e interna atuantes no corpo de prova durante o ensaio (Quadro 1).

Quadro 1 – Quadro de ensaios

Teor	Corpo de Prova	Pressão externa (kgf/cm ²)	Pressão interna (kgf/cm ²)	Pressão de confinamento (kgf/cm ²)
5%	CP1	5	4	1
	CP2	5	3	2
	CP3	5	2	3
10%	CP1	5	4	1
	CP2	5	3	2
	CP3	5	2	3
15%	CP1	5	4	1
	CP2	5	3	2
	CP3	5	2	3
20%	CP1	5	4	1
	CP2	5	3	2
	CP3	5	2	3

Fonte: Autor (2016)

Já existem pesquisas realizadas sobre o melhoramento do solo da região de Cascavel/PR, com o solo extraído do CEEF, tais como os ensaios de compressão triaxial de Volpato (2015), que realizou o estudo do melhoramento da resistência ao cisalhamento do solo

com adição de cal hidratada, e o ensaio de *California Bearing Ration* (CBR) realizado por Sidney (2016), a fim de analisar de suporte do solo estabilizado quimicamente com a adição de cal hidratada.

3.1.1 Localização e caracterização da amostra

3.1.1.1 O solo

Para a realização dos ensaios foi utilizado o solo do Centro Experimental de Engenharia da Fundação Assis Gurgacz (Figura 10). O sistema de classificação rodoviário o classifica no grupo A-7, que corresponde aos solos argilosos plásticos de granulometria muito fina.

Trata-se de um solo residual proveniente da rocha basáltica e, de acordo com sua granulometria, é classificado predominantemente como solo argiloso, já que praticamente 59% de suas partículas são compostas por argila (DAMIN, 2012).

Figura 10 – Centro Experimental de Engenharia do Centro Universitário FAG



Fonte: Google Maps (2016)

3.1.1.2 O cimento

O cimento utilizado na realização dos ensaios foi o cimento Portland CP II Z 32 R, que é largamente utilizado em obras de pavimentação com melhoramento de solo. Sua constituição é de 14% em massa de material pozzolânico, que confere ao cimento maior impermeabilidade, durabilidade e resistência a agentes agressivos (ABCP, 2016).

Este material atinge cerca de 80% da sua resistência aos sete dias de cura. Sendo assim, para a obtenção de melhores resultados da mistura solo-cimento, os ensaios de compressão triaxial foram executados após o tempo de cura dos corpos de prova.

3.1.1.3 Dosagem de cimento

No Brasil, o solo-cimento é comumente utilizado para emprego como camada de pavimento. Sua dosagem é normatizada pela NBR 12253, a qual se restringiu aos tipos de solo A1, A2, A3 e A4, sendo que os solos siltsos e argilosos foram excluídos devido à dificuldade no processo de execução (MARQUES, 2007)

Os teores utilizados na dosagem da mistura solo-cimento foram de 5%, 10%, 15% e 20% de cimento em relação à massa do solo. Estes teores foram escolhidos tendo em vista que solos muito finos necessitam de teores maiores do que 10% de cimento.

Os teores acima de 10%, escolhidos nesse trabalho, têm o intuito de auxiliar no estudo da evolução da resistência ao cisalhamento ao longo dos acréscimos de teores de cimento, já que teores superiores a esse já são nitidamente antieconômicos para sua utilização em obras, devido ao seu alto custo. Segundo o Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), o teor de cimento adotado usualmente é da ordem de 6% a 10% (TISCOSK, 2009).

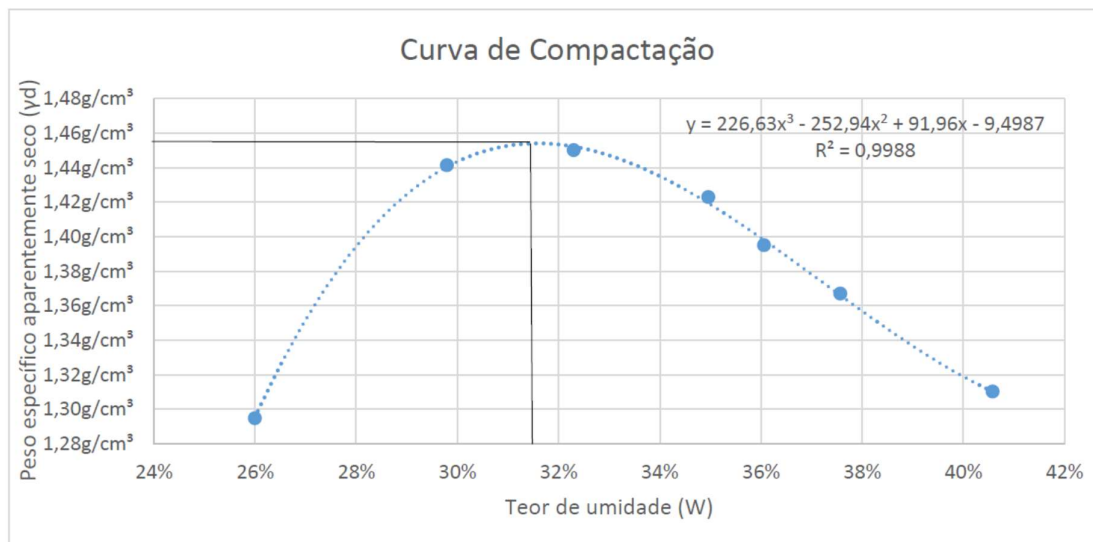
3.1.2 Moldagem dos corpos de prova

Para realizar a mistura solo-cimento, o solo foi retirado do campo experimental e, posteriormente, ficou em estufa por 24 horas, a fim de retirar a umidade natural do solo. Após perder a umidade, este foi destorroado para reduzir os grãos (Figura 12), objetivando que a mistura solo-cimento ficasse homogênea.

Anteriormente à adição de cimento ao solo, é necessário ter conhecimento da umidade

ótima de compactação. Assim, para que a moldagem dos corpos de prova ocorra corretamente, o teor de umidade ótimo é obtido por meio do ensaio de Proctor Normal, demonstrado no gráfico da curva de compactação (Figura 11) realizado por Volpato (2015).

Figura 11 – Umidade ótima (W)



Fonte: Volpato (2015)

Para realizar as adições dos teores de 5%, 10%, 15% e 20% de cimento no solo, primeiramente, para cada dosagem foram separados 2000g de solo já destorroado e sem umidade. Em seguida, retirou-se a quantidade do solo que se refere à porcentagem de cimento, a fim que a mistura solo-cimento atingisse o mesmo peso de anteriormente (Figura 13). Então, se realizou a mistura dos dois materiais até que sua coloração se tornasse uniforme (Figura 14). Por fim, foram adicionados 630g água potável, a fim que a mistura atingisse 31,5% de umidade (Figura 15).

Figura 12 – Destorroamento do solo com adição de cimento



Fonte: Autor (2016)

Figura 13 – Amostra de solo seco



Fonte: Autor (2016)

Figura 14 – Mistura homogênea



Fonte: Autor (2016)

Figura 15 – Amostra com umidade ótima



Fonte: Autor (2016)

Os corpos de prova foram moldados no conjunto de molde cilíndrico com diâmetro e altura interna de 2" e 11cm, por meio dos esforços de compactação do soquete pisoteador de *Harvard miniature* (Figura 16). A mistura de solo-cimento foi fracionada em 7 camadas e foram aplicados 50 golpes para cada, de acordo com manual (CONTENCO, 2009), a fim de aplicar a mesma energia estabelecida por Proctor Normal.

Figura 16 – Equipamento para moldagem de corpo de prova



Fonte: Autor (2016)

Após a moldagem, retirou-se o cilindro espaçador e arrasou-se o topo do corpo de prova, para deixar uma superfície plana e uniforme. Então, retirou-se a base e, por fim, foi extraído o corpo de prova com o auxílio do extrator de amostras (Figura 17).

Os corpos de prova foram armazenados em sacos plásticos (Figura 18), evitando o contato com ambiente, a fim de controlar a umidade, respeitando o período de 7 dias de tempo de cura do solo-cimento de acordo com a NBR 12024.

Figura 17 – Extrator de amostras



Fonte: Autor (2016)

Figura 18 – Armazenados em sacos plásticos



Fonte: Autor (2016)

3.1.3 Procedimentos de ensaio de compressão triaxial

Após as moldagens e o término do período de 7 dias de cura, os corpos de prova foram submetidos aos ensaios de compressão triaxial. A seguir são descritos os equipamentos e procedimentos utilizados no ensaio.

Os ensaios foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos II do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz. Os materiais e os procedimentos para a realização dos ensaios estão descritos abaixo.

3.1.3.1 Equipamentos

- Anéis de borracha;
- Balança com capacidade superior a 1000g e precisão de 0,01g;
- Cabeçote;
- Câmara de compressão;
- Equipamento para ensaio de compressão triaxial (Figura 19);
- Membrana de látex e expansor de membrana;
- *Notebook* com *software PavitestTriaxial*;
- Papel filtro; e
- Pedras porosas.

Figura 19 – Equipamento triaxial



Fonte: Autor (2016)

3.1.3.2 Preparação do corpo de prova

- Posicionar o corpo de prova sobre a base da câmara triaxial, com a seguinte sequência: base da célula, pedra porosa, papel filtro, corpo de prova, papel filtro superior, pedra porosa superior e cabeçote;
- Envolver o corpo de prova com uma membrana flexível de látex;
- Fixar as extremidades da membrana, da base da câmara até o cabeçote, com os anéis de borracha;
- Conectar a saída do cabeçote à saída própria da base da câmara;
- Averiguar se o conjunto corpo de prova, pedras porosas e cabeçote estão corretamente alinhados verticalmente a base da câmara;
- Colocar sobre a base da câmara o conjunto: camisa de acrílico, tampa metálica e pistão, fixando-os corretamente a fim de estancar o fluido confinante (água);
- Encher totalmente a câmara triaxial com água, retirando todo o ar através do extravasor sobre a tampa metálica; e
- Posicionar a câmara triaxial na prensa de ensaio.

3.1.4 Ensaio de compressão triaxial

Para a realização dos ensaios de compressão triaxial nas amostras, foi escolhido o ensaio do tipo consolidado não drenado (CU).

Para cada teor de cimento foram realizados no mínimo três ensaios, com valores diferentes de pressão confinante, a fim de que os círculos de Mohr pudessem definir a envoltória de resistência como maior confiabilidade.

A ruptura dos corpos de prova ocorreu quando estes atingiram deformação axial de 20% de seu tamanho. A velocidade de ruptura escolhida foi de 0,064mm/min, o que fez com que a duração dos ensaios fosse de aproximadamente seis horas. Essa velocidade foi a escolhida, pois, segundo Gersogovich (2010), carregamentos rápidos podem gerar excesso de poropressões, as quais consequentemente poderiam causar redução da resistência ao cisalhamento.

3.1.4.1 Execução do ensaio

- Ligar o compressor de ar comprimido;
- Acionar o equipamento de controle de pressão e a prensa de compressão;
- Conectar o *laptop* ao equipamento, inicializar o *software* e realizar o teste de comunicação de todos os sensores e medidores;
- Cadastrar os ensaios com os diferentes teores de mistura, selecionando o tipo de ensaio e condição de moldagem, e cadastrar os corpos de prova em seus respectivos teores, inserindo os seus valores de altura, diâmetro e massa, e inserindo também os valores de pressão confinante e contrapressão;
- Saturar todas as mangueiras a serem conectadas à câmara triaxial;
- Zerar todos os leitores de pressão e conectar as mangueiras em suas respectivas entradas, mantendo os registros da câmara fechados;
- Inicialmente, aplicar a pressão confinante de 0,20 kgf/cm² e a contrapressão de 10kgf/cm²;
- Abrir, primeiramente, os registros da pressão confinante e, após, o registro da contrapressão;
- Abrir os registros de pressão neutra e de variação de volume, para que a água possa percolar pelo corpo de prova;
- Aumentar simultaneamente as pressões de confinamento e contrapressão, mantendo uma diferença de +0,1kgf/cm² da pressão confinante em relação à contrapressão, até atingir o

valor determinado para a contrapressão;

- Antes de se iniciar o adensamento, fechar os registros da câmara correspondentes à contrapressão, pressão neutra e variação de volume;

- No *software*, abrir a janela de adensamento, averiguar as pressões e abrir o registro da câmara ao mesmo tempo do início do adensamento;

- O adensamento só poderá ser finalizado quando a variação de volume se estabilizar;

- Após o encerramento do adensamento, fechar o registro de variação de volume e salvar os dados de variação coletados;

- No *software*, abrir a janela para ensaio de compressão triaxial, abrir os registros de contrapressão e pressão neutra, verificar se as pressões correspondem às pré-determinadas, zerar o leitor de deslocamento e de carga axial, e inserir a velocidade de ruptura;

- Iniciar o ensaio, que poderá ser finalizado antes quando houver ruptura nítida do corpo de prova, ou o *software* finalizará automaticamente quando o corpo de prova se deformar 20% de seu tamanho;

- Após o fim do ensaio, se analisam os dados obtidos.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

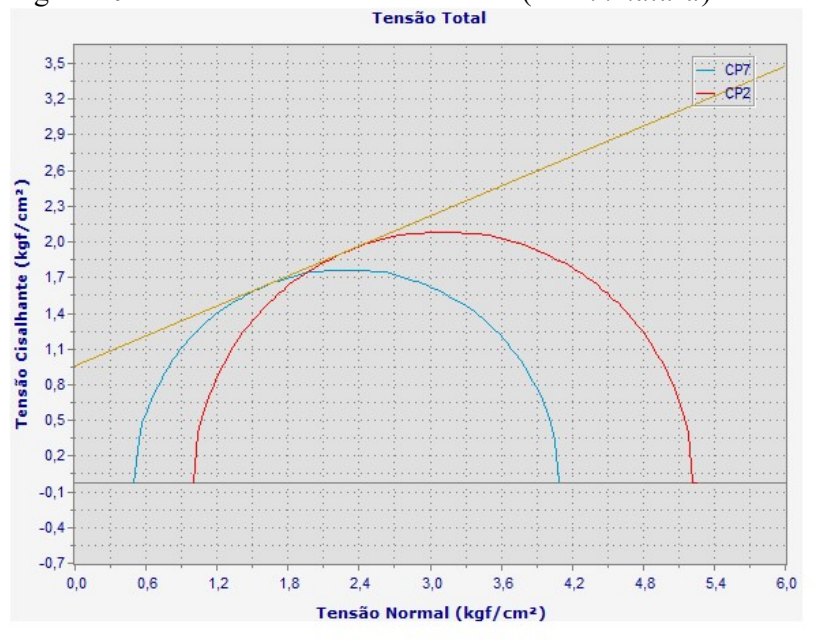
Neste capítulo estão descritos os resultados obtidos no ensaio de compressão triaxial, realizado nos corpos de prova com várias adições de cimento. Tais resultados são: coesão, ângulo de atrito entre as partículas e resistência ao cisalhamento.

4.1.1 Solo *in natura*

No ensaio realizado por Volpato (2015) com solo *in natura*, a envoltória foi determinada com apenas 2 ensaios, obtendo-se os resultados apenas para tensões totais, por não haver um controle da medida de pressão neutra durante o ensaio, o que tornou incoerentes os resultados de tensões efetivas (Figura20).

As tensões confinantes utilizadas nesse ensaio foram de $0,5\text{kgf/cm}^2$ e $1,00\text{kgf/cm}^2$. O valor da coesão obtido foi de $0,98\text{kgf/cm}^2$ e o ângulo de atrito foi de $22,76^\circ$.

Figura 20 – Envoltória de Mohr-Coulomb (solo *in natura*)



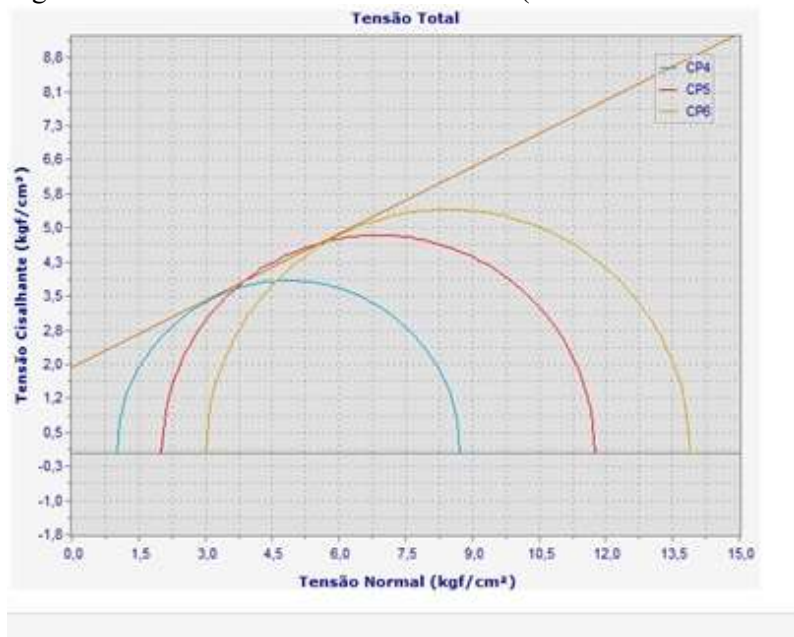
Fonte: Volpato (2015)

4.1.2 Teor de 5% de cimento

Com o teor de 5% de cimento foram executados ensaios em 6 corpos de prova. Contudo, a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb foi obtida com a combinação de 3 ensaios, como demonstra a Figura 21. As tensões confinantes utilizadas foram de 1,00kgf/cm², 2,00kgf/cm² e 3,00kgf/cm².

Com a adição de 5% de cimento no solo, a coesão aumentou 98% em relação à amostra *in natura*, enquanto o ângulo de atrito teve um acréscimo de apenas 16% em relação a mesma dosagem.

Figura 21 – Envoltória de Mohr-Coulomb (teor de 5% de cimento)



Fonte: Autor (2016)

4.1.3 Teor de 10% de cimento

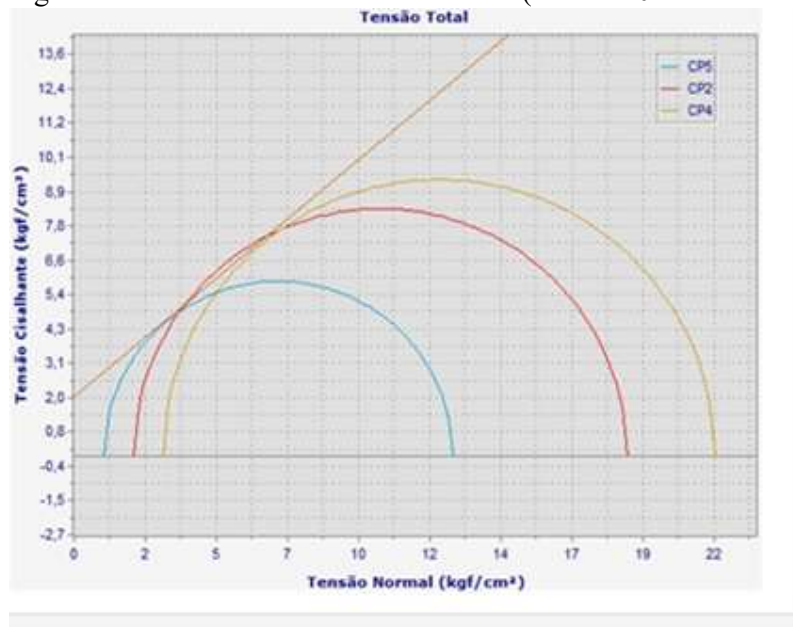
Com o teor de 10% de cimento foram executados ensaios em 5 corpos de prova. Contudo, a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, foi obtida com a combinação de 3 ensaios, como demonstrado na Figura 22. As tensões confinantes utilizadas foram de 1,00 kgf/cm², 2,00 kgf/cm² e 3,00 kgf/cm².

A adição de 10% de cimento no solo resultou num crescimento de 104% em relação ao

solo *in natura*, enquanto o ângulo de atrito teve um aumento de 75% em relação a mesma dosagem.

Comparando-se os resultados obtidos com o teor de 10% de cimento, é possível observar um pequeno aumento da coesão de 3% em relação ao teor de 5% de cimento. No entanto, o valor de ângulo de atrito teve um aumento significativo de 50%.

Figura 22 – Envoltória de Mohr-Coulomb (teor de 10% de cimento)



Fonte: Autor (2016)

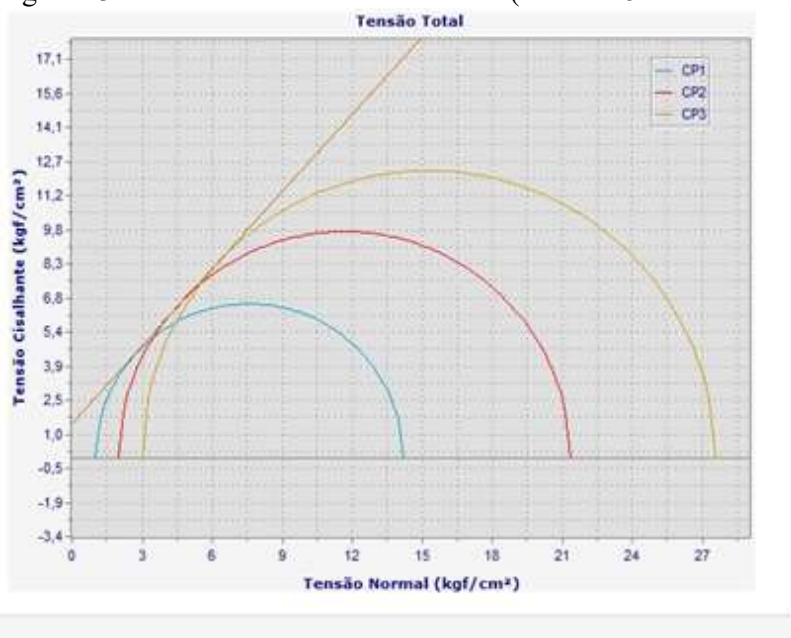
4.1.4 Teor de 15% de cimento

Com o teor de 15% de cimento foram executados ensaios em 3 corpos de prova, para obter a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, como mostra a Figura 23. As tensões confinantes utilizadas foram de 1,00 kgf/cm², 2,00 kgf/cm² e 3,00 kgf/cm².

Com a adição de 15% de cimento no solo, a coesão obteve um crescimento de 50% em relação ao solo *in natura*. Já em relação ao ângulo de atrito, houve um acréscimo de 110%.

Comparando-se o resultado da adição 15% de cimento, a coesão teve uma queda de 26% em relação ao teor de 10%. Porém, o ângulo de atrito teve um crescimento de 20%.

Figura 23 – Envoltória de Mohr-Coulomb (teor de 15% de cimento)



Fonte: Autor (2016)

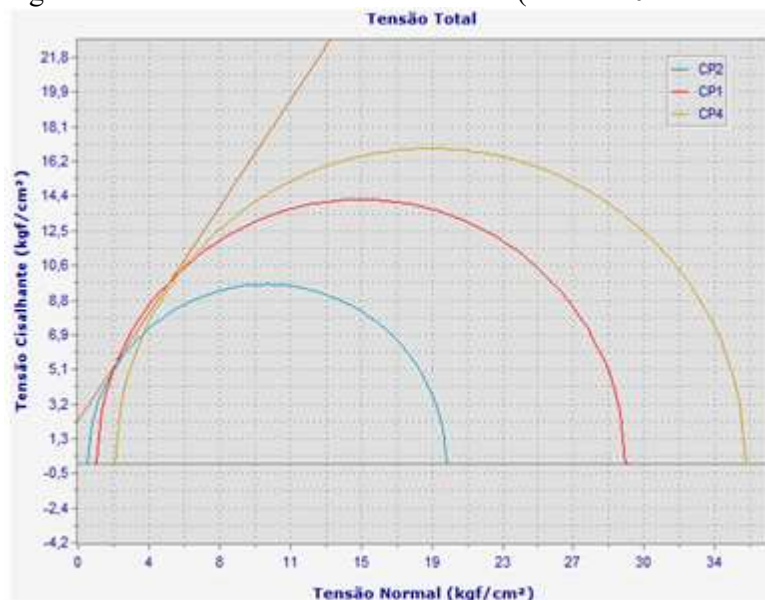
4.1.5 Teor de 20% de cimento

Com esse teor de cimento foram executados ensaios em 5 corpos de prova. Contudo, a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb foi obtida com a combinação de 3 ensaios, como se vê na Figura 24. As tensões confinantes utilizadas foram de 1,00 kgf/cm², 2,00 kgf/cm² e 3,00 kgf/cm².

Na comparação de 20% de adição de cimento, verifica-se que a coesão cresceu 138% em relação ao solo *in natura* e que o ângulo de atrito teve um crescimento de 148%.

Comparando o teor de 20% em relação à adição de 15% de cimento, percebe-se um aumento de 58% no valor da coesão e um crescimento de 18% no ângulo de atrito.

Figura 24 – Envoltória de Mohr-Coulomb (teor de 20% de cimento)

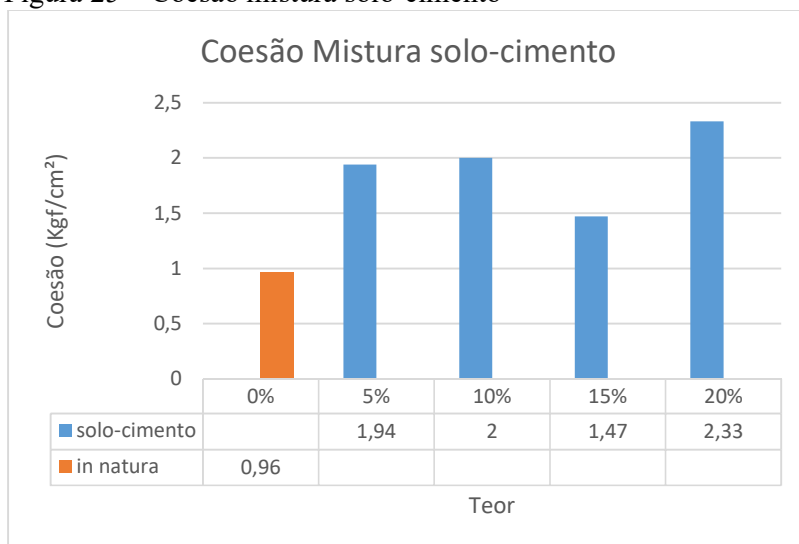


Fonte: Autor (2016)

4.1.6 Parâmetros de coesão e ângulo de atrito das misturas solo-cimento

Para os valores de coesão, pode-se observar que a evolução durante o acréscimo de teor de cimento no solo foi pequeno, de 1,94 kgf/cm² para 2,33 kgf/cm². Todavia, houve uma descontinuidade no teor de 15%, sendo que a coesão caiu para 1,47 kgf/cm². Já, comparando-se o valor de coesão do solo *in natura* com o teor de 20% de cimento, obtém-se um crescimento de 140% (Figura 25).

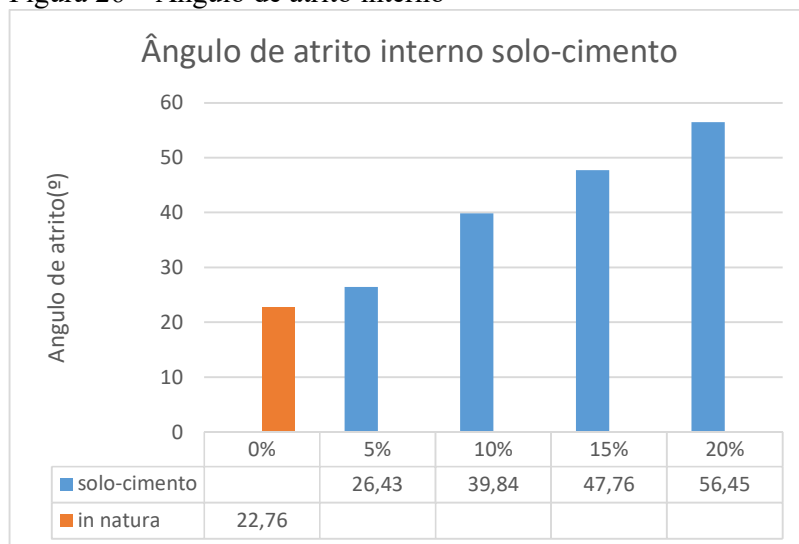
Figura 25 – Coesão mistura solo-cimento



Fonte: Autor (2016)

Nos valores encontrados para ângulo de atrito entre as partículas, pode-se observar que ocorreu um crescimento contínuo entre todos os teores analisados, com variação do ângulo de $26,43^\circ$ do teor de 5% para $56,45^\circ$ do teor de 20%. Em relação ao solo *in natura*, a adição de 20% em massa de cimento no solo obteve um crescimento de cerca de 150% (Figura 26).

Figura 26 – Ângulo de atrito interno



Fonte: Autor (2016)

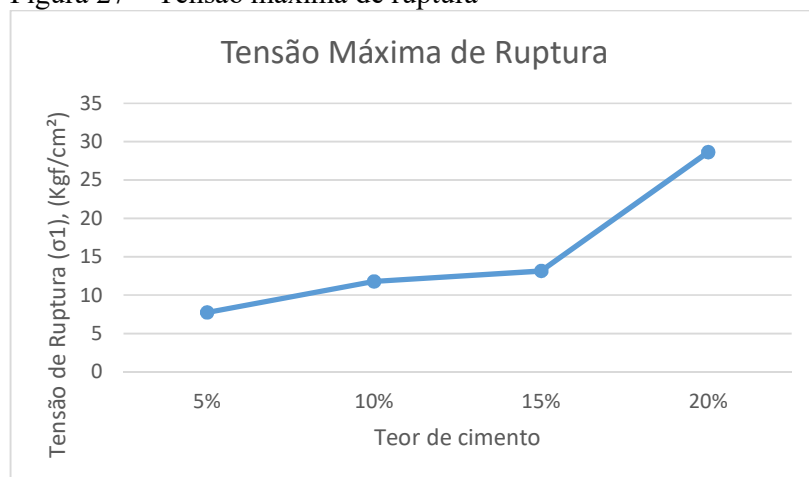
4.1.7 Análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento

A tensão máxima de ruptura é resultada pela subtração do valor da tensão confinante (σ_3) e do resultado da tensão axial (σ_1).

Para realizar a comparação da resistência ao cisalhamento entre as amostras, foram empregados apenas os dados dos corpos de prova que foram submetidos com a mesma tensão confinante de 1Kgf/cm² para o ensaio de compressão.

Verificou-se que, na curva teor de cimento x tensão de ruptura (Figura 27), os teores de 5%, 10% e 15% resultaram em um crescimento na resistência variando de 7,73 Kgf/cm² a 28,63 kgf/cm². Para o teor de 20%, foi registrado um acréscimo de resistência de 162% em relação à média de resistência dos três primeiros teores.

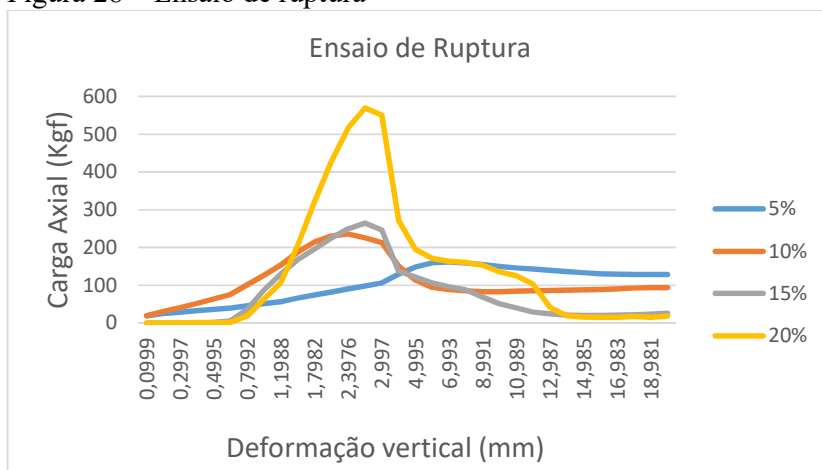
Figura 27 – Tensão máxima de ruptura



Fonte: Autor (2016)

Devido ao fato de os corpos de prova com teor de 20% de adição de cimento terem permanecido por um período maior do que 7 dias de cura, sua resistência foi significativamente maior que as amostras anteriores, gerando um pico maior de carga axial (Figura 28) e, consequentemente, um ganho de resistência (Figura 27) maior que os demais ensaios.

Figura 28 – Ensaio de ruptura



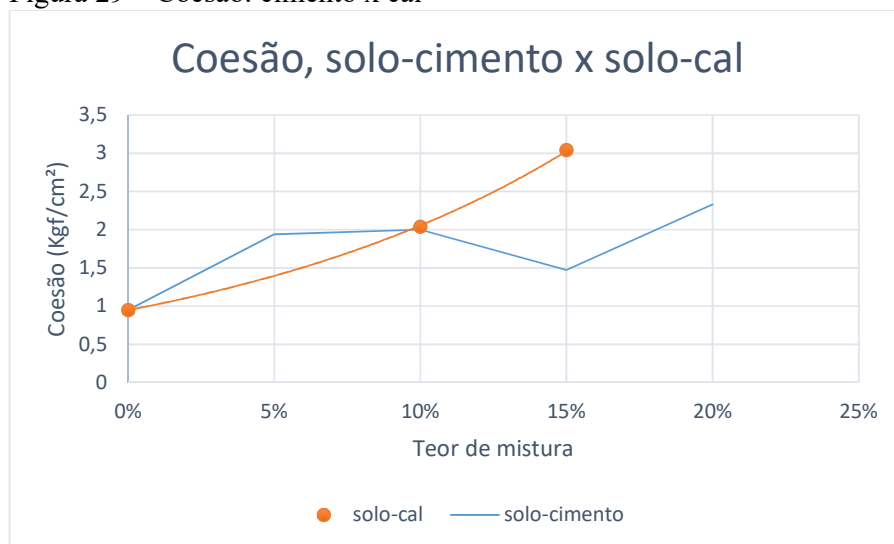
Fonte: Autor (2016)

4.1.8 Comparação entre resultados

Volpato (2015) analisou a resistência ao cisalhamento do solo de Cascavel/PR com a influência de diversas adições de cal hidratada, comparando os resultados do solo natural com as adições de 5%, 10% e 15%. Segundo foi determinado pelo autor, a dosagem de 15% obteve o melhor resultado de resistência ao cisalhamento, obtendo coesão de 304 KN/m^2 e o ângulo de atrito de aproximadamente $26,39^\circ$.

Nota-se na Figura 29 que, no parâmetro de coesão no teor de 10%, os dois aglomerantes apresentaram valores equivalentes. Contudo, no teor de 15%, a coesão do cimento foi quase 100% menor em relação à cal.

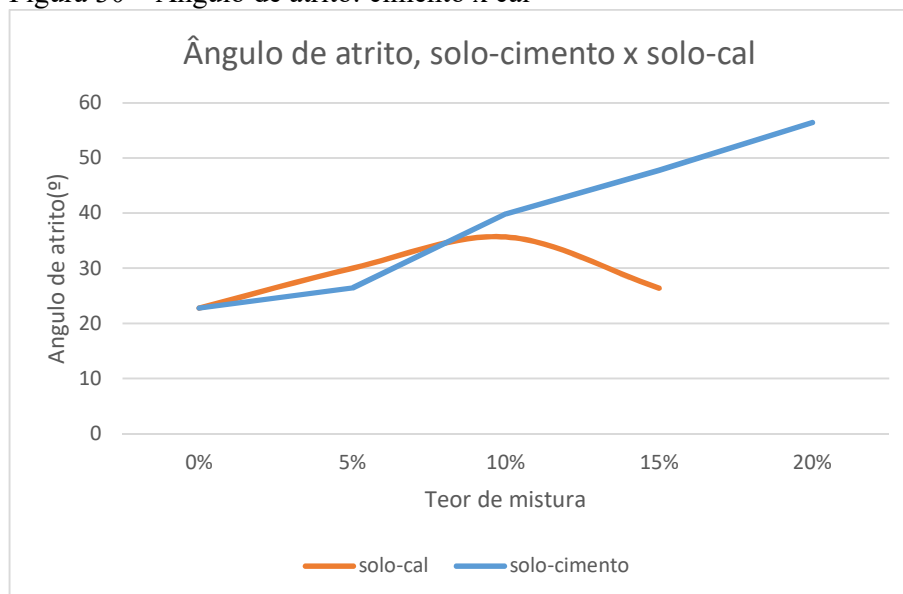
Figura 29 – Coesão: cimento x cal



Fonte: Autor (2016)

No parâmetro de ângulo de atrito mostrado na Figura 30, o cimento obteve os melhores resultados, sendo que no teor de 10% alcançou 11% de ganho em relação ao mesmo teor de cal hidratada. Já no teor de 15%, o cimento teve um ganho de 80% de melhora em relação a mesma adição de cal hidratada.

Figura 30 – Ângulo de atrito: cimento x cal



Fonte: Autor (2016)

Mesmo ciente que as adições de 6% a 10% de cimento são comumente utilizadas a fim de conferir viabilidade econômica, os ensaios com teores de 15% e 20% foram realizados a caráter de pesquisa. Embora com a adição de cimento ter apresentado ganhos expressivos de resistência, na comparação dos resultados de coesão e ângulo de atrito entre a adição de cal e cimento, é observado que no teor de 10% estes apresentam valores próximos, tornando a aplicação de cimento no solo menos interessante economicamente em relação a adição de cal hidratada.

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo analisar a influência do cimento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo característico da região de Cascavel/ PR.

Pode-se afirmar que os resultados obtidos com a adição de cimento interferiram positivamente na resistência ao cisalhamento do solo. Dentre as amostras ensaiadas, a dosagem de 20% de cimento obteve os maiores parâmetros de resistência ao cisalhamento, com coesão de 2,33kg/cm² e ângulo atrito de 56,45°. Contudo, para viabilizar seu uso no solo de Cascavel/PR, é necessário utilizar dosagens intermediárias de 5% e 10%, uma vez que, mesmo apresentando resultados inferiores à melhor dosagem ensaiada, seus parâmetros foram superiores aos do solo *in natura*.

Em relação à comparação entre o cimento e a cal hidratada, mesmo tendo o cimento apresentado resultados inferiores para coesão, não é possível comparar os resultados de resistência ao cisalhamento entre os dois materiais, porém o valor do ângulo de atrito da amostra com 15% de teor cimento teve um crescimento de 80% em relação ao mesmo teor de cal hidratada.

Por meio da pesquisa realizada, pode-se afirmar que o cimento interfere positivamente na resistência do solo característico da região de Cascavel/PR. Segundo o DNER, dosagens acima de 10% podem se tornar inviáveis para a utilização em grandes obras de engenharia civil, como subleitos de rodovias, aterros compactados, muros de arrimo, estabilização de taludes, entre outros. Por sua vez, as amostras de 5% e 10% apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento consideráveis em relação ao solo *in natura*, podendo esses teores serem utilizados em meios práticos.

Para tanto é interessante realizar novos ensaios com adições intermediárias de 5% e 10% juntamente com estabilização mecânica do solo, adicionando material com granulometria menor a fim de proporcionar maior resistência ao solo devido ao atrito entre os grãos. Com isso seria possível verificar se ocorrerá algum pico de resistência ou consumo ótimo que não foi detectado nesta pesquisa.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Adicionar aditivo orgânico Perma-Zyme® junto à adição de cimento, a fim de viabilizar seu uso no solo argiloso característico de Cascavel/PR;
- Adicionar areia junto à adição de cimento, a fim de viabilizar seu uso em solos argilosos característicos da região de Cascavel/PR; e
- Realizar novos ensaios de compressão triaxial com teores entre 5% e 10% de adição de cimento, com o tempo de cura superior ao de 7 dias.

REFÊNCIAS

ABCP – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**. São Paulo, 1989.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12024 solo-cimento moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos**.

ANDRADE FILHO, J. **Reforço de Solos com Utilização de Tubulões em Solo-Cimento**. 1989. Dissertação de Mestrado – USP, São Carlos, São Paulo, 1989, 190p.

BASTOS, C. A. B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. 1999. Tese de Doutorado e Engenharia (Geotcnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 269 p.

BOSZCZOWSKI, A. K.; TEIXEIRA, R. **O empreendedorismo sustentável e o processo empreendedor: em busca de oportunidades de novos negócios como solução para problemas sociais e ambientais**. In: ENCONTRO NACIONAL DA ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA EM ADMINISTRAÇÃO, Anais... 2012, São Paulo

BUENO, B. S.; VILAR O. M. **Mecânica dos solos**. São Carlos: EESC, USP, 1979. v. 1

BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. *Design Guide: soft soil stabilization – development of design and construction methods to stabilize soft organic soils – soft soil stabilization*. 1. ed. Watford: IHS BRE Press, 2002.

CAPUTO H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988. v. 1

CAVALCANTE, E. H. **Notas de aula: Mecânica dos solos II**. Universidade Federal de Sergipe – UFS – Centro de ciências exatas e tecnologia. Aracaju, 2006.

CONSOLI, N. C. *Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime-fly ash mixtures*. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental** , 2003.

CONTENCO. **Manual do usuário: Equipamento triaxial estático para ensaios em solos com medidor de volume digital**. Minas Gerais, 2015

DAMIN, E. **Aplicação do modelo CAM-CLAY modificado ao solo de Cascavel-Pr**. 2012. Trabalho de Conclusão de Curso da Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel – PR. 2012.

- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. 1996.
- FALCÃO BAUER, L. A. **Materiais de construção 1**. Rio de Janeiro: LTC, 2001.
- GUTIERREZ, N. H. M.; NÓBREGA, M. T.; VILAR, O. M. **Condicionantes estruturais do calapso de um solo argiloso tropical oriundo de basalto no norte do Paraná**. In: 5º
- ISMAIL, M A. *Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2007.
- MARAGON, R. S. **Notas de aula: Mecânica dos solos II**. Universidade Federal de Juíz de Fora – UFJF – NuGeo/Núcleo de Geotecnia. Juiz de Fora, 2013.
- MARQUES, Geraldo Luciano de Oliveira. **Notas de Aula 4: O Pavimento Rodoviário**. 2007.
- MEDERO, G. M. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado**. 2005. Tese de Doutorado e Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 52 p.
- MORAES, P. P.; MELO, C. E. Capacidade de Carga de Estacas Franki Prevista por Fórmulas Dinâmicas e Correlações com Ensaio de Penetração. 7º **COBRAMSEF**, ABMS, Olinda/Recife, PB, 1982, 3: 92-99.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995.
- PINTO C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. São Paulo: PINI, 1997. v. 1.
- SILVA, M. R.; **O Uso do Solo-Cimento na Construção**. Brasília, DF: IBRACON, 1983. 30 p.
- SIMONS N. E.; MENZIES B. K. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Interciência LTDA, 1981.
- TISCOSKI, Douglas. **Análise Da Resistência à Compressão Simples da Mistura Solo Cimento e Perma-Zime® para fins Rodoviários**. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em engenharia civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2009.
- VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGraw-Hill do

VOLPATO, A. L. Determinação da resistência ao cisalhamento de um solo argiloso e laterítico característico da região de Cascavel/PR com adição de cal hidratada. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso – Faculdade Assis Gurgacz – FAG, Cascavel.