

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

ALEXANDRE CARDOSO

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA
COM ADIÇÃO DE RESÍDUO DE ROCHAS ORNAMENTAIS**

DISSERTAÇÃO

CURITIBA

2019

ALEXANDRE CARDOSO

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA
COM ADIÇÃO DE RESÍDUO DE ROCHAS ORNAMENTAIS**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Luís dos Santos Izzo

**CURITIBA
2019**

TERMO DE APROVAÇÃO DE DISSERTAÇÃO Nº178

A Dissertação de Mestrado intitulada COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA COM ADIÇÃO DE RESÍDUO DE ROCHAS ORNAMENTAIS, defendida em sessão pública pelo(a) candidato(a) **Alexandre Cardoso**, no dia 28 de agosto de 2019, foi julgada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração Construção Civil, e aprovada em sua forma final, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA:

Prof(a). Dr(a). Ronaldo Luis dos Santos Izzo – Presidente – UTFPR

Prof(a). Dr(a). Adauto José Miranda de Lima – UTFPR

Prof(a). Dr(a). Matheus David Inocente Domingos – UTFPR

Prof(a). Dr(a). Wellington Mazer – UTFPR

Prof(a). Dr(a). Sidnei Helder Cardoso Teixeira – UFPR

A via original deste documento encontra-se arquivada na Secretaria do Programa, contendo a assinatura da Coordenação após a entrega da versão corrigida do trabalho.

Curitiba, 28 de agosto de 2019.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

Cardoso, Alexandre

Comportamento mecânico de um solo da formação Guabirota com
adição de resíduo de rochas ornamentais [recurso eletrônico]/
Alexandre Cardoso.-- 2019.

1 arquivo texto (125 f.): PDF; 3,31 MB.

Modo de acesso: World Wide Web.

Título extraído da tela de título (visualizado em 28 nov. 2019).

Texto em português com resumo em inglês.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica Federal do
Paraná. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Curitiba,
2019.

Bibliografia: p. 116-125.

1. Engenharia civil - Dissertações. 2. Sedimentologia. 3. Rochas
ornamentais - Curitiba, Região Metropolitana de (PR). 4. Geologia
física - Paraná. 5. Mecânica do solo. I. Izzo, Ronaldo Luis dos
Santos, orient. II. Universidade Tecnológica Federal do Paraná -
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, inst. III. Título.

CDD: Ed. 23 - 624

Biblioteca Ecoville da UTFPR, Câmpus Curitiba
Bibliotecária: Lucia Ferreira Littiere - CRB 9/1271
Aluna de Biblioteconomia: Josiane Mangueira

Á minha mãe Olinda de Castro Cardoso.
Dedico

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família, na pessoa da minha mãe, pelo amor, apoio, incentivo e encorajamento quando as forças beiravam seu fim.

Sou imensamente grato ao professor Ronaldo L. S. Izzo, por ter confiado em mim desde o início desta pesquisa, pelas orientações, pelo conhecimento transmitido e pela amizade. Foi uma satisfação enorme fazer parte do grupo de estudos de Geotecnia – GEGETEC – UTFPR.

Agradeço ao professor Alfredo Iarozinski Neto pela oportunidade e pelo apoio durante o período que estive na comissão de representação discente do PPGEC. E aos demais professores do PPGEC pela atenção e incentivo.

Sou imensamente grato a professora Janine Nicolosi Corrêa por todo auxílio nas análises dos dados e pela prontidão em ajudar quando necessário.

Agradeço a professora Edenes Loss da UTFPR campus Pato Branco por não medir esforços em ajudar quando se fez necessário. Estendo este agradecimento a Anne Raquel Sotiles, aluna de doutorado em Química pela UFPR por toda ajuda prestada.

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro.

Agradeço a Juliana Lundgren Rose pela ajuda na correção dos artigos e pela amizade.

Agradeço a Jair Baldovino pela ajuda na realização e na ruptura de diversos ensaios, e pelas orientações no tratamento de alguns dados.

Agradeço pela amizade e pela ajuda durante este percurso à todos os integrantes do LABGEO.

De forma amistosa gostaria de agradecer as demais amizades que se desenvolveram durante este período de pesquisa e que foram de suma importância para mim. Dentre as quais gostaria de citar: Vanessa Corrêa, Livia Yu Iwamura Trevisan, Jessica L. Almeida, Fenanda Feltrim, Ecclesielter Moreira, Caio Schlogel, Erico Rafael, Wagner Teixeira, João Rissardi, Clarisse Di Nubila e Igor Dal Magro.

Agradeço imensamente a Deus por todo seu cuidado para comigo durante este período de pesquisa, “[...] porque nele foram criadas todas as coisas, nos céus e na terra, as visíveis e as invisíveis [...], tudo foi criado por Ele e para Ele”. *Cl 1,16*

“Todavia, coisa diversa prezo para mim, porque prefiro conhecer todas as coisas e, ao mesmo tempo, não ser por ninguém conhecido, do que o inverso, a saber, conhecer nada de nada, mas ser conhecido por todos”.

Hugo de São Vitor

RESUMO

CARDOSO, Alexandre. **Comportamento mecânico de um solo da formação Guabirotuba com adição de resíduo de rochas ornamentais**. 2019. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2019.

A cidade de Curitiba e região metropolitana situam-se sobre uma bacia sedimentar caracterizada pela unidade geológica denominada Formação Guabirotuba. Predominando em sua composição argilas siltosas e siltes argilosos, sendo possível, a ocorrência de materiais granulares. Devido suas propriedades físico-mecânicas, sua baixa capacidade de suporte, alta compressibilidade e erodibilidade, os solos sedimentares muitas vezes não podem ser empregados como material de base e sub-base de pavimentos, em estabilização de encostas e taludes ou mesmo para suportar fundações superficiais. Diante da problemática de ocorrência de solos com propriedades impróprias para obras de engenharia duas opções se apresentam, a primeira é a remoção parcial ou total do material e a segunda busca o melhoramento de suas propriedades com a finalidade de torna-lo apto para a aplicação que esteja submetido. Em diversas situações o melhoramento do solo é realizado com a adição de resíduo, por meio de técnicas de estabilização de solo. Neste trabalho será utilizado resíduo de rochas ornamentais (RRO) principalmente porque o Brasil ocupa a quarta posição no ranking dos maiores produtores de rochas ornamentais do mundo. Diante de tal perspectiva, esta pesquisa buscou realizar um estudo do comportamento mecânico de um solo da formação Geológica Guabirotuba em seu estado puro e posteriormente com adição de resíduo de rochas ornamentais, em quatro teores diferentes (3%, 5%, 7% e 9%) e em três tempos de cura (30, 60 e 90 dias), visando analisar a influência do resíduo com o decorrer do tempo. Os principais ensaios mecânicos realizados foram: compactação Proctor nas três energias (normal, intermediária e modificada), índice de suporte Califórnia (ISC), resistência à compressão simples (q_u), resistência à tração por compressão diametral (q_t), resistência ao cisalhamento (τ_f) com amostras indeformadas e compactadas e adensamento unidimensional com amostras indeformadas e compactadas. A adição de resíduo resultou em um acréscimo no peso específico aparente seco do solo devido ao efeito de empacotamento e refinamento dos poros. A adição de resíduo proporcionou um ganho de resistência à compressão e à tração do solo. O ISC das misturas apresentou valores inferiores aos do solo puro. As tensões de sobreadensamento das amostras compactadas (solo puro e misturas) apresentaram valores inferiores às amostras indeformadas de solo puro. Devido ao formato de suas partículas o resíduo apresentou um maior ângulo de atrito interno com relação ao solo puro e às misturas no ensaio de cisalhamento direto. O teor com 3% de resíduo se destacou no melhoramento das propriedades do solo. Seguido pelo teor com 5% de RRO. Os teores com 7% e 9% de RRO apresentaram resultados menos satisfatórios no melhoramento das propriedades mecânicas do solo.

Palavras-chave: Melhoramento de solo. Solo-Resíduo. Solos não saturados. Tensão-Deformação. Tempo de cura. Compressão. Cisalhamento. Adensamento.

ABSTRACT

CARDOSO, A. **Mechanical behavior of a Guabirotuba formation soil with addition of ornamental rock residue.** 2019. 126 f. Dissertation (Master in Civil Engineering), Postgraduate Program in Civil Engineering - Federal University of Technology – Paraná. Curitiba, 2019.

The city of Curitiba and metropolitan region are situated over a sedimentary basin characterized by geological unit of Guabirotuba formation. Predominant in this composition silty clays and clayey silts, being possible, the occurrence of granular materials. Due to their physical and mechanical properties, low carrying capacity, high compressibility and erodibility, sedimentary soils often cannot be used in pavement base and subbase material, stabilization of hillside and slope or to support surface foundations. Given the problem of occurrence of soils with properties unsuitable for engineering works, two options are presented, the first is the partial or total removal of the material and the second seeks the improvement of its properties in order to make it suitable for the application that is submitted. In many situations soil improvement is performed by adding residue by middle of soil stabilization techniques. This work will be used ornamental rock waste (RRO) mainly because Brazil occupies the fourth position in the ranking of the largest producers of ornamental rock in the world. Given this perspective, this research sought to conduct a study of the mechanical behavior of a soil of the Guabirotuba Geological Formation in its pure state and later with the addition of ornamental rock residue, in four different contents (3%, 5%, 7% and 9%) and in three cure times (30, 60 and 90 days), to analyze the influence of the residue over time. The main mechanical tests performed were: Proctor compaction at the three energies (normal, intermediate and modified), California Support Index (ISC), unconfined compressive strength (q_u), diametral tensile strength (q_t), shear strength (τ_f) with undisturbed and compacted samples and one-dimensional consolidation with undisturbed and compacted samples. The addition of residue resulted in an increase in the apparent dry specific weight of the soil due to the bagging and pore refinement effect. The addition of residue provided a gain in compressive strength and soil tensile strength. The ISC of the mixtures presented lower values than the pure soil. The overdensity stresses of the compacted samples (pure soil and mixtures) presented lower values than the undisturbed samples of pure soil. Due to the shape of its particles the residue showed a greater internal friction angle in relation to the pure soil and the mixtures in the direct shear test. The content with 3% residue stood out in improving soil properties. Followed by the 5% RRO content. Followed by the 5% RRO content. The contents with 7% and 9% of RRO presented less satisfactory results in the improvement of the mechanical properties of the soil.

Keywords: Soil improvement. Soil-Residue. Unsaturated soils. Stress-strain. Curing of time. Compression. Shear. Consolidation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Bacia geológica de Curitiba e seus municípios limítrofes.	25
Figura 2 - Perfil Litotipo de solos da formação Guabirotura.	26
Figura 3 - Classificação do solo com base em seu grau de saturação.	27
Figura 4 – Distribuição das tensões nas partículas de solo. A – Massa de solo sob carregamento. B – O contato gerado nas partículas de solos e a distribuição da carga em tensão normal e tangencial. C – O contato das partículas suportando as tensões até atingir a ruptura tangencial ou por cisalhamento.	28
Figura 5 – Comportamento das argilas sob carregamento axial. A – Índice de vazios do solo sob carregamento. B – Transferência de tensão para o solo após abertura de válvula. C – Transferência de da carga para o solo com a variação do tempo.	29
Figura 6 – Adensamento geostático. A - Antes do ensaio. B - Após ensaio.	32
Figura 7 – Ensaio triaxial não drenado (tipo UU).....	33
Figura 8 – Planos de tensões. A) Plano genérico no interior do solo. B) Plano de tensões principais.....	34
Figura 9 - Resistência à compressão simples: A – Amostra de solo; B – Círculo de Mohr. L_R – Linha de ruptura.....	37
Figura 10 –Determinação da tensão de pré-adensamento.	39
Figura 11 - Célula de adensamento.	40
Figura 12 - Comportamento de um solo sob adensamento. (A) Amostra na célula de carga. (B) Acréscimo de carga. (C) Variação da poro-pressão. (D) Aumento da tensã efetiva. (E) Variação do índice de vazios.	41
Figura 13 - Ascensão da indústria brasileira de rochas ornamentais	47
Figura 14 - Categorias de pavimentos. A - Pavimento flexível, B – Pavimento rígido.	50
Figura 15 - Localização do local de estudo.	51
Figura 16 - Resíduo de Rochas Ornamentais. A) Tambor plástico de 200L. B) Material sedimentado no recipiente e em formato de lama. C) Formato de lama.....	52
Figura 17 - Ensaio de densidade real dos grãos.....	56
Figura 18 – Preparação de corpos-de-prova para ensaio de expansão.....	57
Figura 19 - Ensaio de compressão simples. A) Homogeneização, B) Molde, C) Moldagem, D) Desmoldagem, E) Proteção da amostra, F) Ruptura.....	60

Figura 20 - Ensaio de tração por compressão diametral. A – Amostra sendo preparada na prensa de ruptura, B – Momento de ruptura, C) Pós ruptura.	62
Figura 21 - Curva característica de solos – análise de Sucção.....	62
Figura 22 - Moldagem e ensaio de adensamento. A/B – Moldagem das amostras indeformadas, C – Célula de carga, D – Amostra na prensa sendo adensada.....	64
Figura 23 - Moldagem e ensaio de cisalhamento com amostras indeformadas. A/B – Coleta e moldagem das amostras indeformadas, C – Caixa de cisalhamento, D – Acondicionamento da amostra na caixa de cisalhamento, E – Prensa durante a execução do ensaio, F – Amostra pós ruptura.	65
Figura 24 - Moldagem de amostras compactadas para ensaio de cisalhamento direto. A – Anel, molde e soquete metálico, B – Ajuste do anel no molde, C – Compactação da amostra, D – Amostras compactadas	66
Figura 25 - Curva granulométrica do solo.	68
Figura 26 - Espectros dos materiais resultantes do ensaio de DRX.	70
Figura 27 - Espectros dos materiais resultantes do ensaio de DRX.	71
Figura 28 - Limites de liquidez do solo e das misturas.....	72
Figura 29 - Carta de plasticidade dos materiais	73
Figura 30 - Classificação MCT.	75
Figura 31 - Curvas de compactação do solo puro.....	76
Figura 32 - Compactação Proctor da mistura de solo e 3% de RRO.	77
Figura 33 - Compactação Proctor da mistura de solo e 5% de RRO.	78
Figura 34 - Compactação Proctor da mistura de solo e 7% de RRO.	79
Figura 35 - Compactação Proctor da mistura de solo e 9% de RRO.	80
Figura 36 - Compactação Proctor do resíduo (RRO).	82
Figura 37 - Índice de Suporte Califórnia.....	83
Figura 38 - Resistência à compressão simples do solo puro.	85
Figura 39 - Resistência à compressão simples – energia normal.	86
Figura 40 - Resistência à compressão simples – EI.....	88
Figura 41 - Resistência à compressão simples – EM.....	90
Figura 42 - Resistência à tração por compressão diametral – solo puro.....	93
Figura 43 - Resistência à tração por compressão diametral – EN.	94
Figura 44 - Resistência à tração por compressão diametral – EI.....	96
Figura 45 - Resistência à tração por compressão diametral – EM.....	98

Figura 46 - Curvas de tensão-deformação, (τ) vs. (ε), das amostras indeformadas.	101
Figura 47 - Envoltória de ruptura – relação (τ) vs. (σ) das amostras indeformadas.	102
Figura 48 - Envoltória de ruptura – relação (τ) vs. (σ) – das amostras indeformadas-compactadas.	102
Figura 49 - Envoltória de ruptura – relação (τ) vs. (σ) das amostras compactadas.	103
Figura 50 - Curvas de tensão-deformação, (τ) vs. (σ), das amostras compactadas.	104
Figura 51 - Envoltória de ruptura das misturas.....	105
Figura 52 - Envoltória de ruptura das misturas.....	106
Figura 53 - Envoltória de ruptura das misturas.....	106
Figura 54 - Curvas de compressibilidade das amostras adensadas na umidade natural e inundadas.	107
Figura 55 - Coeficiente de adensamento das amostras adensadas na umidade natural e inundada.....	108
Figura 56 - Curvas de compressibilidade das amostras adensadas na umidade de moldagem.....	109
Figura 57 - Coeficiente de adensamento das amostras adensadas na umidade de moldagem.....	110
Figura 58 - Curvas de compressibilidade das amostras adensadas inundadas.....	111
Figura 59 - Coeficiente de adensamento das amostras adensadas inundadas.	112

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Produções mundiais de RRO	45
Tabela 2 – Panorama dos ensaios realizados.....	53
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Fluorescência de Raios-X dos materiais	69
Tabela 4 – Limites de Atterberg	73
Tabela 5 – Classificação dos materiais	74
Tabela 6 – Densidade real dos grãos.....	75
Tabela 7 – Resumo dos ensaios de compactação.....	81
Tabela 8 – Resultados da expansão do solo e das misturas	84
Tabela 9 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Energia Normal.....	87
Tabela 10 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Energia Intermediária	89
Tabela 11 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Energia Modificada	91
Tabela 12 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Geral	92
Tabela 13 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Normal	95
Tabela 14 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Intermediária.....	97
Tabela 15 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Modificada	99
Tabela 16 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Geral	100
Tabela 17 – Resumo dos resultados de cisalhamento.....	105

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

ABIROCHAS – Associação Brasileira da Indústria de Rochas Ornamentais

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DER – Departamento de Estradas de Rodagem

NBR – Norma Brasileira Registrada

TRB – Transportation Research Board

CBR – Califórnia Bearing Ratio

FMI – Fundo Monetário Internacional

ONU – Organização das Nações Unidas

ISC – Índice de Suporte Califórnia

SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

RRO – Resíduo de Rochas Ornamentais

RCC – Resíduos da Construção Civil

RCD – Resíduo da Construção e Demolição

RSU – Resíduos Sólidos Urbanos

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente

DRX – Difração de Raios-X

FRX – Fluorescência de Raios-X

EN – Energia de compactação Proctor normal

EI – Energia de compactação Proctor intermediária

EM – Energia de compactação Proctor modificada

PMB – Produto Mundial Bruto

PIB – Produto Interno Bruto

N.A. – Nível da água

q_u – Resistência à compressão não confinada ou resistência a compressão simples

q_t – Resistência à tração por compressão diametral

σ , σ_1 , σ_v – Tensões axiais

σ_3 – Tensão lateral

σ' , σ'_1 , σ'_2 – Tensão efetiva

σ'_v – Tensão efetiva vertical
 σ'_c – Tensão de pré-adensamento
 σ_c – Tensão confinante
 $\Delta\sigma$ – Variação da tensão axial
 Δq – Variação de carregamento devido à aplicação de carga na superfície
 τ – Tensão tangencial ou de cisalhamento
 τ_f – Resistência ao cisalhamento
 φ – Ângulo de atrito interno
 C' – Coesão do material
 N – Tensão normal
 T – Tensão tangencial
L.R. – Linha de ruptura
 l - Comprimento do corpo de prova
 u – Poro-pressão
 u_w – Pressão da água
 u_a – Pressão do ar
 A_T – Área da seção transversal de um corpo de prova cilíndrico
EN – Energia de compactação Proctor Normal
EI – Energia de compactação Proctor Intermediária
EM – Energia de compactação Proctor Modificada
CP – Corpo de prova
CPs – Corpos de prova
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
IP – Índice de Plasticidade
 G_s – Densidade real dos grãos
 ω – Teor de umidade
 $\omega_{ót.}$ – Teor de umidade ótimo
 γ_d – Peso específico aparente seco
 $\gamma_{dmáx.}$ – Peso específico aparente seco máximo
 e – índice de vazios
 e_0 – índice de vazios inicial
 $e_1, e_2, e_3 \dots e_n$ - Índices de vazios em determinado estágio

C_v – Coeficiente de adensamento vertical

U_z – Grau de adensamento

T – Fator tempo

t – Tempo

a_v – Coeficiente de compressibilidade vertical

m_v – Coeficiente de compressibilidade volumétrico

OCR – Razão de sobreadensamento

k – Coeficiente de permeabilidade

S – Saturação

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	ASPECTOS GERAIS	18
1.2	DELIMITAÇÃO DO ESTUDO	20
1.2.1	Espacial	20
1.2.2	Temporal	21
1.3	OBJETIVOS	21
1.3.1	Objetivo Geral	21
1.3.2	Objetivos Específicos	21
1.4	JUSTIFICATIVA	22
1.5	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	23
1.6	ASPECTOS GELÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA DE CURITIBA	24
1.7	COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS	27
2.2.1	Solos Não Saturados	27
2.2.1	A Influência das Partículas no Comportamento do solo	28
2.2.2	Compactação de Solos	30
2.2.3	O Princípio das Tensões Efetivas	31
2.2.4	Esforços de Cisalhamento em Solos	34
2.2.4.1	Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos	35
2.2.4.1	Ruptura por cisalhamento em solos	36
2.2.5	Resistência à Compressão Não Confinada	37
2.2.6	Adensamento Unidimensional	38
2.2.6.1	Histórico de tensões	38
2.2.6.2	O ensaio edométrico	40
2.2.6.3	Parâmetros obtidos no ensaio de adensamento	42
2.3	MELHORAMENTO DE SOLO COM RESÍDUOS	43
2.4	RESÍDUOS DE ROCHAS ORNAMENTAIS – RRO	44
2.2.1	Panorama Global Sobre Resíduos de Rochas Ornamentais (RRO)	45
2.3	A indústria das Rochas Ornamentais no Brasil	46
2.4	Parâmetros Físicos e Mecânicos do Resíduo de Rochas Ornamentais (RRO)	48
2.5	PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS	49
3	MATERIAIS E MÉTODOS	51
3.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL	53
3.1.1	Definição do Tipo de Resíduo e as Dosagens das Misturas	54
3.2	Caracterização e classificação dos materiais	54
3.2.2	Granulometria por Peneiramento	55

3.2.3 Granulometria a Laser.....	55
3.2.4 Limites de Atterberg	56
3.2.5 Densidade Real dos Grãos	56
3.3 Ensaio de Caracterização Mecânica	57
3.3.1 Compactação	57
3.3.2 Índice de Suporte Califórnia (ISC).....	57
3.3.3 Expansão	58
3.4 Resistência à Compressão Não Confinada.....	58
3.5 Resistência à Tração por Compressão Diametral	61
3.6 Parcela de Sucção na Resistência do solo	62
3.7 Ensaio de Adensamento Unidimensional.....	63
3.7 Ensaio de Cisalhamento Direto.....	65
3.8 Análise estatística	67
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	68
4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO	68
4.1.1 Análise Granulométrica	68
4.1.1 Caracterização Química e Mineralógica.....	69
4.1.2 Limites de Atterberg	72
4.2 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO E DAS MISTURAS	74
4.3 DENSIDADE REAL DOS GRÃOS	75
4.4 COMPACTAÇÃO	76
4.4.1 Solo Puro	76
4.4.2 Mistura de solo e 3% de RRO.....	77
4.4.3 Mistura de solo e 5% de RRO.....	78
4.4.4 Mistura de solo e 7% de RRO.....	79
4.4.5 Mistura de solo e 9% de RRO.....	80
4.4.5 Resíduo de Rochas Ornamentais (RRO).....	82
4.5 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA	83
4.6 EXPANSÃO	84
4.7 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (Q_u).....	85
4.7.1 Resistência à compressão simples (q_u) para o solo puro.....	85
4.7.2 Resistência à compressão simples (q_u) das misturas – energia normal ...	86
4.7.3 Resistência a compressão simples (q_u) das misturas – energia intermediária	88
4.7.4 Resistência à compressão simples (q_u) das misturas – energia modificada	90
4.8 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (q_t)	93

4.8.1 Resistência à tração por compressão diametral para o solo puro.....	93
4.8.2 Resistência à tração por compressão diametral do solo e das misturas...	94
4.8.3 Resistência a tração por compressão diametral para energia intermediária	96
4.8.4 Resistência a tração por compressão diametral para a energia modificada	98
4.9 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (τ).....	101
4.9.1 Resistência ao cisalhamento em amostras indeformadas de solo puro..	101
4.9.2 Resistência ao cisalhamento em amostras compactadas para o solo puro e para as misturas.....	103
4.9.3 Resistência ao cisalhamento do resíduo de rochas ornamentais	106
4.10 ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL.....	107
4.10.1 Adensamento unidimensional em amostras indeformadas	107
4.10.2 Adensamento unidimensional com amostras compactadas.....	109
4.10.3 Adensamento unidimensional com amostras compactadas inundadas	110
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	113
5.1 CONCLUSÕES	113
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	115
REFERÊNCIAS	116

1 INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

Os solos são geralmente ordenados como areias, siltes, argilas e aqueles compostos por suas diferentes frações, neste caso, o material predominante é chamado por primeiro na nomenclatura como é o caso de sites argilosos ou de argilas siltosas. Os principais fatores responsáveis pela dos solos são sua rocha de origem, a magnitude das variações climáticas (periodicidade de chuvas, vento e mudanças de temperatura) e as ações antrópicas.

O processo de formação do solo é contínuo e dinâmico, resultando assim em uma disposição de camadas não homogêneas do material no meio ambiente. Por este motivo, é frequente em um corte de talude a ocorrência de dois ou mais tipos de solo. Este fator é determinante na escolha e dimensionamento de fundações e na execução de obras de terra, devido principalmente a não homogeneidade das camadas de solos e sua influência nas respostas as diversas solicitações a que esteja submetido.

Cada tipo de solo apresenta características geotécnicas distintas, próprias de seu processo de formações e das diversas variações (climáticas, químicas, mecânicas e antrópicas) a que foi submetido até o presente momento. A magnitude da ocorrência destas variáveis é determinante nas principais propriedades mecânicas dos solos como em sua resistência ao cisalhamento, compressibilidade, permeabilidade e capacidade de suporte.

Uma vez que o solo apresenta propriedades mecânicas impróprias para receber determinado tipo de solicitação ou empreendimento, duas opções são possíveis de serem realizadas. A primeira é a remoção e substituição do material, ao passo que a segunda consiste no melhoramento de suas propriedades com adição de material alternativo por meio de processos de estabilização. A primeira opção apresenta-se mais onerosa, devido principalmente à quantidade de equipamentos e as equipes de obra. O melhoramento das propriedades do solo apresenta-se econômico e ambientalmente favorável, considerando que são aplicados resíduos que não possuem uma destinação adequada em diversos casos isso torna sua aquisição de baixo custo e a aplicação de materiais alternativos evita seu descarte inadequado no meio ambiente.

Conforme Rao, Divya e Prasad (2017), diversos problemas em fundações de edifícios e pavimentos são provenientes das propriedades impróprias dos solos. Para os autores a aplicação de resíduo no melhoramento de tais propriedades proporciona um aumento na resistência e na rigidez do solo e conseqüentemente na durabilidade das estruturas assentes sobre ele.

A utilização de resíduos em obras de engenharia tem se apresentado como uma forma de valorização do agregado e de redução dos impactos causados pelo descarte do material, Lima (1999) aponta suas possibilidades de uso dentre as quais destacam-se, serviços de pavimentação, argamassas de assentamentos, revestimentos, blocos de concreto e pré-moldados. Neste aspecto, Cardoso et al. (2016), também enfatizam que o uso de resíduos em pavimentação, é a maior aplicação de resíduos reciclados em obras geotécnicas no mundo. Além das obras de pavimentação, a adição de resíduo para o melhoramento das propriedades do solo é aplicada em estabilidade de aterros, núcleo de barragens, fundações superficiais, valas para galerias e outros DAS e SOBHAN (2014).

No Brasil, 90% do total de resíduos provenientes da construção civil, apenas 58% possuem destinação correta e acarretam um retorno financeiro girando em torno de 4%. Tais indicadores apresentam a necessidade de iniciativas e pesquisas que tornem apto a aplicação de resíduo em outros meios. No estado do Paraná, os resíduos de construção civil (RCC) têm recebido um tratamento de logística reversa obrigatória, em conformidade com a Secretaria de Estado do Meio Ambiente (SEMA) conforme descrito por Possan, (2016).

Em se tratando de RCC, o município de Curitiba, estabelece através do decreto nº 852/2007 a obrigatoriedade da utilização de agregados reciclados oriundos de resíduos sólidos da construção civil e designados como classe A, especialmente em obras e serviços de pavimentação de vias públicas municipais (CURITIBA, 2007).

O Brasil ocupa o quinto lugar (5º) no ranking mundial dos maiores produtores de rochas ornamentais, conforme dados apresentados por Montani (2017). Da produção total de rochas ornamentais brasileiras, entre 25% e 30% são desperdiçados (CBIC, 2016). Dados semelhantes são apresentados no caso da Índia, na qual 30% da produção é descartada segundo BABU e SHARMILA (2017).

A cidade de Curitiba e região metropolitana, em sua maior parte, situam-se sobre uma bacia sedimentar caracterizada pela unidade geológica denominada

Formação Guabirota. Predominam em sua constituição argilas siltosas e siltes argilosos, sendo que solos granulares também são possíveis de serem encontrados (KORMANN, 2002).

Dentre os estudos realizados envolvendo o solo da formação Guabirota, abordando assuntos como geomorfologia, geologia, estratigrafia, comportamento geomecânico, mecânico e análises de tensões, dentre outros, vários autores podem ser incluídos: (BALDOVINO, 2018; BORDIGNON, 2015; BOSZCZOWSKI, 2001; CUNHA, 2011; KORMMAN, 2002; MOREIRA, 2018; PEREIRA, 2004). Alguns dos quais constataram que tal solo, geralmente, apresenta baixa capacidade de suporte, altos valores de expansão, significativos valores de compressibilidade e outras propriedades físico-mecânicas que tornam seu uso dificultoso em obras de pavimentação, estabilidade de encostas e taludes, e fundações superficiais em certas ocasiões.

Com base no disposto, esta pesquisa propõe o estudo do comportamento mecânico de um tipo de solo da formação Guabirota através de ensaios laboratoriais em amostras indeformadas e compactadas de solo puro e posteriormente em amostras compactadas provenientes das misturas de solo com resíduo de rochas ornamentais (RRO), considerando quatro teores diferentes de resíduo (3, 5, 7 e 9% de RRO), visando o melhoramento das propriedades do solo e sua aplicabilidade em obras de fundações superficiais e em pavimentações urbanas.

1.2 DELIMITAÇÃO DO ESTUDO

1.2.1 Espacial

Esta pesquisa tem como enfoque o solo da cidade de Curitiba - PR, a qual possui uma malha urbana praticamente coincidente com sua bacia sedimentar. Esta bacia se localiza no Primeiro Planalto Paranaense (latitude 25°20'S, 25°46'S e longitude 49°00'W 49°35'W), tendo uma população de 1.751.907 habitantes conforme censo 2010.

A cidade e sua região metropolitana possuem uma área de aproximadamente 3.000 km² de um raso preenchimento sedimentar de solos com unidade geológica de formação Guabirota. Este solo tem sua constituição baseada em argilas siltosas e siltes argilosos, sendo que solos granulares também são possíveis de serem

encontrados. Devido às fortes ocorrências do intemperismo, as argilas podem ser encontradas nas colorações cinza, avermelhada, amarela, esverdeada ou azulada e marrom.

O resíduo utilizado nas composições da mistura foi o pó de rochas ornamentais (granito e mármore), proveniente do processo de corte e polimento de chapas. O material foi doado por uma marmoraria localizada no bairro Campo Comprido, próxima à Universidade Tecnológica Federal do Paraná, onde se situa o Laboratório de Geotecnia do Campus Curitiba no qual foram realizados os ensaios de caracterização física, química e mecânica.

1.2.2 Temporal

As análises do comportamento mecânico do solo com adição de resíduo foram realizadas em três tempos de cura (30, 60 e 90 dias), buscando verificar o comportamento da mistura com o decorrer do tempo. Outro critério é que as misturas foram preparadas em quatro teores (3, 5, 7 e 9% de RRO), os quais foram definidos através do potencial hidrogeniônico entre os materiais e com base em pesquisas bibliográficas consolidadas, com a utilização de tal resíduo. Desta maneira, objetivou-se a estabilidade da mistura, em uma escala de 0 a 10% de RRO.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Esta pesquisa tem como objetivo principal a avaliação do comportamento mecânico de um solo argiloso da formação Guabirotuba através de ensaios laboratoriais em amostras compactadas e indeformadas, tanto em seu estado puro quanto em misturas com resíduo de rochas ornamentais e a verificação de sua aplicabilidade em obras geotécnicas.

1.3.2 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral, foram delineados os seguintes objetivos específicos:

- Indicar o teor de resíduo ideal para a mistura com base em seu comportamento mecânico, considerando os pontos de ruptura nas curvas de tensão (δ) vs. deformação (\mathcal{E}) dos ensaios de resistência à compressão simples (q_u) e resistência à tração por compressão diametral (q_t);
- Determinar a influência do teor de resíduo, da energia Proctor de compactação e do tempo de cura na resistência à compressão simples e resistência à tração diametral das misturas;
- Avaliar os comportamentos do ângulo de atrito e da coesão do solo em amostras indeformadas na umidade natural e em amostras compactadas na umidade de moldagem;
- Verificar a aplicação do solo e das misturas em estruturas de pavimentos com base na expansibilidade, no Índice de Suporte Califórnia (ÍSC) e no peso específico aparente seco (γ_d), para diferentes energias de compactação.

1.4 JUSTIFICATIVA

O processo de formação dos solos é geralmente diversificado, tendo em vista os inúmeros fatores que influenciam tal ocorrência. Sendo assim, é comum em diversas áreas da engenharia a necessidade de se lidar com solos que não atendam aos requisitos de projeto. Nestes casos, é necessária uma ação de substituição do material ou um melhoramento de suas propriedades.

Sabe-se que o comportamento mecânico dos solos é regido pelas tensões efetivas atuantes nos maciços e estas, por sua vez, estão diretamente ligadas ao comportamento da água no solo. Para Rao, Divya e Prasad (2017), a base de edifícios e de pavimentos é a parte mais crítica para a disseminação das cargas efetivas e os autores também salientam que inúmeras falhas em pavimentos são provenientes da qualidade do solo, do excesso de carga e das variações climáticas.

Além da necessidade de melhoramento de solos, está pesquisa se justifica, pelo volume de produção de resíduos de rochas ornamentais nos âmbitos nacional e internacional. No Brasil, entre 25 a 30% do processo de serragem de rochas transforma-se em resíduo no formato de lama e é descartado (CBIC 2016). Na Índia,

segundo Babu (2017), durante o processamento 30% do material transforma-se em resíduo.

Ocupando um dos dez primeiros lugares no ranking mundial de produtores de rochas ornamentais e com cidades situadas sobre solos que não atendem aos quesitos para uso em determinadas obras de engenharia, como é o caso de Curitiba, em que a camada de solo sedimentar, devido sua diversificação, não atende os critérios do DNIT/DNER, fazendo-se necessário um estudo deste material em seu estado puro e com adição de resíduos para tornar seu emprego apto em obras rodoviárias, aterros sanitários e outros fins geotécnicos.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Com a finalidade de apresentação da pesquisa de maneira mais didática, clara e de forma ordenada, optou-se por estruturar esta dissertação em cinco capítulos. São apresentadas a seguir breves descrições dos capítulos e de seus respectivos conteúdos.

Capítulo 1 – São apresentados os objetivos da pesquisa, uma pequena introdução abordando a problemática do tema, a delimitação e a justificativa do estudo.

Capítulo 2 – Trata-se totalmente da revisão bibliográfica sobre os principais tópicos abordando o comportamento mecânico dos solos, ensaios laboratoriais para obtenção de parâmetros de resistência do solo, o estado das tensões no solo, o comportamento de solos não saturados e outros assuntos correlatos, além de abordar, um panorama geral sobre resíduos de rochas ornamentais (RRO) e pavimentos rodoviários.

Capítulo 3 – Apresentam-se o programa experimental e a metodologia aplicada no desenvolvimento dos ensaios.

Capítulo 4 – Dedicado à análise e apresentação dos resultados.

Capítulo 5 – São mostradas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

1.6 ASPECTOS GELÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA DE CURITIBA

O município de Curitiba está inserido na porção centro-sul do Primeiro Planalto do Paraná e possui uma população de 1.917.185 habitantes. A extensão territorial tem uma área de 435,495 km², e a cidade está posicionada geograficamente a uma altitude de 934 metros e nas coordenadas 25° 25'40"S e 49° 16'23"W (IPARDES, 2019).

Salamuni et al. (2013) apresentaram uma síntese revisada sobre a geomorfologia da cidade de Curitiba. Segundo o aspecto geológico, o município se insere sobre uma Bacia Sedimentar, tendo como embasamento cristalino o complexo Atuba e este composto essencialmente por gnaiss, quartzito, quartzo-xisto, micaxisto, anfibolito, gnaiss-granito e granulito. A estrutura rochosa é originada por cisalhamento simples dúctil.

A bacia de Curitiba e parte dos seis municípios limítrofes são cobertas por uma camada de sedimentos denominada Formação Guabirota, com espessura na ordem de 60-80 metros e idade compreendida entre 23 a 1,8 milhões de anos. Quanto aos aspectos geotécnicos, os sedimentos apresentam-se expansivos e retrativos e possuem alta suscetibilidade à erosão e movimentação de massas em encostas. Predominam em sua litologia argilas e areias arcólicas, com 20-40% de feldspato segundo Felipe, (2011).

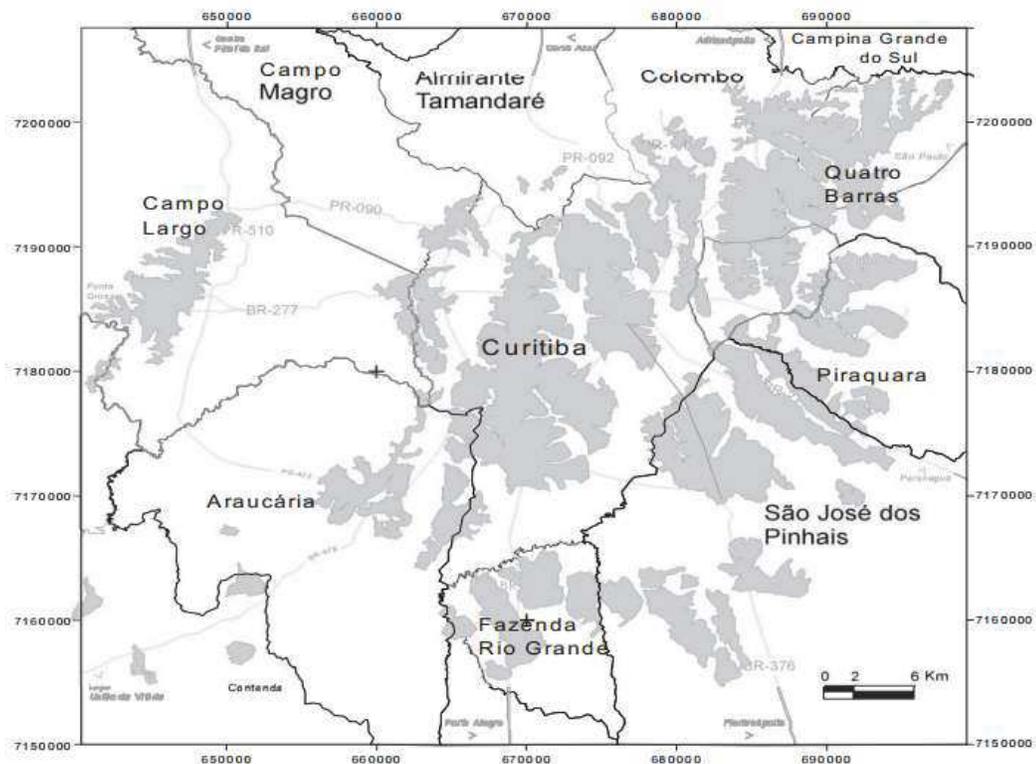
Dados apresentados por Mineropar (2008), sobre a Formação Guabirota, demonstram que está apresenta sedimentos formados principalmente por argilitos, arcólicas e caliches e composição mineralógica predominante de argilas siltosas e siltes argilosos nas frações de argilas, do grupo das esmectitas.

De acordo com Kormann (2002), a Formação Guabirota é composta principalmente por argilas siltosas ou siltes argilosos, podendo ser encontrados materiais granulares. Segundo o autor nas argilas, são típicas as cores cinzas, esverdeada ou azulada, marrom, avermelhada e amarela devido aos fortes impactos do intemperismo. Os solos argilosos da região apresentam consistência elevada, variando de rija a dura, resultados entre 15 e 30 golpes, no ensaio de SPT, são comuns logo nos primeiros metros de sondagem.

A Formação Guabirota caracteriza a principal unidade estratigráfica da Bacia Sedimentar de Curitiba. Foi nomeada Guabirota por Bigarella & Salamuni

(1962), os quais a caracterizaram como depósitos arenosos, argilosos e conglomeráticos (CUNHA, 2011). A Figura 1 apresenta uma ilustração contendo a delimitação da bacia geológica da cidade de Curitiba e os municípios limítrofes alcançados por seus sedimentos.

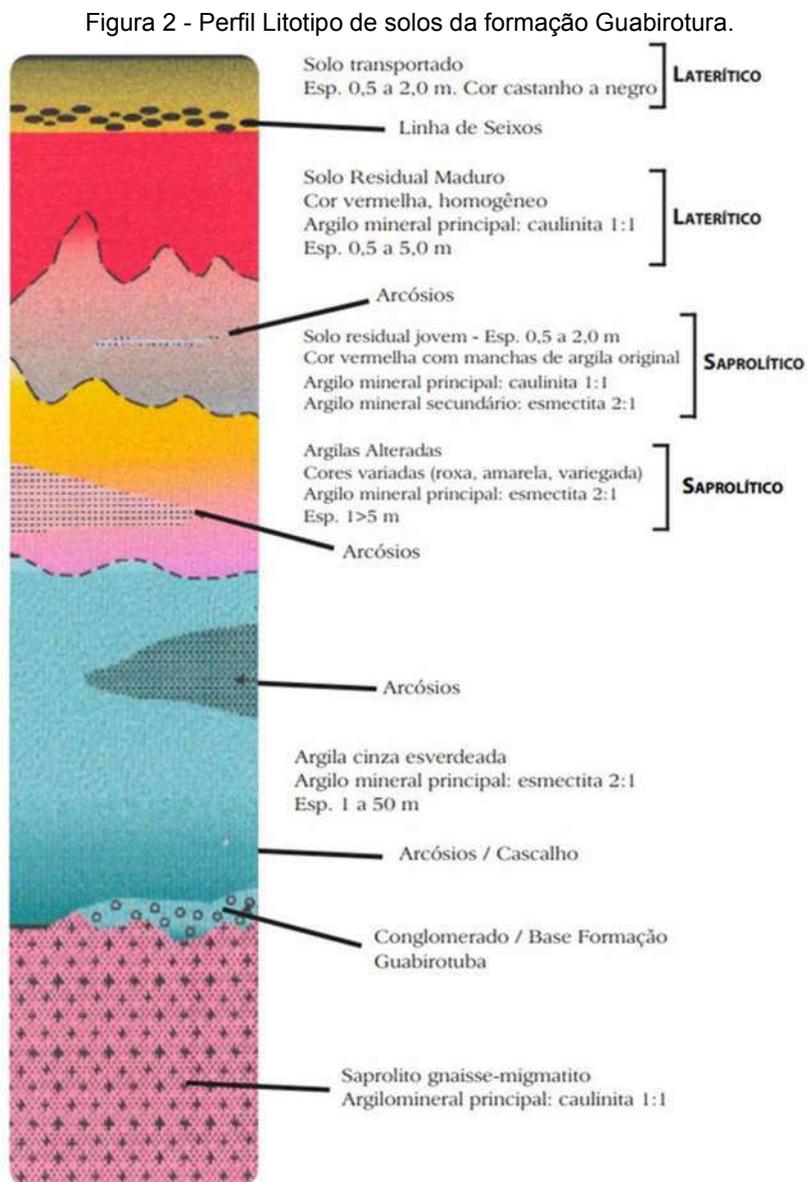
Figura 1 - Bacia geológica de Curitiba e seus municípios limítrofes.



Fonte: Adaptado de Cunha (2011).

É possível perceber na Figura 1, a vasta abrangência dos sedimentos da formação Guabirota, pois praticamente todos os municípios limítrofes recebem uma pequena parcela de tais materiais. A evolução, formação e transformação apresentada pelo perfil litotipo da Formação Guabirota apresenta materiais transportados (colúvios), seixos, solos residuais maduros, argilas alteradas e outros. Outra característica é a influência das condições climáticas nestes solos, sendo classificados como solos tropicais do tipo laterítico ou saprolítico. Felipe (2011), destaca esquematicamente o perfil de alteração dos litotipos da formação Guabirota (vide Figura 2), onde (profundidades de 0 a 2,0 m) são comuns serem encontrados solos lateríticos nas

primeiras camadas. No caso de profundidades próximas dos 5,0 m, é passível a ocorrência de solos saprolíticos.



Fonte: Adaptado de Felipe (2011).

Como se pode analisar as espessuras entre as primeiras camadas do solo da formação Guabirotura são relativamente baixas, alcançando em média valores de 2,3 metros, também são possíveis de serem analisadas as colorações apresentadas pelo solo e suas respectivas espessuras.

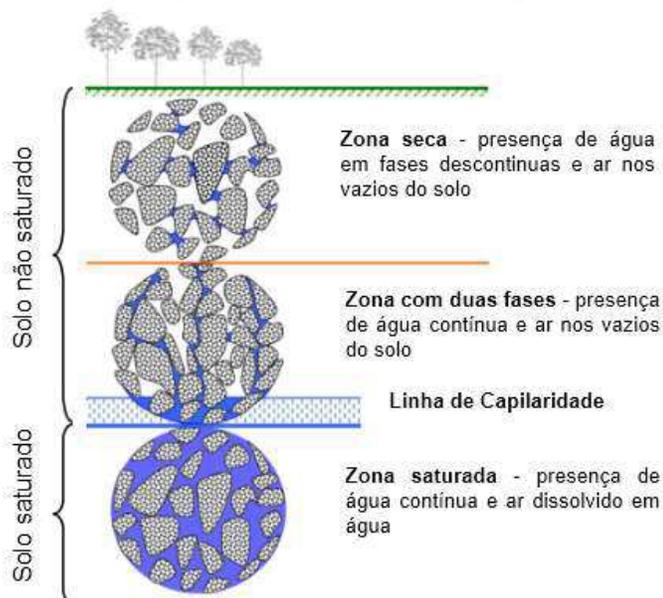
1.7 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS

2.2.1 Solos Não Saturados

Os solos que possuem seu volume parcialmente preenchido por água são denominados solo não saturados ou parcialmente saturados. Para este tipo de solo as mudanças no volume de vazios, resistência ao cisalhamento e nas propriedades hidráulicas são provenientes da variação em seu grau de saturação. Sheng (2011) apresenta ressalvas quanto aos cuidados necessários devido às mudanças no grau de saturação deste tipo de solo, podendo resultar em danos severos para fundações, estruturas e na estabilidade de taludes.

A presença de solos em condições não saturadas é significativa em regiões com climas áridos e semiáridos, como é o caso do Brasil. Neste estado, os fluidos presentes entre as partículas sólidas modificam os comportamentos mecânico, volumétrico e hidráulico do solo. Um dos principais agravantes no trabalho com este tipo de material está relacionado aos conceitos e teorias clássicas da Mecânica dos Solos, que foram elaborados para solos em estado saturado ou seco e tornam suas aplicações inadequadas para solos saturados. (CARVALHO *et al.*, 2015). A Figura 3 é ilustração do estado do solo com relação ao seu grau de saturação.

Figura 3 - Classificação do solo com base em seu grau de saturação.

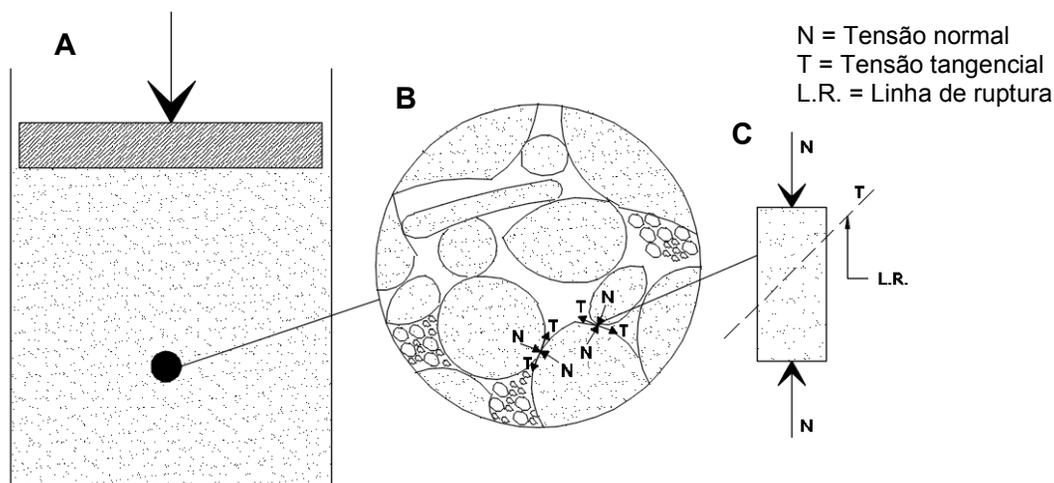


Fonte: Adaptado de Rasool (2014).

2.2.1 A Influência das Partículas no Comportamento do solo

O comportamento mecânico dos solos resulta da influência de diversos parâmetros que permeiam desde sua formação, grau de intemperismo, tipo e formato das partículas, presença ou não de argilominerais, disposição ambiental e histórico de tensões, até a quantidade parcial ou total de água presente em sua estrutura. Basicamente, uma massa de solo é composta por partículas sólidas, ar e água. A variação destas resulta em diversos outros parâmetros determinantes no comportamento do material (PINTO, 2006). Em materiais granulares, areias e pedregulhos, o contato entre as partículas gera uma força pontual que se soma à capacidade de suporte dos grãos. Isto influencia parâmetros mecânicos importantes tais como, resistência ao cisalhamento direto (τ), e distribuição das tensões normais (σ_1 , σ_2 , σ_3), dentre outros. Devido à sua alta permeabilidade, a dissipação das tensões neutras ocorre rapidamente quando estes materiais recebem um determinado carregamento e sua resistência é portanto quase sempre definida em termos de tensões efetivas Das e Sobhan (2014). A Figura 4 ilustra as fases de uma massa de solo granular até a ruptura.

Figura 4 – Distribuição das tensões nas partículas de solo. **A** – Massa de solo sob carregamento. **B** – O contato gerado nas partículas de solos e a distribuição da carga em tensão normal e tangencial. **C** – O contato das partículas suportando as tensões até atingir a ruptura tangencial ou por cisalhamento.



Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman, (1969).

Por outro lado, em solos finos (argilas e siltes), principalmente em argilas entre as partículas minerais existem vazios que são chamados de poros, preenchidos por água e/ou ar (com e sem a dissolução do material), tornando a massa em um sistema

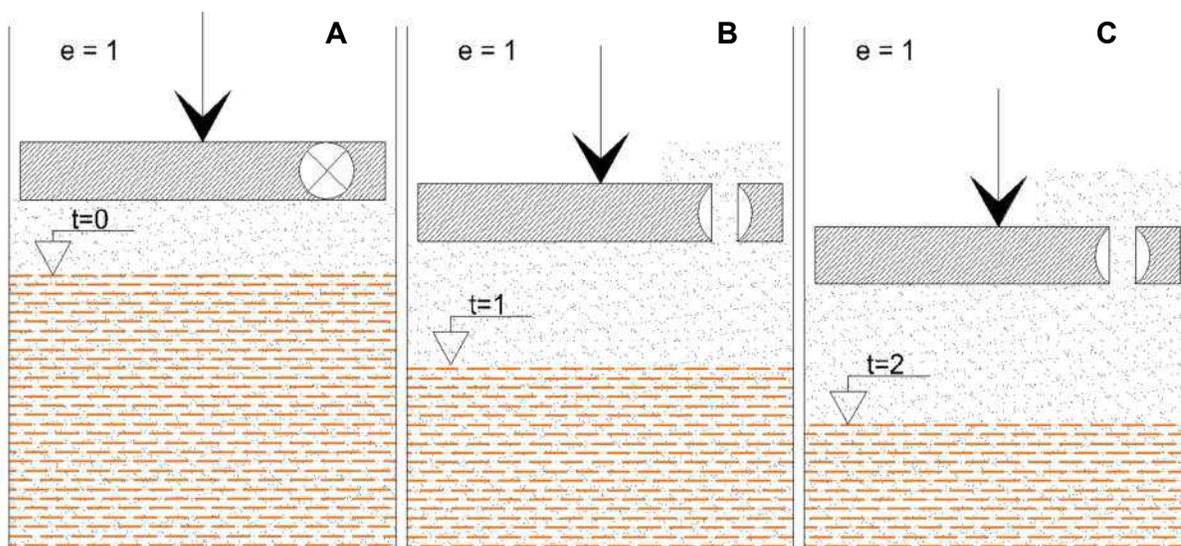
multifase, composto de uma camada de fase mineral e outra de poro fluido LAMBE e WHITMAN (1969).

A película de poro fluido tem um papel fundamental no comportamento mecânico das argilas, uma vez que as camadas de argilominerais são compostas por átomos ligados por meio de forças de valência primária. Em outras palavras, a relação atômica ocorre parte por ligações iônicas e parte por ligações covalentes, desta maneira, duas partículas de solo repelem-se quando suas camadas duplas se tocam, esta força de repulsão entre as partículas depende do fluido existente entre os argilominerais. Como o formato das partículas do solo têm dimensões coloidais, as forças de superfície (elétricas) predominam sobre as de volume e de gravidade. E esta vantagem de carga soma-se com as forças de repulsão e parte destas forças é transferida para a superfície da amostra de solo, aumentando, com isso, sua resistência superficial quando submetida a cargas axiais (MASSAD, 2016).

A Figura 5 é ilustra o comportamento das argilas sob carregamento axial uniforme. A finalidade da figura é destacar a transferência da carga para as partículas sólidas com o passar do tempo. Ilustrando a ocorrência de recalques secundários na massa de solo.

Figura 5 – Comportamento das argilas sob carregamento axial. **A** – Índice de vazios do solo sob carregamento. **B** – Transferência de tensão para o solo após abertura de válvula. **C** – Transferência de da carga para o solo com a variação do tempo.

e = índice de vazios



Fonte: Adaptado de Lambe, (1969).

2.2.2 Compactação de Solos

A compactação de solo é um dos ensaios mais comuns em engenharia geotécnica. No entanto, a complexidade do comportamento de solos compactados é reconhecida no meio técnico em geral. Trata-se de um ensaio simples com abrangência de diversos parâmetros geotécnicos tais como: físicos, hidráulicos e mecânicos. Busca-se a densificação do solo por meio de aplicação de carga estática, dinâmica ou por pisoteamento durante a execução do ensaio, compactando assim o material em diferentes teores de umidade. São verificadas as relações entre índices físicos e mecânicos do material. Com os resultados em mãos, traça-se um gráfico em forma de curva, contendo os pontos obtidos na compactação e os valores de densidade, estes aumentando proporcionalmente com a umidade. Também são plotadas as curvas de saturação e quantificada a influência da saturação na densidade máxima para cada energia de compactação Proctor utilizada no ensaio (LEROUIL e HIGTH, 2013). Outros parâmetros incluem a quantificação da influência da sucção, do volume de vazios, do acréscimo de tensão e da permeabilidade que pode ser relacionada com o ensaio de compactação.

Inúmeras pesquisas abordam a compactação de solos e isto muitas vezes interfere que sejam analisadas corretamente e com cuidadosa atenção as informações apresentadas no comportamento de solos compactados e com isso são apresentados resultados poucos verdadeiros ou com análise precária. O ensaio exige um plano de compactação planejado, sobretudo em termos de densidade e teores de umidade e quais as possibilidades de abordagem e análise. Este plano deve conter as representações mínimas necessárias para a investigação das propriedades do solo (ALONSO et al. 2013).

A curva de compactação Proctor é dividida em dois ramos, sendo eles seco e úmido. O primeiro se localiza na parte ascendente da curva, e nele, o acréscimo de água provoca uma lubrificação das partículas e reduz o atrito grão-grão, tornando o arranjo mais denso. A partir de um determinado teor de umidade (ramo úmido), a água impedirá a expulsão de ar dos sólidos, começando a ter mais água que sólidos no interior do solo. Isto resulta na diminuição do peso específico do solo (VILLAR, et. al., 2015). Os pontos de densidade máxima ou “ótimos” apresentados pelas curvas de

compactação deverão estar localizados entre as linhas de saturação de 70% e 90%, e além de nunca acima da linha de saturação (PINTO, 2006).

O parâmetro de densidade obtido no ensaio de compactação Proctor possui um vasto campo de aplicações em engenharia geotécnica, dentre as quais podem ser citadas, sua importância na construção de taludes rodoviários, na capacidade de carga de fundações, em barragens de terra e muros de gravidade, dentre outros.

O principal objetivo do processo de compactação de solos é a obtenção de um material com comportamento adequado para a solicitação a que se destina. Tal resultado é obtido através da redução do índice de vazios devido à expulsão da água e de ar dos poros. Geralmente após o processo de compactação ocorre um reagrupamento das partículas tornando a massa de solo mais homogênea. Durante a compactação, é desenvolvida uma poropressão negativa responsável pelo acréscimo de resistência ao cisalhamento do solo, principalmente em solos finos (MARTÍNEZ, 2003).

2.2.3 O Princípio das Tensões Efetivas

Em 1936, Karl Terzaghi publica sua teoria do Princípio das Tensões Efetivas e fundamenta a então chamada Mecânica dos Solos. Tal teoria é composta por duas partes conforme Atkinson e Bransby (1978). A primeira parte trata da definição de tensão efetiva onde o autor explica que: as tensões em qualquer ponto de uma seção através de uma massa de solo podem ser calculadas em forma de tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 que atuam neste ponto. Se os vazios do solo são preenchidos com água sob uma tensão u , as tensões principais totais consistem em duas partes. A primeira parte u na água e nos sólidos em qualquer direção com igual intensidade, a qual é denominada tensão neutra ou poro-pressão. O balanceamento $\sigma_1' = \sigma_1 - u$, $\sigma_2' = \sigma_2 - u$ e $\sigma_3' = \sigma_3 - u$ representa um excesso sobre a tensão neutra u e tem sua ação exclusivamente na fase sólida do solo. Esta fração das tensões principais totais são chamadas de tensão principais efetivas (ATKINSON & BRANSBY, 1978, pg. 39-40).

A equação fundamental do princípio das tensões efetivas, definida por Terzaghi, está transcrita na Equação 1.

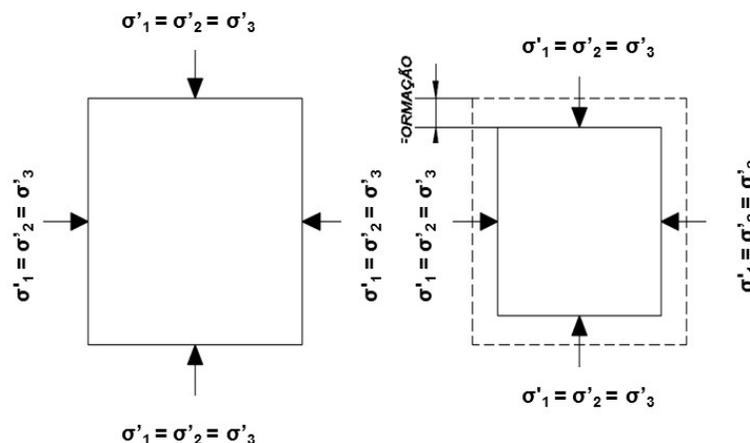
$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

Na equação 1 expressasse a relação entre a tensão total (σ), a tensão efetiva (σ') e a poro-pressão (u). Uma vez que a água não resiste ao cisalhamento, a equação é válida para todas as direções.

A segunda parte da teoria das tensões efetivas é descrita por Atkinson e Bransby (1978, pg. 40): todos os efeitos mensuráveis de uma mudança de tensão, como a compressão, distorção e alteração da resistência ao cisalhamento, são exclusivamente devido a alteração das tensões efetivas.

Com relação à segunda parte da teoria apresentada, sempre que houver variação volumétrica e distorção em uma massa de solo ou mesmo a ocorrência de ambas, será proveniente da variação do estado de tensões efetivas. E conseqüentemente, sempre que houver variação no estado de tensões efetivas de um solo, este sofrerá uma variação volumétrica ou distorção, ou ambas (ANDRADE, 2009). A Figura 6 apresenta um exemplo de variação volumétrica em uma amostra de solo submetido a um ensaio de adensamento geostático.

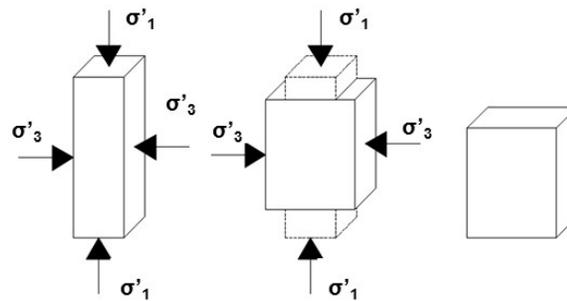
Figura 6 – Adensamento geostático. **A** - Antes do ensaio. **B** - Após ensaio.



Fonte: Adaptado de Andrade, (2009).

Ao se tratar de solo em estado saturado (ou seja, com os vazios totalmente preenchidos por água) quando submetido a uma variação de tensões não ocorrerá variação volumétrica, somente distorção (mudança de forma geométrica). Um ensaio que pode exemplificar esta situação é o ensaio triaxial não drenado (tipo UU) em solos saturados. Conforme exemplo na Figura 7.

Figura 7 – Ensaio triaxial não drenado (tipo UU).



Fonte: Adaptado de Andrade, (2009).

A tensão efetiva é a diferença entre a tensão total e a poropressão, sendo determinada com o uso das seguintes equações:

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

Onde: σ_v é a tensão vertical, u é a poro-pressão e σ'_v é a tensão vertical efetiva.

A tensão vertical e a poro-pressão são calculadas pelas Equações 3 e 4 apresentadas a seguir.

$$\sigma_v = \gamma \cdot h_s \quad (3)$$

Onde: γ é o peso específico do solo e h_s é a altura da camada de solo.

$$u = \gamma_w \cdot h_w \quad (4)$$

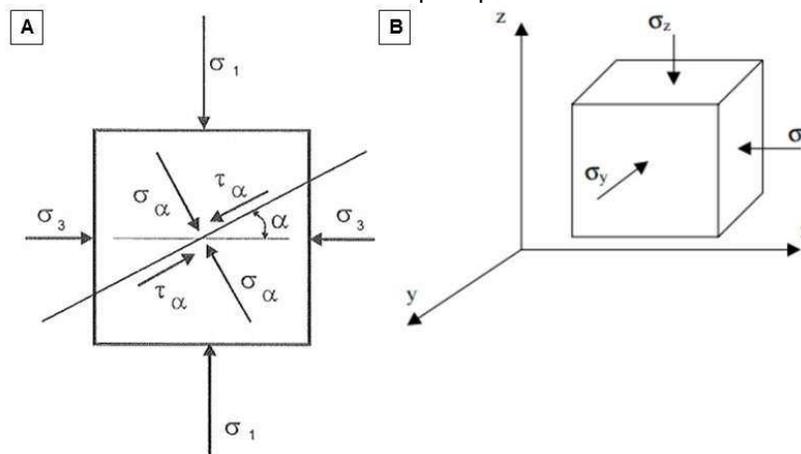
Onde: γ_w é o peso específico da água e h_w é altura do nível da água no interior do maciço de solo.

2.2.4 Esforços de Cisalhamento em Solos

Os solos geralmente não apresentam homogeneidade em seu estado natural soma-se a esta característica sua frequente anisotropia e a não linearidade na relação tensão (σ) vs. deformação (ϵ), as quais são dependentes de seu histórico de tensões. Sendo tais variáveis muito complexas, é imprescindível o entendimento da origem, ocorrência e influência das tensões cisalhantes no comportamento de solos. Este conhecimento é fundamental para análises de estabilidade de taludes, projetos de estruturas geotécnicas e do comportamento de solos sob estado de tensões por exemplo (CRAIG e KNAPPETT, 2012).

Os solos tipicamente atingem seu estado de ruptura devido a um fenômeno de cisalhamento (PINTO, 2006). Isto ocorre porque as tensões no interior dos solos não são necessariamente normais ao seu plano. Através de um plano genérico é possível perceber que a aplicação de uma pressão na superfície de um solo gera em seu interior uma sobrecarga que pode ser decomposta em uma componente normal e outra tangencial. A componente normal é denominada tensão normal, (σ), e a tangencial tensão cisalhante, (τ). Além do plano genérico, são observados três planos ortogonais em uma massa de solo nos quais as tensões atuantes são normais ao plano e, portanto, não existe a componente de cisalhamento. Estes planos são chamados de planos de tensões principais e as tensões atuantes recebem o nome de tensões principais (σ_1 , σ_2 e σ_3). Na Figura 8 demonstra o plano genérico e o plano de tensões principais.

Figura 8 – Planos de tensões. **A)** Plano genérico no interior do solo. **B)** Plano de tensões principais.



Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

A maior das tensões é chamada de tensão principal maior, (σ_1), e a menor é designada como tensão principal menor, (σ_3), sendo a outra designada como tensão principal intermediária, (σ_2). Para se determinar as tensões em qualquer plano geralmente são empregadas as Equações 5, 6 e 7 apresentadas a seguir ou graficamente através do círculo de Mohr.

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos(2\alpha) \quad (5)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin(2\alpha) \quad (6)$$

$$\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad (7)$$

Onde σ é a tensão normal, τ é a tensão de cisalhamento, σ_1 e σ_3 são as tensões principais, α o ângulo formado entre um determinado plano com relação ao plano da tensão principal maior e φ é o ângulo de atrito do material.

2.2.4.1 Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos

Mollahasani et al. (2011) propuseram um novo modelo para estimar o intercepto coesivo em amostras de solos não drenadas através de redes neurais. Os autores ressaltam a importância da resistência de solos na vida útil de estruturas nas quais a superfície do terreno apresenta potencial de deslizamentos, e também afirmam que a tensão de cisalhamento varia linearmente com a variação de tensões aplicadas sobre os dois componentes de resistência (coesão e ângulo de atrito).

Os principais parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento são o atrito (φ) e a coesão (c). Em solos granulares o mecanismo da resistência ao cisalhamento consiste na magnitude da força aplicada para realizar um movimento relativo entre duas partículas, também conhecida como característica friccional. No contato entre partículas, este movimento é caracterizado por uma certa inclinação que foi denominado como ângulo de atrito (φ). Quando as partículas sofrem alterações químicas estas apresentam uma resistência independente da tensão normal em um determinado plano, designado como coesão real. A parcela de coesão apresenta-se

significativa em solos naturalmente cimentados por agentes diversos como (intemperismo, ações isotrópicas, evolução pedológicas). Para solos em que o atrito entre os grãos é de grande ocorrência, a coesão possui valor pouco significativo (LAMBE e WHITMAN, 1969).

As argilas, por serem partículas muito menores, a transferência de esforço nos contatos é bem reduzida. Além disso, as partículas de argila estão envoltas por moléculas de água quimicamente adsorvida a elas. Como o contato entre as partículas não é suficiente para expulsar esta quantidade de água, a mesma torna-se responsável pela transmissão dos esforços (ORTIGÃO, 2007).

2.2.4.1 Ruptura por cisalhamento em solos

A ruptura por cisalhamento ocorre pela combinação de tensões normais e cisalhantes, e não somente por uma delas agindo de forma isolada. As principais teorias apresentadas e consagradas sobre a ruptura por cisalhamento foram sugeridas por Coulomb (1776) e posteriormente por Mohr (1900) ambas transcritas por Das e Sobhan (2014). A junção destas teorias resultou no Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb, no qual se considera a ocorrência de ruptura do solo quando o círculo representativo de seu estado de tensões atingir uma linha de ruptura definida por uma função linear a partir de parâmetros do próprio material. Esta função linear é descrita na Equação 8.

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (8)$$

Onde: τ_f é a resistência a cisalhamento, σ é a tensão normal no plano, c é a coesão do material e φ é o ângulo de atrito.

O ângulo de atrito do material pode ser determinado por meio da Equação 9.

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_f}{\sigma} \right) \quad (9)$$

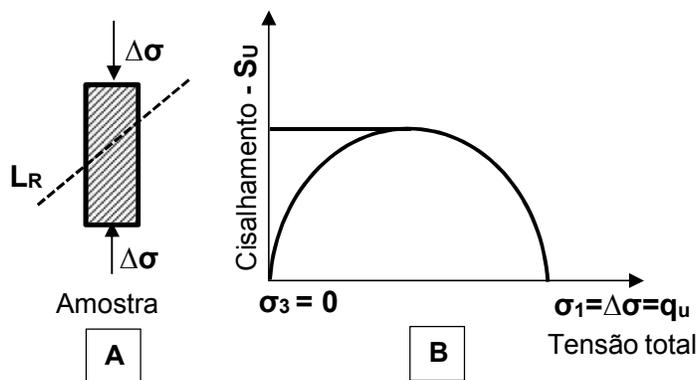
Onde: φ é o ângulo de atrito, τ_f é a resistência a cisalhamento e σ é a tensão normal no plano.

Para determinar a resistência ao cisalhamento de solo em laboratório os ensaios mais utilizados tem sido o de cisalhamento direto e os ensaios de compressão triaxial.

2.2.5 Resistência à Compressão Não Confinada

Resistência à compressão não confinada ou simples (q_u), é um tipo particular de ensaio triaxial do tipo UU (*Uncosolidated e Undrained*), no qual é determinada a máxima resistência a compressão simples de uma amostra mediante aplicação de carga axial. Não há aplicação de tensão confinante na amostra ($\sigma_3 = 0$) e não é realizada a medida da sucção durante o ensaio. Desta maneira não se considera a influência exercida pela poro-pressão na ruptura da amostra. Este tipo de ensaio é possível ser realizado com amostras indeformadas, compactadas ou remoldadas, conforme prescrito na NBR 12770 (ABNT, 1992). A Figura 9 é esboça um exemplo de ruptura de amostra no ensaio de resistência à compressão simples.

Figura 9 - Resistência à compressão simples: **A** – Amostra de solo; **B** – Círculo de Mohr. L_R – Linha de ruptura.



Fonte: Adaptado de Das e Sobhan, (2011).

Sachetti, et al. (2009) enfatizam a vasta aplicação de ensaios de resistência à compressão simples em programas experimentais, com o objetivo de verificar a efetividade da adição de resíduos principalmente cimento e fibras em misturas com solos. Os principais fatores que favorecem tal aplicação, são experiência acumulada com este tipo de ensaio na área de concreto, a simplicidade e rapidez na execução do ensaio, baixo custo, confiabilidade e ampla difusão no meio técnico.

2.2.6 Adensamento Unidimensional

Adensamento unidimensional ou edométrico corresponde as deformações ocasionadas pelas variações volumétricas em uma massa de solo provenientes da redução da água existente em seus vazios.

Em se tratando de aterros sobre argilas saturadas, o carregamento superficial é suportado pela água existente nos vazios do solo primeiramente, total ou parcialmente, tal solicitação gera um excesso de poro-pressão e, conseqüentemente, um gradiente hidráulico responsável pelo fluxo da água do interior do solo (vazios) para o exterior. Este fluxo é regido pela lei de Darcy, responsável pela velocidade da transição da água. Desta forma, os recalques não ocorrerão instantaneamente e sim ao longo do tempo sendo por isso conhecidos como recalques por adensamento (BRASIL, 2015).

O fenômeno de adensamento pode ser definido como a redução gradual no volume de vazios de um solo completamente saturado e de baixa permeabilidade durante a variação da tensão efetiva, proveniente, da redução da poro-pressão e perdurando até sua dissipação total (CRAIG e KNAPPETT, 2012).

O comportamento de um solo submetido a um ensaio de adensamento está intrinsecamente relacionado ao histórico de tensões a que este foi submetido durante seu processo de formação até o atual momento.

2.2.6.1 Histórico de tensões

Todas as tensões aplicadas sobre determinada massa de solo compõem seu histórico de tensões. Sendo assim, toda vez que se aplica uma determinada tensão efetiva vertical sobre um maciço de solo, este irá responder de acordo com seu histórico de tensões. Se a tensão aplicada for menor que a tensão a que este foi submetido no passado, diz-se que o solo está sobreadensado ou pré-adensado. Do contrário, se a tensão efetiva aplicada sobrepuja as anteriores por ele vivenciadas, este é tido como normalmente adensado. A razão de sobreadensamento (ou pré-adensamento) *OCR* do termo em inglês *overconsolidation ratio*, pode ser definida conforme Equação 10.

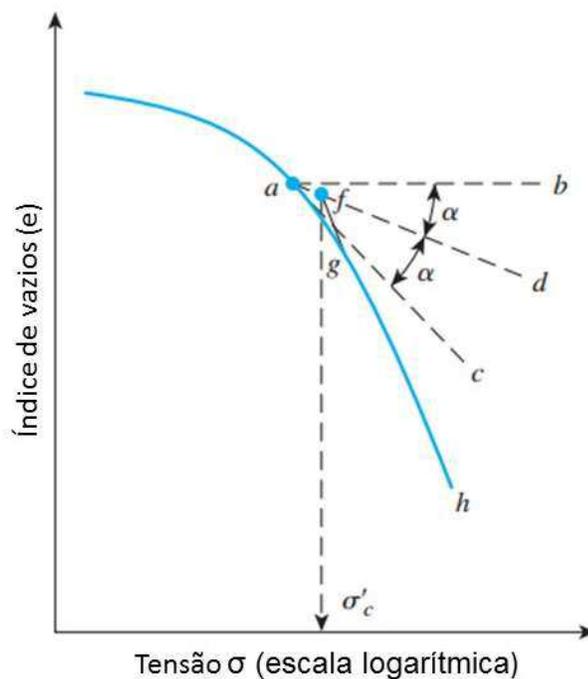
$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \quad (10)$$

Onde σ'_c é a tensão de pré-adensamento, e σ'_v é a tensão efetiva vertical atuando no momento considerado.

O histórico de tensões de sobreadensamento pode ser ocasionado pela variação do nível do lençol freático, pela remoção de sobrecargas existentes durante um determinado período na superfície do solo, pelo bombeamento profundo ou outros (LOUVISE, 2015). Em situações de solos normalmente adensados, a maior tensão efetiva será a tensão efetiva que está sendo aplicada no momento. Nestes casos o valor de *OCR* é igual a unidade.

Os dois principais métodos para a determinação da tensão de pré-adensamento são o de Casagrande (1936) apresentado por Das e Sobhan (2014) e o método de Pacheco Silva (1970). Aqui será apresentado somente o método de Casagrande (1936) porque o mesmo será aplicado para a determinação da tensão de pré-adensamento nos ensaios de adensamento unidimensional. A Figura 10 apresenta este método conforme abordado por Das e Sobhan (2014).

Figura 10 –Determinação da tensão de pré-adensamento.



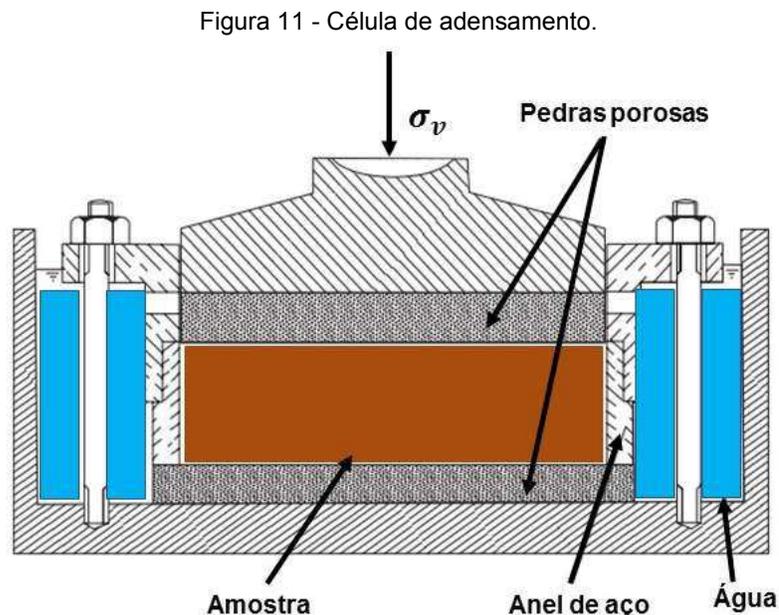
Fonte: Adaptado de Das, (2014).

Em síntese o primeiro passo consiste em estabelecer o ponto a na curva do gráfico e vs. $\log \sigma$ no local onde exista um raio mínimo de curvatura. Prossegue-se

desenhando uma linha horizontal ab a partir do ponto a . O terceiro passo é criar uma linha ac tangente ao ponto a . No quarto passo, determina-se uma linha ad (bissetriz do ângulo bac). O penúltimo passo consiste em estender uma linha da parte reta gh até interceptar o ponto f . Assim, a abscissa do ponto f é a tensão de pré-adensamento (DAS e SOBHAN, 2014).

2.2.6.2 O ensaio edométrico

Através do ensaio edométrico, busca-se reproduzir o adensamento unidimensional que ocorre *in situ* em aterros construídos sob áreas de extensão significativas e outras obras de terra. A Figura 11 apresenta de forma esquemática a célula de carga tipicamente utilizada em ensaios de adensamento.

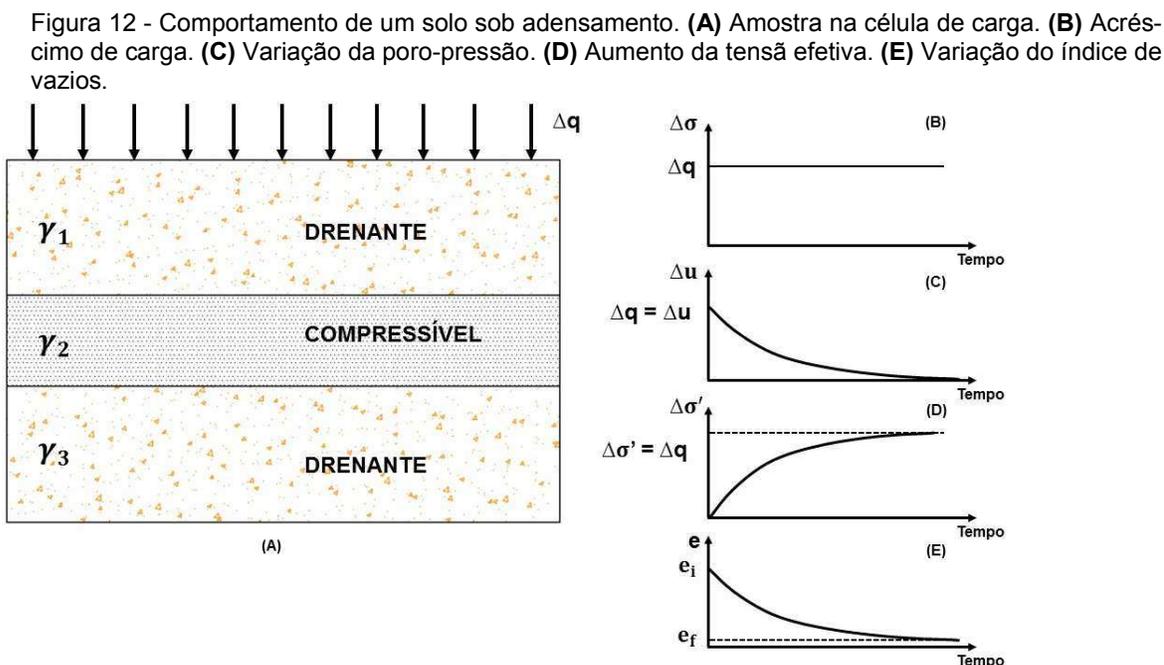


Fonte: Adaptado de Craig e Knappett (2012).

Em geral, a amostra de solo é talhada (amostras indeformadas) ou compactada em um anel de aço (amostra compactada). Isto confina a amostra lateralmente, permitindo ao solo realizar variações somente na direção vertical. Nas partes inferior e superior do anel, são acopladas duas pedras porosas, que simulam as fronteiras drenantes em aterros realizados por material granular. Em campo, geralmente são utilizadas camadas de areia para realizar a drenagem. A variação de carregamento

sobre a amostra é realizada em períodos de 24 horas e, no decorrer do ensaio, são feitas leituras das deformações sofridas pela amostra.

Quando um solo saturado é submetido a uma variação de tensão devido a um carregamento superficial (Δq), inicialmente este acréscimo de carga é resistido pela pressão da água existente nos vazios do solo (poro-pressão - Δu). Com a variação do tempo, a água vai sendo drenada e a carga é suportada pelas partículas sólidas da amostra (tensão efetiva - $\Delta \sigma'$). Esta transferência de esforço é controlada pela variação do índice de vazios do solo (Δe). Logo após o carregamento, no instante de tempo igual a zero ($t = 0$), o índice de vazios inicial (e_i) é máximo e este valor tende ao seu valor final ou mínimo (e_f) com o passar do tempo. A Figura 12 busca representar o comportamento de um solo ao ser submetido ao ensaio de adensamento.



Fonte: Adaptado de notas de aula da UFRJ.

Os principais parâmetros obtidos durante o ensaio de adensamento estão relacionados às deformações do solo durante a variação do tempo, de modo que o tempo de adensamento se torna um fator determinante na avaliação das tensões suportadas pelo solo. Os principais fatores que influenciam o tempo de adensamento são a espessura da camada do material (H) e seus coeficientes de compressibilidade (a_v) e permeabilidade (k).

2.2.6.3 Parâmetros obtidos no ensaio de adensamento

O coeficiente de compressibilidade corresponde à variação linear entre o índice de vazios e a tensão efetiva e pode ser calculado pela Equação 11 (PINTO, 2006).

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_{2} - \sigma'_{1}} \quad (11)$$

Onde e_1 é o índice de vazios inicial, e_2 é o índice de vazios final ou no tempo desejado e σ'_{1} e σ'_{2} são as tensões efetivas.

O grau de adensamento (U_z) é a relação entre a deformação a uma determinada profundidade de uma massa de solo em um determinado tempo (ε) pela deformação no final do ensaio (ε_f), vide Equação 12.

$$U_z = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \quad (12)$$

O coeficiente de adensamento (C_v) pode ser obtido através da Equação 13 apresentada por Pinto (2006), ou ainda pela Equação 14 apresentada por Lambe e Whitman (1969).

$$C_v = \frac{k \cdot (1+e)}{a_v \cdot \gamma_0} \quad (13)$$

Onde: k é o coeficiente de permeabilidade vertical e γ_0 é o peso específico da água.

$$C_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (14)$$

Onde: m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrico.

O fator tempo (T) depende do coeficiente de adensamento vertical (C_v), da distância de drenagem (H_d) em um determinado tempo (t), vide Equação 15.

$$T = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2} \quad (15)$$

A obtenção do coeficiente de adensamento vertical (C_v) pode ainda ser feita por meio de análises gráficas, mais especificamente do método de ajuste da raiz quadrada apresentado por Taylor (1948) para um grau de adensamento de 90% ($U_v = 90\%$), ou do método de logaritmo de tempo ($\text{Log } t$) de Casagrande (1936).

2.3 MELHORAMENTO DE SOLO COM RESÍDUOS

Em sua pesquisa, Rao, et al. (2017) abordam a importância do solo para o desenvolvimento de projetos e definições de estruturas adequadas. Diversos problemas relacionados a fundações e obras de pavimentação são provenientes da má qualidade de solos, e isto reforça a importância do melhoramento das suas propriedades. Os principais ganhos são o aumento na resistência ao cisalhamento, a maior resistência à deformação, a maior durabilidade e a redução no potencial de deslizamentos. Por exemplo, os autores buscaram o melhoramento da resistência de algumas propriedades de uma argila com adição de resíduo de mármore e obtiveram um aumento de 283% na resistência à compressão não confinada e um incremento de 172,68% no CBR de alguns solos com 10% de resíduos de mármore.

A baixa capacidade de suporte de solo favorece a ocorrência de recalques em obras de fundações, no surgimento de trilhos de roda em obras de pavimentação e em problemas de estabilidade de taludes em encostas ou áreas loteadas em terrenos favoráveis a tais ocorrências. Em síntese, o melhoramento de solos surge com um grande potencial de aplicabilidade, haja vista que os solos carecem de melhoramentos e muitos resíduos necessitam de aplicabilidade. Em várias obras geotécnicas, tem sido utilizado diversos materiais alternativos como cal, cimento, geossintéticos, resíduos de rochas, escória de alto forno, pó de vidro e resíduos de celulose, para o melhoramento das propriedades de solos.

Barbosa e Lima (2012) estudaram a resistência ao cisalhamento de solos com uso de capim vetiver. Foram feitas análises com amostras indeformadas de taludes com e sem o plantio do capim e os ensaios variaram com o tempo de vida do capim (a existência deste nos taludes). A pesquisa destacou uma melhoria na coesão do solo e um melhoramento no fator de segurança para a estabilidade dos taludes.

O uso de geossintéticos foi avaliado por Oliveira, et al. (2016) como reforço em estradas não pavimentadas. Os resultados obtidos apontaram uma redução significativa nas deformações verticais nos trechos considerados, com variações de aproximadamente de 1,20% a 2,7%.

As principais técnicas utilizadas no melhoramento de solos são a estabilização granulométrica e química, a aceleração de consolidação e a injeção (ALMEIDA, 2012). No caso da aceleração de consolidação, são aplicadas sobrecargas e drenos para acelerar o processo de adensamento. No caso da injeção pode ser de compactação, compensação ou jet-gouting.

2.4 RESÍDUOS DE ROCHAS ORNAMENTAIS – RRO

As rochas ornamentais tem sido usualmente denominadas como mármore e granitos, sendo compostas por rochas carbonáticas brutas (mármore) devido à predominância de carbonato de cálcio (CaCO_3), e rochas silicáticas brutas (granitos), com proporções elevadas de óxidos de silício (SiO_2). Também existem as rochas de processamento simples e especial como Ardósia, Quartzitos, Arenitos e Pedra-sabão. Estas também são classificadas como rochas ornamentais, porém são menos expressivas no mercado (ABIROCHAS, 2018).

Em termos do processo produtivo das rochas ornamentais, três etapas distintas podem ser citadas cada uma com suas características peculiares. A mineração consiste na exploração das rochas apresentadas em forma de lavras ou matacões. Nesta etapa, aplicam-se técnicas de cortes específicas para o desdobramento primário dos maciços rochosos. A serraria realiza o desdobramento dos blocos em chapas e por sua vez a marmoraria realiza as etapas de polimento, corte das chapas e fabricação dos produtos acabados (BEZERRA, 2017).

De acordo com Palma et al. (2014), os resíduos de rocha ornamentais podem ser subdivididos em três tipos básicos de produtos: os blocos, provenientes da extração dos recursos geológicos, a chapa serrada correspondente ao bloco cortado em marmorarias e serrarias e principal local produtor da lama de pedra ou pó de rocha, e produto em obra, que se refere ao produto transformado (após o corte polimento e enfardamento da chapa).

2.2.1 Panorama Global Sobre Resíduos de Rochas Ornamentais (RRO)

Há alguns anos a indústria tem se concentrado em dois contrastes (Europa e Ásia) como topo da produção mundial de rochas ornamentais, mais especificamente a Itália, a Espanha, Portugal, a China, a Índia, e o Irã. Estes países têm sido responsáveis por aproximadamente 80% da produção mundial de mármore e granitos. Predomina-se a oferta mundial de mármore na Europa, enquanto a Ásia domina a produção de granitos. A Itália, por longa data, possui a supremacia no setor, devido à tradição, imagem, marca, domínio dos canais de distribuição e design (PALMA et al., 2014). A Tabela 1 mostra um panorama quantitativo do setor da indústria mundial de rochas ornamentais.

Tabela 1– Produções mundiais de RRO

RANKING	PAÍS	Ano					
		1996	2013	2014	2015	2016	
		Produção	1000 Ton				
1°	CHINA		17.500 20,55%	39.500 35,46%	42.500 36,72%	45.000 37,94%	46.000 37,25%
2°	INDIA		3.500 9,59%	19.500 17,50%	20.000 17,28%	21.000 17,71%	23.500 19,03%
3°	TURQUIA		900 2,47%	12.000 10,77%	11.500 9,94%	10.500 8,85%	10.750 8,70%
4°	BRASIL		1.900 5,21%	9.000 8,08%	8.750 7,56%	8.200 6,91%	8.500 6,88%
5°	IRÃ		2.500 6,85%	6.500 5,83%	7.000 6,05%	7.500 6,32%	8.000 6,48%
6°	ITÁLIA		8.250 22,6%	7.000 6,28%	6.750 5,83%	6.500 5,48%	6.250 5,06%
7°	EGITO		1.000 2,74%	3.000 2,69%	4.200 3,62%	5.000 4,22%	5.250 4,25%
8°	ESPANHA		4.250 11,64%	5.000 4,50%	4.850 4,19%	4.750 4,01%	5.000 4,05%
9°	ESTADOS UNIDOS		1.350 3,7%	2.750 2,47%	2.650 2,29%	2.700 2,28%	2.800 2,27%
10°	PORTUGAL		1.950 5,34%	2.650 2,38%	2.750 2,38%	2.700 2,28%	2.600 2,11%
11°	FRANÇA		1.150 3,15%	1.050 0,94%	1.200 1,04%	1.250 1,05%	1.300 1,05%
12°	ARÁBIA SAUDITA		250 0,68%	1.200 1,08%	1.300 1,12%	1.200 1,01%	1.250 1,01%
13°	GRÉCIA		1.800 4,93%	1.250 1,12%	1.300 1,12%	1.250 1,05%	1.200 0,97%
14°	PAQUISTÃO		200 0,55%	1.000 0,90%	1.000 0,86%	1.050 0,89%	1.100 0,89%
TOTAL			36.500 100%	111.400 100%	115.750 100%	118.600 100%	123.500 100%

¹ Produção em 1000 toneladas. | ² Porcentagem sob total do ranking no ano.

Fonte: Adaptado de Montani (2017).

Nos últimos anos, conforme apresentado por Montani, (2017), houve uma ascensão por parte do Brasil, Egito e Estados Unidos, de modo que estes formam os dez maiores produtores mundiais de rochas ornamentais.

Na União Europeia, os resíduos de rochas ornamentais basicamente se dividem em dois tipos: resíduos sólidos e lamas de pedra ou pó de mármore. Os sólidos são provenientes de rejeitos em pedreiras e os pós de rochas são originados do processo de serragem e polimento de chapas. A Espanha, Grécia e Itália, estão entre os países em destaque com uma taxa de crescimento de 7% nos últimos 20 anos em sua produção e consumo de RRO (GALETAKIS; SOULTANA, 2016).

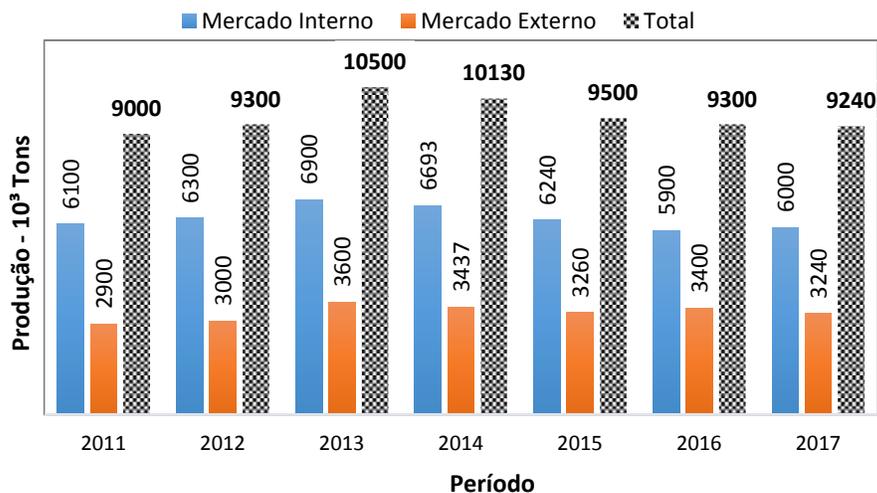
Considerando os dados quantitativos apresentados na Tabela 1, são notórios os altos volumes de material produzidos mundialmente. Destes, aproximadamente 75% são absorvidos pela construção civil e aplicados principalmente em pisos (32,5%) e revestimentos internos e externos (20,00%), conforme (BEZERRA, 2017). A Tabela 1 apresenta os quatorze principais produtores de rochas ornamentais de acordo com Montani (2017). Ao aplicar o percentual de perda do material durante seu processamento (30%) apresentado por Rao, et al. (2017), estimasse que em quatro anos estes países promovam uma geração de 140.775.000 toneladas de resíduo.

2.3 A indústria das Rochas Ornamentais no Brasil

A partir da década de 1990 o mercado da indústria de rochas ornamentais do país passou por um avanço em toda sua cadeia produtiva. Isto se deu principalmente por conta dos avanços das exportações, que marcaram uma evolução quantitativa e qualitativa no ramo. A alteração do perfil de exportação foi resultado do aumento na demanda de rochas processadas, chapas polidas e produtos acabados de ardósias e outros revestimentos. Isto marcou qualitativamente uma nova fase, a qual resultou em uma melhoria quantitativa de 900 mil toneladas em 1997 para 2,5 milhões em 2007. Os principais destinos a China e os Estados Unidos (FILHO e KISTEMANN, 2014).

Diante do bom desempenho do País na produção e exportação de rochas ornamentais, foi realizado um levantamento quantitativo com a quantidade rochas produzidas nos últimos 7 anos. A Figura 13 é apresentada graficamente a ascensão na produção da indústria Brasileira de rochas ornamentais.

Figura 13 - Ascensão da indústria brasileira de rochas ornamentais



Fonte: Adaptado de Abirochas, (2018).

Com a expressiva ascensão da indústria de rochas, o País passou a ocupar um dos lugares entre os cinco maiores produtores. As exportações somaram aproximadamente US\$ 1,2 milhões somente em 2017, sendo seus principais destinos EUA, China e Itália. No todo a indústria exportou para cento e dezessete países (ABIROCHAS, 2018).

A produção mineral nacional concentra-se, sobretudo, no Espírito Santo, localizado na região Sudeste do País. Com participação ativa de 10% no PIB, 1.700 empresas cadastradas e gerando 19,5 mil empregos diretos e 100 mil indiretos, esta produção lidera o ranking nacional na extração e processamento de rochas ornamentais (D'AVILA et al., 2017). No que tange a quantidade de empresas e número de empregos, os estados de Minas Gerais, São Paulo, Santa Catarina, Rio de Janeiro e Paraná, também se destacam no cenário nacional totalizando 5.038 indústrias e 43.714 empregos.

Os resíduos provenientes de rochas estão inclusos no item I do Art. 2º da Resolução nº 307/2002 do CONAMA, como resíduo de construção civil (CONAMA, 2002). A mesma resolução classifica o resíduo como de classe D, visto que o Granito se encontra e possui potencial de emissão de gás radônio, nocivo à saúde humana.

2.4 Parâmetros Físicos e Mecânicos do Resíduo de Rochas Ornamentais (RRO)

Visando a aplicação do resíduo de rochas ornamentais em obras geotécnicas, Oliveira, Ribeiro e Moreiras (2016) realizaram a caracterização do material. Quanto aos parâmetros físicos, foi concluído que o resíduo se trata de um silte com 80% de finos e com baixo índice de plasticidade. Em termos da caracterização química, o material apresentou aproximadamente 58% de Quartzo (SiO_2). As ser submetido a ensaios mecânicos, o resíduo apresentou resistência à compressão simples de 0,4 MPa, coesão de 54 kPa e ângulo de atrito de 35° .

Carvalho et al. (2014) realizaram a análise da durabilidade de blocos de solo-cimento com adição de resíduo de rochas ornamentais. Como resultado de caracterização física do material os autores concluíram que se trata de um silte com 66% de finos os resíduos predominantes nos minerais eram Quartzo (SiO_2) 68,31% e Alumínio (Al_2O_3) 19,53%. Quanto ao comportamento mecânico este resíduo apresentou valores de resistência à compressão entre 2,0 MPa e 3,1 MPa.

Ao aplicar o resíduo de rochas ornamentais na estabilização de três solos argilosos na Turquia, Sivrikaya, Kiyildi e Karaca (2014), apresentaram resultados nos quais a adição de diferentes teores de resíduo provocou redução nos teores de umidade e nos limites de Atterberg, enquanto apresentou aumento na densidade seca das misturas. Os autores concluíram que a aplicação de tal resíduo é satisfatória para estabilização de solos.

Alves (2008) em sua pesquisa utilizou resíduos de rochas ornamentais como aditivo para concreto. Nos resultados de caracterização química, o resíduo apresentou 51,25% de Quartzo (SiO_2) e 30,60% de Alumínio (Al_2O_3). A densidade obtida pelo ensaio de Picnometria a Hélio foi de $2,72 \text{ g/cm}^3$. Verificou-se que o material possui atividade pozolânica pelo método das argamassas, e foi obtido um índice de pozolanicidade de 60,4%. Tal índice é inferior ao mínimo exigido (75%), o que permite concluir que o resíduo não possui atividade pozolânica.

2.5 PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Os números mais recentes apresentados sobre a malha rodoviária brasileira indicam que 61% do transporte de mercadorias e 95% do de passageiros ocorrem no modal rodoviário, tornando-o um dos mais importantes no desenvolvimento econômico e social do País. Atualmente existem 213.453 km de rodovias pavimentadas e 1.507.248 km de não pavimentadas, correspondendo a 12,4% e 87,6% da extensão rodoviária total respectivamente. Estes indicadores evidenciam a necessidade de adequados dimensionamentos, a existência de malhas pavimentadas e a conservação da infraestrutura de transportes para o conforto e segurança dos passageiros e transportadores e, conseqüentemente, para o desenvolvimento nacional (BRASIL, 2018).

A norma brasileira de pavimentação, NBR 7207 (ABNT, 1982) traz a definição sobre pavimento:

“O pavimento é uma estrutura construída após terraplanagem e destinada, econômica e simultaneamente, em seu conjunto, a: a) resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego; b) melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança; e c) resistir aos esforços horizontais que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento (ABNT, 1982)”.

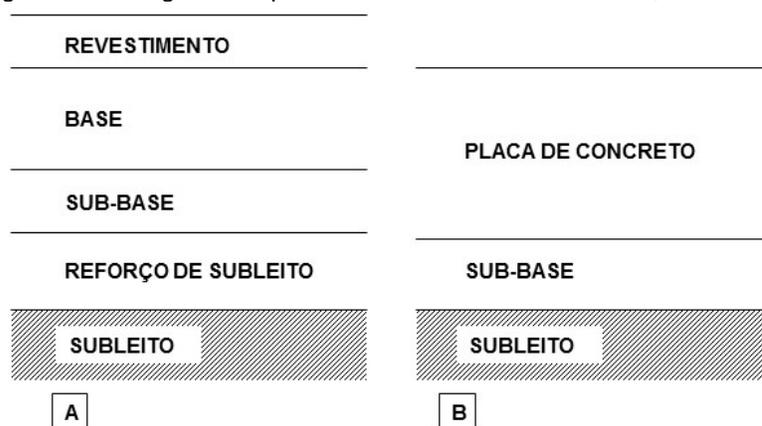
A mesma NBR 7207/1982 traz as definições das componentes da estrutura do pavimento:

“Subleito – é o terreno de fundação do pavimento ou do revestimento; Sub-base – é a camada corretiva do subleito (quando necessário), ou complementar à base; Base – é uma camada destinada a resistir e distribuir os esforços verticais oriundos dos veículos, sobre a qual se constrói um revestimento; Revestimento – é a camada, tanto quanto possível impermeável, que recebe a ação do rolamento dos veículos (ABNT, 1982)”.

Sendo o pavimento rodoviário uma estrutura de múltiplas camadas construída sobre um terreno em condições naturais ou melhoradas pela aplicação de intervenções técnicas, este pode ser subdividido por duas categorias: pavimentos flexíveis e pavimentos rígidos, conforme Medina e Motta (2015). Os pavimentos flexíveis são

constituídos por um revestimento asfáltico sobre uma base granular ou de solo estabilizado reforçada ou não com sub-base, construída sobre o subleito natural do terreno com ou sem reforço. Por sua vez o pavimento rígido é constituído por placas de concreto de cimento *Portland* (raramente armado) assentes sobre o solo de fundação ou sub-base intermediária. A Figura 14 ilustra esquematicamente as duas categorias de pavimentos.

Figura 14 - Categorias de pavimentos. A - Pavimento flexível, B – Pavimento rígido.



Fonte: Adaptado de Medina e Motta, (2015).

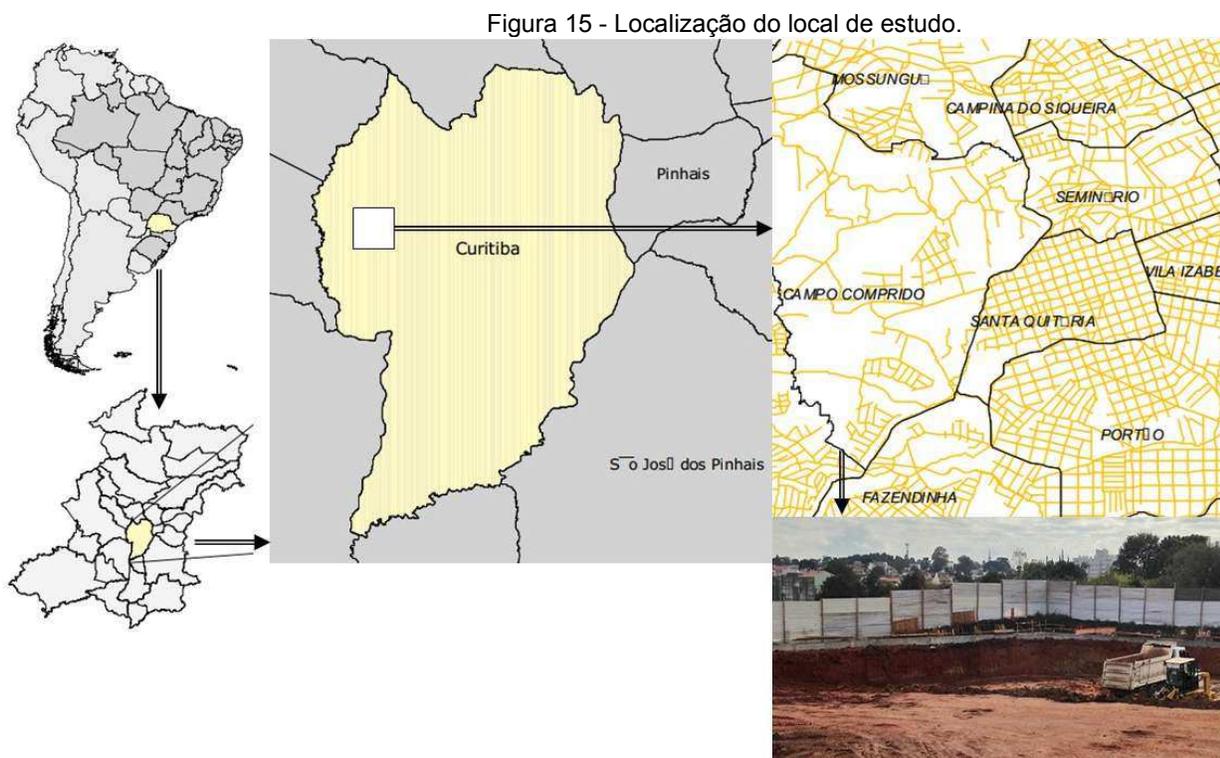
Diante da grande importância do material do subleito para recebimento das demais camadas de pavimentos, este tem sido motivo de diversos estudos, porque existem casos em que o material do terreno local tipicamente não atenda algumas das especificações técnicas (expansão, ISC, grau de compactação) definidas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) para sua aplicação integral em estruturas de pavimentos. Nestas situações, os materiais são totalmente removidos ou são aplicadas técnicas de estabilização para o melhoramento de suas propriedades, visando atender aos parâmetros normativos.

Os limites para a aplicação de materiais nas camadas estruturais de pavimentos são determinados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Para base é necessário que material apresente um ISC mínimo de 60% para um $N \leq 5 \times 10^6$ e uma expansão máxima de 0,5%. Enquanto que para a sub-base o ISC mínimo é de 20% e a expansão máxima do material de 1%. Para subleito e reforço de subleito os valores de ISC mínimos são de 4% e 2% respectivamente (DNIT, 2006). Neste contexto esta pesquisa irá avaliar o comportamento mecânico de um solo com adição de RRO e verificar sua aplicabilidade em obras de pavimentação.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta pesquisa foi desenvolvido um estudo do comportamento mecânico de um solo característico da formação geológica Guabirotuba, proveniente da cidade de Curitiba/PR. Inicialmente foram desenvolvidos ensaios com o solo puro a partir de amostras indeformadas e compactadas. Posteriormente, foram moldadas misturas com resíduos de rochas ornamentais (RRO) e nos teores de 3%, 5%, 7% e 9%. Finalmente, foram desenvolvidos ensaios somente com o resíduo de rochas ornamentais (RRO) com a finalidade de verificar seu comportamento mecânico.

O solo foi coletado a três metros de profundidade, na terceira camada de um perfil de solo residual maduro da formação Guabirotuba e em um terreno em fase de escavações e execução de fundações para implantação de um condomínio residencial no bairro Campo Comprido, próximo ao campus da UTFPR, na cidade de Curitiba/PR. A Figura 15 situa o local de retirada deste solo em relação à cidade de Curitiba.



Fonte: Adaptado de governo do Paraná – PDE – SEED (2008).

A quantidade coletada de solo deformado foi de aproximadamente 1 tonelada. Por sua vez as amostras indeformadas de solo totalizaram aproximadamente 200 kg. Estas foram protegidas por papel filme, ensacadas e acondicionadas em locais com pouca variação climática, para evitar a perda de suas propriedades e umidade original.

O resíduo de rochas ornamentais foi obtido em uma indústria de mármore e granito localizada no bairro Campo Comprido, na cidade de Curitiba/PR. Durante o processamento (corte e polimento) das peças de mármore e granito, é gerada uma grande quantidade de pó do material. Para reduzir sua dispersão no ambiente e a inalação por parte dos operadores, tanto o corte quanto o polimento receberam a injeção de água durante sua execução. A função da água é evitar a dispersão do pó de rocha e conduzir a quantidade gerada para um reservatório de descarte, no qual consta água e o pó sedimentado em formato de lama. O resíduo desta pesquisa foi coletado necessariamente deste reservatório conforme Figura 16. Foi obtido um volume de aproximadamente 400 litros de resíduo.

Figura 16 - Resíduo de Rochas Ornamentais. **A)** Tambor plástico de 200L. **B)** Material sedimentado no recipiente e em formato de lama. **C)** Formato de lama.



Fonte: O autor (2019).

Quanto aos métodos aplicados, a pesquisa foi tipicamente fundamentada no método Hipotético-Dedutivo conforme Marconi e Lakatos (2003). Este método segue uma organização prévia que pode ser entendida a partir de um problema (P1), para o qual são propostas soluções provisórias chamadas de teorias-tentativa (TT). Posteriormente, é realizada uma discussão sobre a solução adotada para a eliminação de

erros (EE) e, finalmente, como uma consequência da pesquisa, o processo se renova por si, originando em novos problemas (P2).

Para a realização dos ensaios, foram buscadas inicialmente as Normas Brasileiras (NBR's) referentes a cada ensaio. Em alguns casos normas internacionais da ASTM também foram aplicadas.

3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A Tabela 2 apresenta um panorama geral dos ensaios realizados.

Tabela 2 – Panorama dos ensaios realizados

ENSAIOS		MATERIAIS						
		SOLO	RRO	MISTURAS (SOLO + RRO)				
				3%	5%	7%	9%	
CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA	Difração de raio x	■	■	■	-	-	-	
	Fluorescência de raio x	■	■	■	-	-	-	
CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA	Granulometria	■	■	■	■	■	■	
	Massa específica dos sólidos	■	■	■	■	■	■	
	Limites de consistência	Liquidez (LL)	■	■	■	■	■	■
		Plasticidade (LP)	■	■	■	■	■	■
		Índice de plasticidade (IP)	■	■	■	■	■	■
	Compactação e ÍSC	Normal	■	■	■	■	■	■
		Intermediária	■	-	■	■	■	■
Modificada		■	-	■	■	■	■	
METODOLOGIA MCT	Compactação mini MCV	■	-	-	-	-	-	
	Perda de massa por imersão	■	-	-	-	-	-	
	Classificação geotécnica MCT	■	-	-	-	-	-	
RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES (qu)	Sem imersão	0 dias de cura	■	-	-	-	-	
		30 dias de cura	-	-	■	■	■	■
		60 dias de cura	-	-	■	■	■	■
		90 dias de cura	-	-	■	■	■	■
RESISTÊNCIA A TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIÂMETRAL (qt)	Sem imersão	0 dias de cura	■	-	-	-	-	
		30 dias de cura	-	-	■	■	■	■
		60 dias de cura	-	-	■	■	■	■
		90 dias de cura	-	-	■	■	■	■
ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL		■	-	■	■	-	-	
CISALHAMENTO DIRETO		■	■	■	■	-	-	

- Ensaios realizados
- Não houve ensaios

Fonte: O autor (2019).

Praticamente todos os ensaios foram realizados nas dependências da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), campus Curitiba e sede Ecoville, mais especificamente no laboratório de Geotecnia do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC). Destes, somente em um caso se fez necessária a utilização de laboratórios de outras instituições de ensino. Trata-se do ensaio de classificação de solo pela Metodologia MCT, o qual foi realizado nas dependências da Universidade Estadual Paulista Júlio Mesquita Filho (UNESP).

3.1.1 Definição do Tipo de Resíduo e as Dosagens das Misturas

Quanto à definição dos teores de resíduo a serem utilizados nas misturas com o solo, um dos principais parâmetros norteadores foi a revisão bibliográfica de teores previamente sugeridos na literatura. Isto permitiu a análise e a verificação de tais teores e os resultados obtidos no melhoramento do solo. Além dos dados da pesquisa, utilizou-se do Método ICL (*Initial Consumption of Lime*) proposto por Rogers et al. (1997) para a definição de teores de hidróxido de cálcio. O método ICL se utiliza do Potencial Hidrogeniônico (pH) dos materiais para definir o teor mínimo de resíduo a ser adicionado, tendo como base o máximo valor constante do pH da mistura. Diante das análises realizadas, foram definidos quatro teores de resíduo a serem adicionados ao solo, 3%, 5%, 7% e 9%, todos com relação ao peso seco do material original.

3.2 Caracterização e classificação dos materiais

A caracterização física e química do solo contemplou os ensaios de peneiramento, granulometria a laser, densidade real dos grãos, limites de Atterberg, classificação MCT, Difractometria de raios-X e Fluorescência de raios-X. O resíduo foi submetido à análise granulométrica a laser, e a caracterização química através dos ensaios de Difração de raios-X, Fluorescência de raios-X e Microscopia Eletrônica. No caso das misturas, foram realizados os ensaios de Granulometria a Laser, Densidade real dos grãos (Gs), limites de Atterberg, Difractometria de Raios-X e Fluorescência de Raios-X.

Quanto à classificação do solo e das misturas, optou-se pelo sistema de classificação da AASHTO (TRB) e pelo sistema unificado de classificação (SUCS). Tais

sistemas foram escolhidos porque não se valem somente da textura dos materiais, mas também de seus índices de consistência, os quais estão relacionados mais intimamente ao comportamento do solo como um todo. Considerando as variações climáticas na região onde a pesquisa foi realizada, procedeu-se à realização da classificação geotécnica de solos tropicais pelo sistema MCT (Miniatura Compactada Tropical), com a finalidade de verificar qual o tipo do solo (laterítico ou saprolítico).

A classificação TRB é fundamentada nos limites de Atterberg e na análise granulométrica. O sistema de classificação é feito por eliminação, procedendo-se da esquerda para a direita na tabela de classificação. Por sua vez a classificação pelo sistema unificado (SUCS), exige que seja plotada a carta de plasticidade dos materiais. Através da relação índice de plasticidade vs. limite de liquidez, o solo irá atingir uma das regiões da carta, sendo estas denominadas por grupo e nomeadas por siglas, como ML ou OL, CL ou OL, CH ou OH. Cada grupo corresponde a materiais com características específicas, que influenciam na sua classificação. Finalmente, após a definição do grupo dos materiais, o sistema de classificação apresenta uma variação dos limites com relação à quantidade de material passante em cada tipo de peneira, facilitando e refinando o sistema de classificação.

3.2.2 Granulometria por Peneiramento

Em se tratando de um material fino, o ensaio de granulometria por peneiramento foi conduzido com o auxílio de um agitador mecânico, para provocar uma agitação mais homogênea e facilitar a passagem do material no conjunto de peneiras. Foram selecionadas as malhas entre 4,8 mm e 0,075 mm, em conformidade com o disposto pela norma NBR 7181 (ABNT, 2016).

3.2.3 Granulometria a Laser

A análise granulométrica à laser foi realizada para o solo puro, para o resíduo de rochas ornamentais e para todas as misturas. Os ensaios foram realizados com o auxílio de um granulometro da marca *Betttersizer S3 Plus – Particle Size Analysis Report* com um range de leitura de 0,01um – 3500um, com 1600rpm.

3.2.4 Limites de Atterberg

A preparação das amostras para os ensaios foi realizada em consonância com a norma NBR 6457 (ABNT, 2016). Os limites de Atterberg são compostos pelos ensaios de limite de liquidez, que avalia a umidade na qual há a mudança de estado do material de plástico para líquido conforme NBR 6459 (ABNT, 2016) e pelo limite de plasticidade, responsável por determinar a fronteira entre o estado semisólido e o plástico, conforme NBR 7180 (ABNT, 2016). A diferença entre estes limites resulta no índice de plasticidade, vide Equação 16.

$$IP = LL - LP \quad (16)$$

O índice de plasticidade indica o potencial argiloso do material, de modo que, a determinação de sua quantidade é indispensável para a caracterização do solo.

3.2.5 Densidade Real dos Grãos

O ensaio para a determinação da densidade real dos grãos foi realizado segundo o prescrito pela normativa DNER-ME 093 (DNER, 1994) e pela norma internacional ASTM D 854 (ASTM, 2002). Foi feita uma pequena adaptação durante o ensaio, uma vez que se utilizou dessecador conectado a uma bomba a vácuo e esta, ao ser acionada, provoca a redução da pressão no interior do recipiente. Isso gera a fervura da água e conseqüentemente ocorre a eliminação dos vazios existente entre as partículas de material. A Figura 17 ilustra etapas do ensaio.

Figura 17 - Ensaio de densidade real dos grãos.



Fonte: O autor, (2019).

3.3 Ensaio de Caracterização Mecânica

Os ensaios de caracterização mecânica foram: Compactação Proctor, Índice de Suporte Califórnia, expansão, resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, ambos não confinados, cisalhamento direto e adensamento.

3.3.1 Compactação

O ensaio de compactação foi realizado segundo as orientações da norma NBR 7182 (ABNT, 2016). Os materiais foram ensaiados nas três energias de compactação Proctor, ou seja, Normal (EN), Intermediária (EI) e Modificada (EM). Foi escolhido o cilindro pequeno com diâmetro de 100 mm e altura de 127 mm para tal ensaio. Primeiramente foi feito o ensaio do solo e, em seguida, das misturas.

3.3.2 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

O ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC) foi conduzido segundo o disposto na norma NBR 9895 (ABNT, 2016). Os corpos de prova foram moldados no peso específico seco máximo (γ_d) e nos teores de umidade ótimos (ω). A Figura 18 é apresenta os corpos-de-prova antes de serem submersos para ensaio de expansão.

Figura 18 – Preparação de corpos-de-prova para ensaio de expansão.



Fonte: O autor (2019).

A capacidade de suporte foi determinada para as três energias de compactação, sendo que foram moldados três corpos de prova para cada uma delas. Após o rompimento, foi realizada uma análise das curvas pressão vs. penetração e calculado o ISC segundo a Equação 17.

$$\text{ISC (\%)} = [(P_{\text{CALCULADA OU } P_{\text{CORRIGIDA}})/P_{\text{PADRÃO}}]*100 \quad (17)$$

Onde,

ISC = Índice de suporte Califórnia (%), correspondente ao maior valor obtido nas penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm;

$P_{\text{CALCULADA}}$ ou $P_{\text{CORRIGIDA}}$ = É a pressão obtida na leitura no anel de aferição durante o ensaio ou corrigida, quando necessário, devido à ocorrência de inflexões;

$P_{\text{PADRÃO}}$ = Pressão correspondente a um determinado tipo de pedra britada que apresenta Índice de Suporte Califórnia de 100%.

3.3.3 Expansão

A expansão foi medida nos corpos de prova do ensaio de ISC, os quais foram colocados imersos por um período de 96 horas após moldagem. Durante este período, foram feitas leituras diárias para avaliação da variação de sua altura. Posteriormente, foram realizados os cálculos da expansão conforme Equação 18.

$$\text{Expansão (\%)} = [(L_{\text{FINAL}} - L_{\text{INICIAL}})/(H_{\text{INICIAL DO CP}})]*100 \quad (18)$$

Onde,

L_{FINAL} = Leitura final no deflectômetro acoplado ao corpo de prova

L_{INICIAL} = Leitura inicial no deflectômetro

H_{INICIAL} = Altura inicial do corpo de prova

3.4 Resistência à Compressão Não Confinada

Os ensaios de resistência à compressão não confinada ou simples (q_u) foram conduzidos de acordo com as normas NBR 12770 (ABNT, 1992) e DNER-IE 004 (DNER, 1994). Algumas informações foram verificadas com base nas especificações prescritas pela norma ASTM D2166/D2166-M (2014).

Foram feitos ensaios em amostras compactadas de solo puro e das misturas de solo com adição de 3%, 5%, 7% e 9% de resíduo de rochas ornamentais. Os corpos de prova foram moldados no peso específico seco máximo (γ_d) e no teor de umidade ótimo ($\omega_{ót.}$), ambos obtidos no ensaio de compactação Proctor. Cada amostra foi composta por três corpos de prova com as mesmas características (altura, densidade, diâmetro, massa específica aparente seca e umidade).

A moldagem dos corpos de prova foi concluída a partir de moldes padrões em aço inox e com 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. Sendo conhecido o volume do molde e a densidade do solo, foi possível calcular a quantidade de material por corpo de prova, pela Equação 19.

$$M_{1CP} = (\pi \cdot R^2 \cdot H) \cdot \rho_d \quad (19)$$

Onde:

M_{1CP} – Massa correspondente a um corpo de prova (g)

R – Raio do molde (cm);

H – Altura do molde (cm);

ρ_d – Massa específica seca máxima do solo (g/cm^3)

Para calcular a quantidade de material por amostra, basta multiplicar a massa de 1 CP pela quantidade almejada de CPs. Sendo conhecida a quantidade de solo, a próxima etapa consistiu no cálculo da massa de resíduo a ser adicionada, conforme o teor previamente definido. A massa do resíduo foi calculada com relação à massa seca do solo, conforme Equações 20 e 21.

$$M_{SECA} = \frac{M_{UMIDA}}{1 + \frac{w}{100}} \quad (20)$$

Onde:

M_{SECA} – Massa seca da amostra de solo;

M_{UMIDA} – Massa úmida da amostra de solo;

w – Umidade inicial do solo;

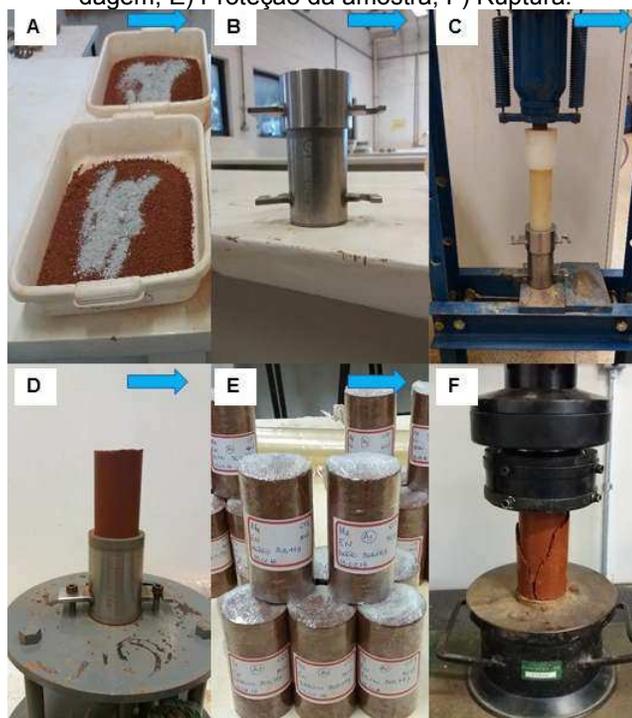
$$M_{RRO} = M_{SECA} \cdot \frac{TEOR}{100} \quad (21)$$

Onde:

M_{RRO} – Massa de resíduo de rochas ornamentais a ser adicionado (g);

Tendo preparados os materiais das misturas procedeu-se à homogeneização e moldagem das amostras. A moldagem foi realizada com o auxílio de uma prensa hidráulica não automatizada. O material foi transferido para o molde em camada única e compactado na prensa com o auxílio de um soquete. Este soquete era centralizado sobre a amostra e, com o auxílio do pistão da prensa, procedia-se à compactação. Após a moldagem, os corpos de prova eram envoltos em papel filme (PVC) para evitar a perda de umidade. Todas as amostras foram acondicionadas em câmara úmida por um período de 30, 60 e 90 dias de cura, até a data de ruptura. Este período de cura teve por objetivo a verificação da influência do tempo na resistência à compressão das misturas. A Figura 19 mostra os processos realizados durante a moldagem até a ruptura da amostra.

Figura 19 - Ensaio de compressão simples. A) Homogeneização, B) Molde, C) Moldagem, D) Desmoldagem, E) Proteção da amostra, F) Ruptura.



Fonte: O autor (2019).

Para a ruptura das amostras, utilizou-se de uma prensa universal EMIC, modelo DL 30.000N e com célula de carga (modelo TRD-29) calibrada. A velocidade de deformação foi de 1 mm/min e a capacidade máxima da prensa era de 30.000 Kgf. De

posse dos dados de ruptura (tempo, deformação e força), foi possível calcular a resistência à compressão simples (q_u) conforme Equação 22.

$$q_u = \frac{P_R}{A_T} \quad (22)$$

Onde:

q_u – Resistência à compressão simples (MPa);

P_R – Carga máxima aplicada até a ruptura da amostra (N);

A_T – Área da seção transversal da amostra (mm²);

A partir dos valores da resistência, foram elaborados os gráficos de Resistência a compressão – q_u (MPa) pela Deformação – ε (%) para avaliar o comportamento do solo e das misturas.

3.5 Resistência à Tração por Compressão Diametral

Este ensaio foi realizado segundo as orientações dispostas na norma NBR 7222 (ABNT 1994). Os procedimentos para a moldagem e os equipamentos utilizados na confecção dos corpos de prova foram os mesmos do ensaio de resistência à compressão simples. A única mudança consiste na ruptura das amostras, uma vez que o corpo de prova é posicionado na horizontal durante o momento do ensaio para a determinação da resistência à tração.

Para a ruptura das amostras, utilizou-se de uma prensa universal EMIC, modelo DL 30.000N. A velocidade de deformação foi fixada em 1 mm/min. Com os dados de ruptura (tempo, deformação e força) em mãos, foi possível determinar a resistência à tração por compressão diametral através da Equação 23.

$$q_t = \frac{2.F}{\pi.D.l} \quad (23)$$

Onde,

q_t = Resistência à tração por compressão diametral (MPa);

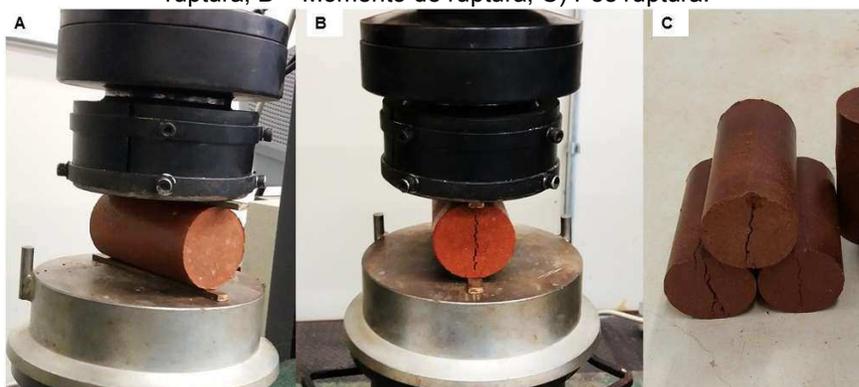
F = Carga máxima de ruptura (N);

D = Diâmetro do corpo de prova (mm);

l = Comprimento do corpo de prova (mm);

A Figura 20 ilustra o processo de ruptura das amostras no ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Figura 20 - Ensaio de tração por compressão diametral. A – Amostra sendo preparada na prensa de ruptura, B – Momento de ruptura, C) Pós ruptura.

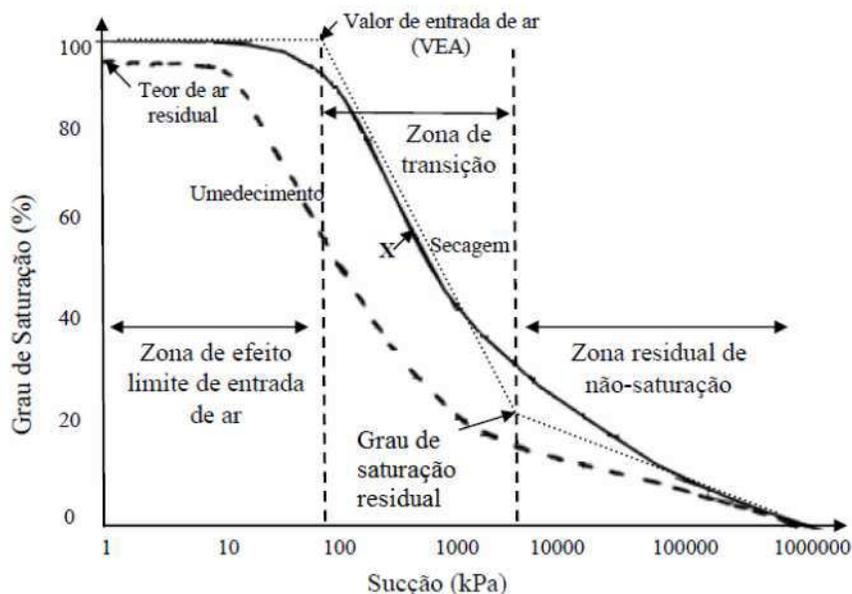


Fonte: O autor (2019).

3.6 Parcela de Sucção na Resistência do solo

As fases sólida, ar e água e as interações que ocorrem entre elas são as responsáveis pelas características mecânicas dos solos não saturados. Uma das consequências destas interações é a geração de uma pressão negativa na água intersticial que pode ser expressa pela sucção em relação à pressão externa ao solo (GEORGETTI, 2010). A Figura 21 ilustra uma curva característica de solo.

Figura 21 - Curva característica de solos – análise de Sucção.



Fonte: Adaptado de Vanapalli; Fredlund; Pufahl (1999).

Os valores de tensão negativa ou sucção são apresentados a partir da curva característica do solo e estão relacionadas ao seu grau de saturação. Normalmente a tensão de sucção é inversamente proporcional ao grau de saturação de um solo, ou seja, os maiores valores de sucção ocorrem nos menores teores de umidade existentes na massa de solo. A curva acima (vide Figura 21) mostra nitidamente a relação entre o grau de saturação e a tensão de sucção do solo. Em solos compactados, é comum que os pontos ótimos de umidade estejam localizados próximos ou acima de 80% de saturação (PINTO, 2006). Considerando o disposto e realizando uma análise simplista da curva característica apresentada na Figura 21, é possível perceber que a influência da sucção é relativamente baixa (valores próximos a 100 kPa) para solos compactados com saturação próxima ou acima de 80%. Neste sentido, como o grau de saturação ultrapassa 80%, a sucção é irrelevante nos resultados dos ensaios não confinados (CONSOLLI, et al., 2016).

As amostras utilizadas na pesquisa são provenientes de solo coletado acima da zona vadosa do perfil geotécnico do terreno, ou seja, de um local em que o solo se apresenta em estado não saturado. Os corpos de prova para os ensaios de compressão foram moldados no teor de umidade ótimo, o que corresponde a um grau de saturação acima de 80%. Este valor é adequado para os teores ótimos de umidade, conforme (PINTO, 2006). Por este motivo, não foi considerado a influência da sucção nas análises da pesquisa.

A sucção em solos da formação Guabirotua foi estudada por Nakashima (2017). Os resultados apresentados por Nakashima demonstram que o solo da Formação Guabirotuba apresenta valores entre 10 kPa e 40 kPa para solo com grau de saturação entre 70% e 90%. Os resultados ratificam o disposto por Consolli, et al., (2016) sobre a pouca influência da sucção em amostras compactadas com grau de saturação acima de 80%.

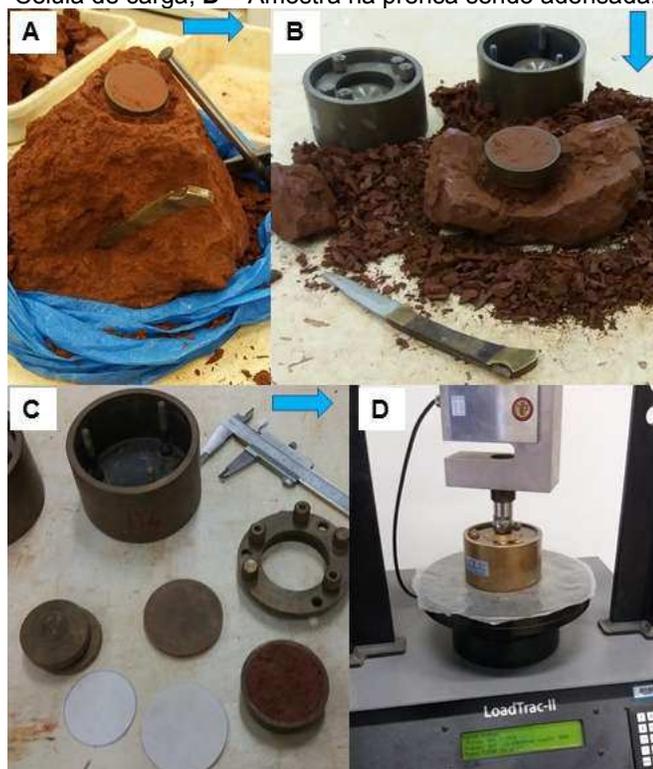
3.7 Ensaio de Adensamento Unidimensional

Os ensaios de adensamento foram conduzidos em conformidade com o prescrito na norma NBR 12007 MB 3336 (ABNT, 1990). No caso do solo puro, foram selecionadas amostras indeformadas na umidade natural, saturadas e saturadas nos

carregamentos de 180 kPa e 720 kPa. Por sua vez as amostras compactadas de solo puro foram ensaiadas na umidade de moldagem e na condição saturada. As misturas de solo com RRO, foram avaliadas com amostras compactadas na umidade de moldagem e na condição saturada. Apenas as misturas de 3% e 5% de RRO foram ensaiadas devido ao melhor desempenho destes teores no melhoramento do solo.

As amostras foram submetidas ao adensamento em uma prensa Geocomp LoadTrac-II, com acurácia de 0,00003 para deformações de 15 mm/min. Durante o ensaio, foram aplicados 6 estágios de carregamento (45 kPa, 90 kPa, 180 kPa, 360 kPa, 720 kPa e 1440 kPa) e 3 estágios de descarregamento (720 kPa, 360 kPa e 180 kPa). O procedimento adotado para a determinação da tensão de pré-adensamento foi o método de Casagrande (1936), apresentado por DAS (2014). Foram coletadas amostras indeformadas do solo e transportadas para o laboratório e na sequência realizada as moldagens, conforme apresentada na Figura 22.

Figura 22 - Moldagem e ensaio de adensamento. **A/B** – Moldagem das amostras indeformadas, **C** – Célula de carga, **D** – Amostra na prensa sendo adensada.



Fonte: O autor (2019).

3.7 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados de acordo com as instruções da norma NBR ISO 12957-1 (2013). Para os ensaios com solo puro, foram empregadas amostras indeformadas e amostras compactas. Nas misturas somente com amostras compactadas e para os teores de 3% e 5% de RRO foram igualmente submetidas a este ensaio devido seu melhor desempenho após adição ao solo.

As amostras indeformadas foram coletadas no mesmo terreno que o restante do solo, a uma profundidade de aproximadamente 3,0 m. Durante a coleta, estas amostras foram talhadas e moldadas em campo e posteriormente protegidas para evitar perda de umidade e serem submetidas à ruptura. A Figura 23 apresenta os procedimentos do ensaio de cisalhamento.

Figura 23 - Moldagem e ensaio de cisalhamento com amostras indeformadas. **A/B** – Coleta e moldagem das amostras indeformadas, **C** – Caixa de cisalhamento, **D** – Acondicionamento da amostra na caixa de cisalhamento, **E** – Prensa durante a execução do ensaio, **F** – Amostra pós ruptura.

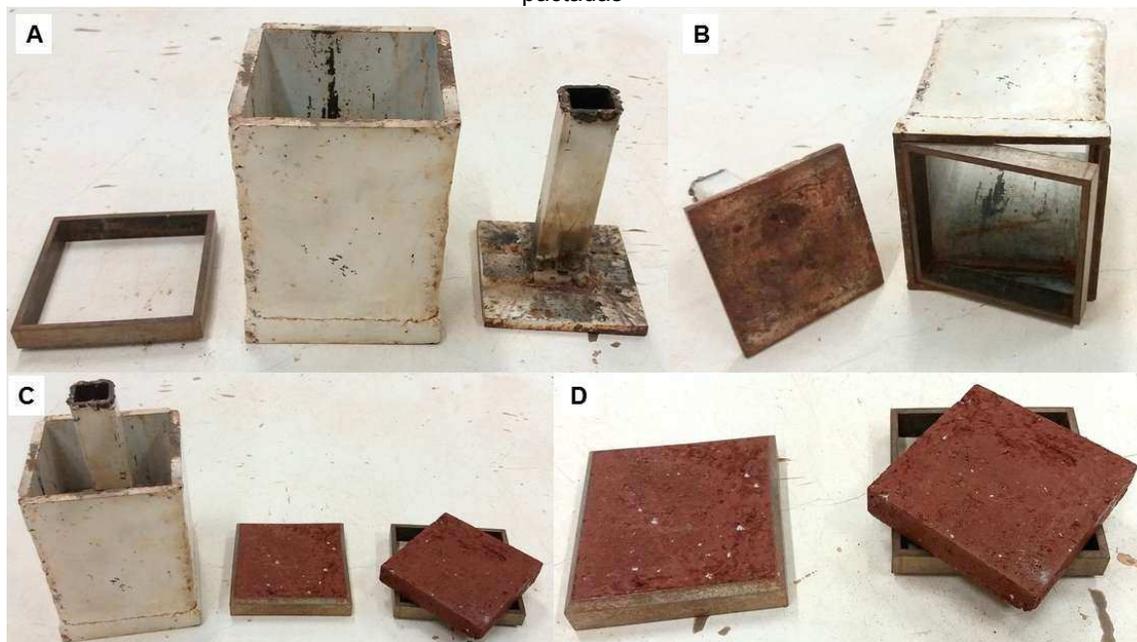


Fonte: O autor (2019).

Os corpos de prova foram moldados na massa específica seca máxima do solo e das misturas após o ensaio de compactação. Para a moldagem foram selecionados um molde com soquete metálico e anéis de aço com dimensões padronizadas de 100 mm x 100 mm x 20 mm. Foram moldados quatro corpos de prova com as mesmas características (densidade e umidade) para ambos os materiais e, imediatamente após a moldagem, estes corpos de prova foram submetidos ao ensaio de cisalhamento direto.

Inicialmente foram realizados os ensaios com as amostras indeformadas e, posteriormente, com as amostras compactadas de solo puro e nas amostras compactadas das misturas de solo com 3% e com 5% de RRO. Os equipamentos utilizados para a moldagem são apresentados na Figura 24.

Figura 24 - Moldagem de amostras compactadas para ensaio de cisalhamento direto. **A** – Anel, molde e soquete metálico, **B** – Ajuste do anel no molde, **C** – Compactação da amostra, **D** – Amostras compactadas



Fonte: O autor (2019).

O ensaio foi conduzido em uma prensa ELE International (*Direct Shear Apparatus* 220-240V 50/60Hz 1Ph) e com capacidade máxima de 5 kN. A coleta de dados foi realizada por sistema automatizado, sendo que as principais variáveis mensuradas foram as forças normal e cisalhante (em N), deslocamentos (com sensibilidade de 0,001 mm) e velocidade de ensaio fixada em (1 mm/s).

3.8 Análise estatística

Quando aplicável foi realizada a análise estatística dos resultados obtidos. Os métodos utilizados na referida análise foram a ANOVA ou Análise da Variância, com o objetivo de verificar se as médias obtidas em determinados grupos são todas iguais ou se existe ao menos uma diferente. E o teste de TUKEY que irá apresentar a existência ou não de significância nas diferentes médias obtidas no teste da ANOVA. Para aplicar o teste da análise da variância é necessário possuir uma variável fixa e uma ou mais variáveis móveis. Neste trabalho foi possível aplicar a referida metodologia pois o solo puro e as misturas caracterizam-se como variáveis móveis e as condições de alguns ensaios mecânicos como variáveis fixas.

Foram submetidos à análise estatística os ensaios de resistência à compressão simples e os ensaios de resistência à tração por compressão diametral. Em ambos os ensaios as amostras foram moldadas em triplicata (três corpos de provas idênticos) com as mesmas características (peso específico aparente seco, teor de umidade e energia de compactação) e submetidos aos mesmos tempos de cura (30, 60 e 90 dias). Para a realização do teste da ANOVA, primeiramente foi verificado se a adição dos diferentes teores de resíduo de rochas ornamentais (3%, 5%, 7% e 9%), moldados na mesma energia de compactação, proporcionaram um melhoramento nas condições mecânicas do solo ou se esta adição não obteve influência. As variáveis móveis foram os teores de resíduo e a variável fixa a energia de compactação Proctor. Com a obtenção dos resultados da análise ANOVA os mesmos dados foram submetidos ao teste de TUKEY para verificar se esta influência proporcionada pelo resíduo ao solo é significativa estatisticamente ou não. O teste de TUKEY realiza uma análise das médias obtidas e com base em um determinado fator de significância ($\alpha = 5\%$) aponta se os valores obtidos são significativos (Sig. = 1) ou não significativos (Sig. = 0). A análise estatística foi realizada com o auxílio dos softwares OriginPro 8 SRO, versão 8.0724 (B 724) e Excel 2016.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

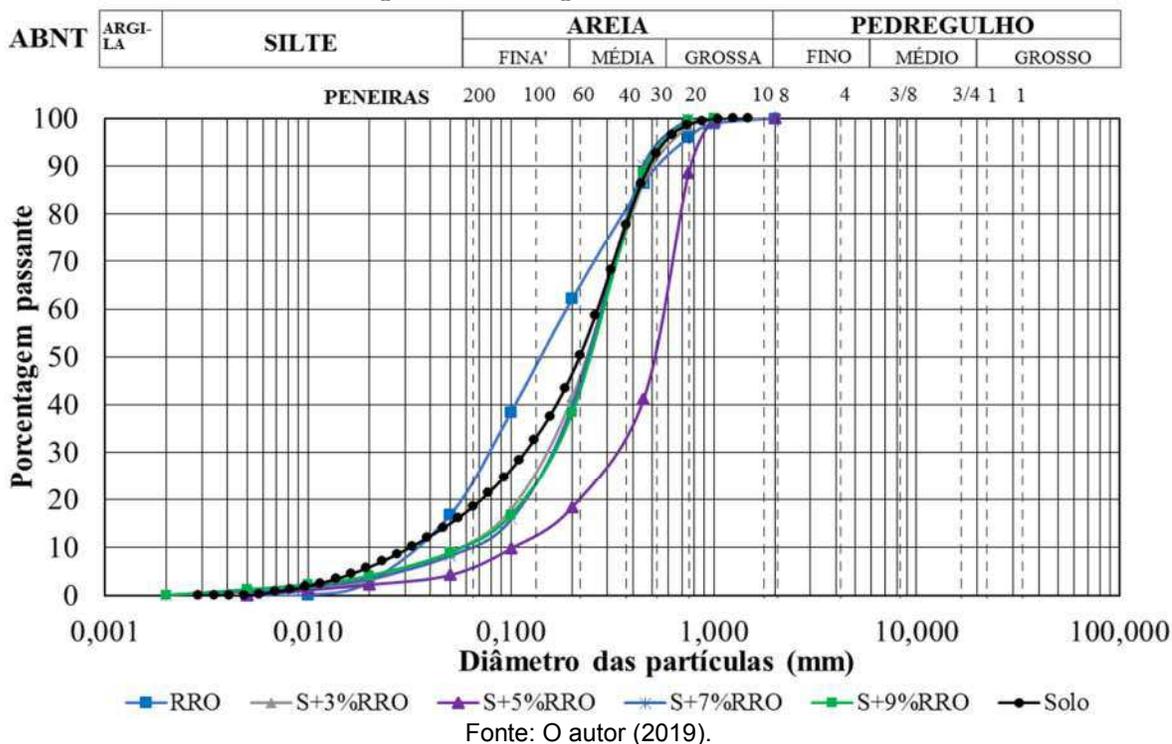
O presente capítulo mostra os resultados de cada ensaio realizado com os materiais, sendo que os dados do solo e das misturas serão apresentados na mesma tabulação quando possível. Isto foi feito para facilitar a interpretação da influência do resíduo no comportamento do solo.

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

4.1.1 Análise Granulométrica

O resultado do ensaio de granulometria por peneiramento (grosso) e por sedimentação (fração fina) foram compilados e ambos compõem a curva granulométrica do solo, vide Figura 25.

Figura 25 - Curva granulométrica do solo.



A granulometria demonstra que há predominância de argila na composição do solo, (39% do total) seguida por silte (33%) e posteriormente por material granular na fração de areia (28%). Tal resultado faz jus à origem do solo (formação Guabirotuba), uma vez que esta formação é composta principalmente por materiais finos e, de acordo com a região, a predominância é de argila siltosa ou siltes argilosos.

4.1.1 Caracterização Química e Mineralógica

Os resultados do ensaio de fluorescência de raios-X do solo, do resíduo e das misturas são apresentados na Tabela 3. Foi possível identificar a composição química de cada elemento em forma de óxidos e seu porcentual em relação à massa total.

Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Fluorescência de Raios-X dos materiais

Elementos	Solo (%)	RRO (%)	Misturas de Solo com RRO			
			3%	5%	7%	9%
SiO ₂	48,47	49,742	51,622	52,546	51,958	52,614
Al ₂ O ₃	42,15	12,892	36,751	35,646	34,84	31,721
SO ₃	5,092	3,073	5,032	5,381	3,403	3,224
K ₂ O	1,816	6,081	1,96	1,834	2,618	2,798
Fe ₂ O ₃	1,326	0,394	1,392	1,365	1,19	1,246
TiO ₂	0,729	0,318	0,944	0,972	0,996	0,974
CaO	-	27,499	2,258	2,256	4,995	7,422
BaO	0,414	-	-	-	-	-
V ₂ O ₅	-	-	0,04	-	-	-
Perdas*	0,001	0,001	0,001	0,00	0,00	0,001

*Corresponde as perdas dos materiais durante a execução do ensaio.

Fonte: O autor (2019).

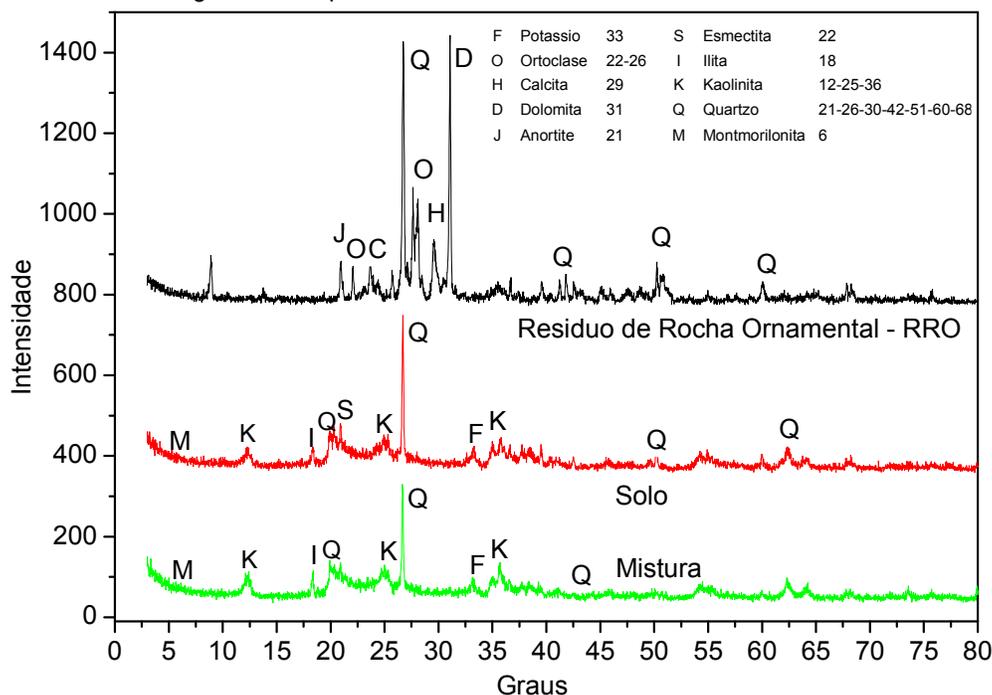
Atendo-se a Tabela 4 é possível perceber à predominância de dióxido de Silício (SiO₂) no solo e no resíduo (48,47% e 49,74% respectivamente), o qual sofre um aumento na mistura dos materiais atingindo um valor de 8,55% na mistura com 9% de RRO. Sua presença está relacionada com a quantidade de Quartzo nos materiais, pois este é um dos principais silicatos formados a partir da transformação do Silício. Outros elementos predominantes são a Alumínia (Al₂O₃) e o tri-óxido de Enxofre (SO₃) com valores de 15,86% e 56,08% respectivamente com a variação das misturas. Potássio e Ferro estão presentes em menor quantidade. Oliveira (2015) também realizou a caracterização do resíduo de serragem de rochas ornamentais e os resultados aqui obtidos apresentaram grande proximidade com os dos autores, principalmente nos óxidos predominantes.

Especificamente no resíduo de rochas ornamentais os dois materiais predominantes foram a Sílica (SiO_2) e o Óxido de Cálcio (CaO) com 49,742% e 27,499% respectivamente. Este resultado era esperado pelo resíduo se tratar de rochas essencialmente carbonáticas (Granito e Mármore). A presença de SiO_2 e de Al_2O_3 são frequentes em solos argilosos, sobretudo no grupo das Esmectitas e Montmorilonita. Isto se deve principalmente à sua estrutura em formato de tetraédrico de silício (2:1) formado por um átomo de Silício e quatro átomos de oxigênio. Gama et al. (2015) apresentaram resultados semelhantes em sua pesquisa.

Com os resultados obtidos no ensaio de difração de raios-X foi plotado o gráfico apresentado na Figura 26. No caso dos espectros apresentados pelo resíduo, é possível perceber as proporções bem definidas de Quartzo (Q) e Dolomitas (D) através da intensidade dos picos dos espectros, bem como pelo comprimento de onda observado no eixo das abscissas e nos valores de 26 e 31 graus. Conclui-se também que não há existência de argilominerais no resíduo de rochas ornamentais.

Conclui-se que o solo apresenta certa quantidade de argilominerais dos tipos Esmectitas, Montmorilonita e Caulinita, sendo típica sua ocorrência em solos da formação Guabirotuba.

Figura 26 - Espectros dos materiais resultantes do ensaio de DRX.

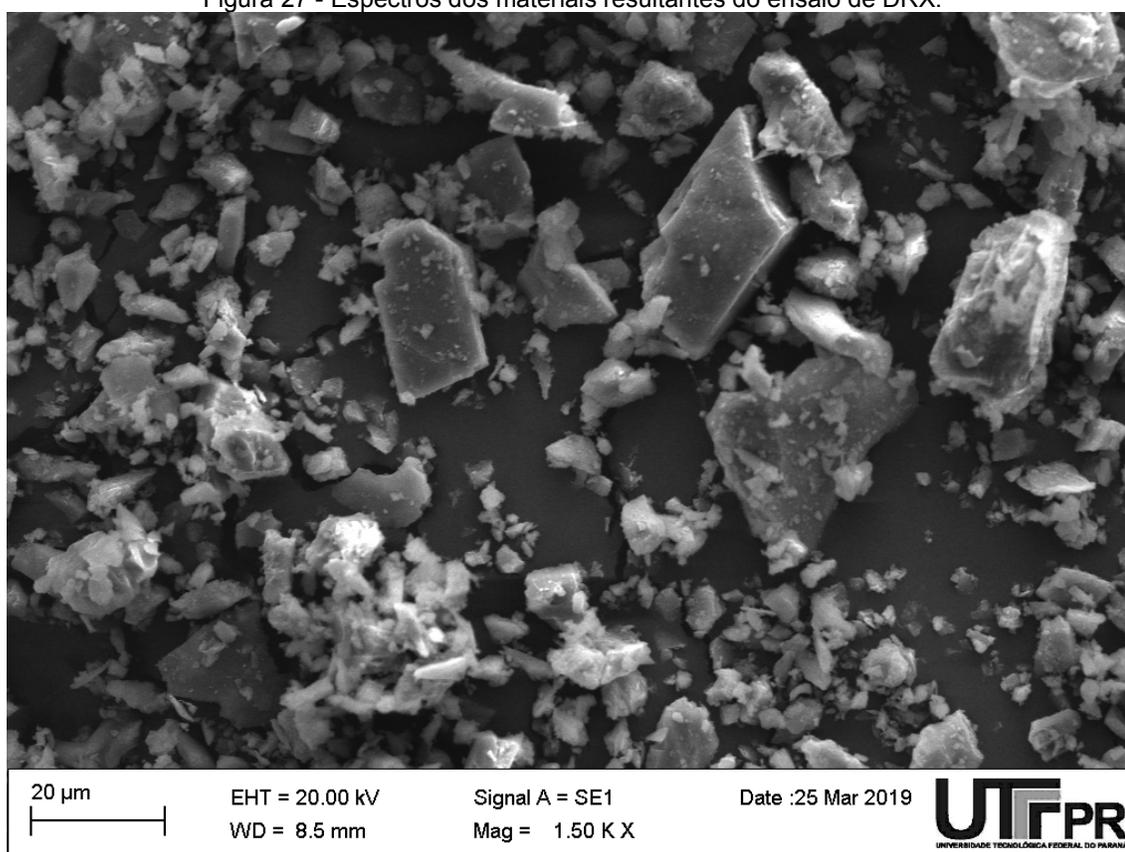


Fonte: O autor (2019).

Ainda com relação aos resultados dos ensaios de difração de raios-X para as misturas, fica possível perceber o comportamento dos materiais. Primeiramente ocorre uma redução significativa no espectro da dolomita com comprimento de onda de 31 graus, pois o mineral praticamente desaparece ao ser misturado com o solo. O mesmo ocorre com a Calcita (H) e com os minerais Ortoclase (O). Além disso, é nítida a redução nos valores de pico dos espectros, sobretudo no caso do quartzo.

A Figura 27 ilustra o resultado da microscopia eletrônica do resíduo de rochas ornamentais.

Figura 27 - Espectros dos materiais resultantes do ensaio de DRX.

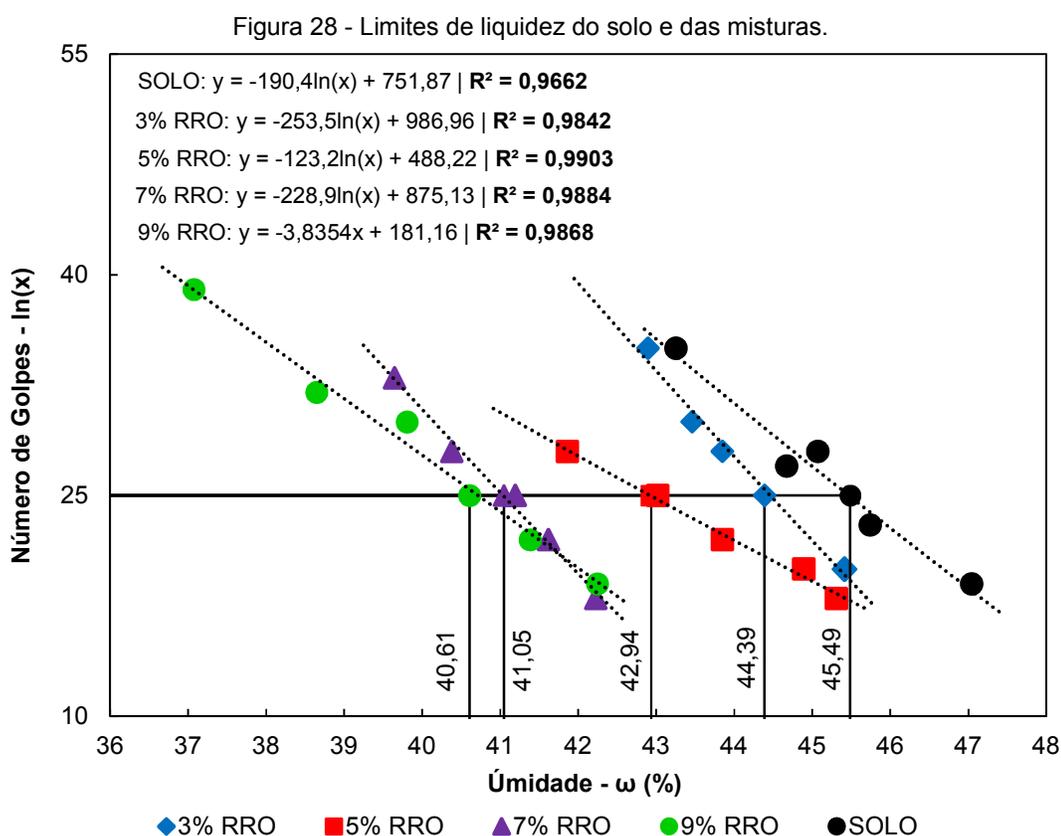


Fonte: O autor (2019).

Através dos resultados de microscopia é possível perceber que o resíduo de rochas ornamentais não possui uniformidade no tamanho das partículas, ademais, também é nítida sua forma irregular e com arestas angulosas. Fato justificado devido a obtenção do material ser proveniente do processo de serragem e polimento de chapas de mármore e granito, sendo que nestes processos não se busca uniformidade nas partículas, mas nas peças acabadas.

4.1.2 Limites de Atterberg

Os resultados dos ensaios de Limite de Liquidez (LL) do solo e das misturas são apresentados na Figura 28. Os gráficos foram plotados com os valores em ordem crescente, portanto, o primeiro gráfico corresponde à mistura com 9% de resíduo que apresentou um limite de liquidez de 40,61%, seguido pelos gráficos das demais misturas e seus respectivos limites de liquidez, e por último é apresentado o gráfico do solo puro com um limite de liquidez de 45,49%.



Fonte: O autor (2019).

O limite de liquidez do solo apresentou uma redução gradual com a adição dos diferentes teores de resíduo. Um dos fatores para esta redução se deve ao aumento de material fino na amostra e, conseqüentemente, à redução de vazios. Outro fator está relacionado à quantidade dos argilominerais na argila (34%) que, no caso das esmectitas, é comum ter um formato tetraédrico. Nestes casos os finos se aglomeram em suas arestas e aumentam a área específica das partículas, reduzindo

assim, o limite de liquidez. Pelos valores explícitos de LL foi possível perceber que se trata de um solo de baixa compressibilidade ($LL < 55$).

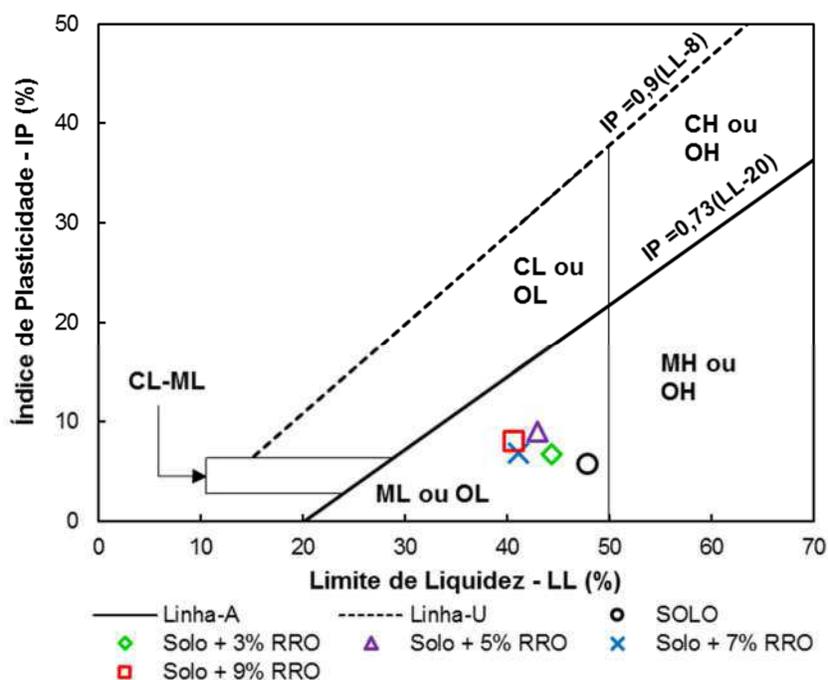
A Tabela 4 mostra os valores compilados dos três ensaios que compõem os limites de Atterberg (LL, LP e IP).

ENSAIO	MATERIAIS				
	Solo puro	Solo + 3% RRO	Solo + 5% RRO	Solo + 7% RRO	Solo + 9% RRO
LL	47,8	44,4	42,9	41,0	40,6
LP	42,0	37,6	33,6	34,2	32,5
IP	5,8	6,8	9,3	6,9	8,1

Fonte: O autor (2019).

A variação positiva do índice de plasticidade do solo puro pós adição de 5% de RRO (5,8 para 9,3) demonstra que a mistura provocou uma transição de fronteira no material, saindo de uma plasticidade leve para uma plasticidade baixa. Tal mudança demonstra uma melhoria na consistência do solo. Por sua vez, a alteração da plasticidade foi de 62%. A Figura 29 ilustra a carta de plasticidade do solo e das misturas conforme prescrito pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Figura 29 - Carta de plasticidade dos materiais



Fonte: O autor (2019).

ML ou OL condiz aos materiais com caráter inorgânico e média plasticidade.

4.2 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO E DAS MISTURAS

A partir dos resultados obtidos através da granulometria dos materiais, foi possível realizar sua classificação segundo os critérios estabelecidos pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), e pelo Sistema Rodoviário de Classificação (TRB). Os resultados estão ilustrados na Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação dos materiais

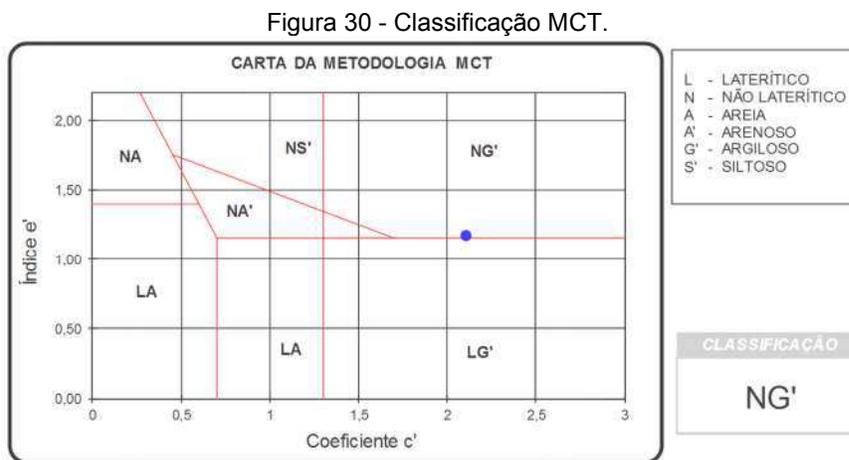
MATERIAL	SUCS	TRB
Solo	Argila siltosa com areia* ML ou OL	Solo Silto Argiloso (A - 7 - 6)
Solo + 3% RRO	ML ou OL	Solo Silto Argiloso (A - 7 - 5)
Solo + 5% RRO	ML ou OL	Solo Silto Argiloso (A - 7 - 5)
Solo + 7% RRO	ML ou OL	Solo Silto Argiloso (A - 7 - 5)
Solo + 9% RRO	ML ou OL	Solo Silto Argiloso (A - 5)

* Nenhuma opção consta Silte em primeiro lugar.

Fonte: O autor (2019).

Pela classificação do sistema unificado (SUCS) e do Sistema Rodoviário (TRB) o solo e as misturas apresentaram predominância de Silte em sua composição. Condizendo com os resultados obtidos nos limites de Atterberg, onde foi possível perceber que o material possui média plasticidade. Os materiais classificados nos Grupos ML ou OL costumam apresentar indícios de Argila e de Areia em sua composição. A existência de Areia fina no solo foi demonstrada através da curva granulométrica e a Argila representa os maiores valores de plasticidade do material. A presença destes materiais é recorrente em solos da Formação Guabirota, e está consagrada em diversas pesquisas que caracterizam este tipo de material. Um dos principais fatos para tal diversificação são as fortes influências dos processos de intemperismos que esta bacia geológica sofre, devido principalmente sua posição geográfica, estando localizada no primeiro planalto paranaense, e também pela influência climática advinda de sua proximidade com a serra do mar. Estas constatações ratificam as pesquisas realizadas anteriormente por longo período sobre tal formação geológica, e, g., (BIGARELLA, et al., (1965); AB'SÁBER, (1966); MACEDO, (1991)).

No caso da classificação do solo puro pelo método MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) os dados são ilustrados na Figura 30 a seguir.



Quanto à classificação MCT, o solo apresentou-se em uma zona de transição de não laterítico argiloso (NG') para laterítico argiloso (LG'). Este resultado está relacionado com o fato de a coleta do material ter sido realizada na terceira camada do solo, local onde geralmente ocorre o processo de transição de solo residual jovem para residual maduro.

4.3 DENSIDADE REAL DOS GRÃOS

Os resultados obtidos para a densidade real dos grãos (Gs) foram compilados e estão contidos na Tabela 6. Houve um aumento de na densidade real dos grãos para todas as misturas em relação ao solo puro. Ainda no caso destas misturas, o incremento de densidade real foi linear.

Tabela 6 – Densidade real dos grãos

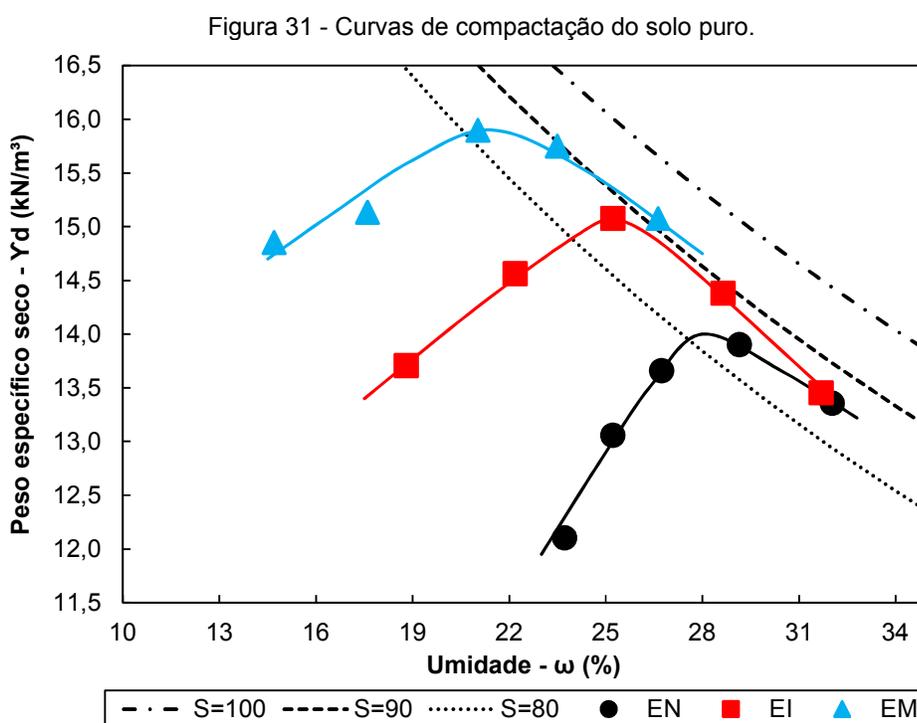
Material	Gs
Solo	2,685
Solo + 3% RO	2,745
Solo + 5% RRO	2,761
Solo + 7% RRO	2,778
Solo + 9% RRO	2,794

Fonte: O autor (2019).

4.4 COMPACTAÇÃO

4.4.1 Solo Puro

A Figura 31 esquematiza as curvas obtidas no ensaio de compactação Proctor nas energias normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM) para o solo puro, bem como as curvas de saturação (S) para S=80%, S=90% e S=100% referente ao teor de umidade de moldagem das amostras durante o ensaio.

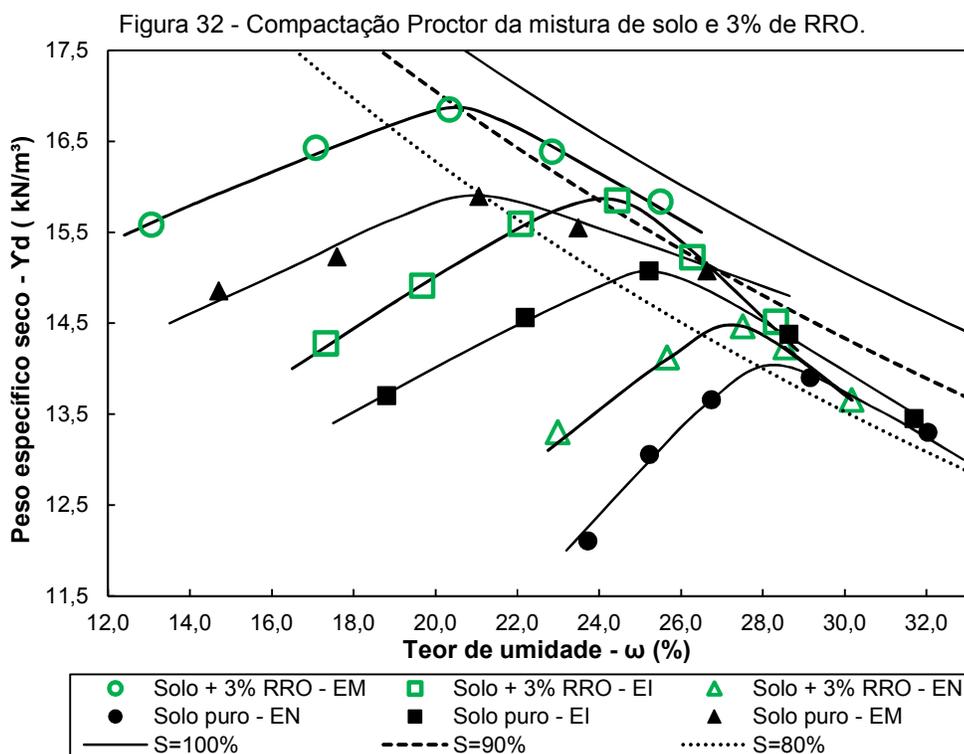


Fonte: O autor (2019).

Pode ser observado pelas curvas de compactação um acréscimo no peso específico seco do solo e uma redução no teor de umidade com a variação da energia de compactação, ocasionando um leve deslocamento dos pontos ótimos para a esquerda e para cima, respectivamente. As variações do peso específico entre as energias de compactação foram de 8,7% (energia normal para a intermediária), de 14,39% (energia normal para a modificada) e 5,3% (energia intermediária e modificada). O deslocamento horizontal da curva para a esquerda e vertical para cima é decorrente da redução do volume de vazios relacionado à energia de compactação aplicada.

4.4.2 Mistura de solo e 3% de RRO

Os resultados obtidos do ensaio de compactação para a mistura de solo e 3% de RRO nas energias normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM) podem ser observados na Figura 32. O aumento da energia aplicada e consequentemente provoca um melhoramento no peso específico e, por sua vez, uma redução no teor de umidade.

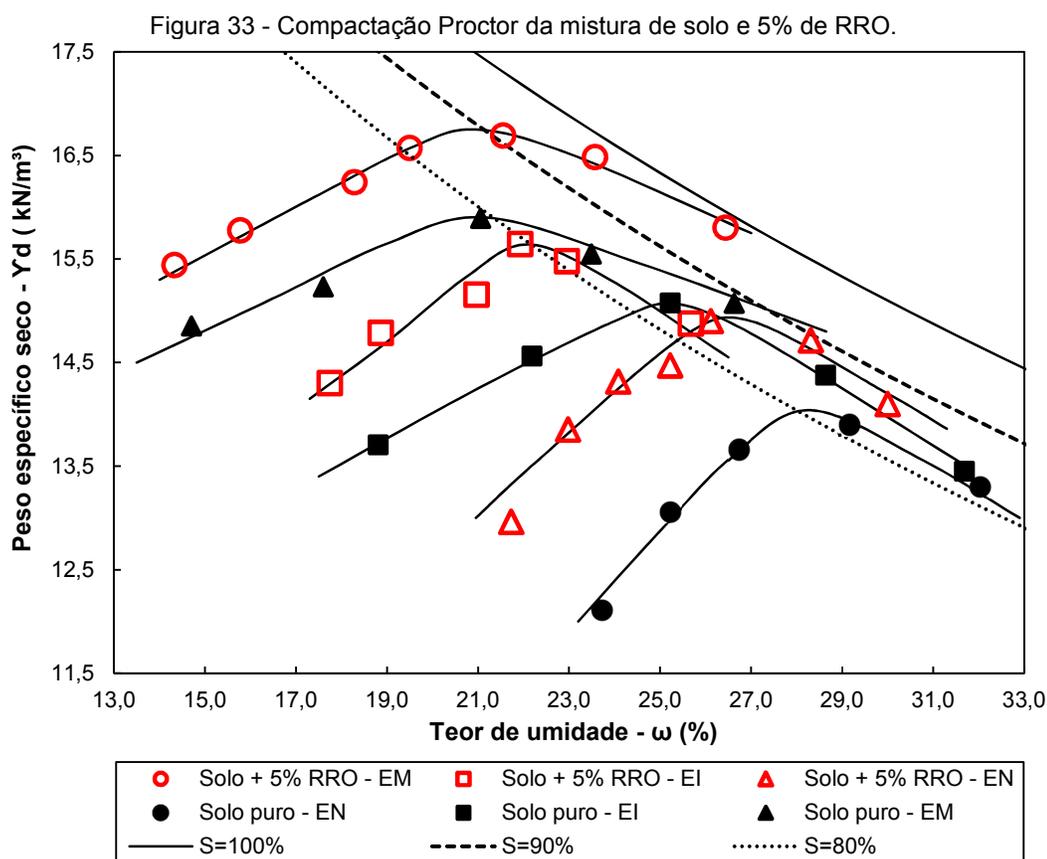


Considerando que a metodologia aplicada durante a moldagem dos corpos de prova foi a mesma, as únicas variáveis responsáveis pela alteração nos valores do peso específico foi a adição do resíduo e a variação da energia de compactação. A mistura com 3% de RRO apresentou um aumento no peso específico seco, nas três energias de compactação, com relação ao solo puro e uma redução gradativa no teor de umidade conforme foi variando-se às energias aplicadas. A maior variação apresentada pelo peso específico seco da mistura com relação ao solo puro atingiu o valor de 5,10% na energia intermediária. O acréscimo no peso específico seco e a redução no teor de umidade com a variação da energia de compactação está fundamentada na variação do volume de vazios da mistura, pois, este reduz com o aumento da

energia aplicada resultando em um aumento no peso úmido do solo e consequentemente no peso específico seco.

4.4.3 Mistura de solo e 5% de RRO

A Figura 33 destaca os resultados obtidos para a mistura de solo e 5% de RRO no ensaio de compactação Proctor nas energias normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM).



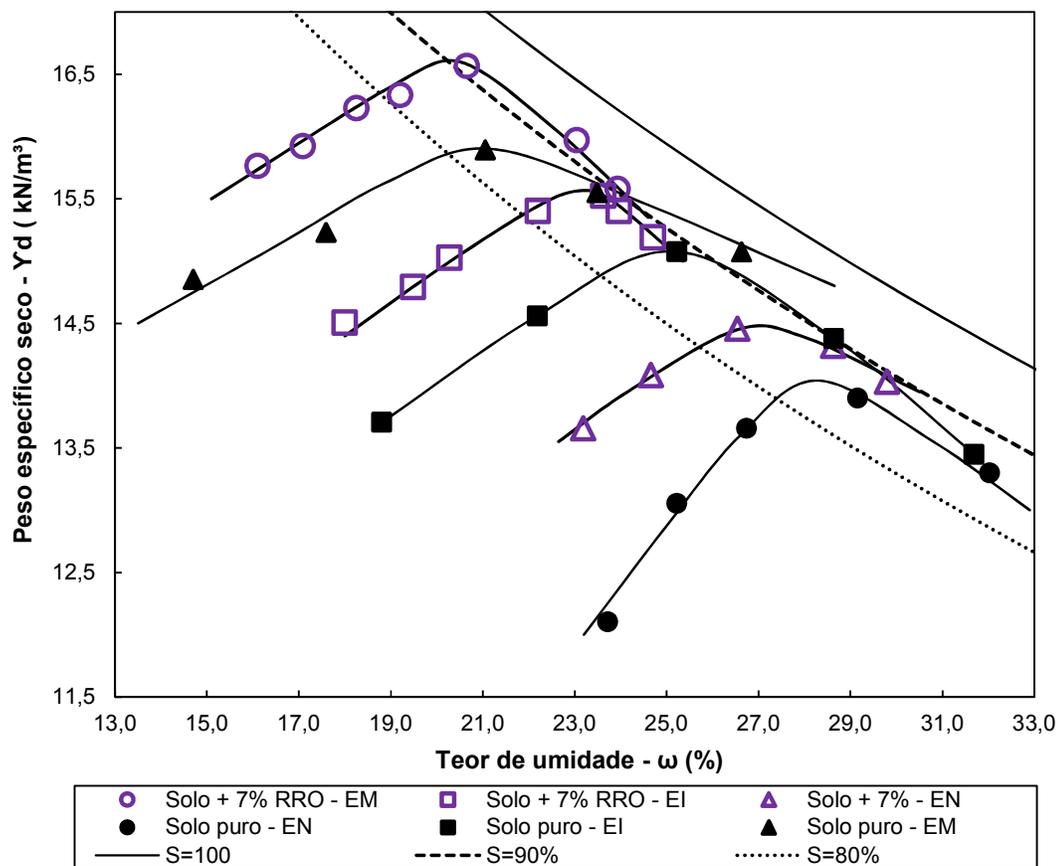
Fonte: O autor (2019).

A mistura com teor de 5% de resíduo resultou em um aumento no peso específico seco com relação ao solo puro nas três energias de compactação (normal, intermediária e modificada), atingindo a maior variação na energia normal com valores de 13,90 kN/m^3 (solo puro) para 14,90 kN/m^3 (mistura), alcançando um aumento percentual no valor de 7,19%. As demais energias apresentaram aumento com relação ao solo puro com valores percentuais menores, 3,71% e 5,03% para a energia intermediária e modificada respectivamente.

4.4.4 Mistura de solo e 7% de RRO

A Figura 34 destaca os resultados para a mistura de solo e 7% de RRO no ensaio de compactação Proctor nas energias normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM).

Figura 34 - Compactação Proctor da mistura de solo e 7% de RRO.

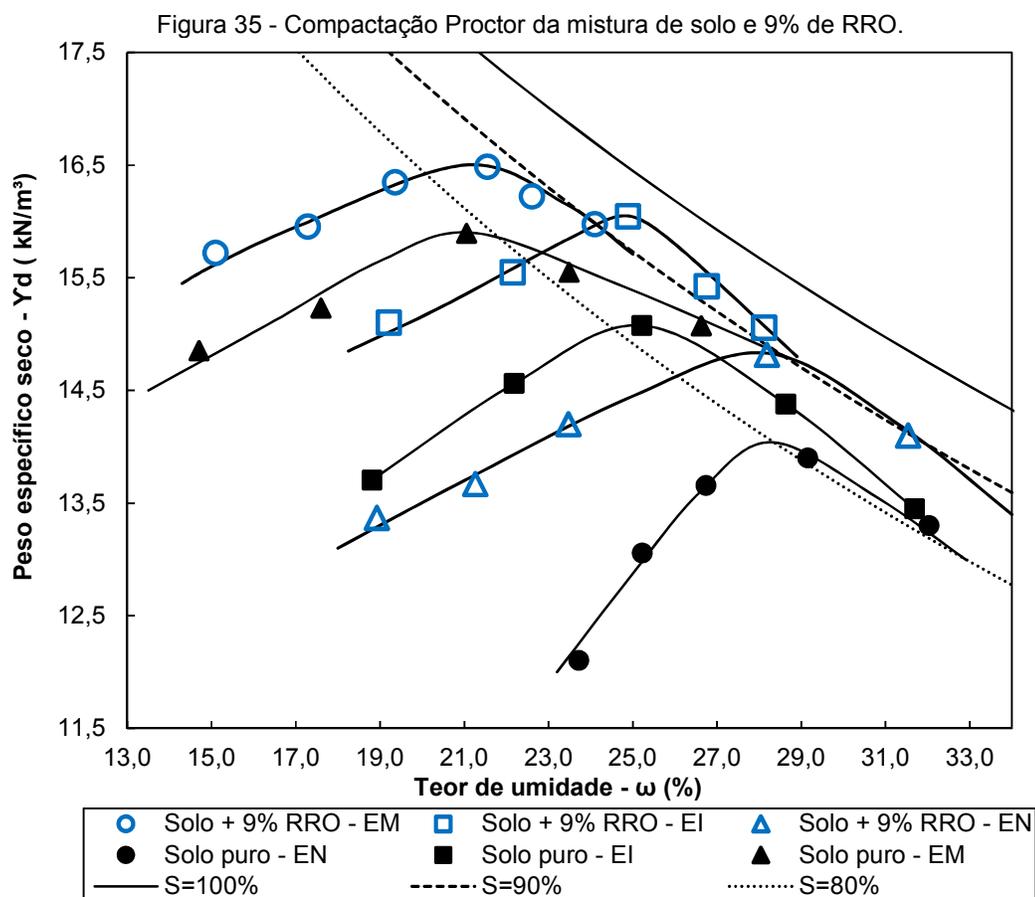


Fonte: O autor (2019).

Com relação ao solo puro a mistura de solo e 7% de RRO apresentou um melhoramento no peso específico seco nas três energias de compactação, sendo a maior variação na energia modificada, na qual o solo puro apresentou 15,89 kN/m³ e a mistura atingiu 16,56 kN/m³, resultando em uma diferença percentual de 4,22%.

4.4.5 Mistura de solo e 9% de RRO

A Figura 35 destaca os resultados obtidos para a mistura de solo e 9% de RRO no ensaio de compactação Proctor nas energias normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM).



Com relação ao solo puro a mistura de solo e 9% de resíduo apresentou um melhoramento no peso específico seco em todas as energias de compactação, atingindo seu melhor valor na energia intermediária, apresentando uma variação percentual de 6,43%, aumentando de 15,08 kN/m³ (solo puro) para 16,05 kN/m³ (solo + 9% de RRO).

Pode-se verificar que todas as misturas apresentaram melhoramento no peso específico aparente seco do solo em todas as energias de compactação. Com relação ao comportamento dos teores de resíduo, as misturas com 3% e com 5% de RRO

apresentaram um melhor desempenho quando adicionadas ao solo. Demonstrando que a adição de certa quantidade RRO origina um efeito de empacotamento nas partículas do materiais, promovendo um refinamento nos poros da amostra e consequentemente um ganho nas propriedades mecânicas das amostras. Por outro lado, a quantidade em excesso do material apresentou redução no peso específico seco das misturas, demonstrando desta forma que o excesso de resíduo gera dispersão entre as partículas e perda de massa das misturas. O teor com 3% de RRO apresentou o melhor comportamento no melhoramento do solo. Registrando melhores resultados nas energias intermediária e modifica, atingindo valores de peso específico de 15,85 kN/m³ e 16,84 kN/m³, destacando-se das demais misturas.

A mistura de solo e 3% de resíduo apresentou-se mais eficiente quando adicionada ao solo da formação Guabirotuba, sendo, portanto, o teor de resíduo mais indicado para obras em que seja necessário um melhoramento das propriedades deste tipo solo e que se utilize da técnica de estabilização de solo com adição de resíduo de rochas ornamentais. A principal razão do destaque deste teor de resíduo consiste na quantidade total de finos apresentados pela mistura, pois, normalmente este fator é associado ao comportamento mecânico dos materiais, ou seja, uma vez que a mistura com menor quantidade de material é adicionada ao solo resultará em um número menor de finos e, consequentemente, em um melhor desempenho mecânico da mistura.

A Tabela 7 fornece um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação Proctor do solo puro e das misturas com RRO.

Tabela 7 – Resumo dos ensaios de compactação

COMPACTAÇÃO	ENERGIA	Proctor normal		Proctor Intermediário		Proctor modificado	
	MATERIAIS	Yd (kN/m ³)	ωót (%)	Yd (kN/m ³)	ωót (%)	Yd (kN/m ³)	ωót (%)
	Solo	13,9	28,3	15,08	25,2	15,89	21,06
	S.+3% RRO	14,46	27,5	15,85	24,5	16,84	20,35
	S.+5% RRO	14,9	26,11	15,64	22,9	16,69	21,5
	S.+7% RRO	14,46	26,54	15,52	23,64	16,56	20,7
	S.+9% RRO	14,82	28,2	16,05	24,89	16,5	21,6

Fonte: O autor (2019).

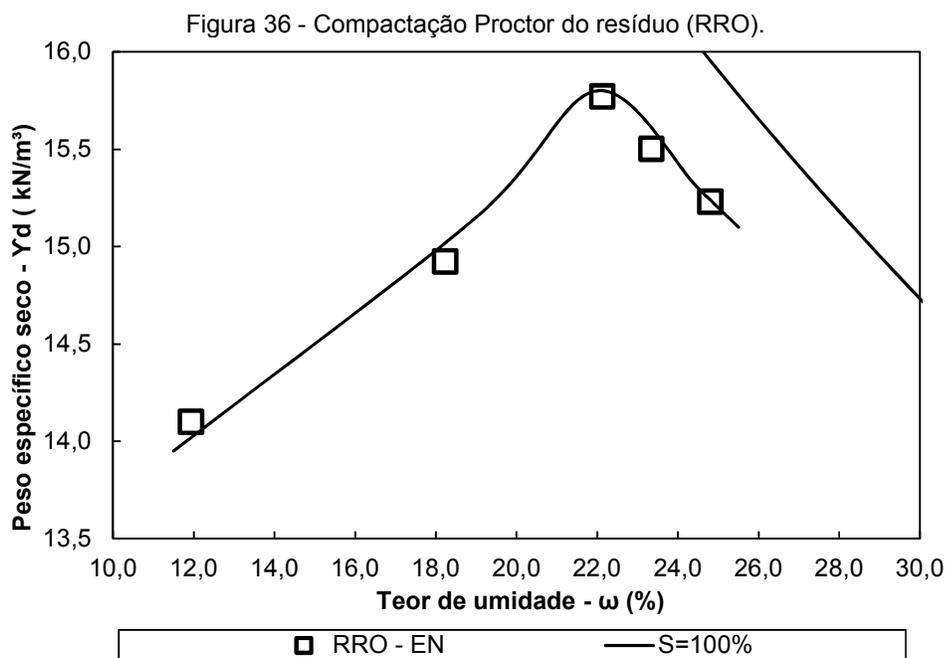
Todas as misturas apresentaram redução no teor ótimo de umidade ao atingir o máximo peso específico aparente seco com o aumento da energia de compactação, deslocando a curva de compactação horizontalmente para a esquerda. Este fato resulta do comportamento volumétrico da amostra compactada, pois, com o aumento

da energia de compactação obtém-se uma maior variação do volume de vazios do corpo de prova em um teor de umidade menor, resultando, assim, em um deslocamento horizontal nas referidas curvas. Analogamente, as curvas apresentaram um deslocamento vertical para cima com a variação do peso específico aparente seco, resultado do aumento no grau de compactação (maior redução volumétrica) devido o acréscimo na energia de compactação.

Minhas e Devi (2016), apresentou resultados semelhantes em sua pesquisa com solo aluvial da Índia. O qual foi modificado com 5%, 10% e 15% de RRO. Os autores concluíram que o teor com 5% apresentou o melhor resultado (de 19,4 kN/m³).

4.4.5 Resíduo de Rochas Ornamentais (RRO)

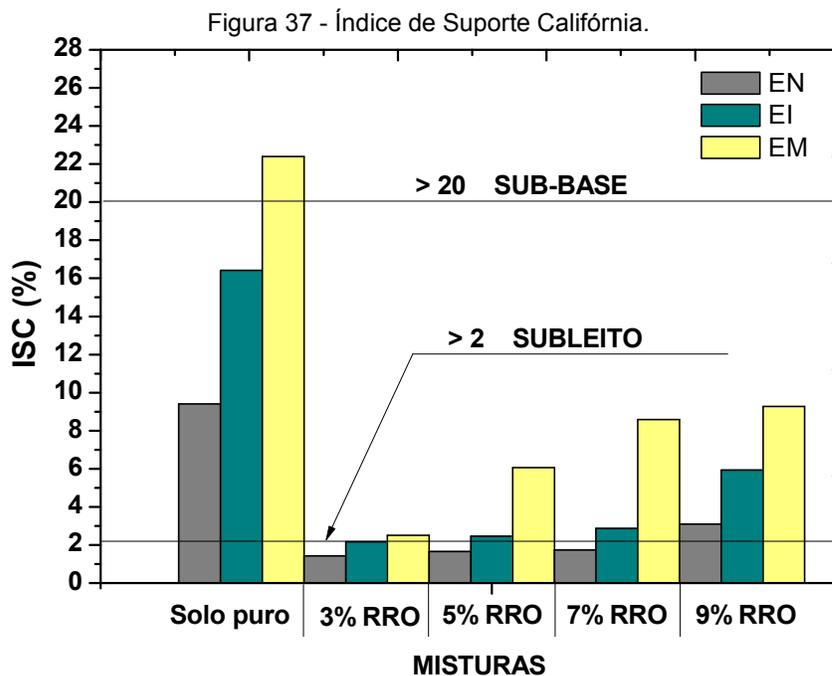
A Figura 36 destaca os resultados obtidos no ensaio de compactação Proctor na energia normal para o resíduo.



O resíduo de rochas ornamentais apresentou um peso específico aparente seco de 15,77 kN/m³ para o ensaio realizado na energia Proctor normal, e um teor de umidade ótimo de 22,13%. O valor do peso específico do resíduo superou os valores apresentado pelo solo puro e pelas misturas. A maior variação apresentada foi de 13,45% com relação ao solo puro (13,90 kN/m³).

4.5 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA

Os valores obtidos no ensaio de Índice de Suporte Califórnia nas energias de compactação normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM) são apresentados na Figura 37.



Fonte: O autor (2019).

O solo em todas as energias de compactação pode ser utilizado como material de subleito e reforço de subleito ($ISC > 2,0\%$), e na energia modificada pode ser usado como material de sub-base ($ISC > 20\%$). Todas as misturas nas energias de compactação intermediária e modificada podem ser utilizadas como material de subleito e reforço de subleito ($ISC > 2,0\%$). A mistura de solo e 9% de RRO na energia de compactação normal pode ser usada como material de subleito e reforço de subleito ($ISC_{MÍNIMO} > ISC$ do subleito), em conformidade com os limites apresentados no Manual de Pavimentação DNIT (2006).

Com a redução do ISC em relação ao solo puro, as misturas com 3%, 5% e 7% na energia normal ainda não atingiram o valor mínimo para serem aplicadas como material de subleito. Nenhuma mistura apresentou valores aceitáveis para a aplicação em sub-base e base de pavimentos rodoviários. O comportamento crescente de ISC com as misturas é semelhante aos apresentados por Sabat e Nanda (2011), em sua pesquisa o comportamento do ISC foi crescente até atingir o valor máximo com 20%

de resíduo e posteriormente apresentou redução. Os valores apresentados foram de 3,9%, 5,0%, 6,4%, 7,85%, 7,2% e 6,5% para as misturas com 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30% de resíduo. Analogamente nas duas pesquisas o ISC apresentou um aumento com a adição de resíduo, entretanto, nesta pesquisa foram obtidos valores mais elevados de capacidade de suporte do solo com teores de resíduo menores.

4.6 EXPANSÃO

Os resultados obtidos no ensaio de expansão são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Resultados da expansão do solo e das misturas

MATERIAL	EXPANSÃO (%)
Solo puro	2,83
S + 3% de RRO	3,79
S + 5% de RRO	3,99
S + 7% de RRO	4,11
S + 9% de RRO	4,15

Fonte: O autor (2019).

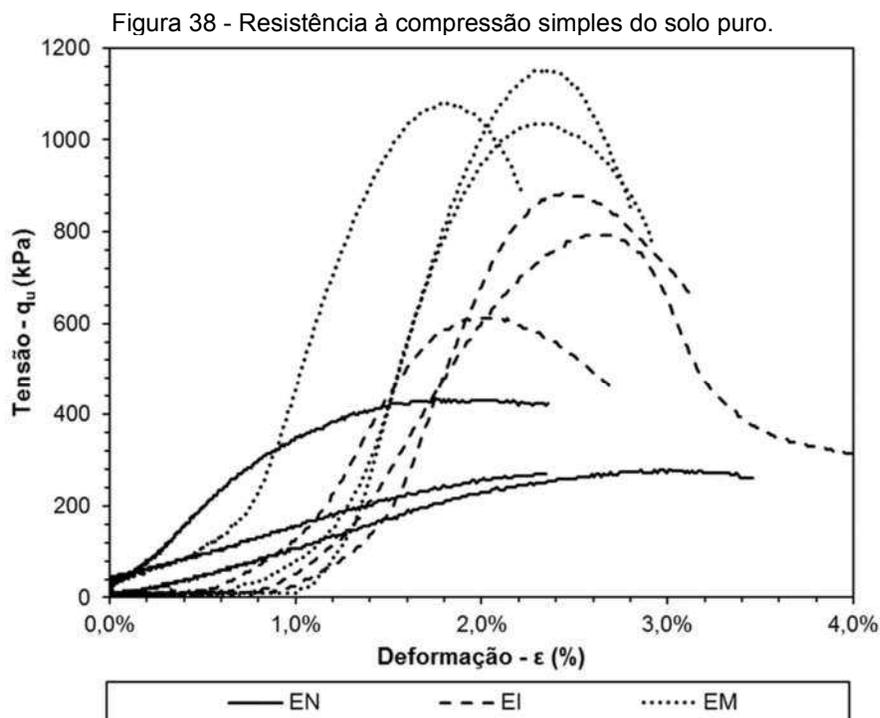
Como reportado em diversas pesquisas (Felipe, 2011; Kormann, 2002), o solo da formação Guabirotuba pode ser descrito como um material expansivo. Os resultados apresentados na Tabela 10 ratificam as afirmações quanto a expansão do solo. A adição de RRO provocou um aumento na expansão do solo. Oliveira (2015), em sua pesquisa apontou o resíduo de rocha ornamental com capacidade de permeabilidade de baixa a média, variando conforme o material da mistura. Outra possibilidade para o aumento da expansão das misturas consiste em uma possível hidratação das partículas provocadas pelo acréscimo de resíduo.

O solo por si só não atende aos limites prescritos no manual de dimensionamento do DNIT para aplicações em obras de pavimentação rodoviária. Ainda a adição de resíduo de rochas ornamentais provoca um aumento na expansão do solo. O DNIT fixa valores de expansão menores que 0,5% para base e menos que 1,0% para sub-base de pavimentos. Tais valores não foram alcançados pelo solo puro e tampouco pelas misturas estudados nesta pesquisa.

4.7 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (q_u)

4.7.1 Resistência à compressão simples (q_u) para o solo puro

A Figura 38 mostra os valores de q_u para as amostras de solo puro moldadas nas três energias de compactação Proctor, normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM). Para cada energia de compactação foram moldados três corpos de prova com as mesmas características. As três curvas de tensão vs. deformação apresentadas (vide Figura 38) correspondem às rupturas de cada um dos corpos de prova, sendo que a resistência à compressão consiste no máximo valor obtido durante a ruptura.

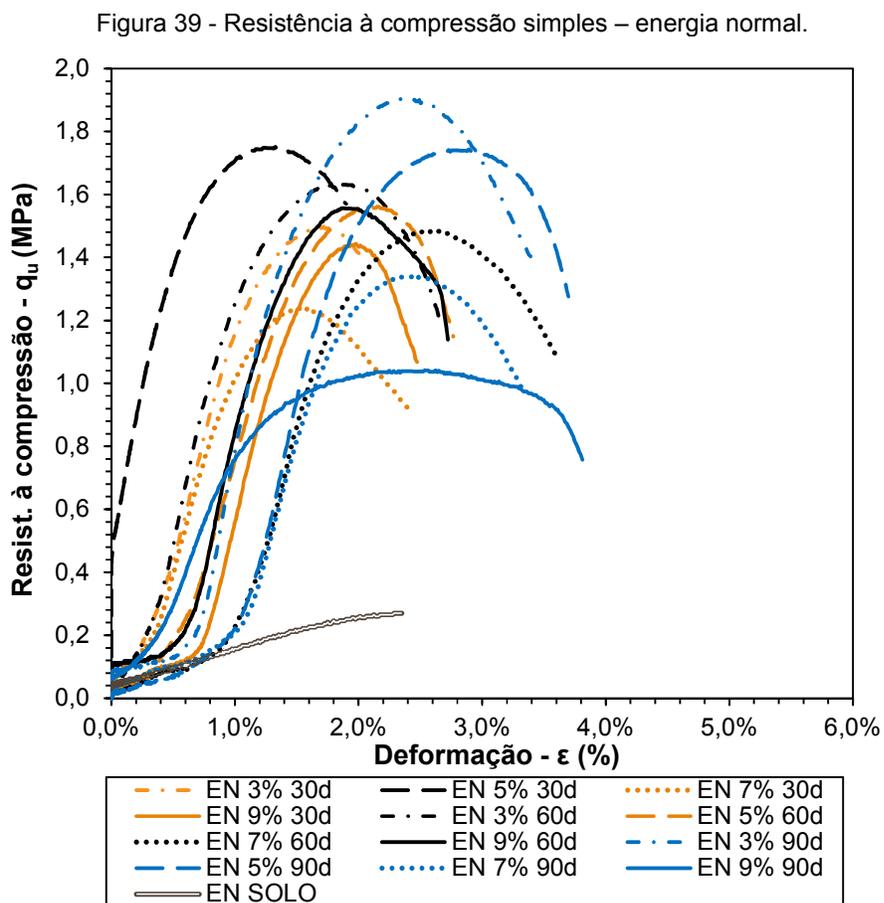


Avaliando o comportamento das curvas de tensão vs. deformação das amostras quando submetidas à ruptura percebe-se uma variação significativa na resistência à compressão do solo com o aumento da energia de compactação Proctor. Na energia normal o máximo valor de q_u foi 417,10 kPa, enquanto que na energia intermediária o máximo valor obtido foi 877,69 kPa, e na energia modificada o pico máximo de resistência alcançou o valor de 1148,38 kPa. A ordem percentual de variação foi de 210,426%

(da energia intermediária em relação à normal) e de 130,841% (da energia modificada em relação à energia intermediária).

4.7.2 Resistência à compressão simples (q_u) das misturas – energia normal

A Figura 39 destaca os resultados obtidos para a resistência à compressão simples na energia de compactação Proctor normal. Cada amostra moldada foi composta por três corpos de prova com as mesmas características (teor de umidade, peso específico aparente seco e teor de resíduo) e submetidas aos mesmos tempos de cura. As curvas de rupturas apresentadas (Figura 39) correspondem ao corpo de prova que apresentou o máximo valor de resistência de cada amostra. Os resultados apresentados foram obtidos nas misturas com teores de 3%, 5%, 7% e 9%, submetidas à ruptura após os períodos de cura de 30, 60 e 90 dias.



Para a energia considerada (normal – EN) a mistura de solo e 3% de RRO com 90 dias de cura apresentou o máximo valor de resistência ($q_u = 1,89$ MPa). Na sequência destaca-se a mistura de solo e 5% de RRO com 90 dias de cura e um valor máximo de resistência (1,74 MPa). Seguidos pelas misturas com teores de 9% e 7%, respectivamente. O menor valor de resistência obtido para esta energia de compactação foi 1,04 MPa resultante da mistura com 9% de RRO. Ao relacionarmos os resultados de resistência à compressão com o ensaio de compactação é possível observar que a mistura com solo e 3% de RRO também naquele obteve o melhor desempenho quando moldados na energia Proctor normal. Com relação aos tempos de cura os melhores resultados de resistência foram obtidos após o período de 90 dias.

Os resultados obtidos para o solo puro e também para as misturas foram submetidos à análise estatística ANOVA e ao teste de TUKEY. Os resultados da análise estão ilustrados na Tabela 9.

Tabela 9 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Energia Normal

ANOVA - ANÁLISE DA VARIÂNCIA - ENERGIA NORMAL							
MATERIAL	AMOSTRA	MÉDIA	DESV. PAD.	GL	F	RPOB.>F	F_CRÍTICO
SOLO	3	1089,49	60,11	4	13,2776	5,20E-04	2,54
SOLO + 3% RRO	3	1405,97	119,69				
SOLO + 5% RRO	3	1605,49	130,62	GL - Graus de liberdade			
SOLO + 7% RRO	3	1199,56	54,64	F - Fator estatístico calculado			
SOLO + 9% RRO	3	1353,07	79,79	F Crítico - Fronteira que delimita a ocorrência das variáveis (Ho e H1)			
TESTE DE TUKEY							
RELAÇÃO DE MÉDIAS	DIF. DE MÉDIA	q	PROBAB.	ALFA	SIGNIFICÂNCIA		
3% E SOLO	316,48128	5,8199	0,01402	0,05	1		
5% E SOLO	515,99546	9,48884	3,95E-04	0,05	1		
5% E 3%	199,51418	3,66894	0,14488	0,05	0		
7% E SOLO	110,07494	2,02421	0,62339	0,05	0		
7% E 3%	-206,40634	3,79569	0,12679	0,05	0		
7% E 5%	-405,92051	7,46463	0,00256	0,05	1		
9% E SOLO	263,58336	4,84714	0,04046	0,05	1		
9% E 3%	-52,89792	0,97276	0,95467	0,05	0		
9% E 5%	-252,4121	4,6417	0,0507	0,05	0		1 - HÁ SIGNIFICÂNCIA
9% E 7%	153,50842	2,82293	0,33328	0,05	0		0 - NÃO HÁ SIGNIFICÂNCIA

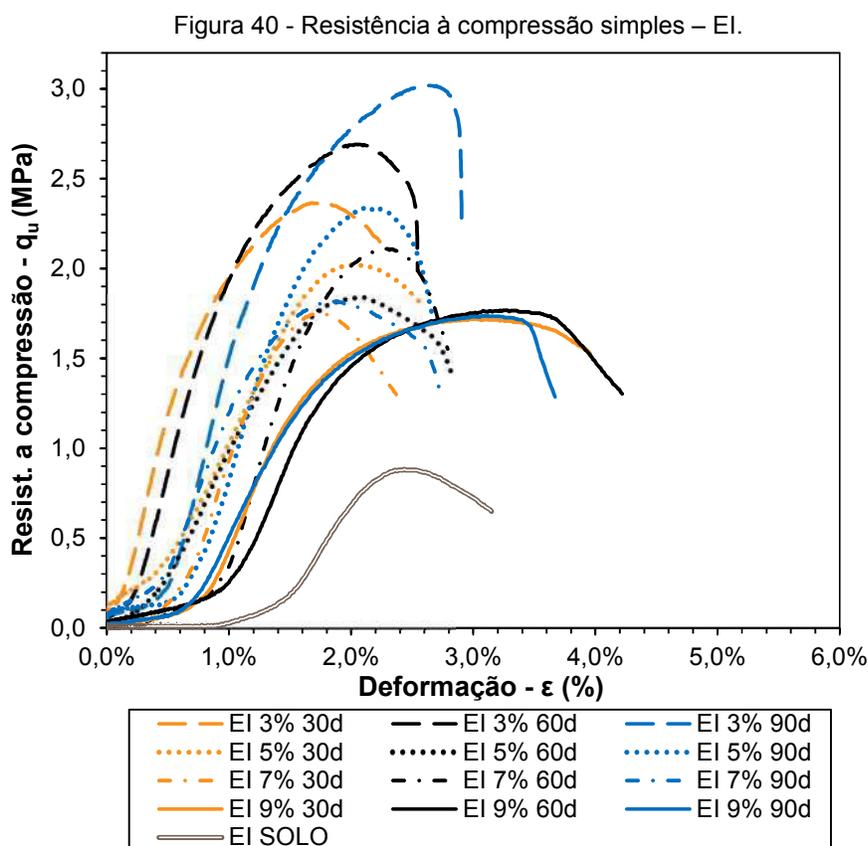
Fonte: O autor (2019).

Com base na análise estatística apresentada é possível perceber que a adição de resíduo de rochas ornamentais, principalmente os teores de com 3%, 5% e 9%

apresentaram melhoramento significativo nas características do solo. Quando relacionadas entre si, somente as misturas com os teores de 5% e 7% apresentaram variação significativa, as demais não apresentaram significância entre os diferentes resultados.

4.7.3 Resistência a compressão simples (q_u) das misturas – energia intermediária

Os resultados de resistência à compressão simples para as misturas com 3%, 5%, 7% e 9% de RRO compõem a Figura 40.



A resistência à compressão simples na energia de compactação Proctor Intermediária apresentou destaque na mistura de solo e 3% de resíduo (RRO), como pode ser observado nas curvas de ruptura apresentadas (vide Figura 40). A mistura se sobressaiu às demais nos três tempos de cura, alcançando valores máximos de 3,02 MPa, 2,69 MPa e 2,36 MPa com 90, 60 e 30 dias de cura, respectivamente. O

segundo melhor desempenho foi visualizado para a mistura com 5% de RRO, podendo ser destacada a variação de 132,18% de aumento com relação ao valor correspondente apresentado pelo mesmo teor na energia de compactação Proctor normal. A mistura com 5% de RRO atingiu seu máximo valor de resistência em 2,33 MPa. Os menores valores de resistência foram apresentados pelas misturas com 7% e 9% de resíduo, com valores de 2,11 MPa e 1,73 MPa, respectivamente.

Os resultados de compressão simples obtidos para as amostras moldadas na energia de compactação intermediária foram submetidos à análise estatística ANOVA e ao teste de TUKEY. Os resultados das análises são ilustrados na Tabela 10.

Tabela 10 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Energia Intermediária

ANOVA - ANÁLISE DA VARIÂNCIA - ENERGIA INTERMEDIÁRIA							
MATERIAL	AMOSTRA	MÉDIA	DESV. PAD.	GL	F	RPOB.>F	F_CRÍTICO
SOLO	3	762,486	138,0645	4	81,1325	1,40E-07	2,54
SOLO + 3% RRO	3	2227,44	123,2308				
SOLO + 5% RRO	3	2155,63	123,0464				
SOLO + 7% RRO	3	1649,64	90,59054				
SOLO + 9% RRO	3	1806,05	77,62683				

TESTE DE TUKEY						
COMP. DE MÉDIAS	DIF. DE MÉDIA	q	PROBAB.	ALFA	SIGNIFICÂNCIA	
3% E SOLO	1464,95281	22,4942	6,14E-08	0,05	1	
5% E SOLO	1393,14241	21,3916	2,66E-07	0,05	1	
5% E 3%	-71,81039	1,10264	0,93085	0,05	0	
7% E SOLO	887,15094	13,6221	1,72E-05	0,05	1	
7% E 3%	-577,80187	8,87208	6,80E-04	0,05	1	
7% E 5%	-505,99147	7,76944	0,0019	0,05	1	
9% E SOLO	1043,56394	16,0238	3,85E-06	0,05	1	
9% E 3%	-421,38887	6,47038	0,00703	0,05	1	
9% E 5%	-349,57847	5,36774	0,02287	0,05	1	1 - HÁ SIGNIFICÂNCIA
9% E 7%	156,413	2,4017	0,47595	0,05	0	0 - NÃO HÁ SIGNIFICÂNCIA

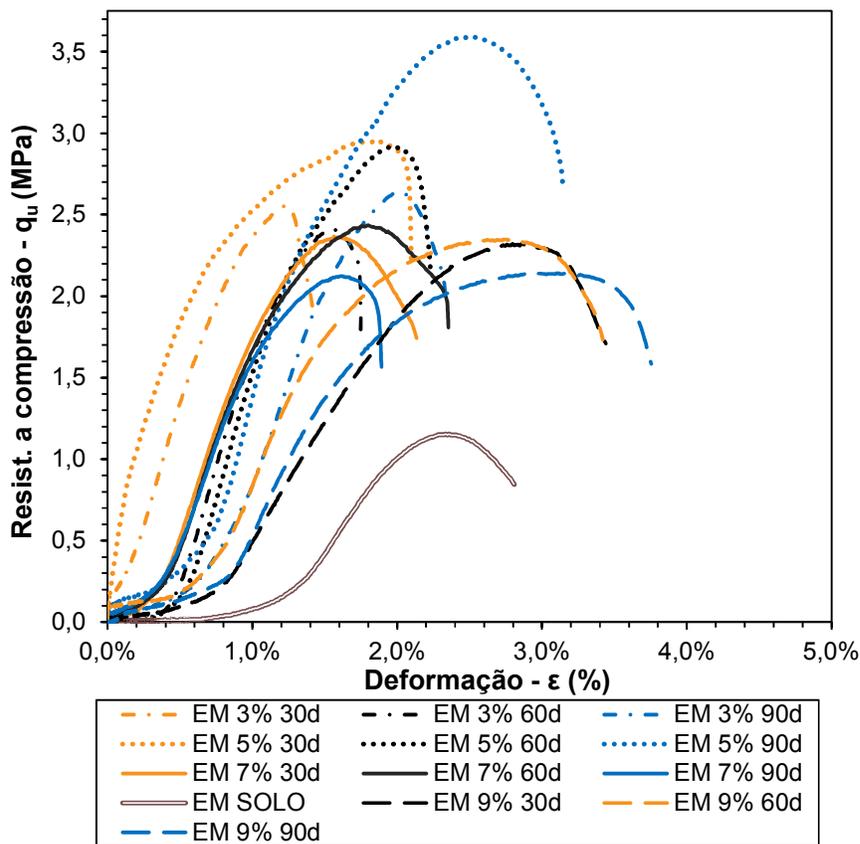
Fonte: O autor (2019).

Através da análise estatística é possível perceber que os teores com 3%, 5% e 9% de RRO apresentaram um melhoramento significativo nas propriedades mecânicas do solo puro. Também é possível perceber que entre as misturas os resultados de compressão simples apresentaram diferenças significativas, sendo que os destaques são apresentados pelos teores com 3% e 5%, enquanto que os teores com 7% e 9% apresentaram valores semelhantes e não significativos.

4.7.4 Resistência à compressão simples (q_u) das misturas – energia modificada

Os resultados de resistência à compressão simples obtidos em amostras moldadas na energia de compactação Proctor modificada são destacados na Figura 41.

Figura 41 - Resistência à compressão simples – EM.



Fonte: O autor (2019).

Para a energia modificada, o valor máximo de resistência à compressão foi de 3,59 MPa com 90 dias de cura obtido pela mistura de solo com 5% de RRO. Analisando as curvas ilustradas na Figura 41 é evidente a variação apresentada pela mistura com 5% de resíduo com relação as demais em todos os tempos de cura. Seguida pelas misturas com 3% de RRO a qual apresentou um valor máximo de resistência de 2,56 MPa com 90 dias de cura. Na sequência seguiram as misturas com 7% e 9% de RRO. O valor menos expressivo foi obtido para a mistura com 9% de RRO, destacando o valor mínimo de 2,10 MPa com 90 dias de cura.

Os resultados de compressão obtidos nas amostras moldadas na energia modificada foram submetidos à análise estatística ANOVA e ao teste de TUKEY. Os resultados demonstram que todas as misturas apresentaram variações significativas

com relação ao solo puro, e entre elas não houve variação significativa. Os resultados são destacados na Tabela 11.

Tabela 11 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Energia Modificada

ANOVA - ANÁLISE DA VARIÂNCIA - ENERGIA MODIFICADA							
MATERIAL	AMOSTRA	MÉDIA	DESV. PAD.	GL	F	RPOB.>F	F_CRÍTICO
Solo	3	1089,49	60,11743	4	15,26987	2,92E-04	2,54
SOLO + 3% RRO	3	2202,63	393,1076				
SOLO + 5% RRO	3	2509,38	383,7138				
SOLO + 7% RRO	3	2322,56	76,03211				
SOLO + 9% RRO	3	2271,69	47,0939				

TESTE DE TUKEY						
COMP. DE MÉDIAS	DIF. DE MÉDIA	q	PROBAB.	ALFA	SIG. -SIGNIFICÂNCIA	
3% E SOLO	1113,1403	7,70119	0,00203	0,05	1	
5% E SOLO	1419,8815	9,82336	2,97E-04	0,05	1	
5% E 3%	306,7411	2,12217	0,58424	0,05	0	
7% E SOLO	1233,0687	8,53091	9,27E-04	0,05	1	
7% E 3%	119,9284	0,82972	0,97407	0,05	0	
7% E 5%	-186,8128	1,29245	0,88523	0,05	0	
9% E SOLO	1182,1978	8,17896	0,00129	0,05	1	
9% E 3%	69,0575	0,47777	0,99671	0,05	0	
9% E 5%	-237,6837	1,6444	0,77125	0,05	0	1 - HÁ SIGNIFICÂNCIA
9% E 7%	-50,8709	0,35195	0,999	0,05	0	0 - NÃO HÁ SIGNIFICÂNCIA

Fonte: O autor (2019).

O melhor desempenho de resistência à compressão simples foi obtido pela mistura de solo e 3% de RRO com 90 dias de cura. Uma das principais justificativas para tal resultado consiste que este teor de resíduo apresentou os melhores resultados de peso específico aparente seco nos ensaios de compactação Proctor. Outra característica analisada foi o comportamento das misturas com a variação do tempo de cura, sendo que os melhores resultados foram proporcionados com 90 dias de cura, delineando desta forma um aumento de resistência das misturas com o passar do tempo. Outra composição que se destacou no melhoramento do solo foi a mistura de solo e 5% de RRO, apresentando o melhor desempenho que os demais teores na energia modificada com 90 dias de cura. O menor desempenho ao ser adicionado ao solo foi apresentado pelo teor com 9% de RRO.

Os resultados obtidos em todas as energias de compactação (normal, intermediária e modificada) e nos três tempos de cura (30, 60 e 90 dias) foram submetidos à uma análise estatística geral para verificar se a variação apresentada entre os teores

de resíduo possui significância estatística e em quais teores esta característica possui maior expressão. Os resultados obtidos na análise estatística geral estão ilustrados na Tabela 12.

Tabela 12 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Geral

ANOVA - ANÁLISE DA VARIÂNCIA - GERAL							
MATERIAL	AMOSTRA	MÉDIA	DESV. PAD.	GL	F	RPOB.>F	F_CRÍTICO
SOLO + 3% RRO	3	2160,61	468,3096	3	6,12262	7,09E-04	2,18
SOLO + 5% RRO	3	2153,1	644,238				
SOLO + 7% RRO	3	1757,99	406,846				
SOLO + 9% RRO	3	1743,89	411,9059				

TESTE DE TUKEY						
COMP. DE MÉDIAS	DIF. DE MÉDIA	q	PROBAB.	ALFA	SIG. - SIGNIFICÂNCIA	
5% E 3%	-7,5029	0,07919	0,99994	0,05	0	
7% E 3%	-402,6133	4,24928	1,73E-02	0,05	1	
7% E 5%	-395,1104	4,1701	0,02027	0,05	1	
9% E 3%	-416,7170	4,39814	0,01272	0,05	1	
9% E 5%	-409,2141	4,31895	0,01499	0,05	1	1 - HÁ SIGNIFICÂNCIA
9% E 7%	-14,1037	0,14885	0,99958	0,05	0	0 - NÃO HÁ SIGNIFICÂNCIA

Fonte: O autor (2019).

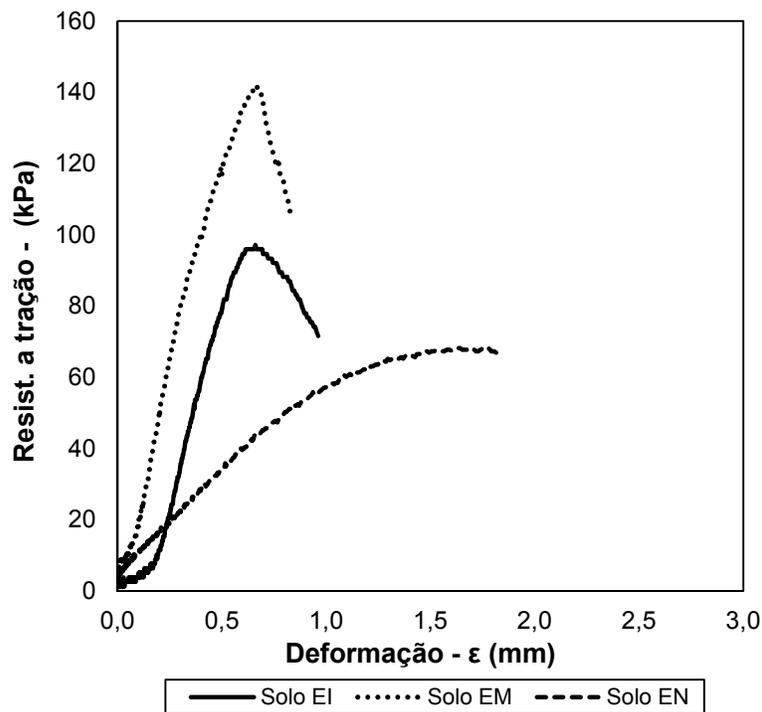
O teste de TUKEY apresenta a significância apresentada entre os resultados obtidos para os diferentes teores de resíduo. Percebe-se que os teores com 3% e 5% de RRO não apresentaram significância quando comparado seus resultados, este fato está relacionado com a proximidade apresentada por estes teores no melhoramento do solo. A mistura com 3% de RRO quando comparada com as misturas com 7% e 9% de RRO apresenta uma variação significativa em seus resultados, o que supõe o maior desempenho apresentado pela mistura com 3% de RRO no comportamento mecânico do solo. O mesmo ocorre quando se compara os resultados obtidos na mistura com 5% de RRO com os resultados das misturas com 7% e 9%, percebe-se que o teor com 5% de RRO supera as demais misturas no melhoramento do comportamento mecânico do solo. Esta análise estatística geral confirma as suposições anteriormente realizadas, apontando que o melhor desempenho no comportamento mecânico do solo é apresentado pela mistura com 3% de RRO, seguida pela mistura com 5% de RRO. Aliada as justificativas já apresentadas para tal ocorrência salienta-se a influência oriunda da quantidade ideal de finos atingidas pelas amostras com estes teores de resíduo e o empacotamento das partículas provenientes da adição do RRO.

4.8 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (q_t)

4.8.1 Resistência à tração por compressão diametral para o solo puro

Os resultados de resistência à tração do solo puro nas três energias de compactação (normal, intermediária e modificada) são apresentados na Figura 42. Cada curva na figura resulta do máximo valor obtido em três corpos de prova moldados nas mesmas características. A energia modificada apresentou um leve aumento com relação as demais misturas, com variações percentuais de 210,75% com relação à energia normal e 45,47% com relação a energia intermediária. A energia intermediária apresentou uma leve variação com relação à energia normal, alcançando uma variação de 42,26%. O valor mínimo de resistência à tração foi de 67,34 kPa na energia normal e o valor máximo foi de 141,92 kPa na energia modificada. As amostras apresentaram variação de resistência à tração por compressão diametral com a variação da energia de compactação. A principal justificativa para este acréscimo está relacionada com o aumento do peso específico seco do solo nas diferentes energias de compactação.

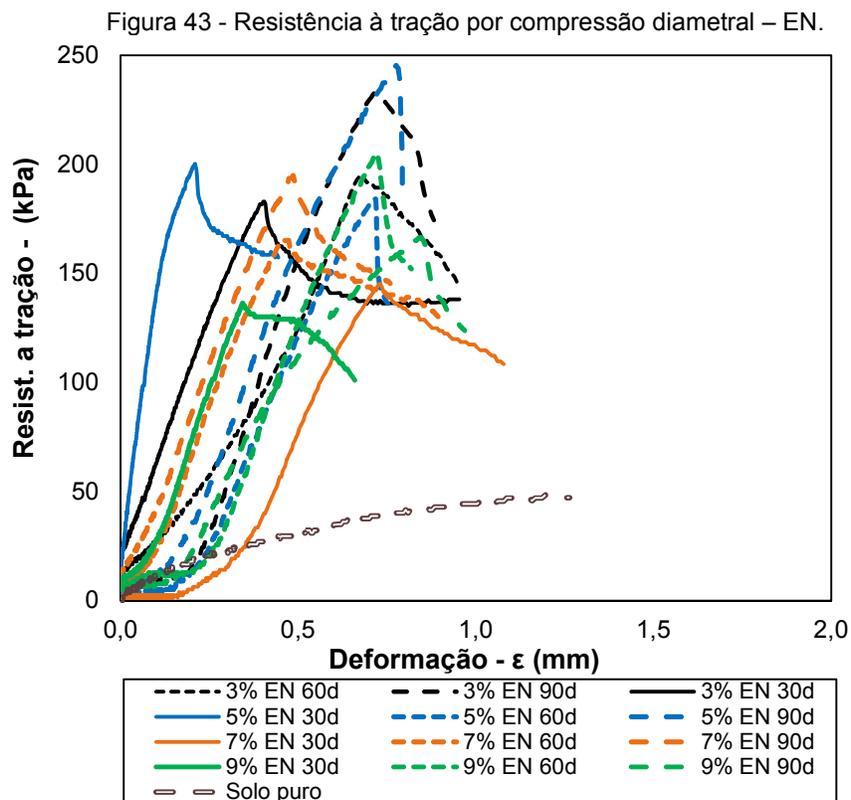
Figura 42 - Resistência à tração por compressão diametral – solo puro.



Fonte: O autor (2019).

4.8.2 Resistência à tração por compressão diametral do solo e das misturas

Os resultados de resistência à tração do solo puro e das misturas obtidos na energia de compactação Proctor normal podem ser visualizados na Figura 43.



Fonte: O autor (2019).

Avaliando o comportamento dos resultados obtidos na energia normal, percebe-se que as misturas com 5% e 3% de RRO obtiveram melhor desempenho que as demais, com valores entre 249,01 kPa e 239,15 kPa enquanto as misturas com 7% e 9% resíduo apresentaram valores de 128,66 kPa e 193,91 kPa. O máximo valor de resistência à tração foi de 249,01 kPa para a mistura com 5% de RRO e em 90 dias de cura. Por outro lado, o valor mínimo foi de 120,18 kPa no caso da mistura com 9% de RRO e 30 dias de cura. Em média, os corpos de prova registraram uma deformação baixa com valores na ordem de 0,50% a 0,90% quando submetidas à ruptura. Uma possibilidade para tal ocorrência é devida as tensões laterais (teoria das tensões efetivas) apresentarem menor resistência que as tensões verticais, apresentando-se mais frágeis à ruptura quando solicitadas.

Os resultados de resistência à tração por compressão obtidos nas amostras moldadas na energia normal foram submetidos à análise estatística ANOVA e ao teste de TUKEY. Os resultados da análise estatística estão ilustrados na Tabela 13.

Tabela 13 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Normal

ANOVA - ANÁLISE DA VARIÂNCIA - ENERGIA NORMAL							
MATERIAL	AMOSTRA	MÉDIA	DESV. PAD.	GL	F	RPOB.>F	F_CRÍTICO
SOLO	3	71,73	37,47	4	16,5131	2,10E-04	2,54
SOLO + 3% RRO	3	195,49	32,08				
SOLO + 5% RRO	3	201,60	8,60				
SOLO + 7% RRO	3	138,58	6,05				
SOLO + 9% RRO	3	128,66	6,82				

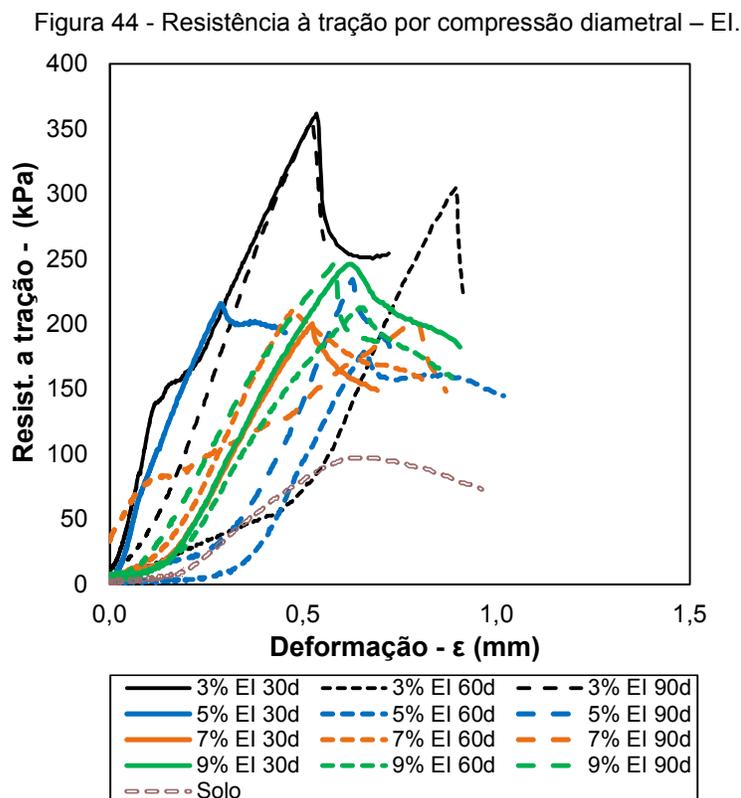
TESTE DE TUKEY					
RELAÇÃO DE MÉDIAS	DIF. DE MÉDIA	q	PROBAB.	ALFA	SIGNIFICÂNCIA
3% E SOLO	123,75855	9,41845	4,19E-04	0,05	1
5% E SOLO	129,86586	9,88323	2,82E-04	0,05	1
5% E 3%	6,10731	0,46479	0,99704	0,05	0
7% E SOLO	66,84883	5,08742	0,03108	0,05	1
7% E 3%	-56,90972	4,33102	0,07123	0,05	0
7% E 5%	-63,01703	4,79581	0,0428	0,05	1
9% E SOLO	56,92679	4,33232	0,07113	0,05	0
9% E 3%	-66,83176	5,08612	0,03112	0,05	1
9% E 5%	-72,93907	5,55091	0,01874	0,05	1
9% E 7%	-9,92204	0,7551	0,98156	0,05	0

Fonte: O autor (2019).

Através da análise da variância é possível rejeitar a hipótese que as médias são todas iguais, supondo, desta forma, que existe influência dos teores de resíduo na resistência à tração do solo. Pelo teste de TUKEY percebe-se que entre o solo e a mistura com 3%, 5% e 7% de RRO existe variação significativa (Sig. = 1), em outras palavras, os teores de resíduos influenciam diretamente na resistência à tração do solo, melhorando seu comportamento mecânico. Enquanto que a mistura com 9% de resíduo não apresentou significância quando adicionada ao solo, demonstrando que os valores de resistência à tração obtidos para esta mistura são próximos daqueles obtidos para o solo puro.

4.8.3 Resistência a tração por compressão diametral para energia intermediária

A Figura 44 destaca os resultados de resistência à tração obtidos em amostras moldadas na energia de compactação Proctor intermediária. Ao se analisar as curvas de ruptura a primeira observação possível é o destaque apresentado pela mistura com 3% de RRO com relação aos demais teores nos três tempos de cura. Mais especificamente o valor máximo apresentado pela mistura foi de 347,76 kPa e para 90 dias de cura. Por outro lado o resultado mínimo apresentado nesta energia (166,21 kPa) e com 90 dias de cura foi o da mistura com 5% de RRO. A relação entre resistência à tração e tempo de cura não foi crescente, ou seja, nem todas as misturas tiveram melhoria nesta resistência com a variação do tempo de cura. Um dos casos que justificam esta constatação é o fato de que a mistura com 5% de RRO teve seu maior valor de resistência com 30 dias de cura e seu menor valor com 90 dias de cura.



Fonte: O autor (2019).

Outra mistura que registrou seu melhor comportamento com 30 dias de cura foi a de 9% de RRO, em que a diferença com a variação do tempo de cura de 30 dias para 90 dias foi de 128,57%. Os resultados de resistência à tração obtidos nas

amostras moldadas na energia intermediária foram submetidos à análise estatística por meio da ANOVA e do teste de TUKEY, e seus resultados estão ilustrados na Tabela 14.

Tabela 14 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Intermediária

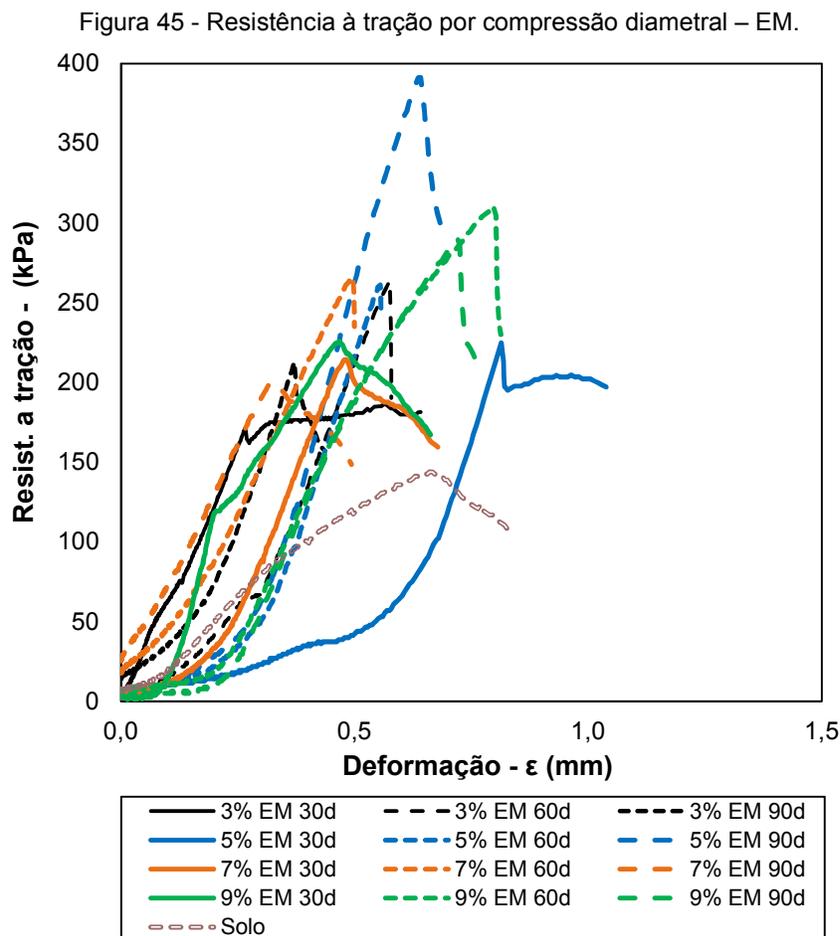
ANOVA - ANÁLISE DA VARIÂNCIA - ENERGIA INTERMEDIÁRIA							
MATERIAL	AMOSTRA	MÉDIA	DESV. PAD.	GL	F	RPOB.>F	F_CRÍTICO
SOLO	3	88,43	8,70	4	40,66831	3,72E-06	2,54
SOLO + 3% RRO	3	339,02	29,25				
SOLO + 5% RRO	3	242,00	31,72	GL - Graus de liberdade			
SOLO + 7% RRO	3	182,56	23,62	F - Fator estatístico calculado			
SOLO + 9% RRO	3	231,59	24,26	F_Crítico - Fronteira que delimita a ocorrência das variáveis (Ho e H1)			
TESTE DE TUKEY							
RELAÇÃO DE MÉDIAS	DIF. DE MÉDIA	q	PROBAB.	ALFA	SIGNIFICÂNCIA		
3% E SOLO	250,58894	17,47708	2,18E-06	0,05	1		
5% E SOLO	153,57264	10,71077	1,43E-04	0,05	1		
5% E 3%	-97,01630	6,76631	0,00518	0,05	1		
7% E SOLO	94,12790	6,56486	0,00638	0,05	1		
7% E 3%	-156,46104	10,91222	1,22E-04	0,05	1		
7% E 5%	-59,44475	4,14592	0,08711	0,05	0		
9% E SOLO	143,16079	9,98461	2,59E-04	0,05	1		
9% E 3%	-107,42816	7,49247	0,00249	0,05	1		
9% E 5%	-10,41186	0,72616	0,98402	0,05	0		1 - HÁ SIGNIFICÂNCIA
9% E 7%	49,03289	3,41975	0,18737	0,05	0		0 - NÃO HÁ SIGNIFICÂNCIA

Fonte: O autor (2019).

Através da análise estatística é possível perceber que todas as misturas (3%, 5%, 7% e 9%) apresentaram uma variação significativa com relação ao solo puro. Enquanto que entre as misturas esta variação ocorreu entre os teores com 3% e 5%, 3% e 7%, e 3% e 9%, demonstrando que somente o teor de resíduo com 3% apresentou variação significativa com relação as demais misturas. Os teores com 5%, 7% e 9% de RRO apresentaram valores de resistência à tração menos expressivos, não apresentando significância entre os mesmos conforme os resultados obtidos pelo teste de TUKEY.

4.8.4 Resistência a tração por compressão diametral para a energia modificada

A Figura 45 resume os resultados de resistência à tração obtidos em amostras moldadas na energia de compactação Proctor modificada.



Fonte: O autor (2019).

O valor máximo foi de 355,44 kPa para a mistura com 5% de RRO e após 90 dias de cura. O valor mínimo obtido foi de 167,49 kPa para a mistura com 3% de RRO e 30 dias de cura. Houve nesta energia uma ascensão da resistência à tração por parte da mistura com 5% e 9% de RRO além de um decréscimo por parte da mistura com 3% de RRO. A mistura com 7% de RRO se manteve com valores intermediários. A relação entre resistência e o tempo de cura não apresentou influência capaz de proporcionar um aumento na resistência das misturas. Com relação as demais energias de compactação está apresentou os melhores valores.

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral das amostras moldadas na energia modificada foram submetidos à análise estatística ANOVA e ao teste de TUKEY, e os resultados obtidos são ilustrados na Tabela 15.

Tabela 15 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Modificada

ANOVA - ANÁLISE DA VARIÂNCIA - ENERGIA MODIFICADA							
MATERIAL	AMOSTRA	MÉDIA	DESV. PAD.	GL	F	RPOB.>F	F_CRÍTICO
SOLO	3	142,97	14,30	4	2,98583	7,32E-02	2,54
SOLO + 3% RRO	3	219,54	43,88				
SOLO + 5% RRO	3	220,42	57,66	GL - Graus de liberdade			
SOLO + 7% RRO	3	193,30	23,27	F - Fator estatístico calculado			
SOLO + 9% RRO	3	250,23	46,26	F_Crítico - Fronteira que delimita a ocorrência das variáveis (Ho e H1)			
TESTE DE TUKEY							
RELAÇÃO DE MÉDIAS	DIF. DE MÉDIA	q	PROBAB.	ALFA	SIGNIFICÂNCIA		
3% E SOLO	76,56444	3,28747	2,14E-01	0,05	0		
5% E SOLO	77,44273	3,32518	2,06E-01	0,05	0		
5% E 3%	0,87829	0,03771	1,00000	0,05	0		
7% E SOLO	50,32452	2,16080	0,5689	0,05	0		
7% E 3%	-26,23993	1,12667	9,26E-01	0,05	0		
7% E 5%	-27,11821	1,16438	0,9174	0,05	0		
9% E SOLO	107,25282	4,60514	5,28E-02	0,05	0		
9% E 3%	30,68837	1,31768	0,87824	0,05	0		
9% E 5%	29,81009	1,27996	0,88862	0,05	0		1 - HÁ SIGNIFICÂNCIA
9% E 7%	56,92830	2,44435	0,4602	0,05	0		0 - NÃO HÁ SIGNIFICÂNCIA

Fonte: O autor (2019).

Pela análise estatística percebe-se que as misturas não apresentaram variação significativa entre os resultados de resistência à tração por compressão diametral entre elas mesmas e também quando relacionados com os resultados obtidos para o solo puro. Também nos ensaios de resistência à compressão simples nas amostras moldadas nesta energia de compactação não houve diferença significativa entre os teores de resíduo.

Para concluir a verificação da influência dos teores de resíduo no comportamento mecânico do solo, os resultados obtidos de resistência à tração por compressão nas amostras moldadas nas três energias de compactação Proctor e submetidas a ruptura nos três tempos de cura (30, 60 e 90 dias), foi realizada uma análise estatística geral, na qual verificou-se a existência da variação entre as médias dos valores obtidos através da análise da variância e por fim, por meio do teste de TUKEY, foi

verificado a existência de influência significativa entre os valores de resistência obtidos em cada uma das misturas. Os resultados da análise estatística estão ilustrados na Tabela 16.

Tabela 16 – Análise da Variância ANOVA e teste de TUKEY – Geral

ANOVA - ANÁLISE DA VARIÂNCIA - GERAL							
MATERIAL	AMOSTRA	MÉDIA	DESV. PAD.	GL	F	RPOB.>F	F_CRÍTICO
SOLO +3% RRO	3	2160,61	468,30955	3	5,796	0,00105	2,18
SOLO +5% RRO	3	2153,1	644,23795				
SOLO +7% RRO	3	1757,99	406,84599				
SOLO +9% RRO	3	1743,89	411,90587				

TESTE DE TUKEY						
RELAÇÃO DE MÉDIAS	DIF. DE MÉDIA	q	PROBAB.	ALFA	SIGNIFICÂNCIA	
5% E 3%	-19,92505	1,95656	5,12E-01	0,05	0	
7% E 3%	-58,96678	5,79031	4,81E-04	0,05	1	
7% E 5%	-39,04173	3,83375	0,03869	0,05	1	
9% E 3%	-28,55391	2,80389	0,20118	0,05	0	
9% E 5%	-8,62886	0,84732	9,32E-01	0,05	0	1 - HÁ SIGNIFICÂNCIA
9% E 7%	30,41288	2,98643	0,15617	0,05	0	0 - NÃO HÁ SIGNIFICÂNCIA

Fonte: O autor (2019).

Com base nos resultados da análise estatística foi possível verificar que houve diferença entre as médias apresentadas pelas misturas ($F > F_{CRÍTICO}$). O teste de TUKEY apresentou diferença significativa entre as misturas com 3% e 7% com uma probabilidade de ocorrência de $4,81e-4$ a qual caracteriza uma diferença expressiva entre a resistência proporcionada ao solo pela mistura com 3% com relação à apresentada pela mistura com 7%. Também o teste apresentou diferença significativa entre a mistura com 5% com relação a mistura com 7%, com probabilidade de ocorrência no valor de 0,038, caracterizando melhoramento menos expressivos no comportamento mecânico do solo. Ao relacionar os resultados da mistura com 3%, 5% e 9% o teste não apresentou significância entre seus valores.

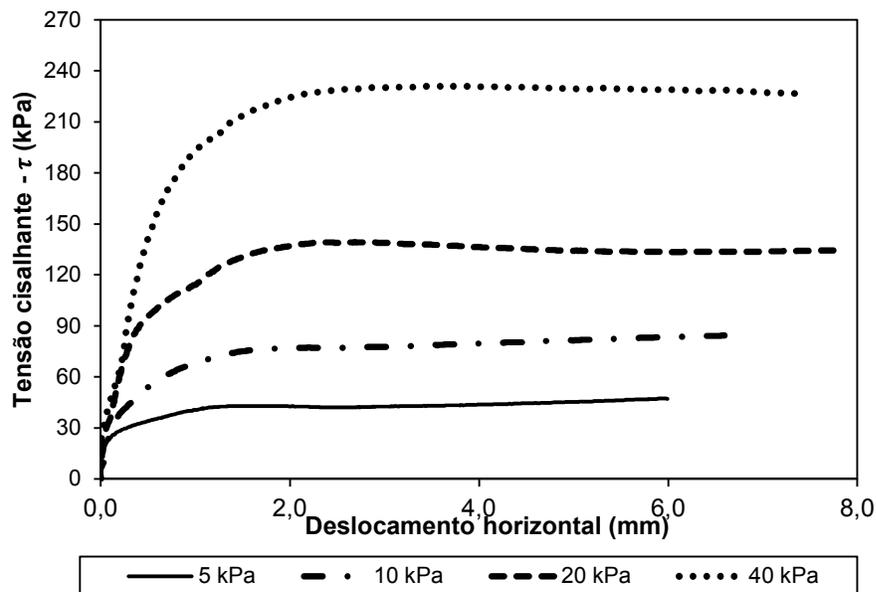
Analogamente ao ensaio de resistência à compressão simples, na resistência à tração por compressão diametral a mistura com 3% de RRO apresentou melhor desempenho no melhoramento do comportamento mecânico do solo. Seguida pela mistura com teor de 5% de RRO. Os resultados menos significativos foram apresentados pelas misturas com 9% e 7% de RRO.

4.9 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (τ)

4.9.1 Resistência ao cisalhamento em amostras indeformadas de solo puro

A Figura 46 ilustra as curvas obtidas no ensaio de cisalhamento direto para o solo puro em amostras indeformadas. Nota-se que os picos de resistência cisalhante ocorrem com valores de deformações entre 1,5 mm e 2,0 mm. O máximo valor de resistência ao cisalhamento obtido foi 238,34 kPa para uma tensão vertical de 40 kPa, enquanto o valor mínimo foi 49,97 kPa com uma tensão vertical de 5 kPa.

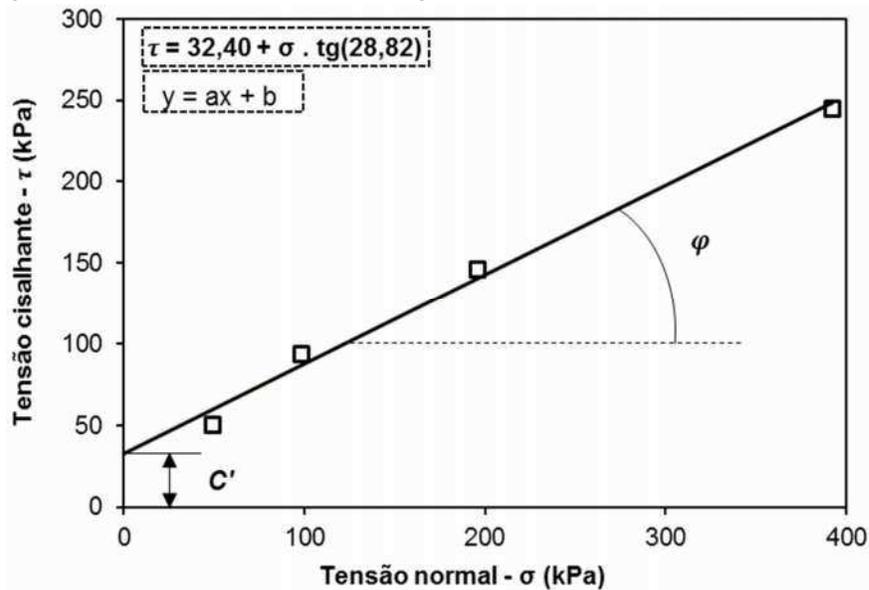
Figura 46 - Curvas de tensão-deformação, (τ) vs. (ε), das amostras indeformadas.



Fonte: O autor (2019).

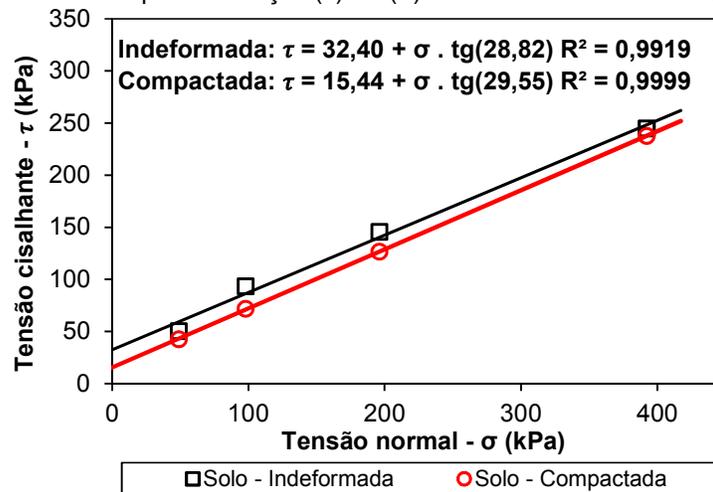
A relação entre a tensão cisalhante e tensão normal a qual possibilitou a obtenção do ângulo de atrito e da coesão do solo em seu estado indeformado, os resultados são representados em formato de envoltória de ruptura na Figura 47. A envoltória de ruptura é do tipo função linear ($y = ax + b$), em que y é a resistência ao cisalhamento (τ) e a é o coeficiente angular da reta, ou seja, o ângulo de atrito (φ) da envoltória. Por sua vez b é a intersecção da reta no eixo das ordenadas, ou seja, a coesão do solo (C'). Desta maneira conclui-se que o solo apresenta um ângulo de atrito de $\varphi = 28,82^\circ$ e uma coesão de $C' = 32,40$ kPa.

Figura 47 - Envoltória de ruptura – relação (τ) vs. (σ) das amostras indeformadas.



A Figura 48 compara as envoltórias de ruptura das amostras indeformadas e compactadas na energia Proctor normal para o solo puro

Figura 48 - Envoltória de ruptura – relação (τ) vs. (σ) – das amostras indeformadas-compactadas.



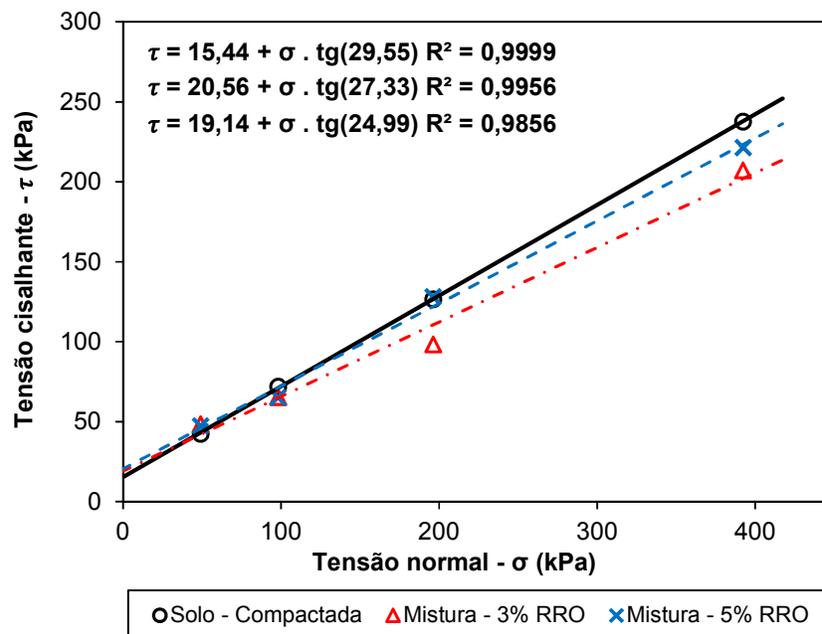
As amostras compactadas na energia Proctor normal registraram uma redução na coesão do solo (47,765%) e um aumento menos significativa no ângulo de atrito interno (2,533%), com relação às amostras indeformadas. A redução na coesão é justificada, especialmente, porque a formação do intercepto coesivo resulta do tempo e das condições climáticas do meio em que o material se encontra. Tais condições são predominantes em amostras indeformadas e se aplicam em menor escala para

amostras compactadas. Quanto ao ângulo de atrito um dos fatores predominantes em seu comportamento está relacionado com o arranjo das partículas no interior do material, o qual sofre influência devido ao seu grau de compactação, e isto justifica a variação apresentada entre amostras indeformadas e compactadas.

4.9.2 Resistência ao cisalhamento em amostras compactadas para o solo puro e para as misturas

Os resultados obtidos na curva tensão normal vs. tensão cisalhante para as amostras compactadas de solo puro e das misturas com 3% e 5% de resíduo de rochas ornamentais estão plotados na Figura 49. O solo puro apresentou um ângulo de atrito de 29,55° enquanto as misturas apresentaram ângulos de atrito de 27,33° e 24,99°, para 3% e 5% respectivamente.

Figura 49 - Envoltória de ruptura – relação (τ) vs. (σ) das amostras compactadas.



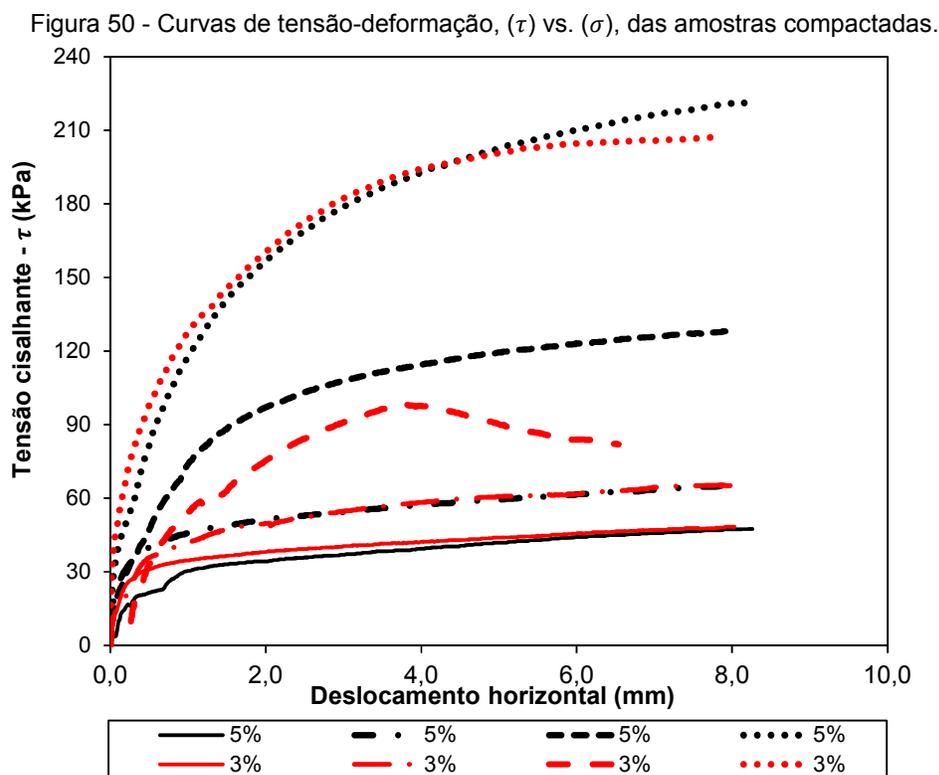
Fonte: O autor (2019).

Diferentemente do ângulo de atrito, a coesão apresentada pelas misturas registrou um comportamento muito semelhante com a do solo puro compactado, sendo que o teor de 5% de RRO apresentou o máximo valor máximo de coesão (20,56 kPa).

Verificando o comportamento das misturas utilizadas no ensaio de cisalhamento direto, estas demonstraram um acréscimo no valor do ângulo de atrito com o

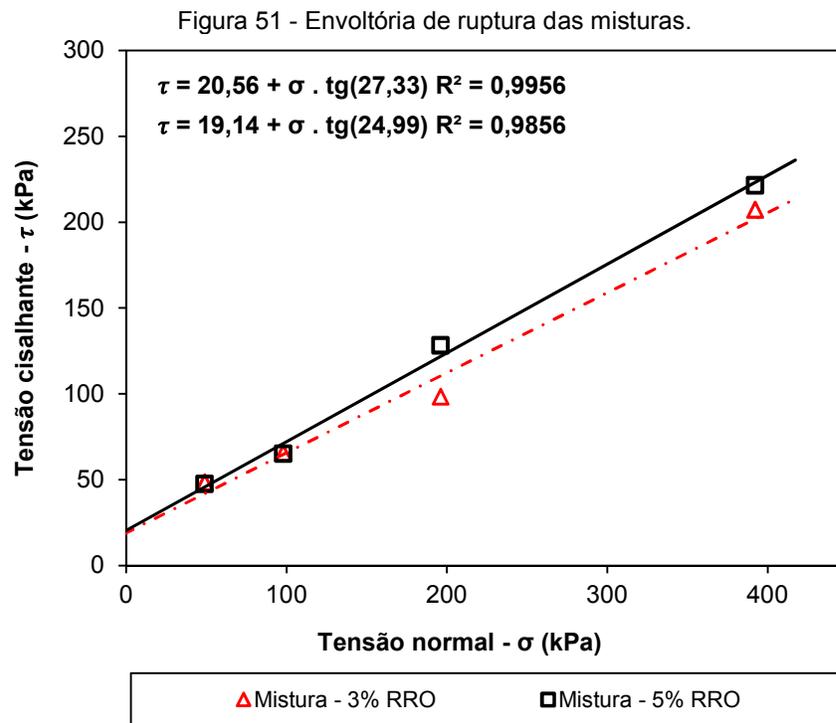
aumento da adição de resíduo ao solo. Esta característica também foi apresentada pelas misturas nos ensaios de compactação, no qual o peso específico aparente seco apresentou um acréscimo com a variação do teor de resíduo.

A Figura 50 ilustra as curvas de ruptura (tensão vs. deformação) das misturas com 3% e 5% de RRO.



As misturas possuem um melhor desempenho à deformação quando comparadas ao solo puro. Como pode ser observado as rupturas ocorrem para deformações entre 1,5 mm e 4,0 mm, enquanto às amostras de solo compactado rompem com 1,50 mm e 2,5 mm de deformação. Em um contexto geral a mistura com 3% apresentou melhor desempenho que à com 5% de resíduo, proporcionando os melhores valores de resistência ao cisalhamento. Tal resultado era esperado devido o comportamento da mistura apresentado em outros ensaios.

O ângulo de atrito e a coesão das misturas são ilustrados na Figura 51.



Fonte: O autor (2019).

A mistura com 3% de RRO registrou um ângulo de atrito de 24,99° graus ($\varphi = 24,99^\circ$) e uma coesão de 19,14 kPa ($C' = 19,14$ kPa). Por sua vez, a mistura com 5% apresentou ângulo de atrito de 27,33° ($\varphi = 27,33^\circ$) e uma coesão no valor de 20,56 kPa ($C' = 20,56$ kPa). As misturas obtiveram um aumento no ângulo de atrito com a variação do teor de resíduo, enquanto a coesão apresentou pouca alteração. A partir da Tabela 17 é apresentado um resumo dos resultados de cisalhamento para o solo puro com amostras (indeformada e compactada) e para as misturas (compactas).

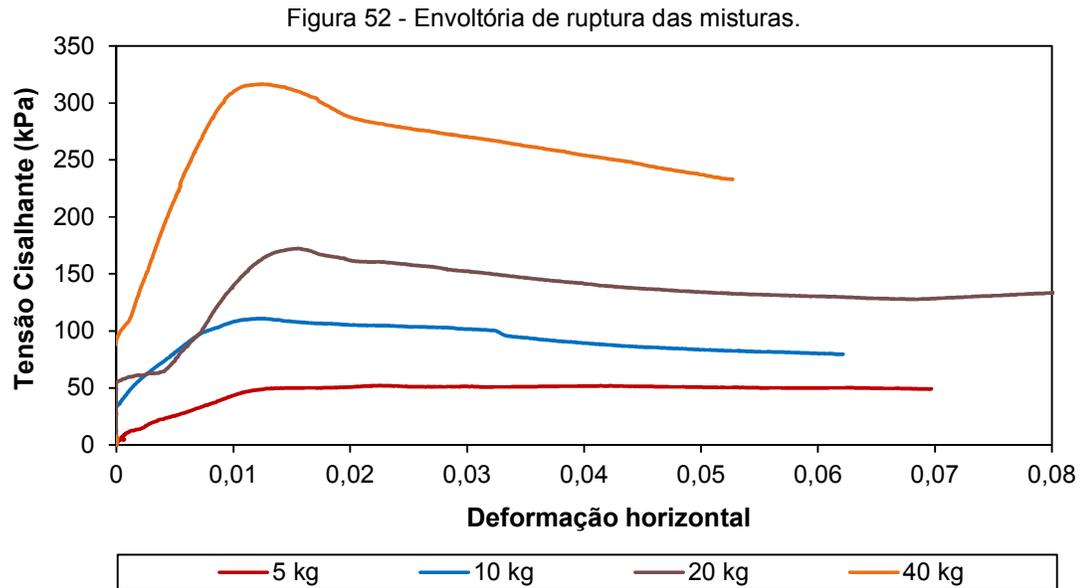
Tabela 17 – Resumo dos resultados de cisalhamento

	Solo - Indeformada	Solo - Compactada	3% RRO	5% RRO
Atrito - φ	28,82°	29,55°	27,33°	24,99°
Coesão - C'	32,40 kPa	15,44 kPa	20,56 kPa	19,14 kPa
(τ)	238,34 kPa	234,72 kPa	207,11 kPa	221,45 kPa
R^2	0,9919	0,9999	0,9956	0,9856

Fonte: O autor (2019).

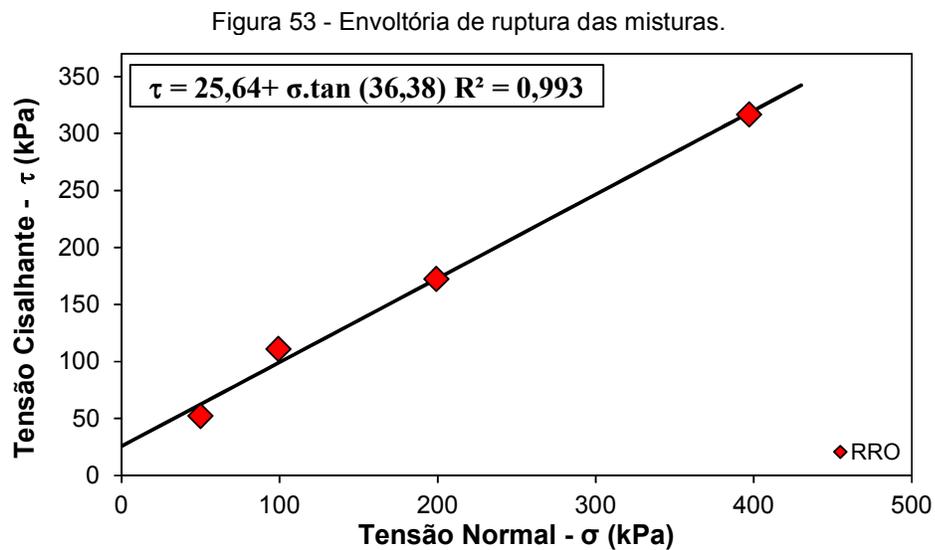
4.9.3 Resistência ao cisalhamento do resíduo de rochas ornamentais

A Figura 52 ilustra os resultados do ensaio de cisalhamento direto para o resíduo. O máximo valor de tensão cisalhante foi de 308,13 kPa.



Fonte: O autor (2019).

A envoltória de ruptura do resíduo está ilustrada na Figura 53.



Fonte: O autor (2019).

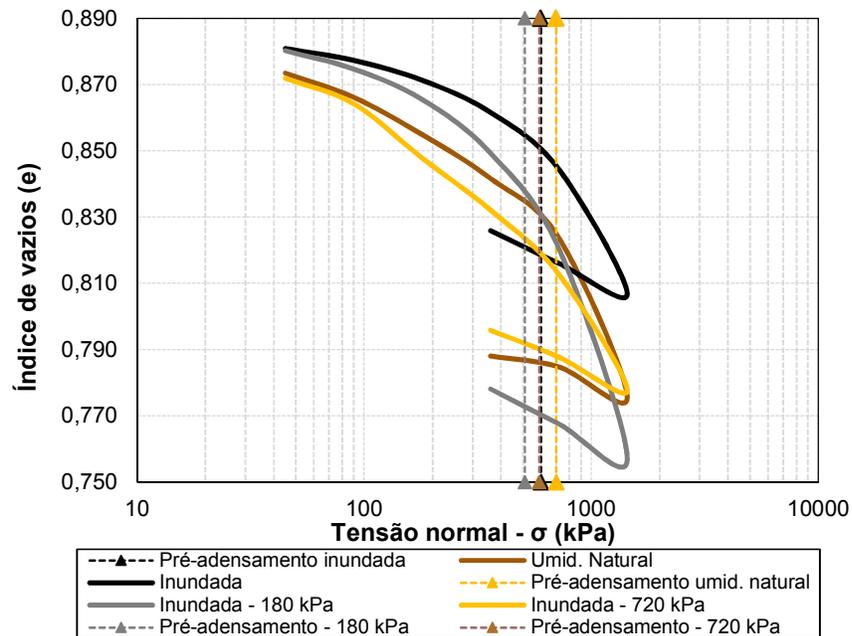
O resíduo apresentou o máximo ângulo de atrito dos materiais. Apresentando variação de 23,11% com relação as amostras de solo compactada.

4.10 ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL

4.10.1 Adensamento unidimensional em amostras indeformadas

Os resultados obtidos se referem aos ensaios em amostras indeformadas e na umidade natural, em amostras inundadas, em amostras inundadas para um carregamento de 180 kPa e outro carregamento de 720 kPa. A figura 54 fornece as curvas de compressibilidade média das amostras ensaiadas. As amostras inundadas tiveram uma variação do índice de vazios menor e uma tensão de pré-adensamento maior que as amostras ensaiadas na umidade natural. A redução na variação do índice de vazios é justificada pela baixa compressibilidade dos solos argilosos e pela parcela de carga suportada pela poro-pressão. A razão de sobreadensamento para ambas as amostras registrou valores maiores que a unidade ($OCR > 1,0$), o que caracteriza o solo como pré-adensado.

Figura 54 - Curvas de compressibilidade das amostras adensadas na umidade natural e inundadas.



Fonte: O autor (2019).

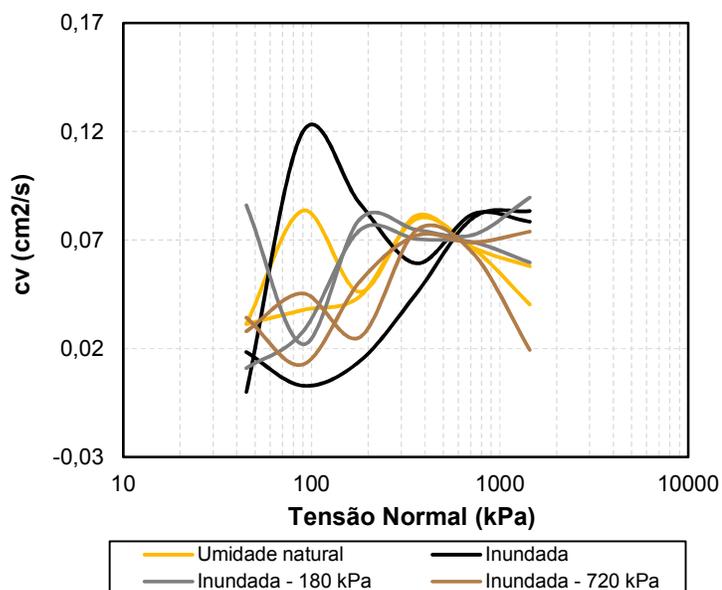
As curvas de compressibilidade apresentaram certa semelhança durante o processo de adensamento e para ambas as amostras (inundadas e na umidade

natural). A única variação mais significativa foi o deslocamento horizontal (Δe) devido às condições de ensaio.

As amostras inundadas e submetidas às tensões de 180 kPa e 720 kPa tiveram um comportamento semelhante às amostras inundadas e na umidade natural, respectivamente. Ao se inundar a amostra em 180 kPa a curva sofre um pequeno deslocamento horizontal com relação à amostra inundada. Tal fator é proveniente do adensamento primário mais acentuado sofrido pela amostra antes de ser inundada. Por outro lado, a amostra que inundada com 720 kPa seguiu um comportamento muito semelhante à amostra em umidade natural, uma vez que o carregamento de 720 kPa é um dos últimos estágios do ensaio.

Devido às condições a que as amostras foram submetidas durante o ensaio de adensamento, houve uma variação mais expressiva nas curvas de compressibilidade e em seus coeficientes de adensamento, devido principalmente aos primeiros carregamentos, vide Figura 55. Ao se atingir os últimos estágios de sobrecarga, o coeficiente de adensamento registra menor variação. Tal fato é claramente perceptível nas amostras inundadas, o que pode ser atribuído à distribuição das parcelas de sobrecarga entre a água e os sólidos da amostra. Isso consequentemente reduz sua deformação inicial.

Figura 55 - Coeficiente de adensamento das amostras adensadas na umidade natural e inundada.

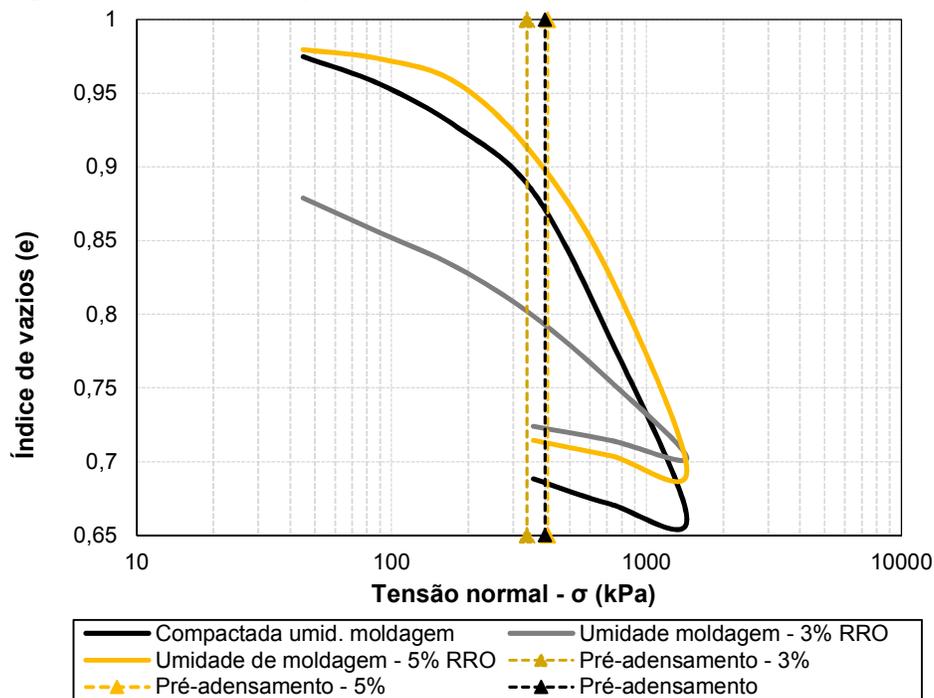


Fonte: O autor (2019).

4.10.2 Adensamento unidimensional com amostras compactadas

As tensões apresentadas pelas amostras compactadas, como pode ser observado na Figura 56, resultaram em uma razão de sobreadensamento maior que um ($OCR > 1,0$), o que caracteriza o solo como pré-adensado. A variação do índice de vazios das amostras com relação aos obtidos nas amostras indeformadas foi bem expressivo (216,22%), sendo que nas amostras indeformadas o maior índice foi de 0,074 e nas amostras compactadas o índice foi de 0,167. As tensões de pré-adensamento das amostras indeformadas tiveram valores mais expressivos que as compactadas. A maior tensão de pré-adensamento foi observada para a mistura com 5% de RRO, seguida da amostra de solo puro e igualmente pela mistura com 3% de RRO. Ambas as amostras apresentaram retas virgens com inclinações elevadas e um curto período de adensamento primário.

Figura 56 - Curvas de compressibilidade das amostras adensadas na umidade de moldagem.

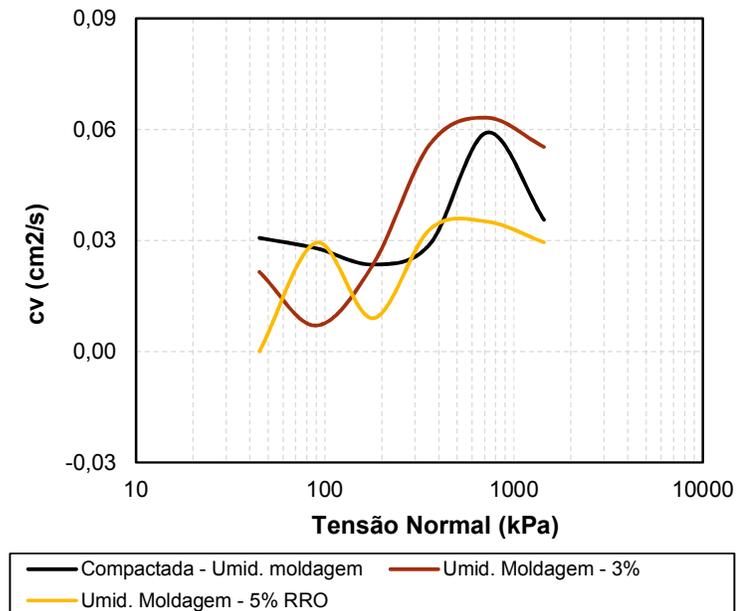


Fonte: O autor (2019).

Os coeficientes de adensamento das amostras compactadas mostraram um comportamento com poucas variações, sobretudo, na amostra de solo puro e na mistura com 3% de resíduo.

A Figura 57 destaca os coeficientes de adensamento obtidos através das amostras compactadas. A mistura com 5% de RRO apresentou um coeficiente de adensamento com maiores oscilações. Entretanto, em termos de valores numéricos esta mistura possui maior tempo de compressibilidade (vide Figura 55), reduzindo a ocorrência de recalques imediatos em diversos tipos de fundações ou em massas de solos *in situ* na qual o material esteja sujeito a tais ocorrências devido às variações de tensões. Contudo, principalmente em potencial, uma maior compressibilidade supõe um retardamento na ocorrência de recalques (principalmente os secundários) podendo estes ocorrer de forma inesperada a qualquer momento com o fator tempo.

Figura 57 - Coeficiente de adensamento das amostras adensadas na umidade de moldagem.



Fonte: O autor (2019).

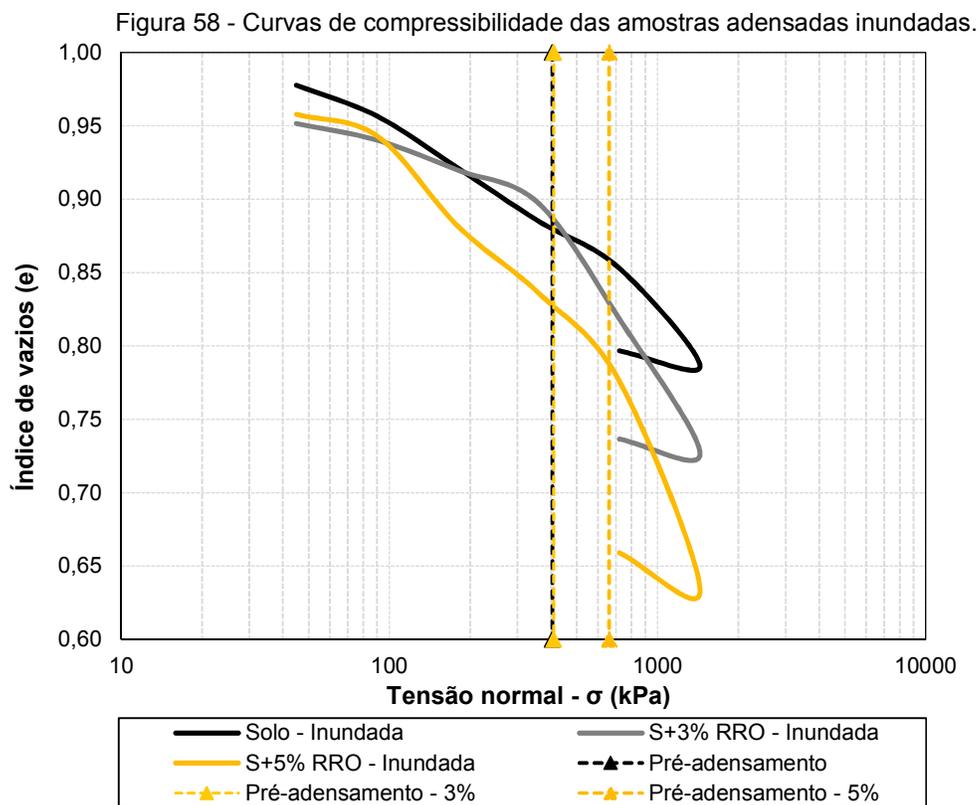
As amostras compactadas de solo puro e da mistura com 3% de RRO apresentaram certa semelhança, entretanto a mistura apresentou uma maior variação com relação as demais (0,01 a 0,061 cm²/s) e com tensões menores (200 a 500 kPa). Por outro lado, as amostras de solo apresentaram menor variação, atingindo valores de tensões normais (400 a 800 kPa).

4.10.3 Adensamento unidimensional com amostras compactadas inundadas

As curvas de compressibilidade são mostradas na Figura 58. O solo puro apresentou uma grande variação no índice de vazios nos primeiros carregamentos,

resultando em uma curva mais retilínea desde os primeiros instantes de ensaio. Tal fato acarretou uma tensão de pré-adensamento significativamente menor que as misturas com 3% e 5% de RRO.

As misturas apresentar um comportamento um tanto simétrico, onde as curvas apresentam retas virgens paralelas. A mistura com 5% de RRO apresentou a maior variação no índice de vazios das amostras e uma tensão de pré-adensamento com valor intermediário. A mesma mistura apresentou uma compressão inicial pequena, quando comparada com a mistura de 3% de RRO. A mistura com 3% de resíduo apresentou a maior tensão de pré-adensamento (695 kPa), devido, principalmente ao seu comportamento no período de compressão inicial da amostra, mesmo este apresentando uma pequena variação neste período, a mistura se sobressaiu as demais nas amostras compactadas.

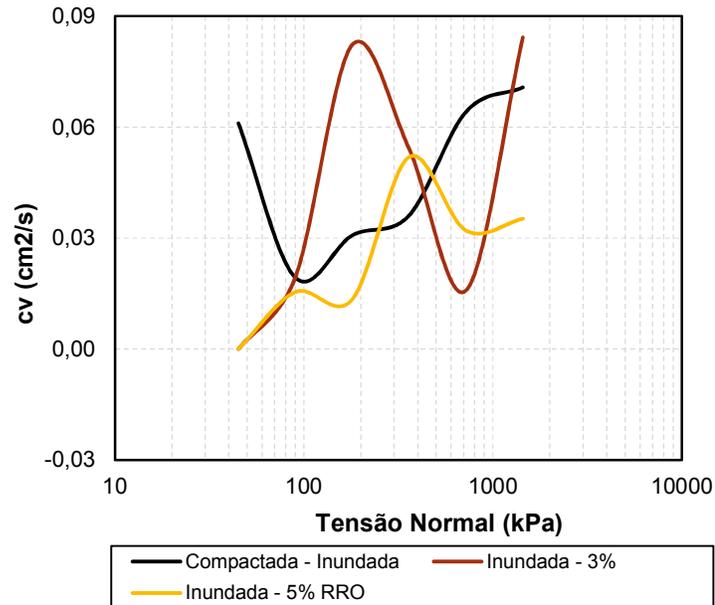


Fonte: O autor (2019).

Os coeficientes de adensamento das amostras compactadas e inundadas são apresentados na Figura 59. A maior variação de C_v foi apresentada pela mistura com 3% de RRO e a menor variação com 5% de RRO. O solo apresentou uma maior

compressão nos primeiros carregamentos e posteriormente seguiu um comportamento um tanto retilíneo até a conclusão do período de adensamento primário e o início da descompressão.

Figura 59 - Coeficiente de adensamento das amostras adensadas inundadas.



Fonte: O autor (2019).

Em uma abordagem geral, os ensaios de adensamento foram realizados em amostras indeformadas na umidade natural e inundadas (nos carregamentos de 180 kPa e 720 kPa), e com amostras compactadas de solo puro e das misturas de solo com 3% e 5% de RRO, ensaiadas na umidade de moldagem e inundadas. As amostras indeformadas apresentaram uma maior tensão de sobre adensamento que as amostras compactadas (solo puro e das misturas), com valores na ordem de 700 kPa, enquanto as amostras compactadas apresentaram valores de 400 kPa. Os coeficientes de adensamento das amostras indeformadas (na umidade natural e inundadas nos carregamentos de 180 kPa e 720 kPa) apresentaram maior variação (0,018 a 0,12 cm^2/s) com relação as amostras compactas (solo puro e misturas com teores de 3% e 5%) com valores compreendido entre (0,01 a 0,088 cm^2/s). A principal justificativa para tais resultados condiz ao estado de tensões das amostras indeformadas com relação as amostras compactadas, pois, estas não possuem um histórico de tensão definido, sendo somente o proporcionado pela energia de compactações a que foram submetidas durante o processo de moldagem.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES

Como principais conclusões desta pesquisa destacam-se:

- Os dados obtidos de caracterização do solo, indicaram se tratar de um Silte de média compressibilidade;
- Com a adição dos teores de resíduo observou-se uma redução de 29,23% na plasticidade do solo, justificada, principalmente, pela correção granulométrica apresentada com a adição do resíduo;
- As amostras submetidas aos ensaios de compactação Proctor mostraram que ocorre um acréscimo no peso específico aparente seco do solo com a variação da energia de compactação e com a adição do resíduo de rochas ornamentais.
- Os dados de ISC apresentaram um aumento da capacidade de suporte para as misturas com a variação do teor de resíduo, atingindo seu valor máximo com 9% de RRO. Nas energias intermediária e modifica todas as misturas podem ser utilizadas como material de subleito e reforço de subleito, em conformidade com os limites apresentados no Manual de Pavimentação do DNIT (2006);
- Os valores de ISC do solo puro foram superiores aos apresentados pelas misturas com resíduo de rochas ornamentais. Em todas as energias de compactação os valores de ISC do solo atendem aos limites apresentados no Manual de Pavimentação pelo DNIT (2006), sendo possível sua aplicação como material de subleito e reforço de subleito;
- Com a adição de resíduo de rochas ornamentais originou um leve acréscimo na expansão do solo. Supondo que o aumento de resíduo pode ocasionar uma possível hidratação na mistura, e conseqüentemente maior absorção de água;
- Os resultados de resistência à compressão simples mostraram um incremento de resistência nas misturas com a variação dos teores de RRO. Por meio do tratamento estatístico da análise da variância (ANOVA) e do teste de TUKEY, foi possível identificar que as maiores significâncias ($1,40e-07$, $2,92e-04$ e $7,09e-04$) para a energia normal, intermediária e modifica, respectivamente, com relação ao solo puro e as demais misturas. A principal razão do ganho de

resistência está relacionada com o efeito de empacotamento das partículas proporcionada pela adição de resíduo ao solo proporcionando ganhos de resistência mecânica, e pela transferência de tensões entre os grãos, potencializada pela adição de resíduo ao solo;

- Os resultados de resistência à tração por compressão diametral demonstram que a adição de RRO proporciona um incremento de resistência ao solo puro. Através da análise estatística foi possível perceber que as maiores significâncias ocorreram com as amostras moldadas na energia de compactação Proctor normal e intermediária, com valor-p de $2,10e-04$ e $3,72e-06$ respectivamente. O incremento de resistência ocorre devido às misturas solo-resíduo possuírem maior resistência mecânica que o solo puro, e pelos critérios análogos aos ocorridos com os ensaios de resistência à compressão simples;
- A variação do tempo de cura demonstrou um ganho de resistência à tração e à compressão. Entretanto não ocorre de forma homogênea em todas as misturas;
- Os ensaios de cisalhamento direto demonstraram que o resíduo de rochas ornamentais possui maior resistência ao cisalhamento e maior ângulo de atrito interno que o solo puro e as misturas. Devido principalmente as propriedades e o formato de suas partículas. Também foi possível perceber que as amostras indeformadas de solo puro obtiveram resultados levemente superior às amostras compactadas de solo puro e das misturas com resíduo. A diferença percentual de resistência ao cisalhamento entre as amostras foi de 18,23%. Os resultados justificam-se devido à superioridade do histórico de tensões nestas amostras.
- Os valores de coesão foram mais significativos para as amostras indeformadas de solo puro com relação as amostras compactadas. A principal razão para este fato é porque a coesão origina-se com a influência do processo de intemperismo e com a variação de tempo. Sendo que estas variáveis são menores em amostras compactadas;
- Foi possível perceber que a compactação das amostras provoca um sensível acréscimo no ângulo de atrito do solo. Tendo sua origem no rearranjo das partículas após a compactação das amostras.

- Os resultados demonstraram que as tensões de pré-adensamento são superiores em amostras indeformadas com relação às amostras compactadas. As amostras indeformadas de solo puro indicaram valores médios de tensão de pré-adensamento de 650 kPa. Tais valores estão em consonância com os históricos de tensões apresentados em bibliografias para os solos da Formação Geológica Guabirota.
- Os coeficientes de adensamento apresentaram menor variação nas amostras indeformadas de solo puro com relação às amostras compactadas de solo e das misturas. Tendo sua origem nos históricos de tensões das amostras.
- O melhor desempenho no comportamento mecânico do solo foi proporcionado pela mistura com 3% de RRO. Em um contexto geral à mistura apresentou os melhores resultados quando adicionada ao solo em todos os parâmetros analisados de resistência mecânica.
- O segundo melhor desempenho no comportamento mecânico do solo foi apresentado pela mistura com 5% de RRO, e os resultados menos satisfatórios foram obtidos pelas misturas com 7% e 9% de RRO, de modo que estes dois teores apresentaram um decréscimo nos parâmetros de resistência mecânica das misturas.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões para trabalhos futuros são apresentadas em forma de itens a seguir.

- Avaliar o comportamento de recalques em fundações superficiais para o solo puro e para o solo melhorado com a adição de resíduo de rochas ornamentais através de ensaios de campo;
- Avaliar o comportamento do solo com resíduo de rochas ornamentais e óxido de cálcio, de modo a verificar a ocorrência de reações químicas entre os materiais e suas influências na resistência mecânica do solo;
- Avaliar o comportamento mecânico do solo com adição conjunta de RRO e diferentes teores de cimento e sua aplicabilidade em estruturas de pavimentos com base nos dados do módulo de resiliência;

REFERÊNCIAS

AB'SÁBER, A. N. A Serra do Mar e o Litoral de Santos. **Notícias Geomorfológica**. Vol. 6. n. 11. p. 59-50, 1966.

ALONSO, E. E., PINYOL, M. N., GENS, A. **Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling**. *Géotechnique*. No. 6, 463-478 (2013).

ALMEIDA, J.; SOUZA. **Reabilitação e Reforço de Estruturas**. Dissertação de mestrado. Lisboa. Instituto Superior Técnico de Lisboa - IST, 2012.

ALVES, M. S. **Estudo das características e da viabilidade do uso de resíduos gerados no polimento de rochas graníticas como adição em concretos**. Dissertação de mestrado. Minas Gerais. Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, 2008.

ANDRADE, M. E. S. **Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos**. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 854**: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. United States, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2166M**: Standard Test Methods for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. United States, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR MB-3336**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção de solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo – Índice de suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770**: Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 12957-1**: Geossintéticos – Determinação das características de atrito. Parte 1: Ensaio de cisalhamento direto. Rio de Janeiro, 2013.

ATKINSON, J. H., BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soil An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. McGraw-Hill Book Company UUK) Limited, 1978.

ABIROCHAS. **Balanco das Exportações e Importações Brasileiras de Rochas Ornamentais**. Associação Brasileira de ROCHAS ORNAMENTAIS, v. 55, n. 11, p. 1–8, 2018.

BABU, S. V.; SHARMILA, M. R. S. **SOIL STABILIZATION USING MARBLE DUST**. *International Journal of Civil Engineering and technology (IJCIET)*. V. 8. pp. 1706-1713. April-2017.

BEZERRA, F. D. ROCHAS ORNAMENTAIS: NOVAS PERSPECTIVAS DE INVESTIMENTO. **Cadernos Setorial - Escritório Técnico de Estudos Econômicos do Nordeste (ETENE)**, v. 21, p. 21, 2017.

BADOVINO, J. J. A. **COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO SILTOSO DA FORMAÇÃO GEOLÓGICA GUABIROTUBA TRATADO COM CAL EM DIFERENTES TEMPOS DE CURA**. Dissertação de Mestrado. Curitiba. Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, 2018.

BARBOSA, M. C. R.; LIMA, H. M. **RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS E TALUDES VEGETADOS COM CAPIM VETIVER**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, 37: 113-120 (2012).

BIGARELLA, J. J., SALAMUNI, R. Caracteres texturais dos sedimentos da Bacia de Curitiba. **Boletim da Geologia, UFPR**. n. 7. p. 1-164, 1962.

BIGARELLA, J. J., MOUSINHO, M. R., SILVA, J. X. Pediplanos pedimentos e seus depósitos correlativos no Brasil. **Boletim Paranaense de Geografia, UFPR**. N. 16/17, p. 117-151, 1965.

BORDIGNON, V. R. **EFEITOS DA ADIÇÃO DA CAL HIDRATADA NA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO SEDIMENTAR PARA PAVIMENTAÇÃO URBANA NA REGIÃO DE CURITIBA**. Dissertação de mestrado. Curitiba. Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, 2015.

BOSZCZOWSKI, R. B. **AVALIAÇÃO DA TENSÃO LATERAL DE CAMPO DE ARGILAS SOBREADENSADAS: ENSAIOS DE LABORATÓRIO COM UM SOLO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA**. Rio de Janeiro. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2001.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA. **Resolução CONAMA 307/2002**. Brasília, 2002.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. **Manual de pavimentação**. 3ª Ed. Rio de Janeiro, 2006.

BRASIL, M. R. **CÁLCULO DE RECALQUES POR ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL**. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 2015.

CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO – CBIC. **RELATÓRIO TÉCNICO**. Rio de Janeiro, 2016.

CASAGRANDE, A. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Anais**. Cambridge, p. 60-64, 1936.

CARDOSO, R.; SILVA, R. V.; DE BRITO, J.; DHIR, R. Use of recycled aggregates from construction and demolition waste in geotechnical applications: A literature review. **Waste Management**. Vol. 49, p. 131 – 145, 2016.

CARVALHO, J. C., et al. Solos não saturados no contexto geotécnico. **Associação Brasileiro de Mecânica do Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS**. São Paulo. p.759, 2015.

CONSOLLI, N. C., QUIÑÓNEZ, R. A., GONZÁLEZ, L. E., LÓPEZ, R. A. Influence of Molding Moisture Content and Porosity/Cement Index on Stiffness, Strength, and Failure Envelopes of Artificially Cemented Fine-Grained Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol. 29, n. 5, 2016.

CURITIBA. **Decreto Municipal n. 852 – Dispõe sobre a obrigatoriedade da utilização de agregados reciclados, oriundos de resíduos sólidos da construção civil classe A, em obras e serviços de pavimentação das vias públicas, contratadas pelo Município de Curitiba**, de 16 de agosto de 2007. Curitiba, Paraná.

CURITIBA. **Decreto Municipal n. 1068 – Institui o Regulamento do Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil do Município de Curitiba**, de 18 de novembro de 2004. Curitiba, Paraná.

CARVALHO, A.; XAVIER, G. C.; ALEXANDRE, J.; PEDROTI, L. G.; AZEVEDO, A. R. G.; VIEIRA, C. M. F.; MONTEIRO, S. N. Environmental Durability of Soil-Cement Block Incorporated With Ornamental Stone Waste. **Materials Science Forum**. Vol. 798-799. p. 548-553, 2014.

Craig, R. F.; Knappett, J. A. **Craig's Soil Mechanics**. Eighth edition. Spon Press, 570 pg. (2012).

Committee on Tropical Soil of SSMFE. **Peculiarities of Geotechnical Behaviour of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**. Progress Report. ABMS, São Paulo, 1985.

CONCIANI, W.; BURGOS, P. C.; BEZERRA, R. L. Solos não saturados no contexto geotécnico. **Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS**. São Paulo. p. 805, 2015.

CUNHA, P. V. C. **Gênese de calcretes da Formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba, Paraná**. Dissertação de mestrado. Curitiba. Universidade Federal do Paraná (UFPR), 2011.

DAS, B. **Principle of FOUNDATION ENGINEERING**. 7º ed. Estados Unidos: CENGAGE Learning, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNIT. **DNER 093: Solos – Determinação da densidade real: método de ensaio**. Brasília, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNIT. **Manual de Pavimentação**. 3ª ed. Rio de Janeiro, 2006.

D'AVILA, A. E. C., OLIVEIRA, A. K., MACHADO, J. A., DIARR, N., VAREJÃO, S. B. S. **ANÁLISE DE COMPETITIVIDADE DO SETOR DAS INDÚSTRIAS DE ROCHAS ORNAMENTAIS DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO**. Instituto de Desenvolvimento Educacional e Industrial do Espírito Santo – Ideies, 2017.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 8ª ed. Norte Americana, 630 pg. (2014).

EMBRAPA. Manual de métodos de análise de solo. **Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária**, 2ª Ed. 230 Pg. 1997.

FELIPE, R. S. Características Geológico-Geotécnicas na Formação Guabirotuba Erosão – Movimentos Gravitacionais de Massa. **MINEROPAR**. p. 48 f., 2011.

FILHO, C. C.; KISTEMANN, D. **O Setor De Rochas Ornamentais**. CAPÍTULO DO LIVRO TECNOLOGIA DE ROCHAS ORNAMENTAIS, n. 987–85– 8261-005-3, p. 493–526, 2014.

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (cw)**. Dissertação de mestrado. São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo (USP), 2010.

GODOY, H. **Identificação e classificação geotécnica de latossolos do estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT**. Tese de Doutorado. São Paulo. Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo – USP, 1997.

GAMA, A. J. A.; MENEZES, R. R.; NEVES, G. A.; BRITO, A. L. F. Avaliação da caracterização mineralógica de diversos depósitos de argilas esmectíticas do estado da Paraíba utilizando análise estatística de variância. **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**. Vol. 10, n. 1, p. 45-49, 2015.

GALETAKIS, M; SOULTANA, A. A review on the utilisation of quarry and ornamental stone industry fine by-products in the construction sector. **Construction and Building Materials**. Vol. 102. p. 769-781, 2016.

IPAREDES. Instituto Paranaense de Desenvolvimento Econômico e Social PARDES. **CADERNO ESTATÍSTICO MUNICÍPIO DE CURITIBA**. Maio de 2019

KORMANN, Alessandro C. M. **Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório**. Tese de Doutorado. São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP, 2002.

KOCHEM, K.; POSSAN, E. **DIAGNÓSTICO DO GERENCIAMENTO DE RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO NOS 20 MAIORES MUNICÍPIOS GERADORES DO ESTADO DO PARANÁ**. Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia CONTECC'2016, v. 1, p. 5, 2016.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. Massachusetts Institute of Technology, 548 pg. (1969).

LEROUEIL, S., HIGHT, D. W. **Compacted soils: From physics to hydraulic and mechanical behavior**. **PROCEEDINGS OF THE FIRST PAN-AMERICAN CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS**, CARTAGENA DE INDIAS, COLOMBIA, 20-22 FEBRUARY 2013.

LIMA, A. R. **Proposição de diretrizes para produção e normalização de resíduo de construção reciclado e de suas aplicações em argamassas e concretos.** Dissertação de Mestrado. São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo - USP, 1999.

LOUISE, R. B. **ESTIMATIVA DA CURVA DE COMPRESSÃO DE ARGILAS MOLES A PARTIR DE AMOSTRAS DEFORMADAS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.** Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

MACEDO, J. M., BACOCOLLI, G., GAMBOA, L. A. P. O tectonismo meso-cenozóico da região sudeste. SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO SUDESTE, 2, São Paulo. **Atas.** Vol. 1. p. 429-437, 1991.

MARCONI, M. A.; LAKATOS, E. M. **Fundamentos de metodologia científica.** 5ª Ed. São Paulo: Editora Atlas. 2003. p. 310.

MARTÍNEZ, G. S. S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação barreiras.** Tese de doutorado. Porto Alegre. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.

MASSAD, F. **MECÂNICA DOS SOLOS EXPERIMENTAL.** São Paulo: Editora Oficina de Texto. 2016. p. 287.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos.** 3ª Ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência. 2015.

MINHAS, A.; DEVI, V. U. SOIL STABILIZATION OF ALLUVIAL SOIL BY USING MARBLE POWDER. **International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET).** Vol. 7. p. 87-92, 2016.

MINEROPAR. **Características geológico-geotécnicas na formação Guabirotuba: Erosão – movimentos gravitacionais de massa.** Curitiba: Serviço Geológico do Paraná – Mineropar, 2011.

MONTANI, Carlo. **XXVIII Rapporto Marmo e Pietre nel Mondo 2017.** Casa di Edizioni in Carrara – Itália, pg. 132.

MOLLAHASANI, A.; ALAVI, A. H.; GANDOMI, A. H.; RASHED, A. Nonlinear Neural-Based Modeling of Soil Cohesion Intercept. **KSCE Journal of Civil Engineering.** Vol. 15 (5), p. 831-840, 2015.

MOREIRA, E. B. **COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO ARGILOSO MISTURADO COM RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO PARA UTILIZAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO**. Dissertação de mestrado. Curitiba. Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, 2018.

NAKASHIMA, C. H. **Estudo de curvas características de solos que compõe o perfil geotécnico da formação Guabirotuba**. Dissertação de Mestrado. Curitiba. Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, 2017.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. Parte I. São Paulo: Editora Villibor, 1995. p. 126.

OLIVEIRA, L. A.; VIANA, P. M. F.; SANTOS, D. C. R.; REIS, E. F. USO DE GEOSINTÉTICOS COMO REFORÇO EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS. **Journal of the Brazilian Association of Agricultural Engineering**. Vol. 36. p. 346-357, 2016.

OLIVEIRA, T. **CARACTERIZAÇÃO DO RESÍDUO DE SERRAGEM DE ROCHAS ORNAMENTAIS PARA APLICAÇÕES GEOTÉCNICAS**. Dissertação de mestrado. São Paulo. Universidade de São Paulo - USP, 2015.

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

OLIVEIRA, T.; RIBEIRO, R. P.; MOREIRAS, T. F. CARACTERIZAÇÃO DE LAMAS DO CORTE DE GRANITOS COM VISTA AO USO EM OBRAS GEOTÉCNICAS. **Ciência & Engenharia (Science & Engineering Journal)**. Vol. 25 (2). p. 51-57, 2016.

PACHECO, SILVA, F. Uma Nova Construção Gráfica para Determinação da Pressão de Pré-Adensamento de uma Amostra de Solo. **Anais**. IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Guanabara, Vol. 2. p. 219-223. 1970.

PALMA, F. M., BARROS, S., ROSA, L. R., PAULINO, P. T., LEITÃO, C., AGOSTINHO, P., LEITE, S. S., BIDARRA, M., BOTELHO, J. M., LUÍS, C. Produção de Rochas Ornamentais. **Análise setorial**. Espírito Santo – ES. Fevereiro 2014. p. 46.

PEREIRA, E. M. **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da Formação Guabirotuba em ensaios com sucção controlada**. Tese de doutorado. São Paulo. Univesidade de São Paulo – USP, 2004.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2006. 359 p.

POSSAN, E.; KOCHER, K. DIAGNÓSTICO DO GERENCIAMENTO DE RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO NOS 20 MAIORES MUNICÍPIOS GERADORES DO ESTADO DO PARANÁ. Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia – CONTECC'2016. **Anais**. Foz do Iguaçu-PR. 2016, p. 1-5.

RAO, R. S.; DIVYA, K.; PRASAD, S. S. G. EFFECT OF WASTE MATERIALS MATERIALS ON STRENGTH PROPERTIES OF THE CLAYEY SOIL-A A COMPARATIVE STUDY. **International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)**. Vol. 8, n. 7, p. 820–829, 2017.

RASOOL, A. M. **MECHANICAL BEHAVIOR OF UNSATURATED SOILS IN ISOTROPIC LOADING-UNLOADING, MONOTONIC AND CYCLIC LOAD SEQUENCE**. Doctoral Thesis. Japan. Department of Civil and Environmental Engineering, Saitama University, 2014.

SABAT, A. K. Effect of marble dust on strength and durability of Rice husk ash stabilized expansive soil. **INTERNATION JOURNAL OF CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING**. Vol. 1. n. 4. 2011.

SALAMUNI, E.; NASCIMENTO, E. R.; SILVA, P. A. H.; FIORI, C. O. GEOMORFOLOGIA DO MUNICÍPIO DE CURITIBA-PR. **Revista Brasileira de Geomorfologia**. Vol. 14, nº 4. p. 327-341, 2013.

SIVRIKAYA, O.; KIYILDI, KI. R.; KARACA, Z. Recycling waste from natural stone processing plants to stabilize clayey soil. **Environ Earth Scienses**. Vol. 71. p. 4397-4407, 2014.

SILVA, F, M.; CHAVES, M, S.; LIMA, Z, M, C. **Gênese dos solos**. Geografia Física II. Rio Grande do Norte - RN. Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN – EDUFRN. 2009, p. 24.

SACHETTI, Á. S.; CORTE, M. B.; RABASSA, C. M.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE UM SOLO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO. Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS 2009. **Anais**. PELOTAS - RS, 2009, p. 19-23.

SHENG, D. Review of fundamental principles in modelling unsaturated soil behaviour. **Computer and Geotechnics**. Vol. 38. p. 757-776, 2011.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. **Geotechnique**. Vol. 49. n. 2. p. 143-159, 1999.

VAUGHAN, P. R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soil. Proc. First Int. Conf. On Geomech. **In Tropical Laterite and Saprolitic Soils**, vol. 3. p.1-33, 1985.

VILLAR, O. M., FERREIRA, S. R. M. Solo colapsíveis e expansivos. 1ª Ed. São Paulo: **Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**. Cap. 11. p. 257-296, 2015.

TAYLOR, D. W. **FUNDAMENTALS OF SOIL MECHANICS**. New York. JOHN WILEY & SONS. 1948. p. 711.