

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO
ESTABILIZADO COM CIMENTO**

Lennon Ferreira Tomasi

Porto Alegre
2018

LENNON FERREIRA TOMASI

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO
ESTABILIZADO COM CIMENTO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre
2018

CIP - Catalogação na Publicação

Tomasi, Lennon Ferreira
Comportamento Mecânico de Resíduo de Mineração
Estabilizado com Cimento / Lennon Ferreira Tomasi. --
2018.

151 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Jorge Luis Palomino Tamayo.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2018.

1. Resíduos de Mineração. 2. Estabilização de Solos.
3. Deep Soil Mixing. 4. Comportamento Mecânico. 5.
Relação Porosidade/Teor Volumétrico de Cimento. I.
Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Tamayo, Jorge Luis
Palomino, coorient. III. Título.

LENNON FERREIRA TOMASI

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO
ESTABILIZADO COM CIMENTO**

Porto Alegre, 7 de Fevereiro de 2018

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo
Dr. UFRGS, Brasil
Co-orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGECC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Dr^a. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Matthew Richard Coop (University College London)
D.Phil. Oxford University, Reino Unido.

Dedico este trabalho a meus pais, Joacir e Leci, que, de forma incondicional, estiveram ao meu lado; e, em especial, à memória de minha avó Anna.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não poderia, de forma alguma, ser concluído, não fosse o suporte e ajuda de muitas pessoas, que das mais diversas maneiras, contribuíram para a plena realização desta dissertação. Deste modo, me sinto contemplado em poder demonstrar um pouco da enorme gratidão que tenho por todos estes, nos breves agradecimentos que seguem:

Ao Prof. Nilo Cesar Consoli, orientador deste trabalho, pela dedicação, disponibilidade, ensinamentos, incentivo e, sobretudo, amizade – durante todo o período destinado à pesquisa.

Ao Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo, co-orientador desta dissertação, também, por sua disponibilidade, empenho em auxiliar e conhecimentos transmitidos.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal – PPGEC/UFRGS, pela oportunidade de realizar este curso de Mestrado tão qualificado. Em especial, a todos os professores com quem tive o prazer de muito aprender e expandir meus horizontes.

A meus professores, também, da UFSM – Rinaldo e Andrea – que muito contribuíram a alimentar/potencializar meu interesse em engenharia geotécnica e que sempre me incentivaram na busca por novos desafios.

Aos funcionários da Escola de Engenharia da UFRGS e do PPGEC, por todos os serviços prestados durante a realização das atividades. Gostaria de agradecer, especialmente, a João Diniz pela colaboração nos momentos iniciais da pesquisa, os quais foram muito importantes para a sequência da mesma.

À CAPES e ao CNPq pelo auxílio proporcionado com a bolsa de estudos, contribuindo, desta forma, para a plena dedicação ao desenvolvimento desta pesquisa.

A todos de minha turma de mestrado, que comigo trilhamos esta caminhada laboriosa, porém, de enorme crescimento pessoal e profissional – e com quem tive a oportunidade de compartilhar de muitos bons momentos. Em especial, a meus colegas Vinícius, Helena e Mariana.

A todos do grupo do laboratório LEGG, de onde sempre partiram orientações, palavras e mãos amigas, dispostas a contribuir. Agradeço, especialmente, a bolsistas e voluntários, como Pablo, Filipe e João, pelo auxílio em ensaios de laboratório. Aos professores Lucas Festugato

e Sérgio Marques, pela assistência e esclarecimentos, que ajudaram a nortear a pesquisa pelo melhor caminho. À Marina Bortolotto, por toda a disposição e tempo dedicado a me auxiliar. A Thomás, por toda a ajuda (até mesmo em finais de semana), mas, acima de tudo, pela grande parceria e amizade – além dos desarmes precisos na defesa do CFC.

A meus grandes amigos, Claudio, Joe e Jéser - por todo o companheirismo. Em especial, a Dionatas e Verlei, por representarem a amizade e irmandade, na acepção destas palavras.

A toda minha família, pelo incentivo e por estarem ao meu lado, fortalecendo-me durante todas as jornadas. Presto, ainda, homenagem à minha avó Anna, a quem carrego, hoje e sempre, comigo – e a quem dedico esta dissertação.

E, por fim, àqueles que são os maiores responsáveis não só por este trabalho, mas por tudo aquilo que sou: meus pais. Muito obrigado pelo amor e apoio incondicional, por acreditarem em mim mais do que eu mesmo, e por todos os sacrifícios que fizeram para que eu pudesse chegar até aqui. Amo muito vocês.

Em síntese, acredito que individualizar agradecimentos é um grande risco, pois há sempre a chance de incorrer no erro do esquecimento. Desta forma, estendo minha gratidão a todos aqueles que, por mais singelo o gesto, fizeram parte do todo que hoje se resume a estas 150 páginas.

Muito obrigado.

RESUMO

TOMASI, L. F. Comportamento mecânico de resíduo de mineração estabilizado com cimento. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Resíduos de mineração, dispostos em barragens de rejeito, são materiais de baixas densidades e resistências, em geral – muitas vezes, suscetíveis à liquefação. Desta forma, técnicas de melhoramento de solos, tais como o *Deep Soil Mixing*, surgem como possibilidade à estabilização destes materiais. Neste sentido, baseado nesta técnica, este trabalho visa avaliar o comportamento mecânico de resíduos de mineração de ouro estabilizados com cimento, comparativamente aos rejeitos no estado natural, analisando fatores de influência (quantidade de agente cimentante, umidade inicial das amostras e líquido empregado na moldagem). Para este propósito, ensaios de resistência à compressão simples, de compressão diametral, de ondas ultrassônicas e triaxiais não-drenados (CIU) foram empregados. Os resultados mostram que os resíduos de mineração, nas condições representativas de campo, apresentam baixas resistências e suscetibilidade à liquefação a baixas tensões confinantes. Por sua vez, os ensaios com resíduo estabilizado com cimento revelaram que: o aumento nas taxas de cimentação, a diminuição dos teores de umidade iniciais das amostras e uso de licor proveniente das barragens de rejeito nas moldagens, repercutiram, em geral, em aumentos nas resistências (q_u e q_t) e na rigidez inicial (G_0) das misturas. As análises de variância comprovaram que todos os fatores controláveis estudados foram significativos para as respostas avaliadas e demonstraram que a influência da dosagem de cimento foi muito mais pronunciada, em relação às outras variáveis. O comportamento tensão-deformação das misturas, sob condições não-drenadas, foi típico de materiais cimentados submetidos à baixas tensões confinantes – com geração de poro-pressões negativas devidas à tendência à dilatação. Ainda, ficou demonstrado que o índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) é adequado para a previsão do comportamento mecânico das misturas resíduo-cimento, considerando os parâmetros estudados – ampliando a possibilidade de aplicação deste índice. Foi observado, que existe uma proporcionalidade direta entre as resistências à tração e à compressão das misturas, que independe da relação η/C_{iv} , sendo esta traduzida através de um valor escalar único ($\xi = 0,17$).

Palavras-chave: resíduos de mineração, estabilização de solos, *Deep Soil Mixing*, comportamento mecânico, relação porosidade/teor volumétrico de cimento.

ABSTRACT

TOMASI, L. F. Comportamento mecânico de resíduo de mineração estabilizado com cimento. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Mine tailings are materials of low *in situ* densities and strengths, in general – often susceptible to liquefaction. In view of this, soil improvement methods such as Deep Soil Mixing can be alternatives for the stabilization of these materials. In this sense, based on DSM techniques, this research aims to analyze the mechanical behaviour of cemented gold mine tailings, comparing to its natural condition, evaluating factors that influence the stabilization (cement content, initial water content and type of water for preparing specimens). For this purpose, unconfined compressive tests, splitting tensile tests, ultrasonic pulse velocity tests and undrained triaxial (CIU) tests were used. The results showed that remoulded mine tailings samples presented low strength and liquefaction susceptibility under low confining pressures. In its turn, the tests with cemented gold tailings revealed that: increasing the cement content, decreasing initial water content and using water from the tailings pond (liquor) in moulding provided strength (q_u and q_t) and initial stiffness (G_0) gains on the mixtures of gold mine tailings-Portland cement. In this regard, the variance analysis statistically demonstrated that all the factors chosen on the experiment were significant to the parameters assessed. It is also showed that the cement content influence was much more pronounced than other factors. Furthermore, the stress-strain behaviour of the blends is typical of cemented materials under low confining pressures and undrained conditions – with negative pore-pressures build-up. In addition, it is demonstrated that the porosity/cement index controls the mechanical performance of gold tailings-Portland cement blends, considering the whole range of densities and cement contents studied – what broadens the applicability of such index. Finally, it was found a single relationship between tensile (q_t) and compressive strength (q_u) equal to 0.17, being independent of the porosity/cement ratio.

Key-words: mine tailings, ground improvement, *Deep Soil Mixing*, mechanical behaviour, porosity/cement index.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1: Localização das principais reservas minerais de alumínio, cobre, estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel e ouro (Anuário Mineral Brasileiro, 2016)..... | 26 |
| Figura 2: Fluxograma simplificado da Usina Fazenda Brasileiro (PERES <i>et al</i> , 2002). | 30 |
| Figura 3: Resultados da varredura por EDX do resíduo <i>underflow</i> (Bedin, 2010). | 32 |
| Figura 4: Análise microestrutural do resíduo <i>underflow</i> : a) aumentada 250 vezes; b) aumentada 500 vezes (adaptada de Bedin, 2010)..... | 34 |
| Figura 5: Curvas granulométricas características de resíduos de mineração de ouro (adaptado de Vick, 1983). | 34 |
| Figura 6: Curvas granulométricas do resíduo de mineração de ouro da Mina-Usina Fazenda Brasileiro (SOSNOSKI, 2016). | 35 |
| Figura 7: Índices físicos e granulometrias para vários pontos das barragens de rejeitos (adaptado de Sosnoski, 2016)..... | 36 |
| Figura 8: Resultados de ensaios com a técnica de <i>Bender Elements</i> (BEDIN, 2010)..... | 38 |
| Figura 9: Métodos de alteamento em barragens de rejeitos (ESPÓSITO, 2000). | 40 |
| Figura 10: Ruptura por liquefação da barragem de resíduos de ouro de Merriespruit, África do Sul (BEDIN, 2010). | 42 |
| Figura 11: Cenário pós-ruptura da barragem do Fundão (IBAMA, 2015)..... | 43 |
| Figura 12: Evolução temporal dos mecanismos de estabilização de solos com cimento, de acordo com o aumento da resistência mecânica (CDIT, 2002)..... | 46 |
| Figura 13: Comparação entre resistências dos materiais naturais, cimentados e o concreto (KITAZUME e TERASHI, 2011). | 47 |
| Figura 14: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação de uma rocha frágil e porosa (ELLIOT E BROWN, 1985). | 49 |
| Figura 15: Comportamento idealizado para solos estruturados, nos quais a parcela coesiva é dominante: comportamento tensão-deformação e trajetória de tensões, respectivamente (COOP e ATKINSON, 1993)..... | 50 |
| Figura 16: Comportamento idealizado para solos estruturados, nos quais a parcela friccional é dominante: comportamento tensão-deformação e trajetória de tensões, respectivamente (COOP e ATKINSON, 1993)..... | 50 |
| Figura 17: Classificação dos métodos de <i>grouting</i> mais empregados (CHU <i>et al.</i> , 2009)..... | 52 |
| Figura 18: Procedimentos de execução de colunas de <i>Deep Soil Mixing</i> (KELLER, 2016). .. | 54 |

| | |
|---|----|
| Figura 19: Exemplos de máquina e lâminas de mistura utilizadas no <i>Deep Soil Mixing</i> (LARSSON <i>et al.</i> , 2005). | 55 |
| Figura 20: Fatores que afetam as características do solo estabilizado (TERASHI, 1997). | 57 |
| Figura 21: Avaliação do efeito da aplicação de diferentes agentes cimentantes na estabilização de solos nórdicos, baseado em resultados de resistência à compressão simples de amostras com 28 dias de cura (EUROSOILSTAB, 2001)..... | 59 |
| Figura 22: Relação da resistência de um solo argiloso à compressão simples (q_u) com a quantidade de ligante (EUROSOILSTAB, 2001). | 60 |
| Figura 23: Relação da resistência de um solo orgânico à compressão simples (q_u) com a quantidade de ligante (EUROSOILSTAB, 2001). | 61 |
| Figura 24: Influência da fração arenosa na resistência à compressão simples (CDIT, 2001). . | 62 |
| Figura 25: Relação entre resistência à compressão simples (q_u) e o pH dos solos (BABASAKI <i>et al.</i> , 2001)..... | 62 |
| Figura 26: Influência da umidade inicial na resistência à compressão simples, para um período de cura de 91 dias (CDIT, 2002). | 63 |
| Figura 27: Relação da resistência à compressão simples com o tipo de equipamento utilizado e a velocidade de mistura (LARSSON, 2003)..... | 64 |
| Figura 28: Efeito do tempo de cura na resistência à compressão simples (CDIT, 2002)..... | 65 |
| Figura 29: Efeito de pré-carga de 9 a 18 kPa numa turfa, para uma dosagem de agente cimentante de 200 kg/m ³ (AHNBERG, 2006). | 66 |
| Figura 30: Efeito da temperatura de cura em uma argila (CDIT, 2002). | 67 |
| Figura 31: Localização da Usina-Mina Fazenda Brasileiro e imagem aérea dos reservatórios (lagos) do complexo (SOSNOSKI, 2016). | 72 |
| Figura 32: Lago de disposição de resíduos na Fazenda Brasileiro (SOSNOSKI, 2016)..... | 73 |
| Figura 33: Molde cilíndrico de PVC utilizado na pesquisa: molde sem e com colarinho e vedação, respectivamente. | 74 |
| Figura 34: Passo a passo do procedimento de mistura: quantidade de resíduo de mineração seco utilizada; mistura prévia do resíduo com água/licor; e adição de cimento, na forma seca, à mistura. | 77 |
| Figura 35: Passo a passo do procedimento de moldagem: material seco separado; mistura prévia do resíduo com água/licor; e adição de cimento à mistura; respectivamente..... | 78 |
| Figura 36: Final da etapa de moldagem: corpo-de-prova de finalizado e acondicionamento para evitar perda de umidade, respectivamente..... | 79 |
| Figura 37: Corpos-de-prova após período de cura e extração do molde de PVC. | 79 |

| | |
|--|-----|
| Figura 38: Ensaio de resistência à compressão simples: equipamento e amostra sendo cisalhada. | 83 |
| Figura 39: Ensaio de resistência à tração na compressão diametral: ensaio sendo realizado e amostra pós-cisalhamento..... | 84 |
| Figura 40: Procedimento para determinação dos parâmetros referentes às ondas “P”. | 85 |
| Figura 41: Montagem e realização do ensaio triaxial..... | 88 |
| Figura 42: Granulometria dos resíduos de mineração de ouro..... | 90 |
| Figura 43: Comportamento tensão-deformação – resíduo de mineração na condição média de campo..... | 95 |
| Figura 44: Poro-pressões <i>versus</i> deformação axial – resíduos de mineração na condição média de campo..... | 96 |
| Figura 45: Trajetória de tensões – resíduo de mineração na condição média de campo..... | 97 |
| Figura 46: Influência da quantidade de agente cimentante sobre q_u | 98 |
| Figura 47: Influência da umidade inicial das amostras sobre q_u | 99 |
| Figura 48: Influência do líquido de moldagem sobre q_u | 100 |
| Figura 49: Gráfico de efeitos principais para resistência à compressão simples..... | 103 |
| Figura 50: Relação q_u <i>versus</i> porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv})..... | 104 |
| Figura 51: Modo de ruptura – ensaios de resistência à compressão simples. | 106 |
| Figura 52: Influência da quantidade de agente cimentante sobre q_t | 107 |
| Figura 53: Influência da umidade inicial das amostras sobre q_t | 108 |
| Figura 54: Influência do líquido de moldagem sobre q_t | 109 |
| Figura 55: Gráfico de efeitos principais para resistência à compressão diametral..... | 110 |
| Figura 56: Relação q_t <i>versus</i> porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}). | 111 |
| Figura 57: Modo de ruptura – ensaios de resistência à tração na compressão diametral. | 112 |
| Figura 58: Influência da quantidade de agente cimentante sobre G_0 (amostras submetidas à compressão simples)..... | 114 |
| Figura 59: Influência da quantidade de agente cimentante sobre G_0 (amostras submetidas à compressão diametral)..... | 114 |
| Figura 60: Influência da quantidade de agente cimentante sobre G_0 (considerando todos os corpos-de-prova), em valores médios..... | 115 |
| Figura 61: Influência da umidade inicial das amostras sobre G_0 (amostras submetidas à compressão simples)..... | 116 |
| Figura 62: Influência da umidade inicial das amostras sobre G_0 (amostras submetidas à compressão diametral)..... | 116 |

| | |
|--|-----|
| Figura 63: Influência da umidade inicial das amostras sobre G_0 (considerando todos os corpos-de-prova), em valores médios..... | 117 |
| Figura 64: Influência do líquido de moldagem sobre G_0 | 118 |
| Figura 65: Gráfico de efeitos principais para módulo cisalhante máximo (G_0). | 120 |
| Figura 66: Relação G_0 versus porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}). | 121 |
| Figura 67: Relações q_u e q_t versus porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}). | 123 |
| Figura 68: Relações q_u e q_t versus porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), ajustadas para um mesmo expoente β | 123 |
| Figura 69: Relação resistência à compressão simples (q_u) versus módulo cisalhante máximo (G_0). | 125 |
| Figura 70: Relação resistência à tração a compressão diametral (q_t) versus módulo cisalhante máximo (G_0). | 126 |
| Figura 71: Comportamento tensão-deformação da mistura resíduo-cimento (75 kg/m^3). | 128 |
| Figura 72: Comportamento tensão-deformação da mistura resíduo-cimento (100 kg/m^3). ... | 128 |
| Figura 73: Comportamento tensão-deformação da mistura resíduo-cimento (150 kg/m^3). ... | 129 |
| Figura 74: Poro-pressões versus deformação axial – mistura resíduo-cimento (75 kg/m^3). ... | 131 |
| Figura 75: Poro-pressões versus deformação axial – mistura resíduo-cimento (100 kg/m^3). ... | 131 |
| Figura 76: Poro-pressões versus deformação axial – mistura resíduo-cimento (150 kg/m^3). ... | 132 |
| Figura 77: Trajetória de tensões – resíduo-cimento (75 kg/m^3). | 133 |
| Figura 78: Trajetória de tensões – resíduo-cimento (100 kg/m^3). | 133 |
| Figura 79: Trajetória de tensões – resíduo-cimento (150 kg/m^3). | 134 |
| Figura 80: Modo de ruptura observado para ensaios de compressão triaxial (CIU). | 134 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|--|-----|
| Quadro 1: Porcentagem de elementos presentes na amostra <i>underflow</i> (BEDIN, 2010)..... | 33 |
| Quadro 2: Variação do teor de umidade com a profundidade no reservatório de resíduos de mineração (NIERWINSKI, 2013). | 35 |
| Quadro 3: Parâmetros de resistência de resíduos de mineração de ouro (NIERWINSKI, 2013). | 37 |
| Quadro 4: Resumo das variáveis de estudo neste trabalho..... | 71 |
| Quadro 5: Série de ensaios triaxiais (CIU) com resíduos de mineração no estado natural. | 80 |
| Quadro 6: Delimitações dos ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral e de ondas ultrassônicas..... | 82 |
| Quadro 7: Delimitações dos ensaios triaxiais não-drenados (CIU) em amostras da mistura resíduo-cimento. | 82 |
| Quadro 8: Síntese dos principais índices físicos e características do resíduo de mineração de ouro..... | 91 |
| Quadro 9: Resultado da espectrometria de fluorescência de raios-x para elementos maiores, em porcentagem de peso dos óxidos. | 92 |
| Quadro 10: Resultado da espectrometria de fluorescência de raios-X para elementos traço, em ppm (partes por milhão). | 93 |
| Quadro 11: Determinação do pH de amostras de resíduo e licor. | 93 |
| Quadro 12: Análise de variância para ensaios de compressão simples. | 102 |
| Quadro 13: Análise de variância para ensaios de compressão diametral. | 110 |
| Quadro 14: Análise de variância para ensaios de ondas ultrassônicas (G_0). | 119 |
| Quadro 15: parâmetros ϕ' e c' para distintas dosagens de agente cimentante. | 129 |

LISTA DE SIGLAS

| | |
|---------|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ASTM | <i>American Society for Testing and Materials</i> |
| ANOVA | <i>Analysis of Variance</i> |
| CIL | Carbono em Lixívia |
| CIP | Carbono em Polpa |
| CIU | Ensaio Triaxial Consolidado Isotropicamente Não-drenado |
| DSM | <i>Deep Soil Mixing</i> |
| DNPM | Departamento Nacional de Produção Mineral |
| EDX | <i>Energy Dispersive X-ray</i> |
| EMBRAPA | Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária |
| FHWA | <i>Federal Highway Administration</i> |
| GL | Graus de Liberdade |
| IBRAM | Instituto Brasileiro de Mineração |
| IP | Índice de Plasticidade |
| LL | Limite de Liquidez |
| LP | Limite de Plasticidade |
| ML | Silte de Baixa Compressibilidade |
| NBR | Norma Brasileira |
| pH | Potencial de Hidrogênio |
| PPGEC | Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil |

| | |
|-------|--|
| QM | Média Quadrada |
| SQ | Raiz Quadrada |
| SUCS | Sistema Unificado de Classificação dos Solos |
| UFRGS | Universidade Federal do Rio Grande do Sul |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|-----------------|--|
| ε_a | Deformação axial |
| ϕ' | Ângulo de atrito interno efetivo |
| γ_d | Peso específico aparente seco |
| γ_s | Peso específico real dos grãos |
| ρ | Massa específica do solo |
| η | Porosidade |
| η/C_{iv} | Relação porosidade/teor volumétrico de cimento |
| ν | Coefficiente de Poisson |
| c' | Intercepto coesivo efetivo |
| B | Parâmetro de poro-pressão de Skempton |
| C_{iv} | Teor volumétrico de cimento |
| C_c | Coefficiente de curvatura |
| C_u | Coefficiente de uniformidade |
| D_{10} | Diâmetro efetivo |
| D_{50} | Diâmetro médio |
| E | Módulo de elasticidade |
| e | Índice de vazios |
| e_0 | Índice de vazios inicial |
| G | Módulo de cisalhamento |
| G_0 | Módulo de cisalhamento máximo |

| | |
|-------------------|--|
| $G_{\text{crít}}$ | Módulo de cisalhamento crítico |
| p' | Tensão efetiva normal média |
| q | Tensão desvio |
| q_t | Resistência à tração na compressão diametral |
| q_u | Resistência à compressão simples |
| v_s | Velocidade da onda cisalhante |
| w | Teor de umidade |
| w_i | Teor de umidade inicial das amostras |
| w_p | Teor de umidade das amostras pós adição de cimento |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO | 23 |
| 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS | 23 |
| 1.2 OBJETIVOS | 24 |
| 1.2.1 Objetivo Geral | 24 |
| 1.2.2 Objetivos Específicos | 24 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 26 |
| 2.1 ASPECTOS GERAIS | 26 |
| 2.2 RESÍDUOS DE MINERAÇÃO | 27 |
| 2.3 RESÍDUOS DE MINERAÇÃO DE OURO | 28 |
| 2.3.1 Composição mineralógica | 32 |
| 2.3.2 Análise microestrutural..... | 33 |
| 2.3.3 Granulometria, limites de Atterberg e índices físicos..... | 34 |
| 2.3.4 Parâmetros de resistência..... | 36 |
| 2.3.5 Parâmetros elásticos | 37 |
| 2.4 MÉTODOS DE DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS | 39 |
| 2.4.1 Incidentes em barragens de rejeito..... | 41 |
| 2.5 MELHORAMENTO DE SOLOS COM CIMENTO | 43 |
| 2.5.1 Mecanismos da estabilização solo-cimento..... | 45 |
| 2.5.2 Aspectos gerais do comportamento de misturas solo-cimento | 47 |
| 2.6 TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS – <i>DEEP SOIL MIXING</i> . | 51 |
| 2.7 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS.... | 57 |
| 2.7.1 Características e dosagem do agente cimentante | 58 |
| 2.7.2 Características e condições do solo <i>in situ</i> | 61 |
| 2.7.3 Condições de mistura | 63 |
| 2.7.4 Condições de cura | 65 |
| 2.7.5 Índice porosidade/teor volumétrico de cimento | 67 |

| | |
|--|-----------|
| 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL..... | 69 |
| 3.1 DELIMITAÇÕES DO ESTUDO | 69 |
| 3.2 MATERIAIS E EQUIPAMENTO | 71 |
| 3.2.1 Resíduo de mineração de ouro | 71 |
| 3.2.2 Cimento..... | 73 |
| 3.2.3 Licor..... | 73 |
| 3.2.4 Água..... | 74 |
| 3.2.5 Moldes cilíndricos de PVC | 74 |
| 3.3 MÉTODOS | 75 |
| 3.3.1 Ensaios de Caracterização | 75 |
| 3.3.2 Massa específica dos grãos | 75 |
| 3.3.3 Granulometria | 75 |
| 3.3.4 Limites de Atterberg..... | 75 |
| 3.3.5 Espectrometria de fluorescência de raios-X | 75 |
| 3.3.6 Ensaios de pH dos resíduos e licor..... | 76 |
| 3.3.7 Preparação das amostras | 76 |
| 3.3.8 Moldagem dos corpos-de-prova | 76 |
| 3.3.9 Cura..... | 79 |
| 3.4 PROGRAMA DE ENSAIOS | 80 |
| 3.4.1 Resistência à compressão simples..... | 83 |
| 3.4.2 Resistência à tração na compressão diametral..... | 84 |
| 3.4.3 Ensaio de ondas ultrassônicas | 84 |
| 3.4.4 Ensaios triaxiais..... | 87 |
| 4 RESULTADOS..... | 90 |
| 4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO | 90 |
| 4.1.1 Granulometria | 90 |
| 4.1.2 Massa específica, limites de Atterberg e índices físicos | 91 |
| 4.1.3 Espectrometria de fluorescência de raios-X | 91 |

| | |
|---|-----|
| 4.1.4 Ensaio de pH dos resíduos e licor..... | 93 |
| 4.2 COMPORTAMENTO DE RESÍDUOS DE MINERAÇÃO NO ESTADO NATURAL | 94 |
| 4.2.1 Ensaio triaxiais não-drenados (CIU) | 94 |
| 4.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES – RESÍDUO CIMENTADO | 97 |
| 4.3.1 Influência da quantidade de agente cimentante | 97 |
| 4.3.2 Influência da umidade inicial..... | 98 |
| 4.3.3 Influência do líquido de moldagem | 100 |
| 4.3.4 Análise de Variância ANOVA..... | 101 |
| 4.3.5 Relação η/C_{iv} para previsão de q_u | 103 |
| 4.3.6 Modo de ruptura das amostras | 105 |
| 4.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL – RESÍDUO CIMENTADO..... | 106 |
| 4.4.1 Influência da quantidade de agente cimentante | 106 |
| 4.4.2 Influência da umidade inicial..... | 107 |
| 4.4.3 Influência do líquido de moldagem | 108 |
| 4.4.4 Análise de Variância ANOVA..... | 109 |
| 4.4.5 Relação η/C_{iv} para previsão de q_t | 111 |
| 4.4.6 Modo de ruptura das amostras | 112 |
| 4.5 ENSAIOS DE ONDAS ULTRASSÔNICAS (G_0)..... | 113 |
| 4.5.1 Influência da quantidade de agente cimentante | 113 |
| 4.5.2 Influência da umidade inicial..... | 115 |
| 4.5.3 Influência do líquido de moldagem | 117 |
| 4.5.4 Análise de Variância ANOVA..... | 119 |
| 4.5.5 Relação η/C_{iv} para previsão de G_0 | 120 |
| 4.6 CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS DAS MISTURAS RESÍDUO-CIMENTO | 122 |
| 4.6.1 Relação entre resistência à tração (q_t) e resistência a compressão (q_u) ... | 122 |

| | |
|---|------------|
| 4.6.2 Relação entre resistências e módulos cisalhantes iniciais | 125 |
| 4.7 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO DRENADOS – RESÍDUO CIMENTADO | 127 |
| 4.7.1 Comportamento tensão-deformação | 127 |
| 4.7.2 Poro-pressões | 130 |
| 4.7.3 Trajetórias de tensões | 132 |
| 4.7.4 Modo de ruptura | 134 |
| 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS..... | 135 |
| 5.1 CONCLUSÕES..... | 135 |
| 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... | 138 |
| REFERÊNCIAS | 140 |
| APÊNDICE A – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA SUBMETIDOS A ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL E DE ONDAS ULTRASSÔNICAS..... | 149 |

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A atividade mineradora é fundamental ao desenvolvimento dos países cujos recursos minerais são passíveis de exploração. Entretanto, esta atividade é, também, um tanto quanto controversa. Se por um lado tem grande representatividade na economia, por outro é indiscutível o impacto produzido pela mineração no meio ambiente e, por que não, na sociedade. E este impacto pode ser exemplificado por uma característica inerente a esta atividade: em geral, os metais valiosos desejados são encontrados em concentrações muito ou muitíssimo pequenas, associados aos minerais brutos. O que significa dizer, em suma, que grandes volumes de minerais são processados para que uma pequena quantia, porém valiosa, possa ser obtida. São estes imensos volumes de rejeitos que, devido às propriedades danosas ao meio ambiente, devem ser adequadamente gerenciados, a fim de garantir um maior nível de segurança.

Para este gerenciamento, a solução mais adotada é a disposição dos resíduos de mineração em reservatórios, contidos por barragens ou diques, através de sucessivas etapas de alteamento. Entretanto, as características dos processos de disposição e alteamento, especialmente no Brasil, tornam muitas destas barragens suscetíveis a acidentes ou, até mesmo, rupturas. Em grande parte dos casos, a disposição por via úmida produz um ambiente saturado, de baixa densidade e resistência – muitas vezes suscetível à liquefação, dependendo das características do resíduo e das solicitações. Inúmeros são os exemplos de acidentes, entretanto, a ruptura recente da barragem do Fundão, em Mariana (MG), em 2015, é um exemplo claro e contundente do grau de importância que deve ser dado à garantia da estabilidade destas estruturas.

Neste sentido, o conhecimento geotécnico sobre o comportamento destes materiais é fundamental para prover a segurança necessária à sociedade e ao meio ambiente. Atendendo a esta premissa, diversas pesquisas foram desenvolvidas na UFRGS (Schnaid, 2007; Bedin, 2010; Nierwinski, 2013; Sosnoski, 2016) avaliando o comportamento dos resíduos de mineração de ouro em seu estado natural – *in situ*. Além disso, estudos de Festugato (2011) e Festugato *et al.* (2013, 2015) focaram na análise do comportamento dos resíduos de

mineração, quando estes foram estabilizados com cimento e reforçados com fibras. Entretanto, analisando por outro viés, além de compreender os aspectos referidos acima, é interessante a busca por soluções técnicas alternativas capazes de melhorar o desempenho das estruturas de contenção, especialmente daquelas que já se encontram em funcionamento.

Para este propósito, técnicas de melhoramento de solos, tais como o *Deep Soil Mixing*, surgem como possibilidade à estabilização dos rejeitos de mineração – promovendo o ganho nas propriedades geotécnicas dos materiais em campo. Esta técnica, de maneira geral, produz colunas de solo melhorado com a adição de algum agente cimentante (majoritariamente cimento Portland), as quais podem ser executadas em diversas configurações (grades ou linhas), dependendo do propósito de projeto – aumento da capacidade de carga e mitigação do potencial de liquefação, por exemplo.

Reconhecendo a importância do tema, a compreensão do comportamento dos resíduos de mineração tratados, e dos fatores que influem neste, consiste, então, em um dos primeiros passos para ampliar o conhecimento na área. Baseado nos conceitos de estabilização de solos, especialmente àqueles associados à técnica de *Deep Soil Mixing*, este trabalho visa contribuir no entendimento do comportamento mecânico de resíduos de mineração estabilizados com cimento, do ponto de vista experimental.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O principal objetivo desta pesquisa consiste em avaliar o comportamento mecânico de resíduos de mineração de ouro estabilizados com cimento, em comparação com os rejeitos no estado natural, analisando fatores de influência e determinando parâmetros constitutivos do material, através de estudos experimentais baseados na técnica de *Deep Soil Mixing*.

1.2.2 Objetivos Específicos

Com base no objetivo geral deste trabalho, foram delimitados os seguintes objetivos específicos:

- a) Caracterizar o resíduo de mineração alvo de estudo, em especial quanto ao comportamento tensão-deformação e possível suscetibilidade deste material à liquefação;

- b) Promover um programa experimental que visa reproduzir, em laboratório e dentro das limitações existentes, a aplicação da técnica de *Deep Mixing* aos resíduos de mineração, nas condições médias de campo característica destes;
- c) Quantificar a influência isolada de cada uma das variáveis de interesse (teor de cimento e umidade inicial das amostras) na resistência à compressão simples (q_u), na resistência à tração na compressão diametral (q_t) e no módulo cisalhante elástico (G_0) das misturas;
- d) Investigar a influência do licor, proveniente do processamento de resíduos, coletado do reservatório na estabilização com cimento proposta;
- e) A partir de ensaios triaxiais, avaliar o comportamento tensão-deformação das misturas resíduo-cimento, a diferentes níveis de tensões de confinamento;
- f) Verificar a aplicabilidade da relação porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) na previsão do comportamento mecânico das misturas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ASPECTOS GERAIS

A mineração se caracteriza como uma das atividades econômicas fundamentais ao desenvolvimento dos países, àqueles que possuem reservas minerais exploráveis e consideráveis. Esta atividade tem enorme potencial de produção de riquezas, bem como capacidade de geração de empregos e representatividade na economia, especialmente quanto a exportações. No Brasil esta atividade não difere neste sentido e é de grande importância no progresso de diversas regiões – e do país como um todo. Em 2015, segundo o Anuário Mineral Brasileiro do Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), as substâncias da classe dos metálicos, por exemplo, responderam por cerca de 76% do valor total da produção mineral brasileira comercializada. Dentre estas substâncias, oito se destacam por corresponderem a 98,5% do valor da produção comercializada da classe, sendo estas: alumínio, cobre, estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel e ouro. A Figura 1 apresenta um mapa ilustrativo da localização das principais reservas minerais brasileiras.

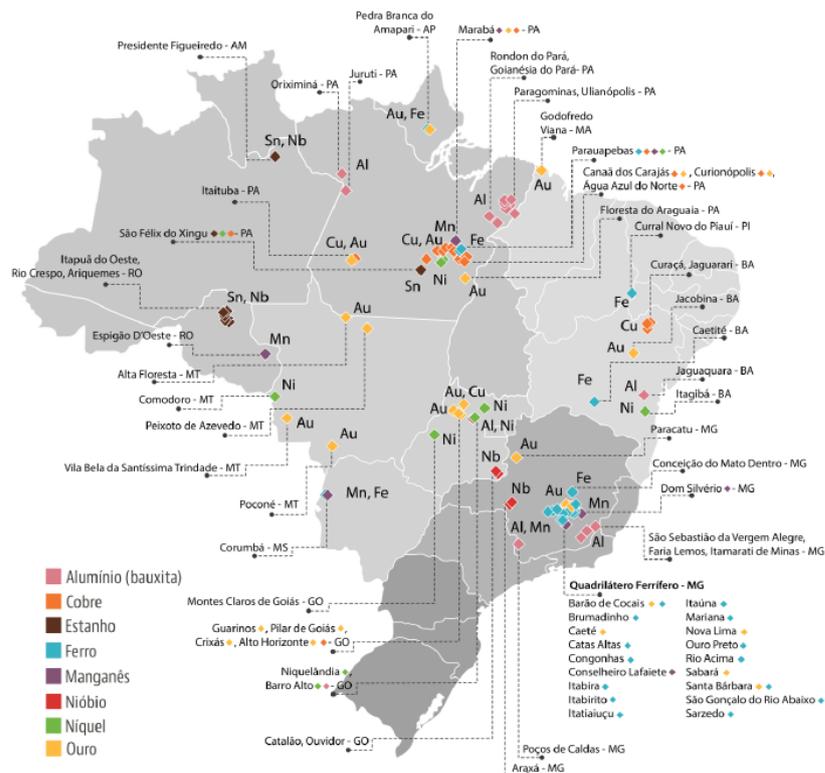


Figura 1: Localização das principais reservas minerais de alumínio, cobre, estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel e ouro (Anuário Mineral Brasileiro, 2016).

O valor da produção comercializada destas oito substâncias totalizou 67,5 bilhões de reais, com destaque para a expressiva participação do ferro neste montante, cuja produção é concentrada, principalmente, nos estados de Minas Gerais e Pará.

Entretanto, apesar dos aspectos positivos supracitados, é importante não ignorar e/ou omitir o impacto produzido pela atividade mineradora sobre o meio ambiente e, também, sobre a sociedade. Grande parte deste impacto advém de uma característica inerente à mineração que é produzir grandes volumes de rejeitos, os quais necessitam ser adequadamente gerenciados. Isto decorre do fato de os metais valiosos existirem, em geral, apenas em concentrações muito pequenas, associados aos minerais brutos. Segundo Marsden e House (2006), por exemplo, a concentração média de cobre (*Cu*), na crosta terrestre, é de, aproximadamente, 50 g/t. Já no caso da mineração de ouro (*Au*) esta concentração média é de, apenas, 0,005 g/t. Assim, após a retirada da porcentagem de metais e minérios de interesse, o que resta é um gigantesco volume de material processado e sem valor econômico, o qual deve ser adequadamente gerenciado. Neste sentido, este gerenciamento deve ser embasado no profundo conhecimento geotécnico dos materiais, de forma a garantir segurança e o menor impacto possível ao meio ambiente e à sociedade.

2.2 RESÍDUOS DE MINERAÇÃO

Segundo o *Leading Practice Sustainable Development Program* (2016), do governo australiano, os resíduos de mineração são uma combinação de materiais sólidos finos (tipicamente de tamanho silte, na faixa de 0,001 a 0,6 mm), remanescentes após os metais e minerais recuperáveis terem sido extraídos do minério bruto, juntamente com a água utilizada no método de processamento. As características físicas, químicas e mineralógicas destes materiais, sob o aspecto geotécnico, são muito peculiares e altamente dependentes a fatores como: tipo de minério explorado, método de beneficiamento e processos químicos empregados. Estas complexidades e singularidades fazem dos resíduos de mineração um material de propriedades e comportamento que podem ser distintos em relação a solos naturais, por exemplo.

De acordo com Bedin (2010), ao analisar as características geotécnicas dos resíduos de mineração, portanto, deve-se compreender que os mesmos são resultantes de uma sucessão de processos físicos e químicos, muitas vezes variáveis em diversos aspectos. Desta forma, diferentemente do que ocorre com solos naturais, não existe, necessariamente, uma correlação

entre a distribuição dos tamanhos das partículas sólidas e a composição mineralógica das mesmas, por exemplo. Em função do tipo de minério processado e dos tratamentos adotados podem ser encontrados rejeitos com variadas características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas. Os rejeitos, quando de granulometria fina, são denominados lama, e quando de granulometria grossa (acima de 0,074 mm), são denominados rejeitos granulares (DUARTE, 2008). Segundo Alsharedah (2016), os resíduos têm, em sua maioria, formato de grãos angular a sub-angular e tamanho das partículas variando entre areia fina a argila.

Tipicamente, os rejeitos possuem baixa condutividade hidráulica devido ao referido formato e tamanho das partículas, o que afeta as condições de drenagem e a resposta a qualquer tipo de mudança de gradiente hidráulico. Da mesma forma, os parâmetros correspondentes à resistência ao cisalhamento destes materiais são afetados pelos processos de britagem e moagem, além – é claro – da rocha-mãe. Além disso, a resistência ao cisalhamento dos resíduos de mineração é influenciada por quão compacto é o arranjo das partículas, o qual vai depender fortemente do processo de disposição do material, porém, também, do formato dos grãos, velocidade de sedimentação e finura das partículas, dentre outros aspectos.

2.3 RESÍDUOS DE MINERAÇÃO DE OURO

O tratamento a ser realizado durante o processo de beneficiamento do minério de ouro apresenta algumas peculiaridades comparativamente a outros tipos de tratamento empregados. De acordo com Peres *et al.* (2002), no processamento dos minérios de ouro, especificamente, a espécie submetida ao beneficiamento consiste em uma entidade química em sua forma elementar, a qual é caracterizada por alta densidade e maleabilidade.

De maneira geral, as rotas de processamento do minério de ouro podem se restringir a uma mera adequação granulométrica do minério às etapas hidrometalúrgicas subsequentes ou envolver, além da preparação, estágios de concentração. Neste último caso as propriedades diferenciadoras exploradas são a diferença de densidade e de hidrofobicidade (natural ou induzida) entre o ouro e minerais a ele associados mais intimamente e os minerais de ganga (minerais sem valor econômico). As operações de preparação devem preservar as partículas de ouro livre e o beneficiamento como um todo deve priorizar a recuperação do ouro contido, ficando o teor de ouro no concentrado e a rejeição de impurezas como objetivos secundários (PERES *et al.*, 2002).

As etapas de preparação estão presentes tanto em circuitos em que ocorre a concentração prévia dos minérios quanto naqueles em que o minério é submetido diretamente à extração hidrometalúrgica. A etapa de preparação visa preservar as partículas de ouro livre e, constitui-se pela britagem, peneiramento, moagem e classificação. A britagem tem por objetivo a redução do tamanho dos fragmentos de rocha e, geralmente, ocorre em etapas (VICK, 1983; CHAVES E PERES, 2003). As etapas de britagem grosseira podem ser realizadas através de britadores de mandíbula, de impacto ou giratório. Já a britagem fina pode ser feita por meio de britadores giratórios ou através de britadores cônicos.

A etapa de peneiramento objetiva a separação de partículas em frações de diferentes tamanhos. Este processo é realizado com a utilização de peneiras vibratórias convencionais – horizontais e inclinadas. Após isto, o processo de moagem reduz ainda mais as partículas oriundas da britagem. Segundo Chaves e Peres (2003), esta redução do tamanho das partículas é possibilitada mediante mecanismos de arredondamento das partículas, quebra de pontas e abrasão, os quais são obtidos através do uso de moinhos de barras ou de bolas.

A última etapa referente à preparação consiste na classificação. Esta se constitui na separação das partículas, por meio de um classificador ou ciclone, em duas frações com diferente distribuição relativa de tamanho de partículas. Uma destas frações com proporção significativamente maior de partículas grosseiras (*underflow*) e outra com proporção significativamente maior de partículas finas (*overflow*). Já as partículas que não passam por este processo são denominadas de não-ciclonadas (CHAVES, 2002).

Subsequente à etapa de preparação supracitada, procede-se, em geral, com operações de concentração. O método mais adequado para o processamento de um minério de ouro, nesta fase, é determinado por muitos fatores, tais como: a mineralogia dos minerais portadores de ouro e dos minerais de ganga, o tipo de padrão de liberação dos minerais portadores, o tamanho da partícula de ouro, entre outros (LINS, 2000). De uma maneira geral, os processos mais comumente utilizados na indústria são os que fazem uso da separação gravítica, flotação ou de ataques químicos hidrometalúrgicos.

Tipicamente, as partículas livres de ouro de tamanho maiores que 200 μm podem ser recuperadas, de forma eficiente, através de métodos gravíticos. Nos casos em que o ouro se encontra associado a sulfetos, o processamento usual inclui a fragmentação do minério e subsequente liberação, seguida de uma etapa de flotação antes do emprego da cianetação. Já

com os minérios de natureza refratária, é comum o emprego de ustulação ou lixiviação (à pressão ou bacteriana), previamente à cianetação (LINS, 2000).

A separação gravítica pode ser efetuada através de mesas vibratórias, jigues e hidrociclones. A etapa de flotação é baseada no princípio da afinidade iônica, na qual se busca a formação de bolhas que adsorvem as partículas minerais de interesse (neste caso, as partículas de ouro), eliminando-se os minerais de ganga. Já no processo com ataques químicos, o ouro é dissolvido por uma solução de cianeto de sódio, para posterior recuperação por diversas formas, tais como: adsorção em carvão ativado em polpa (CIP), em coluna (CIC) ou adsorção na própria lixívia (CIL). O processo de dessorção é, então, realizado por cianeto de sódio, para posterior recuperação através de eletrólise. Um método de ataque químico bastante utilizado, também, é a recuperação do ouro por meio de soluções cianetadas por precipitação com zinco. Nesta, o zinco, por ser mais eletronegativo que o ouro, faz com que ocorra uma troca iônica na solução, resultando um precipitado com composição entre 20 e 50% de ouro. Os processos de concentração podem ser empregados de forma combinada, proporcionando maiores taxas de recuperação do minério de ouro (75 a 98%). A Figura 2 apresenta o fluxograma simplificado do processo de beneficiamento do minério de ouro da Usina Fazenda Brasileiro, localizada no estado da Bahia e local fonte dos materiais utilizados nesta pesquisa.

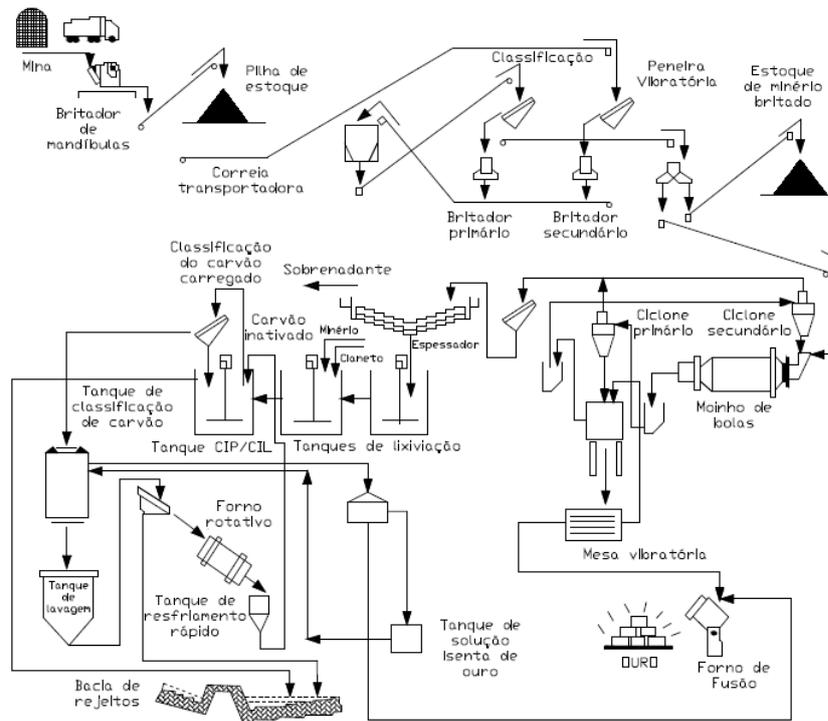


Figura 2: Fluxograma simplificado da Usina Fazenda Brasileiro (PERES *et al.*, 2002).

Conforme ilustrado pelo fluxograma, o beneficiamento de ouro é realizado através de ataques químicos com recuperação através de adsorção em carvão em polpa (CIP). Segundo Bedin (2010), o processo de adsorção ocorre quando a polpa proveniente do circuito de lixiviação flui gravitacionalmente até um conjunto de tanques com agitação mecânica, nos quais a polpa é contatada em contra-corrente com o carvão ativado. A solução proveniente deste processo segue para a etapa de produção do metal por meio de eletrólise ou precipitação com zinco. Ao final do beneficiamento há uma produção de resíduos a uma vazão de 190 m³/h, sendo 30% sólidos. Estes resíduos são encaminhados até os locais de disposição e sua composição final apresenta cianeto e arsênio, além de outros elementos, em menor proporção.

Tratando especificamente da produção na Mina-Usina Fazenda Brasileiro, esta começou em 1984, utilizando a técnica de lixiviação em pilha. Uma planta convencional de lixiviação com cianeto e carbono em polpa (CIP) – chamada de Circuito 1 – foi, então, adicionada para tratar os minérios subterrâneos a uma taxa de 34 ton/h. Em 1991, a usina foi expandida pela adição de um segundo circuito de 95 ton/h (Circuito 2), o qual deu uma capacidade total de 120 ton/h ou, aproximadamente, 960000 ton/ano. Atualmente, os dois circuitos de lixiviação operam com sistema de pré-aeração e carbono em lixiviação (CIL). Com melhorias realizadas ao longo do tempo, a usina é capaz de processar 175 ton/h e 1200000 ton/ano. A operação de lixiviação em pilha foi descontinuada entre 2003 e 2007. O fluxograma atualizado da Usina Fazenda Brasileiro, segundo o *Technical Report on the Fazenda Brasileiro Mine* (2016), consiste de:

- a) 3 estágios de britagem;
- b) Moagem através de dois moinhos de bolas em paralelo, fechados com ciclones;
- c) Concentração gravítica utilizando concentradores centrífugos, tratando o material *underflow* de um ciclone em cada um dos ciclones da moagem;
- d) Espessamento, produzindo um material para a lixiviação com concentração de 50% de sólidos;
- e) Lixiviação com cianeto em dois circuitos paralelos (Circuitos 1 e 2);
- f) Intensiva cianetação dos materiais espessados do concentrador centrífugo;
- g) Eletrólise do carbono eluente e da solução lixiviada concentrada graviticamente;

h) Ao final, moldagem de barras de ouro em forno de indução.

2.3.1 Composição mineralógica

A ampla maioria das reservas auríferas do Brasil se encontra inserida em áreas cratônicas e cinturões móveis associados, das idades Arqueanas e Proterozóica. Cerca de 80% da produção das minas brasileiras é proveniente de reservas destas idades, sendo a porcentagem restante, proveniente de idades mais recentes (PERES *et al*, 2002).

A Usina Fazenda Brasileiro está inserida em áreas cuja metalogenia é propícia à ocorrência de minérios de ouro. Segundo Silva *et al.* (2001), isto se deve à presença dos *Greenstone Belts* do rio Itapicuru, que são constituídos por sequências de rochas vulcânicas e sedimentares, afetadas por baixo grau de metamorfismo, no interior das quais se encontram os depósitos de ouro. Estes autores relatam que estes depósitos auríferos ocorrem em xistos verdes ou faces anfibolíticas do interior de regiões de cisalhamento da rocha, preenchidas por veios quartzo-carbonáticos.

De acordo com Bedin (2010), os principais minerais da rocha de origem do ouro são o quartzo, albita, clorita e sulfetados. Já os principais componentes químicos do rejeito de mineração são o ferro, silício e em menor quantidade titânio e alumínio. Além destes, a composição do rejeito possui carbono e sódio, resultantes do processo de cianetação (cianeto de sódio – *NaCN*). Neste sentido, a Figura 3 e o Quadro 1 apresentam os resultados obtidos por Bedin (2010) para análises por microscopia eletrônica por varredura em amostras de *underflow* (mesma fração dos resíduos utilizada neste trabalho), de amostras provenientes da Usina Fazenda Brasileiro.

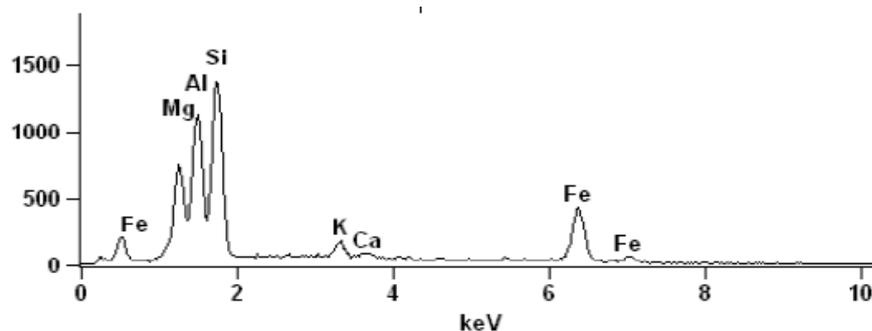


Figura 3: Resultados da varredura por EDX do resíduo *underflow* (Bedin, 2010).

| Elemento | Porcentagem em Peso (rejeito <i>underflow</i>) |
|----------|--|
| Mg | 13,50 |
| Al | 23,00 |
| Si | 33,47 |
| K | 2,73 |
| Ca | 0,80 |
| Fe | 26,46 |
| Total | 99,97 |

Quadro 1: Porcentagem de elementos presentes na amostra *underflow* (BEDIN, 2010).

Através desta técnica é possível determinar as quantidades, em proporção, dos elementos químicos mais presentes na mineralogia dos resíduos. Os resultados para resíduo *underflow* mostram que são significativos os valores de ferro, silício e alumínio presentes, enquanto em menor quantidade são identificados magnésio, potássio e cálcio.

2.3.2 Análise microestrutural

Bedin (2010) apresenta, em seu estudo, um conjunto de imagens aumentadas dos resíduos *underflow* e não-ciclonado provenientes, também, da Usina Fazenda Brasileiro, as quais foram obtidas através do método de microscopia eletrônica. A partir destas imagens, análises das características microestruturais e elementares das partículas puderam ser realizadas. A Figura 4 apresenta a imagem (aumentada 250 vezes – Figura 4a – e aumentada 500 vezes – Figura 4b) de uma amostra de resíduos de mineração de ouro da fração *underflow*, pós-ensaio triaxial realizado com tensão confinante de 100 kPa.

Nesta imagem, é possível constatar um padrão microestrutural de grãos relativamente angulares e sem tendência à floculação. Observa-se, também, uma considerável variação granulométrica, oriunda das singularidades do processamento dos resíduos. Estas características estão em consonância com as características gerais relatadas na literatura para rejeitos de mineração. No trabalho de Bedin (2010), existe, ainda, a análise da microestrutura para a fração *overflow* dos rejeitos. Esta se caracteriza por ser muito semelhante à apresentada para o resíduo *underflow*, diferenciando-se pela maior quantidade de finos existente no *overflow*, resultante do processo de hidrociclonagem.

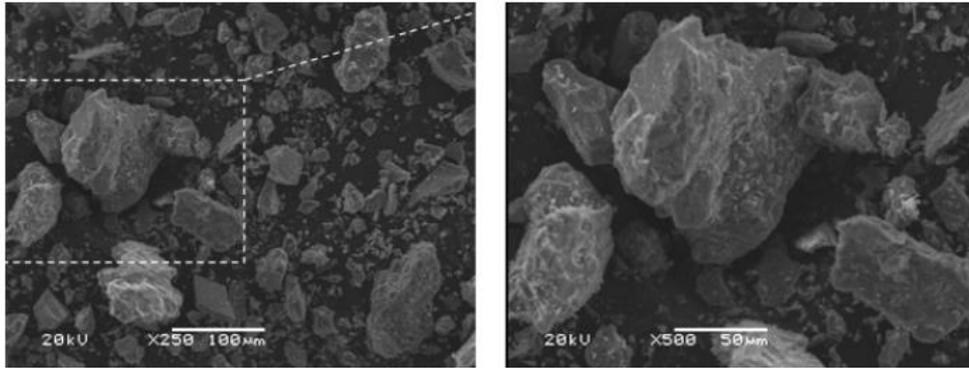


Figura 4: Análise microestrutural do resíduo *underflow*: a) aumentada 250 vezes; b) aumentada 500 vezes (adaptada de Bedin, 2010).

2.3.3 Granulometria, limites de Atterberg e índices físicos

A granulometria dos rejeitos é uma característica difícil de ser definida a priori, uma vez que depende das características da rocha de origem e dos métodos de extração e beneficiamento. Entretanto, de um modo geral, os resíduos de mineração possuem granulometria predominantemente siltosa. Em alguns casos podem apresentar grandes quantidades de material arenoso e presença de materiais finos (VICK, 1983). A Figura 5 ilustra algumas curvas granulométricas típicas de resíduos de mineração de ouro, segundo Vick (1983).

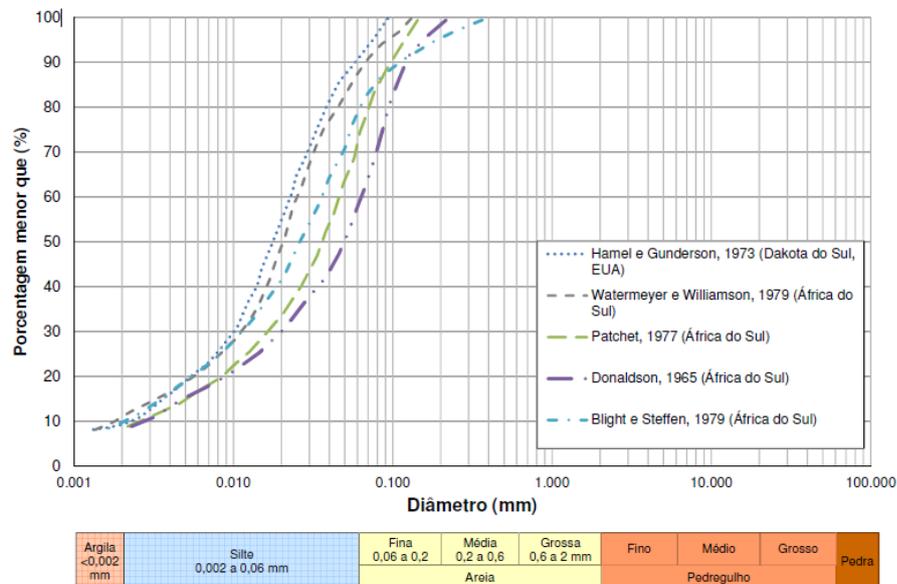


Figura 5: Curvas granulométricas características de resíduos de mineração de ouro (adaptado de Vick, 1983).

Os rejeitos de mineração de ouro, embora possam conter alguma porcentagem de argila em sua composição, podem ser considerados materiais de baixa plasticidade ou não-plásticos, tendo a massa específica dos grãos variando entre 2,6 e 3,1 g/cm³, em geral (VICK,1983).

A caracterização granulométrica e os índices físicos do rejeito de ouro (*underflow*), proveniente da Usina Fazenda Brasileiro, relatadas nos estudos de Bedin (2010), Klahold (2013) e Nierwinski (2013) são apresentados, brevemente, a seguir. O Quadro 2, do trabalho de Nierwinski (2013), mostra como os valores de umidade dos resíduos depositados nos lagos de retenção variam conforme a profundidade – até 7m, neste referido estudo. O autor salienta a tendência na redução da umidade para maiores profundidades, indicando uma diminuição do índice de vazios, a qual é decorrente do aumento de tensões.

| Profundidade (m) | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Umidade (%) | 39,16 | 37,80 | 35,54 | 32,23 | 30,94 | 31,84 | 31,94 |

Quadro 2: Variação do teor de umidade com a profundidade no reservatório de resíduos de mineração (NIERWINSKI, 2013).

A Figura 6 apresenta a análise granulométrica dos resíduos de mineração de ouro, dos trabalhos de Bedin (2010) e Klahold (2013), para vários pontos e profundidades da barragem de rejeitos da Mina Fazenda Brasileiro.

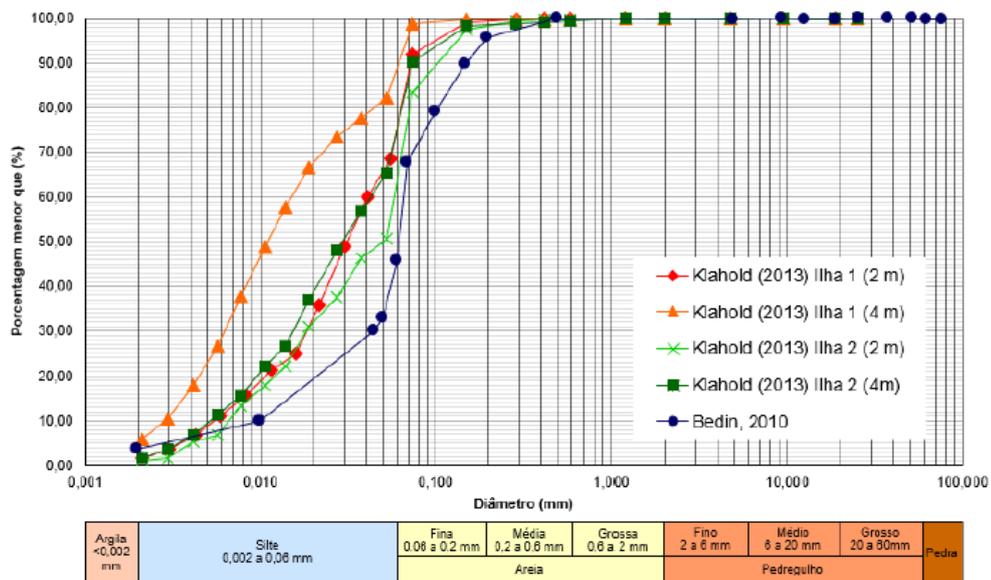


Figura 6: Curvas granulométricas do resíduo de mineração de ouro da Mina-Usina Fazenda Brasileiro (SOSNOSKI, 2016).

Já a Figura 7 expõe, de forma sumarizada, os valores e variações dos índices físicos dos rejeitos, nos estudos dos autores supracitados. A partir da análise dos dados, constatou-se a não plasticidade dos materiais, bem como os altos valores de massa específica dos grãos (γ_s). Os resíduos, de maneira geral, podem ser classificados de silte-arenoso a silte-areno-argiloso. Além disso, devido à disposição dos materiais por via úmida, os índices de vazios são elevados – indicando alta compressibilidade.

| Autor | Material | Prof. (m) | w (%) | γ_s (g/cm ³) | e | γ (kN/m ³) | Argila (%) | Silte (%) | Areia (%) | LL | LP |
|----------------|--------------------------|--------------|-------|---------------------------------|------|-------------------------------|------------|-----------|-----------|----|----|
| Bedin (2010) | Não-ciclonado | Superfície | 38,7 | 3,3 | 1,30 | 19,3 | 15 | 57 | 28 | NP | NP |
| | | Profundidade | 40,0 | 3,0 | 1,25 | 19,0 | | | | | |
| | Resíduo <i>underflow</i> | Superfície | 40,1 | 3,0 | 1,23 | 18,6 | 7 | 63 | 30 | NP | NP |
| | | Profundidade | 30,1 | 3,15 | 1,10 | 20,5 | | | | | |
| Klahold (2013) | Resíduo <i>underflow</i> | 2 | 37,8 | 2,86 | 1,08 | 18,9 | 1,53 | 72,47 | 26,00 | NP | NP |
| | | | | | | | 1,10 | 51,90 | 47,00 | NP | NP |
| | | 4 | 32,3 | 2,85 | 0,92 | 19,6 | 5,98 | 82,52 | 11,50 | NP | NP |
| | | | | | | | 1,54 | 69,96 | 28,50 | NP | NP |

Figura 7: Índices físicos e granulometrias para vários pontos das barragens de rejeitos (adaptado de Sosnoski, 2016).

2.3.4 Parâmetros de resistência

A determinação da resistência ao cisalhamento é fundamental na caracterização geotécnica dos materiais, uma vez que a ruptura dos solos se dá, geralmente, por cisalhamento. Neste sentido, Sousa Pinto (2006) define a resistência ao cisalhamento de um solo como a máxima tensão suportada sem que ocorra a ruptura ou, também, como a tensão de cisalhamento gerada no plano de ruptura.

As condições de ruptura do solo podem ser obtidas através de ensaios de laboratório (triaxiais ou cisalhamento direto) ou de campo (*Cone Penetration Test*), por exemplo. No caso dos ensaios de laboratório, a determinação dos parâmetros de resistência é possível pela aplicação de um critério de ruptura, sendo convencionalmente utilizado o critério de Mohr-Coulomb (HANDIN, 1969; FREDLUND *et al.*, 1978). Estes parâmetros de resistência são, de forma geral, o ângulo de atrito (ϕ) – característico da parcela friccional da resistência – e a coesão real do solo (c'), esta relacionada à natureza das partículas ou existência de cimentação.

Os resíduos de mineração, em geral, apresentam valores de resistência ao cisalhamento considerados altos, especialmente devido ao alto grau de angularidade das partículas. Considerando os mesmos valores de densidade e nível de tensões, os resíduos apresentam um

decréscimo de 3 a 5° no ângulo de atrito em relação aos solos naturais e, costumam não apresentar coesão (VICK, 1983). No Quadro 3 são dados exemplos de valores típicos destes parâmetros de resistência, a partir de dados obtidos na literatura, para resíduos de mineração de ouro. Destacam-se, dentre estes, os parâmetros para os resíduos provenientes da Usina Fazenda Brasileiro, local fonte dos materiais utilizados nesta pesquisa, oriundos do trabalho de Bedin (2010).

| ϕ' | c' | e_0 | Fonte |
|---|------|-------|-------------------------|
| 28 – 40,5° | 0 | 1,70 | Blight e Steffen (1979) |
| 33° | 0 | 1,05 | Qiu e Sego (2001) |
| 33° (<i>underflow</i> , na densidade abaixo da densidade de campo) | 0 | 1,50 | Bedin (2010) |
| 31° (<i>underflow</i> , na densidade média de campo) | 0 | 1,20 | |
| 30,5° (resíduo não-ciclonado) | 0 | 1,32 | |

Quadro 3: Parâmetros de resistência de resíduos de mineração de ouro (NIERWINSKI, 2013).

2.3.5 Parâmetros elásticos

As relações entre as tensões aplicadas e as deformações correspondentes são quantificadas através de parâmetros elásticos. Estes indicam, também, o comportamento mecânico e a rigidez de um material sólido. Especificamente, dentro da mecânica dos solos os parâmetros elásticos mais relevantes são: o módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν) e módulo de cisalhamento (G). O módulo cisalhante (G), especificamente, é fundamental para a avaliação do comportamento dos reservatórios de resíduos de mineração quanto à estabilidade destas estruturas. Este parâmetro é muito empregado, através de correlações, na estimativa do potencial de liquefação de barragens de rejeitos.

A determinação dos valores deste módulo (G) pode ser comumente realizada através de ensaios de laboratório ou de campo. Independentemente do tipo de ensaio empregado, a técnica escolhida, em geral, é fundamentada na determinação da velocidade de propagação de ondas cisalhantes através do solo. Segundo Luna e Jadi (2000), os ensaios desenvolvidos a partir dos conceitos teóricos de ondas cisalhantes e da propagação destas em um meio são realizados em um nível de deformações muito pequenas. Nesta faixa de deformações, de acordo com Campanella e Davies (1994), o comportamento do solo pode ser considerado elástico e linear, o que permite que a análise dos resultados seja feita considerando a Teoria da Elasticidade. Neste caso, a pequeníssimas deformações, o módulo de cisalhamento assume

um valor máximo, o qual é denominado módulo de cisalhamento máximo (G_0). O valor de G_0 pode ser determinado, então, a partir da relação dada pela Equação 1, abaixo:

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \quad (1)$$

Onde:

ρ é a densidade relativa do solo, em $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$;

v_s é a velocidade da onda cisalhante.

Bedin (2010) determinou valores de G_0 para os resíduos de mineração de ouro provenientes da Mina-Usina Fazenda Brasileiro. Para este propósito, utilizou-se da técnica de *Bender Elements* na determinação da velocidade das ondas cisalhantes (v_s) impostas às amostras de resíduo, durante a etapa de cisalhamento. Durante os ensaios, avaliou a variação dos módulos e velocidades com as deformações decorrentes do cisalhamento, para diferentes tensões confinantes. A partir dos ensaios, obteve valores de módulos e velocidades para duas situações: no início da fase de cisalhamento – resultados de v_s e G_0 (inicial) – e para a fase final do cisalhamento, no estado crítico – da qual resultaram os valores de $v_{s\text{crít}}$ e $G_{0\text{crít}}$. A Figura 8 apresenta estes referidos resultados.

| Tensão confinante(kPa) | V_s (m/s) Inicial | $V_{s\text{crít}}$ (m/s) final | G_0 (MPa) inicial | $G_{\text{crít}}$ (MPa) Final |
|------------------------|---------------------|--------------------------------|---------------------|-------------------------------|
| 15 kPa | 76,58 | 33,02 | 8,035 | 1,51 |
| 22 kPa | 90,28 | 40,50 | 11,16 | 2,24 |
| 30 kPa | 100,42 | 38,21 | 13,81 | 2,00 |
| 50 kPa | 118,65 | 42,11 | 19,28 | 2,02 |
| 60 kPa | 131,24 | 57,00 | 22,74 | 4,45 |
| 75 kPa | 136,39 | 63,90 | 25,48 | 5,59 |
| 100 kPa | 161,23 | 77,17 | 35,61 | 8,15 |
| 200 kPa | 178,55 | 113,14 | 43,67 | 17,53 |
| 400 kPa | 283,97 | 136,76 | 69,46 | 29,29 |
| 600 kPa | 291,42 | 212,31 | 116,35 | 66,52 |
| 800 kPa | 307,6 | 248,32 | 129,62 | 81,38 |
| 1000 kPa | 335,25 | 302,31 | 153,98 | 100,014 |
| 1200 kPa | 350,57 | 306,32 | 168,37 | 110,29 |

Figura 8: Resultados de ensaios com a técnica de *Bender Elements* (BEDIN, 2010).

2.4 MÉTODOS DE DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS

As vultosas quantidades de resíduos tornam uma difícil missão o gerenciamento destes materiais para os operadores de minas, que têm a tarefa de lidar com esta questão da forma mais segura e de melhor custo benefício. Resíduos de mineração podem ser armazenados de diversas maneiras, a depender de natureza física e química destes, topografia do local, condições climáticas, regulamentações e limitações ambientais, além do contexto socioeconômico no qual as operações da mina e a usina de processamento estão localizadas (IBRAM, 2016). De forma geral, segundo o Manual de Gestão e Manejo de Rejeitos de Mineração do IBRAM (2016), os resíduos de mineração, em geral, podem ser dispostos em:

- a) minas subterrâneas;
- b) em cavas exauridas de minas;
- c) em pilhas;
- d) por empilhamento a seco (método “*dry stacking*”);
- e) por disposição em pasta;
- f) em barragens de contenção de rejeitos (do tipo a montante, a jusante e linha de centro).

Entretanto, os resíduos são, na maioria das vezes, transportados na forma de lama (*slurry*) para estruturas de armazenamento na superfície, as quais podem ocupar até mais da metade da área disponível para operação da mineradora. Os requisitos básicos de uma estrutura de contenção de resíduos são prover um armazenamento seguro, estável, não poluente e econômico dos rejeitos. Além disto, os impactos sociais e ambientais destas estruturas devem ser, aceitavelmente, baixos. Tudo isto durante o período de operação e, também, após o fechamento da mina.

Estas barragens ou diques podem ser de solo natural ou, então, construídas com os próprios resíduos. De acordo com Davies e Martin (2000), o grande volume de rejeitos gerados, condicionados aos custos da disposição, faz com que seja atrativa a utilização destes materiais na construção das próprias barragens de contenção. Entretanto, devem ser obedecidas algumas premissas para viabilizar isto, tais como: separação das frações grossa e fina dos rejeitos; controle dos processos de separação; utilização de sistemas de drenagem eficientes; compactação dos resíduos; proteção superficial da barragem, entre outras.

Na disposição dos rejeitos, além dos aspectos intrínsecos à construção e segurança, é necessário que o reservatório formado para conter o material seja estanque para impedir a infiltração dos efluentes danosos à qualidade das águas. Nos licores provenientes do processamento de minérios são encontradas soluções contendo cianetos, metais pesados ou com pH muito ácido. Nestes casos, a investigação geológico-geotécnica é de grande importância, podendo ser necessária a impermeabilização dos solos.

Segundo o IBRAM (2016), as barragens de contenção de rejeitos são estruturas construídas ao longo do tempo visando a diluição dos custos no processo de extração mineral, por meio de alteamentos sucessivos. Assim, um dique de partida é construído inicialmente e a barragem passa por alteamentos ao longo de sua vida útil, podendo ser construídas com material compactado proveniente de áreas de empréstimo, ou com o próprio rejeito, através de três métodos: montante, jusante ou linha de centro. A Figura 9 ilustra os métodos de alteamento de barragens de rejeitos mais usuais.

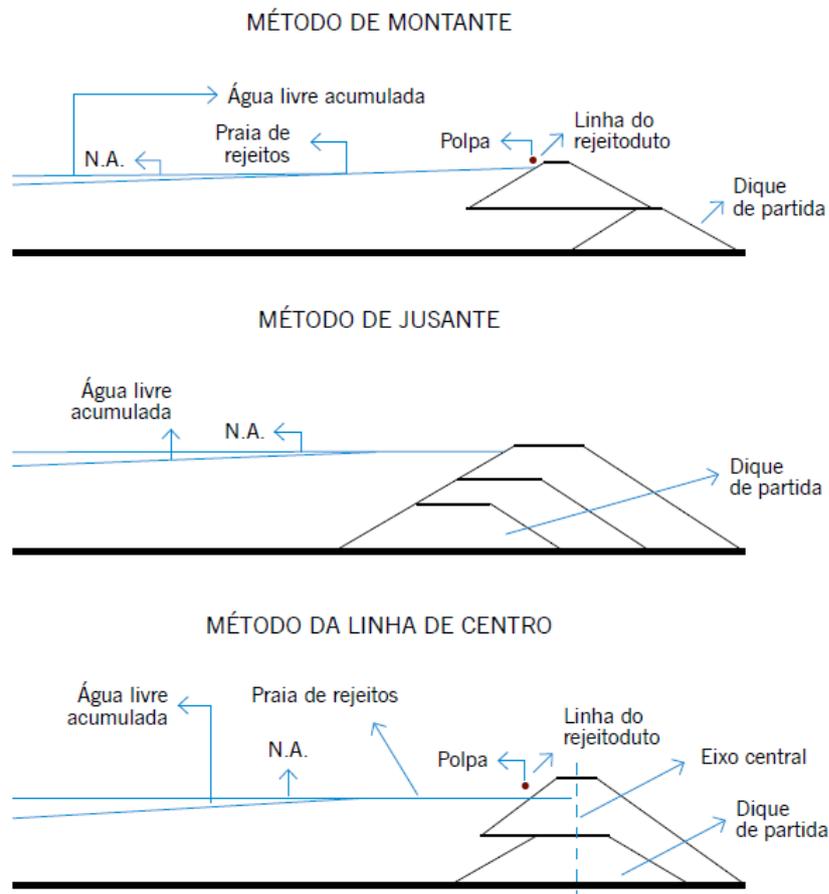


Figura 9: Métodos de alteamento em barragens de rejeitos (ESPÓSITO, 2000).

Os métodos de alteamento por montante e por linha de centro têm vantagens econômicas, pois apresentam redução do custo de implantação e têm o custo de construção e o custo operacional distribuídos no tempo. Entretanto, têm na água dos poros do rejeito e do reservatório o principal elemento instabilizante (IBRAM, 2016).

Segundo Araújo (2006), a escolha de um ou outro método de execução irá depender de uma série de fatores, tais como: tipo de processo industrial, características geotécnicas e nível de produção de rejeitos, necessidade de reservar água, necessidade de controle de água percolada, sismicidade, topografia, hidrologia, hidrogeologia e custos envolvidos. No entanto, como as barragens alteadas pelo método de montante têm se mostrado de maior facilidade de execução e mais economicamente viáveis, estas têm sido as preferencialmente adotadas pelas empresas mineradoras. Entretanto, são estas, também, as mais suscetíveis a acidentes e rupturas, em geral.

2.4.1 Incidentes em barragens de rejeito

Devido à granulometria predominantemente fina e à grande quantidade de líquido, os rejeitos de mineração apresentam, em geral, altos riscos de ruptura. Foram computados mais de 240 incidentes com barragens de rejeitos entre 1917 e 2017 (WISE, 2017). Dentre estes, chuvas fora do padrão são a causa mais comum de rupturas de barragens de resíduos de mineração. A segunda causa mais comum é a liquefação, tanto sob carregamentos estáticos como cíclicos. Dentre os inúmeros acontecimentos, Fourie *et al.* (2001) identificaram que uma sobrecarga na barragem de rejeitos de mineração de ouro Merriespruit, na África do Sul, pode ter levado à liquefação estática, em um incidente que causou a morte de 17 pessoas. Já na ruptura da barragem de Aznalcóllar, na Espanha, em 1988, uma ruptura, inicialmente na fundação, levou à liquefação estática do material e à liberação de 4 a 5 milhões de metros cúbicos de lama e fluidos (DAVIES e LIGHTHALL, 2001). A Figura 10 ilustra o caso de Merriespruit, na África do Sul.

Na Itália, em 1985, a barragem de rejeitos de Stava rompeu, inicialmente, devido ao projeto inadequado das estruturas de contenção, ocasionando fluxo de detritos que alcançou 90 km/h, tirando a vida de 268 pessoas (CHANDLER E TOSATTI, 1995). Carrera *et al.* (2011) discutiram esta ruptura de um ponto de vista do comportamento mecânico dos resíduos e constataram que o material do aterro de contenção era o mais suscetível à liquefação. Na

China, a ruptura de barragem de rejeitos mais recente ocorreu em 2008, em Xiangfen, Província de Shanxi, causando a morte de 277 pessoas (WISE, 2017).



Figura 10: Ruptura por liquefação da barragem de resíduos de ouro de Merriespruit, África do Sul (BEDIN, 2010).

No Brasil, em 5 de novembro de 2015, ocorreu o rompimento abrupto da estrutura de contenção de rejeitos na barragem do Fundão, unidade de Germano, em Mariana (MG). Este acidente provocou a liberação de mais de 55 milhões de metros cúbicos de resíduos, causando a inundação da pequena vila de Bento Rodrigues (situada a menos de 5 km da barragem) e a morte de 19 pessoas (WISE URANIUM PROJECT, 2016). O fluxo de lama alcançou a costa do Atlântico através do rio Doce, ao longo de mais de 500 km do curso do rio, no que é considerado um dos piores acidentes ambientais na história do Brasil. De acordo com o *Fundão Tailings Dam Review Panel* (2016), a ruptura ocorreu devido à combinação complexa de diversos fatores, tais como: o estado fofo e saturado do material, intrusão de material fino na parte, anteriormente, destinada à disposição da fração mais grosseira, e problemas com o sistema de drenagem, entre outros. A Figura 11 mostra o cenário pós-ruptura da barragem do Fundão.



Figura 11: Cenário pós-ruptura da barragem do Fundão (IBAMA, 2015).

Estas rupturas catastróficas de barragens de rejeitos podem ter sido causadas, em grande número de casos, por falta de controle no projeto, mas em certa extensão, refletem um entendimento relativamente pobre da mecânica destes materiais. Desta maneira, a compreensão profunda do comportamento destas estruturas e materiais, bem como a busca por soluções que visam a mitigação dos riscos, são imprescindíveis.

2.5 MELHORAMENTO DE SOLOS COM CIMENTO

O melhoramento ou reforço de solos consiste na utilização de processos físicos e/ou químicos que visam a melhoria das propriedades geotécnicas dos solos. Em geral, o aumento da resistência, a diminuição da compressibilidade e da permeabilidade são as características mais buscadas quando se emprega um método de tratamento do solo. O termo melhoria de solos está associado ao tratamento através de processos químicos, enquanto que o termo reforço está associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes (CASAGRANDE, 2005).

Diversos métodos de melhoramento dos solos são utilizados quando a existência de materiais ruins/inadequados, do ponto de vista geotécnico, é detectada e a melhoria da performance de aterros ou outras estruturas se faz necessária. Geralmente, o propósito do melhoramento de solos é estabilizar estes, quando a resistência para suportar as cargas de projeto de uma

estrutura não é suficiente ou, também, para aumentar os fatores de segurança requeridos para o terreno e a estabilidade do mesmo (KAMON, 1996).

Estes métodos são empregados quando a substituição dos solos *in situ* ou aplicação de outras técnicas são impraticáveis devido a limitações físicas, condicionantes ambientais ou custo muito elevado. Os métodos de melhoramento de solos têm, de acordo com o *Ground Improvement Methods* (2006), as funções primárias de:

- a) Aumentar capacidade de carga ou resistência friccional dos solos;
- b) Aumentar a densidade;
- c) Controlar deformações;
- d) Acelerar consolidação;
- e) Diminuir carregamentos impostos às camadas;
- f) Prover/aumentar estabilidade lateral;
- g) Formar barreiras de fluxo ou preencher vazios;
- h) Aumentar resistência à liquefação;
- i) Transferir cargas a camadas mais competentes.

De acordo com Van Impe (1989), os processos de estabilização podem ser classificados como temporários, permanentes e, também, permanentes com adição de novos materiais. A estabilização temporária consiste naquela que se limita a certo período de tempo, geralmente sendo este o tempo de execução de determinada fase da obra. São exemplos deste tipo de melhoria o congelamento de solos e o rebaixamento do nível freático por drenos ou eletro-osmose. A estabilização permanente sem adição se constitui em processos de compactação e tratamento térmico, como a compactação superficial ou profunda, por exemplo. Já a estabilização permanente de solos com adição de novos materiais combina, em geral, a compactação do solo com adição de novos materiais. São exemplos característicos deste: a estabilização com cal e cimento, injeção de materiais estabilizantes, colunas de brita ou areia, pré-carregamento, uso de drenos verticais, reforços com tiras metálicas ou geossintéticos.

O cimento Portland é o material mais comumente empregado para melhoramento de solos em todo o mundo. A adição deste material, e a melhoria das propriedades geotécnicas de um solo advindas desta inclusão, constitui-se em solução consagrada em projetos de engenharia,

como, por exemplo, base de pavimentos rodoviários e camada de suporte para fundações pouco profundas. O emprego de cimento Portland na estabilização de solos se estende a uma ampla gama de aplicações, tais como: injeções de cimento, barreiras impermeáveis, proteção de taludes em barragens de terra e encapsulamento de solos em aplicações geoambientais. Uma das grandes vantagens da utilização de cimento consiste no fato do mesmo ser um agente cimentante de elevada adequabilidade à grande diversidade de solos. Qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento, observando-se maior eficiência em solos arenosos, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (INGLES e METCALF, 1972).

O cimento aplicado ao solo servirá de ligante, de forma análoga à função deste no concreto, ou seja, objetivando a criação de ligações entre os agregados. Desta combinação resulta um produto com melhores características de durabilidade e resistência mecânica em relação à condição inicial. A diferença básica existente entre solo-cimento e concreto é a quantidade de cimento utilizada na mistura. Enquanto no concreto a quantidade de cimento varia entre 200 a 500 kg por cada metro cúbico, nas misturas de solo-cimento são utilizadas quantidades de cimento que variam entre 10 e 200 kg por cada metro cúbico de mistura (MITCHELL, 1981; CONSOLI *et al.*, 2003, 2007).

O produto da adição de cimento ao solo possui diversas denominações no meio técnico. Os termos solo estabilizado, solo modificado, solo melhorado ou solo tratado são alguns das nomenclaturas mais empregadas por diversos autores. Neste sentido, a ACI faz uma distinção entre os conceitos de solo artificialmente cimentado e solo melhorado com cimento. Caracteriza o primeiro como um material capaz de satisfazer às características de durabilidade e/ou resistência, de modo a resistir a carregamentos impostos (como o trânsito, no caso de estradas) ou resistir a fenômenos naturais (ciclos gelo/degelo, secagem/molhagem, erosão, abrasão sobre condições de fluxo, etc.). Já o segundo é conceituado como um material tratado com o objetivo de melhorar uma propriedade específica (ACI, 2009). Compreender a estrutura interna destas misturas e os fatores que comandam a resposta mecânica das mesmas é de extrema relevância, a fim de corretamente definir e projetar soluções geotécnicas aplicando técnicas de melhoramento de solos.

2.5.1 Mecanismos da estabilização solo-cimento

Carlos (2000) relata dois estágios de reações químicas em misturas de solo-cimento. O primeiro destes é independente do tipo de solo e ocorre imediatamente após o contato do

cimento com água. No segundo estágio das reações, o alto pH ($\text{pH} > 12,4$) do meio pode fazer os alumino-silicatos (no caso de argilas) se dissolverem e, então, estarem disponíveis para combinarem com cálcio e formarem produtos cimentados secundários.

Quando o cimento anidro e água são misturados, reações se iniciam consumindo as partículas de cimento e formando produtos sólidos. Este fenômeno é acompanhado por uma redução global em volume, chamada de retração química. Esta diminuição de volume ocorre, pois o volume dos produtos sólidos da hidratação é menor do que o volume inicial de sólidos mais a água – a partir dos quais eles são formados. Por outro lado, os produtos sólidos da hidratação têm maior volume do que os sólidos iniciais (partículas de cimento), de modo que a água que preenche os espaços é gradualmente substituída por produtos sólidos, conforme se dá a evolução das reações (JENNINGS *et al.*, 2008).

De acordo com o CDIT (2002), o mecanismo de estabilização de solos com a utilização de cimento consiste em um total de quatro passos, os quais são: a hidratação do agente cimentante, reação de troca iônica, formação de produtos de hidratação do cimento e formação dos produtos de reação pozolânica. Estes passos são apresentados na Figura 12, a seguir. A quantidade de água do solo original é diminuída pela hidratação do agente cimentante e pela absorção subsequente da água.



Figura 12: Evolução temporal dos mecanismos de estabilização de solos com cimento, de acordo com o aumento da resistência mecânica (CDIT, 2002).

No caso dos solos tratados com cimento, como as reações de hidratação ocorrem rapidamente (em semanas), o aumento de resistência se verifica de forma expressiva em curto prazo. Posto isto, ainda é possível a ocorrência de reações pozolânicas que conferem ao solo tratado uma resistência ainda superior (CDIT, 2002).

A reação de troca iônica modifica as propriedades físicas do solo original e resulta em um decréscimo da plasticidade do solo. Este efeito é muito utilizado no melhoramento do material de bases ou sub-bases, com a adição de uma pequena quantidade de cal ou cimento para construções de rodovias, em que a mudança de consistência do solo torna a compactação mais fácil e mais eficaz. A formação de produtos de hidratação do cimento e produtos de reações pozolânicas confere o aumento de resistência à mistura solo-cimento.

2.5.2 Aspectos gerais do comportamento de misturas solo-cimento

De maneira geral, a adição de cimento produz: aumento da resistência e da rigidez, diminuição da compressibilidade e alteração dos limites de consistência; a condutividade hidráulica é reduzida nos solos granulares, mas pode aumentar nos solos argilosos; a durabilidade, medida em ciclos de molhagem e secagem, aumenta (Montardo, 1999). Estes padrões de comportamento podem ser encontrados em diversas pesquisas (MITCHELL, 1981; HUANG e AIREY, 1998; NAGARAJ *et al.*, 1998; CONSOLI *et al.*, 2007, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013; MARQUES *et al.*, 2014; FARO *et al.*, 2015; entre outros). A Figura 13 apresenta uma comparação entre valores obtidos para resistência média de solo natural, solo-cimento e concreto.

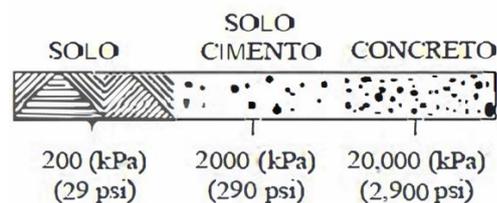


Figura 13: Comparação entre resistências dos materiais naturais, cimentados e o concreto (KITAZUME e TERASHI, 2011).

Dentre os diversos trabalhos publicados sobre solos cimentados, Clough *et al.* (1981) verificaram que o comportamento da mistura, em areias artificialmente cimentadas, é influenciado por fatores como: quantidade de agente cimentante, densidade da mistura, tensão confinante, distribuição granulométrica e arranjo dos grãos. Além disso, constataram que o

modo de ruptura é variável e depende da tensão de confinamento, nível de cimentação e densidade. Um aumento da cimentação, por exemplo, repercute em aumento da resistência de pico bem como da rigidez inicial da mistura. Os mesmos autores supracitados constataram, também, que solos naturalmente cimentados, com uma maior presença de finos, apresentavam maior resistência do que solos com menor quantidade ou até sem finos.

Já Coop e Atkinson (1993) notaram que a adição de cimento ao solo produzia outros efeitos no comportamento: a mudança na curva granulométrica e na estrutura interna nos solos cimentados, caracterizada pela ocupação dos vazios pelo agente cimentante. Estas diferenças fundamentais dificultam abordagens comparativas dos solos naturais e dos solos cimentados. A utilização de maiores taxas de cimentação ao solo permite que sejam atingidos, além de aumentos na rigidez e na resistência de pico, maiores valores de tensões principais antes da plastificação, ou seja, provoca um aumento da superfície de plastificação (HUANG e AIREY, 1993). Clough *et al.* (1981) verificaram que, para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cimento provoca aumento da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido.

Autores como Gens e Nova (1993), assim como Leroueil e Vaughan (1990), afirmam que o comportamento dos materiais estruturados, submetidos à compressão triaxial em baixas tensões confinantes, apresenta características bem definidas, tais como: resistência de pico pronunciada, seguida por um decréscimo da resistência com o aumento das deformações (do tipo *strain-softening*) associado a uma notável deformação de expansão. Neste aspecto são encontradas similaridades com o comportamento de solos densos e não coesivos. Já sob altas tensões de confinamento, os materiais cimentados apresentam comportamento muito mais dúctil, visto que a plastificação do material pode ocorrer em uma fase prévia – durante a própria aplicação das tensões confinantes. Neste caso, a resistência máxima do material é atingida a maiores deformações, sem ocorrência de pico pronunciado. Além disso, existe a tendência para a diminuição de volume.

Em consonância a estes aspectos, Elliot e Brown (1985) demonstraram, anteriormente, em resultados de ensaios triaxiais realizados em uma rocha frágil e porosa, a influência dos níveis de tensões confinantes sobre o comportamento tensão-deformação do material estudado. Estes autores reportam que há uma clara transição entre o comportamento frágil/dilatante (caracterizado por deformações do tipo “*strain softening*” e alcançado a baixas tensões confinantes) e o comportamento dúctil/compressivo (atingido quando o material é submetido

a altas tensões confinantes e caracterizado por deformações do tipo “*strain hardening*”). A Figura 14 ilustra os aspectos acima referidos.

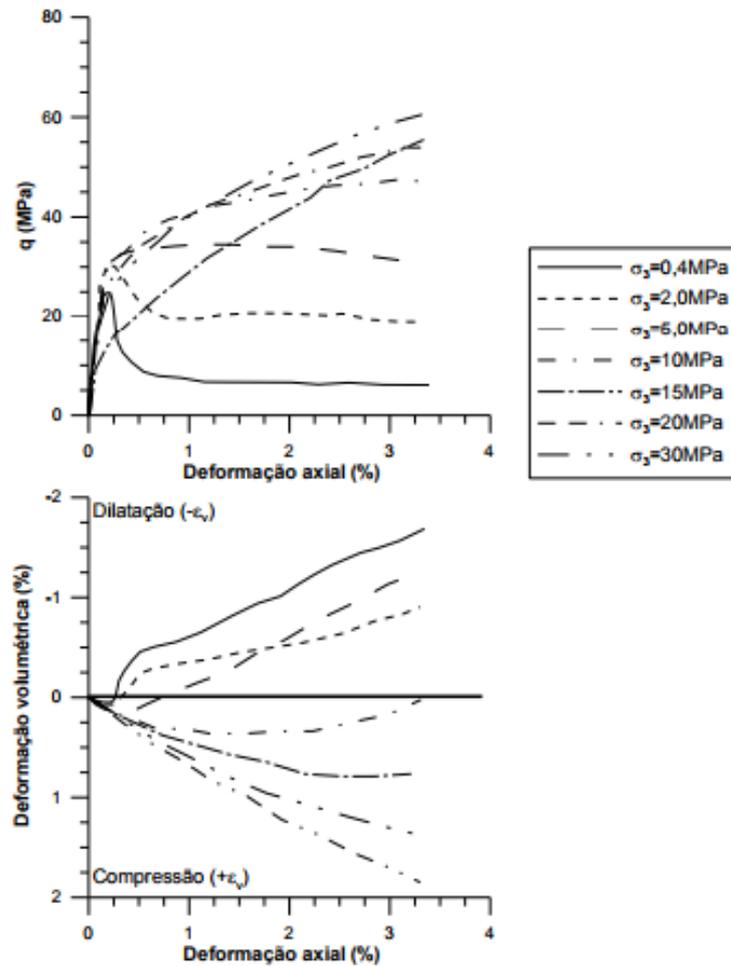


Figura 14: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação de uma rocha frágil e porosa (ELLIOT E BROWN, 1985).

Coop e Atkinson (1993), por sua vez, afirmam que a resistência de pico de um solo artificialmente cimentado, quando submetido a baixas tensões de confinamento, resulta da componente coesiva que a cimentação provê ao material. Porém, segundo os autores, quando o cisalhamento é realizado sob altas tensões de confinamento, há a transição para um comportamento puramente friccional.

Desta forma, analisando o comportamento de materiais estruturados sob esta perspectiva, Coop e Atkinson (1993) definem três classes de comportamento, durante o ensaio de compressão triaxial: (A) classe em que, sob carregamento isotrópico, a tensão de plastificação do solo é alcançada e que, na fase de cisalhamento, será observado um comportamento muito

similar ao do mesmo solo na condição desestruturada; (B) classe em que, sob tensões de confinamento intermediárias, o material continua estruturado até o início da fase de cisalhamento, na qual a plastificação da amostra é, então, constatada – entretanto, a resistência de pico é governada pela parcela friccional da resistência; (C) classe na qual, sob baixas tensões confinantes durante o cisalhamento, é observada uma resistência de pico bem pronunciada, a pequenas deformações, alcançando um estado fora da região que limita o estado de tensões para o solo não cimentado. As Figuras 15 e 16 apresentam, esquematicamente, o comportamento idealizado descrito pelos autores, para solos estruturados nos quais a parcela dominante é a coesiva em comparação a solos em que a parcela friccional da resistência é preponderante.

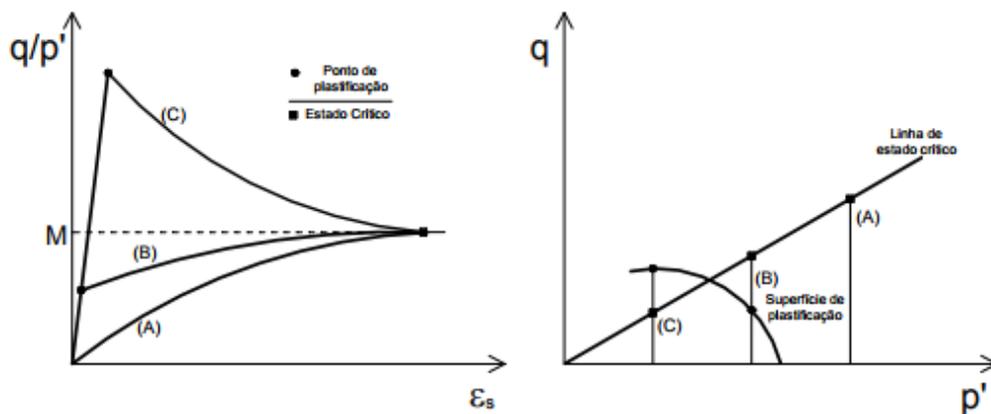


Figura 15: Comportamento idealizado para solos estruturados, nos quais a parcela coesiva é dominante: comportamento tensão-deformação e trajetória de tensões, respectivamente (COOP e ATKINSON, 1993).

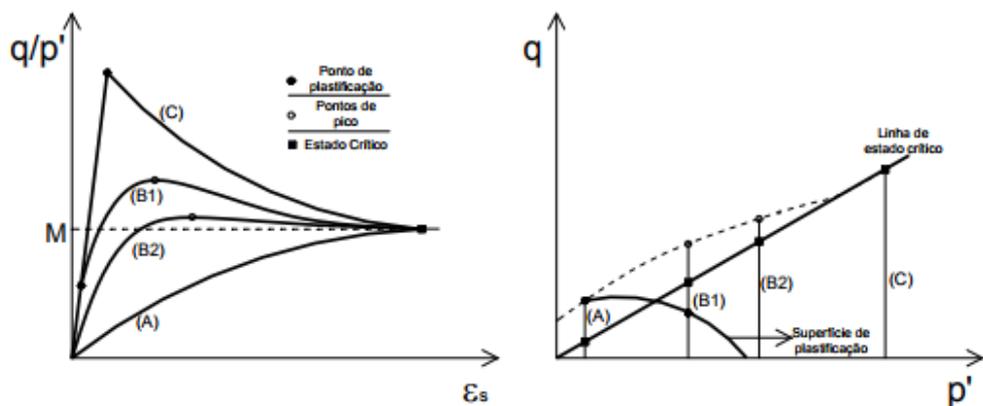


Figura 16: Comportamento idealizado para solos estruturados, nos quais a parcela friccional é dominante: comportamento tensão-

deformação e trajetória de tensões, respectivamente (COOP e ATKINSON, 1993).

Em relação a taxas de cimentação, a adição de pequenas quantidades de cimento (até 2%) modificará as propriedades do solo, enquanto que maiores quantidades irão alterar radicalmente suas propriedades (INGLES e METCALF, 1972). Segundo os mesmos autores, ao aumentar a quantidade de cimento, as mudanças observadas no comportamento da mistura são: aumento da durabilidade a ciclos de molhagem e secagem; diminuição na permeabilidade (entretanto, esta aumenta em solos argilosos); aumento na tendência à retração em solos granulares e redução na tendência à expansão de solos argilosos.

2.6 TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS – *DEEP SOIL MIXING*

Nas últimas décadas, um grande número de métodos de melhoramento de solos foram desenvolvidos e estão em prática, para as mais diversas necessidades da Engenharia Civil. Dentre estes, os métodos de injeção ou *grouting*, como são chamados, podem ser considerados como uma das técnicas de maior crescimento em todo o mundo. Este crescimento advém do fato desta técnica possuir uma ampla faixa de aplicação, tanto em tratamentos superficiais quanto profundos, o que a torna muito atrativa. A principal característica desta, de maneira geral, é a inserção de agentes estabilizantes nos vazios do solo, os quais modificam a matriz original e conferem melhoria nas propriedades desejadas. A Figura 17 apresenta os tipos de técnicas de injeção ou *grouting* mais empregados na prática, juntamente com as especificidades de cada uma destas.

Dentre os métodos de citados na Figura 17, o *Deep Soil Mixing* (DSM) e o *Jet grouting* são aqueles que apresentam maior destaque no cenário mundial. As principais diferenças entre estas técnicas consistem no fato de que no DSM não é utilizada a injeção a altas pressões e que, também, as colunas de *Deep Mixing* são executadas em dimensões específicas (MUNFAKH, 1997).

O *Deep Soil Mixing* (DSM), especificamente, é uma técnica que mistura reagentes ao solo mecanicamente, em profundidades determinadas, a fim de melhorar as propriedades e comportamento *in situ*, sem requerer escavações ou remoção de material. Uma visão geral do DSM pode ser obtida na publicação CIRIA (HARRIS *et al.*, 1995). Neste método, a mistura de solo e agente cimentante é realizada através de brocas especiais equipadas com pás

misturadoras. Estas brocas rotacionam, revolvendo o solo, ao mesmo tempo em que injetam o agente estabilizante, em quantidade determinada.

| | | |
|--|--|---|
| Melhoramento de solos com técnicas de injeção ou <i>grouting</i> | 1. Grouting de partículas | Grouting de solos granulares ou cavidades/fissuras no solo/rocha através da injeção de cimento ou outro tipo de ligante, para aumentar a resistência ou reduzir a permeabilidade do solo. |
| | 2. Grouting químico | Soluções de dois ou mais componentes químicos reagem nos poros para formar um gel ou precipitado sólido. |
| | 3. Métodos de mistura (pré-mistura ou <i>Deep Mixing</i>) | Trata o solo in situ através da mistura deste com cimento, cal ou outros agentes cimentantes usando uma máquina de perfuração e mistura. |
| | 4. Jet grouting | Jatos de alta velocidade erodem o solo e injetam ligante para formar colunas/painéis. |
| | 5. Grouting de compactação | Ligante de baixa mobilidade (muito rígido) é injetado em certas porções do terreno, para densificar solos fofos ou moles. |
| | 6. Grouting de compensação | Grouting de média a alta viscosidade é injetado no terreno, entre uma escavação subterrânea e uma estrutura, para reduzir e controlar recalques da estrutura devido a realização da escavação |

Figura 17: Classificação dos métodos de *grouting* mais empregados (CHU *et al.*, 2009).

Este tipo de estabilização foi desenvolvido nos anos 60 e, inicialmente, reportado na literatura no começo dos anos 70 (BROMS e BOMAN, 1979; HOLM *et al.*, 1981; RATHMAYER, 1996; OKUMARA, 1996; KAMON, 1996; PORHABA, 1998). Até o final dos anos 80, entretanto, o DSM era praticado e estudado, quase que exclusivamente, no Japão e em países nórdicos, com poucas exceções a estes. A partir dos anos 90, o *Deep Soil Mixing* ganhou popularidade também nos Estados Unidos e Europa Central (KITAZUME e TERASHI, 2011).

Desde então, diversos projetos tem incorporado o *Deep Mixing*, especialmente, para suporte de escavações temporárias e estabilidade de bases rodoviárias (PEARLMAN e HIMICK, 1993; YANG e TAKESHIMA, 1994. O'ROURKE e O'DONNELL, 1997; BAHNER e NAGUIB, 1998; BRUCE, 2000; McMAHON *et al.*, 2001; YANG, 2003, por exemplo). A partir do crescimento da técnica, o volume total de solo estabilizado pelo DSM, de 1977 a 2010, em todo o mundo, alcançou 72,3 milhões de m³ para o método úmido e 32,1 milhões de m³ para o método seco (KITAZUME e TERASHI, 2011).

Os objetivos principais da aplicação da técnica de DSM são, de uma maneira geral, o melhoramento das características intrínsecas ao solo. Desta forma, a utilização do método promove a ocupação de solos que, a priori, não são adequados aos fins construtivos, dadas as características geotécnicas existentes. Na generalidade, os efeitos produzidos pela aplicação da técnica de DSM, mais comumente observados, são: o aumento da capacidade resistente, a redução da permeabilidade e da deformabilidade (LARSSON, 2005; MASSARSCH, 2005; BRUCE, 2000).

Mais especificamente, o *Deep Soil Mixing* tem sido amplamente empregado para suporte de escavações, para aumento da capacidade de carga, aumento de estabilidade, redução de movimentos, prevenção de rupturas, controle de fluxo (função de barreira) e mitigação do potencial de liquefação (Coastal Development Institute of Technology, 2002, 2008; Public Works Research Center, 2004). Tipicamente as colunas produzidas pelo DSM, são executadas em um padrão geométrico conveniente, geralmente em grades ou linhas, para atender aos propósitos de cada projeto.

A estabilização dos solos decorre da mistura do solo existente com agentes cimentantes, químicos ou até mesmo biológicos, na forma de calda ou pó. Os agentes cimentantes a serem utilizados nesta técnica dependem do tipo de projeto a ser executado. Cal, cimento e a combinação de ambos são os mais frequentemente adotados em *Deep Soil Mixing* (PUPPALA, 2003). Adicionalmente, em casos especiais, aditivos podem ser empregados, tais como: escória de alto forno, gesso, cinzas volantes, entre outros.

A estabilização, especificamente por cimento, provê um aumento substancial na resistência em um curto espaço de tempo, devido à hidratação do cimento, às reações pozolânicas, cimentação e aglomeração, bem como trocas iônicas e mecanismos de floculação (SHERWOOD, 1995; HOSOYE *et al.*, 1996). Esta estabilização é muito efetiva em argilas moles, turfas e solos arenosos fofos (HAUSMANN, 1990; RATHMAYER, 1996; PORHABA, 1998; BRUCE, 2001).

A mistura no DSM pode ser efetuada de formas diversas, conforme o tipo de equipamento utilizado, a natureza do ligante adicionado e a profundidade de tratamento que se pretende atingir. Esta mistura deve ser efetuada com equipamentos adequados à função, que garantam a homogeneidade da mistura em profundidade (SANCHES, 2012). Basicamente, o procedimento executivo mais empregado consiste em duas fases principais: penetração e

extração. Na primeira destas, o equipamento, a partir da broca, é introduzido no solo, desagregando-o. Uma vez que a profundidade do tratamento desejada é atingida, inicia a fase de extração do conjunto. Nesta, o agente cimentante é injetado no solo, a uma taxa constante, enquanto as pás de mistura rotacionam em altas velocidades no plano horizontal, homogeneizando o solo e ligante. Os procedimentos executivos, de forma genérica, são ilustrados na Figura 18.

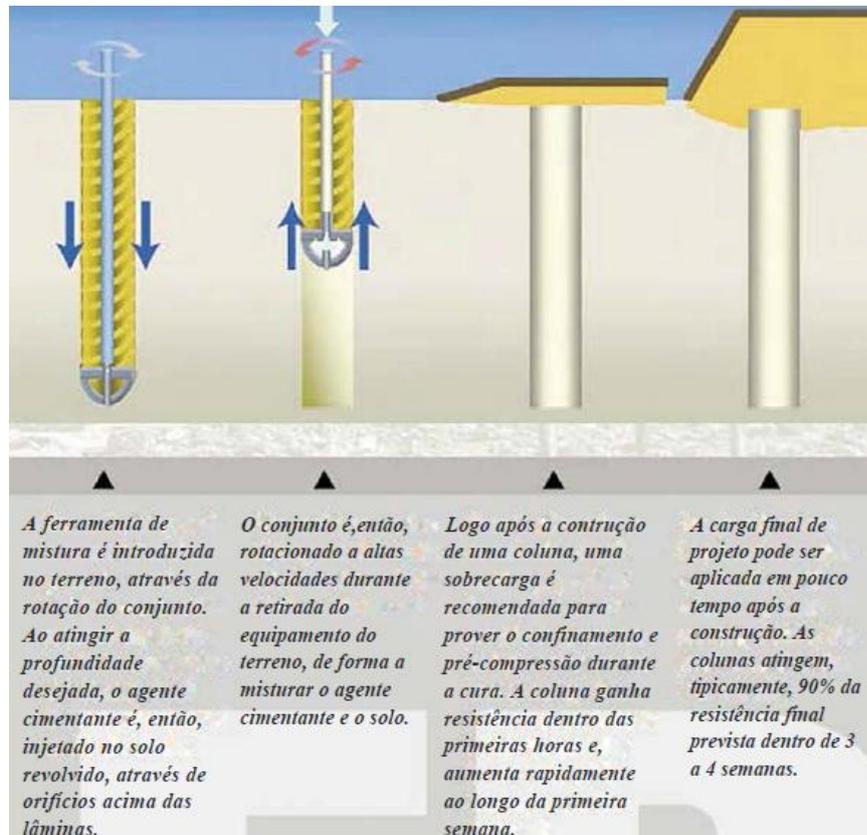


Figura 18: Procedimentos de execução de colunas de *Deep Soil Mixing* (KELLER, 2016).

O DSM é executado por diversas empresas, que utilizam muitas nomenclaturas diferentes e empregam diversos processos distintos, em todo o mundo. Entretanto, os conceitos e procedimentos básicos são similares para todas as técnicas. O equipamento usado para mistura do solo varia de brocas simples a configurações complexas de múltiplas brocas, dependendo do propósito do melhoramento (YANG, 1997). Um exemplo de máquina e pás misturadoras utilizadas na prática é apresentado na Figura 19:

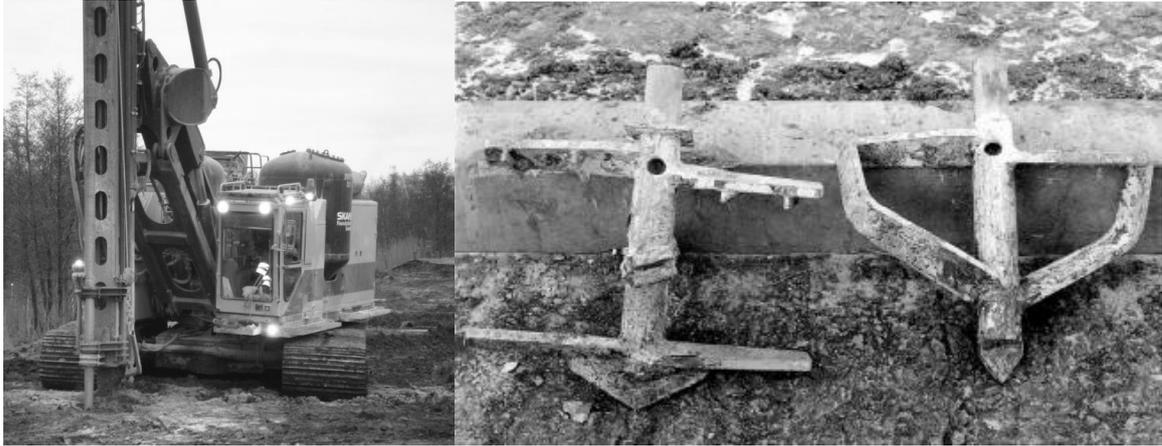


Figura 19: Exemplos de máquina e lâminas de mistura utilizadas no *Deep Soil Mixing* (LARSSON *et al.*, 2005).

Neste sentido, a administração de rodovias federais do Estados Unidos (*Federal Highway Administration – FHWA*) sugeriu que as técnicas de DSM sejam classificadas, baseadas em: método de injeção do aditivo (isto é, injeção seca ou úmida); método pelo qual o aditivo é misturado (isto é, injeção sob altas pressões ou energia rotacional/mecânica); e localização das ferramentas/pás de mistura (ao longo de uma porção ou ao final das hastes de perfuração).

A mais importante e usual destas classificações, reportada neste trabalho, é a que considera as distintas formas de introdução do agente cimentante. Em particular, existem, dois métodos principais para injetar o ligante ao solo desagregado: método úmido (*wet method*) e método seco (*dry method*) do *Deep Soil Mixing*.

O método seco (*dry method*) do DSM é caracterizado pela utilização, quase que exclusiva, de ar comprimido como meio de injeção do agente cimentante (em forma de pó) no solo. Já a outra alternativa, o método úmido (*wet method*), tem como característica fundamental a mistura prévia do agente cimentante com certa quantidade de água, de modo a formar uma calda, a qual é injetada no solo a ser estabilizado. A mistura seca é, geralmente, preferida em locais cujos níveis d'água são altos e próximos à superfície do terreno. Já o método úmido é recomendado para lugares áridos e secos, ou com o nível d'água profundo (PUPPALA, 2007).

Segundo o *Ground Improvement Methods* (2006), a viabilidade do *Deep Soil Mixing* deve ser determinada antes de recomendar este método de tratamento de solos. A avaliação de viabilidade inclui, mas não é limitada a, investigação de campo, delimitação do custo-benefício e ensaios preliminares (laboratoriais e de campo). De forma geral, o DSM é mais

efetivo quando as condições de subsolo são moles a fofas, sem obstruções e até profundidades não maiores que 30 metros, aproximadamente. Além disso, o método é indicado para casos nos quais exista a necessidade de empregar técnicas que produzam relativamente baixas vibrações.

É fundamental ressaltar que o resultado final bem sucedido de qualquer projeto de *Deep Mixing* é altamente dependente de um extensivo programa de ensaios de laboratório. Este estudo laboratorial deve ser realizado de acordo com a normativa em vigor, existente para projetos de *Deep Mixing*. – como, por exemplo: a norma europeia (EN 14679, 2005) e a japonesa (JGS 0821, 2000). Estas normativas reforçam a importância da realização de ensaios laboratoriais e *in situ*, numa fase anterior à execução da obra, de forma a aferir o tipo e dosagem de ligante que incutem em determinadas características do solo tratado (como resistência, rigidez, compressibilidade e permeabilidade).

Na literatura são encontrados diversos trabalhos para a o estudo da técnica de *Deep Mixing* em laboratório. Dentre estes, Al-Tabbaa (1998, 1999) realizou uma série de ensaios para entender os efeitos da preparação e armazenamento das amostras. Já Pousette *et al.* (1999) estudou o efeito do diâmetro da amostra, duração da mistura e condições de cura em material turfoso estabilizado. Jacobson *et al.* (2002) descreveu os efeitos das técnicas de preparação de amostras para facilitar a correta mistura em laboratório.

Entretanto, apesar de um avanço considerável nos procedimentos de simulação em laboratório, quanto à prática do DSM, não existe, atualmente, nenhuma metodologia estabelecida como padrão internacional, que determine as condições de mistura e técnicas de preparação de amostras. Existem, sim, normativas e pesquisas estabelecidas em certos países, cada uma destas com diversas especificidades, dentre as quais podem ser destacadas: Al-Tabbaa *et al.* (1999), JGS 0821 (2000), Shen *et al.* (2003), Jacobsen *et al.* (2003) e EN 14679 (2005).

Não existe, no meio técnico, nenhuma fórmula amplamente difundida e aplicável para a estimativa da resistência de campo de solos tratados através da técnica de *Deep Soil Mixing*. A resistência do material *in situ* depende de diversas variáveis de influência, como, por exemplo, condições de cura e mistura – as quais diferem de um tipo de máquina para outra e de acordo com as especificidades de campo. Devido a isto, a maioria das previsões são, hoje em dia, embasadas em ensaios de laboratório e na experiência prévia adquirida. Em projetos

de larga escala, resultados de ensaios laboratoriais são, geralmente, confirmados por colunas testes executadas em campo. Para projetos de menor escala, as referências tomadas são os trabalhos de melhoramento executados previamente em áreas com características similares.

Devido às inúmeras diferenças existentes entre as condições de laboratório e de campo (procedimentos de mistura e cura, por exemplo), os resultados obtidos tendem a diferir entre estas duas situações, também. Diante disso, visando relacionar o comportamento observado em laboratório àquele resultante em campo, muitas correlações derivadas de pesquisas são propostas (VAN IMPE e VERÀSTEGUI FLORES, 2006; MIURA *et al.*, 1987; LIU *et al.*, 2008; HORPIBULSUK *et al.*, 2011; EUROSILSTAB, 2001).

2.7 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS

Segundo Terashi (1997), o comportamento mecânico e a resistência de solos estabilizados, especialmente daqueles tratados com a técnica de *Deep Mixing*, são influenciados por uma ampla gama de fatores. Terashi (1997) apresenta, de forma genérica, os principais fatores de influência, divididos em 4 categorias principais: características do ligante; características e condições do solo de origem; condições de mistura; e condições de cura. Esta classificação dos fatores, com as subdivisões da mesma, é apresentada na Figura 20 (TERASHI *et al.*, 1983; TERASHI, 1997).

| GRUPO | PARÂMETROS |
|---|---|
| 1. Características do agente cimentante | Tipo e qualidade Água de mistura Aditivos |
| 2. Características e condições do solo de origem (particularmente importantes em solos argilosos) | Propriedades químicas e mineralógicas Teor de matéria orgânica Teor de água pH da água dos poros |
| 3. Condições da mistura | Qualidade da mistura Tempo de mistura Quantidade de agente cimentante |
| 4. Condições de cura | Temperatura Tempo de cura Umidade Molhagem/secagem ou gelo/degelo |

Figura 20: Fatores que afetam as características do solo estabilizado (TERASHI, 1997).

O comportamento do solo tratado com cimento está intrinsicamente, e logicamente, relacionado às reações químicas que se desenvolvem entre o solo existente e o agente cimentante adicionado. Estas reações químicas são tão mais efetivas, para o melhoramento do solo, quanto mais favoráveis forem as condições para que estas ocorram. Neste sentido, para a melhor compreensão do comportamento de solos tratados (e, especificamente, melhorados com a técnica de *Deep Mixing*), a seguir, são apresentados conceitos sobre alguns dos principais fatores que influenciam este tipo de estabilização. As influências de vários fatores na resistência de solos estabilizados são apresentadas, em que a resistência à compressão simples (q_u) é o principal parâmetro utilizado para analisar e quantificar o efeito de estabilização.

2.7.1 Características e dosagem do agente cimentante

A determinação do tipo de ligante utilizado para o tratamento de solos, juntamente com a dosagem escolhida deste, consistem em uma das decisões de projeto essenciais – senão a mais importante – especialmente por estas estarem, intimamente, vinculadas ao custo de uma solução de melhoramento de solos. Fundamentalmente, a seleção do agente estabilizante mais adequado para cada caso depende da natureza e das propriedades do solo natural, bem como das exigências de projeto referentes à estrutura que se pretende executar. Entretanto, é fundamental que a escolha do ligante seja pautada no custo-benefício e que garanta o menor impacto ambiental possível.

De acordo com Sanches (2012), os ligantes adicionados ao solo podem ser hidráulicos ou aéreos. Estes podem ser aplicados isoladamente ou em combinação com outros aditivos, como, por exemplo, cinzas volantes, escória de alto-forno ou subprodutos industriais. Estes aditivos têm por função melhorar o desempenho do solo estabilizado frente a condições específicas existentes. O uso destes aditivos depende não somente das características desejadas do produto final, mas, também, da disponibilidade do material, custo da utilização deste e impacto ambiental produzido.

Correia (2011) afirma que uma das condições essenciais à estabilização é que, pelo menos um dos agentes cimentantes, seja hidráulico. Este, como regra geral, deve ser tomado como ligante base, então. A partir deste estabilizante base, outros materiais podem ser adicionados como aditivo, a depender das especificidades de cada projeto.

O EuroSoilStab (2001), neste sentido, apresenta uma avaliação da aplicação de diversos tipos de ligantes, empregados para a estabilização de vários solos nórdicos, tendo como base os resultados de ensaios à compressão simples. A partir destes, para aqueles solos, os diversos tipos de agentes cimentantes foram classificados quanto à aplicabilidade. Este estudo é sintetizado e apresentado através da Figura 21.

| Ligante | Silte | Argila | Solo orgânico | Peat |
|--------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|----------------------------|------------------------------|
| | Quantidade m.o. 0 – 2% | Quantidade m.o. 0 – 2% | Quantidade m.o. 2 – 30% | Quantidade m.o. 50 – 100% |
| Cimento | xx | x | x | xx |
| Cimento + gesso | x | x | xx | xx |
| Cimento + escória | xx | xx | xx | xxx |
| Cal + cimento | xx | xx | x | - |
| Cal + gesso | xx | xx | xx | - |
| Cal + escória | x | x | x | - |
| Cal + gesso + escória | xx | xx | xx | - |
| Cal + gesso + cimento | xx | xx | xx | - |
| Cal | - | xx | - | - |
| xxx - aplicabilidade garantida | xx - aplicável em muitos casos | x - aplicável em alguns casos | - não aplicável | m.o. - matéria orgânica |

Figura 21: Avaliação do efeito da aplicação de diferentes agentes cimentantes na estabilização de solos nórdicos, baseado em resultados de resistência à compressão simples de amostras com 28 dias de cura (EUROSOILSTAB, 2001).

Da Figura 21, é possível depreender que, para solos com pequenas porcentagens de matéria orgânica, quase todos os ligantes estudados ou combinações destes apresentaram condições de, no mínimo, aplicabilidade. A exceção consistiu para o caso de solos siltosos (com pouca matéria orgânica), nos quais a utilização de cal foi verificada e considerada não adequada à estabilização.

Contudo, apesar destes estudos abrangentes, na técnica de *Deep Mixing*, o cimento e a cal são os reagentes mais empregados para a estabilização de solos. Tratando especificamente destes materiais, Ahnberg *et al.* (1995) estabeleceram uma relação da avaliação da eficácia do uso de cimento e cal na estabilização de diferentes tipos de solos. Esta relação, posteriormente adaptada por Correia (2011), permite concluir que o cimento Portland apresenta sempre uma boa ou muito boa eficácia (em uma escala que vai de “sem/pouca eficácia” a “muito boa

eficácia”) na estabilização dos diversos tipos de solo estudados. Segundo Sanches (2011), é possível salientar, também, que a adição simultânea de cal e cimento constitui uma solução atrativa, no caso do solo conter matéria orgânica significativa – embora a aplicação somente de cimento conduza a melhores resistências.

O cimento é, em geral, um estabilizante eficaz para a maioria dos solos. O ganho de resistência das misturas de solo-cimento é rápido e uma grande percentagem da sua resistência máxima é desenvolvida em relativamente pouco tempo (MATEOS, 1961). Apesar destas características, é necessário efetuar um estudo detalhado, em vários níveis, para detectar a melhor opção de estabilizante. Neste sentido, é importante definir, também, as dosagens que terão influência direta na resistência mecânica da mistura.

Ahnberg (2006) aponta que, usualmente, as dosagens de agente cimentante adicionadas à argilas e solos lamacentos são da ordem de 100 kg/m³ a 200 kg/m², podendo atingir valores bem superiores a estes em situações mais críticas. No entanto, independentemente do tipo de ligante que confere determinadas características ao solo tratado, é importante recordar que, estas características só são efetivamente verificadas se o processo mecânico da mistura ocorrer convenientemente (Sanches, 2011).

O manual europeu de estabilização de solos – EuroSoilStab (2001) – apresenta resultados de ensaios laboratoriais, realizados em argilas, que mostram que, para diversas combinações de ligantes, quanto maior a dosagem, maior é a resistência à compressão não confinada (q_u). Este comportamento é observado em diversos estudos semelhantes. A tendência de ganho de resistência com o aumento de quantidade de ligante é ilustrada na Figura 22.

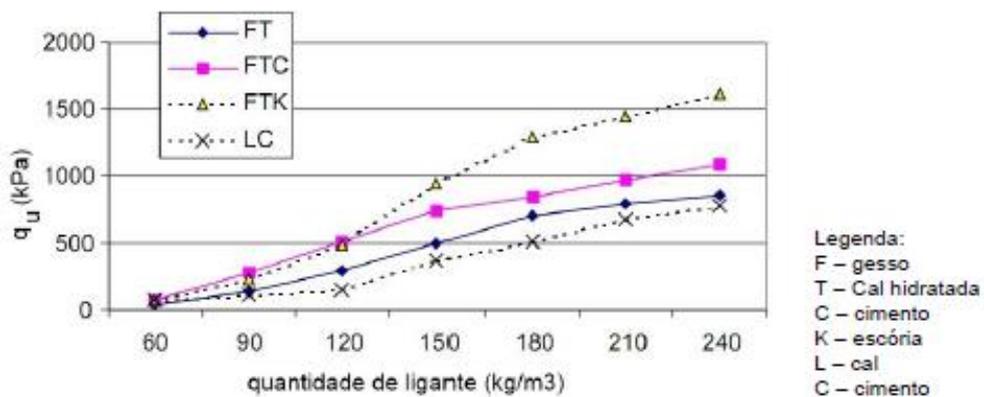


Figura 22: Relação da resistência de um solo argiloso à compressão simples (q_u) com a quantidade de ligante (EUROSILSTAB, 2001).

Estudos realizados pelo *Swedish Deep Stabilization Research Centre* defendem que solos orgânicos, normalmente, requerem quantidades superiores de agente cimentante, quando comparados a solos argilosos (AXELSSON *et al.*, 2002). Em muitos casos, isto ocorre devido ao fato destes solos constituírem um meio ácido, prejudicial à efetividade da estabilização. Em relação a isto, a Figura 23 mostra resultados de estabilizações em solos orgânicos que indicam que, para mesmos ligantes e dosagens, solos argilosos apresentam maiores resistências em comparação a solos orgânicos.

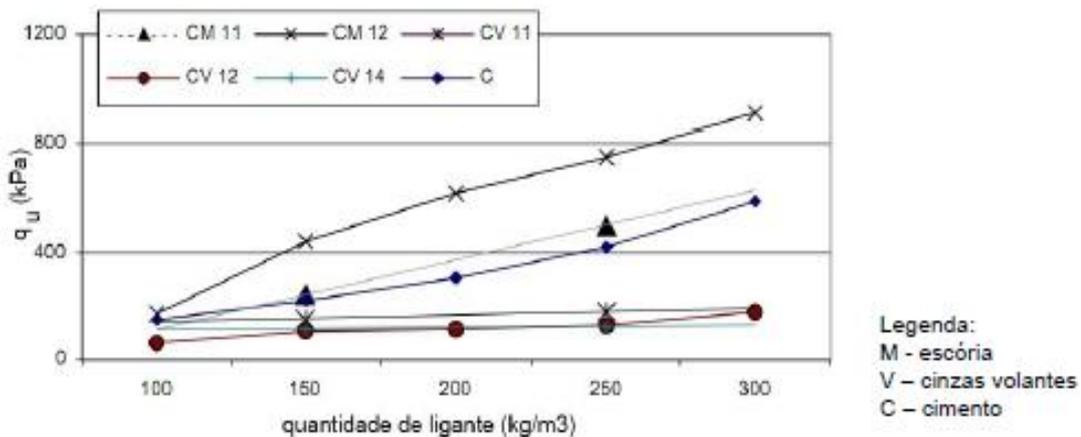


Figura 23: Relação da resistência de um solo orgânico à compressão simples (q_u) com a quantidade de ligante (EUROSOILSTAB, 2001).

2.7.2 Características e condições do solo *in situ*

O conhecimento das condicionantes geotécnicas, vinculadas ao tipo de solo e ao estado em que este se encontra *in situ*, é essencial para garantir o sucesso da estabilização desejada. Neste sentido, alguns dos fatores principais, relacionados às características do solo natural, são elencados e discutidos a seguir, embasados em estudos existentes.

O CDIT (2002) apresenta uma análise da influência da fração arenosa na resistência à compressão simples (q_u) de dois tipos de argilas estabilizadas com cimento, com duas dosagens diferentes para cada. A Figura 24 mostra os resultados desta pesquisa, os quais permitem inferir que, para todos os casos estudados, existe um valor ótimo de porcentagem de areia (entre 40 e 60%, neste caso) que repercute em maiores resistências à compressão não confinada. Porcentagens menores ou maiores que esta quantidade ótima resultam em desempenho inferior quanto à resistência não confinada.

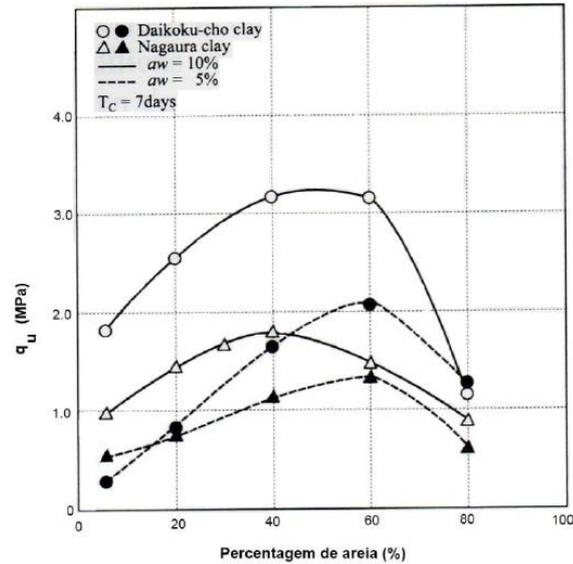


Figura 24: Influência da fração arenosa na resistência à compressão simples (CDIT, 2001).

Além da fração arenosa, segundo Kitazume e Terashi (2011), um indicador conveniente para avaliar quão efetivo será um melhoramento de solos é o valor de pH destes. Estudos experimentais realizados por Babasaki *et al.* (1996), ilustrados na Figura 25, mostram uma clara tendência: solos com valores menores valores pH tiveram menores ganhos de resistência em relação àqueles com pH maiores, para uma mesma quantidade de agente cimentante.

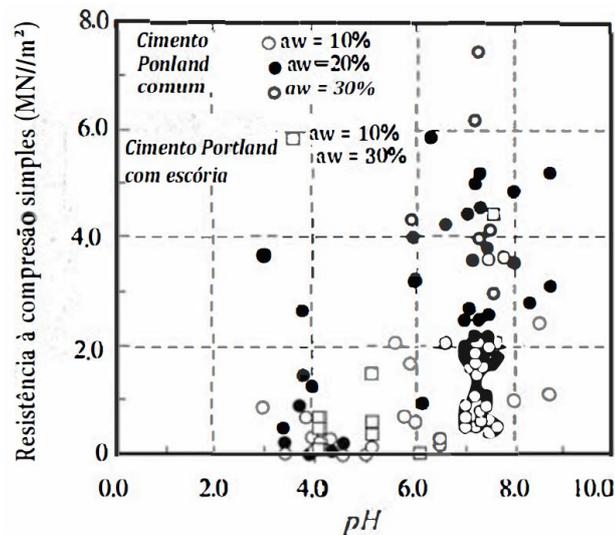


Figura 25: Relação entre resistência à compressão simples (q_u) e o pH dos solos (BABASAKI *et al.*, 2001).

Outro fator de grande influência no comportamento mecânico dos solos tratados, especialmente pela técnica de *Deep Soil Mixing*, trata-se do teor de água existente *in situ* (computados pela umidade dos solos). Em relação a este fator, o CDIT (2002) apresenta uma análise do efeito da variação do teor de água inicial na estabilização dos solos moles do porto de Yokohama, utilizando cimento Portland – com e sem escória. Segundo Sanches (2011), o aumento do teor de água inicial provoca a diminuição da resistência à compressão simples (q_u), independentemente do tipo e quantidade de ligante. Este comportamento é ilustrado pela Figura 26.

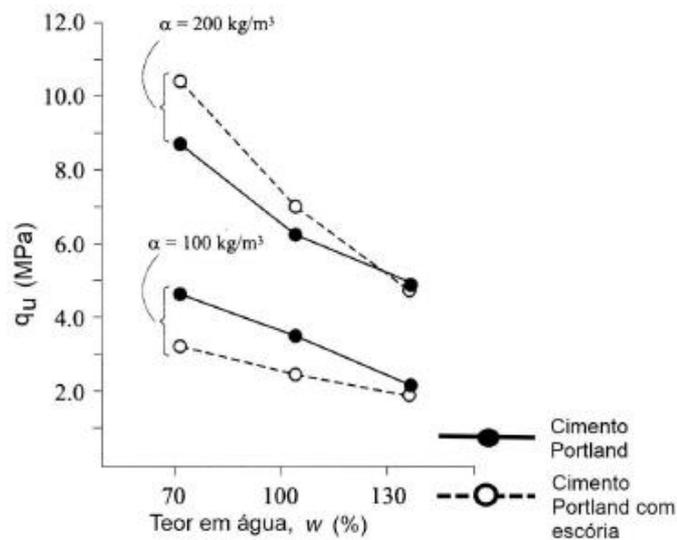


Figura 26: Influência da umidade inicial na resistência à compressão simples, para um período de cura de 91 dias (CDIT, 2002).

2.7.3 Condições de mistura

As características da mistura, vinculadas, essencialmente, ao método executivo empregado, são fundamentais para os resultados da estabilização. No caso do *Deep Soil Mixing*, aspectos como a qualidade da mistura, tempo associado, velocidade de rotação das pás misturadoras e pressão de injeção do agente cimentante influenciam no produto final – e são exemplos claros de quão complexo é garantir o nível de tratamento dos solos desejado. Deste modo, os equipamentos utilizados no processo de execução das obras são importantes, na medida em que condicionam e monitoram a execução da mistura (SANCHES, 2012).

Como exemplo da influência dos métodos executivos, Larsson (2003) apresenta um estudo da geometria do equipamento de mistura e das diferentes velocidades de rotação deste. O autor conclui que a geometria do equipamento utilizado influencia na resistência à compressão

simples (q_u). Os resultados relativos a esta pesquisa são ilustrados na Figura 27. Larsson (2003) constatou que uma forma “fechada” de pá misturadora (caso do equipamento B da Figura 27) resultou, de forma geral, em maiores valores de resistência à compressão simples, em relação ao equipamento A. Fato este que leva a compreender que, a geometria da pá misturadora do equipamento B promoveu uma melhor mistura dos materiais, para as mesmas velocidades. Entretanto, a respeito das velocidades, o autor supracitado não conseguiu determinar tendências claras – uma vez que nem sempre o fato da velocidade de rotação aumentar provocou, conseqüentemente, aumento na resistência à compressão do solo tratado. O estudo aprofundado relativo à influência de diferentes equipamentos de mistura na técnica de *Deep Soil Mixing* pode ser encontrado na referência supracitada.

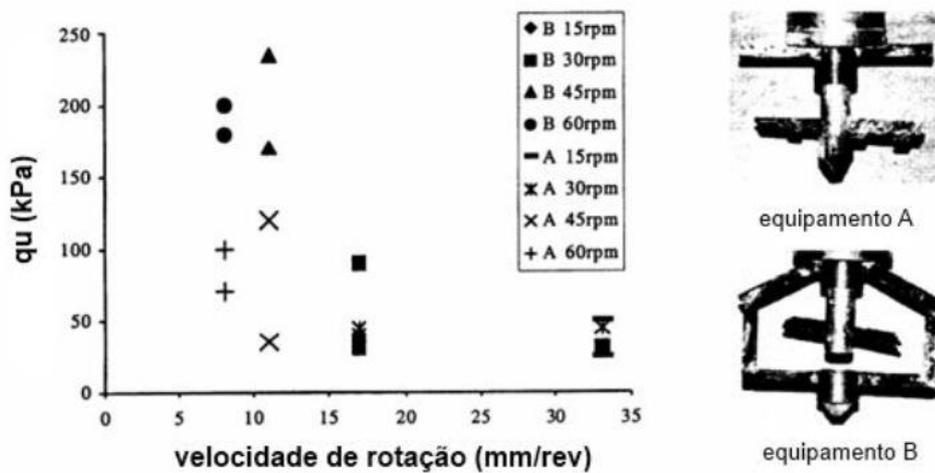


Figura 27: Relação da resistência à compressão simples com o tipo de equipamento utilizado e a velocidade de mistura (LARSSON, 2003).

Dong *et al.* (1996), por sua vez, realizou um conjunto de ensaios de laboratório para clarificar os efeitos de diversos fatores, incluindo tamanho da lâmina de mistura, velocidade de revolução, velocidade de penetração e de retirada do conjunto. As especificações e diversas formas das lâminas utilizadas na investigação podem ser encontradas, também, no trabalho deste autor. Dois tipos de lâminas foram consideradas, cada uma sendo subdivida em dois tipos de acordo com as espessuras das mesmas. Este estudo mostrou que a resistência aumentou com o aumento da velocidade de rotação, independentemente do formato da lâmina de mistura. As propriedades referentes à resistência à compressão simples melhoraram com arranjos de misturadores de menores espessuras, também.

2.7.4 Condições de cura

Agentes cimentantes de natureza pozolânica, artificialmente introduzidos como métodos de estabilização de solos, têm no tempo de cura, uma das variáveis mais significativas para a caracterização do comportamento mecânico, uma vez que este fator afeta diretamente a efetividade do grau de cimentação da mistura (MALLMAN, 1996; CERATTI, 1979; MATEOS, 1961).

Em relação às condições de cura do solo tratado, Correia (2011) afirma que os parâmetros mais expressivos, na aplicação da técnica de DSM, são o tempo, a temperatura e a pressão vertical. Conforme o EuroSoilStab (2001), é evidente que o efeito tempo, associado ao processo de cura, varia em função da mistura solo-estabilizante. Entretanto, o CDIT (2002) aponta que o comportamento quanto ao tempo de cura é bem definido: verifica-se um aumento de resistência à medida que aumenta o tempo de cura. Este padrão é ainda mais evidente quando maiores dosagens de agente cimentantes são empregadas. A Figura 28 exemplifica este comportamento, apresentando a resistência à compressão de corpos-de-prova, no estudo de oito solos diferentes, em relação ao tempo de cura das misturas.

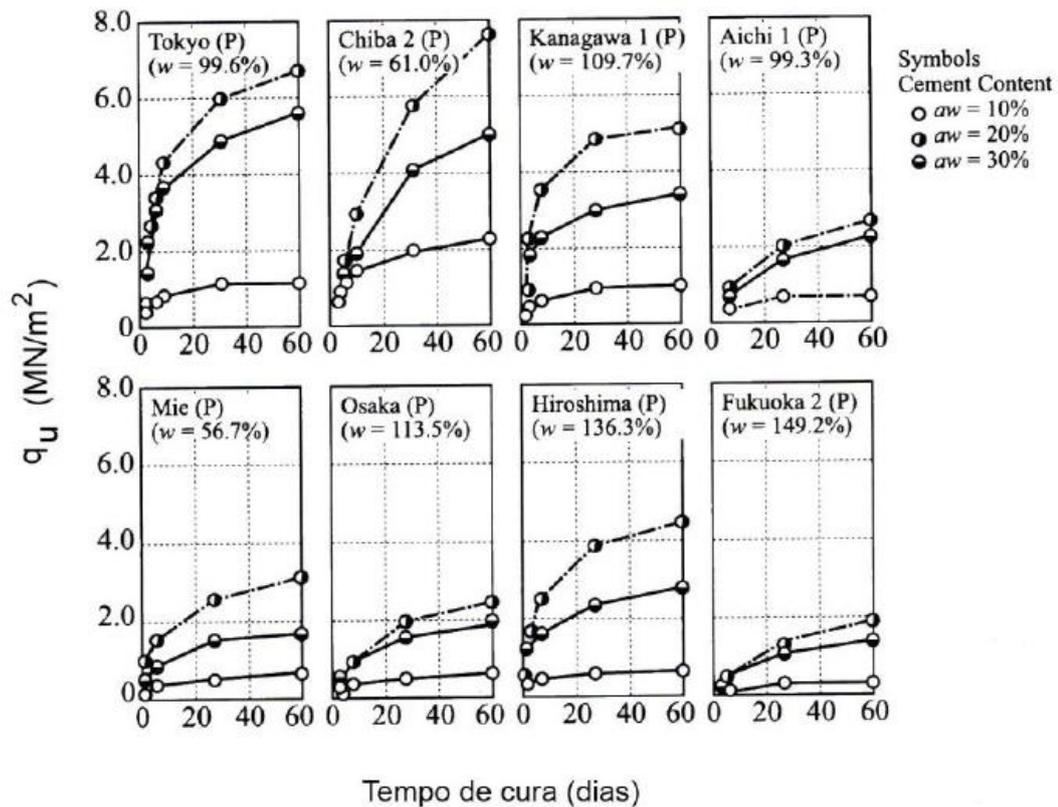


Figura 28: Efeito do tempo de cura na resistência à compressão simples (CDIT, 2002).

A pesquisa realizada por Ahnberg (2006), na estabilização de uma turfa com diversos tipos de mistura, evidenciou o efeito da aplicação de uma pressão vertical durante a cura do solo estabilizado. Este efeito foi positivo, em relação à resistência: foi constatado, pelo autor, que a aplicação de uma pressão vertical, durante o período de cura, aumenta a resistência de forma considerável. O fator preponderante associado ao efeito do incremento da resistência não é propriamente o valor da carga aplicada, mas sim a deformação vertical resultante da aplicação da carga. Esta deformação induzida tem como consequência a aproximação das partículas do solo com o ligante, o que promove as reações químicas necessárias para o aumento da resistência (AHNBERG, 2006). A Figura 29 apresenta resultados em que amostras pré-carregadas com 18 kPa atingiram resistências cerca de quatro vezes maiores do que aquelas que não foram submetidas a carregamentos iniciais.

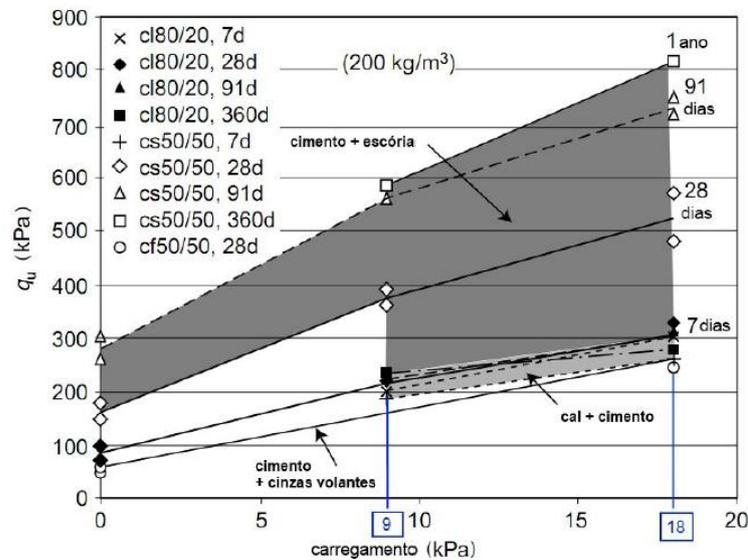


Figura 29: Efeito de pré-carga de 9 a 18 kPa numa turfa, para uma dosagem de agente cimentante de 200 kg/m³ (AHNBERG, 2006).

Já o aumento da temperatura está associado à aceleração das reações químicas envolvidas no processo de estabilização o que, conseqüentemente, aumenta a taxa de crescimento da resistência (AHNBERG, 2006). A Figura 30 evidencia esta tendência, em estudos realizados em um solo argiloso de Yokohama, no Japão. Em suma, os resultados apresentados mostram que, apesar do aumento da temperatura potencializar o aumento da resistência (funcionando como catalisador), esta influência é mais significativa em um curto espaço de tempo. À medida que o tempo de cura das amostras aumenta, este efeito é suprimido.

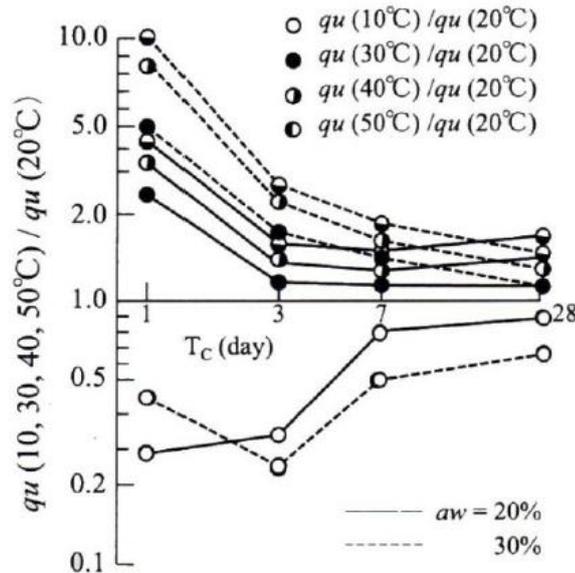


Figura 30: Efeito da temperatura de cura em uma argila (CDIT, 2002).

2.7.5 Índice porosidade/teor volumétrico de cimento

Consoli *et al.* (2007) estabeleceram estudos a respeito de uma metodologia de dosagem capaz de prever o comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados, baseada em critérios racionais. Esta metodologia é fundamentada na relação entre a densidade das misturas (traduzida no valor da porosidade – η) e a quantidade de agente estabilizante (computada pelo teor volumétrico de agente cimentante – C_{iv}). A razão entre estes dois fatores (η/C_{iv}) se mostrou capaz de relacionar as resistências mecânicas às características microestruturais (arranjo espacial dos vazios e nível de cimentação empregado) do solo estabilizado.

A relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante (η/C_{iv}), desde então, tem sido alvo de diversas pesquisas (Foppa, 2005; Cruz, 2008; Consoli *et al.* 2010; entre outros), as quais tem constatado que este índice se mostra adequado para prever o comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados, em uma ampla faixa de materiais. Dentre estas pesquisas, Foppa (2005) verificou que a relação entre vazios e quantidade de cimento (η/C_{iv}), ajustada por um expoente, mostrou-se como o parâmetro mais adequado para a determinação da resistência à compressão simples das misturas solo-cimento avaliadas. Entretanto, também verificou que, no estado não-saturado, o parâmetro não apresenta acurácia para estimativa da resistência à compressão simples das misturas solo-cimento.

Já Cruz (2008), ampliando o estudo sobre o conceito vazios/cimento, analisou a estabilização de uma areia fina com distintas porcentagens de cimento (2, 3, 5, 7, 9 e 12%). O autor avaliou a influência de tensões efetivas de confinamento, em ensaios triaxiais, juntamente com a resistência à compressão simples. Neste estudo, verificou que amostras com os mesmos fatores vazios/cimento, apresentaram comportamento semelhante quanto ao comportamento tensão-deformação, bem como em termos de variações volumétricas, nos ensaios triaxiais.

Consoli *et al.* (2010) estenderam ainda mais os conceitos acima referidos, analisando as influências da porosidade, da quantidade de cimento e, finalmente, da relação porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) nas resistências à compressão simples e à tração de uma areia (de granulometria fina e uniforme) artificialmente cimentada. Para este propósito, propuseram ensaios de misturas com diferentes teores de cimento Portland (variando de 1 a 12%), com diferentes densidades (caracterizadas por distintos índices de vazios) e teor de umidade fixo de 10%. A partir dos resultados obtidos, constataram que a quantidade de cimento influencia fortemente a resistência das misturas, visto que o aumento da cimentação produziu crescimento significativo destas. Além disto, verificaram que o índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) controla o comportamento mecânico das misturas estudadas e, portanto, é adequado para a avaliação das resistências à compressão simples e à tração das mesmas. Consoli *et al.* (2017), por sua vez, constataram a adequabilidade do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento para a previsão do comportamento mecânico (resistência e rigidez), bem como da durabilidade de misturas resíduo de mineração-cimento.

Como foi elencado, o conceito de uma relação vazios/cimento, traduzido em um índice (porosidade/teor volumétrico de agente cimentante), mostrou-se um parâmetro preciso e simples para prever o comportamento mecânico de diversas misturas de solos estabilizados. Diante disto, esta pesquisa visa ampliar ainda mais o estudo sobre tal parâmetro, aplicando os conceitos ao estudo da estabilização de resíduos de mineração de ouro com cimento.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 DELIMITAÇÕES DO ESTUDO

As determinações acerca dos ensaios laboratoriais, nesta pesquisa, visam a simulação laboratorial do método seco (*dry method*) da técnica de melhoramento de solos *Deep Soil Mixing* com cimento Portland, aplicado aos resíduos de mineração. Para este fim, o programa experimental proposto foi fundamentado em duas premissas básicas:

- a) Execução de procedimentos laboratoriais que simulem, dentro das limitações existentes, o melhoramento de solos através do DSM;
- b) Escolha de variáveis de estudo que reflitam, em certa instância, o comportamento em campo dos resíduos de mineração de ouro.

Para atender à primeira premissa, uma extensa pesquisa foi realizada quanto a normativas existentes sobre procedimentos laboratoriais para estudo do *Deep Soil Mixing*. Após isto, constatou-se que, devido à grande diversidade de equipamentos e processos existentes na prática, as normas existentes apenas indicam, em sua maioria, diretrizes a serem seguidas em laboratório. Desta forma, adotou-se como guia, para a metodologia empregada neste trabalho, as normas europeia (EN 14679, 2005) e japonesa (JGS 0821, 2000) – seguidas em países nos quais a técnica de DSM é muito bem estabelecida.

Ainda com o objetivo de atender à primeira premissa, o método seco (*dry method*) do DSM foi escolhido como o mais representativo para o caso da estabilização de resíduos de mineração – uma vez que as condições dos rejeitos em campo (estado fofo e altos valores de umidade, por exemplo) são condizentes com a aplicação deste método. Como apresentado na revisão bibliográfica, este procedimento é caracterizado pelo emprego de agente estabilizante na forma de pó. Além disso, as dosagens de cimento avaliadas neste estudo foram selecionadas de forma a condizer com as quantidades mais empregadas na prática.

Para cumprir com a segunda premissa do programa experimental, este trabalho foi embasado nas condições médias, representativas das barragens de resíduos de mineração de ouro da Mina-Usina Fazenda Brasileiro – local de origem dos materiais utilizados. Para isto, os trabalhos de Bedin (2010), Klahold (2013), Nierwinski (2013) e Sosnoski (2016) forneceram as informações necessárias para o conhecimento e interpretação das condições *in situ* – a

partir de ensaios de laboratório e de campo (CPT e DMT, especialmente). A partir destes dados, então, foram selecionados alguns valores representativos de parâmetros geotécnicos para delimitação dos ensaios de laboratório. Os parâmetros fundamentais como teor de umidade de campo, pesos específicos e índices de vazios dos resíduos dispostos nos lagos foram apresentados no capítulo 2. A partir destas premissas iniciais, então, determinou-se as variáveis de estudo que serão descritas, detalhadamente, a seguir:

Foram selecionados 4 valores de umidades iniciais (w_i), pré-estabilização com cimento, para os resíduos de mineração de ouro: 30, 35, 38 e 40%. A escolha destes valores distintos tem por fim avaliar a estabilização considerando, teoricamente, diferentes profundidades do reservatório. Especificamente, o valor de umidade inicial de 38% foi adotado como o valor médio, das condições representativas do reservatório, e este foi utilizado como variável base para realização de ensaios triaxiais com o material cimentado. Em relação a isto, conforme apresentado no Quadro 2, a umidade dos resíduos *in situ* tende a diminuir com o aumento da profundidade analisada – isto devido às maiores tensões existentes e ao adensamento sofrido.

As quantidades de cimento selecionadas para a estabilização foram escolhidas, após extensa revisão bibliográfica, de forma a reproduzir condições dentre as mais usualmente empregadas na prática da técnica *Deep Soil Mixing*. Neste sentido, foram selecionadas as dosagens de 75, 100 e 150 kg/m³, em relação ao peso específico aparente seco (γ_d) característico dos resíduos de mineração nas condições de campo. Estes valores correspondem a uma quantidade de cimento, em relação à massa seca de resíduo, de aproximadamente 5; 7 e 11%; respectivamente. Desta forma, é possível cobrir uma ampla faixa de taxas de cimentação e, por consequência, avaliar o comportamento destas misturas nestes casos.

Os líquidos empregados na moldagem de corpos-de-prova e avaliados, neste trabalho, foram: água destilada e o licor proveniente da barragem de rejeitos. Isto foi determinado a fim de estabelecer comparações entre uma condição padrão de laboratório e aquela existente *in situ*. Além disto, a possibilidade do pH e outras características do licor interferirem na estabilização por cimento é, também, objeto desta pesquisa.

O tempo de cura adotado, nesta pesquisa, para os corpos-de-prova foi de 7 dias. Este período foi estabelecido, em consonância com a utilização do cimento Portland CP V-ARI como agente cimentante. Devido aos ganhos rápidos de resistência providos por este tipo de cimento, após 7 dias, a resistência obtida é, em geral, semelhante à obtida aos 28 dias quando

o cimento Portland comum é utilizado. Já em relação às condições de cura dos corpos-de prova foi adotada a cura submersa. Esta determinação foi tomada de forma a reproduzir, também, a situação encontrada em campo – na qual os resíduos, em grande porção da barragem, encontram-se saturados e com o nível d'água muito próximo à superfície. Além disto, ao adotar esta prerrogativa, a manutenção da umidade dos corpos-de-prova é garantida durante o período de cura estipulado. O Quadro 4 apresenta as variáveis definidas para o programa experimental, de forma sumarizada.

| Descrição | Variáveis |
|--------------------------------------|--|
| Material | Resíduo de mineração de ouro |
| Líquidos | Água destilada e Licor |
| Umidade inicial (w_i) do resíduo | 30, 35, 38 e 40% |
| Agente cimentante | Cimento Portland CP V-ARI |
| Dosagens | 75, 100 e 150 kg/m ³ (5, 7 e 11%) |
| Tempo de cura | 7 dias |

Quadro 4: Resumo das variáveis de estudo neste trabalho.

É de fundamental importância ressaltar que, logicamente, as amostras moldadas através de procedimentos laboratoriais não refletem, de forma fiel, a estrutura do solo estabilizado *in situ* pelas técnicas comuns de *Deep Soil Mixing*. Condições de mistura e cura, por exemplo, em laboratórios diferem significativamente das condições de campo e, conseqüentemente, as resistências e rigidezes obtidas para amostras de laboratório irão diferir, da mesma forma, dos valores obtidos em campo. Entretanto, quando se planeja um projeto de DSM, uma investigação comparativa de laboratório e campo é de fundamental importância, e muitas vezes indispensável. Baseado em ensaios de laboratório, dosagens e misturas são testadas e, então, parâmetros de engenharia são determinados para uso no projeto final de uma solução de melhoramento de solos. Neste sentido, a compreensão do comportamento mecânico dos resíduos de mineração estabilizados, a partir de um programa experimental bem fundamentado e que cumpra aos propósitos de pesquisa, é pertinente aos estudos de melhoramento de solos.

3.2 MATERIAIS E EQUIPAMENTO

3.2.1 Resíduo de mineração de ouro

O material alvo desta pesquisa consiste no resíduo de mineração de ouro, proveniente do Complexo Industrial Mina-Usina Fazenda Brasileiro, localizada na cidade de Teofilândia,

estado da Bahia. O método de disposição empregado na Mina-Usina compreende o processo de ciclonagem dos resíduos. Este procedimento produz a separação dos resíduos quanto ao tamanho dos grãos e estas diferentes frações são, então, dispostas em diferentes reservatórios. A ciclonagem produz, em linhas gerais, três frações diferentes: material *overflow*, não ciclonado e *underflow*. Nesta pesquisa foram utilizadas amostras referentes à fração de resíduo *underflow* – parcela, esta, de granulometria mais granular em relação às outras. Existem, na Usina Fazenda Brasileiro, 4 barragens de resíduos, ao todo. Neste momento, os Lagos 1, 2 e 3 esgotaram a capacidade de armazenamento existente, enquanto o Lago 4 está em operação. Estas áreas de disposição possuem altura média, atualmente, de 15 metros de resíduos depositados em relação à base. A Figura 31 apresenta a localização da mina e a configuração das estruturas de contenção de rejeitos.

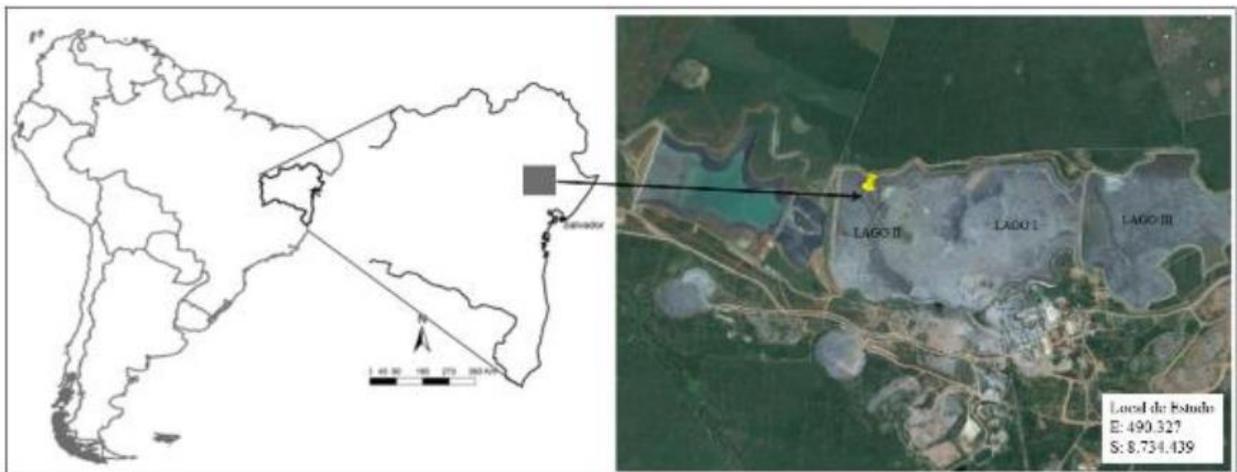


Figura 31: Localização da Usina-Mina Fazenda Brasileiro e imagem aérea dos reservatórios (lagos) do complexo (SOSNOSKI, 2016).

As rochas de origem do rejeito são pertencentes à formação *Greenstone Belt*. Esta é constituída por sequências de rochas vulcânicas e sedimentares, afetadas por metamorfismo de baixo grau. De forma geral, são rochas das idades Arqueana ou Paleoproterozóica, distribuídas nos escudos pré-cambrianos do globo. Os rejeitos estudados, oriundos destas rochas, possuem cor acinzentada, em geral, com leve tonalidade verde – como o nome da formação sugere. O material é disposto em reservatórios, conforme apresentado na Figura 32. Os rejeitos foram recebidos na condição deformada e, portanto, as amostras utilizadas nos ensaios desta pesquisa foram remoldadas a fim de atingir as condições pré-estabelecidas no programa experimental.



Figura 32: Lago de disposição de resíduos na Fazenda Brasileiro (SOSNOSKI, 2016).

3.2.2 Cimento

O cimento utilizado nesta pesquisa é o cimento Portland de alta resistência inicial, denominado como CP V-ARI (de acordo com a ABNT:NBR 5733, 1991) e *Type III* (conforme a ASTM C 150, 2012). Este tipo específico de cimento foi selecionado em função dos ganhos rápidos de resistência que o mesmo provê. Em conformidade com o especificado na ABNT:NBR 5733 (1991), o cimento Portland CP V-ARI deve apresentar um mínimo de resistência à compressão aos 7 dias de idade de 34,0 MPa. Esta resistência à compressão é determinada conforme NBR 7215 (ABNT, 1996).

3.2.3 Licor

O licor consiste na fração líquida proveniente do processamento dos minérios de ouro e que é armazenada, conjuntamente, nas estruturas de contenção de rejeitos. Este armazenamento é imprescindível devido à presença de metais pesados e a outras propriedades nocivas que este líquido contém. Este material foi, também, coletado da barragem de rejeitos de Fazenda Brasileiro e, nesta pesquisa, foi caracterizado quanto ao pH – previamente às aplicações como líquido de moldagem dos corpos-de-prova.

3.2.4 Água

Um dos líquidos empregados na moldagem dos corpos-de-prova foi, como supracitado nas delimitações do estudo, a água destilada – de modo a estabelecer comparações a partir de uma condição padrão de ensaios laboratoriais.

3.2.5 Moldes cilíndricos de PVC

Moldes cilíndricos de PVC, com dimensões de 47,5 mm de diâmetro interno e 95 mm de altura, foram empregados nesta pesquisa, a fim de atender às especificidades do programa experimental. É importante ressaltar que, em todos os ensaios propostos, foram utilizados corpos-de-prova com estas referidas dimensões.

Devido ao alto teor de umidade inicial dos resíduos, logo após os procedimentos de adição de cimento e cimento, o material se encontra, ainda, em estado muito líquido. Desta forma, foram produzidos moldes cilíndricos em PVC, envoltos por fitas adesivas na extremidade inferior – com o objetivo de garantir a estanqueidade do molde e a preservação da umidade da amostra. Devido à retração da mistura, o molde foi aumentado para garantir a altura correta dos corpos-de-prova. Isto foi realizado através da anexação de um colarinho de PVC fixado, justaposto ao molde supracitado. A estanqueidade entre as duas partes foi garantida através de fita adesiva, da mesma forma. A Figura 33 apresenta estes moldes utilizados na pesquisa.



Figura 33: Molde cilíndrico de PVC utilizado na pesquisa: molde sem e com colarinho e vedação, respectivamente.

3.3 MÉTODOS

3.3.1 Ensaios de Caracterização

A caracterização geotécnica básica dos resíduos de mineração, em laboratório, consistiu na determinação da massa específica real dos grãos, granulometria e dos limites de Atterberg do solo. Além disso, como parte importante da caracterização do material utilizado na pesquisa, foram realizados ensaios para determinação do pH, tanto dos resíduos como do licor utilizado como líquido de moldagem – a fim de verificar a influência desta variável na estabilização com cimento.

3.3.2 Massa específica dos grãos

A massa específica dos grãos foi determinada de acordo com os procedimentos preconizados na norma ABNT:NBR 6508 (1984). Para aumentar a confiabilidade nos resultados obtidos, foram realizados três ensaios para determinação da massa específica dos grãos, em paralelo. Desta forma, o valor adotado como representativo para massa específica dos grãos foi definido como a média do valor obtido nos três ensaios referidos.

3.3.3 Granulometria

O ensaio de granulometria foi realizado segundo as diretrizes da norma ABNT:NBR 7181 (1984), nas amostras deformadas provenientes das barragens de rejeito.

3.3.4 Limites de Atterberg

A determinação dos limites de liquidez e de plasticidade dos resíduos de mineração seguiu os métodos descritos nas normas ABNT:NBR 6459/84 e ABNT:NBR 7180/84, respectivamente.

3.3.5 Espectrometria de fluorescência de raios-X

De forma a identificar os elementos químicos presentes nas amostras de resíduo de mineração, qualitativa e quantitativamente, foi utilizada a técnica de espectrometria por fluorescência de raios-X. Esta técnica não destrutiva permite reconhecer os elementos químicos presentes em uma amostra, assim como estabelecer uma proporção em que cada elemento se encontra na referida amostra. A análise é realizada para elementos maiores em forma de seus óxidos (aqueles presentes em concentrações significativas) e para elementos menores (elementos traço). Os ensaios apresentados neste trabalho foram realizados no

Laboratório de Geoquímica do Instituto de Geociências da UFRGS, em um espectrômetro da marca Rigaku RIX 2000, com tubo de Ródio de 60 KV.

3.3.6 Ensaio de pH dos resíduos e licor

A fim de melhor caracterizar os resíduos estudados e, especialmente, avaliar a influência do líquido proveniente da barragem de resíduos na estabilização com cimento, foram realizados ensaios de determinação do potencial de hidrogênio (pH) das amostras. Para este fim, foi empregado um medidor de pH digital do tipo marte MB10. A calibração do dispositivo foi realizada conforme o manual técnico do equipamento, utilizando duas soluções tampão padrão.

A preparação das amostras de resíduo de mineração para este ensaio, pré-leituras com o pHmetro, seguiu as diretrizes do Manual de Métodos de Análise de Solo (1997), da EMBRAPA. Para estes ensaios, foram selecionadas três amostras do material (tanto de resíduo como de licor) para realização de testes em paralelo.

3.3.7 Preparação das amostras

A preparação das amostras para a moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica seguiu os procedimentos descritos na norma NBR 6457/86.

3.3.8 Moldagem dos corpos-de-prova

A preparação dos corpos-de-prova foi realizada, de forma sintetizada, através de procedimentos de pesagem, mistura, moldagem, acondicionamento, armazenagem, cura e desmoldagem. As quantidades de resíduo e cimento, em massa, foram calculadas em relação ao peso específico aparente seco médio dos rejeitos em campo (γ_d), como supracitado. Já a massa total de cada componente da mistura (resíduo, cimento e água/licor) foi determinada com resolução de 0,01g. Após a pesagem da quantidade estipulada para cada material, procedeu-se com a mistura destes. A quantidade total de material para mistura permitia a moldagem de um corpo-de-prova e uma sobra para a determinação do teor de umidade.

O procedimento de moldagem inicia com a mistura do resíduo de mineração à massa de água destilada/licor necessária para deixar o material na umidade média escolhida como representativa do campo (umidades iniciais de 30, 35, 38 e 40%), selecionadas a partir dos

estudos prévios de Bedin (2010), Klahold (2013), Nierwinski (2013) e Sosnoski (2016). Esta mistura é realizada manualmente, conforme diretrizes da norma japonesa (JGS 0821 – 2000), até constatar a homogeneização visualmente. A umidade da mistura é, então, determinada, de modo a conferir que as condições iniciais estipuladas foram atendidas.

Concluído este passo, a adição da porcentagem de cimento escolhida para cada dosagem (correspondente a 75, 100 ou 150 kg/m³), reproduzindo a técnica seca (*dry method*) do DSM, é realizada. Novamente, procede-se com uma mistura manual, sendo necessário garantir a homogeneização da massa através de inspeção visual. Outra vez, a umidade da mistura é determinada, para constatar os efeitos decorrentes da inserção de cimento. A Figura 34 mostra este passo a passo de mistura dos materiais.



Figura 34: Passo a passo do procedimento de mistura: quantidade de resíduo de mineração seco utilizada; mistura prévia do resíduo com água/licor; e adição de cimento, na forma seca, à mistura.

Após a conclusão da etapa de mistura dos materiais, a moldagem dos corpos-de-prova é realizada, no menor intervalo de tempo possível. A moldagem, propriamente dita, compreende os procedimentos descritos a seguir, embasados nas diretrizes da EN 14679 (2005) e, especialmente nesta etapa, da JGS 0821 (2000).

A lama resultante não é passível de ser compactada estaticamente devido à consistência da mesma. Esta lama é, então, vertida suavemente dentro do molde com o auxílio de uma colher, em volume correspondente ao preenchimento de um terço do total, por vez. Ou seja, o molde é preenchido em três camadas. Após cada camada, procede-se com a retirada de bolhas de ar, utilizando uma haste metálica de 5 mm de diâmetro, aproximadamente. São aplicados 30 golpes com a haste metálica, observando a expulsão das bolhas de ar promovida. Adicionalmente, a base do molde de PVC é golpeada contra uma superfície rígida, de maneira firme, até que se verifique, visualmente, que as bolhas de ar foram expulsas. Ao final, a altura e o peso do corpo-de-prova são verificados, com resolução de 0,1mm e 0,01g, respectivamente. Desta forma, permitiu-se a determinação, posterior, do peso específico aparente seco (γ_d), índice de vazios (e) e outros índices físicos das misturas. Os procedimentos de moldagem, propriamente ditos, são ilustrados na Figura 35.



Figura 35: Passo a passo do procedimento de moldagem: material seco separado; mistura prévia do resíduo com água/licor; e adição de cimento à mistura; respectivamente.

É importante ressaltar que o molde é preenchido de forma que o volume da mistura atinja uma altura um pouco superior à altura desejada para o corpo-de-prova. Isto é desejável, uma vez que a ocorrência de retração poderia não garantir a especificada altura das amostras para os ensaios. Este processo é possibilitado através do colarinho de PVC anexado. O procedimento acima pormenorizado descreve a produção de um corpo-de-prova, nas dimensões especificadas no item 3.2.5. A Figura 36 ilustra o resultado final do processo de moldagem.



Figura 36: Final da etapa de moldagem: corpo-de-prova de finalizado e acondicionamento para evitar perda de umidade, respectivamente.

3.3.9 Cura

Terminada a etapa de moldagem, cada corpo-de-prova é, então, envolto e acondicionado por 2 sacos plásticos para manter a umidade existente. Os corpos-de-prova são armazenados e curados, nesta condição, por um período de 24 horas, em ambiente com temperatura e umidade controladas (temperatura de $21^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$). Após este período, as amostras, já com alguma resistência adquirida, são colocadas em cura submersa até completarem os 7 dias de cura determinados, no mesmo ambiente controlado descrito. Após este período, procede-se, então, com a extração dos corpos-de-prova para realização dos ensaios. A Figura 37 exhibe o aspecto das amostras após estes procedimentos.



Figura 37: Corpos-de-prova após período de cura e extração do molde de PVC.

3.4 PROGRAMA DE ENSAIOS

O programa de ensaios previsto para este trabalho foi estabelecido com o objetivo de caracterizar o comportamento mecânico dos resíduos de mineração estabilizados com cimento. Para este propósito, uma ampla série de ensaios foi definida de forma a cobrir os objetivos gerais e específicos definidos para a pesquisa, os quais são detalhados, a seguir.

Inicialmente, de modo a analisar, especialmente, o comportamento mecânico dos resíduos de mineração utilizados nesta pesquisa, foram definidos uma série de ensaios triaxiais não drenados (CIU) com o material no estado natural. Estes ensaios foram delimitados, também, de maneira a permitir a análise comparativa com o estudo de Bedin (2010) – uma vez que este autor promoveu uma vasta caracterização do comportamento de resíduos de mineração em laboratório, provenientes, também, da Mina-Usina Fazenda Brasileiro.

Desta forma, para este fim, foi estabelecido um número de 4 ensaios triaxiais não-drenados (CIU), utilizando amostras de resíduos de mineração de ouro remoldadas na densidade média de campo (índice de vazios = 1,20), submetidas a tensões confinantes relativamente baixas (representativas das tensões nos reservatórios e das condições mais críticas quanto a estabilidade destes materiais). Neste sentido, as tensões de confinamento adotadas para execução dos ensaios triaxiais descritos foram: 25, 50, 75 e 100 kPa. O Quadro 5 apresenta as informações relativas aos ensaios realizados com as amostras de resíduo no estado natural, de forma pormenorizada.

| Descrição | Variáveis |
|---------------------|--|
| Material | Resíduo de mineração de ouro no estado natural |
| Condição | Índice de vazios médio de campo ($e = 1,20$) |
| Ensaio | Triaxiais não-drenados (CIU) |
| Nº de amostras | 4 |
| Tensões confinantes | 25, 50, 75 e 100 kPa |

Quadro 5: Série de ensaios triaxiais (CIU) com resíduos de mineração no estado natural.

Para a sequência da pesquisa, foram definidos, então, os tipos de ensaios, condições para realização destes e número de amostras ensaiadas, a fim de avaliar o comportamento dos resíduos de mineração estabilizados com cimento – avaliando as variáveis e seguindo as diretrizes estipuladas no item 3.1. Desta forma, neste trabalho, foram definidos os seguintes

tipos de testes: ensaios de compressão simples – para determinação da resistência à compressão não confinada (q_u); ensaios de compressão diametral – para análise da resistência à tração (q_t); ensaios de ondas ultrassônicas – a fim de obter o módulo cisalhante máximo (G_0) das misturas; e, por fim, ensaios triaxiais não-drenados (CIU) – para avaliação mais detalhada do comportamento tensão-deformação do resíduo estabilizado. A seguir, cada um destes ensaios é detalhado quanto às condições estabelecidas para realização dos mesmos.

Os ensaios de resistência à compressão simples foram executados a fim de avaliar a influência de todas as variáveis controláveis delimitadas na seção 3.1, considerando, então: as diferentes dosagens de ligante (75, 100 e 150 kg/m³), as umidades iniciais das amostras de resíduos (30, 35, 38 e 40% de umidade) e, também, os dois tipos de líquidos empregados para moldagem de corpos de prova (água destilada e licor). Deste modo, um total de 24 amostras foram submetidas a ensaios de resistência à compressão simples (q_u), sendo este número decorrente da combinação de todas as variáveis fixadas.

De modo análogo ao estipulado para ensaios de compressão não confinada, os testes para determinação da resistência à tração (q_t) na compressão diametral das misturas resíduo-cimento seguiram as mesmas diretrizes: avaliar a influência de todas as variáveis fixadas. Assim sendo, a série de ensaios de compressão diametral foi realizada para um total de, também, 24 amostras – considerando as mesmas dosagens, umidades iniciais dos resíduos e líquidos empregados na moldagem. Tanto os ensaios de resistência à compressão simples como os de resistência à tração na compressão diametral foram definidos para este programa experimental, pois consistem em testes de fácil execução e que permitem analisar um amplo espectro do comportamento mecânico das misturas. Além disto, estes ensaios (especialmente ensaios de compressão não confinada) são amplamente empregados na prática de *Deep Soil Mixing* e de outros tipos de técnicas de estabilização de solos, para tomada de decisões de projetos – avaliando a melhor solução técnica a ser empregada.

Os ensaios de ondas ultrassônicas, por sua vez, foram realizados em todas as amostras submetidas aos ensaios de resistência à compressão simples e de resistência à tração na compressão diametral – totalizando, portanto, um número de 48 corpos-de-prova ensaiados – antes de proceder com o cisalhamento destes. Desta maneira, os testes para determinação do módulo cisalhante máximo (G_0) resultaram em valores duplicados para cada dosagem e característica de moldagem de corpos-de-prova. Um resumo das delimitações, para os três tipos de ensaios detalhados acima, é apresentado no Quadro 6, a seguir.

| Variáveis | Resistência à compressão simples (q_u) | Resistência à tração na compressão diametral (q_t) | Ensaio de ondas ultrassônicas (G_0) |
|--|--|--|---|
| Nº de Amostras | 24 | 24 | 48 |
| Material | Resíduo de mineração de ouro | | |
| Agente Cimentante | Cimento Portland CP V-ARI | | |
| Dosagem | 75, 100 e 150 kg (5, 7 e 11%) | | |
| Umidade inicial das amostras (w_i) | 30, 35, 38 e 40% | | |
| Líquidos de moldagem | Água destilada e licor | | |
| Tempo de cura | 7 dias | | |

Quadro 6: Delimitações dos ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral e de ondas ultrassônicas.

| Variáveis | Triaxiais não-drenados (CIU) |
|--|-------------------------------|
| Nº de Amostras | 9 |
| Material | Resíduo de mineração de ouro |
| Agente Cimentante | Cimento Portland CP V-ARI |
| Dosagem | 75, 100 e 150 kg (5, 7 e 11%) |
| Umidade inicial das amostras (w_i) | 38% |
| Líquidos de moldagem | Água destilada |
| Tempo de cura | 7 dias |

Quadro 7: Delimitações dos ensaios triaxiais não-drenados (CIU) em amostras da mistura resíduo-cimento.

Por fim, para realização dos ensaios triaxiais não-drenados (CIU) nas misturas resíduo-cimento, foram definidas as seguintes condições: o teor de umidade inicial das amostras (w_i) adotado, durante a moldagem dos corpos-de-prova, foi o valor médio característico de campo (38%) – a fim de analisar uma condição típica do reservatório. As dosagens de agente cimentante, para estes testes, foram mantidas como 75, 100 e 150 kg/m³ e o líquido empregado na moldagem foi a água destilada. As tensões confinantes estipuladas para os ensaios foram 25, 50 e 75 kPa. Desta forma, considerando estas variáveis supracitadas, um total de 9 ensaios triaxiais (CIU) foram realizados em corpos-de-prova de resíduo de mineração estabilizado com cimento. O Quadro 7 apresenta todas estas considerações, de forma resumida. Os procedimentos seguidos durante a execução dos ensaios nesta pesquisa são descritos a seguir, explicitando as especificidades de cada um.

3.4.1 Resistência à compressão simples

Ensaio de resistência não confinada são amplamente empregados em estudos e projetos de estabilização de solos, tais como a técnica de *Deep Soil Mixing*. Nesta pesquisa, os procedimentos do ensaio de compressão simples seguiram as diretrizes da norma brasileira ABNT:NBR 5739 (2010), a qual se baseia nos preceitos da norma americana ASTM D 5102 (1996).

Para a realização destes ensaios, neste estudo, foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 300 kN, com anel dinamométrico de capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN. A velocidade de deslocamento destes ensaios foi de 1,14 mm por minuto. Como procedimento padrão, para evitar os efeitos de sucção, os corpos-de-prova foram submersos em recipiente com água, por 24 horas antes da realização dos ensaios. Desta forma, visava-se garantir a saturação da amostra. A temperatura da água era controlada, assim como a do ambiente, em $21 \pm 2^\circ\text{C}$. Antes de proceder com o ensaio, então, retirava-se o corpo-de-prova do tanque, e os mesmos eram superficialmente secos com tecido absorvente. Logo após isto, efetuava-se o ensaio, computando a carga máxima resistida pela amostra. A Figura 38 ilustra os procedimentos e o ensaio descritos.



Figura 38: Ensaio de resistência à compressão simples: equipamento e amostra sendo cisalhada.

3.4.2 Resistência à tração na compressão diametral

Os ensaios de resistência à compressão diametral foram realizados de acordo com a norma brasileira ABNT:NBR 7222 (1984). O procedimento foi realizado utilizando os mesmos equipamentos empregados nos ensaios de resistência à compressão simples: mesma prensa de capacidade máxima de 300 kN e o mesmo anel de capacidade máxima de 10 kN de resolução de 0,005 kN. A velocidade destes ensaios foi, igualmente, de 1,14 milímetros por minuto. Os cuidados prévios que antecedem a execução do ensaio de compressão simples, supracitados, foram repetidos para os ensaios de resistência à compressão diametral. A Figura 39 ilustra o procedimento e o equipamento empregados nestes ensaios.



Figura 39: Ensaio de resistência à tração na compressão diametral: ensaio sendo realizado e amostra pós-cisalhamento.

3.4.3 Ensaio de ondas ultrassônicas

A utilização da técnica de ondas ultrassônicas em ensaios de medida de rigidez inicial trata-se de um método simples e não destrutivo, cujo principal propósito é a determinação do módulo cisalhante elástico (G_0) dos materiais. Este tipo de ensaio foi empregado para as amostras de resíduo de mineração cimentadas, a fim de determinar este parâmetro e, a partir das formulações da teoria da elasticidade, correlacioná-lo com outros parâmetros elásticos. Desta

forma, a utilização desta técnica visa a análise do comportamento quanto à rigidez das misturas resíduo-cimento.

Para a realização dos ensaios foi empregado o equipamento ultrassônico *Pundit Lab Plus*, da marca *Proceq*. Este consiste, basicamente, em uma unidade de emissão e recepção de ondas, um conjunto de transdutores de ondas de compressão “P” e outro de transdutores de ondas de cisalhamento “S”. Além disto, fazem parte do equipamento: cabos, peças acoplantes (que fazem a união dos cabos aos transdutores e, também, às unidades de emissão e recepção das ondas), cabo USB (que liga ao computador a unidade de emissão e recepção de ondas) e, ainda, um software destinado à aquisição de dados.

Os procedimentos de ensaio consistem, de forma geral, em posicionar os transdutores (tanto receptor quanto emissor) nas extremidades do corpo-de-prova, no sentido longitudinal, um em direção ao outro, como ilustrado na Figura 40. É de vital importância que os transdutores adequados à aplicação de cada tipo de onda (ondas de compressão “P” ou ondas de cisalhamento “S”) sejam utilizados. São aplicados, ainda, dois tipos diferentes de gel (um para cada tipo de onda) na superfície dos transdutores, os quais ficam em contato com o corpo-de-prova, a fim de auxiliar nas leituras das ondas emitidas. Para as ondas de compressão “P” foi utilizado um gel comum para ondas ultrassônicas. Já para o procedimento da leitura de ondas “S” foi empregado um gel de alta viscosidade, indispensável nesta etapa.



Figura 40: Procedimento para determinação dos parâmetros referentes às ondas “P”.

A partir da instalação do equipamento, o primeiro passo do ensaio consistia na determinação do tempo de deslocamento e velocidade das ondas primárias de compressão “P”. Para esta etapa, transdutores de 54 kHz foram empregados. Foram realizadas três medidas deste tipo de onda, para cada corpo-de-prova. Estas medidas têm como principal função auxiliar na interpretação das ondas cisalhantes, visto que, geralmente, os tempos das ondas “S” são da ordem de duas vezes os tempos das ondas “P”. Após o término desta fase do ensaio, procedia-se com a determinação do tempo e velocidade das ondas secundárias de cisalhamento “S”. Neste passo, foram utilizados transdutores de 250 kHz. Os resultados provenientes da análise deste tipo de onda (“S”) foram utilizados para obtenção do módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0). A análise das ondas foi realizada no domínio do tempo (*Time Domain*), o que significa dizer que o tempo computado foi o da primeira chegada da onda emitida, de uma extremidade a outra da amostra.

A onda era emitida através da unidade do *Pundit Lab Plus*, que a transmitia para o transdutor de emissão (de ondas “P” ou “S”) que, por sua vez, a propagava no corpo-de-prova. Em seguida, o transdutor de recepção (de ondas “P” ou “S”, também) captava a onda, enviando as informações à unidade do *Pundit Lab Plus* que, por sua vez, repassava estas ao software destinado à aquisição dos dados. Foram empregadas ondas senoidais para realização destes ensaios, uma vez que, após ensaios testes, estas foram as que apresentaram respostas mais claras para as frequências utilizadas.

Conceitualmente, o tempo entre a emissão e recepção das ondas consiste no tempo que esta leva para percorrer o corpo-de-prova, neste caso específico. A partir da determinação deste tempo e conhecendo as dimensões da amostra, é possível determinar a velocidade da onda cisalhante V_s . De posse desta informação, o módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) pode ser calculado através da Equação 2:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \rho \cdot \left(\frac{L}{t_s}\right)^2 \quad (2)$$

Onde:

ρ é a massa específica do solo;

L é a distância entre os transdutores;

t_s é o tempo de viagem da onda cisalhante.

3.4.4 Ensaio triaxiais

Ensaio triaxiais foram utilizados para análise do comportamento tensão-deformação dos resíduos de mineração no estado natural e, também, das misturas resíduo-cimento, bem como na determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento destes. Para este fim, empregou-se, em todos os casos, o equipamento triaxial da marca *Geonor*. Este equipamento trabalha com cisalhamento à deformação controlada, com taxas de deformação variáveis, conforme as velocidades disponíveis do dispositivo. Além disso, este aparelho permite o monitoramento das poro-pressões geradas no corpo-de-prova e da pressão confinante na câmara através de dois transdutores de pressão acoplados à base da câmara triaxial. Estes transdutores foram calibrados linearmente para um intervalo de 500 kPa de pressão, com resolução menor que 0,1 kPa. As cargas aplicadas ao corpo-de-prova são determinadas por meio de uma célula de carga, posicionada externamente à câmara triaxial, cuja capacidade é de 10 kN (1000 kgf) e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf).

As deformações axiais foram computadas através de dois sistemas independentes. As medidas de deformações axiais internas foram monitoradas por meio de dois dispositivos, cujo funcionamento emprega sensores de efeito *Hall*. Estes sensores permitem que as deformações sejam determinadas com maior precisão, com resolução menor que 1µm. Os sensores têm arranjo semelhante ao descrito por Clayton *et al.* (1989). Os procedimentos para instalação destes dispositivos seguiram as indicações de Martins (1994). Já as deformações axiais externas foram medidas através de um sistema externo convencional. Este é composto por um transdutor de deslocamento linear de resolução menor que 10µm, que computa o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga. Além destes, outro sensor de efeito *Hall* (de funcionamento similar ao supracitado) é empregado, neste caso, para medição dos deslocamentos radiais do corpo-de-prova, a pequeníssimas deformações.

O processamento de todos os dados provenientes dos dispositivos de monitoramento do equipamento triaxial foi realizado por um sistema de aquisição de dados. Este é composto por um conversor analógico/digital (*datalogger*) e computador. As deformações axiais foram determinadas, inicialmente, a partir das medidas internas de deformação, até que estas chegassem ao final do intervalo de calibração dos sensores de efeito *Hall*. A partir deste ponto, as deformações foram computadas pelas medidas do transdutor de deslocamento linear, do sistema externo.

Os procedimentos do ensaio triaxial foram embasados nas diretrizes apresentadas na BS 1377 (1990). A Figura 41 ilustra a montagem do equipamento triaxial, nos ensaios referentes a esta pesquisa.

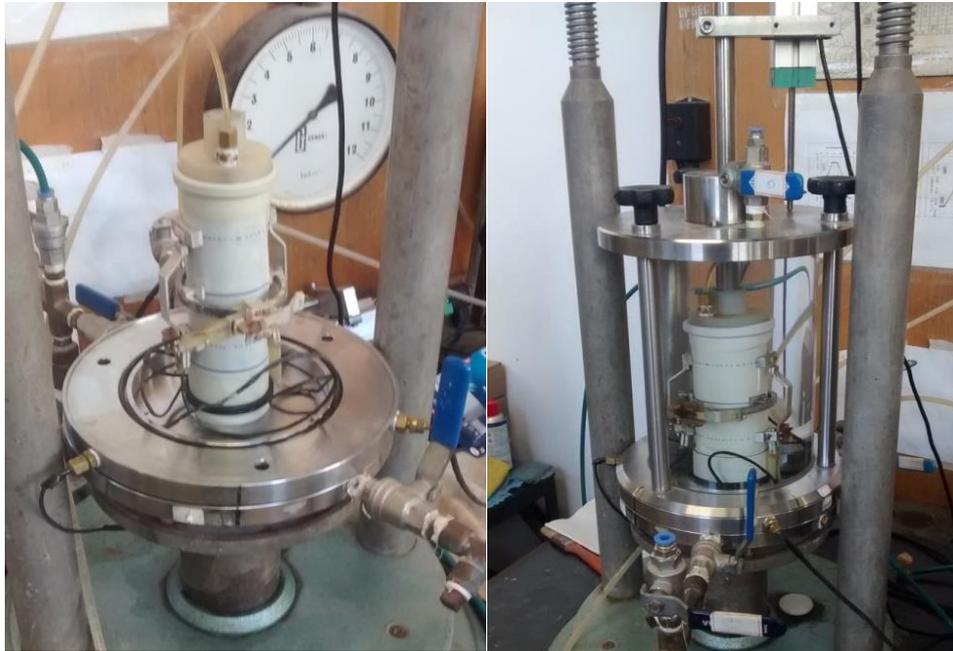


Figura 41: Montagem e realização do ensaio triaxial.

Basicamente, o ensaio é composto por duas fases principais: a saturação do corpo de prova, inicialmente, e o cisalhamento da amostra através do carregamento axial aplicado, por fim. O processo de saturação, para assegurar maior dissolução das bolhas de ar, é realizado em duas etapas. Inicialmente ocorre a percolação de água, feita da base para o topo do corpo de prova. Nesta etapa, a amostra é submetida a uma tensão confinante de 20 kPa, aproximadamente, para impedir o fluxo preferencial entre o corpo-de-prova e a membrana. Em seguida acontece a aplicação de contrapressão. Estágios de incrementos são aplicados na tensão confinante e na contrapressão, sendo a tensão efetiva mantida constante em aproximadamente 20 kPa. A garantia de saturação da amostra é monitorada através da medição de parâmetro B de Skempton, medido antes da fase de adensamento. A partir daí, é aplicada a tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial desejada e a fase de adensamento da amostra é, então, iniciada. A variação volumétrica é medida para possibilitar o cálculo do índice de vazios após o adensamento. No cálculo da tensão desvio, as correções de área e de membrana são aplicadas, conforme a abordagem proposta por La Rochelle *et al.* (1988). Após a conclusão da etapa de adensamento, é, então, realizado o cisalhamento da amostra, a uma taxa de deslocamento axial constante – como citado. Para os ensaios não drenados (CIU) realizados

com o resíduo de mineração na condição natural, a taxa adotada foi de 0,1 mm/min – a fim possibilitar a comparação com os resultados obtidos por Bedin (2010). Já para o restante dos testes, com o resíduo cimentado, a taxa adotada foi de 0,015 mm/min. Ao final do ensaio, as dimensões do corpo-de-prova eram tomadas para posterior uso nas correções.

4 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos para todos os ensaios descritos na seção anterior. Na parte inicial desta são expostos aqueles referentes à caracterização do material utilizado na pesquisa. Em seguida, todos os ensaios realizados com amostras de resíduos de mineração no estado natural são pormenorizados. Por fim, todos os testes efetuados para avaliação da estabilização dos rejeitos com cimento, baseado na técnica de *Deep Soil Mixing*, são apresentados.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

4.1.1 Granulometria

O resultado do ensaio da análise granulométrica dos resíduos de mineração de ouro utilizados nesta pesquisa é apresentado na Figura 42 e o mesmo é discutido, a seguir.

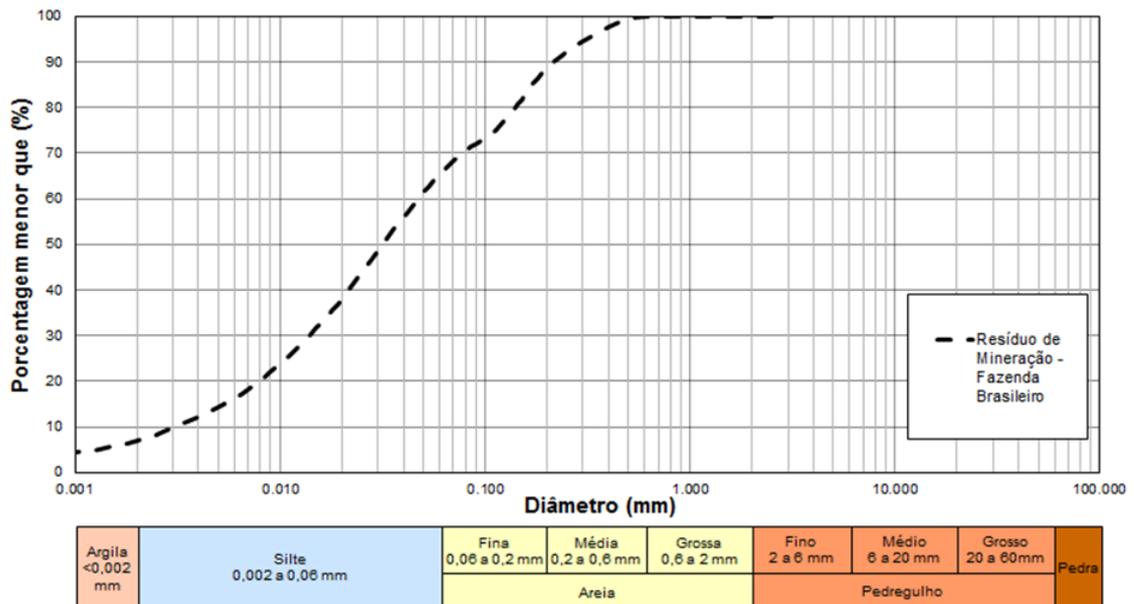


Figura 42: Granulometria dos resíduos de mineração de ouro.

A partir da análise da curva granulométrica, é possível depreender que os resíduos de mineração utilizados neste trabalho são, relativamente, bem graduados. O material pode ser classificado como um silte arenoso (de composição: 54% silte, 39% areia fina e 7% argila, aproximadamente), em relação ao tamanho das partículas. Comparativamente aos dados apresentados na seção 2.3.3, de trabalhos prévios realizados com os resíduos da Mina Fazenda

Brasileiro, é possível constatar similaridades claras no formato das curvas granulométricas. As diferenças existentes são decorrentes da complexidade inerente ao processamento dos minérios, relatada na revisão bibliográfica.

4.1.2 Massa específica, limites de Atterberg e índices físicos

Os resultados de caracterização geotécnica dos resíduos de mineração, referentes à determinação da massa específica real dos grãos (γ_s), limites de Atterberg e outros índices físicos são sintetizados no Quadro 8, a seguir.

| ÍNDICE FÍSICO | RESÍDUO DE MINERAÇÃO DE OURO |
|--|---------------------------------------|
| Massa específica real dos grãos (γ_s) | 2,77 g/cm ³ |
| Coefficiente de uniformidade (C_u) | 15,7 |
| Coefficiente de curvatura (C_c) | 1,4 |
| Diâmetro efetivo (D_{10}) | 0,003 mm |
| Diâmetro médio (D_{50}) | 0,032 mm |
| Limite de Liquidez – LL (%) | - |
| Limite de Plasticidade – LP (%) | - |
| Índice de Plasticidade – IP (%) | Não plástico |
| Areia Fina (%) | 38,7 |
| Silte (%) | 54,3 |
| Argila (%) | 7,0 |
| Classificação SUCS (D 2487 – ASTM, 2011) | ML (Silte de baixa compressibilidade) |

Quadro 8: Síntese dos principais índices físicos e características do resíduo de mineração de ouro.

A partir dos resultados apresentados, algumas ponderações podem ser realizadas: o valor de massa específica real dos grãos (γ_s) determinada para o material desta pesquisa foi ligeiramente inferior, em comparação aos resultados obtidos pelos autores referidos na literatura. Porém, está dentro da faixa de valores esperados para este tipo de resíduo. Em consonância com as informações apresentadas por estes autores, as amostras deste trabalho, também, foram consideradas não-plásticas, a partir dos ensaios de limites de Atterberg. Ainda, segundo o sistema de classificação dos solos SUCS, o material foi classificado como ML – um silte de baixa compressibilidade.

4.1.3 Espectrometria de fluorescência de raios-X

Os ensaios de espectrometria de fluorescência de raios-X foram realizados em amostras de resíduos de mineração de ouro, a fim de determinar a composição química dos materiais utilizados nesta pesquisa com maior acurácia. Desta forma, ao compreender melhor este aspecto, é possível analisar e associar os resultados da estabilização dos rejeitos com cimento

com embasamento nas propriedades químicas dos materiais. O Quadro 9 apresenta o resultado do ensaio, referente aos elementos maiores presentes, a seguir:

| Elemento | % de Peso dos Óxidos |
|--------------------------------|----------------------|
| SiO ₂ | 49,43 |
| Al ₂ O ₃ | 10,71 |
| TiO ₂ | 1,44 |
| Fe ₂ O ₃ | 15,63 |
| MnO | 0,21 |
| MgO | 3,21 |
| CaO | 7,54 |
| Na ₂ O | 2,02 |
| K ₂ O | 0,41 |
| P ₂ O ₅ | 0,16 |
| SO ₄ | 2,09 |
| LOI | 6,66 |
| Total | 99,50 |

Quadro 9: Resultado da espectrometria de fluorescência de raios-x para elementos maiores, em porcentagem de peso dos óxidos.

A partir dos valores apresentados, é possível destacar a massiva presença de sílica (SiO₂) na amostra. Além deste composto, pode-se ressaltar a presença de óxido de ferro III (Fe₂O₃) – conhecido como hematita, óxido de alumínio (Al₂O₃) – ou alumina, e até mesmo a presença de cal (CaO). Em menores proporções, identifica-se óxido de magnésio (MgO) e íons sulfato (SO₄). Em especial, é importante ressaltar as quantidades existentes de sulfatos (SO₄), compostos que, em presença de oxigênio e água, podem tornar o meio ácido ao longo do tempo.

A presença de compostos voláteis também é considerável e esta foi computada por “LOI”. Conjuntamente, foi realizada, uma análise dos elementos traço presentes nas amostras de resíduo de mineração. Os resultados desta são mostrados no Quadro 10, a seguir. Nesta análise, dentre os elementos identificados, o arsênio (As) foi, amplamente, o de maior concentração. Este aspecto está em consonância com a mineralogia das rochas em que a Usina-Mina Fazenda Brasileiro está instalada. São destacáveis, também, as presenças de cobre (Cu), bário (Ba), zinco (Zn) e estrôncio (Sr) na amostra.

| Elemento | p.p.m. |
|----------|--------|
| Y | 53,4 |
| Pb | 6,3 |
| Ni | 26,6 |
| Co | 95,8 |
| Cu | 181,2 |
| Ga | 17,4 |
| Sr | 113,8 |
| Zr | 62,1 |
| Zn | 163,4 |
| Nb | 8,6 |
| Rb | - |
| As | 1587,8 |
| Cr | 83,2 |
| Ba | 148,5 |

Quadro 10: Resultado da espectrometria de fluorescência de raios-X para elementos traço, em ppm (partes por milhão).

4.1.4 Ensaios de pH dos resíduos e licor

Os resultados referentes à determinação do potencial de hidrogênio (pH) para as amostras de resíduo de mineração e licor das barragens de rejeito é apresentado no Quadro 11. Estes ensaios foram realizados visando melhor compreender a influência do pH, especialmente na comparação entre corpos-de-prova moldados com água destilada e licor, no comportamento mecânico das misturas resíduo-cimento. A análise desta questão é importante, uma vez que o pH é um dos fatores que influenciam diretamente na estabilização dos solos, como foi destacado no item 2.7.2.

| Determinação do Potencial de Hidrogênio (pH) | | |
|--|----------------------|-------|
| Amostra | Resíduo de Mineração | Licor |
| 1 | 8,25 | 8,55 |
| 2 | 8,31 | 8,53 |
| 3 | 8,32 | 8,52 |
| MÉDIA | 8,29 | 8,53 |

Quadro 11: Determinação do pH de amostras de resíduo e licor.

O Quadro 11 mostra que os valores determinados para pH das amostras de resíduo de mineração ficaram na faixa de 8,25 a 8,32, com valor médio de 8,29. Estes valores

encontrados são superiores ao valor médio e aos valores típicos apresentados por Bedin (2010), que se situavam na faixa de 5 a 6. Já a análise do licor, a partir da utilização do medidor de pH digital, mostrou que, para este líquido, os valores de pH ficaram entre 8,52 e 8,55, resultando numa média de 8,53.

Desta forma, é possível constatar que os rejeitos e os líquidos provenientes dos reservatórios, nesta amostragem, tem caráter ligeiramente básico, o que notadamente se caracteriza como uma condição favorável à estabilização com cimento proposta. Este aspecto diverge do cenário inicialmente idealizado, visto que a presença de sulfetos na mineralogia dos resíduos, tais como: arsenopirita, pirita e pirrotita, poderia acarretar – dependendo das condições encontradas *in situ* – em problemas de drenagem ácida de mina e conseqüentemente, em valores muito baixos de pH nos reservatórios. Entretanto, a resposta para tal divergência é encontrada no parecer técnico fornecido pela empresa Brio Gold Inc., o *Technical Report on the Fazenda Brasileiro Mine*, de 2016. Neste relatório, estudos detalhados mostram que a concentração de minerais carbonatados nas barragens de rejeito é proporcional à quantidade existente de sulfetos, neutralizando, desta maneira, o potencial de drenagem ácida. Além disso, o parecer explicita o processo de beneficiamento de minérios de ouro, no qual, durante circuitos de lixiviação e processo de destruição de cianeto, quantidades consideráveis de uma solução de cal são adicionados, justamente para o controle do pH. Desta forma, estes aspectos supracitados corroboram os resultados obtidos na determinação do pH dos materiais utilizados nesta pesquisa.

4.2 COMPORTAMENTO DE RESÍDUOS DE MINERAÇÃO NO ESTADO NATURAL

4.2.1 Ensaio triaxiais não-drenados (CIU)

A fim de avaliar o comportamento mecânico dos resíduos de mineração de ouro utilizados na pesquisa e, também, com o intuito de comparar os resultados obtidos com aqueles apresentados na pesquisa de Bedin (2010), foram realizados uma série de ensaios triaxiais não-drenados (CIU), com o material no estado natural. Os resultados referentes a estes ensaios são expostos e discutidos a seguir.

A Figura 43 apresenta o comportamento tensão-deformação das amostras de resíduo de mineração na condição natural, em uma densidade média representativa das condições de

campo (índice de vazios igual a 1,20). Os resultados mostram que, para as tensões de confinamento inferiores a 75 kPa, um decréscimo acentuado nas tensões cisalhantes ocorreu. Especificamente, nas amostras ensaiadas a 25 e 50 kPa de confinamento, a tensões efetivas reduziram de forma significativa, a ponto de chegarem a zero para maiores níveis de deformação – caracterizando um comportamento do tipo *strain-softening* e a liquefação do material. Já para tensões confinantes superiores a estas, o comportamento muda gradativamente, com as tensões cisalhantes não mais reduzindo tão drasticamente e, desta forma, não ocorrendo a liquefação dos resíduos. Para o ensaio com tensão de confinamento de 75 kPa, ainda é perceptível uma considerável diminuição nos valores de tensões cisalhantes, entretanto, para tensões confinantes superiores (no caso de 100 kPa) este comportamento não é mais observado. Nestes ensaios não-drenados (CIU), a maioria das curvas apresenta um formato similar e que, gradativamente, passa de um comportamento suscetível à liquefação (a baixas tensões confinantes) para um que não apresenta esta característica. O pico da tensão desvio ocorreu, em geral, próximo a 1% de deformação axial, para todas as amostras.

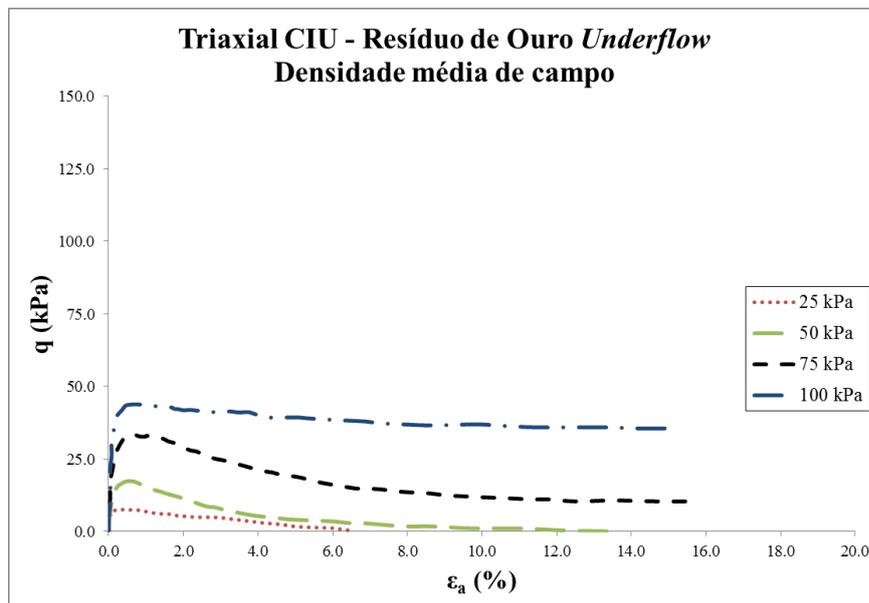


Figura 43: Comportamento tensão-deformação – resíduo de mineração na condição média de campo.

Conjuntamente, as poro-pressões geradas durante o cisalhamento são apresentadas na Figura 44. Em relação a estas, os resultados revelam que, devido às baixas tensões confinantes utilizadas, todas as amostras ensaiadas apresentaram desenvolvimento de pressões neutras positivas – decorrentes da tendência ao comportamento contrátil dos corpos-de-prova que, por sua vez, estão relacionadas às baixas densidades em que estes foram moldados. Em relação à

magnitude das poro-pressões observadas, estas foram tanto mais elevadas quanto maiores eram as tensões confinantes empregadas no ensaio (crescentes na ordem: 25, 50, 75 e 100 kPa).

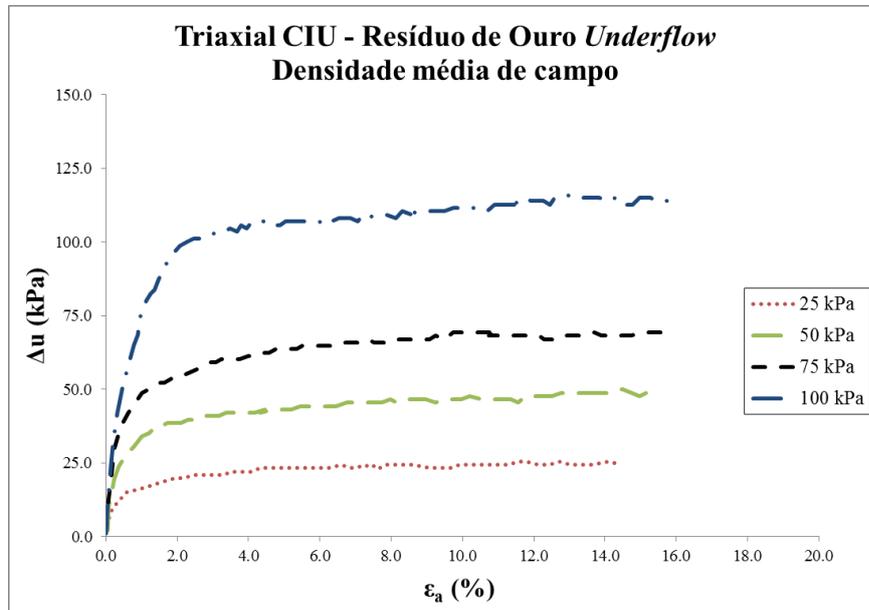


Figura 44: Poro-pressões *versus* deformação axial – resíduos de mineração na condição média de campo.

As trajetórias de tensões observadas para os ensaios realizados são apresentadas na Figura 45. Para as amostras analisadas, os pontos finais dos ensaios permitem definir uma única linha do estado crítico, no espaço q - p' . A partir dos dados apresentados, o ângulo de atrito dos resíduos de mineração foi determinado, sendo este valor de 34° – muito próximo do determinado na pesquisa de Bedin (2010). As trajetórias de tensões das amostras cisalhadas a 25 e 50 kPa explicitam a característica de suscetibilidade à liquefação do material nestas condições, com estas trajetórias curvando em direção às tensões cisalhantes de valor praticamente zero. Para os ensaios com tensões de confinamento de 75 e 100 kPa, uma especificidade é observada: as trajetória de tensões mostram uma pequena inversão na fase final dos ensaios, com leve aumento de tensões cisalhantes (q) e tensões médias (p'), em que a trajetória viaja em direção ao estado crítico. O comprimento desta trajetória dilatante é pequeno, para estes casos analisados, devido ao fato de os ensaios terem sido executados até uma deformação axial de, aproximadamente, 15%.

De forma geral, o comportamento dos resíduos de mineração no estado natural, moldados na densidade média de campo, foi semelhante ao reportado por Bedin (2010). As baixas

resistências e a suscetibilidade a liquefação (a baixos níveis de tensões confinantes) são características marcantes dos rejeitos que não possuem parcela coesiva de resistência e de granulometria predominantemente siltosa, como é o caso dos resíduos de mineração de ouro apresentados nesta pesquisa.

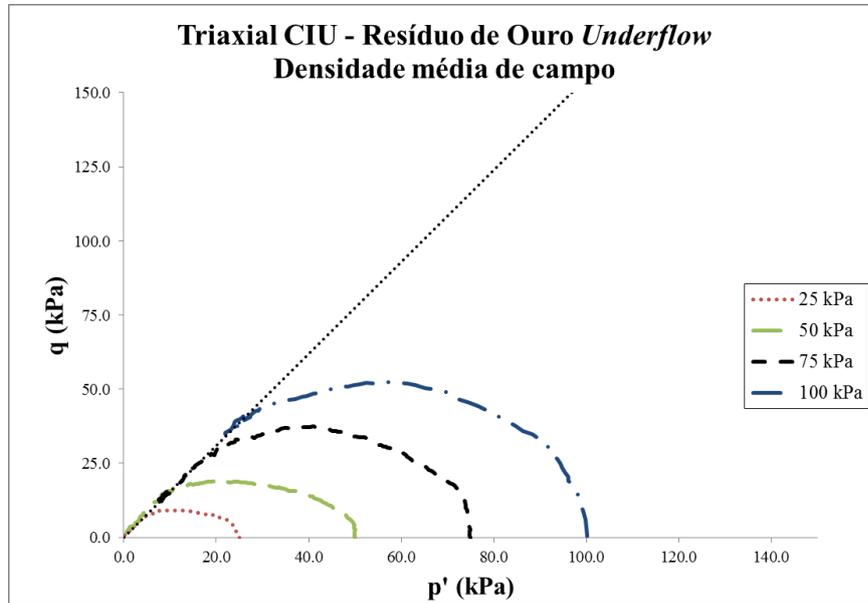


Figura 45: Trajetória de tensões – resíduo de mineração na condição média de campo.

4.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES – RESÍDUO CIMENTADO

Os resultados referentes aos ensaios de resistência à compressão simples (q_u), realizados nas amostras de resíduo de mineração de ouro estabilizados com cimento Portland, são apresentados e discutidos nesta seção, analisando as variáveis de influência na resistência ao cisalhamento. Ainda, os dados gerais (tais como os índices físicos) e resultados referentes a todos os corpos-de-prova submetidos a estes ensaios são pormenorizados no Apêndice A, no Quadro A1.

4.3.1 Influência da quantidade de agente cimentante

A influência das quantidades de agente cimentante empregadas na estabilização dos resíduos de mineração é ilustrada através da Figura 46. O resultado é apresentado para as taxas de cimentação utilizadas no trabalho (75, 100 e 150 kg/m³), para cada valor de umidade inicial (30, 35, 38 e 40%) e tipo de líquido empregado na moldagem dos corpos-de-prova (água destilada ou licor). No gráfico, os dados são identificados conforme o líquido de moldagem

(AD ou L) e pela dosagem de ligante utilizada. Desta forma, 75 kg/m³ - AD, por exemplo, corresponde aos dados representativos de corpos-de-prova preparados com taxa de cimentação de 75 kg/m³ e em que água destilada foi utilizada na moldagem.

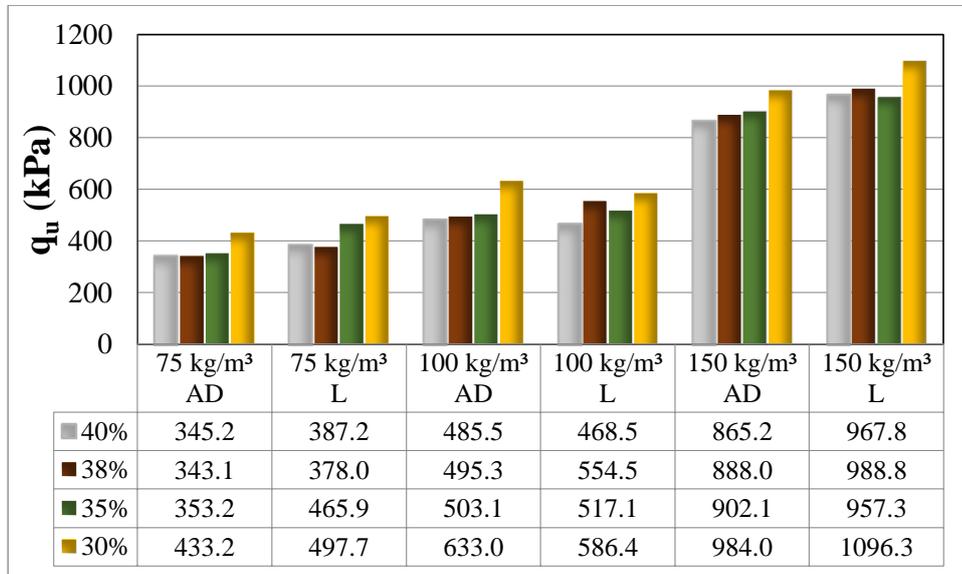


Figura 46: Influência da quantidade de agente cimentante sobre q_u .

O comportamento observado é similar ao que tipicamente é relatado na bibliografia, com aumento claro de resistência à compressão simples (q_u) para maiores quantidades de ligante. No caso deste trabalho, para as dosagens usualmente empregadas na técnica de *Deep Mixing*, o aumento na resistência percebido foi mais pronunciado para a maior taxa de cimentação (150 kg/m³), em relação às outras duas quantidades de ligante empregadas. Para esta quantidade de agente cimentante, os valores de resistência não confinada ficaram, em média, entre 865 e 1100 kPa, a depender da umidade inicial e líquido de moldagem empregado – sendo maiores, em geral, para menores valores de teor de umidade (referentes, também, a menores porosidades das amostras).

4.3.2 Influência da umidade inicial

A influência da umidade inicial das amostras, por sua vez, é explicitada através da Figura 47. Este fator é um dos que, preponderantemente, são analisados no projeto de uma estabilização com *Deep Soil Mixing*, uma vez que esta é uma das condições *in situ* que mais influencia na escolha de um dos tipos de técnica de DSM, bem como nas dosagens de agentes cimentantes a serem empregadas e outras características da estabilização de solos – a fim de obter certo comportamento mecânico esperado. Desta forma, levando-se em conta os teores de umidade

iniciais característicos dos reservatórios de resíduos de mineração, para diferentes profundidades (valores adotados de 30, 35, 38 e 40%, neste trabalho), os resultados são apresentados para cada diferente dosagem (75, 100 e 150 kg/m³) e líquido de moldagem empregado (AD ou L). Assim sendo, a sigla AD – 75, por exemplo, representa todos os corpos-de-prova moldados com água destilada e em que a quantidade de agente cimentante empregada foi de 75 kg/m³.

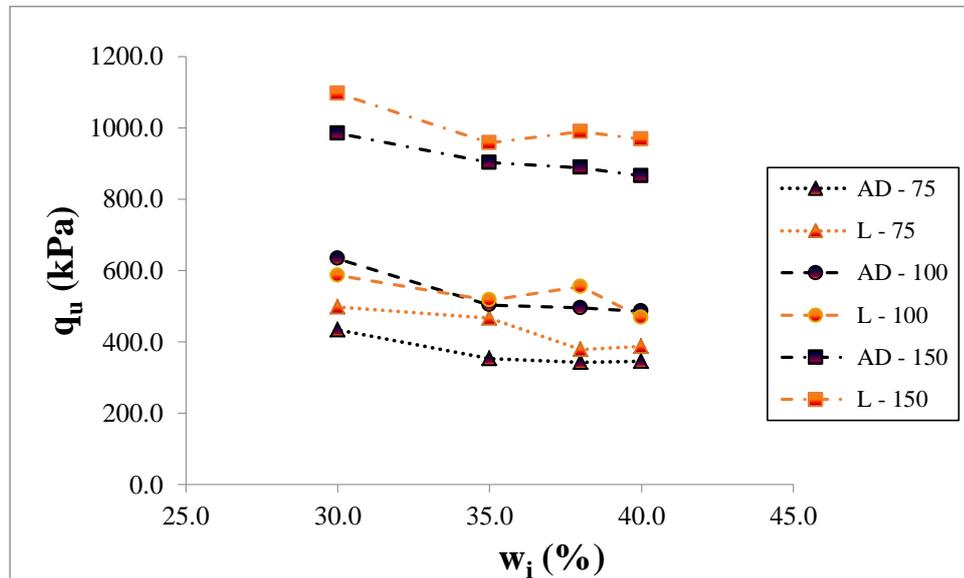


Figura 47: Influência da umidade inicial das amostras sobre q_u .

Ao analisar os dados, verifica-se que o impacto deste fator sobre a resistência não é tão pronunciado como, comparativamente, para a quantidade de agente cimentante empregada. Entretanto, ainda assim, é possível notar a tendência à diminuição da resistência à compressão não confinada (q_u) com o aumento da umidade inicial da amostra (w_i) – e, conseqüentemente, diminuição da densidade das amostras. O fato de a dispersão ser maior nesta análise, bem como o fato de as resistências não diferirem tão consideravelmente (considerando mesmas dosagens e diferentes umidades), pode estar associado às pequenas diferenças em valores de teores de umidade propostos para o estudo. Outro aspecto a ressaltado, o qual pode ser observado no Quadro A1 do Apêndice A, é o fato de que cada uma das umidades iniciais (w_i) resultar em uma certa densidade do corpo-de-prova após a adição de cimento, durante a moldagem. Assim sendo, teores de umidade iniciais de 40% repercutiram em amostras de resíduo-cimento de índices de vazios de, aproximadamente, 1,06. Comparativamente, amostras partindo de um teor de umidade de 30%, após os procedimentos de moldagem sem compactação, invariavelmente ficaram com índices de vazios em torno de 0,80. Desta forma,

constata-se a relação direta entre a umidade inicial e o comportamento mecânico, dado que menores teores de umidade resultam em menores porosidades dos corpos-de-prova – logo, com um arranjo de partículas mais compacto que resulta em maiores resistências das misturas resíduo-cimento.

4.3.3 Influência do líquido de moldagem

A análise do comportamento das misturas resíduo-cimento, considerando a influência dos líquidos empregados na moldagem dos corpos-de-prova é apresentada na Figura 48, em termos de valores médios de resistências (q_u).

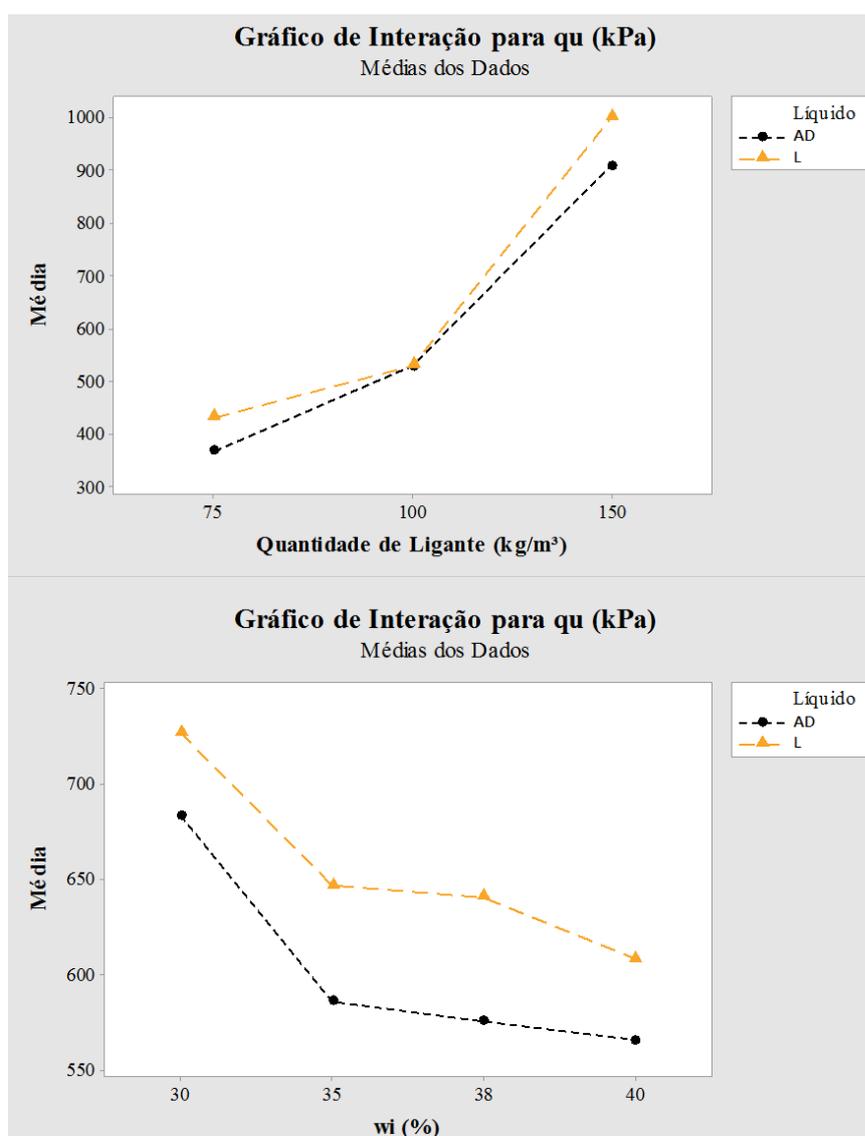


Figura 48: Influência do líquido de moldagem sobre q_u .

Na parte superior da Figura 48 estão expostos os resultados das resistências (q_u) médias, avaliando os diferentes líquidos empregados na moldagem (AD e L) e as distintas quantidades de agente cimentante (75, 100 e 150 kg/m³). Já na porção inferior, apresenta-se o gráfico de interação entre os resultados de resistência à compressão simples (q_u), considerando, novamente, os líquidos utilizados na moldagem (AD e L), porém, levando em conta as umidades iniciais das amostras (w_i), neste caso.

A partir dos resultados é possível perceber que o uso do licor resultou em valores relativamente superiores de resistência à compressão simples (q_u), em comparação a amostras preparadas com água destilada. Esta consideração está em consonância com os aspectos relatados na caracterização do licor, quanto ao pH deste líquido. O valor médio de pH determinado para as amostras de licor foi de 8,53, o que conduz a um meio ligeiramente mais básico – comparativamente àquele criado a partir da utilização de água destilada (de pH neutro, aproximadamente). Este aspecto pode, então, contribuir na estabilização proposta, favorecendo o desenvolvimento dos produtos de hidratação do cimento. As maiores diferenças entre resistências, avaliando o uso do licor em comparação à água destilada, se deram para corpos-de-prova moldados a partir das umidades iniciais de 38%.

4.3.4 Análise de Variância ANOVA

Com o intuito de prover uma melhor apreciação e compreensão dos dados, nesta pesquisa foi realizada a análise de variância dos resultados. Esta foi efetuada com a utilização da tabela ANOVA, considerando três variáveis independentes (fatores) fixas (controláveis): quantidade de agente cimentante (A), umidade inicial da amostra (B) e líquido empregado na moldagem (C). O uso deste tipo de avaliação permitiu analisar os fatores controláveis, de forma isolada e as interações entre estes, para um nível de significância de 95%. É necessário ressaltar que esta análise de variância ANOVA foi implementada nesta pesquisa após a verificação da adequação desta à distribuição dos dados experimentais existentes.

Para cada uma das supracitadas variáveis independentes e, também, para a combinação destas, foram calculados os seguintes termos, necessários para um estudo aplicando ANOVA: GL (número de graus de liberdade correspondente a cada termo); SQ (raiz quadrada); QM (média quadrada), Valor F (valor da coordenada correspondente da distribuição F – dado por $QM(\text{fator})/QM(\text{erro})$); e a significância de cada variável na resposta considerada – verificada através do “Valor-P”. Especificamente, neste estudo, os resultados referentes a “Valor-F” e a

“Valor-P” são os de maior interesse para a análise, uma vez que estes determinam qualitativa e quantitativamente as influências dos fatores.

Desta forma, os resultados da análise de variância ANOVA, para os ensaios de resistência à compressão simples (q_u) são apresentados no Quadro 12. Através da interpretação deste, é possível verificar que as variáveis controláveis do estudo (A, B e C), isoladamente, são todas estatisticamente significativas quanto à resposta produzida (neste caso, resistência à compressão não confinada – q_u). Isto é constatado através dos resultados de “Valor-P” que, para este caso (A, B e C), foram menores que o valor crítico associado a esta análise (0,050). De forma análoga, nenhuma das interações entre os fatores (A*B, A*C e B*C) foi considerada significativa para análise realizada, uma vez que “Valor-P” > 0,050.

Além disso, os valores de Teste F permitem, também, a determinação de quais variáveis ou combinação destas apresentam maior influência na resistência – visto que, quanto maior o valor resultante do referido teste, maior é a significância da variável. Desta forma, para este caso, as variáveis de maior impacto na resposta de q_u , em ordem decrescente, são: quantidade de agente cimentante (A), líquido empregado na moldagem (C) e umidade inicial da amostra (B). Faz-se necessário ressaltar, também, que a influência da dosagem de ligante é, estatisticamente, muito mais pronunciada em comparação às outras duas variáveis analisadas – constatado pela grande diferença existente entre o “Valor-F” calculado.

| Fonte | GL | SQ (Aj.) | QM (Aj.) | Valor F | Valor-P |
|---------|----|----------|----------|---------|---------|
| (A) | 2 | 1352246 | 676123 | 763.82 | 0.000 |
| (B) | 3 | 49222 | 16407 | 18.54 | 0.002 |
| (C) | 1 | 16817 | 16817 | 19.00 | 0.005 |
| (A)*(B) | 6 | 3428 | 571 | 0.65 | 0.696 |
| (A)*(C) | 2 | 8499 | 4249 | 4.80 | 0.057 |
| (B)*(C) | 3 | 612 | 204 | 0.23 | 0.872 |
| Erro | 6 | 5311 | 885 | | |
| Total | 23 | 1436135 | | | |

Quadro 12: Análise de variância para ensaios de compressão simples.

Com o propósito de clarificar a interpretação destes resultados, os mesmos são apresentados em forma de gráfico de efeitos principais, considerando valores médios de resistência à compressão simples (q_u), na Figura 49. Nesta, é possível observar, de forma clara, o nível influência revelado nos cálculos estatísticos, bem como os aspectos específicos supracitados.

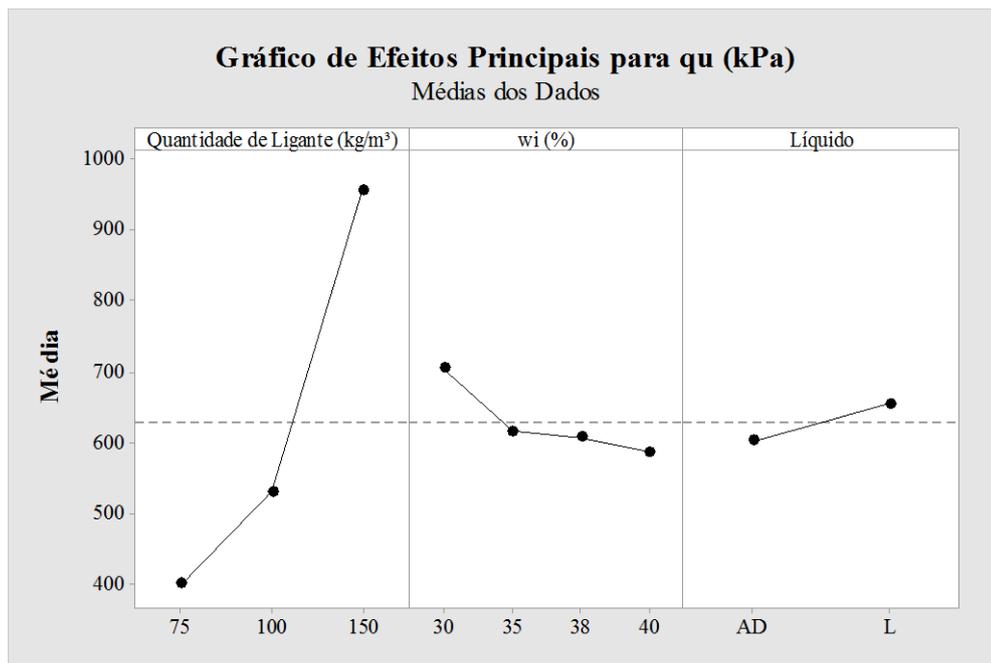


Figura 49: Gráfico de efeitos principais para resistência à compressão simples.

4.3.5 Relação η/C_{iv} para previsão de q_u

A relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante tem sido empregada em muitos trabalhos como parâmetro capaz de prever o comportamento mecânico de diversos materiais artificialmente cimentados. Dentre estes trabalhos, é possível destacar os estudos de Foppa (2005) – em misturas solo-cimento; Lopez Junior (2007) – para solo-cimento e solo-cal; Dalla Rosa (2009) – em misturas solo-cinza-cal; Saldanha (2014) – para misturas cinza-cal; entre outros.

Posto isto, nesta pesquisa foi investigada a adequabilidade deste parâmetro (η/C_{iv}) na previsão do comportamento mecânico das misturas resíduo de mineração de ouro-cimento Portland, nos procedimentos baseados na técnica de DSM. Desta forma, buscou-se verificar como os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (q_u) se correlacionavam com o referido parâmetro. Foi constatado, então, que as resistências e os índices η/C_{iv} estão relacionados através de uma função do tipo potência – cujo ajuste adequado é comprovado pelo valor de $R^2 = 0,95$. Esta correlação é apresentada, de forma gráfica, na Figura 50 – a qual comprova a efetividade do parâmetro η/C_{iv} na previsão da resistência não confinada (q_u) das misturas resíduo de mineração-cimento Portland, considerando toda a faixa valores estipulados para as variáveis de estudo.

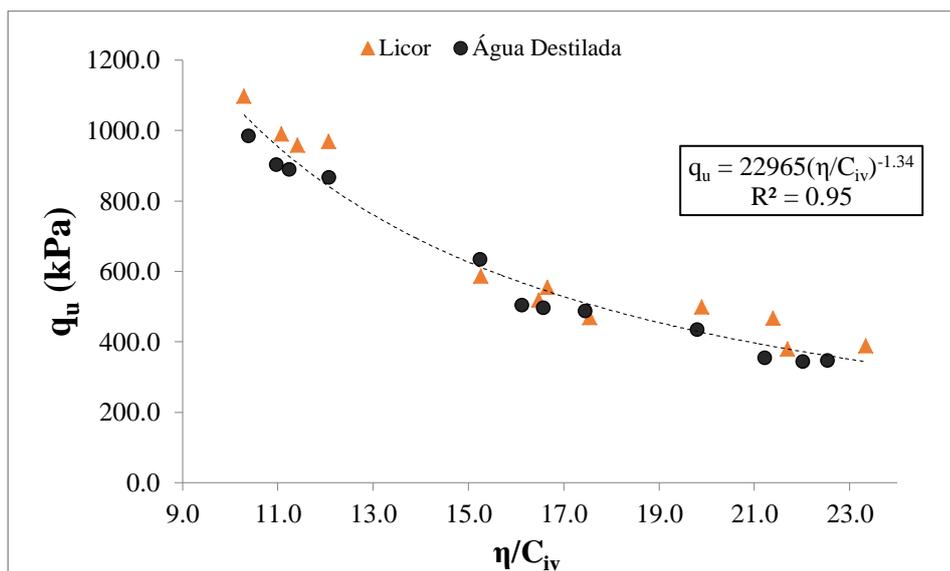


Figura 50: Relação q_u versus porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}).

Foppa (2005) verificou que a taxa de variação da porosidade (η) não é da mesma ordem de grandeza que a taxa de variação dos valores de teor volumétrico de agente cimentante. Desta forma, o autor sugeriu a utilização de um expoente aplicado à parcela correspondente ao teor volumétrico de agente cimentante, a fim de corrigir e equalizar as taxas de variação. A partir deste ajuste, foi possível estimar as resistências à compressão simples (q_u) do material estudado através de uma curva única – tendo em vista que o valor deste referido expoente é dependente dos materiais que compõem a mistura. Dentre alguns dos diversos trabalhos realizados, autores como Foppa (2005), Lopes Junior (2007), Dalla Rosa (2009), Consoli *et al.* (2011), Rios *et al.* (2012), Saldanha (2014) utilizaram expoentes de ajuste de valor 0,28; 0,06; 0,12; 0,35; 0,21 e 0,11; respectivamente, por exemplo. O valor deste supracitado expoente, utilizado na parcela referente ao teor volumétrico de agente cimentante, representa, fisicamente, a influência desta variável em comparação com a variação da porosidade, na relação entre η/C_{iv} e q_u . Em suma, isto implica que, quanto maior for o valor do expoente, maior será a influência da quantidade de agente cimentante no ganho de resistência das misturas.

Entretanto, para o material utilizado nesta pesquisa (misturas resíduo-cimento), o expoente que melhor ajustou a função exponencial aos dados obtidos nos ensaios foi o valor 1 – ou seja, C_{iv}^1 . Deste modo, o este valor determinado como expoente de ajuste indica uma influência do teor volumétrico de cimento bastante significativa, quanto às resistências não

confinadas (q_u) das misturas avaliadas. Assim como os referidos autores que estudaram o parâmetro porosidade/teor volumétrico de agente cimentante, o tipo de função que melhor representou o comportamento das misturas quanto à resistência q_u foi a do tipo potência. A Equação 3, a qual relaciona as resistências não confinadas (q_u) das misturas resíduo-cimento estudadas aos correspondentes valores de η/C_{iv} , é apresentada a seguir:

$$q_u = 22965 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,34} \quad (3)$$

Onde:

q_u = resistência à compressão simples (kPa);

η = porosidade (%);

C_{iv} = teor volumétrico de cimento (%).

4.3.6 Modo de ruptura das amostras

Para as amostras de resíduos de mineração estabilizados com cimento, submetidas aos ensaios de compressão simples, um padrão comum no modo de ruptura foi observado. De modo geral, as amostras apresentavam uma ruptura relativamente frágil – atingindo uma resistência máxima e queda pós-pico, com a formação de um ou mais planos de ruptura bem definidos. Estas referidas características na ruptura foram verificadas com mais clareza para amostras de maiores teores de agente cimentante, portanto mais rígidas. Entretanto, diferenças sutis neste comportamento foram observadas, também. Para amostras menos cimentadas, notou-se uma relativa maior ductilidade na ruptura, com esta ocorrendo de modo gradual e quedas de resistência menos pronunciadas. A Figura 51 apresenta um exemplo de modo de ruptura das amostras supracitado.



Figura 51: Modo de ruptura – ensaios de resistência à compressão simples.

4.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL – RESÍDUO CIMENTADO

Os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (q_t), realizados nas amostras de resíduo de mineração de ouro estabilizados com cimento, são apresentados e discutidos nesta seção, analisando as variáveis de influência na resistência à tração. Os dados gerais e resultados referentes aos corpos-de-prova submetidos a estes testes são detalhados no Apêndice A – Quadro A2.

4.4.1 Influência da quantidade de agente cimentante

A variação das resistências à tração por compressão diametral (q_t) para as misturas resíduo-cimento, considerando a influência das quantidades de cimento utilizadas (75, 100 e 150 kg/m^3), é apresentada na Figura 52 e discutida a seguir.

A partir da análise dos dados, é possível observar que o comportamento é muito similar ao que foi apresentado para as resistências à compressão simples, detalhadas no item 4.3.1. Entretanto, neste caso, o ganho de resistência das misturas segue uma tendência relativamente mais linear com o aumento da dosagem de cimento, para cada valor umidade inicial (w_i) e

líquido de moldagem analisado. Obviamente, as resistências à tração diferem em magnitude das verificadas para compressão: para a dosagem de 150 kg/m^3 , por exemplo, as resistências à tração (q_t) ficaram na faixa de 130 a 200 kPa, aproximadamente – sendo os valores mais baixos característicos de maiores umidades iniciais (w_i) das amostras na moldagem, em geral.

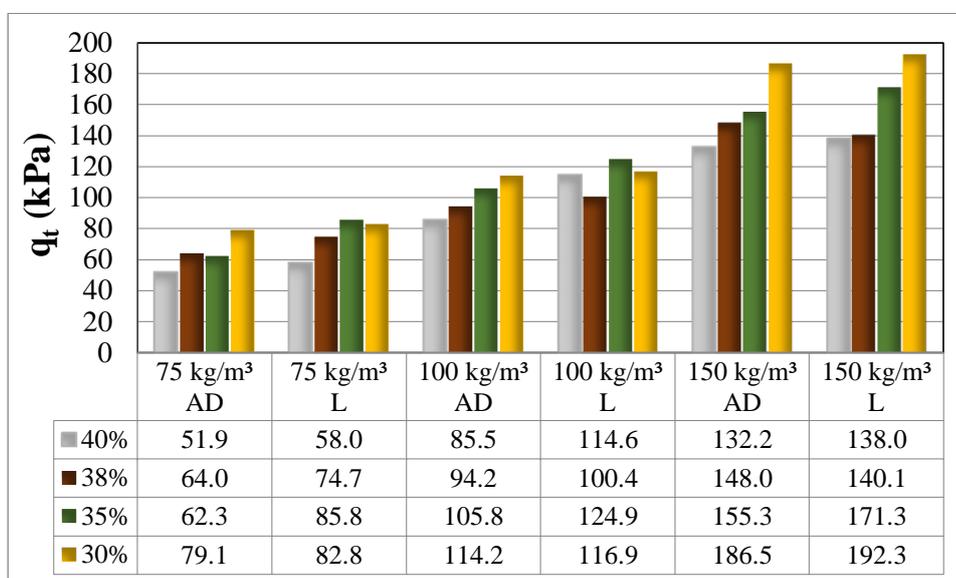


Figura 52: Influência da quantidade de agente cimentante sobre q_t .

4.4.2 Influência da umidade inicial

De maneira análoga à análise realizada para ensaios de resistência à compressão simples, a influência da umidade inicial (w_i) das amostras de resíduo de mineração sobre a resistência à tração na compressão diametral (q_t) também foi avaliada. Os resultados desta avaliação são expostos através da Figura 53.

A partir da interpretação do gráfico é possível constatar que, apesar da maior dispersão quanto aos resultados obtidos, a mesma tendência observada para resistências à compressão é mantida: a redução da umidade inicial resulta, em geral, em maiores resistências à tração (q_t), considerando cada tipo de dosagem e líquido empregado. Novamente, para as condições iniciais das amostras delimitadas (umidades iniciais dos resíduos de 30, 35, 38 e 40%), as diferenças entre resistências não foram tão pronunciadas quanto àquelas verificadas na análise da influência da dosagem de agente cimentante. Uma especificidade constatada neste caso é o fato de que, para as dosagens de 150 kg/m^3 , o efeito da umidade inicial sobre as resistências q_t foi de maior magnitude – em relação às dosagens de 75 e 100 kg/m^3 - dada a menor dispersão dos dados e maiores diferenças entre valores de resistência. Estes aspectos da influência da

umidade inicial (w_i) nas resistências verificadas são clarificados, na sequência, através da análise estatística realizada no item 4.4.4.

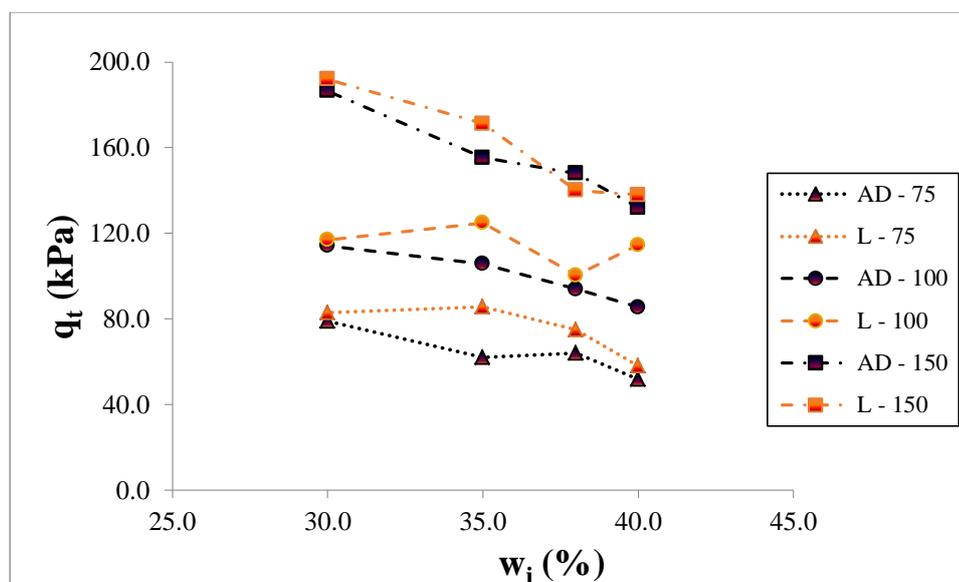


Figura 53: Influência da umidade inicial das amostras sobre q_t .

4.4.3 Influência do líquido de moldagem

O efeito do uso de licor nas moldagens de corpos-de-prova submetidos a ensaios de compressão diametral, para determinação da resistência à tração (q_t), foi avaliado e é ilustrado através da Figura 54 – comparativamente aos valores referentes às amostras moldadas com água destilada.

Nos gráficos apresentados, na porção superior, é possível verificar a variação das resistências à tração (q_t) médias para os dois tipos de líquidos empregados [água destilada (AD) e licor (L)], considerando as dosagens utilizadas neste trabalho (75, 100 e 150 kg/m³). Já na parte inferior, são exibidos como os valores médios de resistência à tração (q_t) variam, considerando os diferentes líquidos e alterando as umidades iniciais das amostras. É possível constatar, em ambas as análises, que a utilização de licor na moldagem, assim como reportado no item 4.3.3, resultou em maiores valores de q_t , em todos os casos – comparativamente à utilização de água destilada. Desta forma, é possível concluir que a composição química do licor é, ligeiramente, favorável à estabilização dos resíduos com cimento, em termos de resistência à tração na compressão diametral (q_t), também. A este fato associa-se a já referida caracterização deste líquido em relação ao pH, fator de grande importância na efetividade de uma solução de estabilização de solos.

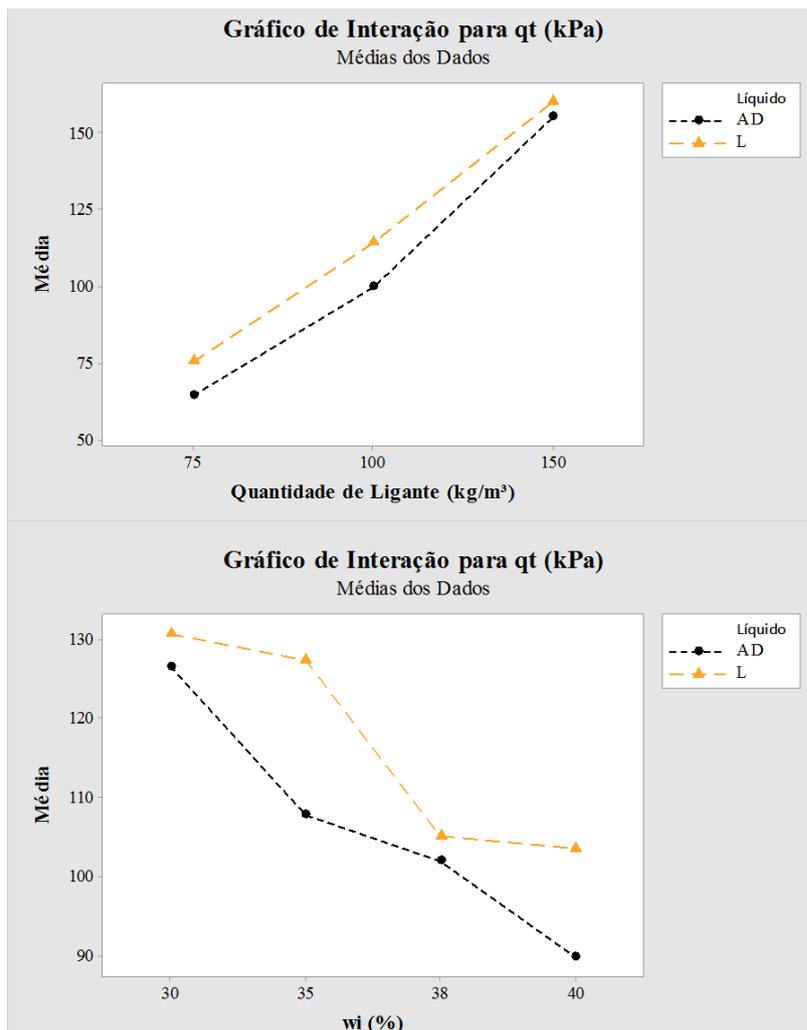


Figura 54: Influência do líquido de moldagem sobre q_t .

4.4.4 Análise de Variância ANOVA

A influência das variáveis fixas delimitadas neste trabalho no comportamento mecânico das misturas resíduo-cimento foi avaliada estatisticamente, também, quanto às resistências à tração na compressão diametral (q_t). Para este propósito, foi utilizada a análise de variância para os dados da pesquisa, cujos resultados são pormenorizados no Quadro 13, a seguir.

A partir da avaliação dos resultados da análise ANOVA apresentados no Quadro 13, é possível verificar a influência das variáveis (A, B e C) quanto à significância ou não destas na resistência à tração (q_t) das amostras. Desta forma, através dos valores calculados de “Valor-F” e “Valor-P”, é possível depreender que as variáveis A, B e C, isoladamente, são significativas – ou seja, contribuem efetivamente para desenvolvimento das resistências à tração das misturas estudadas. Este aspecto está em consonância com aquilo que foi

verificado quando a resistência à compressão simples das misturas foi analisada. Além disso, neste caso específico, verifica-se que a interação entre as dosagem de agente cimentante (A) e umidade inicial das amostras (B) – valor correspondente a (A)*(B) da coluna “Fonte” – é representativa, também (uma vez que o “Valor P” é menor que o valor crítico de 0,005). No entanto, verifica-se, também, que esta interação tem uma significância de menor magnitude, dado o baixo “Valor-F” resultante.

| Fonte | GL | SQ (Aj.) | QM (Aj.) | Valor F | Valor-P |
|---------|----|----------|----------|---------|---------|
| (A) | 2 | 31248.0 | 15624.0 | 468.41 | 0.000 |
| (B) | 3 | 3667.1 | 1222.4 | 36.65 | 0.000 |
| (C) | 1 | 615.3 | 615.3 | 18.45 | 0.005 |
| (A)*(B) | 6 | 1089.9 | 181.6 | 5.45 | 0.029 |
| (A)*(C) | 2 | 93.0 | 46.5 | 1.39 | 0.318 |
| (B)*(C) | 3 | 282.9 | 94.3 | 2.83 | 0.129 |
| Erro | 6 | 200.1 | 33.4 | | |
| Total | 23 | 37196.4 | | | |

Quadro 13: Análise de variância para ensaios de compressão diametral.

A Figura 55 mostra, de forma gráfica e em valores médios dos dados, a ordem em que as variáveis de estudo influem no desenvolvimento das resistências à tração das misturas, também demonstrado pelo Quadro 13, através do “Valor F” calculado.

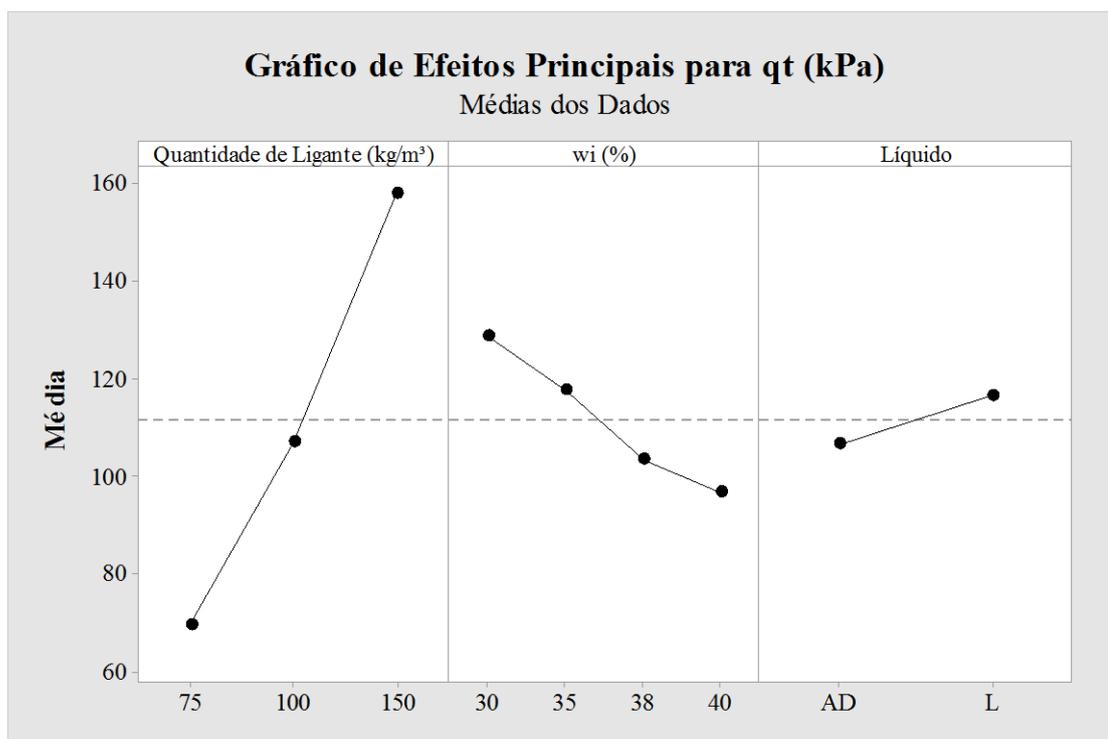


Figura 55: Gráfico de efeitos principais para resistência à compressão diametral.

Para este estudo, referente às resistências à tração das misturas, as variáveis com maior impacto na resposta de q_t , em ordem decrescente são: quantidade de agente cimentante (A), umidade inicial das amostras (B), líquido de moldagem (C) e, por fim, a interação (A)*(B). Faz-se necessário, novamente, ressaltar a influência muito mais pronunciada na dosagem de cimento Portland sobre as resistências, comparativamente aos outros fatores analisados – considerando a grande diferença nos valores do Teste F calculados.

4.4.5 Relação η/C_{iv} para previsão de q_t

Neste trabalho foi realizada a verificação da adequabilidade da utilização do índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) na previsão, também, do comportamento das misturas quanto à resistência à tração (q_t), a partir de ensaios de compressão diametral. Os resultados referentes a esta análise são apresentados, considerando amostras moldadas com água destilada e licor, na Figura 56, a seguir.

Assim como no estudo da resistência à compressão simples, o parâmetro η/C_{iv} apresentou uma excelente concordância com os dados experimentais de resistência à tração (q_t), através do ajuste de uma função potência. De forma similar ao reportado no item 4.3.5, o expoente da parcela de teor volumétrico de cimento (C_{iv}) que melhor ajustou a curva aos resultados de resistência obtidos foi o valor 1 (C_{iv}^1). Desta forma, obteve-se curva de muito boa concordância aos dados, comprovado pelo $R^2 = 0,92$.

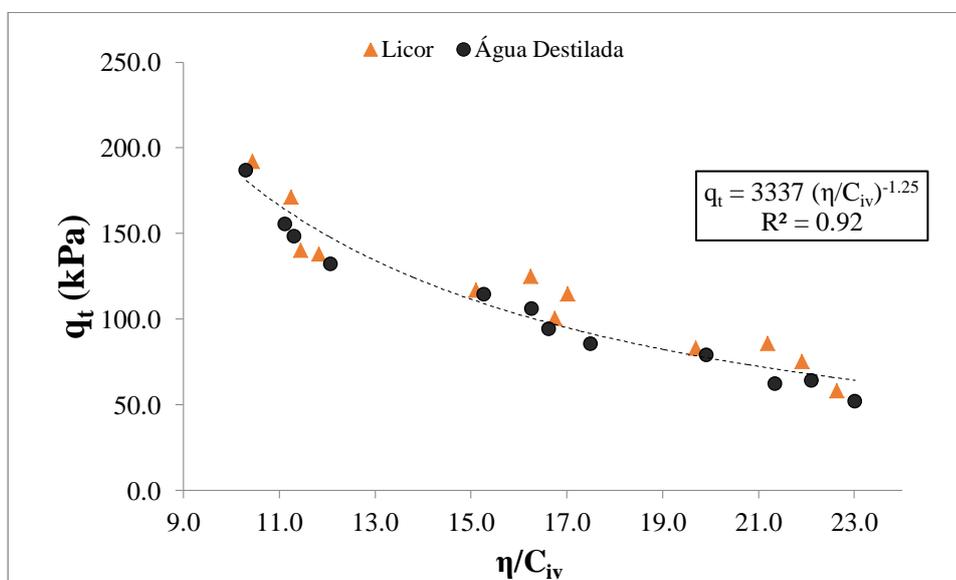


Figura 56: Relação q_t versus porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}).

A Equação 4 para previsão das resistências à tração na compressão diametral (q_t) das misturas resíduo-cimento, obtida do ajuste dos dados a uma função potência e considerando o índice porosidade/teor volumétrico de cimento (C_{iv}), é apresentada, a seguir:

$$q_t = 3337 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,25} \quad (4)$$

Onde:

q_t = resistência à tração na compressão diametral (kPa);

η = porosidade (%);

C_{iv} = teor volumétrico de cimento (%).

4.4.6 Modo de ruptura das amostras

Para os ensaios de resistência à compressão diametral realizados foi observado, também, um modo de ruptura característico das amostras de resíduo-cimento. Este padrão constatado consiste em uma ruptura frágil das amostras, com a formação de um plano bem definido, no sentido longitudinal dos corpos-de-prova – de maneira a dividir a amostra em duas partes aproximadamente iguais.



Figura 57: Modo de ruptura – ensaios de resistência à tração na compressão diametral.

Destaca-se, também, o fato de que não foram notadas diferenças significativas neste comportamento, durante os ensaios, para corpos-de-prova representativos de diferentes valores de relação porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) – ou seja, de distintas

densidades ou quantidades de agente cimentante empregadas. A Figura 57 ilustra o comportamento observado.

4.5 ENSAIOS DE ONDAS ULTRASSÔNICAS (G_0)

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados referentes aos ensaios de ondas ultrassônicas, realizados para determinação do módulo cisalhante máximo (G_0) das misturas de resíduo de mineração-cimento Portland, a fim de avaliar o efeito das variáveis definidas no programa experimental. Como foi explicitado no programa de ensaios, item 3.4, os ensaios de ondas ultrassônicas foram executados, previamente, para todas as amostras submetidas a ensaios de compressão simples e de compressão diametral. Desta forma, os resultados apresentados nesta seção, para valores de módulo cisalhante máximo (G_0), são referentes a um total de 48 amostras ensaiadas. Complementarmente, os dados gerais dos corpos-de-prova testados são mostrados no Apêndice A – Quadros A1 e A2.

4.5.1 Influência da quantidade de agente cimentante

A influência das dosagens de ligante escolhidas para o programa experimental (75, 100 e 150 kg/m³) no módulo cisalhante máximo (G_0) das amostras, considerando as diferentes umidades iniciais (w_i) e os líquidos de moldagem (água destilada e licor), é apresentada na Figura 58 e na Figura 59. É possível notar que a tendência de aumento da rigidez com o aumento da quantidade de agente cimentante é similar à que foi explicitada para os ensaios de determinação de q_u e q_t . A fim de prover uma melhor visualização dos dados, os resultados foram exibidos separadamente, para os valores de G_0 de corpos-de-prova submetidos a ensaios de resistência à compressão simples (Figura 58) e ensaios de resistência à tração na compressão diametral (Figura 59).

A partir da interpretação dos dados, é possível perceber que o aumento da taxa de agente cimentante teve impacto bastante significativo no módulo de rigidez inicial (G_0) das misturas resíduo-cimento, resultante do incremento nas ligações cimentícias entre as partículas. Além disso, dentro da variabilidade intrínseca existente, o comportamento foi muito semelhante, tanto para as amostras submetidas à ensaios de compressão simples como aqueles ensaiados à compressão diametral.

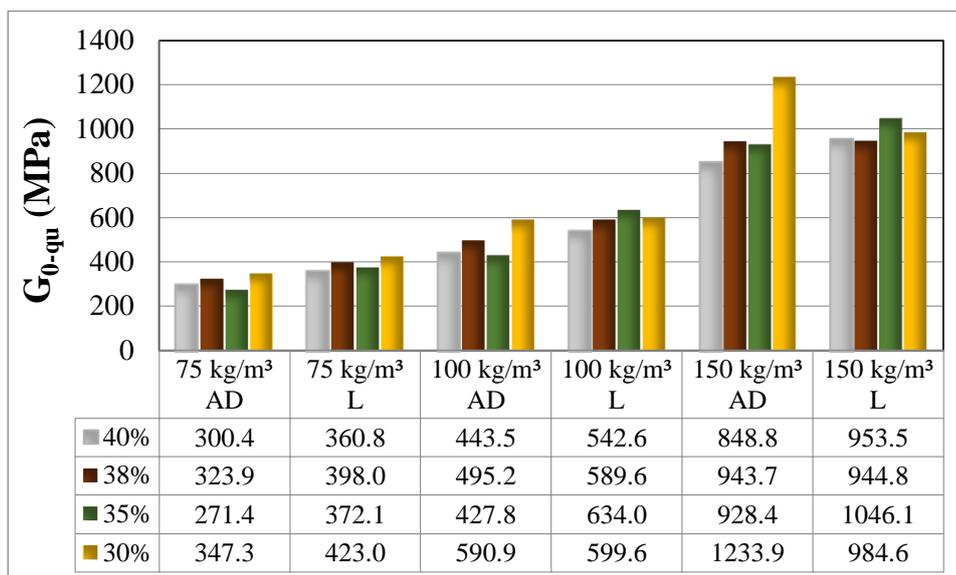


Figura 58: Influência da quantidade de agente cimentante sobre G_0 (amostras submetidas à compressão simples).

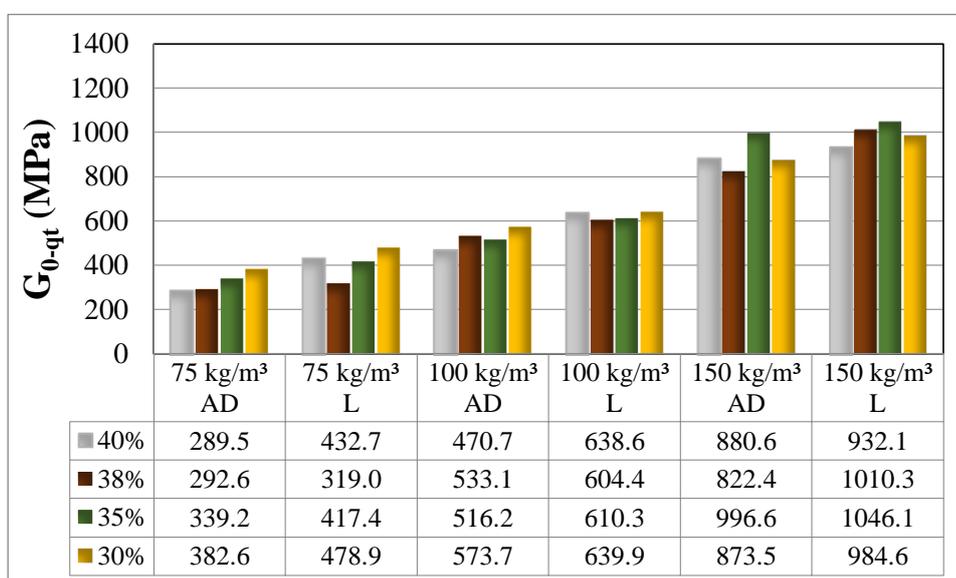


Figura 59: Influência da quantidade de agente cimentante sobre G_0 (amostras submetidas à compressão diametral).

A Figura 60, por sua vez, explicita estes resultados, quando considerados conjuntamente todos os resultados (48 amostras) de módulo cisalhante máximo (G_0), em uma análise estatística média dos valores obtidos. Neste gráfico, fica claro, ainda, como a dosagem de 150 kg/m³ produziu resultados de rigidezes iniciais mais pronunciados em todos os casos (com G_0 variando de 800 a 1050 MPa, em média, a depender dos teores de umidade iniciais das

amostras), demonstrando que os ganhos quanto a esta propriedade não seguem uma tendência linear.

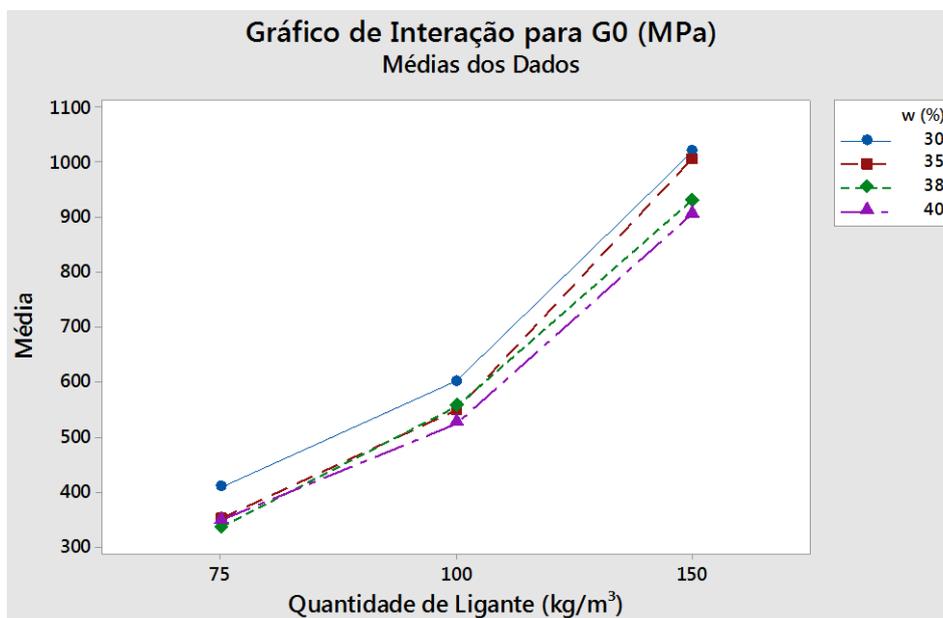


Figura 60: Influência da quantidade de agente cimentante sobre G_0 (considerando todos os corpos-de-prova), em valores médios.

4.5.2 Influência da umidade inicial

Os resultados referentes à variação dos módulos cisalhantes máximos (G_0), a partir da análise da influência da umidade inicial (w_i) das amostras de resíduo, considerando as diferentes dosagens de ligante (75, 100 e 150 kg/m³) e os líquidos empregados na moldagem (água destilada e licor), são apresentados e discutidos, a seguir. A Figura 61 corresponde aos ensaios de compressão simples (q_u), enquanto a Figura 62 explicita os resultados de amostras submetidas aos ensaios de compressão diametral (q_t).

Os gráficos mostram que a influência da umidade inicial sobre a resistência à tração, em uma primeira análise gráfica, é de difícil determinação para este caso, uma vez que não há uma tendência muito clara de comportamento. Para algumas dosagens como, por exemplo, 150 kg/m³ – AD – q_u , é possível verificar claramente o aumento da rigidez inicial com a diminuição dos valores de umidade inicial. Entretanto, há muita variação nos resultados de G_0 , especialmente para os valores de umidades iniciais intermediários (35 e 38%), talvez pela proximidade destes e pela própria variabilidade inerente às amostras.

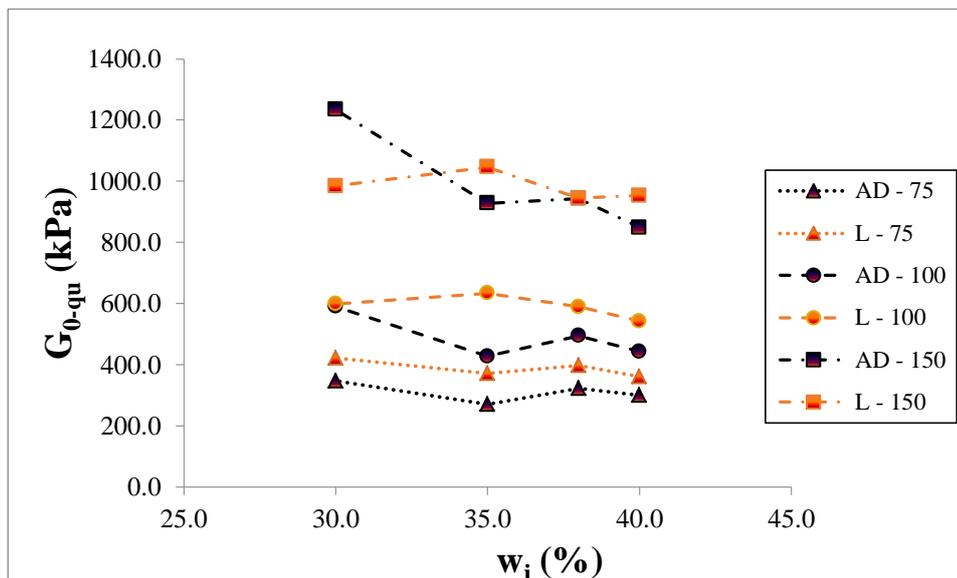


Figura 61: Influência da umidade inicial das amostras sobre G_0 (amostras submetidas à compressão simples).

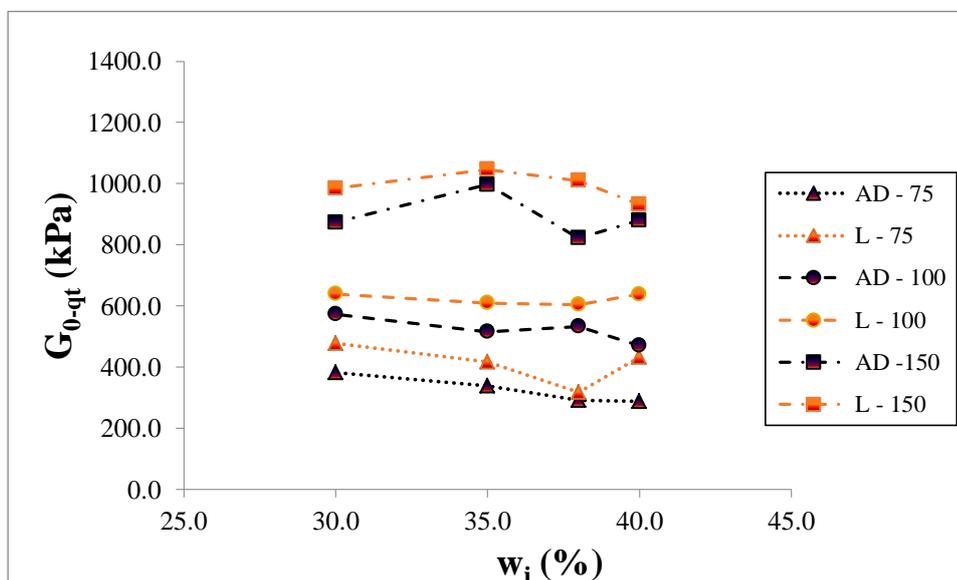


Figura 62: Influência da umidade inicial das amostras sobre G_0 (amostras submetidas à compressão diametral).

Desta forma, a fim de clarificar a influência de w_i no módulo G_0 das amostras, foi realizada uma análise de interação estatística de valores médios, considerando toda a amostragem (48 corpos-de-prova) de ensaios de q_u e q_t . A partir disto, constata-se que para a dosagem de 150 kg/m³, a influência da umidade inicial das amostras é mais pronunciada, variando aproximadamente 100 MPa, entre 30 e 40% de umidade. Para as outras dosagens, a tendência de diminuição no módulo G_0 é a mesma, porém a uma taxa menor e com um comportamento

menos definido. Desta forma, é possível perceber que, as densidades das amostras (intrinsecamente relacionadas aos teores de umidades iniciais) tem papel secundário no desenvolvimento da rigidez das misturas, que é dominado predominantemente pela cimentação. Entretanto, menores teores de umidade iniciais repercutem em um arranjo de partículas mais compacto, o que contribui para formação de ligações cimentícias mais efetivas.

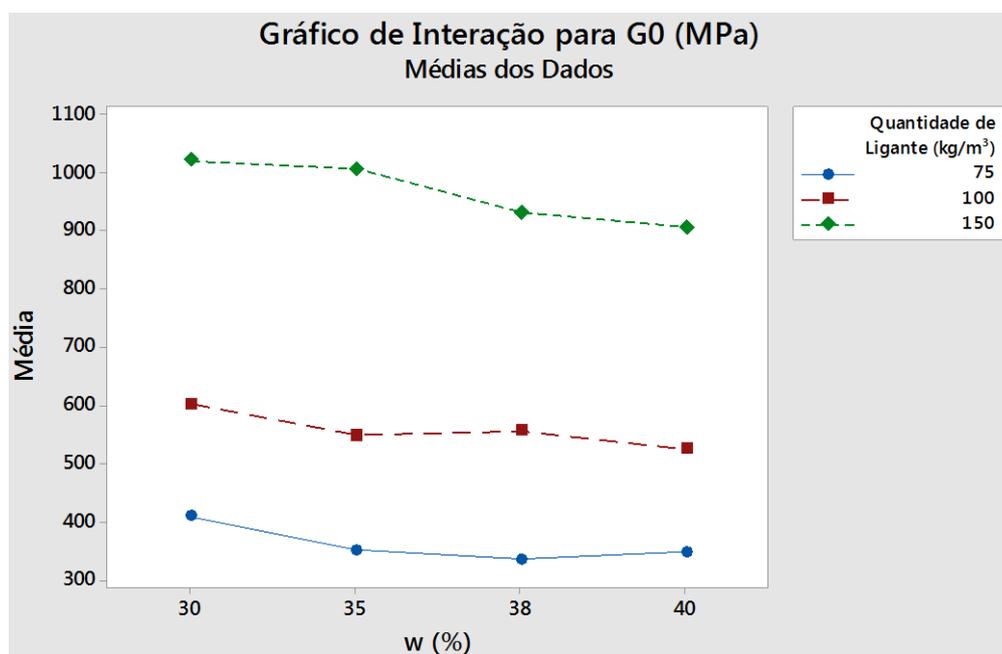


Figura 63: Influência da umidade inicial das amostras sobre G_0 (considerando todos os corpos-de-prova), em valores médios.

4.5.3 Influência do líquido de moldagem

A fim de determinar a influência do líquido empregado na moldagem dos corpos-de-prova (água destilada ou licor) sobre os resultados de módulo cisalhante máximo (G_0) das amostras resíduo-cimento, os dados são apresentados em forma de gráfico de interação para valores médios, considerando as diferentes dosagens (75, 100 e 150 kg/m³) e distintas umidades iniciais (30, 35, 38 e 40%). Estes resultados são ilustrados na Figura 64, na qual, na parte superior, exhibe-se a relação existente com a quantidade de agente cimentante. Já a porção inferior da imagem expõe o comportamento, considerando as umidades iniciais das amostras de resíduo.

Notadamente, é possível verificar que a influência do líquido de moldagem segue o comportamento, de forma similar, ao constatado nos itens 4.3.3 e 4.4.3: o uso do licor

proveniente da barragem de rejeitos nas moldagens resultou em maiores valores de módulo G_0 das amostras, em média, considerando todas as dosagens e umidades iniciais do estudo. O valor de pH mais elevado do licor em relação à água destilada pode ser considerado o fator decisivo para este aumento do nível de cimentação entre as partículas, desta forma resultando em amostras não só de maior resistência, mas como, neste caso, de maior rigidez.

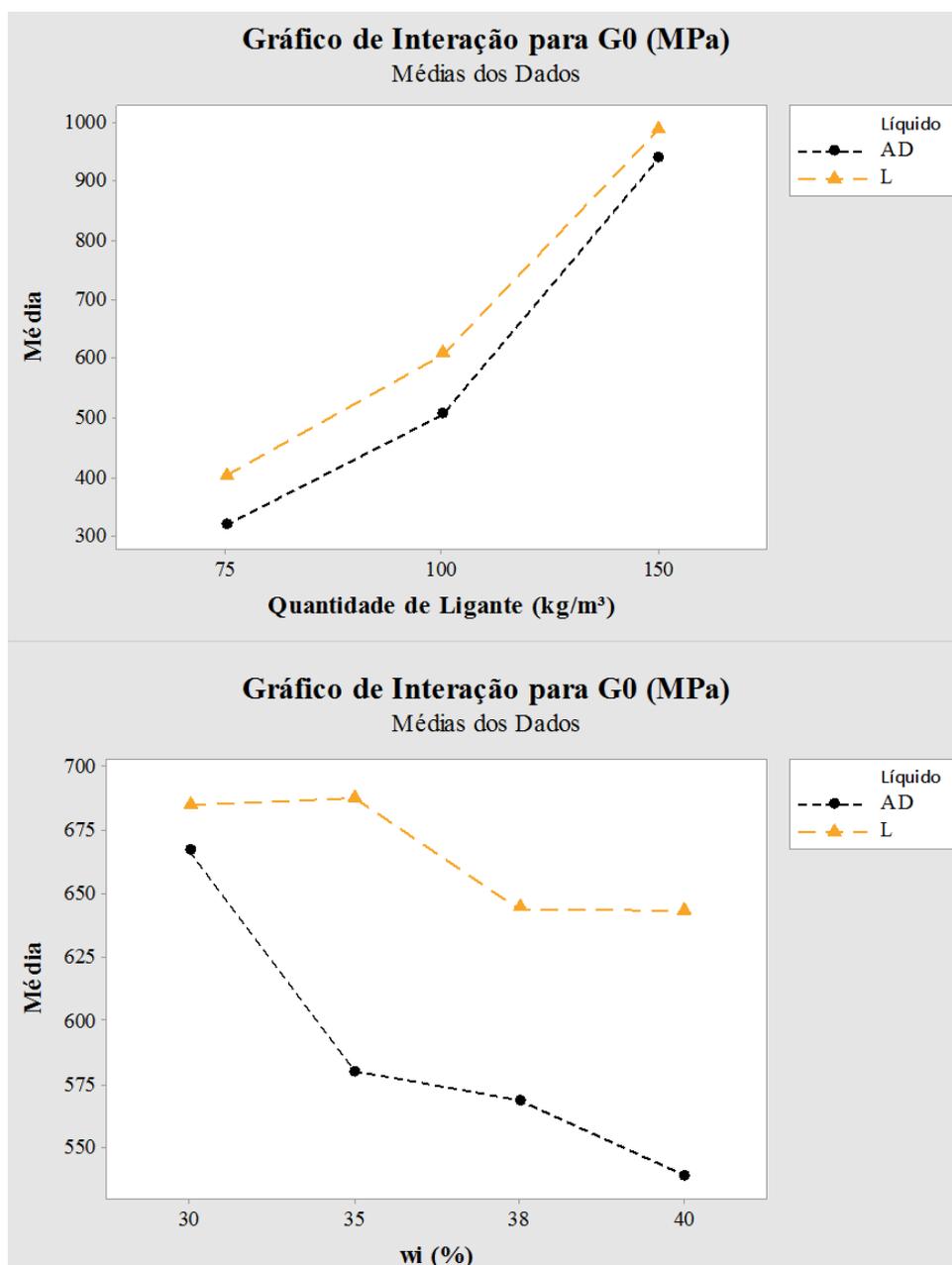


Figura 64: Influência do líquido de moldagem sobre G_0 .

4.5.4 Análise de Variância ANOVA

Do mesmo modo que para os resultados de resistência das amostras, tanto à compressão (q_u) como à tração (q_t), os valores de G_0 obtidos a partir dos ensaios de ondas ultrassônicas foram submetidos a uma análise de variância ANOVA, com o intuito de determinar, efetivamente, o grau de influência das variáveis fixas do estudo sobre a rigidez inicial das misturas. Para esta análise foram considerados os 48 corpos-de-prova, conjuntamente. Esta avaliação é detalhada e apresentada através do Quadro 14.

| Fonte | GL | SQ (Aj.) | QM (Aj.) | Valor F | Valor-P |
|---------|----|----------|----------|---------|---------|
| (A) | 2 | 3046378 | 1523189 | 407.63 | 0.000 |
| (B) | 3 | 49948 | 16649 | 4.46 | 0.011 |
| (C) | 1 | 70346 | 70346 | 18.83 | 0.000 |
| (A)*(B) | 2 | 6055 | 3028 | 0.81 | 0.454 |
| (A)*(C) | 6 | 13587 | 2264 | 0.61 | 0.723 |
| (B)*(C) | 3 | 15503 | 5168 | 1.38 | 0.267 |
| Erro | 30 | 112101 | 3737 | | |
| Total | 47 | 3313917 | | | |

Quadro 14: Análise de variância para ensaios de ondas ultrassônicas (G_0).

A partir da análise dos resultados, é possível constatar que as variáveis (A) – dosagem de agente cimentante, (B) – umidade inicial das amostras, e (C) – tipo de líquido empregado na moldagem, são todas significativas na resposta considerada (módulo cisalhante máximo das misturas resíduo-cimento – G_0). Isto é comprovado através dos resultados obtidos para “Valor-P”, através do ajuste de um modelo linear generalizado da análise de variância. Estes valores, para as variáveis consideradas isoladamente, foram 0,000; 0,011 e 0,000; respectivamente – logo, inferiores ao valor crítico considerado ($P < 0,050$). De modo análogo, as variáveis consideradas conjuntamente (A*B, A*C e B*C), em uma análise de interação, não apresentam impacto significativo sobre o módulo de cisalhamento inicial (G_0), uma vez que o “Valor-F” resultante é muito baixo e, conseqüentemente, o “Valor-P” observado é superior ao crítico.

Com base nos dados apresentados no Quadro 14, é possível depreender, ainda, que a influência das variáveis controláveis sobre os resultados de módulo cisalhante máximo (G_0) pode ser colocada na seguinte ordem, decrescente: quantidade de agente cimentante (A), líquido empregado na moldagem (C) e umidade inicial das amostras (B). Este comportamento é ilustrado, graficamente, na Figura 65. Verifica-se, também, que o efeito da dosagem de ligante é preponderante sobre as outras variáveis, uma vez que o “Valor-F” calculado é

bastante superior para este fator fixo. O fato de o teor de umidade inicial (w_i) dos resíduos resultar em impacto relativamente pequeno sobre a rigidez das amostras está em consonância com as informações apresentadas em 4.5.2.

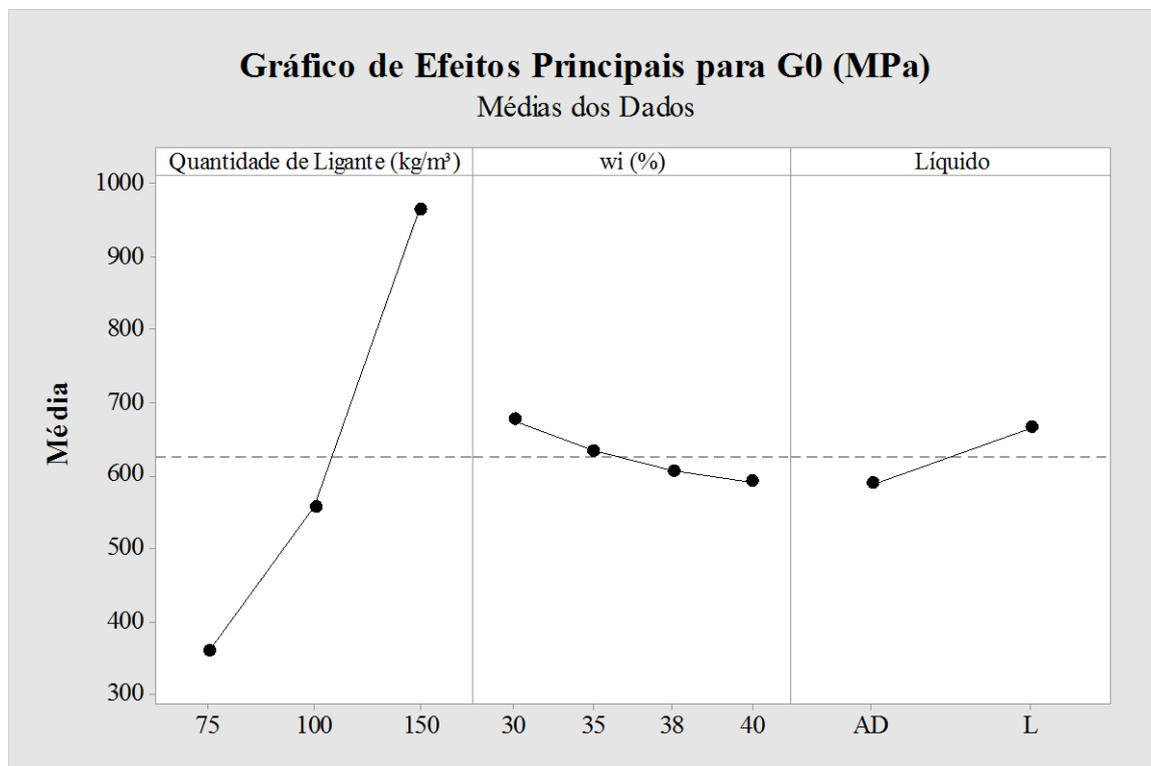


Figura 65: Gráfico de efeitos principais para módulo cisalhante máximo (G_0).

4.5.5 Relação η/C_{iv} para previsão de G_0

De maneira similar ao apresentado nas seções anteriores, o índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) foi analisado quanto à capacidade ou não de prever o comportamento quanto à rigidez inicial (G_0) das misturas de resíduo de mineração de ouro e cimento Portland. Esta análise foi realizada considerando todos os corpos-de-prova ensaiados à resistência à compressão simples e à resistência à tração na compressão diametral – totalizando 48 amostras.

Novamente, a partir do ajuste de uma função potência aos dados de módulo cisalhante máximo (G_0) versus o parâmetro η/C_{iv} , foi possível obter uma excelente correlação (corroborada pelo $R^2 = 0,92$), demonstrando que o índice porosidade/teor volumétrico de cimento é um parâmetro adequado na previsão, também, da rigidez inicial de resíduos de mineração de ouro estabilizados com cimento, baseado na técnica de *Deep Soil Mixing*. Na

busca pelo melhor ajuste do modelo aos dados, verificou-se que o expoente 1 aplicado à parcela η/C_{iv} foi aquele que resultou em melhor adequação, da mesma forma que para as resistências estudadas. A Equação 5, correlacionando os módulos cisalhantes máximos (G_0) das misturas resíduo-cimento estudadas nesta pesquisa ao parâmetro η/C_{iv} , resultante do ajuste de dados, é apresentada, a seguir.

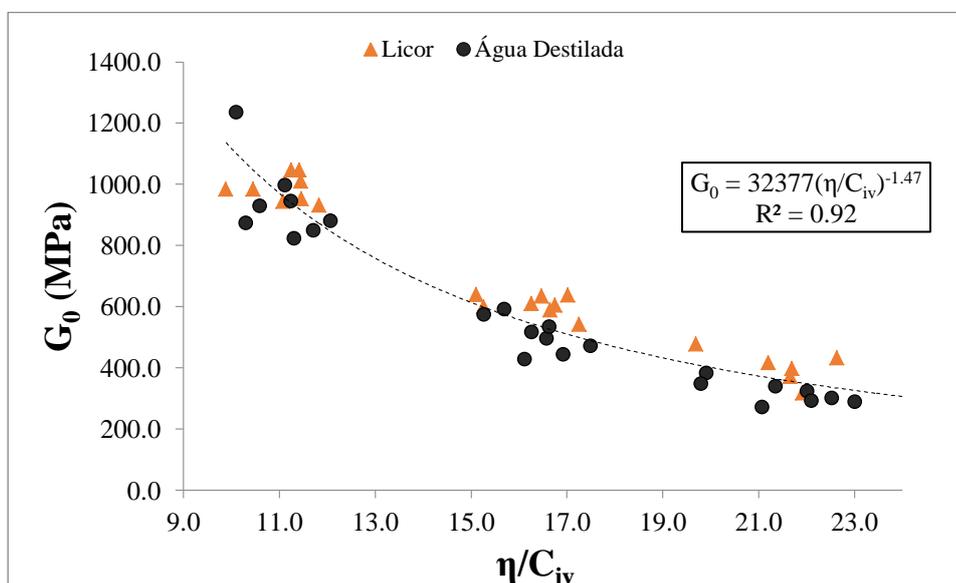


Figura 66: Relação G_0 versus porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}).

$$G_0 = 32377 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1.47} \quad (5)$$

Onde:

G_0 = módulo cisalhante máximo (MPa);

η = porosidade (%);

C_{iv} = teor volumétrico de cimento (%).

4.6 CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS DAS MISTURAS RESÍDUO-CIMENTO

A partir do estudo inicial da influência de cada variável controlável sobre o comportamento mecânico das misturas de resíduo de mineração de ouro e cimento Portland, bem como na verificação da adequação do índice porosidade/teor volumétrico de cimento para a previsão deste comportamento, análises mais detalhadas de relações existentes entre os parâmetros analisados foram realizadas e são descritas nos itens subsequentes.

4.6.1 Relação entre resistência à tração (q_t) e resistência a compressão (q_u)

Segundo diversos estudos realizados na UFRGS, para vários tipos de solos e agentes cimentantes, a resistência à compressão simples (q_u) e resistência à tração na compressão diametral (q_t) são controladas pela porosidade e, mais especificamente, pela relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante (η/C_{iv}). Diversos trabalhos anteriores tratando sobre este índice; como Consoli *et al.* (2007), Consoli (2014), entre outros; verificaram, ainda, que a relação entre as resistências à tração (q_t) e resistência à compressão (q_u) é única para cada tipo de material estudado (caracterizada pelo valor de um escalar único) – sendo, deste modo, independente da porosidade, quantidade de agente cimentante e da relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante.

Diante disso, nesta pesquisa, buscou-se averiguar se este comportamento reportado em outros trabalhos se reproduziria, também, para as misturas de resíduos de mineração de ouro estabilizados com cimento Portland. Nas seções anteriores, foi verificado que a resistência à tração na compressão diametral (q_t) está diretamente relacionada com o parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), para as amostras de resíduo de mineração de ouro estabilizadas, neste estudo. A Equação 4 representa o ajuste entre os dados experimentais de resistência à tração e o referido parâmetro, através de uma função potência. De forma similar, o índice η/C_{iv} mostrou-se, também, adequado para a previsão do comportamento quanto à resistência à compressão simples (q_u) das misturas resíduo-cimento – demonstrado através da Equação 3. A Figura 67 apresenta os resultados obtidos nos referidos ensaios, em um mesmo gráfico, de forma a analisar estes, comparativamente.

A partir da análise conjunta dos dados, é possível perceber que as curvas das funções potência de compressão simples e compressão diametral tem comportamento muito similar, diferindo relativamente pouco quanto aos valores de expoente de ajuste da relação η/C_{iv} . Desta forma,

neste trabalho, ao perceber que as misturas resíduo-cimento estudadas se comportam de maneira muito similar ao relatado na bibliografia, buscou-se adequar os dados a fim de poder avaliar e estabelecer as relações entre resistências à tração e à compressão.

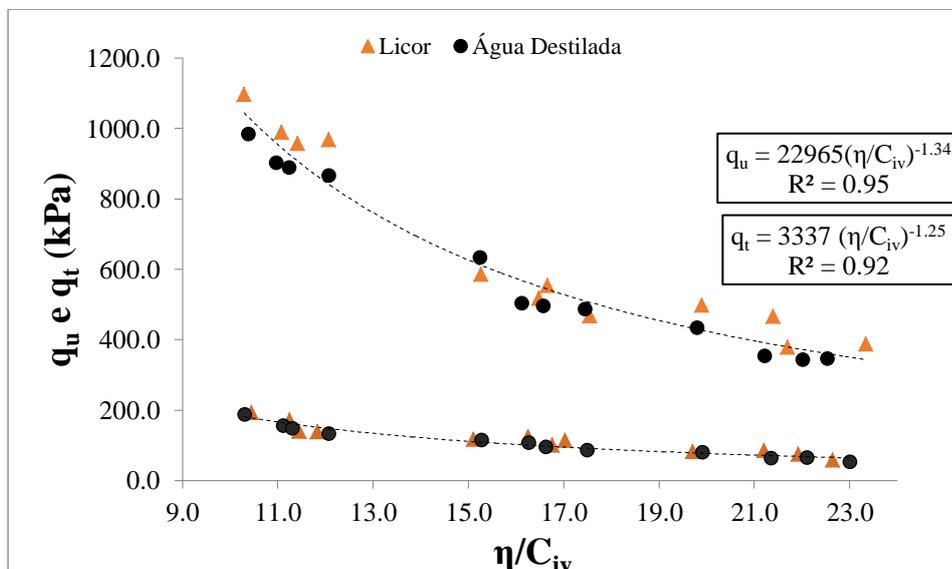


Figura 67: Relações q_u e q_t versus porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}).

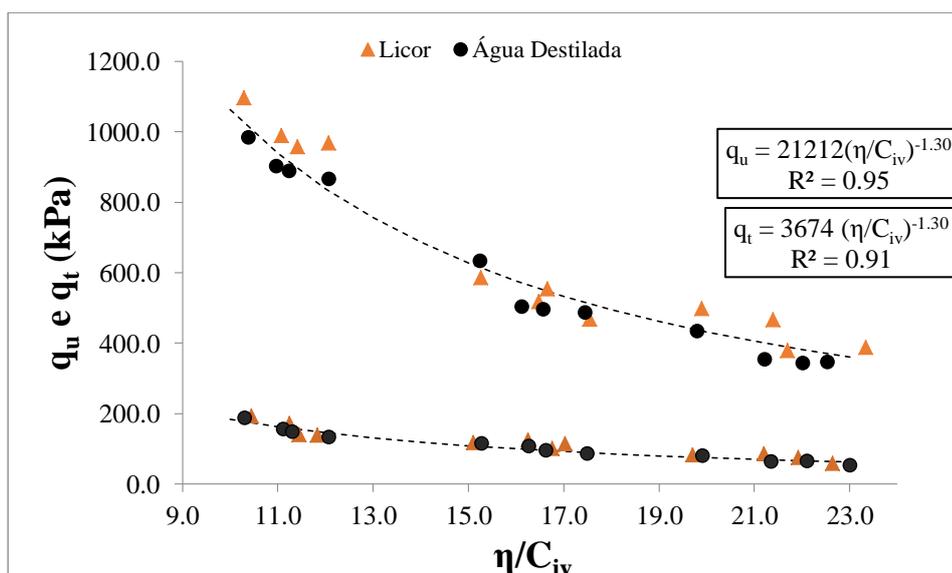


Figura 68: Relações q_u e q_t versus porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), ajustadas para um mesmo expoente β .

Para possibilitar esta análise, as curvas devem ter um mesmo formato que, neste caso, tratando-se de uma função potência, deve ser do tipo: $q_\alpha = A (\eta/C_{iv})^{-\beta}$. Para que exista uma

razão igual a uma constante entre as resistências, as curvas devem se ajustar a um valor único de potência. Para este propósito, foi realizada uma tentativa de ajuste potencial, com um fator β único para as funções representativas de q_u e q_t . Desta forma, ao proceder com os ajustes pertinentes, o valor de expoente encontrado como o de melhor adequação, considerando os resultados experimentais, foi de $\beta = 1,30$. Os resultados obtidos nesta etapa são apresentados na Figura 68, na qual é possível constatar, ainda, que as novas correlações continuaram com muito boa representatividade – dados os valores de $R^2 = 0,95$ e $R^2 = 0,91$, para resistência à compressão e resistência à tração, respectivamente.

Após o novo ajuste das curvas, percebe-se que as resistências se relacionam de forma direta, diferindo apenas quanto ao valor do escalar da equação. Estas novas curvas são descritas através da Equação 6 (para ensaios de resistência à compressão simples) e da Equação 7 (para ensaios de resistência à tração na compressão diametral). Desta forma, uma relação única pode ser obtida, relacionando a resistência à tração (q_t) e resistência à compressão (q_u), na forma de ($q_t/q_u = \xi$). As equações de resistências se relacionam como segue, abaixo:

$$q_u = 21212 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,30} \quad (6)$$

$$q_t = 3674 \cdot \left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,30} \quad (7)$$

Dividindo a Equação (7) pela (6), obtém-se, então, a Equação (8):

$$\xi = \frac{q_t}{q_u} = \frac{3674 \left[\frac{\eta}{C_{iv}}\right]^{-1,30}}{21212 \left[\frac{\eta}{C_{iv}}\right]^{-1,30}} = 0,17 \quad (8)$$

Diante do que foi exposto, é possível verificar, a partir da Equação 8, que a relação q_t/q_u resulta em um escalar ξ (0.17), para os resíduos de mineração de ouro tratados com cimento. Este aspecto demonstra que a relação entre as resistências das misturas resíduo-cimento independe da porosidade (η), quantidade de cimento (C_{iv}) e, também, da relação porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}). Assim sendo, existe uma proporcionalidade direta entre as resistências à tração e à compressão do material, a qual é válida para toda a faixa de índices de vazios e quantidades de cimento estudadas nesta pesquisa. Como consequência, é possível concluir que metodologias de dosagem racionais podem ser

estabelecidas, focadas em ensaios de compressão ou tração, uma vez que as resistências estão intrinsecamente associadas, na forma de um escalar (0,17 – para as misturas resíduo-cimento estudadas).

4.6.2 Relação entre resistências e módulos cisalhantes iniciais

Outra análise possível de ser realizada, a partir dos dados obtidos no programa experimental, diz respeito à relação intrínseca existente entre as resistências das misturas (tanto q_u como q_t) e a rigidez destas (considerada através dos valores de módulo de cisalhamento máximo – G_0). Notadamente, em solos estabilizados com cimento, quanto maiores são dosagens de agente cimentante, maiores as resistências e as rigidezes dos materiais, em geral. Buscou-se verificar, neste estudo, a possibilidade de correlacionar estes dois parâmetros, a partir dos dados experimentais obtidos nos ensaios realizados. Neste sentido, a Figura 69 apresenta a correlação entre os resultados de resistência à compressão simples (q_u) e dos módulos de cisalhamento máximos (G_0) determinados para estas amostras.

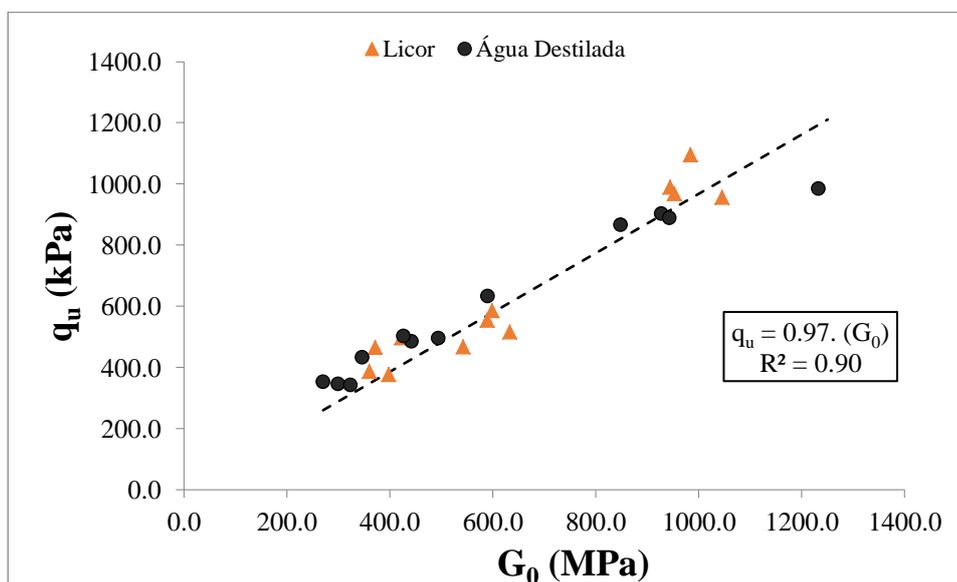


Figura 69: Relação resistência à compressão simples (q_u) versus módulo cisalhante máximo (G_0).

A partir da análise dos resultados dos ensaios, foi possível constatar que, para estes parâmetros analisados (resistência – q_u e rigidez inicial – G_0), existe uma relação relativamente linear – considerando, é claro, a dispersão existente e a amostragem limitada. Entretanto, para a faixa das variáveis deste estudo, obteve-se uma boa correlação, com valor

de $R^2 = 0,90$. A Equação 9, relacionando os valores de resistência à compressão simples dos corpos-de-prova aos respectivos módulos cisalhantes máximos (G_0), é apresentada, a seguir:

$$q_u = 0,97 (G_0) \quad (9)$$

Onde:

q_u = resistência à compressão simples (kPa);

G_0 = módulo cisalhante máximo (MPa);

De forma análoga, foi avaliada a relação entre as resistências à tração na compressão diametral (q_t) e os módulos de cisalhamento máximos (G_0) das amostras ensaiadas. Esta análise é mostrada através da Figura 70, a seguir. A partir dos resultados, verifica-se que os parâmetros q_t e G_0 se relacionam segundo uma tendência, também, linear, especialmente para valores médios a baixos de resistência à tração (característicos de taxas de cimentação iguais a 75 e 100 kg/m³). A Equação 10, correspondente a uma reta, foi a função que melhor se ajustou aos resultados dos ensaios, com boa adequação – corroborada pelo $R^2 = 0,89$.

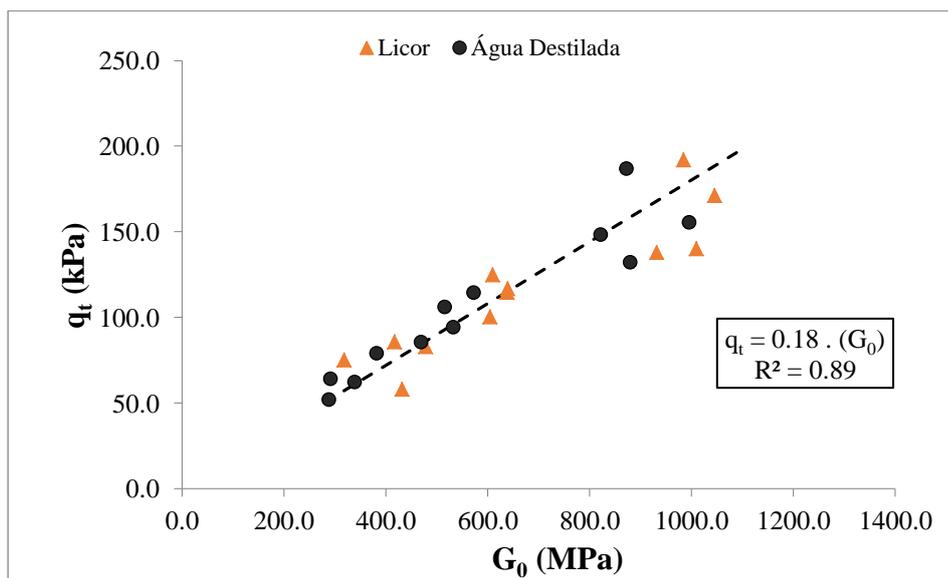


Figura 70: Relação resistência à tração a compressão diametral (q_t) versus módulo cisalhante máximo (G_0).

$$q_t = 0,18 (G_0) \quad (10)$$

Onde:

q_t = resistência à tração na compressão diametral (kPa);

G_0 = módulo cisalhante máximo (MPa);

4.7 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO DRENADOS – RESÍDUO CIMENTADO

Nesta seção são expostos os resultados referentes aos ensaios triaxiais não-drenados (CIU), realizados nas amostras de resíduos de mineração de ouro estabilizados com cimento, considerando as diferentes dosagens de agente cimentante (75, 100 e 150 kg/m³) empregadas no estudo.

4.7.1 Comportamento tensão-deformação

As curvas tensão-deformação das misturas resíduo-cimento estudadas são apresentadas na Figura 71, Figura 72 e Figura 73 – correspondentes às dosagens de ligante de 75, 100 e 150 kg/m³, respectivamente. É possível notar um comportamento típico de materiais cimentados, ao analisar as curvas ($q \times \epsilon_a$), para todas as quantidades de agente cimentante estudadas. Com o aumento das dosagens empregadas, a mistura resíduo-cimento apresenta significativos incrementos nas tensões desvio (q) – resultante da maior quantidade de ligações cimentícias entre as partículas de solo. Concomitantemente, é possível perceber um aumento na rigidez das amostras com o aumento da cimentação – outro aspecto esperado, amplamente relatado na bibliografia.

Nos ensaios não-drenados realizados não se verifica uma modificação muito pronunciada no nível de deformações em que a resistência máxima é alcançada, com o aumento das tensões confinantes – aspecto, este, que é verificado para todos os casos estudados. É possível observar, através da análise dos gráficos, que após um aumento substancial das tensões cisalhantes, a curva tensão-deformação estabiliza e, a partir deste ponto, somente mudanças limitadas ocorrem nas tensões cisalhantes com o aumento das deformações axiais, após a ruptura. Este comportamento praticamente elasto-plástico indica que, sob condições não-drenadas, toda a resistência do solo estabilizado pode ser mobilizada ao mesmo tempo. Isto difere das condições drenadas em que, em muitos casos, a parcela devido à cimentação é mobilizada antes (a depender das tensões de confinamento empregadas). Uma vez que, neste estudo, foram utilizadas tensões confinantes relativamente baixas (a fim de reproduzir condições mais usuais dos reservatórios), as amostras de resíduo-cimento foram submetidas a pressões em que a resistência devido à cimentação das partículas não foi mobilizada antes da etapa de cisalhamento propriamente dita.

Um aspecto importante a ser ressaltado é que, a fim de garantir a saturação das amostras de resíduo de mineração cimentado (com um parâmetro B superior a 0,90), altas contra pressões foram empregadas durante esta fase do ensaio triaxial. Neste caso, segundo relatado na bibliografia, estas condições implementadas nos ensaios remetem a estabilizações com colunas de *Deep Soil Mixing* no médio/longo prazo – em que a água do solo em torno das colunas gradativamente entra nestas, aumentando o grau de saturação do material. Caso fossem utilizadas baixas tensões de contrapressão, estas condições fariam com o que o ensaio fosse mais representativo de um caso no curto prazo, pós-estabilização – parcialmente saturado.

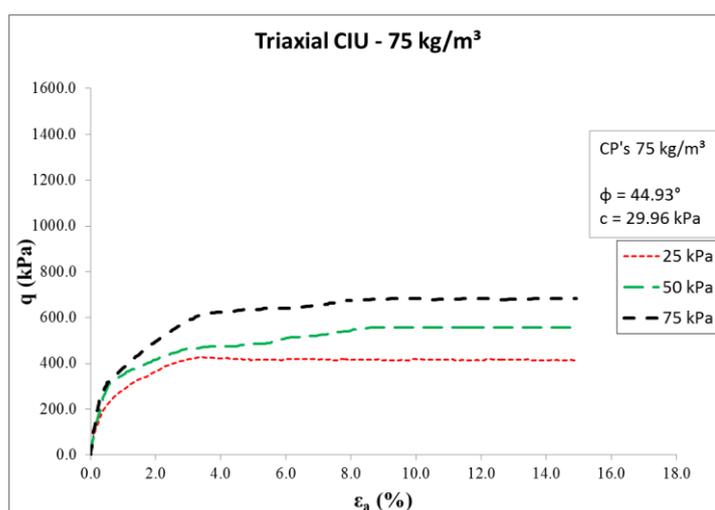


Figura 71: Comportamento tensão-deformação da mistura resíduo-cimento (75 kg/m^3).

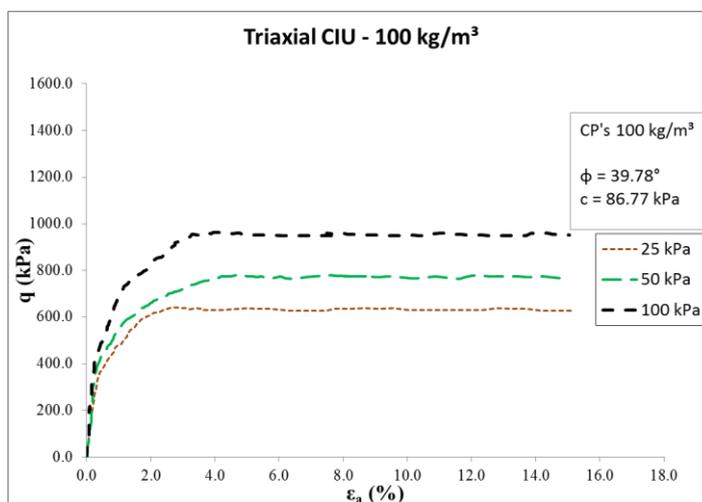


Figura 72: Comportamento tensão-deformação da mistura resíduo-cimento (100 kg/m^3).

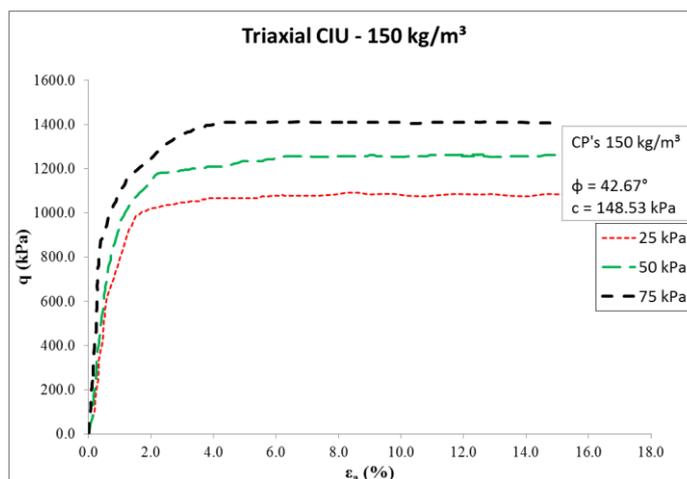


Figura 73: Comportamento tensão-deformação da mistura resíduo-cimento (150 kg/m³).

Para as misturas resíduo de mineração de ouro-cimento Portland foram determinados, ainda, os valores dos parâmetros de resistência correspondentes (ângulo de atrito ϕ' e intercepto coesivo c'), considerando cada dosagem de ligante utilizada. Estes valores são apresentados no Quadro 15. Foram constatadas variações nos ângulos de atrito determinados para o material, sem uma tendência clara de comportamento, com um valor médio de 42°, aproximadamente. Já os valores de intercepto coesivo determinados para as misturas com diferentes dosagens de ligante seguiram a tendência esperada para comportamento de um material cimentado – com valores crescentes com o aumento da cimentação entre as partículas. O intercepto coesivo (c') variou de 30 kPa para a dosagem de 75 kg/m³ até 148,5 kPa para maior quantidade de agente cimentante empregada – 150 kg/m³.

| Parâmetro | Quantidade de agente cimentante (kg/m ³) | | |
|-------------|--|------|-------|
| | 75 | 100 | 150 |
| ϕ' (°) | 44,9 | 39,8 | 42,7 |
| c' (kPa) | 30,0 | 86,8 | 148,5 |

Quadro 15: parâmetros ϕ' e c' para distintas dosagens de agente cimentante.

As resistências constatadas em ensaios triaxiais não-drenados geralmente diferem daquelas resultantes de ensaios de compressão simples, especialmente quando altas tensões de consolidação são utilizadas. Entretanto, para misturas cimentadas ensaiadas a baixas tensões de confinamento, em condições não-drenadas, as resistências medidas nos ensaios de compressão simples e de compressão triaxial se aproximaram. Contudo, os ensaios de resistência à compressão simples não levam em conta o efeito das tensões confinantes na

resistência do material e, desta forma, seus resultados são considerados conservadores, variáveis e de menor confiabilidade. Os ensaios de compressão triaxial não-drenados são, neste sentido, mais representativos em termos da simulação das reais condições existentes em campo – neste caso, das barragens de resíduos de mineração.

4.7.2 Poro-pressões

A geração de poro-pressões durante os ensaios triaxiais não-drenados (CIU) foi monitorada e os resultados referentes a esta análise, para as distintas dosagens estudadas (75, 100 e 150 kg/m³) são apresentados nas Figuras 74, 75 e 56; respectivamente.

Em relação às pressões neutras desenvolvidas nas amostras de resíduo-cimento durante o cisalhamento das mesmas, foi observado um comportamento típico de amostras cimentadas ensaiadas a relativamente baixas tensões confinantes. O comportamento, para pequenas deformações é, inicialmente, contrativo – resultando em poro-pressões positivas ($\Delta u +$). Entretanto, isto é revertido, a partir do estabelecimento da tendência de comportamento dilatante das amostras cimentantes, decorrente do início do cisalhamento propriamente dito.

Esta tendência à dilatação resultou no desenvolvimento de poro-pressões negativas ($\Delta u -$), em todas as amostras ensaiadas. O módulo destas pressões neutras foi tanto maior quanto maiores eram as taxas de cimentação dos corpos-de-prova, ou seja, maior era a rigidez e, conseqüentemente, maior a tendência à dilatação da amostra. Da mesma forma, quanto menores eram as tensões confinantes aplicadas, para uma mesma taxa de cimentação, maiores foram as poro-pressões verificadas, em geral. Isto decorre do fato de que, para maiores tensões, o comportamento dilatante é gradativamente suprimido. Neste sentido, para a menor quantidade de agente cimentante empregada (75 kg/m³) e sob a maior tensão de confinamento aplicada (75 kPa), é possível constatar que o comportamento descrito é quase totalmente suprimido – com poro-pressões negativas de pequenas magnitudes. Após a ruptura, para todas as amostras, a estabilização das poro-pressões foi verificada – com pequenas variações ocorrendo com o aumento das deformações.

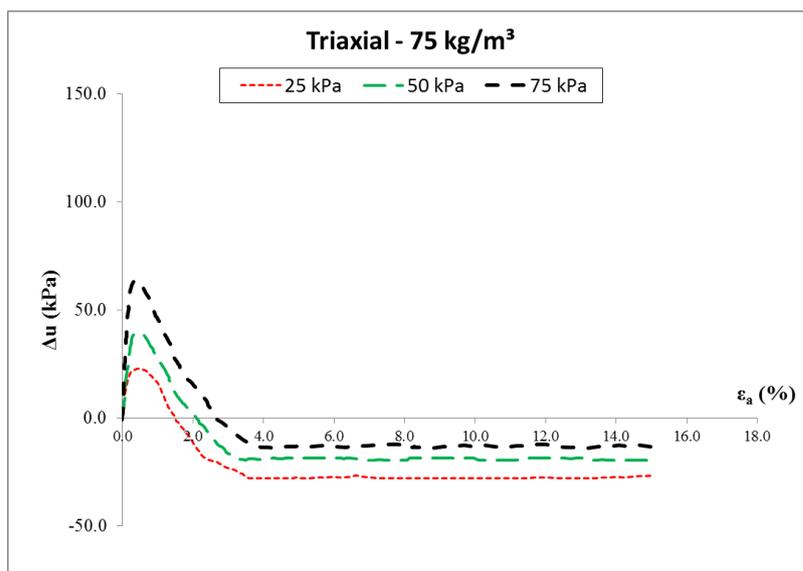


Figura 74: Poro-pressões *versus* deformação axial – mistura resíduo-cimento (75 kg/m³).

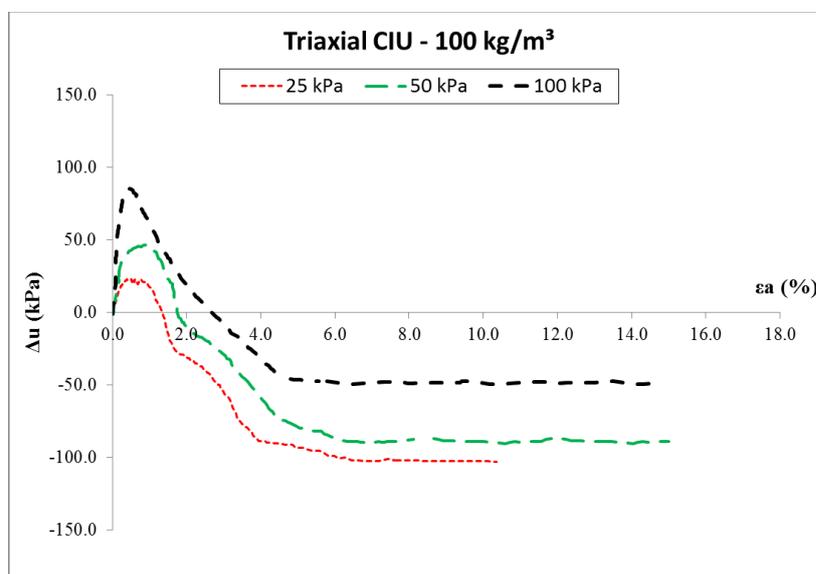


Figura 75: Poro-pressões *versus* deformação axial – mistura resíduo-cimento (100 kg/m³).

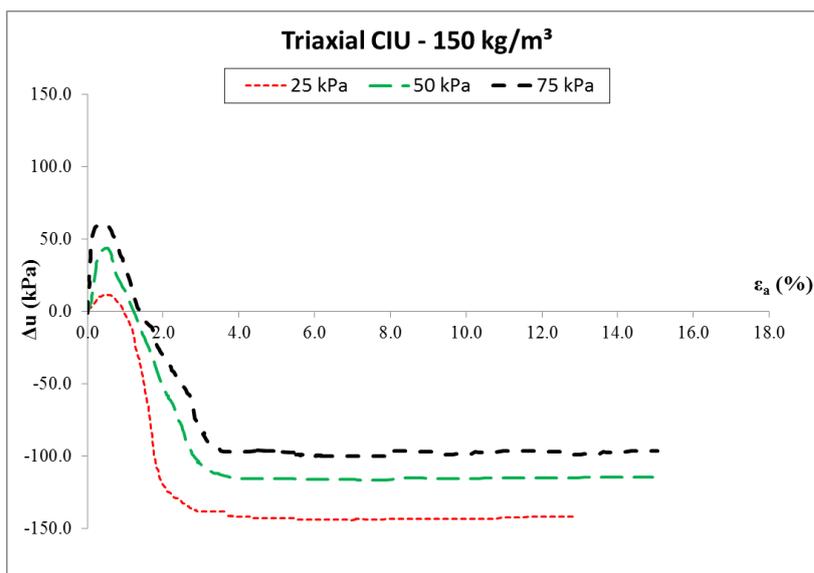


Figura 76: Poro-pressões *versus* deformação axial – mistura resíduo-cimento (150 kg/m³).

4.7.3 Trajetórias de tensões

Nesta seção são analisadas as trajetórias de tensões das amostras de resíduo de mineração de ouro estabilizado com cimento Portland, para três diferentes tensões confinantes e considerando as três distintas taxas de cimentação empregadas no programa experimental (75, 100 e 150 kg/m³). Os resultados desta análise são apresentados nas Figuras 77 a 79.

Novamente, o comportamento observado quanto às trajetórias de tensões seguidas durante o cisalhamento das amostras resíduo-cimento é típico de materiais cimentados submetidos a relativamente baixas tensões de confinamento, como amplamente relatado na bibliografia. Este é caracterizado pela aproximação das trajetórias de tensões, considerando cada uma das taxas de cimentação empregadas e, também, as três tensões confinantes aplicadas. Devido à tendência à dilatação dos corpos-de-prova de resíduo-cimento, poro-pressões negativas se desenvolvem e as trajetórias de tensões se movem, no plano q - p' , em direção à envoltória de ruptura. Estes aspectos são similares ao comportamento observado em solos altamente sobreadensados e ocorrem, pois as tensões confinantes aplicadas são inferiores às tensões de plastificação da mistura resíduo-cimento. Em suma, para todas as quantidades de agente cimentante empregadas no estudo, as trajetórias de tensões tiveram comportamento muito semelhante, diferindo nas magnitudes das tensões alcançadas – sendo que as amostras mais cimentadas resistiram a maiores tensões desvio (q).

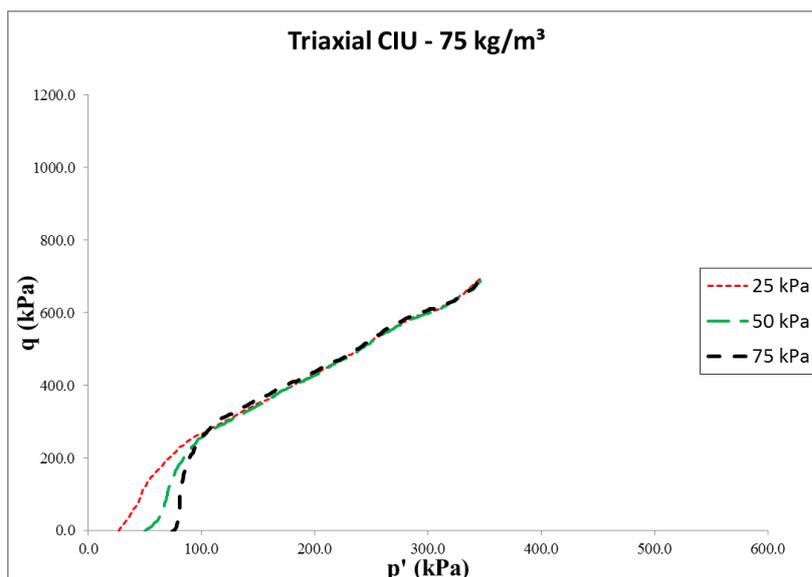


Figura 77: Trajetória de tensões – resíduo-cimento (75 kg/m³).

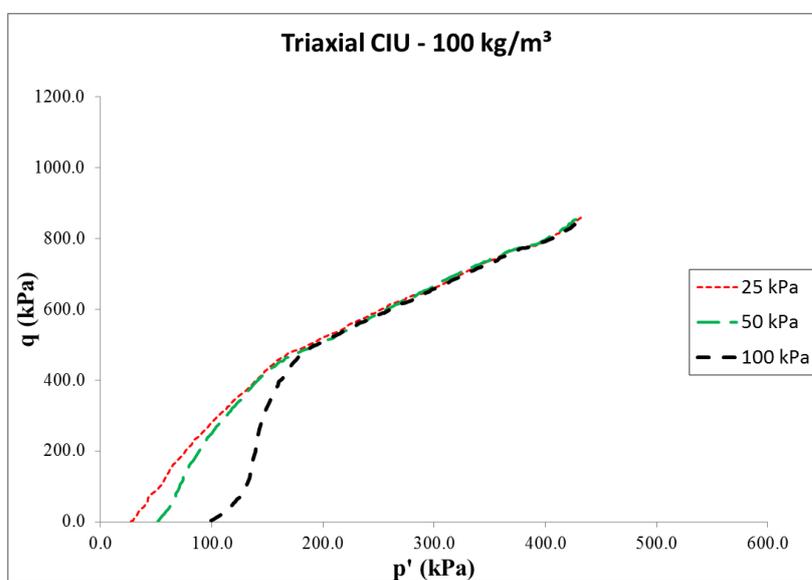


Figura 78: Trajetória de tensões – resíduo-cimento (100 kg/m³).

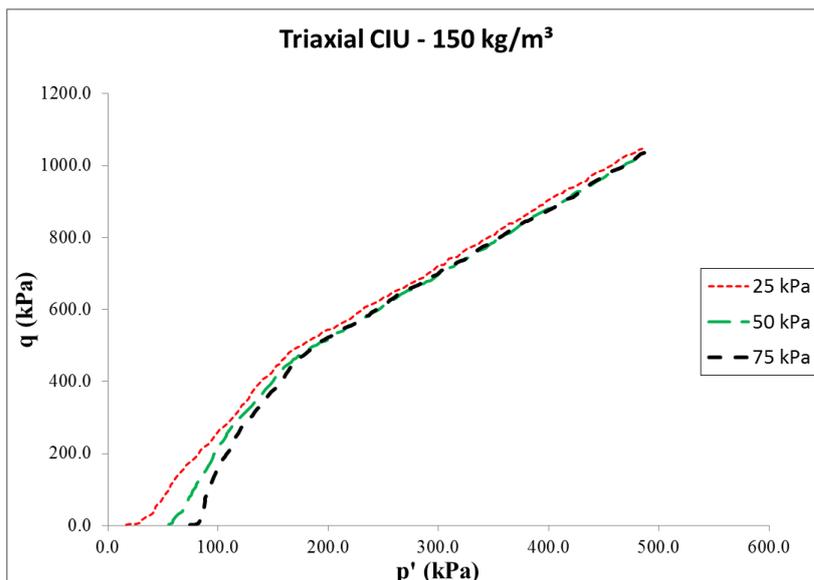


Figura 79: Trajetória de tensões – resíduo-cimento (150 kg/m³).

4.7.4 Modo de ruptura

Para todos os ensaios de compressão triaxial, foi observado um mesmo padrão no modo de ruptura, durante o cisalhamento. O plano formado na ruptura era bem definido, seguindo uma linha que cortava o topo e a base das amostras ensaiadas. Além disso, em alguns dos ensaios, trincas adicionais foram constatadas, provavelmente devido às variações de resistência existentes na própria amostra. O padrão no modo de ruptura verificado é apresentado na Figura 80.



Figura 80: Modo de ruptura observado para ensaios de compressão triaxial (CIU).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

A seguir são apresentadas as conclusões pertinentes a este trabalho, as quais estão fundamentadas na análise e discussão criteriosa dos resultados obtidos no programa experimental, considerando os objetivos gerais e específicos propostos para a pesquisa.

a) Quanto à caracterização e comportamento dos resíduos de mineração de ouro;

Os resíduos de mineração de ouro estudados nesta pesquisa foram caracterizados a fim de, em uma primeira instância, compreender as características físicas e químicas do material – bem como analisar o comportamento mecânico dos mesmos, reproduzindo condições existentes nos reservatórios. Verificou-se que as propriedades dos rejeitos, em geral, estão em consonância com o reportado na literatura e, especialmente, em trabalhos realizados com o material proveniente, também, da Usina-Mina Fazenda Brasileiro. Um aspecto específico, divergente do relatado nas fontes, foi o valor de pH determinado para os resíduos (nos ensaios realizados nesta pesquisa, determinou-se um valor médio de 8,29 – superior ao relatado na literatura). Quanto ao comportamento mecânico, os resíduos ensaiados na condição natural, na densidade média representativa de campo, tiveram comportamento muito semelhante ao apresentado por Bedin (2010). Este foi caracterizado por suscetibilidade à liquefação dos rejeitos a baixas tensões confinantes (25 e 50 kPa), com transição gradual para um comportamento de não-liquefação, com o aumento do confinamento. Para todas as amostras ensaiadas, poro-pressões positivas foram geradas, decorrentes das baixas densidades e tendência contrativa do material. Em síntese, os resíduos de mineração estudados exibiram baixas resistências ao cisalhamento, considerando as tensões de consolidação e confinamento adotadas (representativas das baixas tensões existentes nos reservatórios e, também, de condições mais críticas).

b) Quanto à influência da quantidade de agente cimentante no comportamento das misturas resíduo-cimento;

A influência das quantidades de agente cimentante empregadas neste trabalho (75, 100 e 150 kg/m³) foi avaliada, a partir de ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral e ensaios de ondas ultrassônicas. De forma geral, com o aumento das

dosagens de ligante utilizadas foram verificados aumentos expressivos nas resistências à compressão (q_u) e à tração (q_t) e no módulo de cisalhamento (G_0) das amostras. Este aumento seguiu uma tendência praticamente linear, considerando valores médios, para a resistência à tração da mistura. Para resistência à compressão e rigidez, os incrementos não foram lineares, constatado através de análise estatística – sendo mais pronunciados, com uma maior taxa de ganho, para a dosagem de 150 kg/m³.

- c) Quanto à influência da umidade inicial das amostras no comportamento das misturas resíduo-cimento;

O efeito da umidade inicial das amostras de resíduo (teores de 30, 35, 38 e 40%) foi avaliado através, também, dos ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral e ensaios de ondas ultrassônicas. Em síntese, como comportamento geral, a diminuição no teor de umidade inicial repercutiu em aumento das resistências à compressão (q_u) e à tração (q_t), bem como no módulo de cisalhamento inicial (G_0). Entretanto, este incremento, diretamente atrelado à diminuição dos vazios da mistura e aumento da densidade da mesma, não foi tão acentuado quanto à influência da quantidade cimento utilizada.

- d) Quanto à influência do líquido utilizado na moldagem no comportamento das misturas resíduo-cimento;

Um dos objetivos definidos para a pesquisa foi investigar o efeito dos líquidos provenientes das barragens de rejeitos quanto à estabilização com cimento proposta. A partir dos ensaios realizados e a partir da comparação dos resultados referentes às amostras moldadas com água destilada, verificou-se que, de maneira geral, o impacto do licor sobre o comportamento mecânico das misturas resíduo cimento foi: aumento nas resistências à compressão e à tração (q_u e q_t), assim como no módulo de cisalhamento inicial (G_0). Esta influência foi, aproximadamente e em termos médios, da magnitude da variação de umidade inicial. O efeito do licor sobre os parâmetros estudados está atrelado, especialmente, ao valor do pH do líquido – o qual foi determinado (valor médio de 8,53). Esta característica faz com que o meio da mistura resíduo-cimento seja ligeiramente básico, favorável ao desenvolvimento das ligações cimentícias.

- e) Quanto à análise de variância ANOVA;

As variáveis controláveis deste trabalho [quantidade de agente cimentante (A), umidade inicial das amostras (B) e líquido empregado na moldagem (C)] foram avaliadas através da

análise de variância ANOVA. Através desta, foi possível constatar o nível de influência de cada um destes fatores sobre a resposta analisada. Neste sentido, foi verificado que todas as variáveis do estudo, consideradas isoladamente, tiveram impacto significativo sobre as resistências à compressão (q_u) e à tração (q_t), bem como sobre o módulo de cisalhamento inicial (G_0) – demonstrado pelos resultados de “Valor-F” e “Valor-P”. Ainda, através da análise realizada, foi possível determinar o nível de influência das variáveis sobre os parâmetros determinados. Desta forma, os fatores que mais impactaram nas respostas analisadas, em ordem decrescente, foram: (A), (C) e (B) – para resistência à compressão simples (q_u); (A), (B), (C) e a interação (A)*(B) – para resistência à tração na compressão diametral (q_t); (A), (C) e (B) – para determinação do módulo cisalhante máximo (G_0), através de ensaios de ondas ultrassônicas. É necessário ressaltar que a influência da quantidade de agente cimentante (A) foi muito superior a dos outros fatores, em todos os casos.

f) Quanto ao comportamento tensão-deformação das misturas resíduo-cimento;

Nos ensaios triaxiais, além do aumento das tensões desvio (q), o aumento da cimentação resultou na diminuição das deformações axiais de ruptura – ou seja, um comportamento mais rígido. Devido à tendência ao comportamento dilatante e às baixas tensões confinantes utilizadas, poro-pressões negativas foram geradas em todas as amostras – sendo que estas, em geral, foram maiores (em módulo) para menores confinamentos e maiores taxas de cimentação. O comportamento observado foi típico de materiais cimentados, os quais foram submetidos a pressões de consolidação menores que as de plastificação dos materiais. A partir dos ensaios triaxiais, foi possível determinar ainda os parâmetros de resistência das misturas: ângulos de atrito (ϕ') e intercepto coesivo (c') – sendo de $44,9^\circ$ e 30 kPa (dosagem de 75 kPa); $39,8^\circ$ e 86,8 kPa (dosagem de 100 kPa); e $42,7^\circ$ e 148,5 kPa (dosagem de 150 kg/m³).

g) Quanto à relação porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) na previsão do comportamento mecânico das misturas resíduo-cimento;

O parâmetro η/C_{iv} foi tema de estudo desta pesquisa, em que a possibilidade do mesmo prever o comportamento mecânico dos resíduos de mineração estabilizados com cimento foi analisada. Ficou demonstrado, a partir dos resultados experimentais, que esta relação (η/C_{iv}) é efetiva na previsão das resistências à compressão (q_u) e à tração (q_t) e no módulo de cisalhamento inicial (G_0) das amostras. É importante ressaltar que a resposta mecânica dos resíduos cimentados está, desta forma, intrinsicamente ligada à conjunção entre as densidades das misturas (quantificada pela porosidade – η) e as quantidades de agente cimentante

empregadas (computada pelo teor volumétrico de cimento – C_{iv}). Em suma, apesar de a dosagem de ligante ser o fator mais impactante nas resistências e rigidezes estudadas, o comportamento só é adequadamente descrito quando considerada a interação entre a cimentação e o arranjo das partículas.

Foi observado, ainda, que existe uma relação direta entre a resistência à tração (q_t) e resistência à compressão (q_u) das misturas resíduo-cimento, sendo esta traduzida em um valor escalar único ($\xi = 0,17$). Desta forma, fica demonstrado que existe uma proporcionalidade entre as resistências, a qual é válida para toda a faixa de índices de vazios (relacionada às umidades iniciais das amostras) e quantidades de cimento estudadas nesta pesquisa. Conseqüentemente, é possível concluir que metodologias de dosagem podem ser estabelecidas, considerando o efeito de diferentes variáveis, focadas em ensaio de compressão ou tração. Ainda, os resultados mostram que o índice pode ser extremamente útil na prática, permitindo aos profissionais escolherem a relação densidade/quantidade de cimento adequada para atingir o desempenho esperado de um projeto, considerando, também, o custo ótimo.

Em síntese, os rejeitos, em seu estado natural, apresentaram comportamento de baixas resistências e de suscetibilidade à liquefação – características notoriamente ligadas às condições de disposição e características dos materiais em campo. Desta forma, ao promover a estabilização dos resíduos de mineração, baseado na técnica de *Deep Soil Mixing*, ganhos substanciais de resistência e rigidez dos materiais, bem como a mudança no comportamento frente às solicitações foram observados. Ainda, verificou-se a capacidade do parâmetro η/C_{iv} em prever as o comportamento mecânico das misturas resíduo-cimento estudadas nesta pesquisa, sendo necessários estudos mais aprofundados para expandir e validar estas informações.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o objetivo de dar prosseguimento a esta pesquisa, bem como ampliar o conhecimento sobre o comportamento de materiais cimentados, especialmente tratando da técnica de *Deep Soil Mixing*, algumas sugestões para possíveis trabalhos futuros são apresentadas, a seguir:

- a) Ensaio complementares, a fim de expandir o estudo em termos de amostragem e representatividade, verificando, também, o comportamento drenado das misturas resíduo-cimento.

- b) Avaliação do comportamento dos resíduos de mineração no estado natural e cimentados, comparativamente, quando submetidos a carregamentos cíclicos, analisando especialmente a mitigação da liquefação dos materiais.
- c) Análise, através de ensaios de lixiviação, do potencial encapsulamento dos poluentes presentes nas amostras, produzido pela estabilização com cimento proposta – especialmente arsênio, este detectado nos ensaios de fluorescência de raios-X.
- d) Realização de ensaios complementares, a fim de determinar outros parâmetros constitutivos das misturas resíduo de mineração-cimento Portland, visando a utilização de modelagem numérica na análise do melhoramento de resíduos. Desta forma, é possível, por exemplo, realizar uma análise tridimensional da disposição das colunas solo-cimento em um reservatório, avaliando o comportamento e a estabilidade destas estruturas, bem como a mitigação à liquefação.
- e) Em um cenário ideal, execução de ensaios de campo, com colunas testes de *Deep Soil Mixing* em resíduos de mineração, para avaliação do comportamento real e verificação da relação laboratório/campo. Ainda, a possibilidade de analisar a relação porosidade/teor volumétrico de cimento do ponto de vista prático.
- f) Ainda, na impossibilidade de realização de ensaios de campo, são sugeridos experimentos em escala reduzida, avaliando como melhorias localizadas (colunas solo-cimento) contribuem na estabilidade geral do conjunto.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 2487: Standard Practice for classification of soils for engineering purposes**. Philadelphia, 11 p., 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733: Cimento Portland de alta resistência inicial**. Rio de Janeiro, 5 p., 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 9 p., 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e solos – terminologia**. Rio de Janeiro, 18 p., 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica**. Rio de Janeiro, 8p, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade**. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. 1984.

AHNBERG, H. **Strenght of Stabilised soils - A laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder**. Swedish Deep Stabilization Research Centre, 2006.

ALSHAREDHAH, Y. A. **Slope stability enhancement of an upstream tailings dam: Laboratory testing and numerical Modelling**. Thesis, The University of Western Ontario, 2016.

AL-TABBAA, A.; EVANS, C. W. **Pilot in situ auger mixing treatment of a contaminated site – Part I: treatability study**. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering, no 131, pp. 52-59, 1998.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Report on Soil Cement**. ACI 230. I. R.; 2009.

ARAÚJO, C. B. **Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 133 p., 2006.

AXELSSON, K.; JOHANSSON, S.; ANDERSSON, R. **Stabilization of organic soils by cement and pozzolanic reactions – Feasibility study**. Swedish Deep Stabilization Research Centre – Report 3, 2002.

BABASAKI, R.; TERASHI, M.; SUZUKI, T.; MAEKAWA, A.; KAWAMURA, M.; FUKAZAWA, E. **Japanese Geotechnical Society Technical Committee Reports: Factors influencing the strength of improved soils**. Proc. of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, Vol. 2, pp. 913-918, 1996.

BEDIN, J.; SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L. M. **Estudo das Propriedades Geotécnicas de Rejeitos de Mineração de Ouro**. In: IV Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, Coimbra, Portugal. IV GEO, 2008.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. Tese de doutorado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2010.

BHADRIRAJU, V., PUPPALA, A. J., MADHYANNAPU, R., AND WILLIAMMEE, R. **Laboratory procedure to obtain well-mixed soil binder samples of medium stiff to stiff expansive clayey soil for deep soil mixing simulation**. ASTM Geotech. Test J., 31(3), 225–238, 2008.

BLIGHT, G. E.; STEFFEN, O. K. H. **Geotechnics of Gold Mine Waste Disposal. Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal**, ASCE, 1979.

BRUCE, D. **An introduction to the Deep Soil Mixing methods as used in geotechnical applications**. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration, p. 143, 2000.

CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K.; DAVIES, M. P. **The seismic piezocone: A practical site investigation tool**. Geophysical Characterization of Sites, Volume prepared by ISSMFE, Technical Committee, XIII ICSMFE, New Delhi, India, Richard Woods, Editor, p. 49-55, 1994.

CARRERA, A., COOP, M., & LANCELLOTTA, R. **Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings**. Géotechnique, 61(11), 935-946, 2011.

CDIT. **The Deep Mixing Method – Principle, design and construction**. A. A. Balkema Publishers, 2002.

CHAVES, A. P. **Teoria e prática do tratamento de minérios**. V1, 2 ed.; Sigmus Editora, São Paulo, 2002.

CHAVES, A. P.; PERES, A. E. C. **Teoria e prática do tratamento de minérios – britagem, peneiramento e moagem**. V3, 2 ed., Signus Editora, São Paulo, 2003.

CLOUGH, G.; SITAR, N.; BACHUS, R.; RAD, N. **Cemented sands under static loading**. Journal Geotech, Engrg. Div., 107 (6), pp. 799-817, 1981.

COASTAL DEVELOPMENT INSTITUTE OF TECHNOLOGY. **The Deep Mixing Method – Principle, design and construction**. A. A. Balkema Publishers, 123 p., 2002.

COASTAL DEVELOPMENT INSTITUTE OF TECHNOLOGY. **Technical manual of Deep Mixing Method for marine works**. 289 p., (2008).

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.; CARRARO, J. H. A.; HEINECK, K. S. **Behaviour of compacted soil-fly ash- carbide lime mixtures**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Civil Engineering. Reston, v. 127, n. 9, p. 774-782, 2001.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. **Behaviour of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 129(1), 96-101, 2003.

CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S., CASAGRANDE, M. T.; & COOP, M. R. **Shear Strenght Behaviour of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 133(11), 1466-1469, 2007a.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. **Key parameters for strength control of artificially cemented soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston, American Society of Civil Engineers, v. 133, n. 2, p. 197-205, 2007b.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. S.; HEINECK, K. S. **Key parameters for the strenght controlo f lime stabilized soils**. Journal of Materials in Civil Engineering, 21 (5), 210-216, 2009.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. **Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston, American Society of Civil Engineers, v. 136, n. 5, p. 759-763, 2010.

CONSOLI, N. C., BELLAVAR CORTE, M.; FESTUGATO, L. **Key parameters for tensile and compressive strenght of fibre-reinforced soil-lime mixture**. Geosynthetics International, 19 (5), 409-414, 2012.

CONSOLI, N. C. **A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils**. Engineering Geology, pp. 61-68, 2014.

CONSOLI, N. C.; DA SILVA, A. P.; NIERWINSKI, H. P.; SOSNOSKI, J. **Durability, strenght and stiffness of compacted gold tailings-cement mixes.** Canadian Geotechnical Journal, <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0391>, 2017.

COOP, M. R., & ATKINSON, J. **The mechanics of cemented carbonate sands,** Géotechnique, 43(1), 53-67, 1993.

CHANDLER, R. J., & TOSATTI, G. **The Stava tailings dams failure, Italy, July 1985.** Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering, 113(2), pp. 67-79, 1995.

CORREIA, A. **Aplicabilidade da técnica de Deep Mixing aos solos moles do Baixo Mondego.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 2011.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 216 p., 2008.

DALLA ROSA, A. **Estudo dos parâmetros-chave no controle de resistência de misturas solo-cinza-cal.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2009.

DAVIES, M.P.;T.E. MARTIN. **Upstream Constructed Tailings Dams - A Review of the Basics.** In proceedings of Tailings and Mine Waste '00, Fort Collins, January, Balkema Publishers, pp. 3-15, 2000.

DNPM. **Informe Mineral – 2017, 1º Semestre.** Brasília, DNPM, 2017.

DUARTE, A. P. **Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de Minas Gerais, em relação ao potencial de risco.** Dissertação de mestrado em Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

ELLIOT, G.; BROWN, E. T. **Yield of a soft, high-porosity rock.** Geotechnique, 35 (4), 413-423, 1985.

ESPÓSITO, T. J. **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico.** 2000. 363 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade Federal de Brasília, Brasília, 2000.

EN 14679. **Execution of special geotechnical Works – Deep Mixing.** CEN, English version, p. 52, 2005.

EUROSOILSTAB. **Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Design guide soft soil stabilization..** CT97-0351, EC Project No. BE 96-3177, Industrial & Materials Technologies Programme (BriteEuRam III), European Commission, 94 p, 2001.

FESTUGATO, L. **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2011.

FESTUGATO, L.; FOURIE, A.; CONSOLI, N. C. **Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill**. *Geotechnique Letters*, 3 (1), pg. 5-12, 2013.

FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; FOURIE, A. **Early age cemented paste backfill stiffness development**. *Deformation Characteristics of Geomaterials: Proceedings of the 6th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Buenos Aires, Vol. 6, 441 p., 2015.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Ground Improvement Technical Summaries**. U.S. Department of Transportation, Working Draft, No. FHWA-SA-98-086, Vol. II., in press, 1998.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2005.

FOURIE, A. B., BLIGHT, G. E., PAPAGEORGIOU, G. **Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure**. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 707-719, 2001.

FOURIE, A. B., & PAPAGEORGIOU, G. **Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings**. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 695-706, 2011.

FUNDÃO TAILINGS DAM REVIEW PANEL. **Report on the immediate causes of the failure of the Fundão Dam**. FTDRP, 88 p., 2016.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTEIN, N. R.; WIDGER, R. A. **Shear strength of unsaturated soils**. *Canadian Geotechnical Journal*, n. 15, 1978.

GENS, A.; & NOVA, R. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. *Int. Symp. On Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks* (pp. 485-494). Rotterdam: AA Balkema, 1993.

HANDIN, J. **On the Coulomb-Mohr failure criterion**. *Journal of Geophysical Research*, V 74, n. 22, p. 5343-5348, 1969.

HARRIS, M. R.; HERBERT, S. M.; SMITH, M. A. **Remedial treatment for contaminated land**. Vol. IX: In situ methods of remediation. Construction Industry Research and Information Association. Special Report, no. 109, pp. 121-131, 1995.

HOSOYE, Y.; NASU, T., HIBI, Y.; OGINO, T.; KOHATA, Y.; MAKIHARA, Y. **JGS TC Report: An evaluation of the strength of soils improved by DMM**. *Proceedings of IS-*

Tokyo, The 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, 14-17 May, Tokyo, pp. 919-924, Balkema, 1996.

HUANG, J.; & AIREY, D. **Properties of Artificially Cemented Carbonate Sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 492-499, 1998.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MEIO AMBIENTE E RECURSOS NATURAIS RENOVÁVEIS (IBAMA). **Laudo técnico preliminar – Impactos decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais**. DIPRO, CGEMA, 74 p., 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO (IBRAM). **Gestão e manejo de rejeitos de mineração**. 1. Ed. Brasília, 128 p., 2016.

INGLES, O. METCALF, J.B. **Soil Stabilization – Principles and Practice**. Sidney: Butterworths, 374p., 1972.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Tailings Dams - Risk of Dangerous Occurrences - Lessons Learnt from Past Experiences**. Bulletin No. 121, 2002.

JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY. **Practice for Making and Curing Stabilized Soil Specimens without Compaction**. JGS 0821-2009. Japanese Geotechnical Society. Vol. 1. pp. 426–434, 2000.

JENNINGS, H. M.; BULLARD, J. W.; THOMAS, J. J.; ANDRADE, J. E.; CHEN, J. J.; SCHERER, G. W. **Characterization and modeling of pores and surfaces in cement paste: correlations to processing and properties**. Journal of Advanced Concrete Technology. Tokyo, Japan Concrete Institute, v. 6, n. 1, p. 5-29, 2008.

KITAZUME, M; TERASHI, M. **The Deep Mixing method**. CRC Press, 2013.

KLAHOLD, P. A. **Interpretação de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2013.

LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. **Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests**. *Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, 1988.

LARSSON, S. **Mixing processes for ground improvement by deep mixing**. Tese de Doutorado. Royal Institute of Technology, Estocolmo, Suécia, 2003.

LARSSON, S. **State of practice report - execution, monitoring and quality control. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances**. Deep Mixing '05, Stockholm, Sweden, 2005.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. **The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rocks**. Geotechnique, 40 (3), 467-488, 1990.

LINS, F. F. **Flotação de minérios de ouro**. (Relatório interno CETEM), 2000.

LOPES JUNIOR, L. S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

LORENZO, G.A.; BERGADO, D.T. **Fundamental parameters of cement-admixed clay – new approach**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, Nº 10, 2004 p. 1042-1050.

LUNA, R.; JADI, H. **Determination of dynamic soil properties using geophysical methods**. Proc. of the First International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure, St. Louis, 2000.

MALLMANN, J.E.C. **Estabilização pozolânica de cinzas volantes e pesadas com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

MARQUES, S. **Comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões de confinamento**. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2016.

MARSDEN, J. O.; HOUSE, C. I. **The chemistry of gold extraction**, 2nd edition, Society for Mining, Metallurgy and Exploration. Inc. Colorado, pp. 365 – 386, 2006.

MITCHELL, J. **Soil improvement – state of the art report**. Proc. 10th ICSMFEE.. Stockholm: International Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 4, pp. 509-565, 1981.

MIURA, N.; SHEN, S. L.; KOGA, K.; NAKAMURA, R. **Strenght changes of the clay in the vicinity of soil-cement column**. J. Geotech. Eng., JSCE, III-43 (596): 209-221, 1998.

MONTARDO, J. P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: Estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1999.

MUNFAKH G. A. **Ground improvement engineering, The state of U.S. practice: part 1, methods**. Ground Improvement, 1, No. 4, 193±214. 1997.

NIERWINSKI, H. P. **Potencial de liquefação de rejeitos de mineração estimado através de ensaios de campo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2013.

PERES, A. E. C.; CHAVES, A. P.; LINS, F. A. F.; TOREM, M. L. **Beneficiamento de Minérios de Ouro**. In: Cap. 2 de Extração de Ouro – Princípios, Tecnologia e Meio Ambiente. Eds. TRINDADE, R. B. E. e BARBOSA FILHO, O. CETEM/MCT, Rio de Janeiro, RJ, 322p, 2002.

PORHABA, A. **State of the art in deep mixing technology, Part I: Basic concepts and overview of technology**. Ground Improvement, 2, no.. 2, pp. 81-92, 1998.

POUSETTE, K.; MACSKIK, J.; JACOBSON, A.; ANDERSSON, R.; LAHTINEN, P. **Peat soil samples stabilized in the laboratory – experiences from manufacturing and testing. Dry mix methods of Deep Soil Stabilization**. Brendenberg, Holm and Broms, Eds. Balkema, Rotterdam, pp. 85-92, 1999.

PRISCU, C. **Behavior of mine tailings dams under high tailings deposition rates**. ProQuest, UMI Dissertations Publishing), 1999.

PUBLIC WORKS RESEARCH CENTER. **Technical manual on Deep Mixing Method for on land works**. 334 p., 2004.

PUPPALA, A. J. **Evaluation of in situ method for quality assessment of deep mixing**. Final report, Project NDM 101a, National Deep Mixing Program, 2003.

RUTHERFORD, C. J. **Design Manual for Excavation Support Using Deep Mixing Technology**. Master's Thesis. Texas: Texas A&M University, 255 p., 2004.

RUTHERFORD, C. J.; BISCONTIN, G.; BRIAUD, J.L. **Design Manual of Deep Soil Mixed Walls for Excavation Support**. Texas A&M University. Sponsored by the National Deep Mixing and the FHWA. Texas, 211p., 2005.

SALDANHA, R. B. **Misturas cinza volante e cal de carbureto: comportamento da resistência à compressão simples para cura acelerada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

SANCHES, M S. I. D. P. **Reforço de solos moles de fundação de aterro em Deep Soil Mixing. Modelação de caso de estudo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade do Porto, 2012.

SCHNAID, F.; BEDIN, J.; COSTA FILHO, L. M. **Piezocone in silty tailing materials**. Studia geotechnical et mechanica, Polonia, Special Issue, No. 1-2, p. 151-162, 2007.

SHERWOOD, P. T. **Soil stabilization with cement and lime**. HMSO Publications Center, London, UK, pp. 14-55, 1995.

SILVA, M.G.; COELHO, C. E. S.; TEIXEIRA, J. B. G.; SILVA, R. A.; SOUZA, J. A. B. **The rio Itapicuru Greenstone Belt evolution and review of gold mineralization**. Mineralium Deposita, V36: p. 345-357, 2001.

SOUZA PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos**. Terceira edição, Oficina de Textos, São Paulo, 2006.

SOSNOSKI, J. **Interpretação de ensaios de CPTU e DMT em solos com permeabilidade intermediária**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

TERASHI, M.; FUSEYA, H.; NOTO, S. **Outline of the Deep Mixing Method**. Proceedings of the Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tsuchi To Kiso, Vol. 31, No. 6, pp. 57-64, 1983.

TERASHI, M. **Theme Lecture: Deep Mixing method – Brief State of the Art**. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 4, pp. 2475-2478, 1997.

QIU, Y. J.; SEGO, D. C. **Laboratory properties of mine tailings**. Canadian Geotechnical Journal, V38 (1), p. 183 – 190, 2001.

VAN IMPE, W. F. **Soil Improvement Techniques and Their Evolution**. A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 125 p., 1989.

VICK, S. G. **Planning, Design and Analysis of Tailings Dams**. John Wiley & Sons, Inc., 369 p, 1983.

Wise Uranium Project (WISE). **Chronology of Major Tailings Dam Failures**, website: <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>, 2017.

YANG, D.S. **Soil–Cement Walls for Excavation Support**. Earth Retention Systems 2003: Conference presented by ASCE. The Deep Foundations Institute, and The International Association of Foundation Drilling, Nova York, EUA, 2003.

APÊNDICE A – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA SUBMETIDOS A
ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, RESISTÊNCIA
À COMPRESSÃO DIAMETRAL E DE ONDAS ULTRASSÔNICAS

Quadro A1 – Dados gerais dos corpos-de-prova submetidos a ensaios de resistência à compressão simples e de ondas ultrassônicas.

| DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA SUBMETIDOS A ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DE ONDAS ULTRASSÔNICAS | | | | | | | | | | | | |
|---|---------|--|-------|--------------------|--------------------|-------------------------------------|------|-------|---------------------|-------------------|----------------------|----------------------|
| VARIÁVEIS | | | | DADOS PÓS-MOLDAGEM | | | | | | | RESULTADOS | |
| CP | Líquido | Quantidade de Ligante (kg/m ³) | w (%) | w _i (%) | w _p (%) | γ _d (g/cm ³) | e | η (%) | C _{iv} (%) | η/C _{iv} | q _u (kPa) | G ₀ (MPa) |
| 1 | AD | 75 | 40 | 39.4 | 36.7 | 1.36 | 1.05 | 51.11 | 2.27 | 22.54 | 345.2 | 300.4 |
| 2 | AD | 75 | 38 | 38.0 | 35.5 | 1.40 | 1.00 | 49.88 | 2.26 | 22.02 | 343.1 | 323.9 |
| 3 | AD | 75 | 35 | 34.9 | 32.5 | 1.45 | 0.92 | 47.81 | 2.25 | 21.23 | 353.2 | 271.4 |
| 4 | AD | 75 | 30 | 30.0 | 27.6 | 1.55 | 0.80 | 44.32 | 2.24 | 19.81 | 433.2 | 347.3 |
| 5 | AD | 100 | 40 | 39.6 | 37.5 | 1.35 | 1.06 | 51.51 | 2.95 | 17.45 | 485.5 | 443.5 |
| 6 | AD | 100 | 38 | 39.1 | 35.3 | 1.40 | 1.00 | 49.98 | 3.01 | 16.59 | 495.3 | 495.2 |
| 7 | AD | 100 | 35 | 34.9 | 32.6 | 1.46 | 0.91 | 47.78 | 2.96 | 16.13 | 503.1 | 427.8 |
| 8 | AD | 100 | 30 | 30.2 | 25.8 | 1.55 | 0.81 | 44.61 | 2.93 | 15.25 | 633.0 | 590.9 |
| 9 | AD | 150 | 40 | 39.9 | 39.2 | 1.35 | 1.07 | 51.68 | 4.28 | 12.08 | 865.2 | 848.8 |
| 10 | AD | 150 | 38 | 38.5 | 35.3 | 1.40 | 1.00 | 49.95 | 4.44 | 11.25 | 888.0 | 943.7 |
| 11 | AD | 150 | 35 | 34.7 | 33.5 | 1.47 | 0.91 | 47.58 | 4.33 | 10.98 | 902.1 | 928.4 |
| 12 | AD | 150 | 30 | 30.2 | 28.2 | 1.55 | 0.80 | 44.51 | 4.28 | 10.39 | 984.0 | 1233.9 |
| 13 | L | 75 | 40 | 39.6 | 35.5 | 1.34 | 1.08 | 51.98 | 2.23 | 23.34 | 387.2 | 360.8 |
| 14 | L | 75 | 38 | 38.2 | 35.0 | 1.41 | 0.99 | 49.66 | 2.29 | 21.70 | 378.0 | 398.0 |
| 15 | L | 75 | 35 | 35.1 | 31.3 | 1.45 | 0.92 | 48.02 | 2.24 | 21.40 | 465.9 | 372.1 |
| 16 | L | 75 | 30 | 30.0 | 23.9 | 1.55 | 0.80 | 44.43 | 2.23 | 19.90 | 497.7 | 423.0 |
| 17 | L | 100 | 40 | 40.1 | 37.9 | 1.35 | 1.07 | 51.65 | 2.94 | 17.55 | 468.5 | 542.6 |
| 18 | L | 100 | 38 | 37.5 | 35.8 | 1.42 | 0.97 | 49.17 | 2.95 | 16.65 | 554.5 | 589.6 |
| 19 | L | 100 | 35 | 34.6 | 31.9 | 1.44 | 0.94 | 48.32 | 2.93 | 16.48 | 517.1 | 634.0 |
| 20 | L | 100 | 30 | 30.2 | 27.7 | 1.54 | 0.81 | 44.64 | 2.92 | 15.27 | 586.4 | 599.6 |
| 21 | L | 150 | 40 | 40.4 | 38.5 | 1.35 | 1.07 | 51.68 | 4.28 | 12.07 | 967.8 | 953.5 |
| 22 | L | 150 | 38 | 38.2 | 36.1 | 1.39 | 1.00 | 49.98 | 4.51 | 11.08 | 988.8 | 944.8 |
| 23 | L | 150 | 35 | 35.3 | 31.4 | 1.44 | 0.94 | 48.56 | 4.25 | 11.42 | 957.3 | 1046.1 |
| 24 | L | 150 | 30 | 29.7 | 27.6 | 1.56 | 0.79 | 44.28 | 4.30 | 10.30 | 1096.3 | 984.6 |

Quadro A2 – Dados gerais dos corpos-de-prova submetidos a ensaios de resistência à tração na compressão diametral e de ondas ultrassônicas.

| DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA SUBMETIDOS A ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA COMPRESSÃO DIAMETRAL E DE ONDAS ULTRASSÔNICAS | | | | | | | | | | | | |
|---|---------|--|-------|--------------------|--------------------|---------------------------------|------|------------|---------------------|---------------|----------------------|----------------------|
| VARIÁVEIS | | | | DADOS PÓS-MOLDAGEM | | | | | | | RESULTADOS | |
| CP | Líquido | Quantidade de Ligante (kg/m ³) | w (%) | w _i (%) | w _p (%) | γ_d (g/cm ³) | e | η (%) | C _{iv} (%) | η/C_{iv} | q _t (kPa) | G ₀ (MPa) |
| 1 | AD | 75 | 40 | 40.3 | 37.1 | 1.35 | 1.07 | 51.63 | 2.24 | 23.02 | 51.9 | 289.5 |
| 2 | AD | 75 | 38 | 38.0 | 35.2 | 1.40 | 1.00 | 50.00 | 2.26 | 22.12 | 64.0 | 292.6 |
| 3 | AD | 75 | 35 | 35.3 | 32.9 | 1.45 | 0.92 | 47.97 | 2.25 | 21.36 | 62.3 | 339.2 |
| 4 | AD | 75 | 30 | 30.6 | 28.7 | 1.55 | 0.80 | 44.45 | 2.23 | 19.92 | 79.1 | 382.6 |
| 5 | AD | 100 | 40 | 39.9 | 38.1 | 1.35 | 1.07 | 51.58 | 2.95 | 17.50 | 85.5 | 470.7 |
| 6 | AD | 100 | 38 | 38.0 | 35.5 | 1.40 | 1.00 | 50.00 | 3.00 | 16.64 | 94.2 | 533.1 |
| 7 | AD | 100 | 35 | 35.3 | 32.6 | 1.45 | 0.92 | 48.01 | 2.95 | 16.27 | 105.8 | 516.2 |
| 8 | AD | 100 | 30 | 30.2 | 29.0 | 1.54 | 0.81 | 44.66 | 2.92 | 15.28 | 114.2 | 573.7 |
| 9 | AD | 150 | 40 | 39.9 | 38.8 | 1.35 | 1.07 | 51.70 | 4.28 | 12.08 | 132.2 | 880.6 |
| 10 | AD | 150 | 38 | 38.0 | 35.9 | 1.40 | 1.01 | 50.25 | 4.44 | 11.32 | 148.0 | 822.4 |
| 11 | AD | 150 | 35 | 34.9 | 33.4 | 1.46 | 0.92 | 47.92 | 4.31 | 11.13 | 155.3 | 996.6 |
| 12 | AD | 150 | 30 | 30.3 | 28.2 | 1.56 | 0.80 | 44.31 | 4.30 | 10.31 | 186.5 | 873.5 |
| 13 | L | 75 | 40 | 39.7 | 38.6 | 1.36 | 1.05 | 51.22 | 2.26 | 22.64 | 58.0 | 432.7 |
| 14 | L | 75 | 38 | 39.0 | 35.1 | 1.41 | 1.00 | 50.00 | 2.28 | 21.92 | 74.7 | 319.0 |
| 15 | L | 75 | 35 | 34.5 | 33.3 | 1.45 | 0.92 | 47.79 | 2.25 | 21.20 | 85.8 | 417.4 |
| 16 | L | 75 | 30 | 29.5 | 28.9 | 1.55 | 0.79 | 44.18 | 2.24 | 19.70 | 82.8 | 478.9 |
| 17 | L | 100 | 40 | 39.3 | 38.6 | 1.37 | 1.04 | 50.89 | 2.99 | 17.03 | 114.6 | 638.6 |
| 18 | L | 100 | 38 | 38.0 | 35.3 | 1.40 | 1.00 | 50.00 | 2.98 | 16.76 | 100.4 | 604.4 |
| 19 | L | 100 | 35 | 34.6 | 33.5 | 1.45 | 0.92 | 47.98 | 2.95 | 16.26 | 124.9 | 610.3 |
| 20 | L | 100 | 30 | 30.2 | 27.6 | 1.55 | 0.80 | 44.38 | 2.94 | 15.11 | 116.9 | 639.9 |
| 21 | L | 150 | 40 | 39.5 | 38.6 | 1.37 | 1.05 | 51.17 | 4.32 | 11.83 | 138.0 | 932.1 |
| 22 | L | 150 | 38 | 38.0 | 35.6 | 1.40 | 1.01 | 50.25 | 4.39 | 11.45 | 140.1 | 1010.3 |
| 23 | L | 150 | 35 | 35.3 | 31.4 | 1.45 | 0.93 | 48.20 | 4.28 | 11.25 | 171.3 | 1046.1 |
| 24 | L | 150 | 30 | 30.4 | 25.4 | 1.55 | 0.81 | 44.65 | 4.27 | 10.45 | 192.3 | 984.6 |