

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

Efeito da Viscosidade no Comportamento Geomecânico de Solos
Offshore

Vinícius Batista Godoy

Porto Alegre
2022

VINÍCIUS BATISTA GODOY

**EFEITO DA VISCOSIDADE NO COMPORTAMENTO
GEOMECÂNICO DE SOLOS *OFFSHORE***

Tese 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 Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
2022

CIP - Catalogação na Publicação

Godoy, Vinicius Batista
Efeito da Viscosidade no Comportamento Geomecânico
de Solos Offshore / Vinicius Batista Godoy. -- 2022.
262 f.
Orientador: Fernando Schnaid.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2022.

1. Geotecnia. 2. Reologia. 3. Viscosidade. 4.
Comportamento Geomecânico. 5. Solo offshore. I.
Schnaid, Fernando, orient. II. Título.

VINÍCIUS BATISTA GODOY

**EFEITO DA VISCOSIDADE NO COMPORTAMENTO
GEOMECÂNICO DE SOLOS *OFFSHORE***

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 09 de dezembro de 2022

Prof. Fernando Schnaid

Ph.D. pela University of Oxford, Reino Unido
Orientador

Prof. Lucas Festugato

Dr. pela UFRGS, Brasil
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dörthe Holthusen

Ph.D pela Universität zu Kiel, Alemanha

Prof. Ian Schumann Marques Martins

Dr. Pela UFRJ, Brasil

Prof. Lucas Festugato

Dr. pela UFRGS, Brasil

Dedico este trabalho a todos que contribuíram para o desenvolvimento desta tese de doutorado, entre eles meus familiares, amigos e colegas de laboratório.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço a Deus por todo conhecimento e discernimento fornecido para superar os obstáculos da vida.

Meus agradecimentos mais sinceros e profundos aos meus pais e familiares por sempre confiarem em mim e investirem em minha formação educacional e profissional. Minha família é a minha essência, sem seu suporte minha história e minhas experiências vividas não seriam as mesmas.

Agradeço a todos os professores do PPGEC, especialmente ao Prof. Nilo Consoli e ao Prof. Lucas Festugato, por toda a paciência ao lecionarem suas disciplinas, sempre se preocupando com o aprendizado do aluno.

Agradeço ao Laboratório de Oceanografia Geológica (LOG) da FURG, pelo fornecimento do material utilizado neste trabalho, ao grupo de Geotecnia da FURG (especialmente a Prof. Karina Camargo), por todo o apoio na obtenção das amostras ensaiadas, ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da UFRGS (especialmente ao Prof. Rafael Manica) por fornecer toda a base de conhecimento de reologia necessária ao desenvolvimento desse trabalho, a COPPE da UFRJ (em especial ao Prof. Ian Martins) por toda a paciência em me ensinar os conceitos básicos e complexos relativos à viscosidade.

Externo meus mais sinceros agradecimentos ao meu orientador Professor Fernando Schnaid, por confiar na minha capacidade intelectual, sempre me desafiando a adquirir mais conhecimento sobre geotecnia, sempre me tratando com empatia, sensibilidade e respeito. Sem sua orientação, a qualidade da minha formação acadêmica não seria a mesma.

Também gostaria de agradecer a todas as amigas que o PPGEC me proporcionou nos anos que se passaram, especialmente a Raquel Wetzel, Júlia Mazzutti, Daniel Faria e Karina Camargo (amigas que terei comigo para o resto da vida).

Aos colegas do LEGG que sempre me deram suporte e me ajudaram quando eu acreditava que não seria possível finalizar essa tese, em especial, Mozara Benetti, Marina Bortolotto, Helena Leon, Mariana Carreta, Hugo Scheuermann, Gustavo Miguel e Bruna Spricigo.

Agradeço também ao Eng. Eduardo Cirio, espero contribuir para sua formação acadêmica e profissional como você contribuiu para a minha, sempre ao meu lado em todos os momentos, me dando suporte e ouvindo minhas reclamações diárias. Obrigado por todos os momentos felizes, sem você minha vida não seria a mesma.

Meus mais sinceros agradecimentos à Capes e ao CNPq pela concessão de bolsas de estudo que possibilitaram a minha dedicação e, conseqüentemente, o aprofundamento do conhecimento científico, à Petrobras pelo fornecimento de recursos para o desenvolvimento desta pesquisa.

Muitos foram aqueles que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho, seja de forma direta ou indireta. Por fim, meus mais sinceros agradecimentos a todas essas pessoas que me apoiaram.

Em algum lugar, alguma coisa incrível está esperando para ser descoberta.

Carl Sagan

RESUMO

GODOY, V. B. **Efeito da Viscosidade no Comportamento Geomecânico de Solos *Offshore***. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O estudo do comportamento geomecânico de solos marinhos é necessário e indispensável para a indústria petrolífera e de gás natural, uma vez que a otimização de metodologias de dimensionamento da infraestrutura *offshore* em contato com o solo (*e.g.* estacas torpedo, âncoras e *mudmats*) representa considerável economia de projeto e execução. Ainda há muito a se estudar em relação ao comportamento do solo *offshore* quando solicitado por um carregamento ou conjunto de cargas, tanto estáticas quanto dinâmicas. Quando estas solicitações possuem uma velocidade de deformação, ocorre a mobilização de uma resistência viscosa cuja magnitude deve ser considerada em projeto. Apesar da importância de tal análise, devido às dificuldades de extração de amostras à grandes profundidades, a bibliografia geotécnica brasileira carece de parâmetros e propriedades de solos marinhos para serem aplicados em projetos nacionais, especialmente àqueles relacionados a comportamento viscoso. Neste contexto, este trabalho tem como objetivo o estudo da influência da viscosidade no comportamento geomecânico de solos *offshore* provenientes da Bacia de Pelotas, caracterizados por Limites de Liquidez entre 41 e 55, Limites de Plasticidade entre 21 e 26 e Índices de Plasticidade entre 20 e 29. O solo marinho apresenta elevados teores de silte (35,5 a 57,2%), cuja plasticidade aumenta com o aumento da lâmina d'água. Para a análise geomecânica foram usados ensaios que utilizam uma palheta cruciforme que solicitam o solo através da aplicação de torque. Ensaios de mini-palheta indicaram que o teor de umidade e a resistência não-drenada são inversamente proporcionais (exceto quando há efeito de congelamento a $-2,0^{\circ}\text{C}$). Também foi demonstrado que a temperatura e a resistência não-drenada são inversamente proporcionais. Os ensaios de viscosimetria demonstraram que o solo *offshore* se comporta como um fluido pseudoplástico para teores de umidade de 70%; 78% e 85%. Para maiores temperaturas, o coeficiente de viscosidade dinâmica diminui significativamente em uma relação de potência com o aumento da velocidade angular, sendo que para altas velocidades de deformação a influência da temperatura sobre a viscosidade diminui. Os resultados dos ensaios reométricos oscilatórios indicam que o solo *offshore* em menores temperaturas e teores de umidade apresentaram maior rigidez. No entanto, as amostras com maiores temperaturas apresentam menor estabilidade microestrutural, ou seja, menor trecho visco-elástico. Com base nestas análises fica evidenciado a necessidade da combinação de ensaios geotécnicos e ensaios reológicos para correta avaliação dos componentes da resistência cisalhante de solos marinhos, sendo o comportamento geomecânico e viscoso determinado, entre outros fatores, pelo teor de umidade, temperatura e velocidade de deformação.

Palavras-chave: *solo offshore; viscosidade; reologia; geotecnia; geomecânico.*

ABSTRACT

GODOY, V.B. **Efeito da Viscosidade no Comportamento Geomecânico de Solos *Offshore***. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The study of the geomechanical behavior of marine soils is necessary and indispensable for the oil and natural gas industry, since the optimization of methodologies for sizing offshore infrastructure in contact with the ground (*e.g.* piles, anchors and mudmats) represents considerable savings of design and execution. There is still much to be studied in relation to the behavior of the *offshore* soil when requested by a load or set of loads, both static and dynamic. When these stresses have a deformation velocity, there is the mobilization of a viscous resistance whose magnitude must be considered in the design. Despite the importance of such analysis, due to the difficulties of extracting samples at great depth, the Brazilian geotechnical bibliography lacks parameters and properties of marine soils to be applied in national projects, especially those related to viscous behavior. In this context, this research aims to study the influence of viscosity on the geomechanical behavior of *offshore* soils from the Pelotas Basin, characterized by Liquidity Limits between 41 and 55, Plasticity Limits between 21 and 26 and Plasticity Indexes between 20 and 29. The marine soil has shown high levels of silt (35.5 to 57.2%), whose plasticity increases with increasing water depth. For geomechanical characterization, tests were used that use a cruciform vane that request the soil through the application of torque. Mini-vane tests indicated that moisture content and undrained strength are inversely proportional (except when there is a freezing effect at -2.0°C). It has also been shown that temperature and undrained strength are inversely proportional. The viscosimetry tests showed that the *offshore* soil behaves like a pseudoplastic fluid for moisture contents of 70%; 78% and 85%. For higher temperatures, the dynamic viscosity coefficient decreases significantly in a power relationship with increasing angular velocity, and for high strain rates the influence of temperature on viscosity decreases. The results of the oscillatory rheometric tests have demonstrated that the *offshore* soil at lower temperatures and moisture contents presented greater rigidity. However, samples with higher temperatures have lower microstructural stability - smaller visco-elastic stretch. Based on these analyses, it is evident that a combination of geotechnical tests and rheological tests is necessary for the correct evaluation of the components of the shear strength of marine soils, with the geomechanical and viscous behavior being determined, among other factors, by the moisture content, temperature and deformation speed.

Keywords: *offshore soil; viscosity; rheology; geotechnics; geomechanical.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	34
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	34
1.2	OBJETIVOS E METAS.....	36
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	37
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	38
2.1	GEOLOGIA E EXPLORAÇÃO <i>OFFSHORE</i>	38
2.1.1	SISTEMA DEPOSICIONAL MARINHO PROFUNDO.....	38
2.1.2	EXPLORAÇÃO <i>OFFSHORE</i> – PETRÓLEO.....	39
2.1.3	EXPLORAÇÃO <i>OFFSHORE</i> – HIDRATO DE METANO.....	42
2.1.4	INFRAESTRUTURA <i>OFFSHORE</i>	43
2.1.5	BACIA DE PELOTAS.....	46
2.2	ARGILAS <i>OFFSHORE</i>	50
2.2.1	ARGILOMINERAIS.....	50
2.2.2	CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO.....	52
2.3	VISCOSIDADE.....	60
2.3.1	CONCEITOS E DEFINIÇÃO DE VISCOSIDADE.....	60
2.3.2	PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS EXPANDIDO.....	66
2.3.3	REOLOGIA.....	79
2.3.4	ENSAIO DE PALHETA (<i>VANE SHEAR TEST</i>)	83
2.3.5	VISCOSÍMETROS E REÔMETROS.....	86
2.3.6	TIPO ROTACIONAIS CILÍNDRICOS COAXIAIS.....	88
2.3.7	ELASTICIDADE E RÍGIDEZ – ANÁLISE ATRAVÉS DE REÔMETROS.....	94
3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	98
3.1	MATERIAIS.....	99
3.1.1	ÁGUA.....	99

3.1.2	SOLO <i>OFFSHORE</i> – BACIA DE PELOTAS.....	99
3.2	MÉTODOS E EQUIPAMENTOS.....	106
3.2.1	PREPARAÇÃO DO SOLO <i>OFFSHORE</i>	106
3.2.2	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)....	107
3.2.3	DIFRAÇÃO DE RAIOS X (DRX).....	108
3.2.4	FLUORESCÊNCIA DE RAIOS X (FRX).....	108
3.2.5	ESPECTROMETRIA ÓPTICA (ICP).....	109
3.2.6	ÁREA SUPERFICIAL (BET) E TAMANHO DOS POROS (BJH).....	109
3.2.7	CALORIMETRIA DIFERENCIAL DE VARREDURA (DSC)..	110
3.2.8	TEOR DE UMIDADE.....	111
3.2.9	DENSIDADE DOS GRÃOS.....	111
3.2.10	LIMITES DE ATTERBERG.....	112
3.2.11	GRANULOMETRIA.....	114
3.2.12	VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE PULSO ULTRA- SÔNICO.....	117
3.2.13	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	118
3.2.14	COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA.....	121
3.2.15	EXPANSÃO UNIDIMENSIONAL.....	123
3.2.16	MINIPALHETA.....	123
3.2.17	TRIAXIAL.....	125
3.2.18	VISCOSÍMETRO ROTACIONAL.....	129
3.2.19	REÔMETRO ROTACIONAL.....	132
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	136
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA.....	136
4.1.1	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)....	136
4.1.2	DIFRAÇÃO DE RAIOS X (DRX).....	140
4.1.3	FLUORESCÊNCIA DE RAIOS X (FRX).....	143

4.1.4	ESPECTROMETRIA ÓPTICA (ICP).....	146
4.1.5	ÁREA SUPERFICIAL (BET) E TAMANHO DOS POROS (BJH).....	147
4.1.6	CALORIMETRIA DIFERENCIAL DE VARREDURA (DSC)..	148
4.1.7	TEOR DE UMIDADE.....	149
4.1.8	DENSIDADE DOS GRÃOS.....	150
4.1.9	LIMITES DE ATTERBERG.....	151
4.1.10	GRANULOMETRIA.....	152
4.1.11	VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE PULSO ULTRA- SÔNICO.....	154
4.1.12	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	156
4.2	COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO.....	158
4.2.1	COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA.....	158
4.2.2	EXPANSÃO UNIDIMENSIONAL.....	165
4.2.3	MINIPALHETA.....	168
4.3	COMPORTAMENTO VISCOSO.....	177
4.3.1	VISCOSIMETRIA.....	177
4.3.2	REOMETRIA – ENSAIOS ROTACIONAIS.....	185
4.3.3	REOMETRIA – ENSAIOS DE AMPLITUDE.....	200
4.3.4	REOMETRIA – ENSAIOS DE ETAPAS DE TEMPERATURAS.....	218
4.3.5	ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS HIDROSTATICAMENTE NÃO DRENADOS.....	221
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	232
5.1	CONCLUSÃO GERAL.....	232
5.2	CONCLUSÕES QUANTO À CARACTERIZAÇÃO FÍSICO- QUÍMICA.....	232

5.3	CONCLUSÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO – ENSAIOS DE MINI-PALHETA.....	233
5.4	CONCLUSÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO VISCOSO – ENSAIOS DE VISCOSIMETRIA.....	234
5.5	CONCLUSÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO VISCOSO – ENSAIOS DE REOMETRIA.....	235
5.6	CONCLUSÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO E VISCOSO – ENSAIOS TRIAXIAIS.....	236
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	239

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Matriz Energética Mundial 2018 (EPE, 2021).....	34
Figura 2.1 – Fatores determinantes da “arquitetura deposicional” (Vail, 1987 <i>apud</i> Severiano Ribeiro, 2001).....	38
Figura 2.2 – Limite entre ambiente marinho raso e profundo (baseado em Shanmugan, 2000).....	40
Figura 2.3 – Mapeamento mundial das principais reservas de hidrocarbonetos, incluindo as principais províncias de águas profundas e ultraprofundas (em preto) - (Stow & Mayall, 2000).....	41
Figura 2.4 – Distribuição dos reservatórios do pré-sal em relação às bacias brasileiras (Papaterra, 2010 <i>apud</i> Riccomini <i>et al.</i> , 2012).....	41
Figura 2.5 – Distribuição mundial das reservas de hidrato de gás (EPE, 2016).....	42
Figura 2.6 – <i>Manifold</i> , em funcionamento, conectado a seis poços de exploração (Silva, 2015 <i>apud</i> Faria, 2019).....	43
Figura 2.7 – Unidades de produção flutuantes para águas profundas e ultraprofundas (Colliat, 2002).....	44
Figura 2.8 – Carregamentos, indicados por setas, em: (a, b) plataforma de gravidade, (c) plataforma <i>jacket</i> , (d) plataformas TLP, (e) tanque de estocagem parcialmente vazio, (f) turbina eólica, (g) descomissionamento (Acosta-Martinez <i>et al.</i> , 2012; Mana <i>et al.</i> , 2013 e Li, 2015).....	45
Figura 2.9 – Bacias sedimentares brasileiras (Milani <i>et al.</i> , 2001).....	46
Figura 2.10 – Localização dos hidratos no Cone da Bacia de Pelotas (USGS, 2000).....	47
Figura 2.11 – Mapa Faciológico da Bacia de Pelotas (USGS, 2000).....	49
Figura 2.12 – Distribuição mundial e porcentagem de ocorrência dos argilominerais (a) illita, (b) clorita, (c) esmectita (montmorilonita) e (d) caulinita (baseado em LISITZIN, 1996).....	51
Figura 2.13 - Curvas granulométricas - Campo de Lula (baseado em PETROBRAS, 2011)...	53
Figura 2.14 - Curvas granulométricas - Campo de Lula NE (baseado em PETROBRAS, 2011).....	54
Figura 2.15 - Curvas granulométricas - Campo de Guará (baseado em PETROBRAS, 2011).....	54
Figura 2.16 – Variação do Peso Específico Natural com a profundidade, nos campos de Lula NE, Guará e Lula (baseado em PETROBRAS, 2011).....	55

Figura 2.17 – Teor de Umidade e Limites de Atterberg com a profundidade, nos campos de Lula NE, Guará e Lula (baseado em PETROBRAS, 2011).....	56
Figura 2.18 – Índice de Plasticidades com a profundidade, nos campos de Lula NE, Guará e Lula (baseado em PETROBRAS, 2011).....	56
Figura 2.19 – Variação da resistência não drenada ao longo da profundidade, por meio de ensaios DSS e CPTu (baseado em PETROBRAS, 2011).....	57
Figura 2.20 – Variação da resistência não drenada ao longo da profundidade, por meio de ensaios triaxiais (baseado em PETROBRAS, 2011).....	58
Figura 2.21 – Lei de Viscosidade de Newton (baseado em Martins, 1992).....	60
Figura 2.22 – Tipos de atração das moléculas de água na superfície das argilas (Ranjan & Rao, 2007 <i>apud</i> Le <i>et al.</i> 2012).....	61
Figura 2.23 – Tipos de contatos nos solos (Terzaghi, 1941 <i>apud</i> Martins, 1992).....	61
Figura 2.24 – Variação de μ , em relação a água adsorvida líquida muito viscosa nas zonas de contato (Martins, 1992).....	63
Figura 2.25 – Definição da Viscosidade Plástica por meio do comportamento tensão cisalhante em função da velocidade de deformação (baseado em Jeong <i>et al.</i> , 2010).....	64
Figura 2.26 – Comportamento viscoso de fluidos pseudoplásticos (baseado em Jeong <i>et al.</i> , 2010).....	64
Figura 2.27 – Relação da viscosidade plástica e o índice de liquidez (baseado em Smolar, 2016).....	65
Figura 2.28 – Relação da tensão de plastificação e o índice de liquidez (baseado em Smolar, 2016).....	65
Figura 2.29 – Plano de Ruptura expresso no Círculo de Mohr (Martins, 1992).....	69
Figura 2.30 – O Círculo de Mohr e a Elipse de Taylor (baseado em Martins, 1992).....	71
Figura 2.31 – O Círculo de Mohr e a Elipse de Coulomb (baseado em Martins, 1992).....	72
Figura 2.32 – Caminhos de Tensões e Resistência Viscosa (baseado em Martins, 1992).....	73
Figura 2.33 – Caminhos de Tensões e Resistência Viscosa para três ensaios não drenados com carregamentos isotrópicos diferentes (Martins, 1992).....	74
Figura 2.34 – Comparação entre ensaios com velocidades de cisalhamento nula e constante (baseado em Martins, 1992).....	75
Figura 2.35 – Influência da Velocidade de Deformação no valor de S_u (baseado em Kulhawy & Mayne, 1990).....	76
Figura 2.36 – Ensaio triaxial não drenado com etapa de relação de tensão (baseado em Martins, 1992).....	77

Figura 2.37 – Ensaio triaxiais CIU (Argila de Sarapu�) com etapa de relaxa�o de tensão, (a) caminhos de tensão e (b) comportamento tensão-deforma�o (baseado em Aguiar, 2014).....	78
Figura 2.38 – Comportamento reológico dos fluidos independentes do tempo (baseado em Pileggi, 2001).....	80
Figura 2.39 – Rela�o entre viscosidade e tensão cisalhante para certos fluidos pseudoplásticos (baseado em Barnes, 1999).....	83
Figura 2.40 – Dimensões padrões de palhetas utilizadas em campo (Chandler, 1988 <i>apud</i> Faria, 2019).....	84
Figura 2.41 – Sistemas de aquisi�o de viscosímetros: (a) Sistema de Mola e (b) Sistema de Enconder Digital (baseado em Sobral & Chiararia, 2012).....	87
Figura 2.42 – Esquema de um Cilindro Rotacional Coaxial: (a) Rota�o do rotor, (b) distribui�o da velocidade e viscosidade durante o cisalhamento e (c) respostas de diferentes fluidos (baseado em Jeong, 2006).....	89
Figura 2.43 – Caracteriza�o de quatro zonas de deforma�o (adaptado de Jardine, 1992).....	95
Figura 2.44 – Comportamento t�pico de materiais em Ensaio de Amplitude de Varredura (Markgraf, 2006).....	96
Figura 2.45 – Rela�o entre o módulo de cisalhamento complexo G^* e os módulos de armazenamento (G') e de perda (G'') – adaptado de Markgraf (2006).....	97
Figura 3.1 – Localiza�o geográfica da extra�o dos 876 testemunhos (<i>Google Maps</i>).....	99
Figura 3.2 – Armazenamento dos testemunhos em um contêiner com sistema de refrigera�o.....	100
Figura 3.3 – Localiza�o geográfica dos 29 testemunhos selecionados (<i>Google Maps</i>).....	102
Figura 3.4 – Amostra de solo argiloso <i>offshore</i> com presença de detritos de invertebrados....	103
Figura 3.5 – Ensaio de MEV, (a) equipamento JEOEL JSM 6060 e (b) 5 <i>stubs</i> metalizados...	107
Figura 3.6 – Determina�o da densidade dos gr�os: (a) prepara�o da amostra e (b) picnômetro utilizado.....	112
Figura 3.7 – (a) Aparelho de Casagrande e (b) cilindro de referência utilizados na determina�o de LL e LP, respectivamente.....	114
Figura 3.8 – (a) Dois ensaios de sedimenta�o e (b) peneiras utilizadas no peneiramento fino.....	115
Figura 3.9 – (a) Equipamento Pundit Lab e (b) calibra�o do equipamento (PROCEQ, 2020).....	118
Figura 3.10 – Perme�metro de Parede Flexível utilizado no ensaio.....	119
Figura 3.11 – Ensaio de compressão oedométrica em andamento.....	122

Figura 3.12 – (a) moldagem da amostra de solo <i>offshore</i> e (b) amostras já preparadas para a realização do ensaio.....	122
Figura 3.13 – Equipamento de mini-palheta de laboratório aplicado nesta pesquisa (Gauer, 2010).....	124
Figura 3.14 – Mini-palheta utilizada (Faria, 2019).....	125
Figura 3.15 – Equipamento Triaxial Geonor (Miguel, 2020).....	126
Figura 3.16 – Display do Viscosímetro utilizado (Quimis, 2013).....	129
Figura 3.17 – Numeração dos rotores do Viscosímetro utilizado.....	130
Figura 3.18 – (a) Preparação da amostra e (b) execução do ensaio.....	131
Figura 3.19 – Verificação da calibração do equipamento viscosímetro.....	132
Figura 3.20 – Reômetro modular compacto MCR 101 da UFSM.....	133
Figura 4.1 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de MEV (<i>Google Maps</i>).....	137
Figura 4.2 – Microscopia da amostra SIS 175 com ampliação de (a) 900X e (b) 6.000X.....	138
Figura 4.3 – Microscopia da (a) amostra SIS 175 e (b) de um argilito (Riccomini <i>et al.</i> , 1996).....	138
Figura 4.4 – Microscopia da (a) amostra SIS 241 e (b) de argilominerais ilita (Bohor & Hughes, 1971).....	139
Figura 4.5 – Microscopia da (a) amostra SAT 062 – 2.000X e (b) de amostra de solo siltoso <i>offshore</i> proveniente da Austrália – 2.000X (Randolph & Gouvernec, 2011).....	140
Figura 4.6 – Microscopia da (a) amostra REG 935 – 1.500X e (b) de amostra de solo siltoso <i>offshore</i> proveniente da Austrália – 2.000X (Randolph & Gouvernec, 2011).....	140
Figura 4.7 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de DRX (<i>Google Maps</i>).....	141
Figura 4.8 – Difractometria de Raio X da amostra REG 996.....	142
Figura 4.9 – Difractometria de Raio X da amostra SIS 175.....	142
Figura 4.10 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de FRX (<i>Google Maps</i>).....	144
Figura 4.11 – Curva DSC das amostras SIS 175 e REG 996.....	149
Figura 4.12 – Curvas granulométricas das amostras <i>offshore</i> analisadas em comparação com a faixa de variação das argilas da Bacia de Santos - Petrobras (2011).....	153
Figura 4.13 – Determinação do tempo de propagação de onda para a amostra REG 996.....	155

Figura 4.14 – Determinação do tempo de propagação de onda para a amostra SIS 175.....	155
Figura 4.15 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de Condutividades Hidráulica (<i>Google Maps</i>).....	156
Figura 4.16 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de compressão oedométrica (<i>Google Maps</i>).....	159
Figura 4.17 - Curvas de Índice de vazios (e) em função da tensão vertical obtidas para as amostras SIS 175 e SIS 722.....	160
Figura 4.18 - Curvas e/e_0 em função da tensão vertical (σ_v) obtidas para as amostras SIS 175 e SIS 722.....	161
Figura 4.19 - Coeficiente de adensamento (c_v) em função da tensão vertical (σ_v), amostras SIS 175 e REG 996.....	161
Figura 4.20 - Curvas de Índice de vazios (e) em função da tensão vertical (σ_v) obtidas para as amostras SIS 722 remoldadas e indeformada.....	163
Figura 4.21 - Coeficiente de adensamento (c_v) em função da tensão vertical (σ_v) para as amostras remoldadas SIS 722.....	164
Figura 4.22 – Variação do índice de vazios (e) ao decorrer do ensaio de expansão, para amostras (SIS 175) submetidas a diferentes tensões verticais	166
Figura 4.23 – Variação máxima do índice de vazios (e) em relação as tensões verticais impostas nas amostras SIS 175.....	166
Figura 4.24 – Variação do índice de vazios (e) ao decorrer do ensaio de expansão, para amostras (REG 996) submetidas a diferentes tensões verticais.....	167
Figura 4.25 – Variação máxima do índice de vazios (e) em relação as tensões verticais impostas nas amostras REG 996.....	168
Figura 4.26 – Resultados (velocidade angular x resistência não drenada) dos ensaios de mini-palheta realizados para a amostra SIS 722.....	169
Figura 4.27 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados a $-2,0^\circ\text{C}$ (SIS 722).....	170
Figura 4.28 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados a $-1,5^\circ\text{C}$ (SIS 722).....	171
Figura 4.29 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados a $-1,0^\circ\text{C}$ (SIS 722).....	171
Figura 4.30 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados a $+6,0^\circ\text{C}$ (SIS 722).....	172
Figura 4.31 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados a $+17,5^\circ\text{C}$ (SIS 722).....	172

Figura 4.32 – Influência do Teor de Umidade na resistência não drenada (S_u) - Ensaio de mini-palheta realizados com a amostra SIS 722.....	173
Figura 4.33 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados com teor de umidade de 70% e índice de vazios de 1,91 (SIS 722).....	174
Figura 4.34 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados com teor de umidade de 78% e índice de vazios de 2,16 (SIS 722).....	175
Figura 4.35 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados com teor de umidade de 85% e índice de vazios de 2,37 (SIS 722).....	175
Figura 4.36 – Relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) e a velocidade angular aplicada - Ensaio de Viscosimetria (SIS 722).....	178
Figura 4.37 – Gráfico expandido da relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) e a velocidade angular aplicada - Ensaio de Viscosimetria (SIS 722).....	178
Figura 4.38 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria realizados a $-2,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	179
Figura 4.39 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria realizados a $-1,5^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	180
Figura 4.40 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria realizados a $-1,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	180
Figura 4.41 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria realizados a $+6,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	181
Figura 4.42 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria realizados a $+17,5^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	181
Figura 4.43 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria - realizados com teor de umidade de 70% e índice de vazios de 1,91 (SIS 722).....	182
Figura 4.44 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria - teor de umidade de 78% e índice de vazios de 2,16 (SIS 722).....	183
Figura 4.45 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria - teor de umidade de 85% e índice de vazios de 2,37 (SIS 722).....	183
Figura 4.46 – Variação do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) com o tempo de execução do ensaio em diferentes velocidades angulares aplicadas - Ensaio de Reometria Rotacionais (SIS 722).....	186
Figura 4.47 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais realizados a $-2,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	187
Figura 4.48 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais realizados a $0,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	188

Figura 4.49 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais realizados a $+6,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	188
Figura 4.50 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais realizados a $+17,5^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	189
Figura 4.51 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais – amostras com teor de umidade de 70% e índice de vazios de 1,91 (SIS 722).....	190
Figura 4.52 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais – amostras com teor de umidade de 78% e índice de vazios de 2,16 (SIS 722).....	190
Figura 4.53 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais – amostras com teor de umidade de 85% e índice de vazios de 2,37 (SIS 722).....	191
Figura 4.54 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) com o tempo de execução do ensaio em diferentes velocidades angulares aplicadas - Ensaio de Reometria Rotacionais (SIS 722).....	194
Figura 4.55 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) nos primeiros 10 minutos de cada ensaio realizado à velocidade angular aplicada de 0,0025 rpm - Ensaio rotacionais (SIS 722).....	195
Figura 4.56 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais realizados a $-2,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	196
Figura 4.57 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais realizados a $0,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	196
Figura 4.58 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais realizados a $+6,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)	197
Figura 4.59 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais realizados a $+17,5^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	197
Figura 4.60 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais – Amostras com teor de umidade de 70% e índice de vazios de 1,91 (SIS 722).....	198
Figura 4.61 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais – Amostras com teor de umidade de 78% e índice de vazios de 2,16 (SIS 722).....	199
Figura 4.62 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaio rotacionais – Amostras com teor de umidade de 85% e índice de vazios de 2,37 (SIS 722).....	199
Figura 4.63 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) com a deformação - Ensaio de Reometria de Amplitude (SIS 722).....	201
Figura 4.64 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a $-2,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	202
Figura 4.65 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a $0,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722).....	202

Figura 4.66 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +6,0°C (SIS 722).....	203
Figura 4.67 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +17,5°C (SIS 722).....	203
Figura 4.68 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 70% ($e = 1,91$) - SIS 722.....	204
Figura 4.69 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 78% ($e = 2,16$) - SIS 722.....	205
Figura 4.70 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 85% ($e = 2,37$) - SIS 722.....	205
Figura 4.71 – Variação do módulo de armazenamento (G') e do módulo de perda (G'') com a deformação aplicada - Ensaio de Reometria de Amplitude (SIS 722).....	206
Figura 4.72 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a -2,0°C (SIS 722).....	208
Figura 4.73 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a 0,0°C (SIS 722).....	208
Figura 4.74 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +6,0°C (SIS 722).....	209
Figura 4.75 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +17,5,0°C (SIS 722).....	209
Figura 4.76 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 70% ($e = 1,91$) - SIS 722.....	210
Figura 4.77 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 78% ($e = 2,16$) - SIS 722.....	210
Figura 4.78 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 85% ($e = 2,37$) - SIS 722.....	211
Figura 4.79 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de Reometria de Amplitude (SIS 722).....	213
Figura 4.80 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de varredura de amplitude realizados a -2,0°C (SIS 722).....	214
Figura 4.81 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de varredura de amplitude realizados a 0,0°C (SIS 722).....	215
Figura 4.82 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +6,0°C (SIS 722).....	215
Figura 4.83 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +17,5°C (SIS 722).....	216

Figura 4.84 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaios de amplitude realizados com teor de umidade de 70% ($e = 1,91$) - SIS 722.....	216
Figura 4.85 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaios de amplitude realizados com teor de umidade de 78% ($e = 2,16$) - SIS 722.....	217
Figura 4.86 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaios de amplitude realizados com teor de umidade de 85% ($e = 2,37$) - SIS 722.....	217
Figura 4.87 – Variação do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo - Ensaios de etapas de temperatura com velocidade angular de 0,0025 rpm - SIS 722.....	219
Figura 4.88 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) em função do tempo - Ensaios de etapas de temperatura com velocidade angular de 0,0025 rpm - SIS 722.....	219
Figura 4.89 – Variação do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo - Ensaios de etapas de temperatura com velocidade angular de 0,5 rpm - SIS 722.....	220
Figura 4.90 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) em função do tempo - Ensaios de etapas de temperatura com velocidade angular de 0,5 rpm - SIS 722.....	220
Figura 4.91 – Invariante de tensão q (tensão desvio) em função da deformação axial (ϵ_a) – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões.....	222
Figura 4.92 – Poropressão (u) em função da deformação axial (ϵ_a) – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões.....	222
Figura 4.93 – Caminhos de Tensões Efetivas – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões.....	223
Figura 4.94 – Caminhos de Tensões Efetivas e Envoltórias de Ruptura – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões.....	223
Figura 4.95 – Resistência não drenada máxima registrada no cisalhamento em função da tensão de confinamento – Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões.....	226
Figura 4.96 – Invariante de tensão q (tensão desvio) em função da deformação axial (ϵ_a) – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com velocidade carregamento axial de 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa.....	227
Figura 4.97 – Poropressão (u) em função da deformação axial (ϵ_a) – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com velocidade carregamento axial de 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa.....	228
Figura 4.98 – Caminhos de Tensões Efetivas – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com velocidade carregamento axial de 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa.....	228
Figura 4.99 – Caminhos de Tensões Efetivas e Envoltórias de Ruptura – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com velocidade carregamento axial de 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa.....	229

Figura 4.100 – Comparação da resistência não drenada máxima registrada no cisalhamento em função da tensão de confinamento entre ensaios com e sem etapa de relaxação de tensões – velocidade de deformação axial de 19,60 mm/h..... 230

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Capacidade de troca catiônica e área superficial específica (baseado em Santos, 1989; USEPA, 2000).....	52
Tabela 2.2 – Relação entre os argilominerais, valores de índice de compressão (C_c) e de coeficiente de adensamento (c_v), (baseado em <i>Cornell University</i> , 1950).....	52
Tabela 2.3 – Classificação de fluidos de acordo com o seu comportamento reológico (baseado em Dott, 1963 <i>apud</i> Manica, 2009).....	79
Tabela 2.4 – Equações matemáticas de alguns modelos reológicos (baseado em Dott, 1963 <i>apud</i> Manica, 2009 e Roman & Kotov, 2016).....	80
Tabela 3.1 – Quantidade total de ensaios realizados para cada tipo de experimento.....	98
Tabela 3.2 – Informações sobre os testemunhos <i>offshore</i> obtidos para a presente pesquisa.....	101
Tabela 3.3 – Análise granulométrica de amostras da Bacia de Pelotas analisadas na FURG em 2009 (baseado em Santos, 2010).....	104
Tabela 3.4 – Valores de umidade, índice de vazios e peso específico saturado utilizados nesse trabalho para as amostras <i>offshore</i> remoldadas.....	106
Tabela 3.5 – Características dos óleos de silicone utilizados na verificação da calibração e desvio padrão dos dados.....	132
Tabela 3.6 – Configurações (níveis) dos ensaios de Reometria Rotacionais.....	134
Tabela 3.7 – Configurações (níveis) dos ensaios de Amplitude Rotacionais.....	135
Tabela 3.8 – Configurações (níveis) dos ensaios de Etapas de Temperatura.....	135
Tabela 4.1 – Principais características dos minerais detectados nos ensaios DRX.....	143
Tabela 4.2 – Proporção de óxidos (% de massa) das amostras REG 935, SIS 175 e SIS 722.....	145
Tabela 4.3 – Principais minerais associados aos óxidos encontrados nas amostras <i>offshore</i> por meio do ensaio FRX.....	146
Tabela 4.4 – Proporção de sódio (% de massa) das amostras SIS 175, SIS 722 e REG 935.....	146
Tabela 4.5 – Área superficial, volume e diâmetro das partículas, amostras REG 996 e SIS 175.....	147
Tabela 4.6 – Densidade dos grãos - amostras REG 996, SIS 175, SIS 722 e REG 935.....	150
Tabela 4.7 – Valores Típicos de Densidade dos Grãos referentes a mineralogia do solo (baseado em Das, 2007).....	150

Tabela 4.8 – Limites de Atterberg obtidos nesta pesquisa e por diversos autores, para solos <i>offshore</i>	151
Tabela 4.9 – Granulometria e classificação - SIS 175, REG 996, SIS 722 e REG 935....	152
Tabela 4.10 – Caracterização Granulométrica da Bacia de Pelotas e de diversas partes do globo.....	154
Tabela 4.11 – Características e Coeficiente de Condutividade Hidráulica das amostras SIS 175 e REG 935 e informações dos ensaios realizados.....	157
Tabela 4.12 – Coeficientes de Condutividade Hidráulica das amostras da Bacia de Pelotas e de diversas partes do globo.....	158
Tabela 4.13 – Características iniciais e finais dos corpos de prova SIS 175 e SIS 722.....	159
Tabela 4.14 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento para as amostras SIS 175 e SIS 722.....	162
Tabela 4.15 – Características iniciais e finais dos corpos de prova SIS 722 (Remoldados).....	162
Tabela 4.16 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento para as amostras remoldadas SIS 722.....	164
Tabela 4.17 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta resistência não drenada – Ensaio de mini-palheta.....	176
Tabela 4.18 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta coeficiente de viscosidade dinâmica – Ensaio de viscosimetria.....	184
Tabela 4.19 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta coeficiente de viscosidade dinâmica máximo – Ensaio de reometria rotacionais.....	191
Tabela 4.20 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta tensão cisalhante máxima – Ensaio de reometria rotacionais.....	200
Tabela 4.21 – Valores de tensão de escoamento, tensão e deformação de início de plastificação e máxima tensão cisalhante medida nos ensaios de amplitude.....	212
Tabela 4.22 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta tensão de escoamento – Ensaio de reometria de amplitude.....	212
Tabela 4.23 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta tensão de início de plastificação – Ensaio de reometria de amplitude.....	212
Tabela 4.24 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta deformação de início de plastificação – Ensaio de reometria de amplitude.....	213
Tabela 4.25 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta máxima tensão cisalhante medida – Ensaio de reometria de amplitude.....	213
Tabela 4.26 – Características das amostras utilizadas nos Ensaio Triaxiais.....	221

Tabela 4.27 – Parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) para cada velocidade axial – Ensaio Triaxiais com etapas de relaxação de tensões.....	227
Tabela 4.28 – Comparação dos parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) para cada velocidade axial entre ensaios com e sem etapa de relaxação de tensões – velocidade de deformação axial de 19,60 mm/h.....	230
Tabela 4.29 – Umidade dos espécimes após a realização dos Ensaio Triaxiais.....	231

LISTA DE SÍMBOLOS

p'_e	carregamento isotrópico (Pa)
A	área transversal da amostra (cm ²)
A	força de atração total interpartícula dividida pela área total interpartícula - (Pa)
a_m	fração da área total de contato interpartícula (contato mineral-mineral)
\bar{c}	tensão efetiva de contato entre partículas (Pa)
C_c	índice de Compressão
C_r	índice de Recompressão
C_s	índice de Descompressão/Expansão
c_v	coeficiente de adensamento (cm ² /s)
D	coeficiente de difusão de massa (L ² T ⁻¹)
d	distância entre os dois transmissores (m)
D_v	diâmetro da palheta (m)
$d\epsilon_s/dt$	velocidade de velocidade cisalhante (m/s)
e	índice de vazios
f	coeficiente de perda de carga, relação entre a força de arraste e a velocidade (MT ⁻¹)
$f(\tau)$	função do comportamento do fluido
G	módulo cisalhante (Pa)
G_0	módulo cisalhante a pequenas deformações (Pa)
H	altura do rotor (cm)
h	carga hidráulica, diferença de tensão da base e topo registrada pelos transdutores (cm);
h	espessura da amostra na direção do cisalhamento (cm)
I_A	índice de atividade coloidal
IC	índice de consistência
k	coeficiente de condutividade hidráulica (cm/s)
k	coeficiente de consistência (Pa.s ⁿ), análogo ao coeficiente de viscosidade dinâmica

k	constante de Boltzmann ($ML^{-2}T^{-2}\theta^{-1}$ e $1,38 \times 10^{-23}$ J/K)
k_{20}	coeficiente de condutividade hidráulica para água à 20 °C (cm/s)
L	leitura do densímetro na suspensão
L_d	leitura do densímetro no meio dispersor, de acordo com a calibração e na mesma temperatura da suspensão
LL, w_l	limite de liquidez
LP, w_p	limite de plasticidade
$M1$	massa do solo úmido (g)
$M2$	massa do picnômetro + solo + água, a temperatura T de ensaio (g)
$M3$	massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, a temperatura T de ensaio (curva de calibração) - (g)
M_d	torque a ser medido (N.cm)
$M_{d,min}$	torque mínimo para que a tensão cisalhante exceda a tensão de escoamento (N.m)
M_r	massa do material retido acumulado em cada peneira (g)
M_w	massa do material úmido submetido à sedimentação (g)
M_W	massa do material úmido submetido ao peneiramento fino e/ou à sedimentação (g)
n	coeficiente da lei de potência.
N	porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm (%)
Pe_C, Γ, Pe_h, Re_C e Re_h	números adimensionais
R	força de repulsão total interpartícula dividida pela área total interpartícula (N)
R_a	raio do recipiente (cm)
R_i	raio do rotor (cm)
R_t	fator de correção da viscosidade da água em diferentes temperaturas
S_t	sensibilidade das argilas
S_u	resistência não drenada (Pa)
$S_{u,ref}$	resistência não drenada na velocidade de deformação de referência ($\dot{\epsilon}_{ref}$) – (Pa)
S_{um}	resistência superficial não drenada (Pa)
S_{ur}	resistência no estado deformado (Pa)

t	intervalo de tempo entre as leituras (s)
$T_{\text{máx}}$	torque máximo medido (kN.m)
t_s	tempo de propagação (s)
u	poropressão (Pa)
\bar{u}_a	poropressão efetiva de ar (Pa)
\bar{u}_w	poropressão efetiva (Pa)
v	velocidade (m/s)
ν	viscosidade cinemática (c ² /s)
V	volume de água passante na amostra no intervalo de leitura L (cm ³)
V_0	velocidade normalizada abaixo da qual há redução da influência de efeitos viscosos significativos
V_s	velocidade da onda cisalhante (m/s)
V_v	volume de vazios
w	teor de umidade (%)
z	altura de queda das partículas (m)
γ	peso específico (kN/m ³)
γ_d	peso específico seco (kN/m ³)
γ_n	peso específico natural (kN/m ³)
γ_s	peso específico dos grãos (kN/m ³)
γ_{sat}	peso específico saturado (kN/m ³)
γ_{sub}	peso específico submerso (kN/m ³)
δ_{rem}	inverso da sensibilidade
$\dot{\epsilon}_{\text{ref}}$	velocidade de deformação de referência
ϵ_t	deformação cisalhante (cm).
η	porosidade (%)
$\eta(e)$	valor médio da viscosidade μ , função do índice de vazios (Pa.s)
θ	temperatura absoluta (K)

μ	coeficiente de viscosidade dinâmica (Pa.s)
μ'	coeficiente da velocidade de deformação
$\mu_{\text{água}}$	coeficiente de viscosidade do meio dispersor, à temperatura de ensaio (g.s/cm ²)
ξ	taxa cumulativa de deformação plástica
ξ_{95}	taxa de cisalhamento plástica necessária para atingir 95% da remoldagem
ρ_{md}	massa específica do meio dispersor na temperatura de calibração do densímetro (g/cm ³)
ρ_{md}	massa específica do meio dispersor, à temperatura de ensaio (g/cm ³)
ρ_s	massa específica dos grãos do solo (g/cm ³)
$\rho_{W(T)}$	massa específica da água, à temperatura T de ensaio (g/cm ³)
ρ_{wc}	massa específica da água na temperatura de calibração do densímetro (g/cm ³)
σ	tensão total (Pa)
σ'	tensão efetiva (Pa)
σ''	tensão efetiva intrínseca (proveniente da força atrativa elétrica líquida) - (Pa)
σ'_c	tensão de pré-adensamento (Pa)
τ	tensão cisalhante (Pa)
τ_0	tensão cisalhante ao longo da superfície do cilindro de revolução (Pa)
τ_e	tensão cisalhante na superfície superior e inferior (Pa)
τ_f	tensões cisalhantes de atrito (Pa.s)
τ_i	tensão cisalhamento aplicada no rotor (Pa)
τ_i	tensão de cisalhamento inicial crítica - <i>yield stress</i> (Pa)
ϕ_{mob}	ângulo de atrito mobilizado (°)
Ω	velocidade do cilindro (rpm)
ω	velocidade angular (rpm ou s ⁻¹)
Iv	índice de Viscosidade
\mathbb{V}	ordenada máxima de resistência por viscosidade
$\varphi's$	ângulo de resistência ao cisalhamento total (°)
φ_{cr}	ângulo de atrito crítico (°)

φ_{res} ângulo de atrito residual (°)

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	Associação Americana de Rodovias do Estado e Funcionários de Transporte
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANMs	Árvores de Natal Molhadas
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustível
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CIU	Ensaio triaxial adensado hidrostaticamente não drenado
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CP	Contrapressão (Pa)
CPTu	Piezocone
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
CTE	Caminho de tensões efetivas
CTT	Caminho de tensões totais
DRX	Difração de Raio X
DSC	Calorimetria diferencial de varredura
DSS	Ensaio de cisalhamento direto simples
EA	Energias atrativas
EPE	Empresa de Pesquisa Energética
ER	Energias repulsivas
FPSO	Floating Production, Storage and Offloading
FRX	Fluorescência de Raio X
FURG	Universidade Federal do Rio Grande
IEA	Agência Internacional de Energia
ICP	Espectrometria Óptica
IP	Índices de Plasticidade
LACER	Laboratório de Materiais Cerâmicos
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LOI	<i>Loss on Ignition</i>
LL	Limite de liquidez;
LP	Limite de plasticidade
LVDT	Transdutor de deslocamento linear

MEV	Microscopia eletrônica de varredura
NBR	Norma Brasileira
OIT	Tempo de Indução Oxidativa
OOT	Temperatura de Começo de Oxidação
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Semi-FPU	Semi-Floating Production Unit
TC	Tensão Confinante (Pa)
TFC	<i>Trillions cubic feet</i>
TG	Termogravimetria
TLP	Tension Leg Platform
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
UNISINOS	Universidade do Vale do Rio dos Sinos
UPV	Velocidade de pulso ultra-sônico
USCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos

1. INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Segundo a Agência Internacional de Energia (IEA, 2021), em 2018 cerca de 81,2% das fontes de energia mundial são representadas pelos combustíveis fósseis (petróleo, gás e carvão), conforme indicado na Figura 1.1. O aumento da demanda destes tipos de energia se deve por inúmeros motivos, como: industrialização, desenvolvimento econômico dos países subdesenvolvidos, crescimento da população mundial e aumento do consumo (EXXONMOBIL, 2019). Projeções indicam um aumento de 20%, entre 2017 e 2040, da demanda mundial de energia, sendo que o gás natural é a fonte energética que apresenta o maior percentual de crescimento dentre os combustíveis fósseis (EXXONMOBIL, 2019).

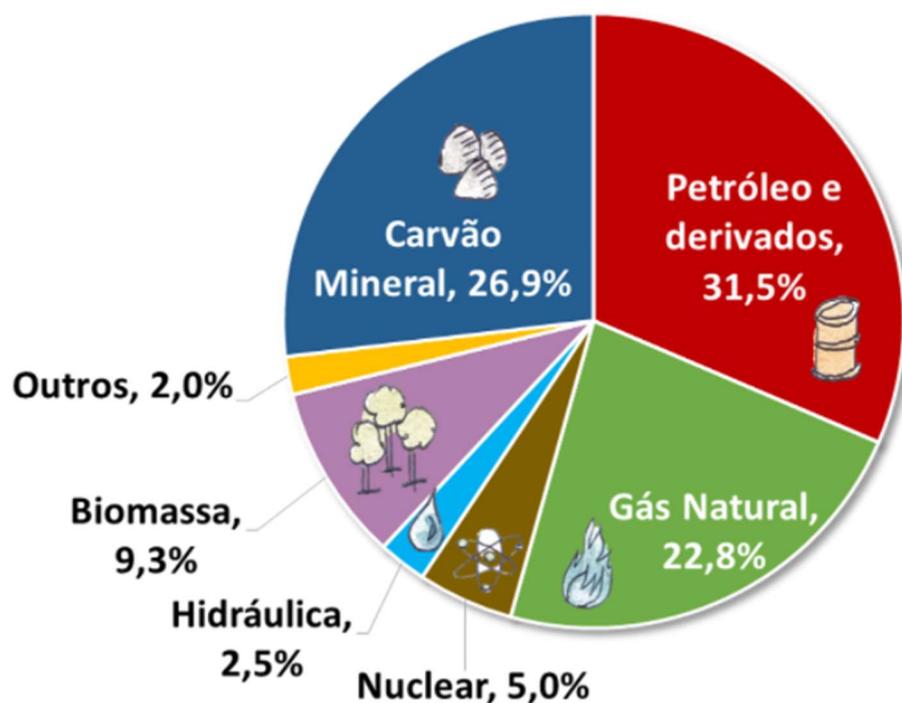


Figura 1.1 – Matriz Energética Mundial 2018 (EPE, 2021)

Dentro do contexto citado, o estudo do comportamento geomecânico de solos marinhos se torna cada vez mais atrativo para a indústria petrolífera e de gás natural, uma vez que a otimização de metodologias de dimensionamento da infraestrutura *offshore* em contato com o solo (e.g. estacas torpedo, âncoras de arrasto e *mudmats*) representa uma considerável economia de

projeto e execução (DEAN, 2010). Também é importante mencionar que o estudo do comportamento geomecânico de solos *offshore* possibilita o maior entendimento da ocorrência de escorregamentos de solo no leito marinho, fenômeno que ameaça à integridade de estruturas assentes no assoalho marinho, como oleodutos (SANTOS, 2018; HOTTA, 2019).

Ainda há muito a se estudar em relação ao comportamento do solo *offshore* quando solicitado por uma carga ou conjunto de cargas, sejam elas estáticas ou dinâmicas (forças atuantes nas plataformas, como vento, maré, ondas, correnteza etc.). Quando estas solicitações possuem uma velocidade de deformação, ocorre a mobilização de uma resistência viscosa cuja magnitude deve ser considerada em projeto (TAYLOR, 1942; MARTINS, 1992; RANDOLPH *et al.*, 2005; LEHANE *et al.*, 2009). O mesmo fato ocorre no processo de descomissionamento de estruturas *offshore*, tema pouco abordado na literatura geotécnica. Além disso, poucos estudos (e.g. HVORSLEV, 1961; ANDRADE, 2009) consideraram os efeitos viscosos destes solos quando solicitados por tensões cisalhantes e suas influentes, como a temperatura, o teor de umidade (e índice de vazios) e a velocidade da carga aplicada.

Certos pesquisadores se baseiam na Reologia para definir o comportamento deste tipo de solo, considerando o material como um fluido (umidade superior ao limite de liquidez), principalmente para análise de escorregamentos marinhos (COUSSOT, 1997).

Vale ressaltar que o solo *offshore* não está dentro do domínio da Mecânica dos Fluidos, uma vez que, com o tempo, o solo não mobilizaria tensões cisalhantes, ou seja, o solo entraria em escoamento e não teria como existir taludes *offshore* estáveis. Porém no domínio viscoso, estes materiais também não podem ser descritos segundo os princípios clássicos das tensões efetivas descritos por Terzaghi (Mecânica dos Solos Clássica), pois o critério de Mohr Coulomb não considera a velocidade de deformação na ruptura. Dessa forma, necessitam-se pesquisas adicionais que correlacionem estudos geotécnicos com os estudos reológicas, visando uma completa abordagem do tema, considerando tanto a resistência por atrito quanto a resistência viscosa mobilizada. Em resumo, a presente pesquisa busca a aplicação dos conhecimentos geotécnicos correlacionados com os aspectos reológicos na prática *offshore* (análises de escorregamento marinho, descomissionamento de infraestruturas, dimensionamento de estruturas - contato estrutura-solo - e etc.).

A experiência sobre o tema no LEGG-UFRGS se baseia em projetos patrocinados pela Petrobrás para o estudo de solos *offshore* arenosos e argilosos (JUNG, 2012; STRACKE, 2012;

ROCHA, 2014; PASSINI, 2015; SAMPA, 2015; LOURENÇO, 2016; MAZUTTI, 2018; FARIA, 2019; SAMPA, 2019), sendo que o solo argiloso *offshore* foi simulado em laboratório utilizando-se misturas de caulim-bentonita e água (passíveis de efeitos tixotrópicos). Devido as dificuldades de extração de amostras *offshore* à grande profundidade, a bibliografia geotécnica brasileira carece de parâmetros e propriedades de solos marinhos nacionais para serem aplicados pela indústria petrolífera na prática corrente da engenharia *offshore*. Além disso, embora o conceito de viscosidade seja antigo (iniciado por Isaac Newton no século XVIII) sua definição, no que diz respeito à Mecânica dos Solos, ainda não é consolidada internacionalmente, fato este que corrobora com a carência de parâmetros relacionados ao comportamento viscoso.

1.2 OBJETIVOS E METAS

O objetivo principal deste trabalho consiste em:

- Estudar a influência da viscosidade no comportamento geomecânico de solos *offshore* provenientes da Bacia de Pelotas;

De forma a complementar o objetivo principal do trabalho, existem objetivos secundários que serão observados a seguir:

- Investigar as propriedades geotécnicas e físico-químicas das amostras *offshore* anteriormente citadas;
- Avaliar as propriedades reológicas do solo ensaiado;
- Analisar o comportamento viscoso do material e suas influentes, como: temperatura, teor de umidade (associada ao índice de vazios) e velocidade de deformação;
- Estudar a solitação da resistência não-drenada (S_u) e suas influentes: temperatura, teor de umidade (associada ao índice de vazios) e velocidade de deformação;
- Analisar o comportamento geomecânico e viscoso do solo *offshore* submetido à esforços dinâmicos (oscilatórios);

- Comparar o comportamento geomecânico e reológico analisado à luz de dados relatados na bibliografia.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho foi desenvolvido baseando-se em uma ampla revisão bibliográfica acerca do tema. Posteriormente houve a estruturação do planejamento experimental e formulação do problema a ser estudado. Em seguida, realizou-se a caracterização dos materiais e os ensaios experimentais. A análise, interpretação dos resultados e a redação da tese foram as últimas etapas do trabalho.

A estrutura do presente trabalho está dividida em cinco capítulos. O primeiro capítulo (Introdução) aborda de forma sucinta a relevância e justificativa desta pesquisa, assim como seus objetivos e metas. Já o segundo capítulo (Revisão Bibliográfica) revisa os principais trabalhos disponíveis na literatura nacional e internacional consagrada sobre o assunto abordado, sendo estes essenciais para o entendimento das análises dos resultados obtidos. Por sua vez, o capítulo três (Programa Experimental) indica o planejamento da pesquisa e, também, os materiais, métodos e equipamentos utilizados. O quarto capítulo (Resultados e Discussões) apresenta, analisa e discute todos os resultados de caracterização e comportamento dos materiais empregados. Posteriormente, o capítulo 5 (Considerações Finais) aborda as conclusões, sugestões para trabalhos futuros e apresenta as referências bibliográficas citadas ao longo do texto. Por fim, o Apêndice A irá apresentar especificamente os ensaios triaxiais adensados hidrosticamente não drenados realizados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GEOLOGIA E EXPLORAÇÃO *OFFSHORE*

2.1.1 SISTEMA DEPOSICIONAL MARINHO PROFUNDO

Segundo Manica (2009) o sistema deposicional marinho profundo (além da plataforma continental) se caracteriza pela acumulação de sedimentos nos seguintes ambientes: o talude, o sopé continental e a planície abissal.

De acordo com Boggs Jr. (2006) a plataforma continental é o trecho submerso correspondente às margens continentais que mergulham suavemente (declividade de aproximadamente $0,1^\circ$) do nível base de ação de ondas até a borda da plataforma. O aumento da declividade do leito marinho delimita o início do talude continental (declividade de cerca de 4°) e início do ambiente marinho profundo que também inclui os sopés (declividade de aproximadamente $0,05^\circ$) e a planície abissal (assoalho oceânico, declividade quase nula).

Basicamente existem quatro variáveis responsáveis pela formação do solo marinho: a contribuição de sedimentos da costa terrestre, as variações eustáticas do nível do mar, a subsidência e o clima (Figura 2.1). A seguir serão abordados especificamente o processo de deposição de sedimentos no leito marinho.

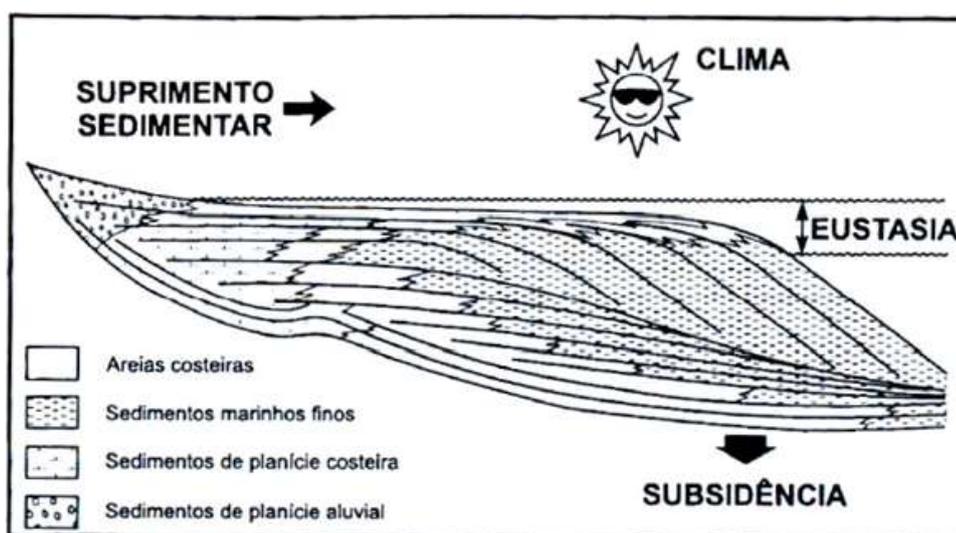


Figura 2.1 – Fatores determinantes da “arquitetura deposicional” (Vail, 1987 *apud* Severiano Ribeiro, 2001)

O processo deposicional de sedimentos no leito marinho ocorre de forma diferente para cada trecho mencionado anteriormente, sendo que no ambiente marinho profundo, tal deposição ocorre majoritariamente por correntes de turbidez de alta densidade (KUENEN & MIGLIORINI, 1950). As correntes de turbidez podem ser definidas como correntes de densidade devido à turbidez resultante do material mantido em suspensão (JOHNSON, 1938 *apud* MIDDLETON, 1970). De forma geral, dividem-se os processos sedimentares em três grupos (STOW, 1994 *apud* MANICA, 2009):

- Sedimentação Pelágica (ou Decantação Pelágica): deposição grão a grão de partículas de granulação fina de origem biogênica (esqueletos microscópicos), cinza vulcânica, argilas e poeira levada pelo vento, através de coluna de água (decantação e floculação das partículas), formando depósitos de mar profundo;
- Associados a correntes de contorno (normais de fundo): resultado do resfriamento e mergulho das águas superficiais polares em altas latitudes;
- Ressedimentação: fluxos governados pela gravidade, sendo contínuo a concentração e desagregação interna do material sedimentado.

Cada processo sedimentar está relacionado com as características geotécnicas dos depósitos de solo marinho formados. Por exemplo: a análise do comportamento de fluxos de solos argilosos com partículas de areia dependem da determinação do atrito, plasticidade e viscosidade mobilizados (LOWE & GUY, 2000). Já os fluxos de detritos ocorrem em misturas ricas em argilas saturadas, que depositam sedimentos em massa quando a tensão cisalhante se torna maior que a tensão crítica (LOWE & GUY, 2000). Middleton & Hampton (1976) perceberam que os fluidos viscosos são mais suscetíveis à ação de forças externas.

2.1.2 EXPLORAÇÃO *OFFSHORE* – PETRÓLEO

O petróleo é, atualmente, a matriz energética mais importante do mundo, além de ser utilizado como matéria prima de diversos produtos industrializados. As reservas brasileiras deste combustível fóssil foram contabilizadas em 11,9 bilhões de barris, das quais mais de 95% se localizam em alto mar (ANP, 2021a; ANP, 2021b), o que demonstra o potencial brasileiro de exploração e exportação desta fonte energética. No entanto, somente doze bacias sedimentares

brasileiras são produtoras de petróleo (ANP, 2021b), indicando assim a necessidade de estudos sistemáticos para a descoberta de grandes volumes de petróleo nas demais bacias (Novas Fronteiras Exploratórias). Dentre as potenciais bacias, destacam-se aquelas situadas em águas profundas e ultraprofundas, o que se faz necessário aprimorar as técnicas de desenvolvimento da produção nessas regiões. Entende-se como águas profundas, as regiões marítimas com lâminas d'água maiores que 600 m e as águas ultraprofundas, aquelas com lâminas d'água maiores que 2.000 m, referentes a região de talude, sopé de talude e planície abissal (SHANMUGAN, 2000; PICKERING *et al.*, 1989; STOW & MAYALL, 2000), conforme Figura 2.2.

A Figura 2.3 indica o mapeamento mundial das principais reservas de hidrocarbonetos (e.g. petróleo e gás natural) em águas profundas e ultraprofundas (STOW & MAYALL, 2000).

Dentro do contexto nacional, destaca-se o advento do pré-sal, caracterizado pela descoberta de grandes acumulações de óleo leve, de excelente qualidade e com alto valor comercial. Segundo a Petrobras (2019) a média de produção dos poços localizados na Bacia de Santos é de aproximadamente 25 mil barris de petróleo por dia. Sendo que o campo de Mero (localizado na Bacia de Santos) possui reservatórios que chegam a 400 metros de espessura, situados em águas profundas (PETROBRAS, 2019). A distribuição dos reservatórios do pré-sal, ao longo da costa brasileira, é expressa na Figura 2.4.



Figura 2.2 – Limite entre ambiente marinho raso e profundo (baseado em Shanmugan, 2000)

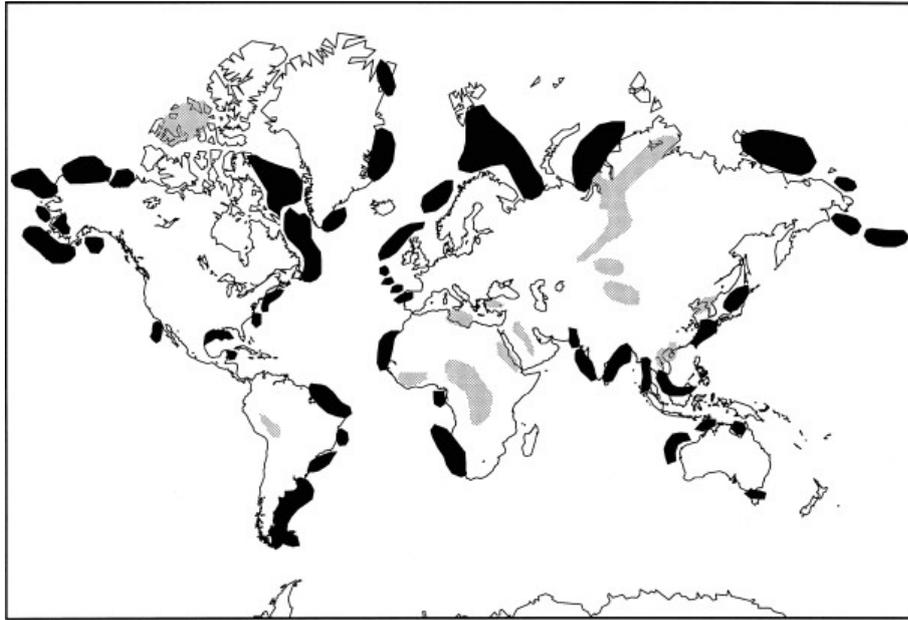


Figura 2.3 – Mapeamento mundial das principais reservas de hidrocarbonetos, incluindo as principais províncias de águas profundas e ultraprofundas (em preto) - (Stow & Mayall, 2000)



Figura 2.4 – Distribuição dos reservatórios do pré-sal em relação às bacias brasileiras (Papaterra, 2010 *apud* Riccomini *et al.*, 2012)

2.1.3 EXPLORAÇÃO *OFFSHORE* – HIDRATO DE METANO

É de grande interesse para a indústria do petróleo o mapeamento dos reservatórios mundiais de hidrato de metano, baseando-se na retirada de testemunhos, técnicas sísmicas ou de sensoriamento remoto, conforme Figura 2.5 (EPE, 2016). O hidrato de metano, conhecido como gelo combustível, nada mais é que a mistura de dois componentes, o hidrato de gás e o metano. A existência desta fonte energética nas margens continentais está relacionada à maior disponibilidade de carbono orgânico, condições de alta pressão e baixa temperatura ($< 4^{\circ}\text{C}$) - (UNEP, 2014). Dentro deste contexto, o gás hidrato de metano exige tecnologias de exploração caras e em certos casos economicamente inviáveis (EPE, 2016).

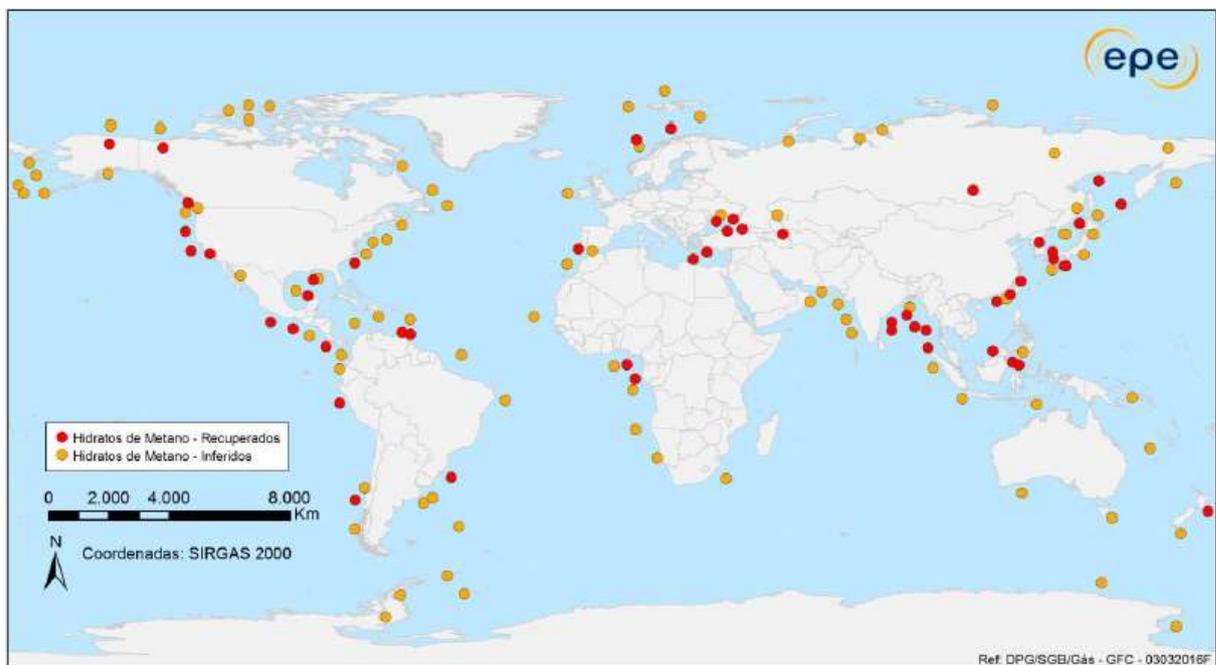


Figura 2.5 – Distribuição mundial das reservas de hidrato de gás (EPE, 2016)

Na costa brasileira, existem duas reservas consideráveis deste gás: o Cone do Amazonas (Bacia da Foz do Amazonas) e o Cone do Rio Grande (Bacia de Pelotas). A Empresa de Pesquisa Energética (EPE), vinculada ao Ministério de Minas e Energia do Brasil, estima o volume provável para a reserva do Cone do Rio Grande em torno de 22 trilhões de m^3 de metano em condições normais de pressão e temperatura. Tal reserva está situada em uma área de aproximadamente 45.000 km^2 , sob lâminas d'água de 500 a 3.500 m, com espessura de solo marinho de cerca de 600 m (EPE, 2012; EPE, 2016).

O metano encontra-se em uma forma altamente concentrada nos hidratos, sendo que 1 m³ de metano (em condições *in situ*, a grandes profundidades) pode liberar mais de 160 m³ de metano em condições normais de pressão e temperatura (RUPPEL, 2011).

2.1.4 INFRAESTRUTURA *OFFSHORE*

A infraestrutura para a exploração de petróleo e gás em águas profundas e ultraprofundas inclui infraestruturas de superfície (e.g. plataformas flutuantes e navios), assim como a instalação de diversos tipos de equipamentos no leito marinho (Figura 2.6). Vale ressaltar que tais equipamentos submarinos são, em sua maioria, apoiados no solo através de fundações superficiais de aço denominadas *mudmats*.



Figura 2.6 – *Manifold*, em funcionamento, conectado a seis poços de exploração (Silva, 2015 *apud* Faria, 2019)

Quando a exploração de petróleo é realizada em águas rasas (limite técnico econômico de até 500 metros de lâmina d'água), as plataformas são fixas ao solo marinho por meio de estruturas, como as jaquetas metálicas, as torres complacentes e as plataformas de gravidade de concreto (AUBENY *et al.*, 2001). Para águas profundas e ultraprofundas as plataformas passam a ser do tipo flutuante, como as de pernas tensionadas (*Tension Leg Platform – TLP*), tipo SPAR (apoiada sobre um ou mais cilindros metálicos), semissubmersíveis (*Semi-Floating Production Unit – Semi-FPU*) e FPSO (*Floating Production, Storage and Offloading*), conforme ilustrado na Figura 2.7.

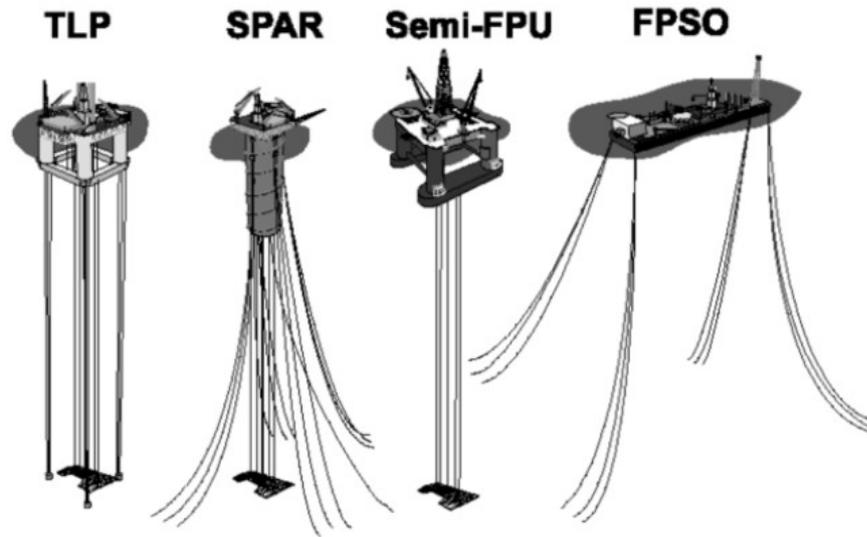


Figura 2.7 – Unidades de produção flutuantes para águas profundas e ultraprofundas (Colliat, 2002)

As fundações de estruturas *offshore* são classificadas em: rasas, profundas e âncoras (LI, 2015). As âncoras são mais utilizadas no caso de plataformas flutuantes. Por sua vez, as superficiais e profundas se distinguem pelo tipo de transferência de carga e ao mecanismo de ruptura do solo: as rasas transmitem a carga ao solo através da sua base, com profundidade de assentamento inferior a duas vezes sua menor dimensão em planta (ABNT, 2019).

Os projetistas destes tipos de sistema devem considerar, para sua concepção, as grandes dimensões e peso das estruturas, a vida útil (entre 25 e 50 anos), os altos carregamentos laterais e cíclicos (DEAN, 2010). Outro fato importante a ser considerado é o processo de descomissionamento das estruturas submersas quando uma plataforma atinge sua vida útil, em cumprimento a regulamentações de órgãos ambientais, agências e governos (ANP, 2020). Desta forma, a resistência à extração, principalmente dos *mudmats*, se torna um aspecto de grande relevância a ser considerado (MARTINS, 2015).

O processo de descomissionamento nada mais é que a aplicação de carregamentos através de cabos ligados a estruturas apoiadas no leito marinho, tal aplicação resulta em esforços de tração no solo, podendo acarretar a geração de excesso de poropressão negativa. Quando esta poropressão atinge valores menores que a pressão hidrostática, ocorre o fenômeno da sucção, típico em solos finos, de baixa condutividade hidráulica (LI, 2015). A ocorrência de tal fenômeno pode romper os cabos empregados para a extração, causando prejuízos financeiros

elevados. A Figura 2.8 ilustra a ocorrência de carregamentos em fundações superficiais *offshore* ao longo de sua vida útil, gerando sucção e solicitação da viscosidade.

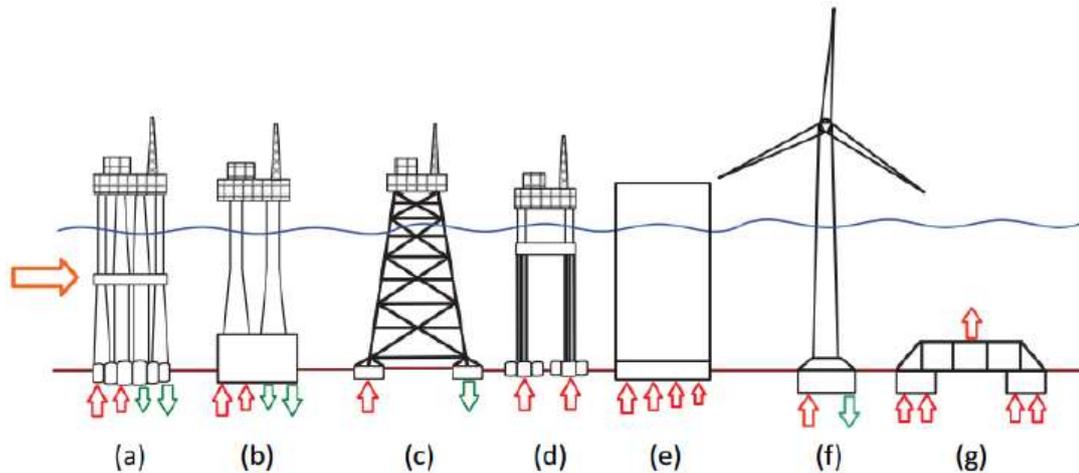


Figura 2.8 – Carregamentos, indicado por setas, em: (a, b) plataforma de gravidade, (c) plataforma *jacket*, (d) plataformas TLP, (e) tanque de estocagem parcialmente vazio, (f) turbina eólica, (g) descomissionamento (Acosta-Martinez *et al.*, 2012; Mana *et al.*, 2013 e Li, 2015)

Os principais fatores influentes na sucção gerada são: a geometria da fundação (formato, presença de saias e perfurações), seu enterramento, a história de tensões do solo, a velocidade de arrancamento e a erosão do solo superficial (HACHICH *et al.*, 1998; CHEN *et al.*, 2012; LI, 2015). Em campo, aplicam-se altas velocidades de arrancamento, buscando-se limitar o tempo de operação, reduzindo assim custos. A combinação de velocidades elevadas com a baixa condutividade hidráulica e alta plasticidade das argilas resulta em aumento da resistência por efeitos viscosos do solo (TAYLOR, 1942; MARTINS, 1992; RANDOLPH *et al.*, 2005; LEHANE *et al.*, 2009). Além disso, o excesso de poropressão proveniente de um carregamento se dissipa ao longo do tempo. Assim, dependendo da taxa de dissipação da poropressão gerada, a resposta do solo a um carregamento subsequente pode ser afetada por efeitos residuais do primeiro (DEAN, 2010).

2.1.5 BACIA DE PELOTAS

A Bacia de Pelotas limita-se ao norte com a Bacia de Santos, com limite geográfico dos estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina. Quanto ao limite sul, separa-se da Bacia de Punta del Este, região de fronteira entre o Brasil e Uruguai (ASMUS, 1983), conforme indicado na Figura 2.9. Tal Bacia possui 40 mil km² sobre a crosta continental e 170 mil km² sobre a crosta oceânica, possuindo grandes investimentos do setor petrolífero, por meio de rodadas de licitações organizadas pela ANP (ANP, 2021c), para atividades de exploração, desenvolvimento e produção de petróleo e gás natural. A exploração de petróleo *offshore* na Bacia de Pelotas começou em 1975, em lâmina d'água rasa de 151 m. Em 2015 a ANP indicou a existência de 15 poços *offshore* em operação (ANP, 2021c).

O Cone do Rio Grande, compreende a região submarina de água profunda, localizada na porção sul da Bacia de Pelotas, estendendo-se por 550 km, com profundidades de 4.000 m e largura máxima variada entre 350 e 400 km (MARTINS & PONZI, 1980). Entende-se por cone submarino uma feição topográfica em forma de cone, cujo ápice localiza-se a algumas dezenas de metros abaixo do atual nível de desembocadura de um rio, com a sua base atingindo profundidades abissais (HEEZEN *et al.*, 1966).

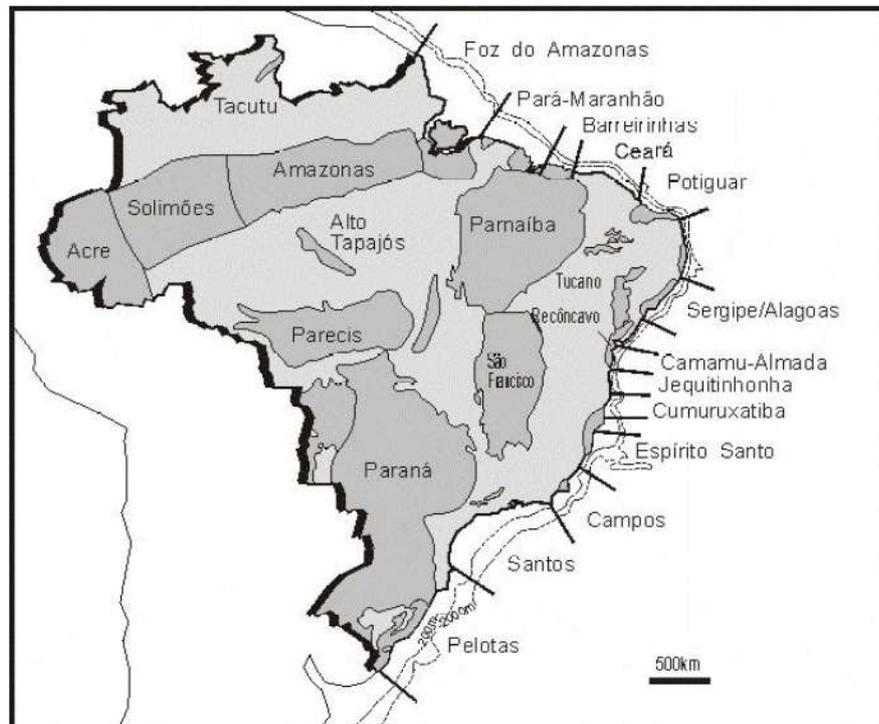


Figura 2.9 – Bacias sedimentares brasileiras (Milani *et al.*, 2001)

Na região dos cones submarinos ocorre a deposição de sedimentos e matéria orgânica, conseqüentemente, possui alto potencial de presença de combustíveis fósseis (MEISTER, 1969; FONTANA, 1989), uma vez que a matéria orgânica é transformada em gás biogênico através da metabolização dos organismos marinhos, gerando hidratos de gás (SOUZA-LIMA, 2003). Segundo Popp (1987), o carbonato se deposita sob a forma de fragmentos associados a areia ou associados a rochas sedimentares (pelitos). Os fragmentos de conchas finas e inteiras indicam um ambiente de baixa energia, quando grossas ou quebradas indicam um ambiente de alta energia e transgressões marinhas pré-históricas. Em 1999, Gonçalves & Dehnhardt encontraram nanofósseis calcários presentes em testemunhos próximos a poços de exploração.

Como mencionado no tópico anterior, o Cone do Rio Grande possui uma grande reserva de gás de hidrato de metano (SAD *et al.*, 1997), sob lâminas d'água de 500 a 3.500 m. Em 2000 a USGS, delimitou a região de ocorrência de hidratos conforme indicado na Figura 2.10.

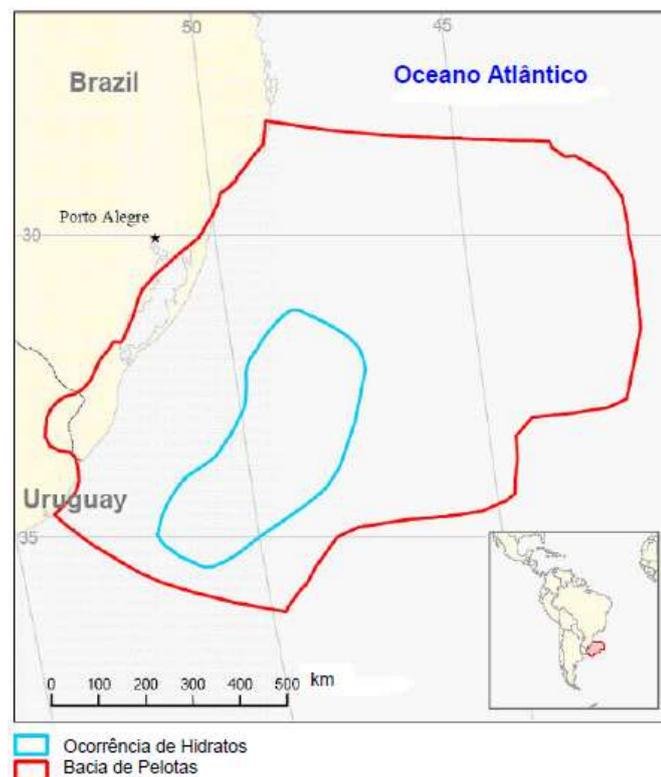


Figura 2.10 – Localização dos hidratos no Cone da Bacia de Pelotas (USGS, 2000)

O Laboratório de Oceanografia Geológica da FURG (RS) possui um amplo banco de dados sedimentológicos em ambiente SIG (Sistema de Informação Geográfica). Santos (2010) elaborou um mapa faciológico (representação da variação lateral de sedimentos de mesma

litologia) com os dados deste banco, que inclui estudos de diversos autores, como: Ottman & Urien (1965), Urien (1967), Martins *et al.* (1967), Urien (1970), Urien & Ottman (1971), Urien & Ewig (1974), Martins *et al.* (1972, 1973,1978), Urien & Martins (1974, 1987,1989a, 1989b), Kowsmann & Costa (1974), Martins & Urien (1977,1979), Martins (1978), Kowsmann *et al.* (1977), Urien *et al.* (1978, 1980, 1987, 1995,1996), Martins & Martins (1982) e Corrêa & Villwock (1996) Martins (2003), como pode ser visualizado na Figura 2.11. O estudo de Santos (2010) possibilita verificar a heterogeneidade granulométrica em extensão da Bacia de Pelotas.

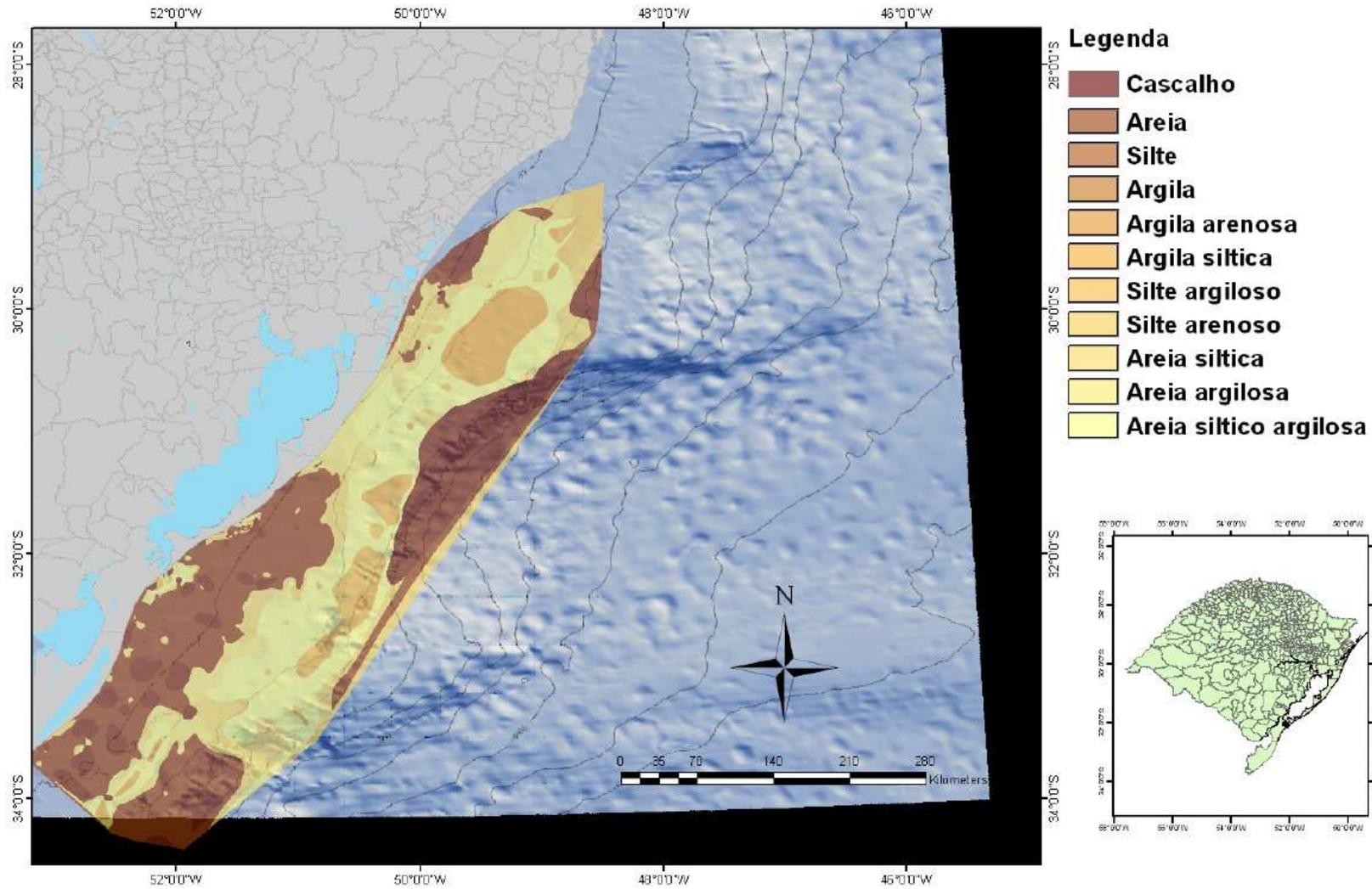


Figura 2.11 – Mapa Faciológico da Bacia de Pelotas (USGS, 2000)

2.2 ARGILAS *OFFSHORE*

2.2.1 ARGILOMINERAIS

Os minerais de argila (argilominerais) são partículas com dimensões menores que 0,002 mm, apresentando carga elétrica negativa, plasticidade quando misturados com água e alta resistência ao intemperismo (MITCHELL & SOGA, 2005). De acordo com Lambe & Whitman (1979) os argilominerais são principalmente representados por silicatos de alumínio hidratado com estrutura de camadas.

Na composição química das argilas aparecem como elementos essenciais a sílica (SiO_2) e a alumina (Al_2O_3), além de óxido de ferro (Fe_2O_3), óxido de magnésio (MgO), óxido de cálcio (CaO), óxido de sódio (Na_2O), óxido de potássio (K_2O) e outros (LIRA FILHO, 1973; MOORE & REINOLDS, 1997). Especificamente para solos argilosos *offshore* de águas profundas, os argilominerais mais comuns de serem encontrados são a illita, clorita, montmorilonita (esmectita), caulinita e vermiculita (BEHAIRY *et al.*, 1975; FAGEL, 2007). Outros componentes minerais podem estar presentes, como o quartzo e feldspatos (WINDOM, 1976). A Figura 2.12 indica a distribuição mundial dos argilominerais illita, clorita, montmorilonita (esmectita) e caulinita, baseado em mais de 42 pesquisas científicas (LISITZIN, 1996).

A caulinita é o mineral de duas camadas (1:1) mais comum em argilas, possuindo uma camada de sílica e uma camada octaédrica, enquanto as illitas e montmorilonitas são exemplos com três camadas (2:1), compostas por uma camada dioctaédrica ou trioctaédrica prensada entre duas camadas de sílica. Os minerais do tipo 2:1 exibem superfícies específicas elevadas, com grandes quantidades de carga elétrica, alta atividade e capacidade de troca catiônica.

Os minerais do tipo caulinita possuem ligação por meio de forças de Van der Waals e ligação de hidrogênio, sendo a última suficientemente forte para impedir a expansão entre as camadas na presença de água (MARSHALL, 1964). Já as esmectitas (estrutura 2:1) são argilominerais que ocorrem em ambientes com pH elevado e possuem cátions Mg^{2+} e Ca^{2+} entre suas camadas. Estas camadas estão ligadas por forças de Van der Waals fracas e facilmente separadas por adsorção de água, conseqüentemente, ocorre expansão da argila (MITCHELL & SOGA, 2005).

A montmorilonita é o mineral mais abundante nas argilas bentonitas, pertencente ao grupo das esmectitas (BOSWELL, 1948; MITCHELL & SOGA, 2005; MARKGRAF *et al.*, 2006). A

argila bentonítica pode ser sódica (alta capacidade de expansão e alto teor de Na^{2+} , Ca^{2+} ou Mg^{2+} nas camadas intermediárias) ou cálcica (baixa capacidade de expansão).

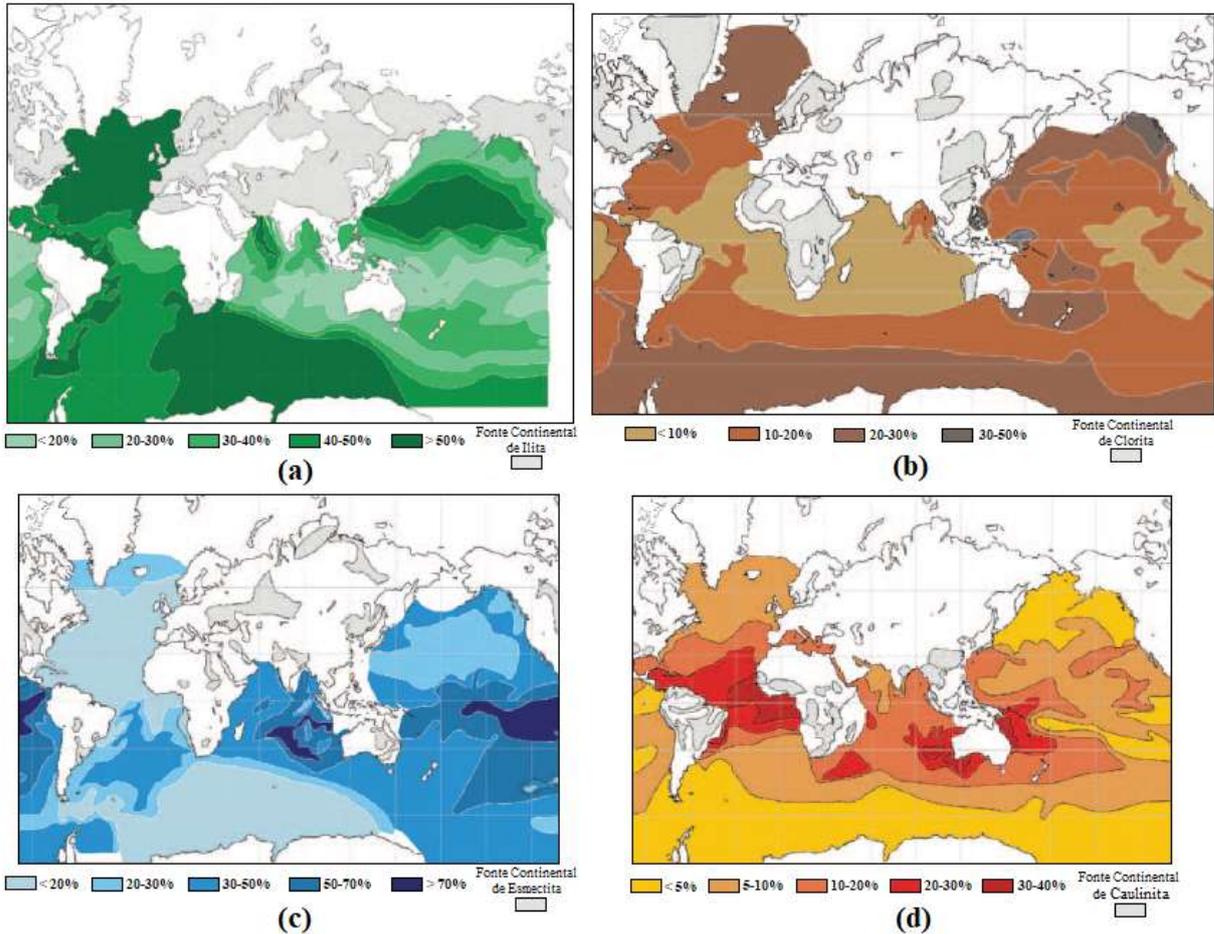


Figura 2.12 – Distribuição mundial e porcentagem de ocorrência dos argilominerais (a) ilita, (b) clorita, (c) esmectita (montmorilonita) e (d) caulinita (baseado em LISITZIN, 1996)

A capacidade de troca catiônica (CTC) das argilas é a quantidade de íons que o argilomineral pode adsorver e trocar, sendo diretamente proporcional a área superficial específica destes minerais (BRINDLEY, 1984). A Tabela 2.1 indica valores de CTC de alguns aluminossilicatos determinada pelo método direto de saturação com cátion amônio (SANTOS, 1989; USEPA, 2000).

Tabela 2.1 – Capacidade de troca catiônica e área superficial específica (baseado em Santos, 1989; USEPA, 2000; Aguiar & Novaes, 2002; Luz & Almeida, 2005)

Mineral	CTC (meq/100 g)	Área Superficial Específica (m ² g ⁻¹)
Caulinita	3 - 15	15 - 50
Haloisita 4H ₂ O	10 - 40	Superior a 60
Haloisita 2H ₂ O	5 - 10	
Ilita	10 - 40	50 - 100
Montmorilonita	80 - 150	75 - 150
Vermiculita	100 - 150	100 - 150
Sepiolita - atapulgita	20 - 35	125 - 210

2.2.2 CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO

Em geral, quanto maior a porcentagem de argila em um solo maior será a sua plasticidade (dependente do tipo do argilo-mineral e, também, de sua Atividade), potencial de retração, expansão e compressibilidade. No entanto, menor será a condutividade hidráulica e o ângulo de atrito interno (MITCHELL & SOGA, 2005).

De acordo com Mesri & Olson (1971) e Mitchell & Soga (2005) a condutividade hidráulica de um arranjo de partículas formada por argilominerais é menor que cerca de $1,0 \times 10^{-7}$ m/s. Tais autores encontraram valores menores que $1,0 \times 10^{-12}$ m/s para esmectitas e menores que $2,0 \times 10^{-10}$ m/s para montmorilonitas sódicas. Mitchell & Soga (2005) também analisaram o ângulo de atrito no estado crítico (φ_{cr}) do caulim, com valores entre 20° a 25°, e de montmorilonitas, próximo de 20°. *Cornell University* (1950) estudou a compressibilidade de diversos solos argilosos e correlacionou os argilominerais com valores de índice de compressão (C_c) e de coeficiente de adensamento (c_v), tais correlações são indicadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Relação entre os argilominerais, valores de índice de compressão (C_c) e de coeficiente de adensamento (c_v) - (baseado em *Cornell University*, 1950)

Argilominerais	C_c	c_v (m ² /s)
Caulinita	0,19 a 0,28	$1,2 \times 10^{-7}$ a $9,0 \times 10^{-7}$
Ilita	0,50 a 1,10	$3,0 \times 10^{-9}$ a $2,4 \times 10^{-8}$
Montmorilonita	1,00 a 2,60	$6,0 \times 10^{-10}$ a $3,0 \times 10^{-9}$

- A seguir serão apresentadas as análises de solos *offshore* fornecidas pela PETROBRAS (2011) para o desenvolvimento de pesquisas acerca do tema.

Localizado no centro da Bacia de Santos, a 230 km da costa, o campo Lula possui área de 1.523,22 km², com lâmina d'água em torno de 2.200 m. Por meio de amostragem, classificou-se o solo deste campo como argila siltosa, com pequenos fragmentos de concha, normalmente adensada (PETROBRAS, 2011 *apud* SAMPA, 2015). A Figura 2.13 apresenta as curvas granulométricas de seis localidades diferentes, em diversas profundidades, do campo de Lula. Já o campo Lula NE se situa a aproximadamente 300 km da costa, com lâmina d'água em torno de 2.120 m. O solo deste campo é classificado igual ao de Lula, suas curvas granulométricas encontram-se apresentadas na Figura 2.14 (PETROBRAS, 2011 *apud* SAMPA, 2015).

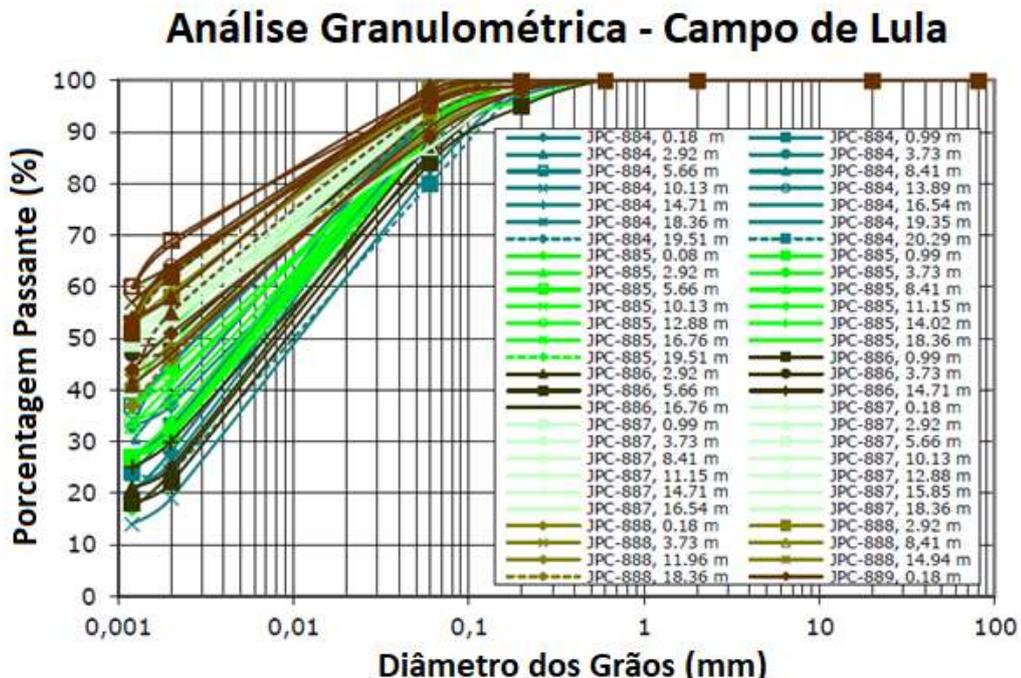


Figura 2.13 - Curvas granulométricas - Campo de Lula (baseado em PETROBRAS, 2011)

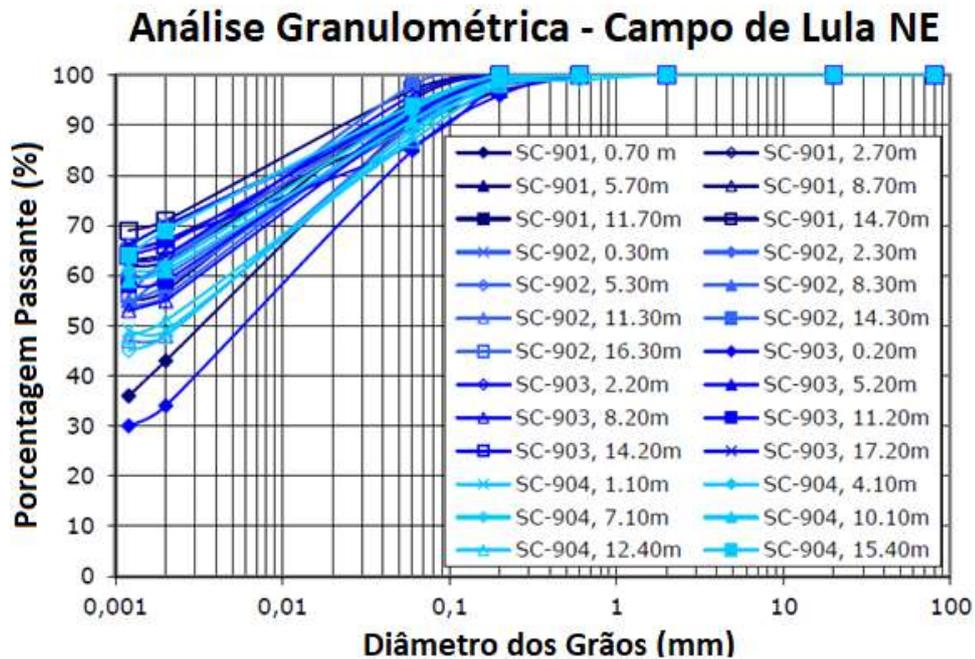


Figura 2.14 - Curvas granulométricas - Campo de Lula NE (baseado em PETROBRAS, 2011)

Por sua vez, o campo de Guará se localiza a cerca de 310km da costa do estado de São Paulo e 55km a sudoeste do campo de Lula, com lâmina d'água de 2.141m (PETROBRAS, 2011 *apud* SAMPA, 2015). A Figura 2.15 apresenta a distribuição granulométrica das amostras coletadas no campo de Guará.

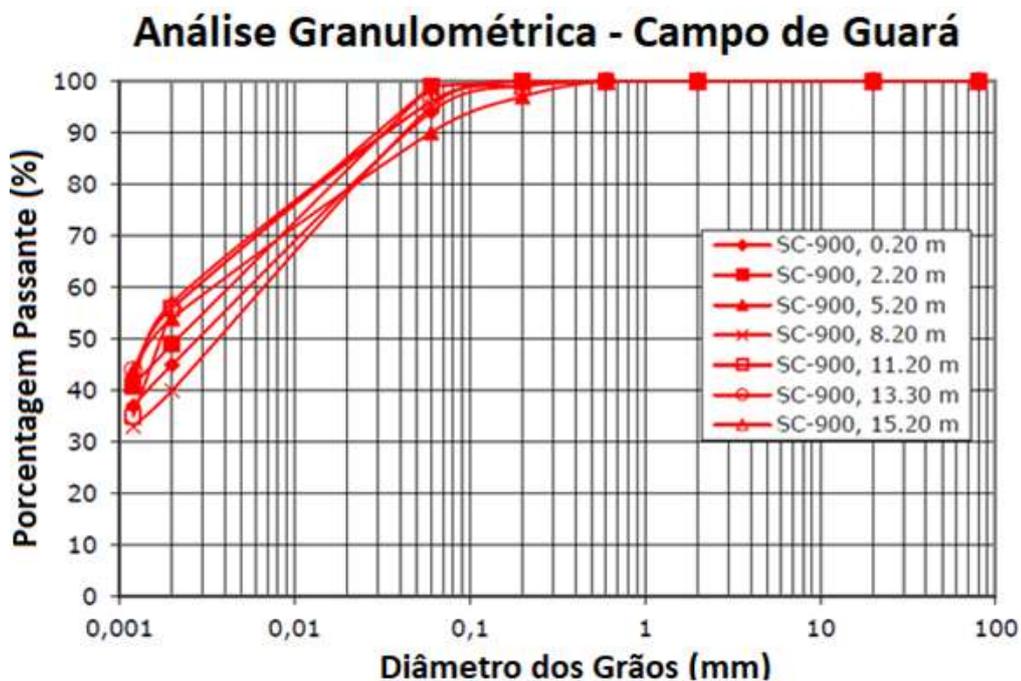


Figura 2.15 - Curvas granulométricas - Campo de Guará (baseado em PETROBRAS, 2011)

O Relatório fornecido pela PETROBRAS (2011) apresentou a variação do peso específico natural (γ_n) ao longo dos primeiros 20 m de profundidade, nos três campos supracitados (Figura 2.16). Conforme esperado, o peso específico aumenta com a profundidade, possuindo uma faixa de variação nítida para os campos de Guará e Lula e certa dispersão de dados para o campo de Lula NE.

Por meio da Figura 2.16 percebe-se valores muito elevados de γ_n , principalmente para o campo de Lula NE, fato que não condiz com a realidade, uma vez que, densidades dos grãos em torno de 2,65 a 2,67 (PINTO, 2006) correspondem a pesos específicos naturais de, aproximadamente, 1,44 a 1,46 kN/m³.

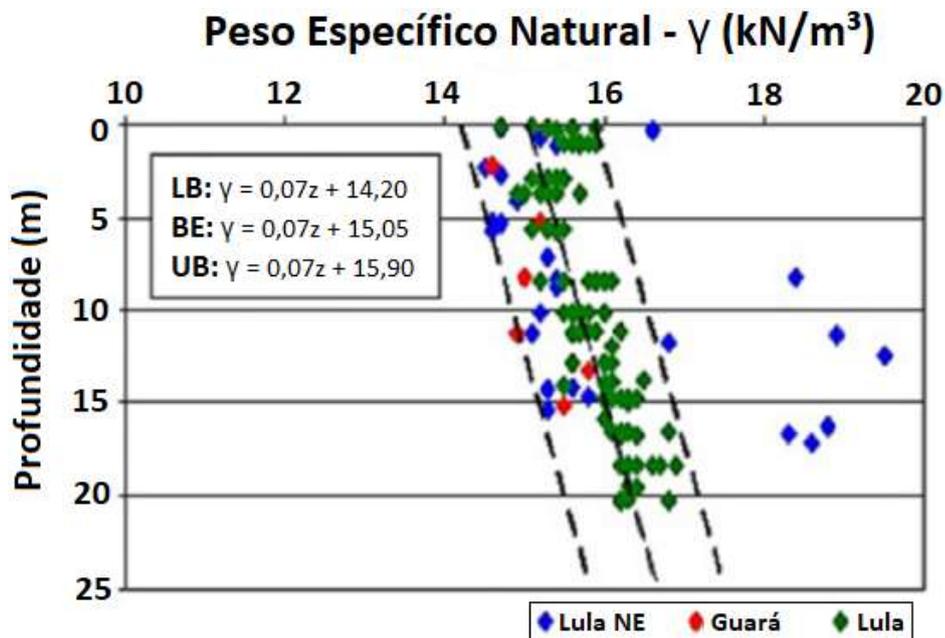


Figura 2.16 – Variação do Peso Específico Natural com a profundidade, nos campos de Lula NE, Guará e Lula (baseado em PETROBRAS, 2011)

PETROBRAS (2011) também indicou a variação do teor de umidade (w), do Limite de Liquidez (LL) e do Limite de Plasticidade (LP) com a profundidade, nos três campos acima citados (Figura 2.17). Percebe-se que o teor de umidade das argilas é próximo do Limite de Liquidez para os solos analisados. Além disso, os índices de vazios relativos as umidades expressas na Figura 2.17, são um tanto quanto “inusitados”, pois o amolgamento da amostra durante sua retirada é um processo não-drenado e, portanto, não deveria afetar o índice de vazios já que o grau de saturação está próximo de 1. Entretanto, não se sabe em que condições as amostras foram armazenadas, o que pode ter causado perda de umidade e consequente

diminuição do índice de vazios. As informações sobre os Índices de Plasticidade (IP) são expressas na Figura 2.18.

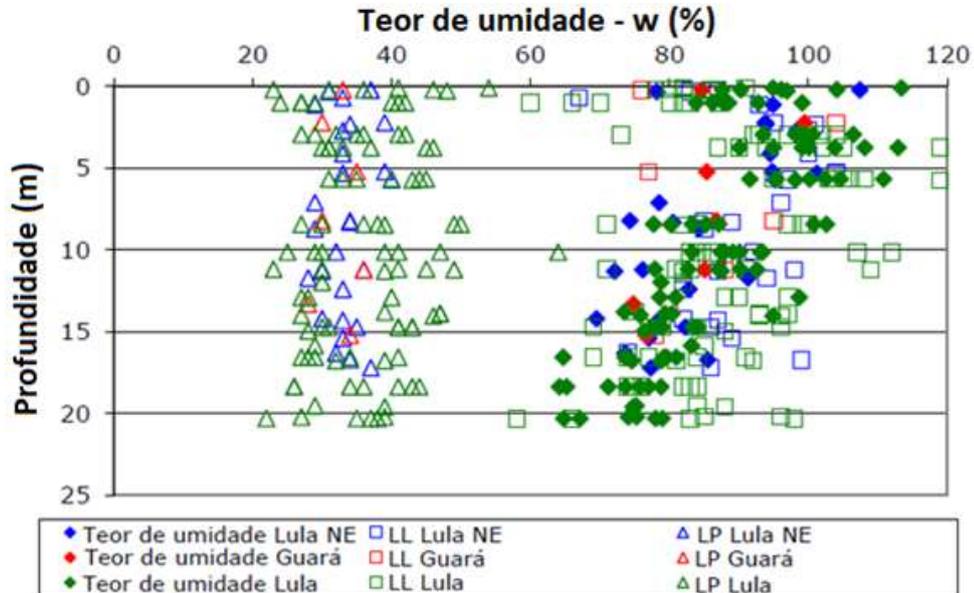


Figura 2.17 – Teor de Umidade e Limites de Atterberg com a profundidade, nos campos de Lula NE, Guará e Lula (baseado em PETROBRAS, 2011)

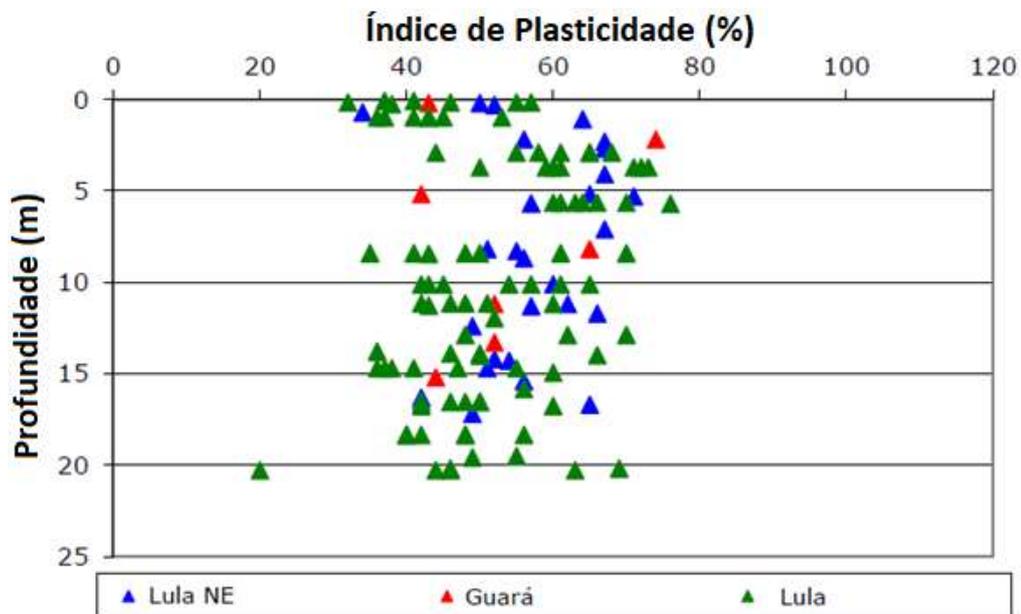


Figura 2.18 – Índice de Plasticidades com a profundidade, nos campos de Lula NE, Guará e Lula (baseado em PETROBRAS, 2011)

Ensaio de cisalhamento direto simples (DSS) e piezocone (CPTu) resultaram em uma tendência de aumento da resistência não drenada (S_u) com a profundidade, para os campos analisados anteriormente (Figura 2.19). O mesmo comportamento pode ser observado por meio de ensaios triaxiais adensados hidrostáticamente não drenados (CIU) - (Figura 2.20). Em todos os ensaios, não houve indicação de valores de resistência superficial não drenada (S_{um}), mas, por extrapolação das retas, encontram-se valores em torno de 3 a 6kPa na superfície (FARIA, 2019). Tal faixa de tensão é condizente com as características usuais de solos sedimentares argilosos *offshore* indicados por Randolph & Hope (2004) na ordem de 2 a 10kPa com crescimento linear em torno de 1 a 2kPa/m com a profundidade. Tanto os ensaios contidos na Figura 2.19 e na Figura 2.20 apresentam uma relação S_u/σ'_{vo} próximo de 0,3, valor condizente com solos normalmente adensados (SCHNAID, 2009).

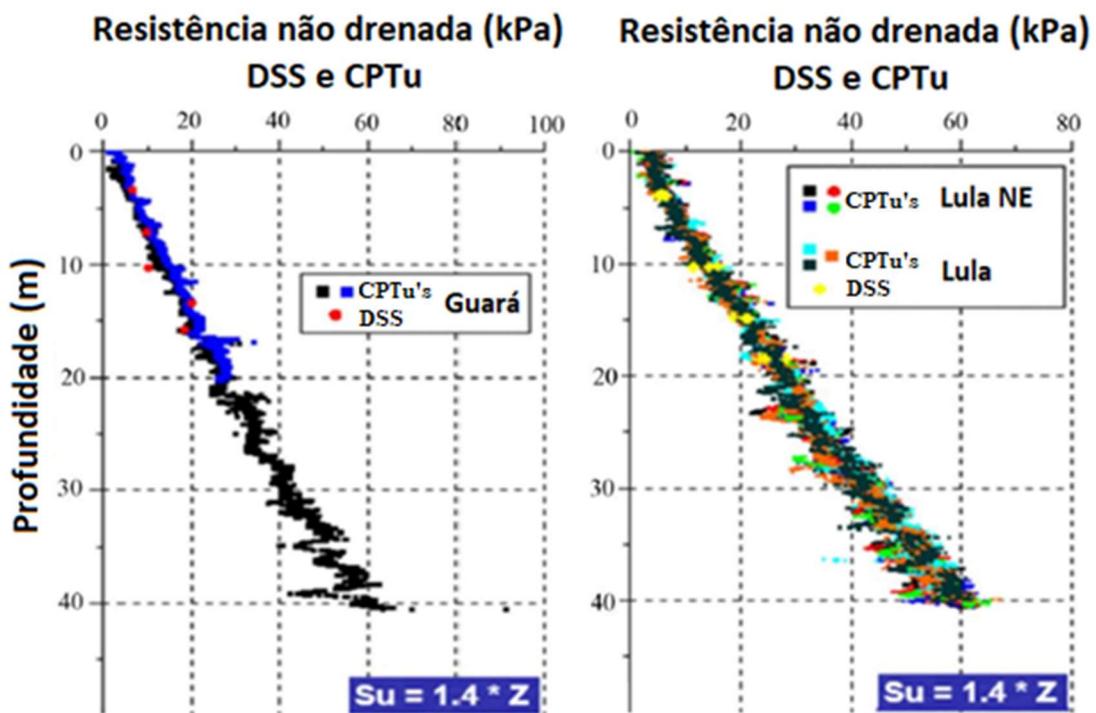


Figura 2.19 – Variação da resistência não drenada ao longo da profundidade, por meio de ensaios DSS e CPTu (baseado em PETROBRAS, 2011)

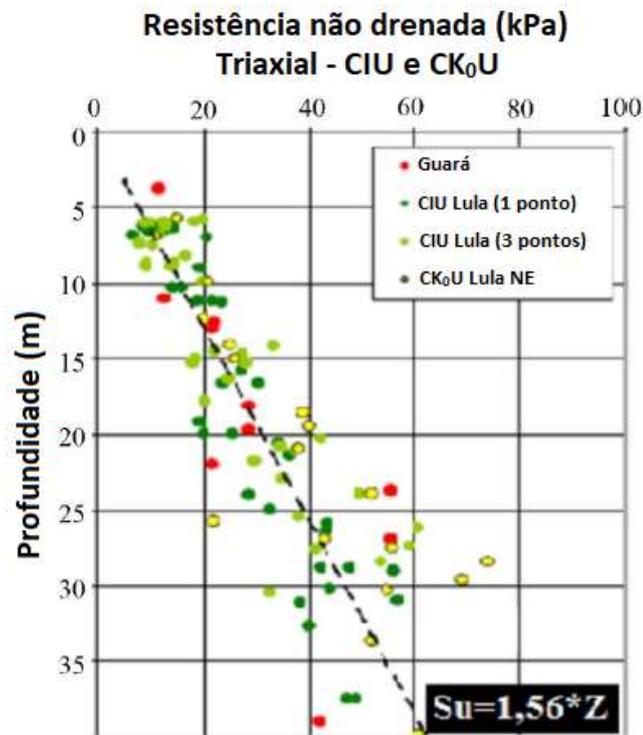


Figura 2.20 – Variação da resistência não drenada ao longo da profundidade, por meio de ensaios triaxiais (baseado em PETROBRAS, 2011)

Para Matias (2016), o leito marinho é constituído por argilas muito moles e siltes de alta plasticidade, com perfil normalmente adensado, saturação próxima a 100%, baixas resistências – cerca de 1 a 10 kPa na superfície e aumento linear com a profundidade. Terzaghi & Peck (1948) apresentaram valores de $S_u < 24$ kPa para argilas moles extremamente deformáveis. Por sua vez, Sahdi *et al.* (2014) e Vipulanandan & Raheem (2015) classificam solos ultra moles como aqueles que apresentam $S_u < 1$ kPa.

É importante ressaltar que nos projetos de infraestrutura *offshore* em contato com o solo, a análise da resistência à penetração (estado limite último) é de suma importância, já as deformações e o estado limite de serviço possuem menor relevância (RANDOLPH & HOPE, 2004). No entanto, existe certa dificuldade na determinação de um perfil de resistência ao cisalhamento dos sedimentos marinhos de águas profundas e ultraprofundas (parâmetro de projeto mais relevante).

Hachich *et al.* (1998), explicam que as investigações geotécnicas *offshore* são menos representativas do que aquelas realizadas em terra, devido as dificuldades técnicas envolvidas e possível alívio de tensões totais na retirada de testemunhos indeformados, o que resulta no

amolgamento da estrutura da amostra. Neste contexto, os ensaios indiretos mais aplicados para a determinação da resistência não drenada em depósitos argilosos *offshore* são os ensaios de Piezocone (CPTu), T-bar, Ball e Palheta (Vane). Vale ressaltar que, com velocidades relativamente baixas, a capacidade de carga observada em penetrômetros diminui com o aumento da velocidade de penetração, sendo controlada pelas condições de drenagem. Por outro lado, quando a velocidade é alta, a resistência viscosa é majorada e, dependendo da plasticidade, a resistência à penetração aumenta com o aumento da velocidade de penetração, em uma razão de 5 a 20% por ciclo logarítmico (GRAHAM *et al.*, 1983; FISHER e CATHIE, 2003; EINAIV e RANDOLPH, 2005).

2.3 VISCOSIDADE

2.3.1 CONCEITOS E DEFINIÇÃO DE VISCOSIDADE

Isaac Newton (1687) foi o primeiro cientista a estudar a relação de proporcionalidade entre τ (tensão cisalhante) e a velocidade de deformação (dv/dy), ou seja, a tensão cisalhante é proporcional a variação de velocidade na direção transversal ao fluxo (Figura 2.21). Posteriormente, Euler expressou a Lei de Viscosidade de Newton, onde denominou tal fator de proporcionalidade de coeficiente de viscosidade (μ). A Equação 2.1 expressa essa lei, sendo que os fluidos que seguem essa expressão são denominados newtonianos.

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} \quad (\text{Equação 2.1})$$

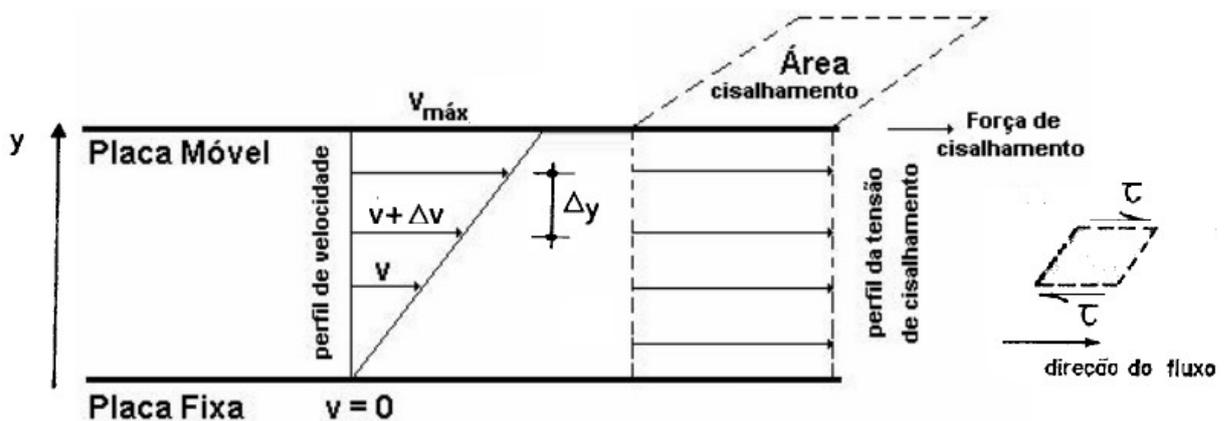


Figura 2.21 – Lei de Viscosidade de Newton (baseado em Martins, 1992)

Terzaghi (1941) percebeu que as partículas de argila estão envolvidas por uma camada de água adsorvida sólida e fortemente aderida aos grãos. Conforme se distancia da superfície dos grãos, a viscosidade da água adsorvida diminui, até que essa água se torna livre a partir de uma certa distância.

Vale ressaltar que a hidratação de um argilomineral eletricamente estável, resulta no afastamento de íons das superfícies minerais para posições de equilíbrio, gerando o fenômeno denominado dupla camada (camada água-íons). A espessura dessa camada possui potencial elétrico, ou seja, a água na dupla camada é adsorvida para superfície do solo devido aos íons trocáveis e a influência das ligações de hidrogênio e forças de Van der Waals (LAMBE &

WHITMAN, 1979). A Figura 2.22 ilustra a atração das moléculas de água na superfície das argilas (LE *et al.*, 2012).

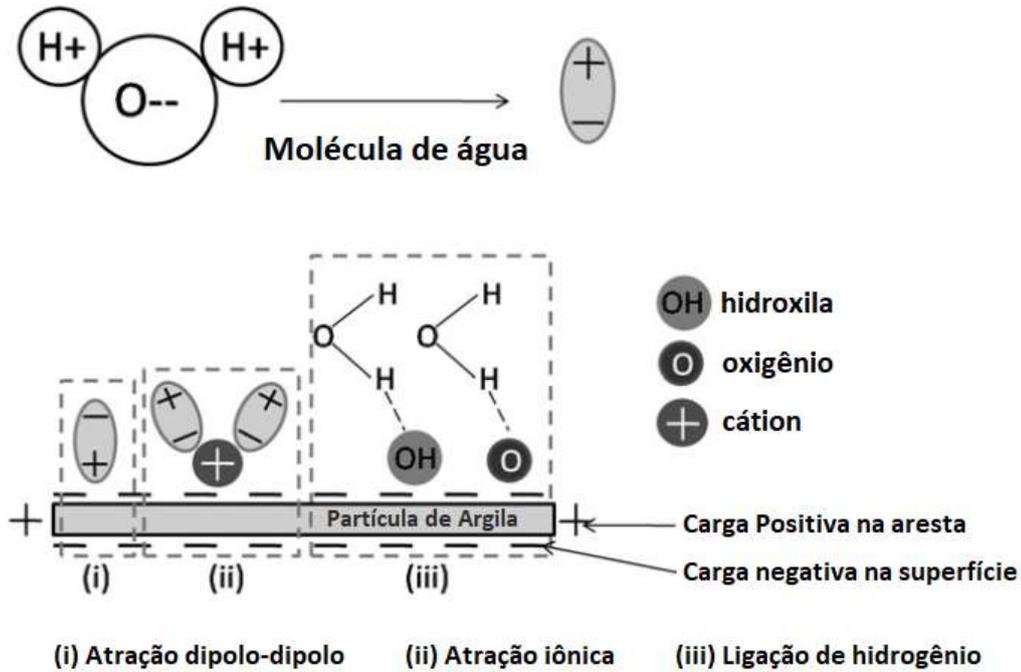


Figura 2.22 – Tipos de atração das moléculas de água na superfície das argilas (Ranjan & Rao, 2007 *apud* Le *et al.* 2012)

Por meio da análise dos tipos de ligações existentes na matriz do solo que transmitem tensões efetivas, Terzaghi (1941) levantou a hipótese de que existem transmissões de tais tensões por meio de contatos (ligações) que ocorrem através da água sólida (*solid bonds*) e por meio do filme viscoso (*film bonds*), conforme descrito na Figura 2.23.

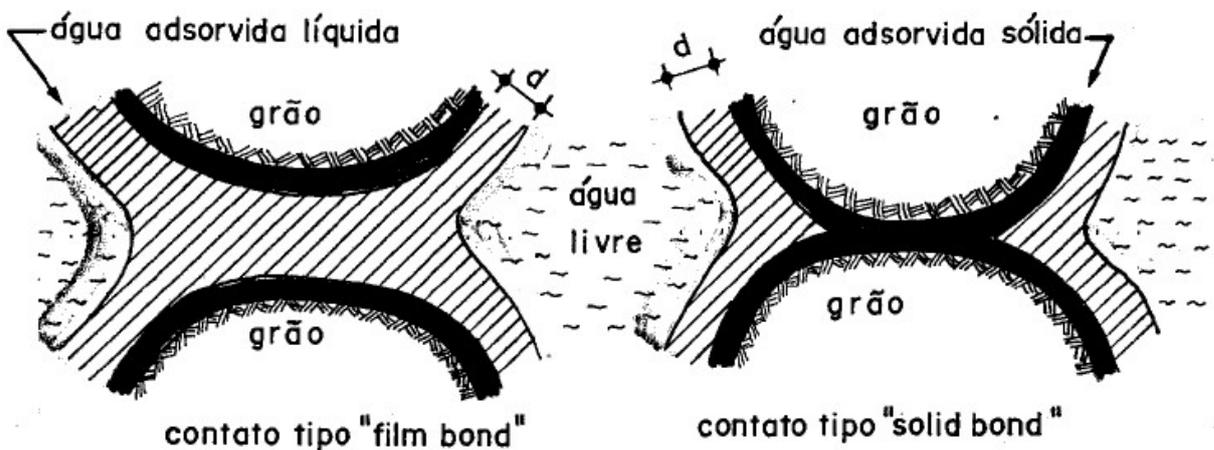


Figura 2.23 – Tipos de contatos nos solos (Terzaghi, 1941 *apud* Martins, 1992)

Um movimento relativo intergranular de origem viscosa é manifestado quando parte das tensões efetivas é suportada pelos contatos “*film bonds*” (estado lubrificado do solo). Quando ocorre o carregamento do solo além de um certo limite, os contatos “*solid bond*” se quebram e as partículas passam a ter contatos “*film bond*”, gerando excesso de poropressão e, posteriormente, adensamento com aumento das tensões efetivas até que os contatos “*solid bond*” sejam retomados (TERZAGHI, 1941).

Segundo Taylor (1948) a velocidade de deformação de um solo, ao ser submetido a um carregamento, influencia diretamente a resistência ao cisalhamento do mesmo, devido a mobilização da viscosidade nas zonas de adsorção próximas aos contatos ou “quase contato” das partículas de argila, conforme expresso por Martins (1992) através da Figura 2.24.

Uma abordagem semelhante foi realizada por Garrido *et al.* (1984). Tais autores afirmam que no início do carregamento de argilas (movimento intermolecular), ocorre uma interferência mútua entre os flocos e as partículas associadas a estes, produzindo uma “fricção sólida” em sua superfície, denominada viscosidade. Além disso, os grandes flocos oferecem uma resistência inercial quando as camadas tentam se mover, desta forma, aumenta-se a velocidade do carregamento, a deformação cisalhante e, conseqüentemente, ocorre uma queda de resistência pela ruptura das ligações fracas entre as partículas. A partir de tal estágio, a estrutura dos flocos se decompõe e a água se torna livre para o fluxo, ou seja, o aumento da quantidade de água livre diminui a viscosidade e a resistência inercial (WINKERKORN, 1943; GRIM, 1968; GARRIDO *et al.* 1984; GUVEN, 1993; SRIDHARAN, 2001; YIN, 2002; REEVES *et al.*, 2006; LE *et al.*, 2012).

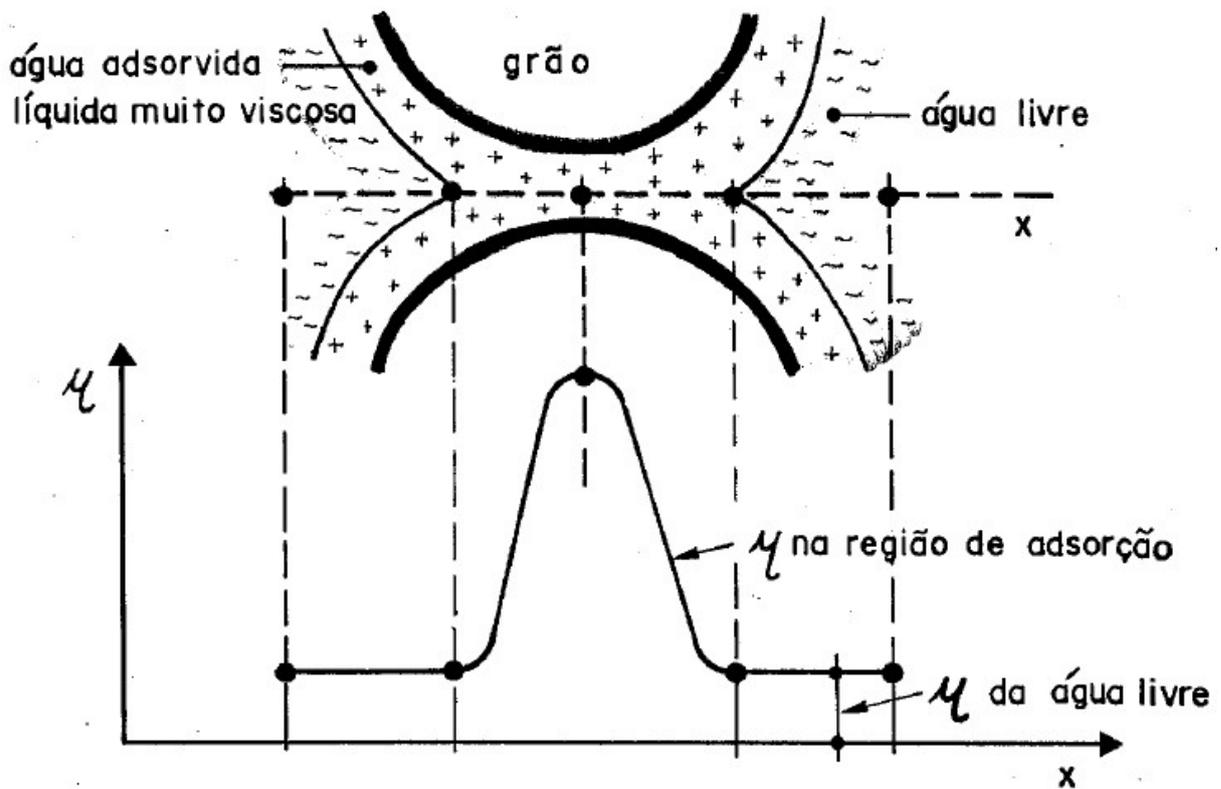


Figura 2.24 – Variação de μ , em relação a água adsorvida líquida muito viscosa nas zonas de contato (Martins, 1992)

Mahajan & Budhu (2009) afirmam que a análise do comportamento viscoso é essencial para o estudo geomecânico de um solo no estado crítico, uma vez que os solos se comportam como fluidos visco-plásticos nesse estágio. Diversos autores estudaram o tema por meio da viscosidade plástica, sendo esta definida por Jeong *et al.* (2010) como a viscosidade medida em tensões superiores a tensão de plastificação (*yield stress*), possuindo um valor constante. Jeong *et al.* (2010) ilustram tal viscosidade através da Figura 2.25. A Figura 2.26 indica o comportamento pseudoplástico estudado por estes autores (tal comportamento será detalhado ao longo deste trabalho), para uma amostra do mar mediterrâneo.

Ressalta-se que a tensão inicial crítica - *yield stress* depende da velocidade de deformação, como demonstrado por Leroueil *et al.* (1985) que apresentaram diversos exemplos práticos da tensão de sobreadensamento em ensaios oedométricos dependentes da velocidade de deformação.

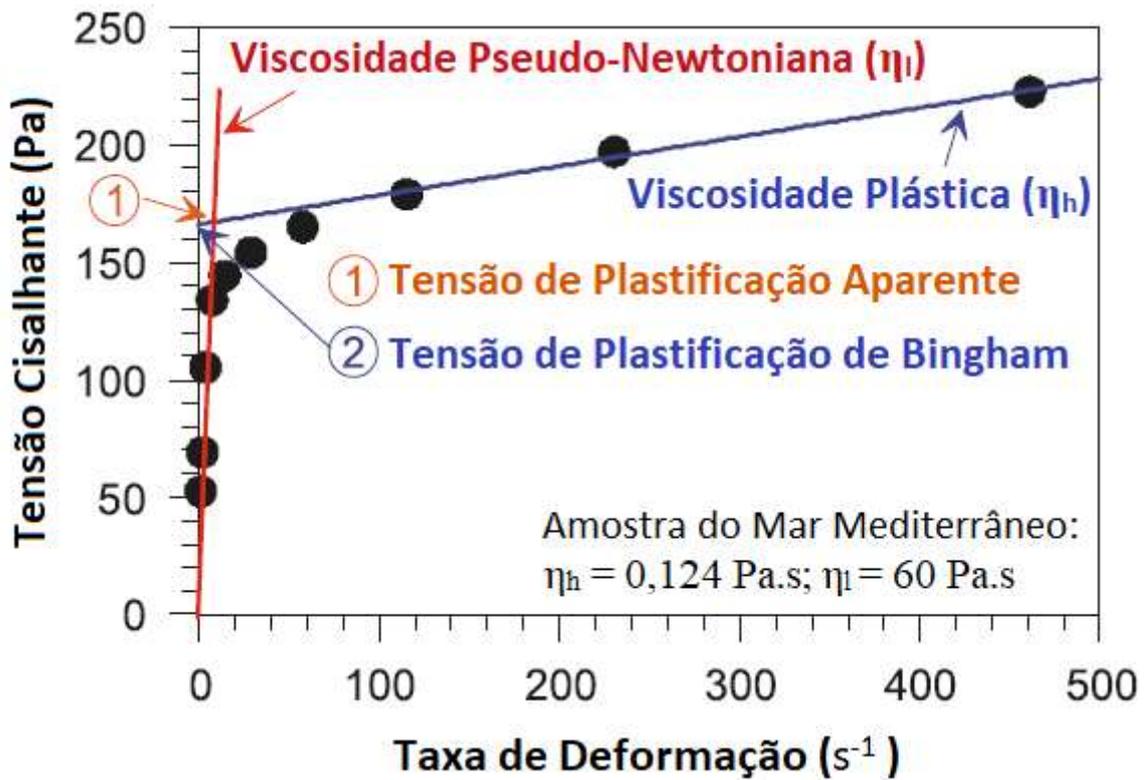


Figura 2.25 – Definição da Viscosidade Plástica por meio do comportamento tensão cisalhante em função da velocidade de deformação (baseado em Jeong *et al.*, 2010)

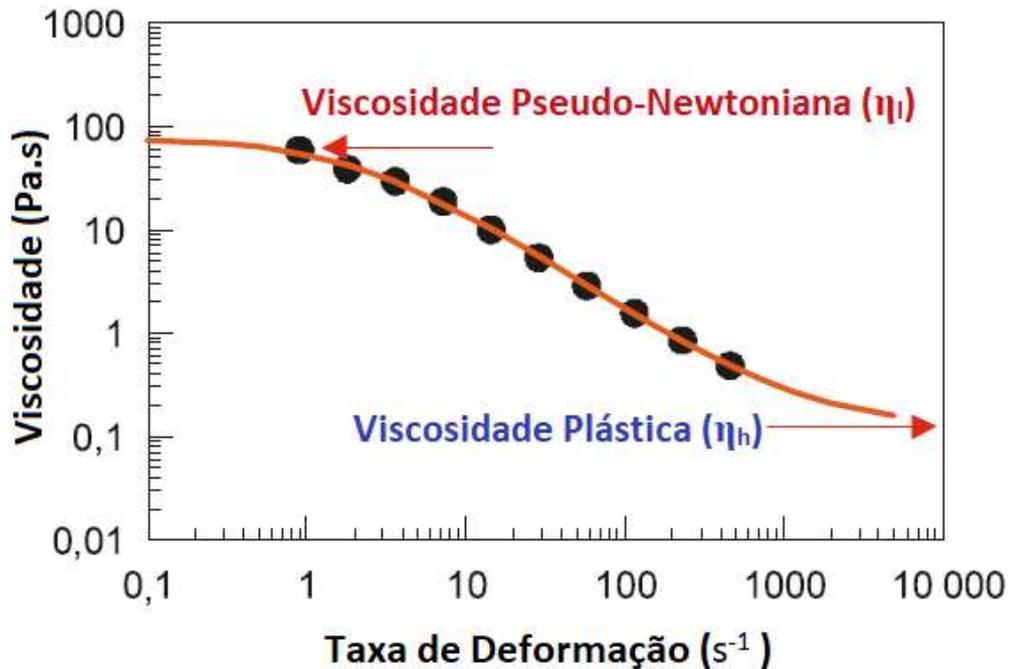


Figura 2.26 – Comportamento viscoso de fluidos pseudoplásticos (baseado em Jeong *et al.*, 2010)

Alguns dos autores que estudaram a viscosidade plástica (tensões superiores a tensão de plastificação) foram Smolar *et al.* (2016), através de amostras de argila marinha do porto de Koper (Eslovênia) e ensaios de viscosimetria e reometria, com temperatura controlada de 23 +/- 1°C. Estes pesquisadores também compilaram os resultados de Locat (1997), Locat & Demers (1988) e Jeong (2006), expresso na Figura 2.27, onde S é o teor de sal da amostra, w_l o limite de liquidez e w_p o limite de plasticidade. A Figura 2.28 indica a relação entre a tensão de plastificação (*yield stress*) e o índice de liquidez.

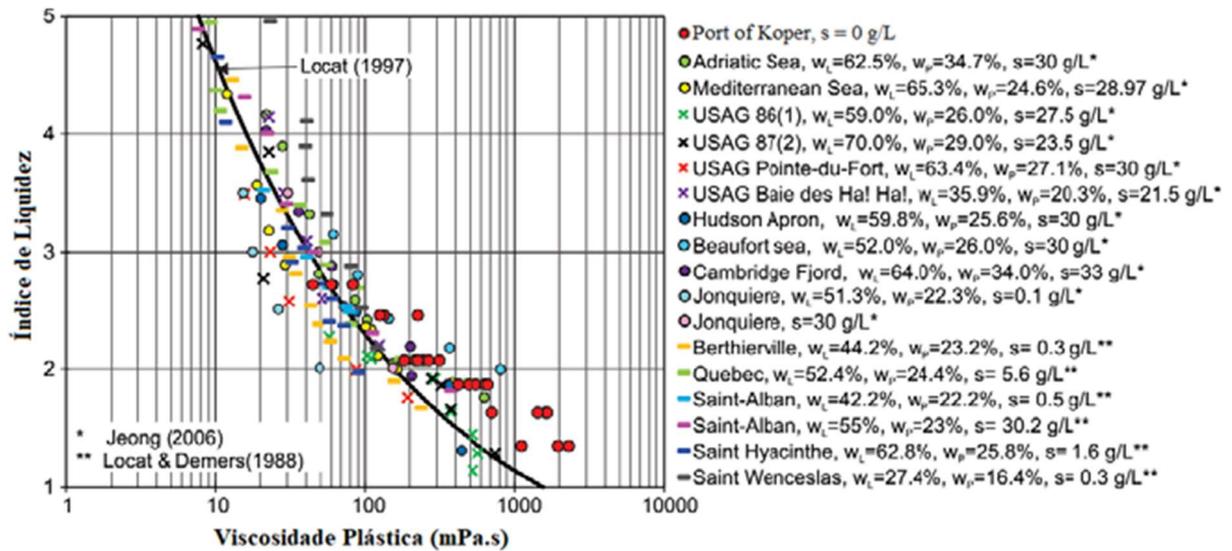


Figura 2.27 – Relação da viscosidade plástica e o índice de liquidez (Smolar, 2016)

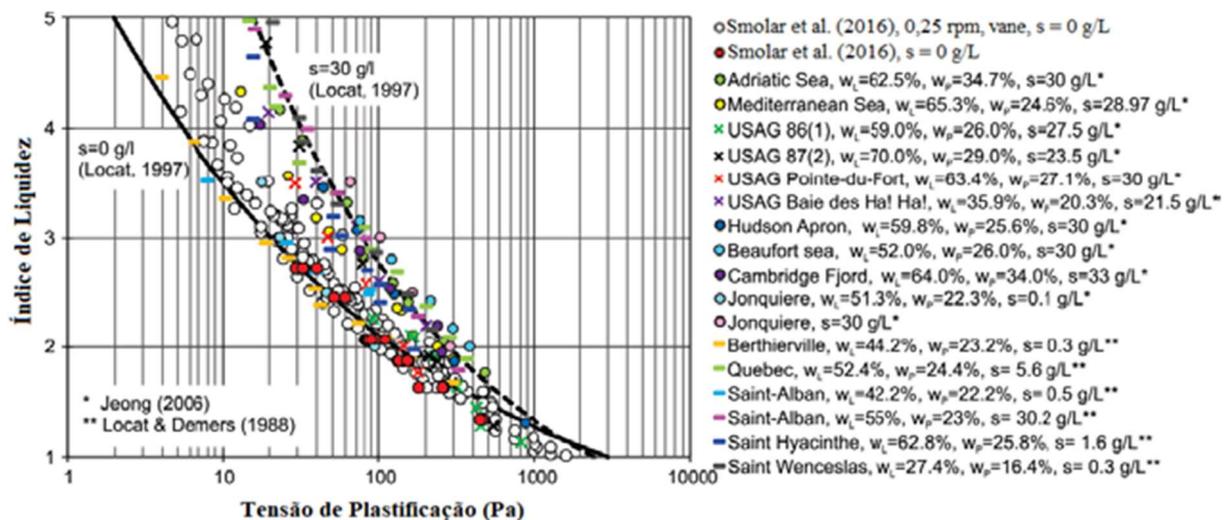


Figura 2.28 – Relação da tensão de plastificação e o índice de liquidez (Smolar, 2016)

Neste contexto, a manifestação viscosa e o comportamento geotécnico das argilas são influenciados por diversos fatores físico-químicos, como o aumento da concentração de eletrólitos, valência iônica e temperatura, que geram um sistema floculado. Por sua vez, a redução da constante dielétrica, tamanho de íon hidratado, pH, e adsorção de ânion tendem a provocar a dispersão dos argilominerais (LAMBE & WHITMAN, 1979).

Segundo Mesri & Olson (1971) quanto mais alto o pH, maior é a tendência do hidrogênio dos hidroxilos entrar em solução, maior é a carga negativa efetiva da partícula, ocorrendo a floculação de suspensões e, conseqüentemente, alto índices de vazios (maior importância na caulinita, menor importância na illita e esmectita).

Sridharan *et al.* (1971) afirmam que o comportamento das argilas durante o cisalhamento é muito complexo, devido a inúmeras variáveis, sendo a temperatura uma das mais influentes. Desta forma os autores afirmam que não é justificável qualquer tentativa de atribuir um único valor de resistência ao cisalhamento para estes solos. Luckham & Rossi (1999), Andrade (2009) e Roman & Kotov (2016) afirmam que pequenas variações de temperatura alteram significativamente a viscosidade das argilas e, que quanto menor a temperatura, maior será o coeficiente de viscosidade obtido.

2.3.2 PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS EXPANDIDO

Martins (1992), baseado nos estudos de Terzaghi (1941, 1948) e Taylor (1942, 1948) apresentou uma modificação do Princípio das Tensões Efetivas, visando explicar fenômenos como adensamento secundário, *creep* e relaxação de tensões. Tal autor propôs um modelo em que a resistência ao cisalhamento dos solos é composta por duas parcelas: a resistência por atrito, dependente da tensão normal efetiva, e a resistência por viscosidade dependente do índice de vazios e da velocidade de deformação (SANTA MARIA *et al.*, 2011).

Taylor (1942) foi o primeiro autor a estudar o Princípio das Tensões Efetivas, descrito por Terzaghi (1936), tendo por base conceitos de resistência viscosa dos solos. Este princípio propõe que, em solos saturados, as tensões totais são provenientes do somatório da tensão que atua na água (poropressão) e nos grãos sólidos em todas as direções com igual intensidade (Equação 2.2).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{Equação 2.2})$$

Sendo:

σ' = tensão efetiva;

σ = tensão total;

u = poropressão.

Conforme enunciado por Terzaghi (1936) todos os efeitos mensuráveis tais como: variação de volume, distorção e variação da resistência ao cisalhamento, são devidos, exclusivamente, à variação das tensões efetivas. Por sua vez, Atkinson & Bransby (1978) enunciam corolários no sentido de poder utilizar o Princípio das Tensões Efetivas, admitindo que quando ocorre variação das tensões efetivas, há variação de volume e/ou distorção, fato que não está escrito no Princípio das Tensões Efetivas. Posteriormente, baseado nos resultados de Lacerda (1976), Martins (1992) demonstrou que uma variação no estado de tensões efetivas não implica em variação de volume ou distorção necessariamente, pois:

- Dois corpos-de-prova de mesmo solo (mesma estrutura e mineralogia), submetidos ao mesmo estado inicial de tensões efetivas, mas ensaiados com velocidades diferentes, apresentam comportamentos diferentes (o de velocidade maior apresenta resistência não drenada superior);
- Ao realizar ensaios triaxiais não drenados (sem variação de volume) com etapas de relaxação de tensões (desligamento da prensa antes da ruptura) não há deslocamento do pistão, conseqüentemente, não há distorção, no entanto, ocorre a variação do estado de tensões efetivas (a tensão desviadora diminui com o tempo);
- Ao realizar o fechamento da drenagem ao final do adensamento primário, em ensaios de compressão oedométrica com medida de poropressão, dever-se-ia cessar as variações de volume e distorção, entretanto observa-se um aumento das poropressões. Dessa forma conclui-se que é possível variar a poropressão sem que haja variação de volume do solo.

Posteriormente ao Princípio das Tensões Efetivas elaborado por Terzaghi (1936), Lambe (1960) propôs uma equação que considera as forças atrativas e repulsivas no comportamento

de argilas, relacionando a tensão externa total com as tensões internas. Sridharan (1968) reescreveu a equação de Lambe (1960) admitindo que a tensão efetiva aumenta com forças repulsivas e diminui com forças de atração, obtendo a Equação de Tensão Efetiva Modificada (Equação 2.3, 2.4 e 2.5).

$$\bar{c} = \bar{a}_m = \sigma' + \sigma'' \quad (\text{Equação 2.3})$$

$$\sigma' = \sigma - \bar{u}_w - \bar{u}_a \quad (\text{Equação 2.4})$$

$$\sigma'' = A - R \quad (\text{Equação 2.5})$$

Onde:

a_m = fração da área total de contato interpartícula (contato mineral-mineral);

A = força de atração total interpartícula dividida pela área total interpartícula;

\bar{c} = tensão efetiva de contato entre partículas;

σ = tensão aplicada na área de contato;

σ' = tensão efetiva;

σ'' = tensão efetiva intrínseca (proveniente da força atrativa elétrica líquida);

R = força de repulsão total interpartícula dividida pela área total interpartícula;

\bar{u}_w = poropressão efetiva;

\bar{u}_a = poropressão efetiva de ar;

Desta forma, a tensão efetiva modificada (de contato) é a tensão que controla a resistência ao cisalhamento. Caso as forças atrativas ou repulsivas sejam insignificantes em um solo totalmente saturado, a equação desenvolvida por Sridharan (1968) se reduziria na equação de Terzaghi (1936).

Uma forma reconhecida na bibliografia de se analisar as componentes normal (σ) e tangencial (τ) do vetor tensão num plano cuja normal faz um ângulo α com a tensão principal σ_1 , é através

do Círculo de Mohr. Sendo que a ruptura por cisalhamento ocorre quando o círculo tangencia a reta de inclinação ϕ , chamada de envoltória de ruptura, conforme Figura 2.29.

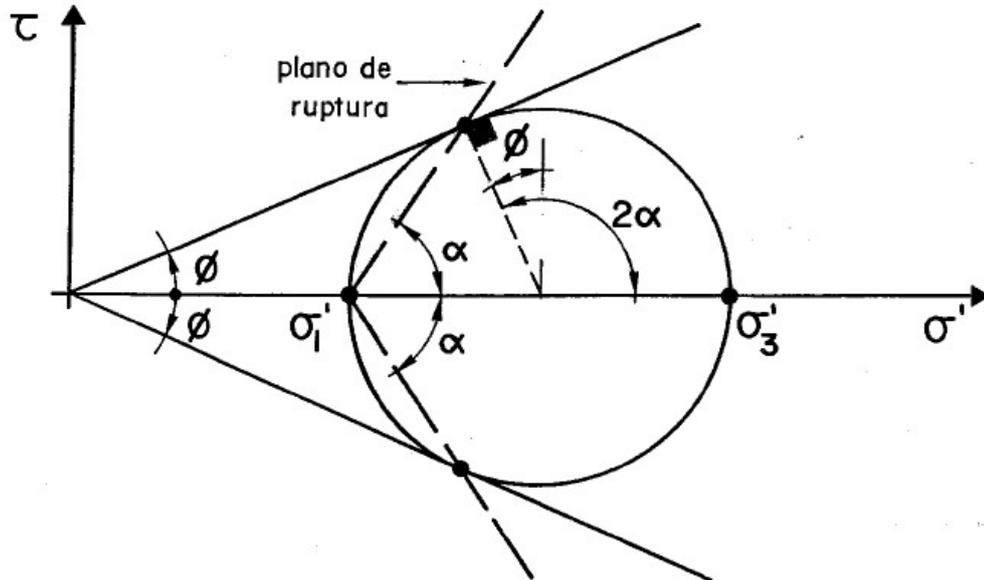


Figura 2.29 – Plano de Ruptura expresso no Círculo de Mohr (Martins, 1992)

Diversos pesquisadores (e.g. MASLOV, 1958a; MASLOV, 1958b; VIALOV & SKIBITSKY, 1961; BJERRUM, 1967; HVORSLEV, 1961; BARDEN, 1969; GARLANGER, 1972; SRIDHARAN & RAO, 1973; CHRISTIE & TONKS, 1985; YIN & GRAHAM, 1989; MARTINS, 1992; ZARETSKII, 1995; LE *et al.*, 2012) concordam com o fato de que o Princípio da Tensão Efetiva proposto por Terzaghi (1936) deveria ser modificado de forma a considerar os efeitos viscosos dos solos quando solicitados.

Buscando associar os estudos de viscosidade (TERZAGHI, 1941; TAYLOR, 1942; TAYLOR 1948) com o Princípio da Tensão Efetiva, Martins (1992) aprimorou uma equação desenvolvida por Taylor (1942), onde a tensão cisalhante (τ) é composta de uma parcela de atrito e outra de viscosidade, relativa ao estado plástico (ligado a parte sólida) e ao estado viscoso, respectivamente. Sendo tal formulação (Equação 2.6) baseada em equilíbrio estático de uma seção de solo. É interessante notar que a Equação 2.6 se estende ao domínio dos solos e dos fluidos, uma vez que, quando não se tem viscosidade, a expressão se torna a da mecânica dos solos clássica e, quando a tensão efetiva é zero, a expressão se torna a da mecânica dos fluidos.

$$\tau = \tau_{\text{atrito}} + \tau_{\text{viscosidade}} = \sigma' \tan \phi_{\text{mob}} + \eta(e) \frac{d\epsilon_s}{dt} \quad (\text{Equação 2.6})$$

Sendo:

τ = tensão cisalhante atuante em um plano;

ϵ_s = deformação cisalhante no plano onde τ atua;

$d\epsilon_s/dt$ = velocidade com que são distorcidos os elementos de solo (valor constante);

σ' = tensão normal efetiva onde τ atua;

ϕ_{mob} = ângulo de atrito mobilizado;

$\eta(e)$ = valor médio da viscosidade μ , função do índice de vazios, conforme Equação 2.7.

$$\eta(e) = \bar{\mu} \cdot f(e) \quad \text{(Equação 2.7)}$$

Onde:

$\bar{\mu}$ = coeficiente de viscosidade médio da água adsorvida nos contatos das partículas existentes num determinado elemento de área.

Desta forma, Martins (1992) enunciou o Princípio das Tensões Efetivas Expandido em duas partes, que serão descritas abaixo em sua íntegra:

1ª Parte: “Em qualquer plano de um elemento de solo saturado no qual estejam atuando a tensão normal σ e a tensão cisalhante τ estarão atuando internamente: como reação à σ a soma ($\sigma' + u$) sendo σ' a tensão normal efetiva e u a poropressão; e como reação à τ a soma das resistências por atrito e por viscosidade”;

Tal princípio supracitado também é válido em condições drenadas e velocidades baixas, uma vez que tal efeito está relacionado a existência da camada de água adsorvida nas partículas de solo e tal camada está presente também em condições drenadas. Ressalta-se que quando as velocidades são altas não é possível a realização de equilíbrio estático, devendo-se inserir na Equação 2.6 um termo inicial (massa x aceleração).

2ª Parte: “Toda vez que houver variação da parcela de atrito mobilizado haverá deformações cisalhantes e reciprocamente toda vez que houver deformações cisalhantes haverá variação da parcela de atrito mobilizado (casos não drenados)”.

Baseando-se na Equação 2.6 proposta por Martins (1992), tal autor propõe que as ordenadas do Círculo de Mohr podem ser obtidas através da soma de duas elipses: a elipse de atrito (de Coulomb) e a de viscosidade (de Taylor). Neste sentido, formulou-se matematicamente o Estado de Viscosidade Mobilizada em um ponto, conforme indicado nas Equações 2.8 e 2.9.

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\alpha \quad (\text{Equação 2.8})$$

$$\tau_v = \frac{1}{2} \eta \left[\frac{d(\epsilon_1 - \epsilon_3)}{dt} \right] \text{sen } 2\alpha \quad (\text{Equação 2.9})$$

A elipse de Taylor (Figura 2.30) é definida por meio das equações mencionadas anteriormente, com centro em $\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, 0\right)$, eixo maior igual a $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$, eixo menor igual a $\eta \left[\frac{d(\epsilon_1 - \epsilon_3)}{dt} \right]$ e a ordenada máxima de resistência por viscosidade (V) é dada pela Equação 2.10.

$$V = \frac{1}{2} \eta \frac{d(\epsilon_1 - \epsilon_3)}{dt} \quad (\text{Equação 2.10})$$

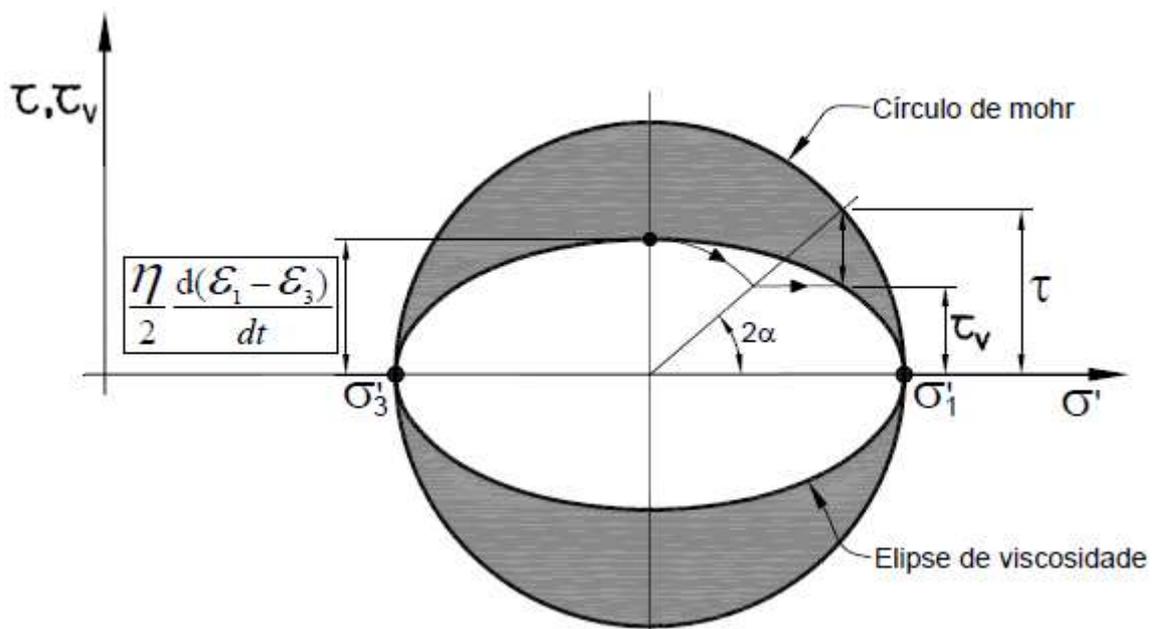


Figura 2.30 – O Círculo de Mohr e a Elipse de Taylor (baseado em Martins, 1992)

Obtêm-se as tensões cisalhantes de atrito (τ_f) pela diferença das ordenadas entre os pontos do Círculo de Möhr e a Elipse de Taylor (Equação 2.11).

$$\tau_f = \tau - \tau_v = \left[\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \mathbb{V} \right) \right] \text{sen } 2\alpha \quad (\text{Equação 2.11})$$

Desta forma pode-se definir a Elipse de Coulomb (representação do estado de atrito mobilizado), com centro em $\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, 0 \right)$, eixo maior igual a $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e eixo menor igual a $[(\sigma'_1 - \sigma'_3) - 2\mathbb{V}]$, conforme Figura 2.31.

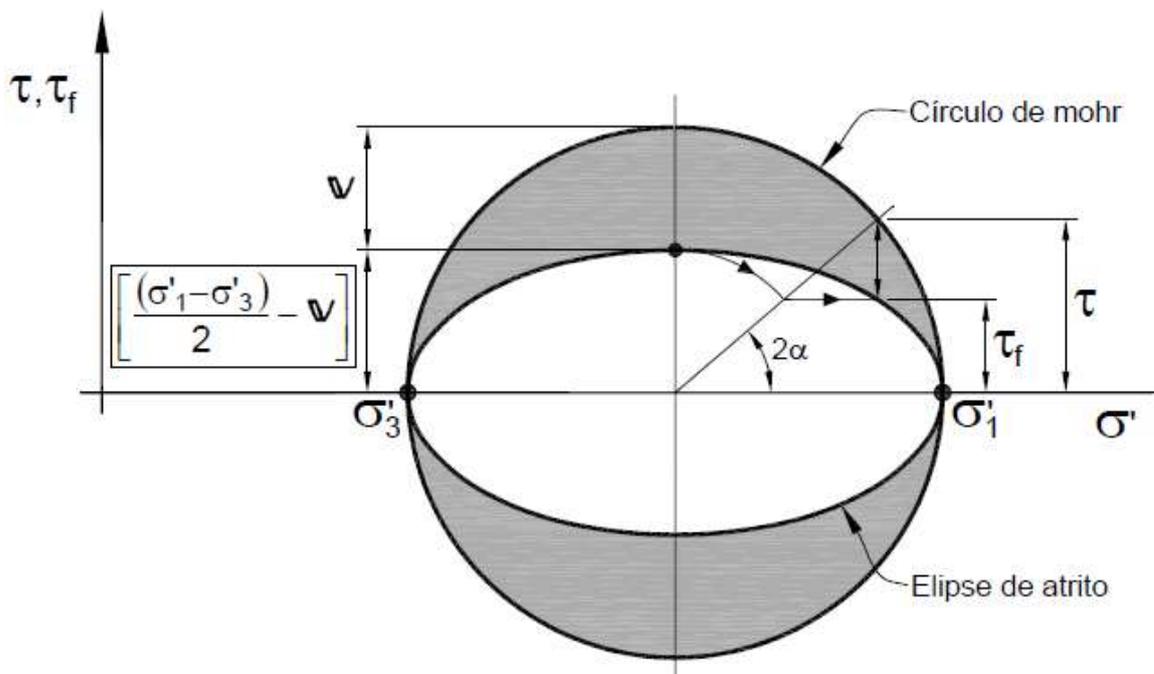


Figura 2.31 – O Círculo de Mohr e a Elipse de Coulomb (baseado em Martins, 1992)

A soma das ordenadas da Elipse de Taylor e da Elipse de Coulomb resulta no círculo de Mohr, que satisfaz as condições de equilíbrio estático (representação do estado de tensões). Caso as tensões cisalhantes de atrito sejam nulas, a elipse de Taylor se degenera no círculo de Mohr. Da mesma forma que, quando as tensões cisalhantes por viscosidade são nulas, a elipse de Coulomb se confunde com o círculo de Mohr.

Sempre que possível, o solo procurará transferir sua resistência por viscosidade para resistência por atrito. A afirmação anterior é decorrente de uma conjectura feita por Taylor (1942) e, por causa disso, este enunciado é chamado por Martins (1992) de Lei de Taylor. Segundo tal enunciado, ocorrerá a transferência do estado de tensões viscoso para tensões sólido-sólido, por

Carregamentos isotrópicos (p'_e) elevados atingem valores maiores de q' na ruptura e de poropressão (u). Da mesma forma, os saltos iniciais devido a mobilização de viscosidade, também serão maiores (Taylor, 1948), representados pelos segmentos A_1J_1 , A_2J_2 e A_3J_3 na Figura 2.33. Podendo-se normalizar o espaço $q' \times p'$, por p'_e , obtendo-se uma única caminho de tensões normalizada.

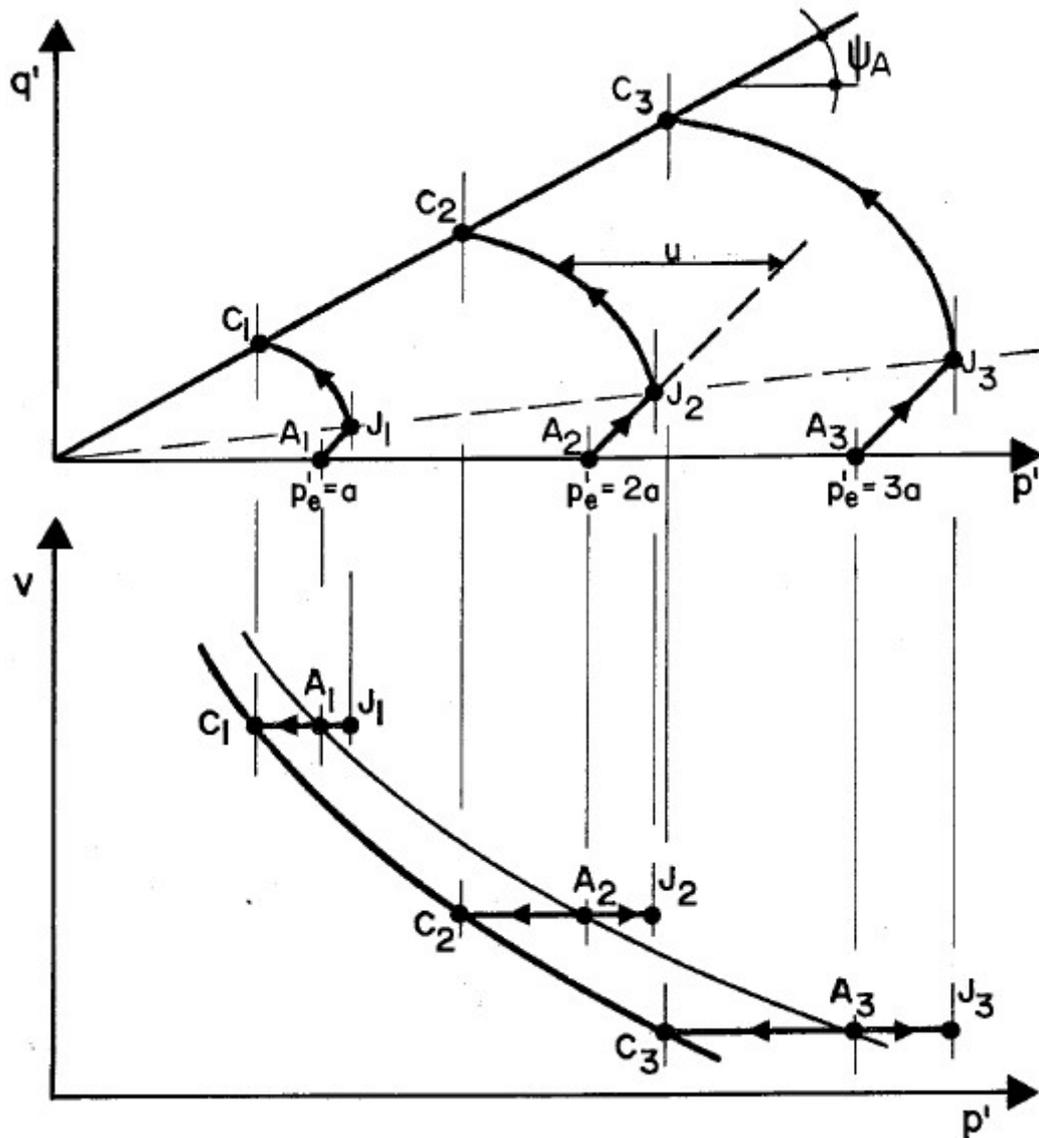


Figura 2.33 – Caminhos de Tensões e Resistência Viscosa para três ensaios não drenados com carregamentos isotrópicos diferentes (Martins, 1992)

Lacerda (1976) também analisou as caminhos de tensões em solos submetidos a velocidades de cisalhamento ($d\epsilon_s/dt$) diferentes e concluiu que, qualquer que seja esta velocidade, a curva u versus ϵ_t é única (independente de $d\epsilon_s/dt$). Para o mesmo valor de deformação cisalhante (ϵ_t) os

ensaios com maior velocidade apresentam um maior valor de q' (SANTA MARIA *et al.*, 2011). Além disso, a CTE de um ensaio com maior velocidade deve se situar à direita e acima de um ensaio com menor velocidade. Tais análises são indicadas na Figura 2.34.

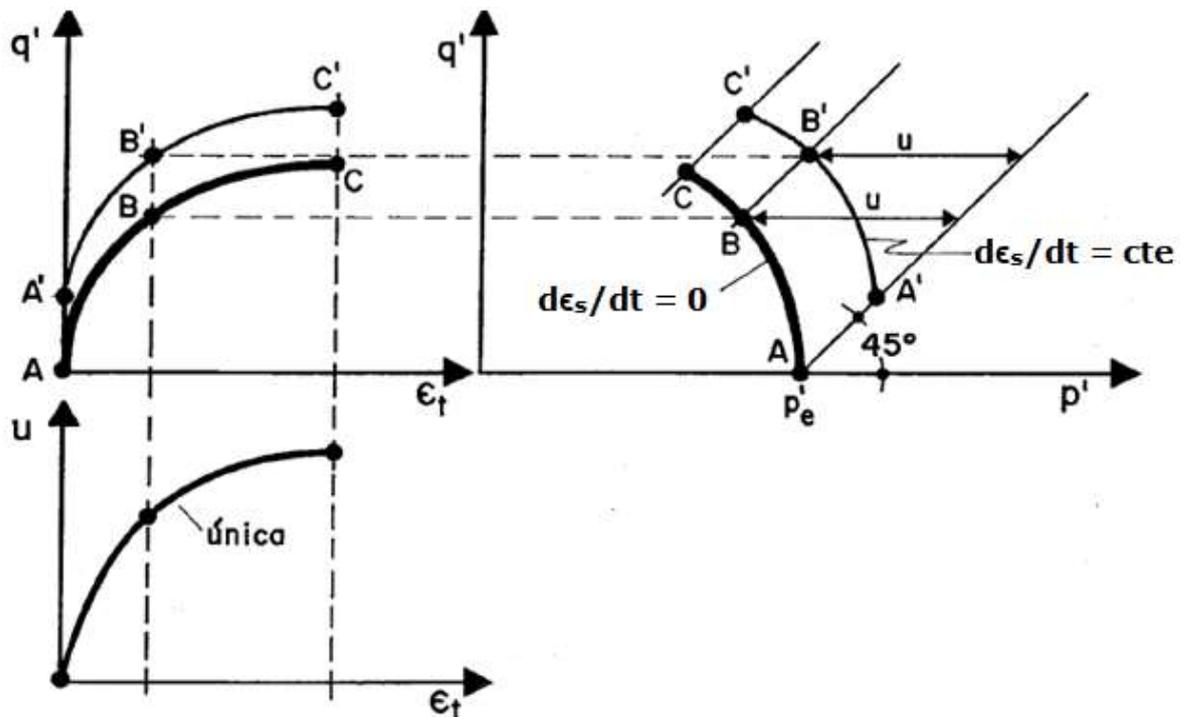


Figura 2.34 – Comparação entre ensaios com velocidades de cisalhamento nula e constante (baseado em Martins, 1992)

Vaid & Campanella (1977) realizaram cinco ensaios triaxiais CIU com diferentes velocidades de deformação (1,1 %/min a $9,4 \times 10^{-4}$ %/min) em argilas normalmente adensadas. Observou-se um aumento da resistência não drenada (S_u) com o aumento da velocidade, sendo que uma variação de três ordens de grandeza da velocidade resulta em um aumento de resistência de cerca de 30%. De forma similar, Kulhawy & Mayne (1990) analisaram 26 argilas submetidas a compressão triaxial CIU, os resultados desses autores indicaram um aumento de 10% de S_u para um aumento de um ciclo logarítmico da velocidade de deformação (Figura 2.35).

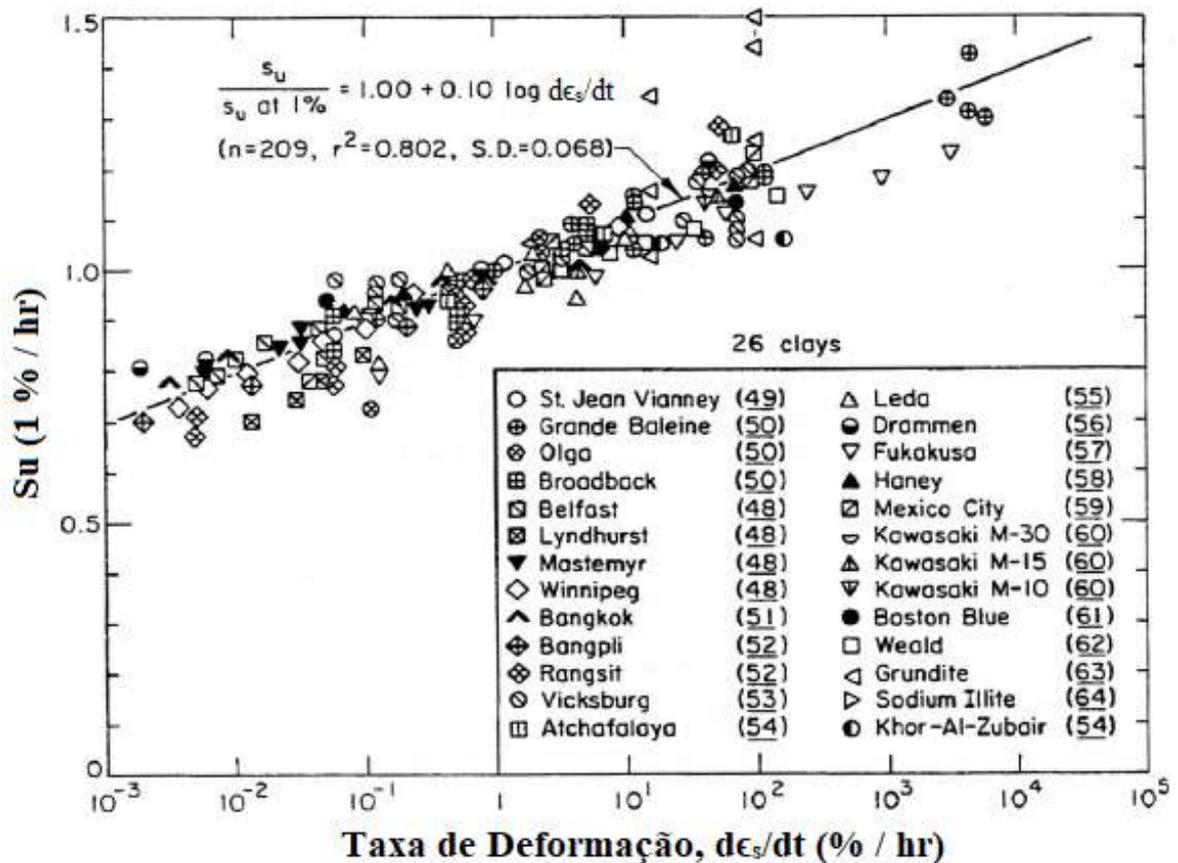


Figura 2.35 – Influência da Velocidade de Deformação no valor de S_u (baseado em Kulhawy & Mayne, 1990)

A análise de diferentes velocidades de cisalhamento ($d\epsilon_s/dt$) em um mesmo corpo de prova é possível por meio de ensaios triaxiais com etapas de relaxação de tensão, ou seja, mantendo-se constante a deformação cisalhante, a tangente do ângulo de atrito mobilizado e a poropressão (SANTA MARIA *et al.*, 2011). Durante a etapa de cisalhamento, desliga-se a prensa e observa-se o comportamento do corpo de prova com o tempo (ZARETSKII, 1995).

Cita-se o exemplo teórico, ilustrado na Figura 2.36, de uma CTE que parte de um ponto A, com uma determinada velocidade cisalhante ($d\epsilon_s/dt$), percorrendo o trecho AB. O corpo de prova que se encontra no estado indicado por B tende a atingir o ponto N devido a geração de poropressão, no ponto N há resistência mobilizada por atrito e por viscosidade. Ao se desligar a prensa no ponto N, a velocidade com que o corpo de prova vinha se deformando cai instantaneamente para zero, ou seja, não há mais mobilização da resistência viscosa e, conseqüentemente, a tensão desviadora diminui até que se torne igual à resistência por atrito

(segmento NM), finalizando a relaxação de tensões. A partir deste ponto pode-se impor uma diferente velocidade cisalhante ($d\epsilon_s/dt$) para análise do salto viscoso.

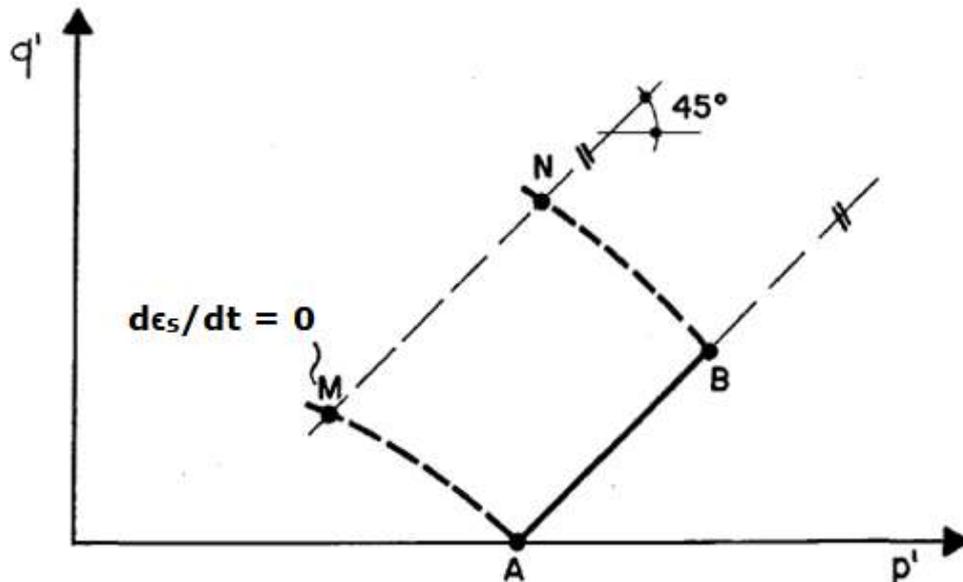


Figura 2.36 – Ensaio triaxial não drenado com etapa de relação de tensão (baseado em Martins, 1992)

Aguiar (2014) realizou diversos ensaios triaxiais CIU para endossar o Princípio das Tensões Efetivas Expandido. A Figura 2.37 indica o resultado de dois desses ensaios (nomeados 4.1 e 4.2) realizados com a Argila de Sarapuú (RJ), ambos ensaiados com uma tensão confinante de 140 kPa. A velocidade de deformação inicial era de 0,002%/min e, após uma etapa de relaxação, a velocidade de deformação imposta era de 0,02%/min. Para ambos os ensaios é possível notar o salto de resistência viscosa inicial (a CTE tende a ser similar a CTT) e o ganho desta resistência após a etapa de relaxação de tensões.

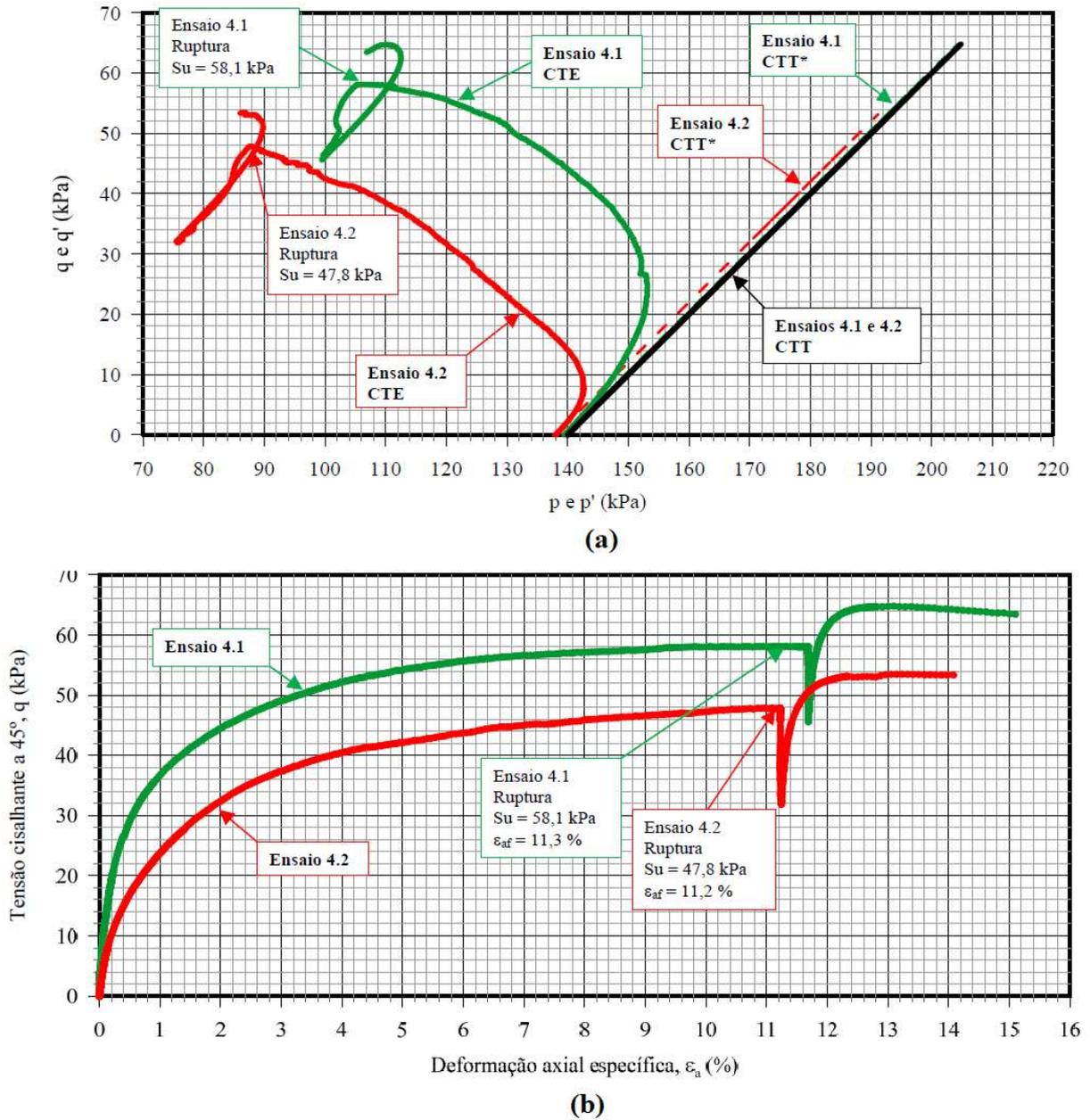


Figura 2.37 – Ensaios triaxiais CIU (Argila de Sarapu) com etapa de relaxação de tensão, (a) caminhos de tensão e (b) comportamento tensão-deformação (baseado em Aguiar, 2014)

2.3.3 REOLOGIA

A Reologia pode ser definida como sendo a ciência que estuda a relação tensão-deformação de corpos físicos, principalmente em relação as mudanças no fluxo e na forma desses materiais ao longo do tempo. Dott (1963) assimila a medida de viscosidade com modelos reológicos (“comportamentos padrões”) para diferenciar diversos fluidos de acordo com a relação entre a tensão aplicada e a deformação gerada com o tempo (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Classificação de fluidos de acordo com o seu comportamento reológico (baseado em Dott, 1963 *apud* Manica, 2009)

Tipo de Fluido		Dependentes do Tempo	Comportamento Tensão x Deformação	
			Gradiente de Velocidade	Tempo
Newtoniano		Não	Linear	–
Dilatante			Aumenta	
Pseudoplástico			Diminui	
Plástico	Bingham		Aumenta Linearmente	
	Não - Bingham		Aumenta não-linearmente	
Tixotrópico			Sim	
Reopético (tixotrópico negativo)				Aumenta

Uma forma difundida na literatura internacional de se analisar tal classificação é por meio do comportamento reológico de tais materiais no espaço Tensão Cisalhante (τ) X Gradiente de velocidade (dv/dy) e, também, Viscosidade (μ) por Gradiente de velocidade (dv/dy), conforme indicado na Figura 2.38 para fluidos independentes do tempo.

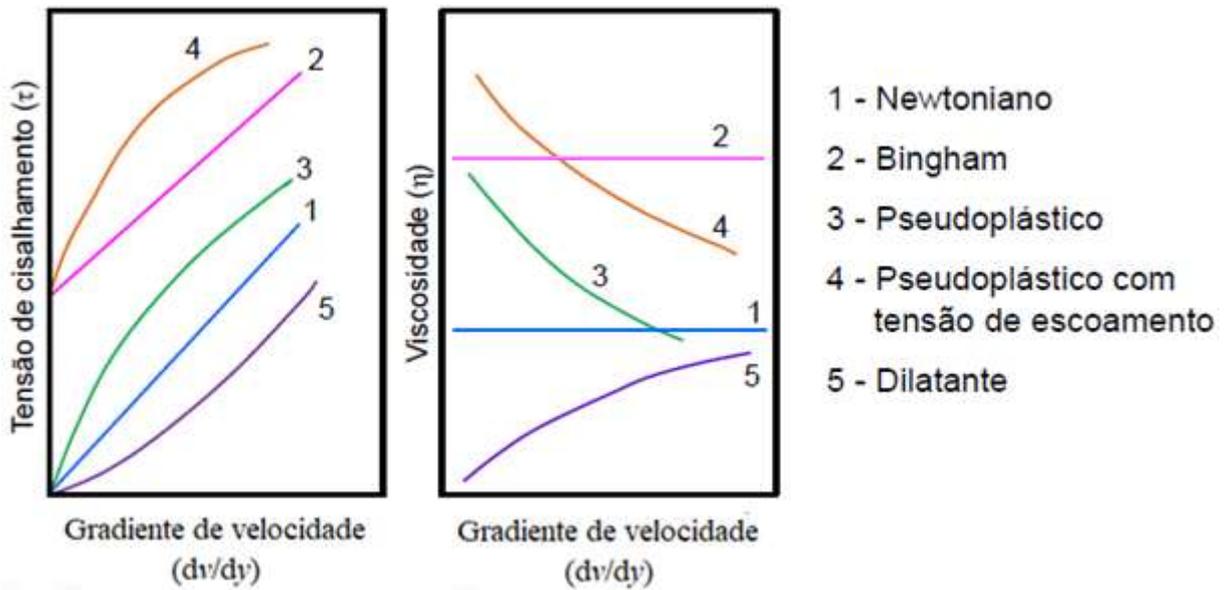


Figura 2.38 – Comportamento reológico dos fluidos independentes do tempo (baseado em Pileggi, 2001)

O modelo reológico newtoniano é dito como o de comportamento tensão-deformação mais simples, pois apresenta uma relação linear entre a tensão de cisalhamento e a velocidade de deformação aplicada, ou seja, apresenta um coeficiente de viscosidade dinâmica constante (MANICA, 2009). Por sua vez, os fluidos não Newtonianos são aqueles que apresentam certo desvio da linearidade entre a tensão-deformação, sendo subdivididos em: plásticos (apresentam uma tensão inicial crítica - *yield stress*), dilatantes e pseudoplásticos (ambos possuem deformações que seguem uma lei de potência).

As equações que definem os fluidos Newtonianos e não Newtonianos são apresentadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Equações matemáticas de alguns modelos reológicos (baseado em Dott, 1963 *apud* Manica, 2009 e Roman & Kotov, 2016)

Modelo	Equação	Tipo de Fluido
Newton	$\tau = \mu (dv/dy)$	Newtoniano
Bingham	$\tau = \tau_i + k (dv/dy)$	Plástico de Bingham
Herschel - Bulkley	$\tau = \tau_i + k (dv/dy)^n$	Plástico
Shvedov	$\tau = \tau_i \cdot \text{sen} (dv/dy) + \mu (dv/dy)$	Plástico
Lei de Ostwald (potência)	$\tau = k (dv/dy)^n, n < 1$	Pseudoplástico
Lei de Ostwald (potência)	$\tau = k (dv/dy)^n, n > 1$	Dilatante

Sendo:

τ = tensão de cisalhamento (Pa);

τ_i = tensão de cisalhamento inicial crítica - *yield stress* (Pa);

μ = coeficiente de viscosidade dinâmica (Pa.s)

dv/dy = gradiente de velocidade ou velocidade de deformação (1/s);

k = coeficiente de consistência (Pa.sⁿ), análogo ao coeficiente de viscosidade dinâmica;

n = coeficiente da lei de potência.

Segundo Randolph & Gouvernec (2011), a geotecnia *offshore* tende a analisar os solos marinhos como fluidos newtonianos, uma vez que estes estão em suspensão próximo à superfície, logo não há tensão efetiva proveniente da tensão por atrito de contatos sólido-sólido, ou seja, a resistência do solo em suspensão é proveniente da parcela viscosa exibida na Equação 2.6. Com o aumento da profundidade, aumenta-se o contato entre os grãos, o material está em uma transição entre o estado fluido e sólido, logo não pode ser definido completamente pelos modelos reológicos descritos anteriormente.

Usualmente os fluxos de detritos são estudados através do modelo de Bingham, que possui a vantagem de utilizar apenas dois parâmetros reológicos: tensão de escoamento e viscosidade. No entanto, a tensão de escoamento do modelo de Bingham também é dependente da velocidade de deformação, uma vez que as *state boundary surfaces*, formadas pelas Superfícies de Roscoe, de Hvorslev e a *tension cut-off* são dependentes da velocidade da deformação e mesmo dentro da região limitada por estas *state boundaries surfaces*, onde pela Teoria do Estado Crítico o solo é tratado como elástico, o problema deveria ser analisado como visco-elástico, com a tensão de escoamento do modelo de Bingham sendo função da velocidade de deformação. Dessa forma, constata-se que o modelo de Bingham não se adequa ao problema das múltiplas *state boundary surfaces*, uma vez que estas superfícies, além de dependerem do estado de tensões, dependem da velocidade de deformação.

O modelo de Bingham pode ser associado ao modelo geotécnico de resistência ao cisalhamento não drenado, com efeitos de velocidade de deformação zero até que a resistência ao escoamento do material seja excedida. Após esse ponto, a resistência aumenta linearmente com o aumento

da tensão cisalhante. Caso este aumento não seja linear, o modelo é então classificado como de Herschel-Bulkley (LOCAT & DEMERS 1988; HUANG & GARCIA 1999; ELVERHOI *et al.* 2005).

A resistência viscosa é descrita por Mulder & Alexander (2001) como sendo um dos principais mecanismos de suporte dos grãos argilosos, sendo causada pela combinação das forças de Van der Waals e ligações iônicas, que se manifestam pela troca de cátions entre os minerais da argila. Tais forças resultam em uma matriz resistente à penetração de água em seu interior, mantendo a concentração do fluxo do corpo.

Quando há o aumento da concentração volumétrica das partículas argilosas no fluido, ou seja, passando de suspensões de argila para lamas, pode-se ocorrer, devido ao aumento da resistência viscosa, uma tensão de cisalhamento crítica (*yield stress*), caracterizando-se esta mistura como um fluido plástico/pseudoplástico (WHITEHOUSE *et al.*, 2000). Esse comportamento pode ser explicado pela modificação da estrutura de cadeias longas de moléculas. Com o aumento do gradiente de velocidade, essas cadeias tendem a se alinhar paralelamente ao sentido do fluxo, diminuindo a resistência viscosa (PRITCHARD, 2011).

Por sua vez, Skelland (1967) afirma que suspensões coloidais (solos argilosos) frequentemente apresentam comportamento reológico pseudoplástico. Para baixas velocidades, as partículas argilosas se distribuem de maneira aleatória devido ao movimento Browniano, manifestando assim uma resistência inicial ao escoamento significativa. Já para velocidades elevadas, as partículas se orientariam segundo a direção da maior dimensão da partícula, diminuindo o coeficiente de viscosidade (SKELLAND, 1967). Já Jeong *et al.* (2010) completam que o comportamento pseudoplástico se manifesta tanto para argilas de baixa atividade quanto para argilas de alta atividade.

É importante ressaltar que a determinação de um modelo reológico para um fluido depende de vários fatores de influência. Neste sentido, Barnes (1999) observou uma pequena faixa de tensão (regime linear) em que fluidos pseudoplásticos se comportam como “semi sólidos newtonianos” (deformação lenta e contínua, quando solicitados por longo período de tempo), tal autor denominou este regime de “viscosidade do platô newtoniano” (Figura 2.39). Posteriormente, com o aumento das tensões cisalhantes, ocorre a perda de viscosidade, rumo a resistência final ao cisalhamento da estrutura, formando uma superfície de escoamento (PAPANASTASIOU, 1987; ALEXANDROU *et al.*, 2003). Por fim, o último estágio (elevadas

tensões cisalhantes) é caracterizado por uma viscosidade plástica “constante e infinita” (BARNES, 1999).

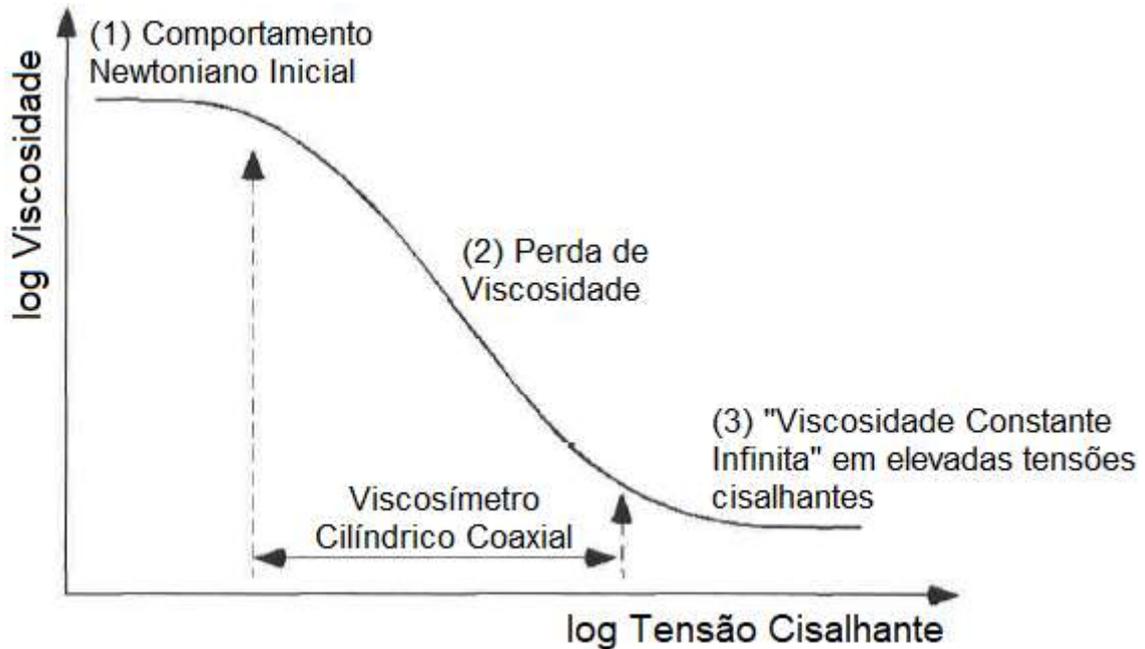


Figura 2.39 – Relação entre viscosidade e tensão cisalhante para certos fluidos pseudoplásticos (baseado em Barnes, 1999)

2.3.4 ENSAIO DE PALHETA (*VANE SHEAR TEST*)

Desde a década de 80, o ensaio de palheta tem sido aplicado para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada em solos argilosos marinhos (RANDOLPH & HOPE, 2004). Este ensaio obtém o torque necessário para cisalhar o solo por meio de uma rotação com velocidade constante, a palheta utilizada para isto possui seção cruciforme e é regulamentada pela NBR 10905 (ABNT, 1989). Tal norma estabelece, para a palheta utilizada em campo, dimensões padrões de 130 mm de altura e 65 mm de diâmetro (Figura 2.40), sendo a velocidade padrão de rotação aplicada de $6 \pm 0,6$ °/min ($0,1$ °/s).

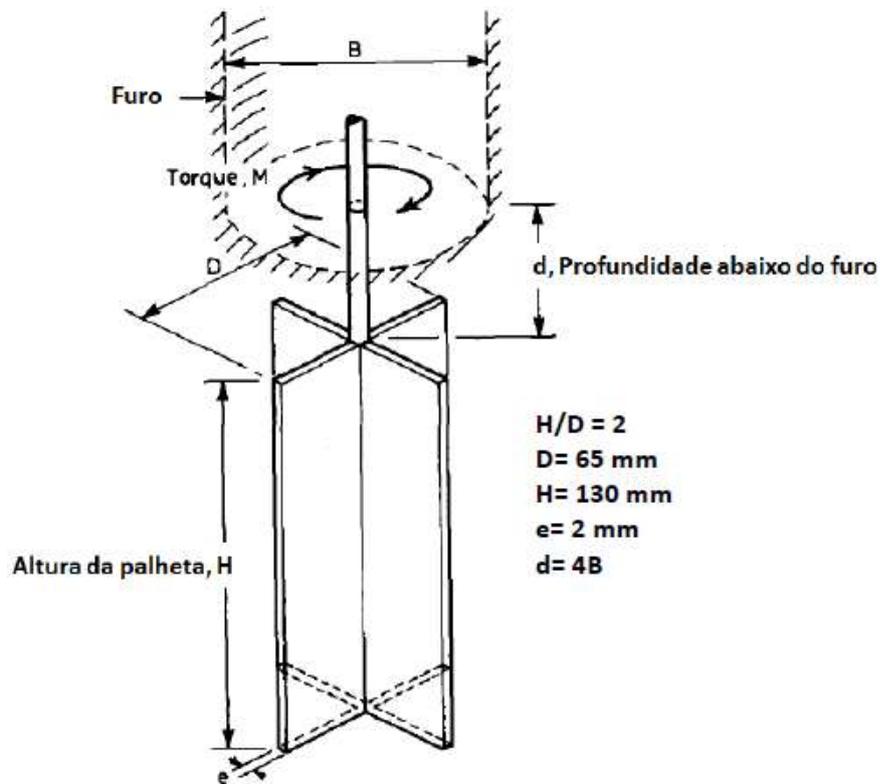


Figura 2.40 – Dimensões padrões de palhetas utilizadas em campo (Chandler, 1988 *apud* Faria, 2019)

Por sua vez, a norma americana D4648 (ASTM, 2016a) especifica valores de diâmetro entre 12,7 e 25,4 mm, e velocidade de rotação entre 60 e 90 °/min para ensaios de mini-palheta com dispositivo de mola de torque. Já a norma britânica BS 1377-7 (1990) recomenda que a velocidade de rotação varie de 6 a 12 °/min, sendo que a distância entre os centros de dois pontos de ensaio não deve ser menor que 2,3 vezes o diâmetro da palheta.

A análise da resistência não drenada (S_u), por meio de palhetas, considera que o solo é homogêneo e isotrópico, que não existe drenagem durante o cisalhamento e, também, que as tensões são uniformemente distribuídas ao longo da superfície de ruptura admitida ser a superfície do cilindro gerado pela revolução da palheta. A Equação 2.12 é tradicionalmente abordada em normas internacionais, para determinação de S_u , no caso de palhetas retangulares com altura igual ao dobro do diâmetro (SCHNAID, 2009).

$$S_u = \frac{6T_{m\acute{a}x}}{7\pi D_V^3} \quad (\text{Equação 2.12})$$

Onde:

$T_{\text{máx}}$ = torque máximo medido (kN.m);

D_v = diâmetro da palheta (metros).

Bjerrum (1973) aplica um fator de correção empírico em função do índice de plasticidade do solo, para minimizar erros provenientes da velocidade de deformação e anisotropia, uma vez que, quanto maior o índice de Plasticidade (IP), maior será a faixa de umidade que o solo se mantém plástico, onde os efeitos de velocidade também estão presentes. No entanto, de acordo com Randolph & Gourvenec (2011), na prática *offshore* não é comum a aplicação de fatores de correção da resistência medida.

Diversos trabalhos da literatura analisaram os efeitos viscosos na obtenção da resistência não drenada (S_u) em ensaios de palheta com mudanças bruscas das velocidades de deformação, uma vez que argilas cisalhadas em diferentes velocidades de deformação apresentam diferentes amplitudes de resistências. Wiesel (1973) e Torstensson (1977) analisaram o efeito da variação da velocidade de rotação (0,0002 e 200°/min) em argilas plásticas suecas e observaram que o aumento de tal velocidade proporciona um considerável aumento da resistência não drenada e redução no tempo de ruptura.

Em diversos estudos percebeu-se um aumento de 5 a 20% no valor de S_u por aumento em ciclo logarítmico (10 vezes) da velocidade da distorção (GRAHAM *et al.*, 1983, EINAV & RANDOLPH, 2005). Tal relação entre resistência não drenada e velocidade de deformação é descrita na Equação 2.13.

$$S_u = S_{u,ref} \left[1 + \mu' \log_{10} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{ref}} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.13})$$

Onde:

$S_{u,ref}$ = resistência não drenada na velocidade de deformação de referência ($\dot{\epsilon}_{ref}$);

μ' = coeficiente da velocidade de deformação, entre 0,1 e 0,2 (LADD & FOOTT, 1974; GRAHAM *et al.*, 1983; KULHAWY & MAYNE, 1990; BOUKPETI *et al.*, 2012).

Por sua vez, Biscontin & Pestana (2000) observaram um aumento de resistência baseado em uma lei de potência e não logarítmica, conforme a Equação 2.14.

$$S_u = S_{u,ref} \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_{ref}} \right)^\beta \quad (\text{Equação 2.14})$$

Sendo a variação do expoente β de 0,05 a 0,17 (JEONG *et al.*, 2015) ou de 0,04 a 0,08 (BOUKPETI *et al.*, 2012), não havendo relação com o teor de umidade.

Em casos de geometria definida, pode ser empregada a Equação 2.15, onde se aplicam velocidades normalizadas invés de velocidades de deformação, por meio de um ajuste baseado na função arco seno hiperbólico (CHEN *et al.* 2012).

$$\frac{S_u}{S_{u,ref}} = 1 + \frac{\mu'}{\ln(10)} \left[\operatorname{arcsen} \left(\frac{V}{V_0} \right) - \operatorname{arcsen} \left(\frac{V_{ref}}{V_0} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.15})$$

Onde V_0 é a velocidade normalizada abaixo da qual há redução da influência de efeitos viscosos significativos.

2.3.5 VISCOSÍMETROS E REÔMETROS

Existem diversos tipos de equipamentos, comercializados em todo o mundo, que determinam parâmetros reológicos de diferentes materiais, principalmente nos setores industriais. Dois exemplos destes equipamentos são os Viscosímetros e os Reômetros (JEONG, 2006), que atribuem toda a resistência medida à viscosidade.

Os viscosímetros são instrumentos limitados, uma vez que medem a relação entre a tensão cisalhante aplicada e a velocidade da distorção admitindo que esta relação é linear. Em outras palavras, os viscosímetros admitem a lei da Viscosidade de Newton e, conseqüentemente, um valor de viscosidade dinâmica constante (VAN WAZER *et al.*, 1966). Por sua vez, os reômetros são instrumentos projetados para medir propriedades viscoelásticas de sólidos e fluidos através do controle da deformação ou imposição de uma velocidade de cisalhamento. Os reômetros também fornecem informações importantes como: tensão crítica, viscosidade, comportamentos

pseudoplástico e tixotrópico e prediz como materiais se comportam em situações reais como bombeamento, agitação e extrusão (VAN WAZER *et al.*, 1966).

O valor destes equipamentos depende da capacidade, em relação a velocidade de cisalhamento e velocidade de rotação, que cada aparelho é capaz de cobrir. Vale ressaltar que uma velocidade de deformação cisalhamento de 100 rpm é equivalente a uma velocidade de fluxo média de campo de cerca de 10 m/s, por exemplo, considerando casos de corridas de lamas subaquáticas (MAJOR & PIERSON, 1992; LOCAT, 1997).

Basicamente, existem dois sistemas de aquisição de dados nestes equipamentos (SOBRAL & CHIARARIA, 2012), sendo eles descritos a seguir:

- Motor Síncrono e Mola (Figura 2.41a): um motor de passo conduz o eixo principal, sendo que uma mola e um pivô articulado rotacionam o eixo. Desta forma, a viscosidade da amostra é medida pela deflexão da mola com o giro do eixo;
- Servo motor e Encoder digital (Figura 2.41b): um servo motor de precisão conduz o eixo, sendo o rotor diretamente acoplado ao eixo. Microcontroladores utilizam a velocidade aferida pelo encoder digital e a corrente de armadura do motor para estimar a viscosidade do fluido.

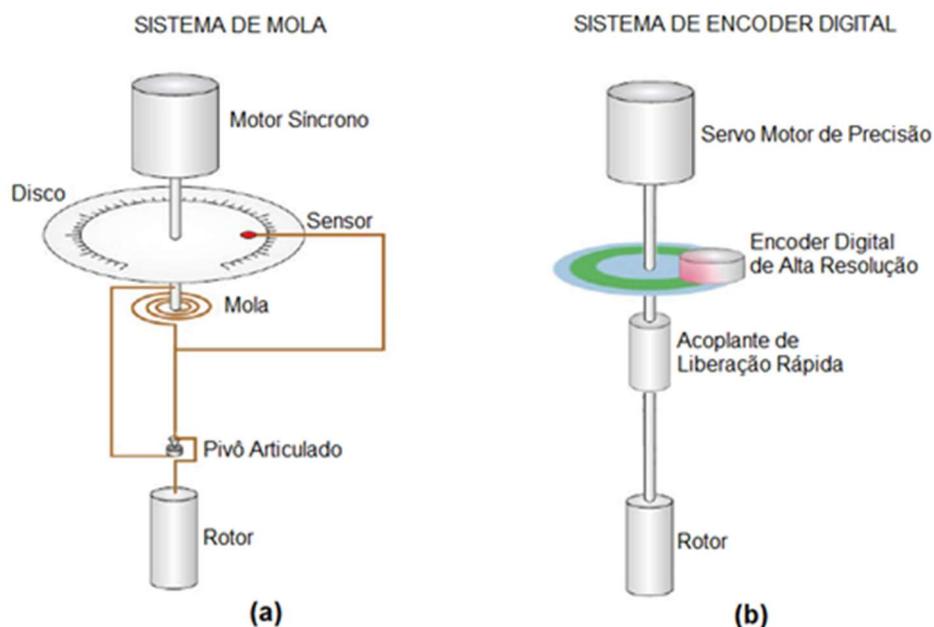


Figura 2.41 – Sistemas de aquisição de viscosímetros: (a) Sistema de Mola e (b) Sistema de Encoder Digital (baseado em Sobral & Chiararia, 2012)

As medições dos equipamentos descritos consideram simplificações em suas equações, como: o fluxo é considerado laminar e estacionário (as condições do fluxo não variam com o tempo), os efeitos de extremidade são considerados não relevantes, o fluido é incompressível e homogêneo, as propriedades não são função da pressão, a temperatura é constante, a velocidade axial e radial dos componentes é zero, não existe escorregamento do fluido nas superfícies e, por fim, não há alterações químicas no decorrer do ensaio (SCHRAMM, 2006).

A viscosidade é medida pelo torque aplicado à parte móvel do sensor, separada de sua parte fixa pelo fluido, à uma dada velocidade angular. Nos viscosímetros de cilindros concêntricos, a parte fixa corresponde ao cilindro externo. Nos viscosímetros de cone-placa, um cone é rotacionado sobre o líquido que se encontra entre sua porção inferior e uma placa plana fixa.

Ao se analisar a resistência mobilizada de um solo com os equipamentos viscosímetro e/ou reômetro, por maior que seja sua umidade (ou índice de vazios), se houver tensão efetiva no solo, haverá uma parcela da resistência mobilizada que deve ser atribuída ao atrito. Na presente pesquisa, os ensaios reológicos atribuem toda resistência medida como sendo oriunda da viscosidade. Este é um aspecto fundamental que diferencia a abordagem reológica do Princípio da Tensão Efetiva descrito por Martins (1992).

2.3.6 TIPO ROTACIONAIS CILÍNDRICOS COAXIAIS

O viscosímetro ou reômetro rotacional cilíndrico coaxial é constituído por um cilíndrico rotacional posicionado coaxialmente em relação ao recipiente que contém a amostra, normalmente este recipiente também é cilíndrico. Associado ao rotor coaxial, há um sensor de medição de torque, este esforço é aplicado no material a ser analisado (Figura 2.42). Certos fabricantes também comercializam equipamentos com suportes controladores de temperatura (JEONG, 2006).

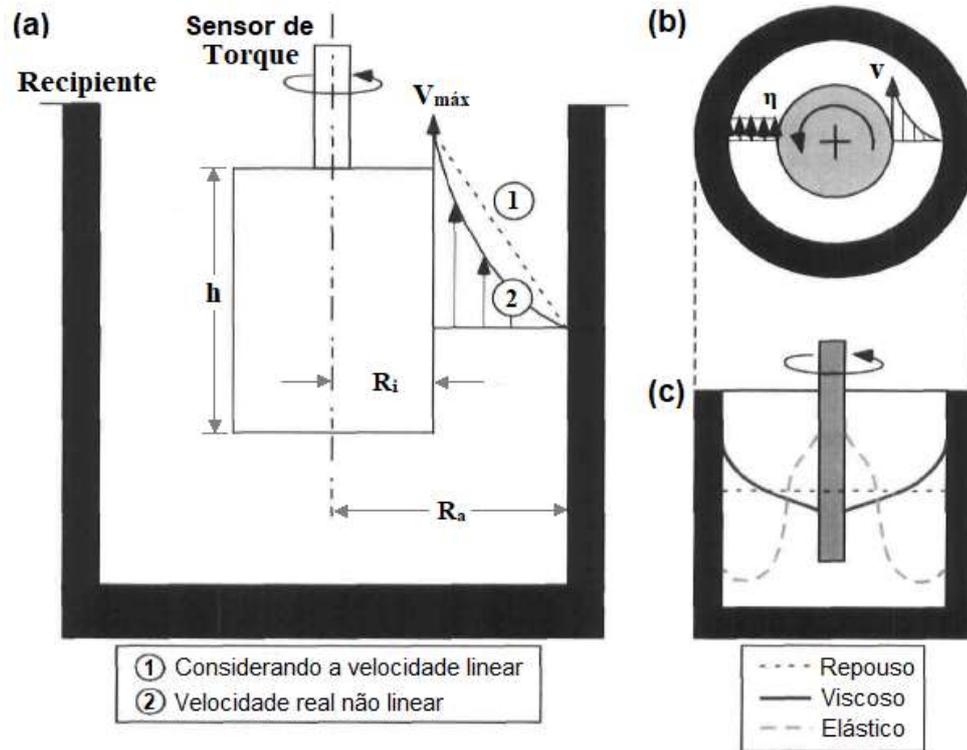


Figura 2.42 – Esquema de um Cilindro Rotacional Coaxial: (a) Rotação do rotor, (b) distribuição da velocidade e viscosidade durante o cisalhamento e (c) respostas de diferentes fluidos (baseado em Jeong, 2006)

Para fluxos independentes do tempo, baseando-se na Figura 2.42 e nos estudos de Steffe (1996), Schramm (1998) e Hotta (2019), pode-se determinar a velocidade de deformação (dv/dy) e a tensão de cisalhamento (τ_i) em qualquer posição radial no espaço, conforme descrito nas Equação 2.16 e 2.17 respectivamente. Já a Equação 2.18 determina o Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ).

$$dv/dy = 2\omega \left(\frac{R_a^2}{R_a^2 - R_i^2} \right) \quad (\text{Equação 2.16})$$

$$\tau_i = \frac{M_d}{2\pi \cdot h \cdot R_i^2} \quad (\text{Equação 2.17})$$

$$\mu = \frac{\tau_i}{dv/dy} \quad (\text{Equação 2.18})$$

Onde:

dv/dy = velocidade de deformação do rotor (s^{-1});

ω = velocidade angular (s^{-1});

R_i = raio do rotor (cm);

R_a = raio do recipiente (cm);

τ_i = tensão cisalhamento aplicada no rotor (Pa);

M_d = torque a ser medido (N.cm);

h = altura do rotor (cm)

A seguir será descrito como cada equipamento, viscosímetro ou reômetro cilíndrico rotacional coaxial, considera o comportamento do fluido para cada tipo de modelo reológico (STEFFE, 1996; MACHADO, 2002; HOTTA, 2019).

A velocidade linear do rotor (u) é dada por:

$$u = R_i \cdot \omega \quad (\text{Equação 2.19})$$

Como ω é a velocidade angular do cilindro, então tem-se:

$$\frac{du}{dR_i} = \frac{R_i \cdot d\omega}{dR_i} + \omega \quad (\text{Equação 2.20})$$

ω não está relacionada com o cisalhamento interno da amostra. Logo, pode-se reescrever a Equação 2.20 na Equação 2.21:

$$\frac{du}{dR_i} = \frac{R_i \cdot d\omega}{dR_i} \quad (\text{Equação 2.21})$$

Desta forma pode-se definir a velocidade de deformação (dv/dy) em função de ω :

$$dv/dy = -\frac{du}{dR_i} = -\frac{R_i \cdot d\omega}{dR_i} \quad (\text{Equação 2.22})$$

Considerando que o torque é constante com o fluxo estável, pode-se correlacionar a velocidade angular com a tensão de cisalhamento. Assim:

$$R_i = \left(\frac{M_d}{2\pi \cdot h \cdot \tau_i} \right)^{1/2} = \left(\frac{M_d}{2\pi \cdot h} \right)^{1/2} \cdot (\tau_i)^{-1/2} \quad (\text{Equação 2.23})$$

$$\frac{dR_i}{d\tau_i} = \left(\frac{M_d}{2\pi \cdot h} \right)^{1/2} \cdot (\tau_i)^{-3/2} \quad (\text{Equação 2.24})$$

Substituindo o valor de torque definido, obtêm-se:

$$\frac{dR_i}{d\tau_i} = \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h \cdot R_i^2 \cdot \tau_i}{2\pi \cdot h} \right)^{1/2} \cdot (\tau_i)^{-3/2} = \frac{-R_i}{2\tau_i} \quad (\text{Equação 2.25})$$

$$\frac{dR_i}{R_i} = \frac{-d_i}{2\tau_i} \quad (\text{Equação 2.26})$$

Desta forma, pode-se reescrever a velocidade de deformação (dv/dy) em função da tensão cisalhante (R_i):

$$dv/dy = -\frac{R_i \cdot d\omega}{dR_i} = f(\tau) \quad (\text{Equação 2.27})$$

$$d\omega = -\frac{dR_i}{R_i} f(\tau) \quad (\text{Equação 2.28})$$

Substituindo a Equação 2.28 na Equação 2.26, têm-se:

$$d\omega = \frac{1}{2} f(\tau) \frac{d\tau_i}{\tau_i} \quad (\text{Equação 2.29})$$

Considerando que a velocidade angular é zero na superfície do recipiente e igual a Ω na superfície do cilindro (não escorregamento da lama nas superfícies do copo e do cilindro), pode-se integrar a Equação 2.29, resultando na Equação 2.30.

$$\int_{\omega=\Omega}^{\omega=0} d\omega = \frac{1}{2} \int_{\tau_i}^{\tau_a} f(\tau) \frac{d\tau_i}{\tau_i} \quad (\text{Equação 2.30})$$

$$\Omega = -\frac{1}{2} \int_{\tau_i}^{\tau_a} f(\tau) \frac{d\tau_i}{\tau_i} \quad (\text{Equação 2.31})$$

A solução da Equação 2.31 depende de $f(\tau)$ que é função do comportamento do fluido, ou seja, para cada modelo reológico (e.g. Newtoniano, Leis de Potência e Bingham) existirá uma $f(\tau)$ específica (STEFFE, 1996 e HOTTA, 2019).

- Fluidos Newtonianos:

A Lei de Viscosidade de Newton pode ser descrita pela Equação 2.32.

$$f(\tau) = \frac{dv}{dy} = \frac{\tau_i}{\mu} \quad (\text{Equação 2.32})$$

Substituindo na Equação Geral 2.31:

$$\Omega = -\frac{1}{2} \int_{\tau_i}^{\tau_a} f(\tau) \frac{d\tau_i}{\tau_i} = -\frac{1}{2} \int_{\tau_i}^{\tau_a} \left(\frac{\tau_i}{\mu}\right) \frac{d\tau_i}{\tau_i} = -\frac{1}{2\mu} \int_{\tau_i}^{\tau_a} d\tau \quad (\text{Equação 2.33})$$

Logo:

$$\Omega = \frac{1}{2\mu} (\tau_i - \tau_a) = \frac{1}{2\mu} \left[\frac{M_d}{2\pi \cdot h \cdot R_i^2} - \frac{M_d}{2\pi \cdot h \cdot R_a^2} \right] \quad (\text{Equação 2.34})$$

$$\Omega = \frac{M_d}{4\mu \cdot \pi \cdot h} \left[\frac{1}{R_i^2} - \frac{1}{R_a^2} \right] \quad (\text{Equação 2.35})$$

Através da Equação 2.35 percebe-se que, nos fluidos newtonianos, o torque (M_d) é diretamente proporcional a velocidade do cilindro (Ω).

- Leis de Potência:

A relação entre a tensão e a velocidade de deformação (dv/dy) é dada pela Equação 2.36:

$$f(\tau) = \frac{dv}{dy} = \left(\frac{\tau_i}{k}\right)^{1/n} \quad (\text{Equação 2.36})$$

Aplicando na Equação Geral 2.31:

$$\Omega = -\frac{1}{2} \int_{\tau_i}^{\tau_a} \left[\left(\frac{\tau_i}{k} \right)^{1/n} \right] \frac{d\tau_i}{\tau_i} \quad (\text{Equação 2.37})$$

Solucionando a integração obtêm-se:

$$\Omega = \frac{1}{2k^{1/n}} (\tau_b^{1/n} - \tau_c^{1/n}) \quad (\text{Equação 2.38})$$

Para os fluidos com comportamento reológico descritos por uma lei de potência, percebe-se que o torque (M_d) não é diretamente proporcional a velocidade do cilindro (Ω), por causa da influência do coeficiente de potência (n).

- Fluidos de Bingham:

A relação entre a tensão e a velocidade de deformação (dv/dy) para estes fluidos pode ser expressa pela Equação 2.39.

$$f(\tau) = \frac{dv}{dy} = \left(\frac{\tau_i - \tau_0}{k} \right) \quad (\text{Equação 2.39})$$

Aplicando a relação anterior na Equação Geral 2.31:

$$\Omega = -\frac{1}{2} \int_{\tau_i}^{\tau_a} \left(\frac{\tau_i - \tau_0}{k} \right) \frac{d\tau_i}{\tau_i} \quad (\text{Equação 2.40})$$

$$\Omega = \left[\frac{M_d}{4k.\pi.h} \right] \left[\frac{1}{R_i^2} - \frac{1}{R_a^2} \right] - \frac{\tau_0}{k} \ln \left(\frac{R_a}{R_i} \right) \quad (\text{Equação 2.41})$$

Vale ressaltar que a equação acima só é válida em situações em que a tensão cisalhante não exceda a tensão de escoamento. Logo, a tensão mínima cisalhante é igual a:

$$\tau_{i,\text{mín}} = \frac{M_{d,\text{mín}}}{2\pi.h.R_a^2} > \tau_0 \quad (\text{Equação 2.42})$$

Sendo $M_{d,\text{mín}}$ o torque mínimo para que a tensão cisalhante (τ_i) exceda a tensão de escoamento (τ_0).

2.3.7 ELASTICIDADE E RÍGIDEZ – ANÁLISE ATRAVÉS DE REÔMETROS

De acordo com Markgraf (2006), sob pequenas tensões, as deformações de materiais sólidos são mais ou menos proporcionais à tensão aplicada. A constante de proporcionalidade (elasticidade), é dada pelo inverso do módulo de elasticidade de Young (relação linear entre tensões e deformações). No entanto, após uma certa deformação, há a mudança de comportamento do material, uma vez que deformações plásticas ocorrem. Nesse sentido, o conhecimento da rigidez do solo na região elástica linear é importante para avaliar a resposta do solo sob cargas dinâmicas, como carregamentos mecânicos ou vibrações (GARCIANO *et al.*, 2001). De acordo com Santamarina (2001) e Jardine (1992) - (Figura 2.43) - o comportamento rígido de um solo pode ser dividido em quatro zonas, descritas a seguir:

- Zona 1: região elástica linear – sem deformações plásticas;
- Zona 2: região elástica não-linear – início de deformações plásticas, porém com magnitudes não consideráveis;
- Zona 3: região de “pré-rendimento à plasticidade” – deformações plásticas e elásticas consideráveis;
- Zona 4: região totalmente plástica - degradação crescente da rigidez, deformações elásticas não-consideráveis.

Através de ensaios de varredura de amplitude (condições oscilatórias) realizados em reômetros, é possível estudar o estado elástico e o estado plástico (viscoso) de um solo quando submetido a um carregamento, como descrito por Jardine (1992) e Jardine *et al.* (2004). Tais autores afirmam que inicialmente o comportamento do solo é caracterizado por uma elasticidade total, incluindo uma faixa de deformação viscoelástica linear (Estágio A da Figura 2.43), uma fase intermediária definida por um estado de transição no qual ocorre a degradação da rigidez e o desenvolvimento da deformação plástica (viscosa) – Estágio B da Figura 2.43 e uma fase final de cedência (fluência) do solo (Estágio C da Figura 2.43).

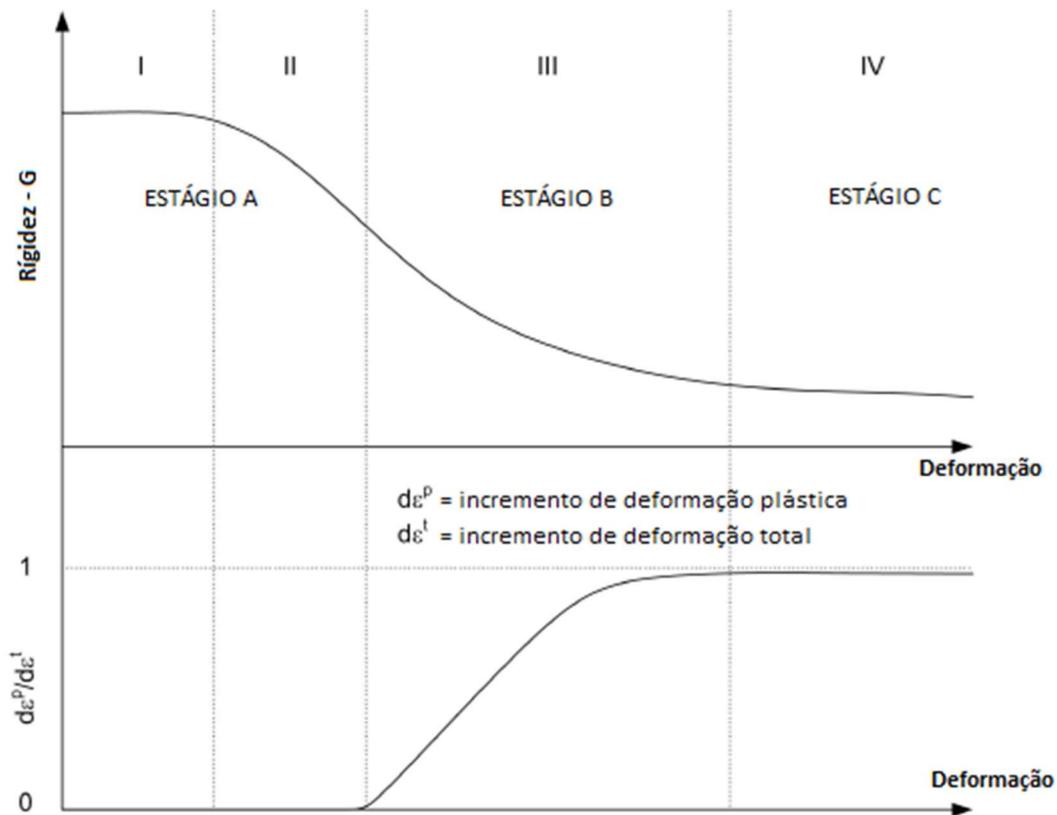


Figura 2.43 – Caracterização de quatro zonas de deformação (adaptado de Jardine, 1992)

Uma outra forma de se analisar a perda de elasticidade e da rigidez de um material com a aplicação de uma frequência pré-determinada, baseia-se na determinação dos módulos cisalhantes G' e G'' . De acordo com Markgraf (2006) o módulo de armazenamento G' (Pa) representa o comportamento elástico de uma amostra e o módulo de perda G'' (Pa) indica o seu componente viscoso em ensaios oscilatórios. Mezger (2002; 2014) definem que:

- Se $G' > G''$: o componente elástico prevalece sobre o componente viscoso;
- $G' < G''$: o componente viscoso excede o elástico, a plasticidade do solo é mobilizada e suas partículas (lamelas) fluem de acordo com a deformação imposta.

Sendo os módulos supracitados dados por:

$$G' = \frac{\tau_A}{\gamma_A} \cos \delta \quad (\text{Equação 2.43})$$

$$G'' = \frac{\tau_A}{\gamma_A} \sin \delta \quad (\text{Equação 2.44})$$

Onde:

τ_A = tensão cisalhante no ensaio de amplitude (Pa);

γ_A = deformação no ensaio de amplitude;

δ = ângulo de mudança de fase sol-gel, limite do regime elástico-viscoso ($^\circ$);

Segundo Mezger (2014) após uma determinada deformação (γ_L) associada à uma tensão de escoamento, o solo apresenta um comportamento plástico (viscoso) e quando o módulo de armazenamento G' (comportamento elástico) “ultrapassa” o módulo de perda G'' (comportamento viscoso) o solo se comporta como fluido (Figura 2.44).

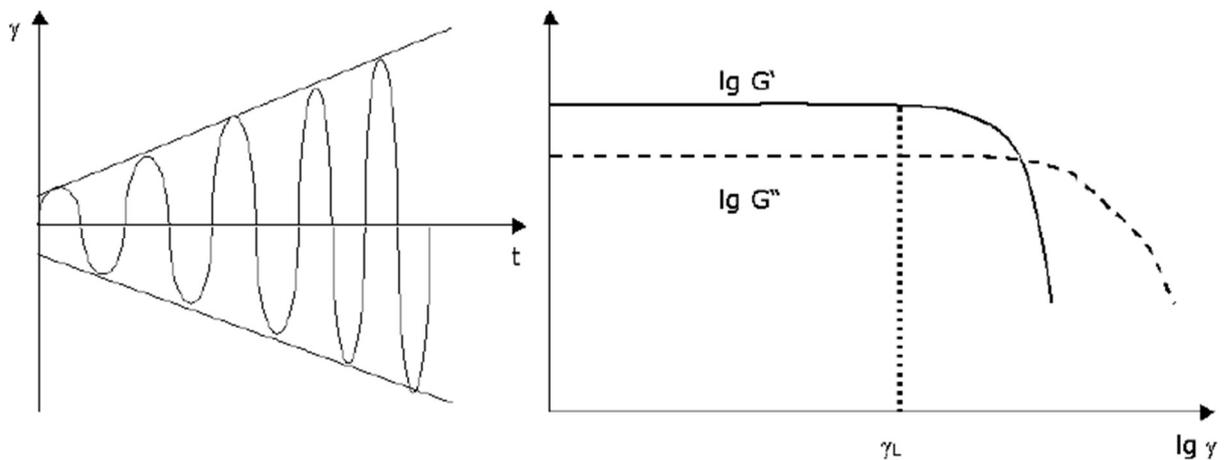


Figura 2.44 – Comportamento típico de materiais em Ensaio de Amplitude de Varredura (Markgraf, 2006)

A rigidez de um solo também pode ser analisada, com base nos ensaios oscilatórios realizados, é através da determinação da razão entre o módulo de perda, G'' , e o módulo de armazenamento, G' , sendo tal razão igual a tangente de δ). Os módulos supracitados são componentes vetoriais derivados do módulo dinâmico complexo G^* , como indicado na Figura 2.45.

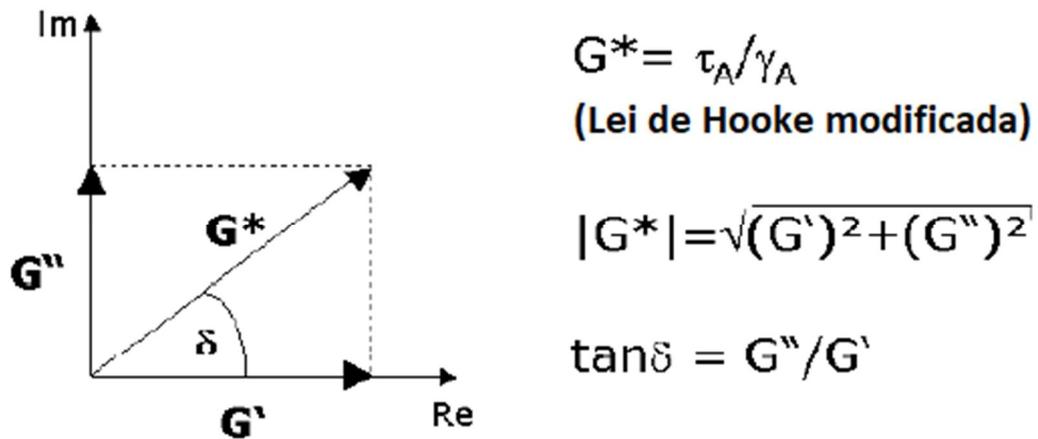


Figura 2.45 – Relação entre o módulo de cisalhamento complexo G^* e os módulos de armazenamento (G') e de perda (G'') – adaptado de Markgraf (2006)

De acordo com Markgraf (2006), quando a tangente de δ for maior que 1, o material ensaiado possui comportamento majoritariamente de caráter viscoso. Por sua vez, se a tangente de δ for menor que 1 o comportamento do solo é governado pelo regime elástico e, no caso de tangente de δ igual a 1 o solo possui comportamento viscoelástico, definindo nesse estágio do ensaio o ponto de escoamento do material. Ao se comparar duas amostras ensaiadas, aquela que apresentar maior deformação quando a tangente de δ for igual a 1 possui maior rigidez microestrutural (maior estabilidade) do que a outra amostra ensaiada.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental desenvolvido no presente trabalho se baseou no estudo dos solos *offshore* provenientes da Bacia de Pelotas, por meio de ensaios relativos a:

- Caracterização Físico-Química (microscopia eletrônica de varredura, difração de raio X, fluorescência de raio X, espectrometria ótica, área superficial específica, tamanho dos poros, calorimetria diferencial de varredura, umidade, densidade dos grãos, limites de Atterberg, granulometria, velocidade de propagação do pulso ultra-sônico e condutividade hidráulica);
- Comportamento Geotécnico (compressão oedométrica, expansão unidimensional e mini-palheta);
- Comportamento Viscoso (viscosímetro rotacional, reômetro rotacional e triaxiais adensados hidrosticamente não drenados);

De forma sucinta a Tabela 3.1 indica a quantidade total de ensaios realizados no programa experimental deste trabalho.

Tabela 3.1 – Quantidade total de ensaios realizados para cada tipo de experimento

	Ensaio	Quantidade de Ensaio
Caracterização Físico-Química	Microscopia Eletrônica de Varredura	32
	Difração de Raio X	2
	Fluorescência de Raio X	3
	Espectrometria Ótica	3
	Área Superficial e Tamanho dos Poros	2
	Calorimetria Diferencial de Varredura	2
	Umidade	261
	Densidade dos Grãos	4
	Limite de Liquidez + Limite de Plasticidade	8
	Granulometria	5
	Velocidade de propagação de pulso ultra-sônico	2
	Condutividade Hidráulica	2
Comportamento Geotécnico	Compressão oedométrica	4
	Expansão Unidimensional	6
	Mini-palheta	855
Comportamento Viscoso	Viscosímetro Rotacional	900
	Reômetro Rotacional	52
	Triaxiais CIU	6

3.1 MATERIAIS

3.1.1 ÁGUA

A água utilizada na remoldagem das amostras (quando realizada), nas etapas de saturação e na realização de todos os ensaios experimentais é oriunda da rede hidráulica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) sendo considerada potável. No entanto, antes da utilização da água, esta passava por um processo de destilação, utilizando-se para isso o destilador do LEGG/UFRGS.

3.1.2 SOLO *OFFSHORE* – BACIA DE PELOTAS

O solo analisado nesta pesquisa é oriundo da Bacia de Pelotas. A Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP) extraiu e doou em 2009 à Universidade Federal do Rio Grande (FURG), 876 testemunhos extraídos pela FUGRO LTDA, por meio de amostradores tipo *piston core*. A Figura 3.1 indica a localização geográfica da extração destes testemunhos.

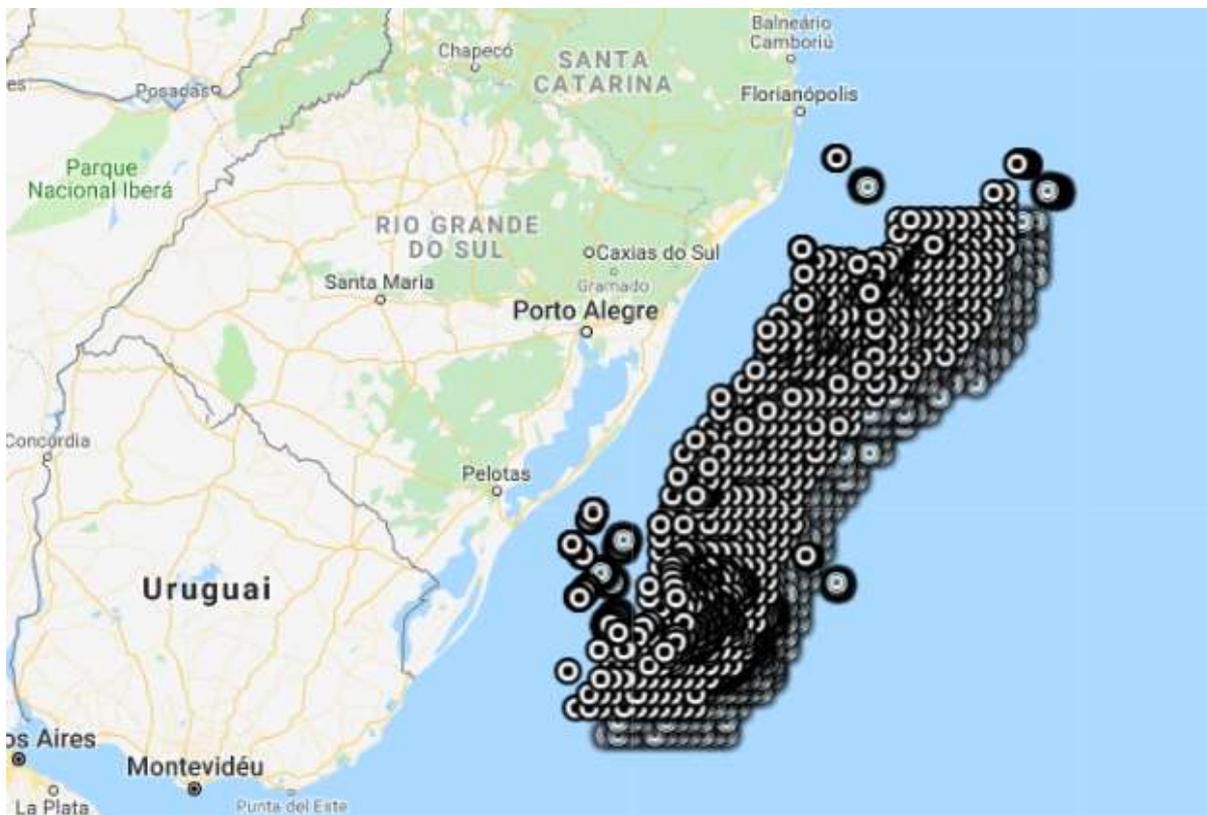


Figura 3.1 – Localização geográfica da extração dos 876 testemunhos (*Google Maps*)

Os testemunhos foram armazenados em um container refrigerado no Laboratório de Oceanografia Geológica – LOG (CORREIA *et al.*, 2009), como mostrado na Figura 3.2. Após abertos, os tubos eram isolados com isopor para evitar sua desestruturação e, também, com cap's de PVC para minimizar a perda de umidade. Devido ao tempo de coleta e à perturbação decorrente do armazenamento, transporte e técnica de extração, as amostras foram consideradas amolgadas. Além disso, a umidade do solo argiloso não é representativa da umidade do campo e constatou-se a presença de oxidação em certos trechos dos testemunhos, proveniente da existência de matéria orgânica, tais trechos foram desprezados do presente estudo.



Figura 3.2 – Armazenamento dos testemunhos em um contêiner com sistema de refrigeração

O LOG (FURG) disponibilizou ao LEGG (UFRGS), em 2019, uma remessa de 29 testemunhos dentre os 876 existentes, especificamente para o desenvolvimento deste trabalho. A Tabela 3.2 indica as características dos testemunhos selecionados e a Figura 3.3 exhibe suas localizações geográficas.

Tabela 3.2 – Informações sobre os testemunhos *offshore* obtidos para a presente pesquisa

Nomenclatura	Prof. Amostrado (m)	Recuperação (m)*	COORD. COLETA (UTM) - meridiano central: 51 S	
			X (Leste)	Y (Norte)
SAT-005	100	0,91	791626,437	6886575,244
SAT-007	100	0,62	790791,214	6887638,538
SAT-062	124	1,63	746318,002	6776450,352
SAT-079	1591	0,67	856818,314	6740786,780
SAT-081	1660	0,87	859757,605	6737164,247
REG-433	151	1,75	716421,604	6645881,814
SIS-398	226	1,06	751065,961	6647844,247
SIS-241	1854	1,90	866526,167	6703370,748
REG-205	2127	3,15	891989,826	6707649,215
SIS-766	1053	1,93	584376,095	6387432,921
SIS-801	1488	2,84	628400,576	6341967,751
SAT-096	1530	2,91	624252,204	6480736,980
SAT-091	1553	1,64	625831,928	6484963,889
SIS-969	126	0,98	499256,559	6298895,417
REG-935	220	0,17	541953,000	6315432,434
REG-996	958	0,26	472357,918	6232313,295
SIS-722	1694	3,98	642918,047	6352005,716
REG-727	2528	2,74	667922,048	6330693,984
SIS-713	1354	1,67	605341,052	6386274,999
SIS-717	1425	1,64	617688,470	6373149,321
REG-719	1470	1,83	626356,136	6364597,791
SIS-696	1489	3,14	609899,669	6401348,042
SIS-669	1950	2,35	659134,658	6381315,857
REG-566	2460	1,78	684356,462	6463491,635
SAT-168	3015	1,45	743821,586	6405078,615
SAT-164	3020	2,50	746893,659	6408567,916
REG-578	1775	1,05	642273,248	6497436,912
SIS-175	2279	1,27	917914,434	6712549,327
REG-564	2815	0,67	712026,495	6429674,538

*Os primeiros 20 cm de cada amostra foram retirados pelo LOG (FURG) para análises próprias, os valores de recuperação expressos na tabela já consideram essa retirada.



Figura 3.3 – Localização geográfica dos 29 testemunhos selecionados (*Google Maps*)

Nos tubos mais próximos da costa e nos trechos mais próximos da superfície foram encontrados detritos de invertebrados. Kuo & Bolton (2009) e Meadows & Tait (1989) afirmam que tais seres alteram os perfis de resistência dos solos marinhos, uma vez que estes animais escavam o solo formando uma rede de dutos subterrâneos nas camadas superficiais, tais dutos formam caminhos preferenciais de drenagem. Sendo típico encontrar estes detritos soterrados devido a ocorrência de deslizamentos submarinos.

A Figura 3.4 exhibe estes detritos encontrados nos testemunhos fornecidos, sendo descartados nas análises de viscosidade desta pesquisa. Devido a heterogeneidade, presença de detritos, oxidação e ressecamento de certos materiais contidos nos 29 testemunhos, foram selecionados apenas algumas tubos amostradores para a realização do presente trabalho.



Figura 3.4 – Amostra de solo argiloso *offshore* com presença de detritos de invertebrados

A nomenclatura dos testemunhos foi pré-determinada pela ANP. Santos (2010) realizou ensaios de peneiragem/pipetagem segundo métodos descritos em Suguio (1973) na FURG em 2009, seus resultados granulométricos são indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Análise granulométrica de amostras da Bacia de Pelotas analisadas na FURG em 2009 (baseado em Santos, 2010)

Amostra	Lâmina d'água (m)	Sistema Depositional Marinho	Profundidade (m)	% Cascalho	% Areia	% Silte	% Argila	Classificação**
SAT 122	169	Plataforma Continental	0,20 - 0,30	0,95	2,85	54,20	42,01	Silte Fino
			0,41 - 0,43	2,14	5,28	44,56	48,02	Silte Fino
			0,70	0,00	0,45	44,71	54,84	Argila Grossa
			1,50	0,00	0,33	54,22	45,45	Silte Muito Fino
SIS 619 *	172	Plataforma Continental	0,20 - 0,29	20,87	56,76	9,85	12,52	Areia muito Fina
			0,35 - 0,38	12,51	40,00	26,89	20,60	Areia Fina
			0,40 - 0,50	2,99	19,13	66,14	11,74	Silte Grosso
			0,53 - 0,56	10,34	26,83	50,99	11,84	Silte muito Grosso
			1,08	0,34	5,54	61,59	32,54	Areia muito Fina
			1,15	13,09	75,91	11,01	0,00	Silte Fino
			1,17	4,06	5,82	69,04	21,07	Areia Grossa
			1,26	3,93	26,80	35,52	33,76	Silte Médio
			1,39	1,32	12,72	60,68	22,29	Silte Fino
1,56	9,12	79,19	11,69	0,00	Areia Média			
REG 40	2747	Planície Abissal	0,10	0,00	0,28	36,21	63,51	Argila Grossa
			0,70	0,00	5,65	37,37	56,98	Argila Grossa
			1,30	0,00	7,73	36,85	55,42	Argila Grossa
REG 646	1.990	Cone do Rio Grande	0,40 - 0,50	0,00	0,45	59,33	40,23	Silte Fino
			0,40 - 0,50	0,00	0,68	54,99	44,33	Silte Fino
			1,63 - 1,69	0,00	0,80	56,31	42,90	Silte Fino
REG 680	2.777	Sopé do Talude	0,05	0,00	3,60	57,81	38,59	Silte muito Fino
			0,15	0,00	2,85	65,40	31,76	Silte muito Fino

			0,2	0,00	3,82	56,69	39,48	Silte muito Fino
			0,7	0,00	3,06	64,19	32,75	Silte muito Fino
			0,84	0,00	3,44	58,07	38,49	Silte muito Fino
			1,34 - 1,44	3,22	4,74	61,85	30,19	Silte muito Fino
			1,75 - 1,77	0,00	5,58	66,10	25,32	Silte muito Fino
			1,94	0,00	5,94	77,93	16,14	Silte Fino
			2,04	0,00	5,28	42,95	51,77	Argila Grossa
			2,34 - 2,44	0,00	3,13	58,84	38,03	Silte muito Fino
			2,71	0,00	10,57	59,28	30,15	Silte Fino
REG 945	2.072	Sul do Cone	0,25	0,00	2,45	46,67	50,88	Argila Grossa
			95,00	0,00	2,55	55,05	42,40	Silte Fino
			1,26	0,00	1,81	51,39	46,80	Silte Fino
			1,50	0,00	1,93	52,47	45,61	Silte Fino
REG 960	2.400	Sul do Cone	0,20 - 0,37	0,00	4,10	72,82	23,08	Silte Fino
			0,77	0,00	2,14	71,87	25,99	Silte Fino
			1,36 - 1,46	0,00	5,26	61,04	33,70	Silte muito Fino
REG 973	1.907	Sul do Cone	0,60 - 0,70	0,00	0,40	74,07	25,53	Silte Fino
			1,70 - 1,80	0,00	3,13	57,81	39,06	Silte muito Fino
REG 988	1.186	Sul do Cone	0,30 - 0,40	0,00	14,70	63,82	21,48	Silte Médio
			0,75	0,00	24,94	60,02	15,04	Silte Médio
			1,70 - 1,80	0,00	5,65	63,08	31,28	Silte muito Fino

*Juntamente com as areias e cascalhos deste testemunho, foram encontradas grandes quantidades de restos de conchas e fragmentos calcários inteiros.

**Terminologia utilizada na área de oceanografia.

3.2 MÉTODOS E EQUIPAMENTOS

Os métodos e equipamentos empregados nesta pesquisa são descritos a seguir.

3.2.1 PREPARAÇÃO DO SOLO *OFFSHORE*

Buscando-se a simulação da condição real de campo, realizou-se inicialmente a secagem do solo em estufa a 110 °C até constância de massa, o que pode ter resultado em combustão de matéria orgânica (fato este favorável a pesquisa, uma vez que retirou a contribuição de uma possível variável não contemplada no vigente estudo). Posteriormente, realizou-se a remoldagem do material adicionando-se água destilada ao solo *offshore*, até a umidade desejada, em determinados ensaios. O cálculo da água necessária para este processo considerou o teor de umidade inicial de cada testemunho individualmente e o peso específico saturado indicado no Relatório da Petrobrás (2011). Após a adição de água, o solo era homogeneizado de forma manual por no mínimo 30 minutos.

A Tabela 3.4 apresenta os valores de umidade, índice de vazios e peso específico saturado utilizados nesse trabalho para as amostras *offshore* remoldadas. Al-Bared & Marto (2017) compilaram os estudos de diversos autores em relação ao teor de umidade de solos marinhos *in loco*, esta compilação indicou uma faixa de variação de valores entre 39 e 175%, dependendo da profundidade e localização da amostragem. Dessa forma, os teores de umidade adotados nessa pesquisa (70, 78 e 85%) encontram-se dentro da faixa de variação contatado na bibliografia consultada.

Tabela 3.4 – Valores de umidade, índice de vazios e peso específico saturado utilizados nesse trabalho para as amostras *offshore* remoldadas

w (%)	<i>e</i>	γ_{sat} (kN/m ³)
70	1,91	15,7
78	2,16	15,2
85	2,37	14,8

Doglioli (2014) e Emery & Meincke (1986) indicam que as massas de água profunda do oceano Atlântico ocorrem a mais de 1.500 metros de lâmina d'água, possuindo temperaturas entre -1,8

a 4,0 °C. Baseando-se nessas informações definiu-se níveis de temperatura para realização dos ensaios, sendo a temperatura mínima ensaiada de -2,0°C nos ensaios de viscosimetria, reometria e palheta. Buscando-se a simulação da condição real de campo, realizou-se a remoldagem do material adicionando-se água destilada ao solo *offshore*, até a umidade desejada, em determinados ensaios.

3.2.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

As características microscópicas (formato dos grãos) dos argilominerais foram avaliadas por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) realizada no Centro de Microscopia e Microanálise da UFRGS. O equipamento utilizado é da marca JEOL, modelo JSM 6060 com tensão de funcionamento máxima de 30 kV, produzindo imagens com alta resolução e ampliação. Previamente ao ensaio, as amostras eram secas e o solo destorroado era então metalizado, permitindo o melhor contraste e, conseqüentemente, melhor resolução das imagens a serem obtidas. A Figura 3.5 indica 5 *stubs* com as amostras metalizadas e 4 *stubs* sem amostras, assim como o equipamento supracitado.

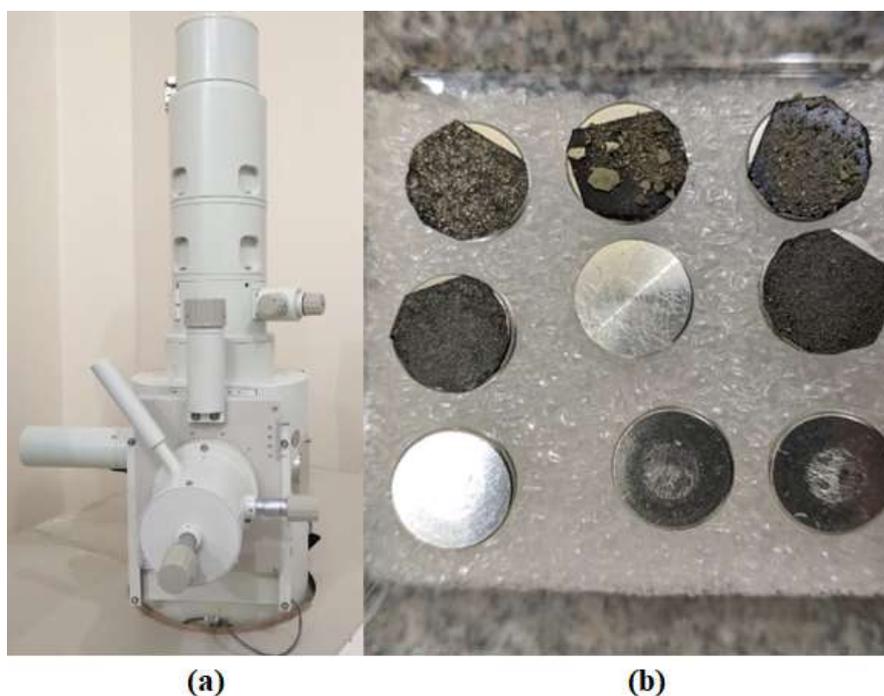


Figura 3.5 – Ensaio de MEV, (a) equipamento JEOEL JSM 6060 e (b) 5 *stubs* metalizados

De forma geral, o funcionamento do microscópio eletrônico de varredura consiste na emissão de um feixe de elétrons a partir de uma fonte, de acordo com a aplicação de uma diferença de potencial, nesta pesquisa aplicou-se 3 e 9 kV. Lentes condensadoras reduzem o diâmetro deste feixe de elétrons e uma segunda lente focaliza o feixe sobre a amostra a ser analisada. Bobinas eletromagnéticas realizam a varredura do fluxo de feixes gerando diferentes sinais específicos que produzem a imagem microscópica.

3.2.3 DIFRAÇÃO DE RAIOS X (DRX)

Visando a determinação quantitativa das estruturas cristalinas e amorfas presentes nos solos desta pesquisa, realizaram-se ensaios de difração de raios X (DRX) no Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER) da UFRGS. O difratômetro do LACER é da marca PHILLIPS, modelo X'Pert MDP (tubo de Raios X com radiação $\text{Cu K}\alpha$, PW 3373/00, com detector PW 3011/10), possuindo um passo de $0,002^\circ$, velocidade $0,05^\circ/\text{s}$ e ângulos de varredura de 2 a 75° (2θ).

Basicamente, o funcionamento deste equipamento consiste na iluminação do material cristalino por meio de uma fonte de raios-X, gerando picos de difração. As posições dos picos são definidas por parâmetros das células unitárias de cristal, e as intensidades dos picos são dadas pelo posicionamento dos átomos na célula unitária. Neste sentido, utilizam-se cerca de 32.000 padrões de referência consagrados na literatura para definir cada mineral, tendo por base os parâmetros adquiridos.

Ressalta-se que a difração de raios-X (DRX) é a técnica mais eficaz na identificação dos minerais presentes na fração argilosa, pois o comprimento de onda do sinal emitido e difratado é da mesma magnitude do espaçamento atômico ($\sim 1\text{\AA}$) entre os planos cristalinos dos argilominerais (MITCHELL & SOGA, 2005).

3.2.4 FLUORESCÊNCIA DE RAIOS X (FRX)

A avaliação da composição química dos solos estudados se deu por meio de ensaios de Espectrometria de Fluorescência de Raios-X (FRX), esta técnica identifica e determina a proporção dos elementos químicos de cada amostra. Vale ressaltar que os resultados inerentes ao ensaio de FRX apresentam apenas uma composição química elementar, não havendo

distinção entre as diferentes substâncias compostas pelo mesmo elemento. Exemplo: o ensaio pode indicar a presença do elemento ferro (Fe) mas não irá identificar necessariamente que esse elemento é de um óxido de ferro (Fe_2O_3).

Os ensaios de FRX foram realizados no Instituto Tecnológico de Micropaleontologia (ITT Fossil) da UNISINOS, por meio do método Omnian semi-quantitativo no equipamento Espectrômetro de Fluorescência de Raios-X de bancada (PANalytical - Epsilon 1), equipamento este que funciona por energia dispersiva.

3.2.5 ESPECTROMETRIA ÓPTICA (ICP)

Visando a detecção quantitativa do elemento Sódio (Na) nas amostras de solo marinho, foi utilizado o ensaio de espectrometria óptica com plasma indutivamente acoplado. Essa técnica de detecção multielementar utiliza uma fonte de plasma extremamente quente para excitar os átomos ao ponto de emitirem fótons de luz de comprimento de onda característicos e específicos de um determinado elemento.

Esse ensaio foi necessário devido a limitação do ensaio de FRX que permite determinar apenas a concentração (%) de elementos químicos com número atômico maior que 12 – o sódio possui número atômico de 11. O equipamento utilizado nesse ensaio é o iCAP 7400 Duo da fabricante Thermo Fisher Scientific, do Instituto Tecnológico de Micropaleontologia (ITT Fossil) da UNISINOS.

3.2.6 ÁREA SUPERFICIAL (BET) E TAMANHO DOS POROS (BJH)

Visando estimar a capacidade de troca catiônica (CTC) dos argilominerais, realizou-se ensaios de determinação da área específica e tamanho dos poros, uma vez que tal capacidade é diretamente proporcional a área superficial destes minerais (BRINDLEY, 1984). Tais ensaios foram realizados no LACER (UFRGS), por meio de um Analisador de Área Superficial da marca Quantachrome, modelo Nova 1000e, operando com nitrogênio líquido e nitrogênio gasoso 5.0, aplicando o Método de BET (Teoria de Adsorção Multimolecular) desenvolvido por Brunauer *et al.* (1938).

O Método de BET determina a adsorção física de moléculas de gás sobre uma superfície sólida, sendo a área superficial calculada a partir da quantidade de gás necessária para formar uma monocamada sobre a partícula. Segundo Martins (1992), os argilominerais possuem superfície específica elevada, onde os fenômenos de cisalhamento são comandados por forças de superfície. Já o tamanho dos poros influencia na taxa de reação ou eficiência de um processo catalítico. Barrett *et al.* (1951) desenvolveram o Método BJH (Método de Barrett, Joyner e Halenda) para determinar o volume do poro de amostras sólidas, este método consiste na aplicação gradual de pressão até que todos os poros estejam cheios de líquido. Posteriormente, a pressão do gás é reduzida até sua condensação. As isotermas de adsorção e dessorção indicam o volume de poros e sua distribuição de tamanho.

3.2.7 CALORIMETRIA DIFERENCIAL DE VARREDURA (DSC)

Os instrumentos de Calorimetria Diferencial de Varredura (DSC) trabalham de acordo com o princípio da transferência de calor de forma homogênea na amostra analisada. Este ensaio mede as alterações nas propriedades físico-químicas de um material em função da temperatura e, também, identifica, caracteriza e determina a pureza destes materiais (ASTM E928, 2003). Os resultados de DSC informam as temperaturas características (fusão, cristalização, transições polimórficas, transição vítrea e entalpia), estabilidade térmica, estabilidade Oxidativa (OIT – Tempo de Indução Oxidativa, OOT – Temperatura de Começo de Oxidação), calor específico e distribuição do peso molecular.

A técnica aplica uma diferença de potência elétrica ou fluxo de calor entre a amostra e um material de referência. Simultaneamente, mede-se o calor absorvido ou liberado pela amostra, por meio de um calorímetro diferencial, na ocorrência de cada evento térmico (*e.g.* transição vítrea, cristalização e fusão). Os ensaios foram realizados no LACER, em um equipamento da marca Netzsch, modelo DSC 404 F1 Pegasus (cadinho de platina), com taxa de aquecimento de 10 °C/min. O ensaio teve início a temperatura ambiente e foi finalizado em 1500 °C.

3.2.8 TEOR DE UMIDADE

Inicialmente determinou-se a umidade de cada testemunho em três profundidades diferentes (topo, meio e base), de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016a), para a remoldagem do solo nas condições desejadas de ensaio. A determinação da umidade também ocorreu antes e após a realização de cada ensaio para a verificação da ocorrência da perda de água por evaporação ao longo dos experimentos. O processo consiste na pesagem do material úmido e posterior secagem, em estufa a 110°C até constância de massa.

3.2.9 DENSIDADE DOS GRÃOS

A NBR 6508 (ABNT, 1984), a NBR 6458 (ABNT, 2017a) e a ASTM D854 (2014a) foram utilizadas como base para a execução dos ensaios de Densidade dos Grãos. Basicamente, o procedimento de ensaio consiste na pesagem de 50gf de solo argiloso e, posteriormente, tal material é colocado em um béquer com água destilada, cobrindo-o totalmente durante 12 horas. Em seguida, a amostra é transferida para um copo metálico onde realiza-se a dispersão do material por 15 minutos. Posteriormente, o solo é transferido para um picnômetro calibrado e este é preenchido até metade de seu volume. Depois, aplica-se vácuo (90 kPa) por 15 minutos e acrescenta-se água destilada até 1 cm abaixo da base do gargalo, então aplica-se novamente a pressão de vácuo já referida, durante o mesmo intervalo de tempo.

Após o repouso do sistema (equilíbrio térmico com o ambiente), adiciona-se água até o menisco e pesa-se o conjunto (picnômetro + solo + água). Por meio da massa do material úmido ($M1$), a massa do conjunto ($M2$) e a massa do picnômetro calibrado com água ($M3$) calcula-se a densidade dos grãos do solo (adimensional) com a Equação 3.1

$$\rho_s = \frac{M_1 * 100 / (100 + w)}{\left[\frac{M_1 * 100}{100 + w} \right] + M_3 - M_2} * \rho_w(T) \quad (\text{Equação 3.1})$$

Sendo:

ρ_s = densidade dos grãos de solo (adimensional);

$M1$ = massa do solo úmido (gf);

$M2$ = massa do picnômetro + solo + água, a temperatura T de ensaio (gf);

$M3$ = massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, a temperatura T de ensaio (curva de calibração) - (gf);

w = umidade inicial da amostra;

$\rho_{w(T)}$ = densidade da água, à temperatura T de ensaio.

A Figura 3.6 ilustra a preparação da amostra para o ensaio e o picnômetro utilizado.

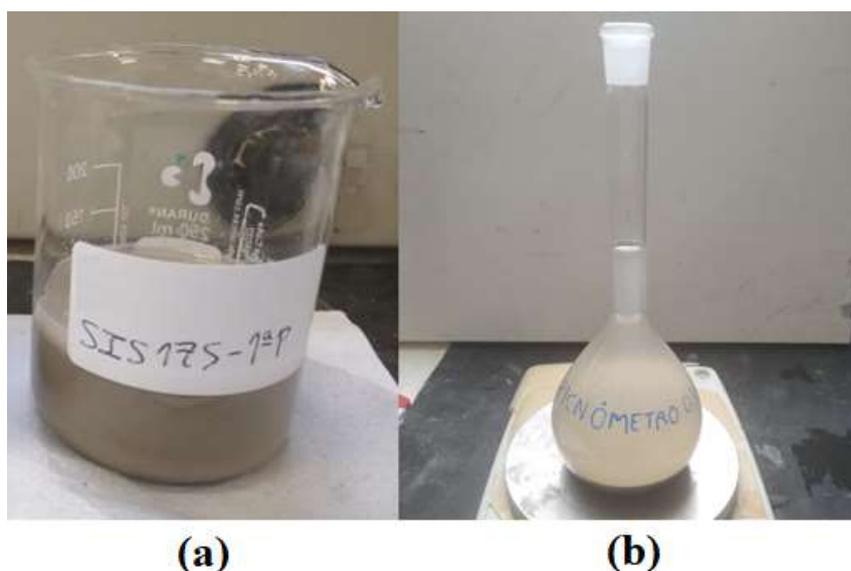


Figura 3.6 – Determinação da densidade dos grãos: (a) preparação da amostra e (b) picnômetro utilizado

3.2.10 LIMITES DE ATTERBERG

O Limite de Liquidez (LL), teor de umidade correspondente à passagem do estado plástico para o estado líquido, foi obtido seguindo os procedimentos das normas NBR 6459 (ABNT, 2017b) e ASTM D4318 (2017a) com auxílio do Aparelho de Casagrande.

Inicialmente o material era seco, destorroado, homogeneizado e, posteriormente, peneirado na peneira de abertura 0,42mm. Pesou-se 200g do material passante nesta peneira, em seguida foi adicionado pequenos volumes de água destilada, formando uma mistura. Após a homogeneização da mistura de solo e água, esta era moldada na concha do Aparelho de Casagrande já calibrado (em relação à altura de queda), sendo a espessura da parte central em

torno de 10 mm. Dividiu-se a massa de solo em duas partes, passando o cinzel por meio desta, de maneira a abrir uma ranhura. Recolocou-se a concha no aparelho e soltou-se a mesma contra a base, girando a manivela à razão de duas voltas por segundo. Anotou-se o número de golpes necessários para que as bordas inferiores da ranhura se unam ao longo de 13 mm de comprimento. Posteriormente, retirou-se uma pequena parcela (próximo a ranhura) para determinação da umidade.

Por fim, as operações descritas eram repetidas, com diferentes umidades, até se obter pelo menos 4 pontos de ensaio, cobrindo o intervalo de 35 a 15 golpes. O Limite de Liquidez é o teor de umidade (em porcentagem, aproximando para o número inteiro mais próximo) correspondente a 25 golpes, tendo por base os pontos de ensaio.

Já o Limite de Plasticidade (LP) é o teor de umidade correspondente à transição entre a moldagem da matéria sem gerar descontinuidade no campo de deslocamento, ou seja, não há fissuras e a moldagem da matéria quando as deformações não são distribuídas ao longo do solo de forma contínua, gerando fissuras (perda de plasticidade). Para sua determinação seguiu-se a NBR 7180 (ABNT, 2016b) e a ASTM D4318 (2017a). Neste ensaio, a preparação da amostra (secagem, destorroamento, homogeneização, pesagem e adição de água destilada) se deu da mesma forma que para a determinação do Limite de Liquidez.

O ensaio consiste na formação de uma bola de 10g da amostra preparada e, em seguida, esta era rolada sobre uma placa de vidro com pressão suficiente da palma da mão para lhe dar a forma de cilindro, com diâmetro de 3 mm e comprimento da ordem de 100 mm, até o início da fragmentação do cilindro. Então determinava-se a umidade da amostra. Esta operação foi repetida pelo menos três vezes, obtendo três valores de umidade com variação menor que 5% da média entre eles, sendo esta média de umidade o Limite de Plasticidade.

Tendo por base os limites de Atterberg supracitados, determina-se o Índice de Plasticidade pela Equação 3.2.

$$IP = LL - LP \quad (\text{Equação 3.2})$$

Onde:

IP = índice de plasticidade;

LL = limite de liquidez;

LP = limite de plasticidade.

Por meio dos valores de IP, LL e LP pode-se classificar os solos de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS), regulamentado pela ASTM D2487 (2017b). A Figura 3.7 exibe o Aparelho de Casagrande e o cilindro de referência utilizados para determinação dos limites supracitados.

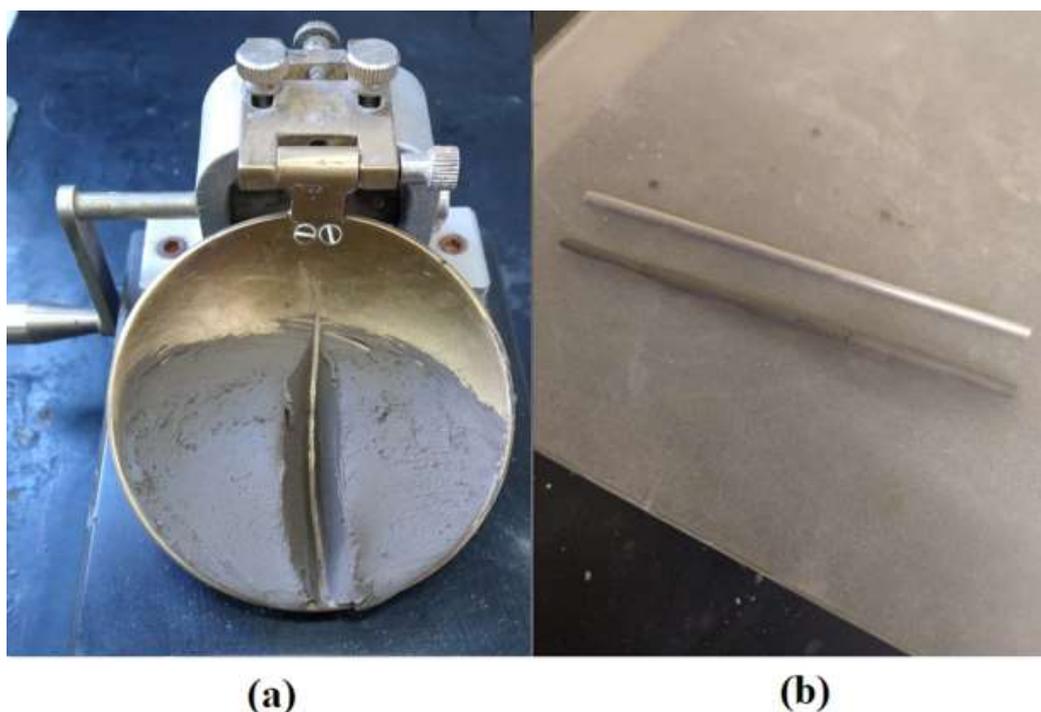


Figura 3.7 – (a) Aparelho de Casagrande e (b) cilindro de referência utilizados na determinação de LL e LP, respectivamente

3.2.11 GRANULOMETRIA

Para os ensaios de granulometria aplicaram-se as orientações da NBR 7181 (ABNT, 2018) e da ASTM D422 – 63 (2007). Para o material passante na peneira 2 mm realizou-se a Granulometria por Sedimentação e Peneiramento Fino. Vale ressaltar que para as amostras analisadas não houve material retido nesta peneira, ou seja, não foi realizado Peneiramento Grosso.

Do material passante na peneira 2,0mm, separaram-se 70g do solo argiloso para sedimentação e peneiramento fino, onde o material é transferido para um béquer de 250cm³ e acrescenta-se 125cm³ de defloculante (solução de hexametáfosfato de sódio com concentração de 45,7g do

sal por 1.000cm^3 de solução, tamponada com carbonato de sódio até pH entre 8 e 9). Agita-se o béquer até que todo o material fique imerso, seguido de repouso por 12 horas e dispersão por 15 minutos. O material é então transferido para uma proveta e água destilada é adicionada até 1.000cm^3 . As partículas são mantidas em suspensão em banho com temperatura constante. Ao se retirar a proveta do banho térmico, esta deve repousar até equilíbrio com a temperatura ambiente e, em seguida, são realizados movimentos enérgicos de rotação durante 1 minuto. Após este tempo anota-se a hora exata do início da sedimentação e mergulha-se o densímetro cuidadosamente na dispersão. Efetuam-se leituras do densímetro correspondentes aos tempos de sedimentação (t) de 0,5 min, 1 min e 2 min (este processo é repetido no mínimo 3 vezes). Fazem-se leituras, subsequentes à 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, e 24 h, do densímetro e da temperatura da mistura a contar do início da sedimentação. Por fim, todo o material é vertido na peneira 0,075 mm e efetua-se a lavagem do mesmo com água potável à baixa pressão.

A Figura 3.8a indica dois ensaios de sedimentação sendo realizados simultaneamente, assim como dois densímetros imersos em água destilada. Já a Figura 3.8b indica o conjunto de peneiras utilizadas para o Peneiramento Fino.

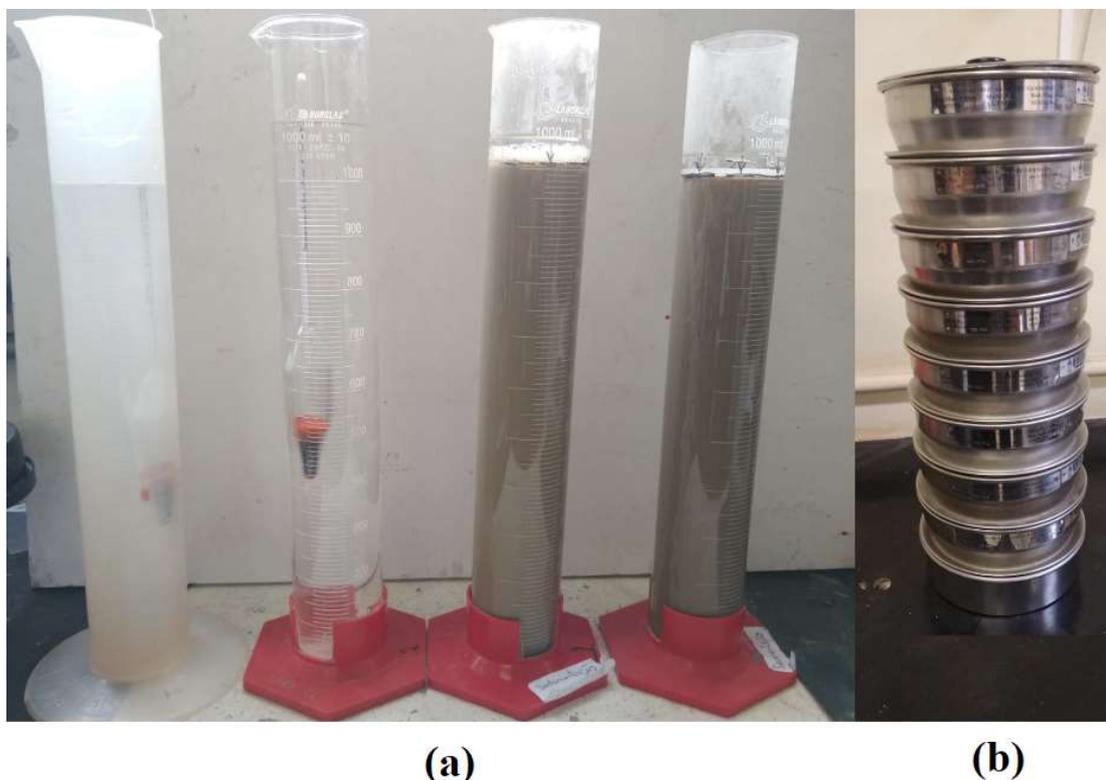


Figura 3.8 – (a) Dois ensaios de sedimentação e (b) peneiras utilizadas no peneiramento fino

A porcentagem de material em suspensão no instante da leitura do densímetro (Q_s) é calculada pela Equação 3.3:

$$Q_s = N * \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_{md})} * \frac{V * \rho_{wc}(L - L_d)}{\frac{M_w}{(100 + w)} * 100} \quad (\text{Equação 3.3})$$

Sendo:

V = volume da proveta (1000 cm³);

N = porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm;

ρ_s = densidade dos grãos do solo (g/cm³);

ρ_{md} = densidade do meio dispersor na temperatura de calibração do densímetro (g/cm³);

ρ_{wc} = densidade da água na temperatura de calibração do densímetro (g/cm³);

L = leitura do densímetro na suspensão;

L_d = leitura do densímetro no meio dispersor, de acordo com a calibração e na mesma temperatura da suspensão;

M_w = massa do material úmido submetido à sedimentação (g);

w = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm.

Já o diâmetro das partículas de solo em suspensão (d) é calculado pela Lei de Stokes ou Método gráfico de Casagrande (Equação 3.4).

$$d = \sqrt{\frac{1800 * \mu_{\text{água}}}{\gamma_s - \gamma_{md}} * \frac{z}{t}} \quad (\text{Equação 3.4})$$

$\mu_{\text{água}}$ = coeficiente de viscosidade do meio dispersor, à temperatura de ensaio, em g/cm/s;

z = altura de queda das partículas (resolução de 0,1 cm), leitura do densímetro (cm) de acordo com a calibração do mesmo;

t = tempo de sedimentação (s);

γ_s = densidade dos grãos do solo (g/cm^3);

γ_{md} = densidade do meio dispersor, à temperatura de ensaio (g/cm^3).

Por sua vez, a porcentagem de materiais (Q_f) que passam nas peneiras 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm, 0,075 mm é obtida pela Equação 3.5.

$$Q_f = \frac{M_w * 100 - M_r (100 + w)}{M_w * 100} * N \quad (\text{Equação 3.5})$$

Com:

M_w = massa do material úmido submetido ao peneiramento fino e/ou à sedimentação (g);

w = umidade hidrocópica do material passado na peneira de 2,0 mm;

M_r = massa do material retido acumulado em cada peneira (g);

N = porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm.

3.2.12 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE PULSO ULTRA-SÔNICO

Os parâmetros elásticos do solo, como a rigidez a pequeníssimas deformações (G_0) são geralmente obtidos através da propagação de ondas (CLAYTON 2011; MITCHELL & SOGA 2005). Uma das possíveis maneiras de se obter tais parâmetros é através do ensaio não destrutivo de velocidade de pulso ultra-sônico (UPV). Embora o equipamento UPV possa medir ondas de compressão e cisalhamento, apenas ondas de cisalhamento foram o objeto do presente estudo. O motivo disso está relacionado ao fato da perda de umidade dos testemunhos *offshore*. As ondas cisalhantes se propagam através dos elementos sólidos do solo e não através da água contida nos vazios, logo, a leitura de onda cisalhante não seria afetada, o que não ocorre para as ondas de compressão.

Os ensaios UPV seguiram a norma ASTM D2845 (2008). Este ensaio se baseia na propagação de ondas ultra-sônicas com frequência maior que 20 kHz, através de corpos de prova cilíndricos. Foi utilizado o equipamento Pundit Lab Plus (Figura 3.9a) que possui dois transdutores que se acoplam a base e ao topo do corpo de prova com gel acoplador de alta viscosidade da marca Magnaflux. A Figura 3.9b indica a calibração do equipamento com uma peça de acrílico

Foram realizadas as leituras das ondas cisalhantes à 250kHz, sendo tomado como tempo de propagação a diferença de tempo entre a emissão do sinal e o ponto de maior amplitude do vale, antes do maior pico. Foram utilizadas ondas do tipo senoidal, pois resultam em uma resposta mais clara para as frequências utilizadas.

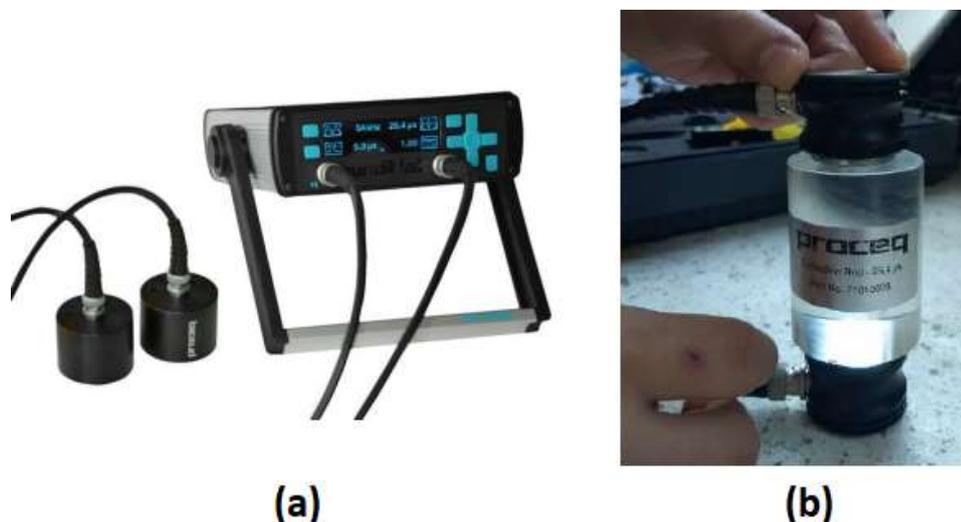


Figura 3.9 – (a) Equipamento Pundit Lab e (b) calibração do equipamento (PROCEQ, 2020)

Por meio da razão entre a distância entre os dois transmissores (d) e o tempo de propagação (t_s) obtêm-se a velocidade da onda cisalhante (V_s). O módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) é obtido pela Equação 3.6, sendo γ o peso específico do solo.

$$G_0 = \left(\frac{d}{t_s}\right)^2 \gamma = V_s^2 \gamma \quad (\text{Equação 3.6})$$

3.2.13 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados através das seguintes etapas: instalação da amostra, percolação, saturação e medição da condutividade hidráulica, conforme as premissas da ASTM D5084 (2016b). O equipamento utilizado foi o permeâmetro de parede flexível do LEGG – UFRGS, sendo o sistema composto: pelo permeâmetro, uma célula triaxial, um sistema de aplicação de pressão composto por células de pressão com interface ar/água e um conversor analógico/digital, datalogger (Figura 3.10).

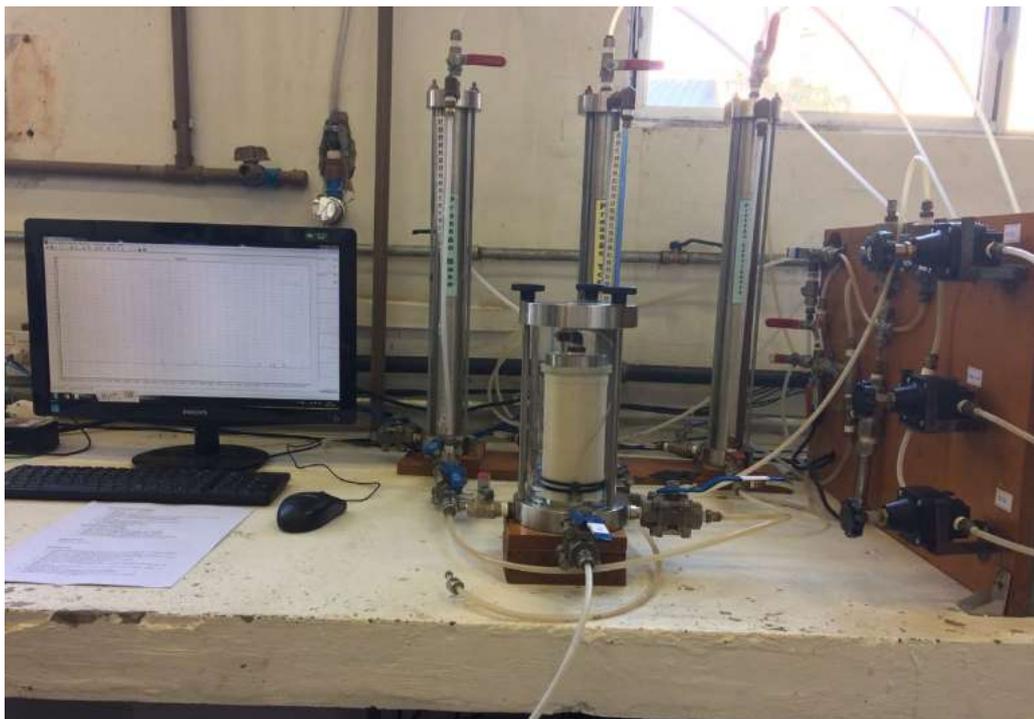


Figura 3.10 – Permeômetro de Parede Flexível utilizado no ensaio

Inicialmente ocorreu o posicionamento do corpo de prova cilíndrico (diâmetro de 5cm e altura de 10cm) no pedestal, sendo que em cada extremidade da amostra havia uma pedra porosa e um papel filtro. No confinamento lateral é utilizado uma membrana de látex fixada com *o-rings* nas extremidades do espécime. Em seguida, ocorreu a selagem da câmara e seu preenchimento com água, evitando bolhas de ar.

Visando facilitar a saturação da amostra por meio da eliminação de bolhas de ar internas, adotou-se a etapa de percolação, onde aplicou-se uma contra pressão (altura da coluna d'água disponível) e uma tensão de confinamento no corpo de prova (impedindo o fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana), proporcionando uma tensão efetiva próxima de 20 kPa. Para a geração de fluxo, a base é conectada ao reservatório de água e o topo à pressão ambiente. Devido ao fato do solo ser argiloso (tipicamente a condutividade hidráulica é muito baixa), definiu-se dois critérios de finalização desta etapa: percolação de duas vezes o volume teórico de vazios da amostra ou duração de no máximo 15 dias para cada ensaio.

Em seguida, iniciava-se a saturação, por meio da aplicação de incrementos de tensão isotrópica de 50kPa, sendo a tensão efetiva mantida em cerca de 20kPa. Estes incrementos eram aplicados abrindo-se a válvula da tensão confinante antes da contra pressão (aplicada no topo do corpo de prova). Um novo incremento ocorria apenas quando a contra pressão aplicada no topo

atingisse a base do espécime. Por meio do parâmetro B (razão entre a variação de poropressão e a correspondente variação da tensão total aplicada) monitorou-se a saturação do corpo de prova (SKEMPTON, 1954). Para solos em geral, quando a amostra se encontra saturada, obtém-se B igual ou muito próximo a 1, ou seja, toda tensão aplicada se transforma em excesso de poropressão (LAMBE & WHITMAN, 1979).

Por fim, baseando-se na Lei de Darcy (válida para carga constante) era obtido o coeficiente de condutividade hidráulica pela Equação 3.7.

$$k = \frac{V.L}{A.h.t} \quad (\text{Equação 3.7})$$

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica (cm/s);

V = volume de água passante na amostra no intervalo de leitura L ;

A = área transversal da amostra (cm²);

L = altura da amostra (cm);

h = carga hidráulica, diferença de tensão da base e topo registrados pelos transdutores (cm);

t = intervalo de tempo entre as leituras.

O gradiente hidráulico adotado, baseado na ASTM D5084 (2016b), foi de 20, este valor é admitido para amostras com condutividade hidráulica de até 1×10^{-9} m/s. Tal norma ressalta que gradientes maiores podem adensar o material, lixiviar partículas para fora da amostra ou fazer com que as menores partículas ficassem retidas na porção final da amostra, colmatando os poros por onde a água deveria sair (BENETTI, 2015; ASTM D5084, 2016b).

Efetuiu-se a correção de condutividade hidráulica em relação à temperatura da água através da Equação 3.8 (ASTM D5084, 2016b).

$$k_{20} = R_t \cdot k \quad (\text{Equação 3.8})$$

Sendo:

k_{20} = coeficiente de condutividade hidráulica para água à 20°C (cm/s);

R_t = fator de correção da viscosidade da água em diferentes temperaturas;

k = coeficiente de condutividade hidráulica (cm/s);

3.2.14 COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

Buscando-se a determinação das propriedades relativas ao adensamento do solo, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações quando o solo é lateralmente confinado e axialmente carregado, foram realizados ensaios de compressão oedométrica seguindo as orientações da NBR 12007 – MB 3336 (ABNT, 1990), da ASTM D2435 (2011a) e da ASTM D4186 (2012). Utilizaram-se moldes no formato de anéis de aço inoxidável com diâmetro interno de 5cm e altura de 2cm. No início do ensaio o papel-filtro e as pedras porosas eram saturados, a prensa equilibrada e eram instalados uma régua resistiva e um relógio analógico comparador para determinar a variação da altura do corpo de prova.

O LEEG-UFRGS possui duas prensas disponíveis para este ensaio, a presente pesquisa realizou ensaios simultâneos, logo a medição dos deslocamentos foi realizada através de duas régua resistivas PY-2-F-050 da marca Gefran, com curso de 50mm, resolução de 0,01mm e com relógios analógicos. Sendo alimentados com tensão de 5 V proveniente da placa de aquisição de dados. A Figura 3.11 exibe uma das prensas de ensaio.

As informações necessárias das amostras, previamente ao ensaio, são: teor de umidade, peso, altura, peso específico úmido, índice de vazios e saturação. A Figura 3.12 ilustra o processo de moldagem da amostra de solo *offshore* e duas amostras já no anel de ensaio.



Figura 3.11 – Ensaio de compressão oedométrica em andamento



Figura 3.12 – (a) moldagem da amostra de solo *offshore* e (b) amostras já preparadas para a realização do ensaio

Este ensaio é iniciado com a aplicação de uma pré-carga de 2,32kPa (por 5 min), incluindo a tensão proveniente da régua resistiva, pedra porosa, relação do braço de alavanca e *top-cap*. Após este período é definido a leitura inicial (leitura zero). A presente pesquisa adotou diversos estágios de acréscimo de carga, buscando-se determinar com maior precisão a tensão de pré-adensamento dos solos analisados. Já as etapas de descarregamento ocorreram com no mínimo três estágios, sendo que cada estágio, tanto de descarregamento quanto de carregamento, teve duração de, no mínimo, 24 horas.

A metodologia de Taylor foi adotada para a determinação do coeficiente de adensamento (c_v), pois nesta metodologia o efeito do adensamento secundário é menor se comparado ao Método de Casagrande, principalmente em estágios com relação incremental $\Delta\sigma/\sigma < 1$. Já o Índice de Compressão (C_c) foi calculado pela inclinação do trecho virgem e a pressão de pré-adensamento pelo Método de Casagrande e o Método de Pacheco Silva (PINTO, 2006).

3.2.15 EXPANSÃO UNIDIMENSIONAL

Os resultados dos ensaios de adensamento oedométrico das amostras “indeforçadas” de solo *offshore* indicaram uma expansão inicial do corpo de prova, proveniente da absorção de água em seu interior. Desta forma, buscou-se analisar esta expansão por meio de ensaios específicos indicados na ASTM D4546 (2014b).

Os ensaios de expansão unidimensional utilizam os mesmos equipamentos e procedimentos iniciais dos estudos de adensamento mencionados no tópico anterior. A diferença entre os dois ensaios é que no ensaio de expansão mede-se a altura expandida, após a etapa de inundação, para determinado carregamento. Ou seja, diferentes cargas são aplicadas a diversas amostras com acesso a água livre até que o processo de dilatação primário seja concluído sob uma tensão total vertical constante.

3.2.16 MINI-PALHETA

Os ensaios de mini-palheta seguiram as exigências e procedimentos descritos nas normas NBR 10905 (ABNT, 1989), ASTM D 4648 (2016a), ASTM D 2573 (2018) e BS 1377-7 (1990).

A mini-palheta de laboratório utilizada nesta pesquisa, para a determinação de valores de resistência não drenada (S_u), foi fabricada pela Via Test e automatizada por Gauer (2010). O equipamento (Figura 3.13) possui um motor de passo (modelo KTC-HT23-400) para a aplicação de torque, com precisão de $1,8^\circ$. Tal aplicação é realizada através de um driver programável, modelo 3540i, produzido por Kalatec Automação Industrial, sendo o software Si Programmer utilizado no controle das velocidades de rotação aplicadas. A alimentação do motor é proveniente de uma fonte chaveada com tensão nominal de saída de 35V e corrente nominal de saída de 3,5A.

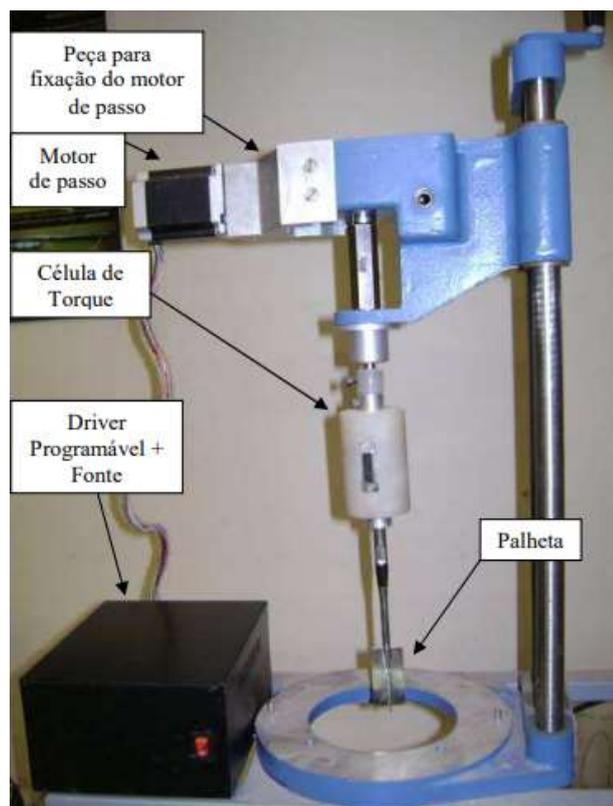


Figura 3.13 – Equipamento de mini-palheta de laboratório aplicado nesta pesquisa (Gauer, 2010)

A célula de torque possui quatro *strain gauges* formando uma Ponte de Wheatstone completa e capacidade de resistência de no máximo 0,5 N.m, alimentada com tensão de 5 V. Os sensores utilizados permitem a obtenção de curvas torque em função do deslocamento e torque em função do tempo durante o ensaio, por meio de um sistema desenvolvido por Faria (2019). Este sistema é constituído de uma placa Arduino Uno R3 e um módulo conversor e amplificador HX711 com resolução de 24 bits, permitindo a aquisição de até 10 pontos por segundo através do software LabVIEW 2013.

Foram aplicadas as velocidades de rotação de 0,0025; 0,005; 0,0075; 0,015; 0,03; 0,05; 0,1; 0,15; 0,30; 0,50; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5 e 5,0 rpm, para cada umidade (70%, 78% e 85%) e para cada temperatura (-2,0; -1,5; -1,0; +6,0 e +17,5°C) ensaiada. Realizou-se triplicatas de cada nível do ensaio de mini-palheta. Adotou-se como padrão um tempo de 3 minutos entre a cravação e o início do ensaio, conforme exigência da NBR 10905 (ABNT, 1989), sendo que as haletas foram cravadas até que 1cm de solo estivesse sobre elas, ou seja, um centímetro de solo estava em contato com a haste. A Figura 3.14 apresenta a mini-palheta cruciforme de 2,55 cm de diâmetro, 5,08 cm de altura e 1 mm de espessura a ser aplicada nos ensaios *vane*.



Figura 3.14 – Mini-palmeta utilizada (Faria, 2019)

A BS 1377-7 (1990) recomenda uma distância mínima, entre os centros de dois pontos de ensaio, de 2,3 vezes o diâmetro da palmeta, tal norma considera a influência de um ensaio em relação ao outro. No presente trabalho será realizado apenas um ponto de ensaio, em recipiente de 8 cm de diâmetro interno, respeitando-se a distância mínima de 1,15 vezes o diâmetro da palmeta (influência de um ponto em relação a “parede” do molde). Da mesma forma, a altura do recipiente é de apenas 15cm, permitindo assim a aquisição de dados em apenas uma profundidade (representando a camada superficial do leito marinho).

Realizou-se triplicatas de cada nível do ensaio de mini-palmeta de laboratório, visando maior acurácia das análises realizadas. Sendo utilizado a média dos resultados obtidos, caso um ensaio apresentasse resistência não drenada com variação maior que 10% da média, o ensaio era descartado.

3.2.17 TRIAXIAL

Inicialmente, vale mencionar que nesse trabalho serão utilizados os termos “adensado” e “hidrostático” ao invés de “consolidado” e “isotrópico”, respectivamente. Tal terminologia foi adotado uma vez que a isotropia é uma propriedade da matéria e não de um estado de tensões. Já a consolidação é um termo utilizado para definir a passagem de uma substância para o estado sólido, mais especificamente para rochas (Chioffi, 1975; Teixeira *et al.*, 2000; Houaiss, 2009).

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais adensados hidrosticamente não drenados (CIU) seguiram as metodologias descritas na norma ASTM D 4767 (2011b) bem como, o descrito por diversos autores consagrados na bibliografia a citar Bishop & Henkel (1962), Head (1980a, 1980b, 1980c, 1998) e La Rochelle *et al.* (1988).

Utilizou-se nesse trabalho um equipamento do tipo triaxial convencional da marca Geonor (Figura 3.15). Neste equipamento, o monitoramento da poropressão e da pressão confinante se dá através de dois transdutores de pressão da marca Ashcroft, cada um com capacidade de 1.000kPa. Sendo o primeiro, referente a poropressão, instalado de forma a monitorar a contrapressão de base da amostra. A aplicação das referidas pressões, de forma a se obter uma tensão efetiva de trabalho, é realizada por intermédio de um sistema de interface água-óleo o qual opera de forma manual através do incremento de pesos neste sistema.

O carregamento axial por sua vez, é aplicado por meio de um motor elétrico com pistão hidráulico, que tem sua velocidade controlada por meio de engrenagens. A contabilização deste carregamento é realizada através de uma célula de carga Kratos, externa à câmara, com capacidade de 10kN e resolução de 0,005kN. Já as pequenas deformações axiais e radiais, são inicialmente medidas por meio de transdutores de efeito hall acoplados à amostra. Enquanto deformações axiais de maior magnitude, são mensuradas por um transdutor externo à câmara, do tipo *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT) da marca Gefran com curso de 100mm.



Figura 3.15 – Equipamento Triaxial Geonor (Miguel, 2020)

Isto posto, no que diz respeito às amostras, foram moldados corpos de prova com 5cm de diâmetro e 10cm de altura. Os ensaios ocorreram em temperatura ambiente, sendo medida a temperatura da água de enchimento da câmara triaxial antes e após cada ensaio (a temperatura mínima registrada foi de 17,0°C e a máxima de 18,5°C).

O procedimento seguido nesta pesquisa é:

- Percolação de gás Carbônico (CO₂): como o CO₂ é mais solúvel que o nitrogênio, este foi utilizado com a intenção de substituir o nitrogênio presente nos vazios do solo, facilitando com isto, a saturação da amostra. O CO₂ foi percolado da base para o topo do corpo de prova durante 50 minutos;
- Percolação por água destilada: posterior a aplicação de CO₂, realizou-se a percolação por água seguindo o mesmo sentido anteriormente comentado, ou seja, da base da amostra para o topo. O que foi mantido até que se atinja duas vezes o volume de vazios da amostra ou um período de 24 h;
- Saturação: esta etapa tem por objetivo preencher completamente os vazios da amostra por água. Desta forma, foram aplicados sucessivos incrementos de pressão confinante e contrapressão, de forma a se manter a tensão efetiva adotada. Este procedimento foi realizado até que se atinja um parâmetro B o mais próximo de 1 (SKEMPTON, 1954) ou ainda, até que a contrapressão alcance valores acima de 400kPa, pressão a qual o nitrogênio no interior dos poros viria a ser solubilizado (HEAD, 1998);
- Adensamento Hidrostático: essa etapa simula as condições em que o material se encontrava em seu estado natural, ou seja, à condição a que este estava sujeito em campo. O processo de adensamento se dá através do incremento de tensão confinante, o que foi realizado em etapas, enquanto a contrapressão é mantida próximo ao seu valor no qual finalizou a saturação (~400kPa). A cada incremento de tensão confinante, monitorou-se o acréscimo de poropressão gerado e esperou-se que este se dissipe completamente até o incremento seguinte. É importante ressaltar que durante essa etapa, a drenagem foi permitida possibilitando-se desta forma a contabilização da variação volumétrica da amostra.
- Cisalhamento em condição não drenada: findado o procedimento de adensamento, foi iniciado a etapa de cisalhamento da amostra. O processo de cisalhamento contemplou,

em certos ensaios, etapas de relaxação de tensões, isto é, o sistema de aplicações de carga foi desligado durante a etapa de cisalhamento. Posterior a cada uma destas etapas de descarregamento (relaxação de tensões), o recarregamento era retomado a velocidades superiores a velocidade anterior a etapa de relaxação de tensões. Esta variação da velocidade durante o processo de cisalhamento teve por objetivo estudar a mobilização da resistência viscosa. Por fim, o cisalhamento de cada uma das amostras é mantido até que se alcance uma deformação axial não inferior a 20%.

Em ensaios triaxiais CIU, com etapas de relaxação de tensões, que intencionam a análise do “salto viscoso” (com a variação da velocidade de deformação) algumas recomendações devem ser tomadas em conta (Martins 1992):

- 1) deve haver um sistema automático de aquisição de dados;
- 2) a prensa deve ser ligada com o pistão afastado do corpo de prova assim, dá-se tempo de esta atingir a velocidade selecionada sem que solicite a amostra previamente;
- 3) deve-se garantir a verticalização do corpo de prova e adesão do *top-cap* ao mesmo.

Tomando em conta estas recomendações, foi verificado inicialmente a capacidade do equipamento triaxial Geonor em contemplar as mesmas. Foram realizados ensaios triaxiais com:

- Etapas de relaxação de tensões: 0,40 mm/h → 0,00 mm/h → 2,15 mm/h → 0,00 mm/h → 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 27, 120 e 250 kPa;
- Velocidade de deformação axial de 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa;

Considerando a altura média dos corpos de prova ensaiados, a velocidade de 0,40 mm/h é, aproximadamente, igual a 0,0067%/min, já a de 2,15 mm/h equivale a 0,03583%/min e a velocidade de 19,60 mm/h é, aproximadamente, igual a 0,3267%/min.

3.2.18 VISCOSÍMETRO ROTACIONAL

Para análise da mobilização da viscosidade com a velocidade angular imposta utilizou-se o equipamento Viscosímetro Rotativo Microprocessado Q860M21 da marca QUIMIS. Este aparelho trabalha a uma potência de 264 Watts, possui uma faixa de leitura de viscosidade de 100 a 600.000 mPa.s, velocidade dos rotores de 1 a 60 rpm e faixa de indicação de temperatura de 0 a 35°C (+/- 4°C). Devido à grande variação da leitura de temperatura do equipamento e não aquisição de dados menores que 0°C, também foi utilizado um termômetro de vidro certificado externo ao aparelho, com faixa de medição de -10 a 110°C. A Figura 3.16 ilustra o display do viscosímetro, que indica todas as informações fornecidas pelo aparelho.

O equipamento utilizado possui: uma base estável com dois pés niveladores, nível tipo bolha, sensor de temperatura, painel de comandos, display de cristal líquido, motor e quatro *spindlers* (“rotores”). A Figura 3.17 indica o formato dos rotores do aparelho e sua numeração. Os rotores de menor diâmetro (3 e 4) são indicados para amostras com maior viscosidade, já os rotores 1 e 2 são recomendados para fluidos com menor viscosidade (QUIMIS, 2013). No presente trabalho utilizou-se o rotor de número 4. Sendo a leitura correta aquela que mais se aproximar de 50% (desempenho ótimo do fio de torção espiral). O fabricante do viscosímetro utilizado recomenda desconsiderar qualquer leitura que possua uma indicação menor que 30% ou maior que 70% do desempenho ótimo.

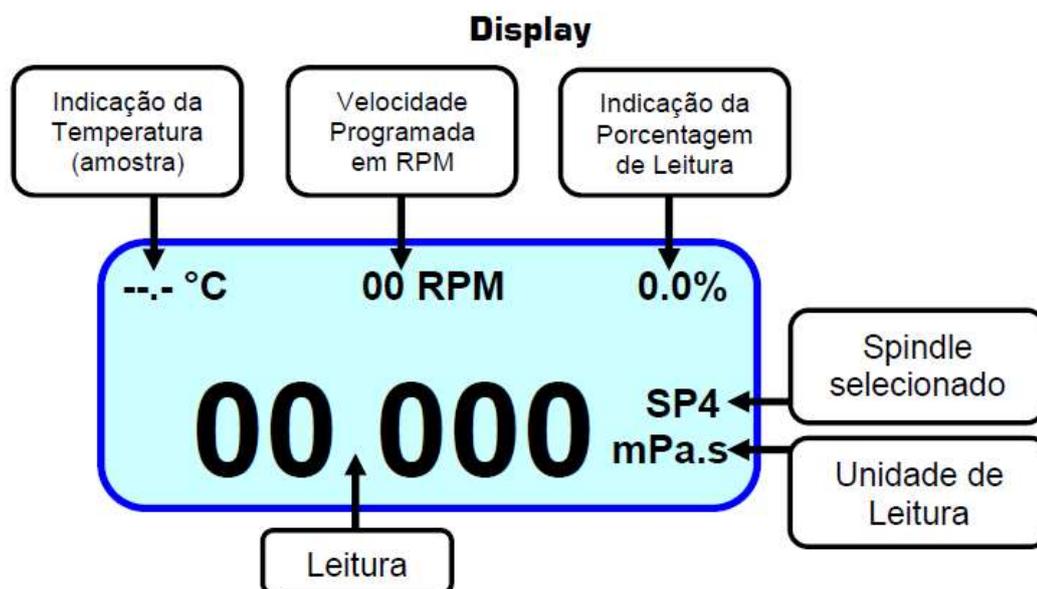


Figura 3.16 – Display do Viscosímetro utilizado (Quimis, 2013)



Figura 3.17 – Numeração dos rotores do Viscosímetro utilizado

Visando o controle da variação da temperatura durante a realização dos ensaios, construiu-se um molde de isopor cilíndrico que foi posicionado dentro de uma caixa, também de isopor, e entre esses elementos havia água. A utilização de água nessa camada, se deu pelo fato desta apresentar alto calor específico, desta forma, pequenas variações de temperatura ambiente não atingiam a amostra, retardando os efeitos de temperatura.

Posteriormente o conjunto era colocado em um congelador a $-26\text{ }^{\circ}\text{C}$ por 24 horas e, em seguida, despejava-se cuidadosamente pelas paredes do cilindro o solo a ser analisado, evitando a formação de bolhas de ar internas. Realizou-se as medições quando o solo apresentava a temperatura de interesse (o mesmo processo foi realizado para os ensaios de mini-palheta realizados com controle de temperatura). A temperatura era medida no centro e na metade da altura do solo depositado no molde descrito. A Figura 3.18 demonstra a amostra previamente e durante a realização do ensaio.

Vale ressaltar que o equipamento viscosímetro é indicado para fluidos newtonianos, uma vez que este equipamento considera uma relação tensão-deformação linear e, conseqüentemente, um valor de viscosidade dinâmica constante. Logo, realizou-se este ensaio para uma análise preliminar do comportamento viscoso, no entanto o modelo reológico que melhor define os materiais estudados é melhor explorado pelo equipamento reômetro.

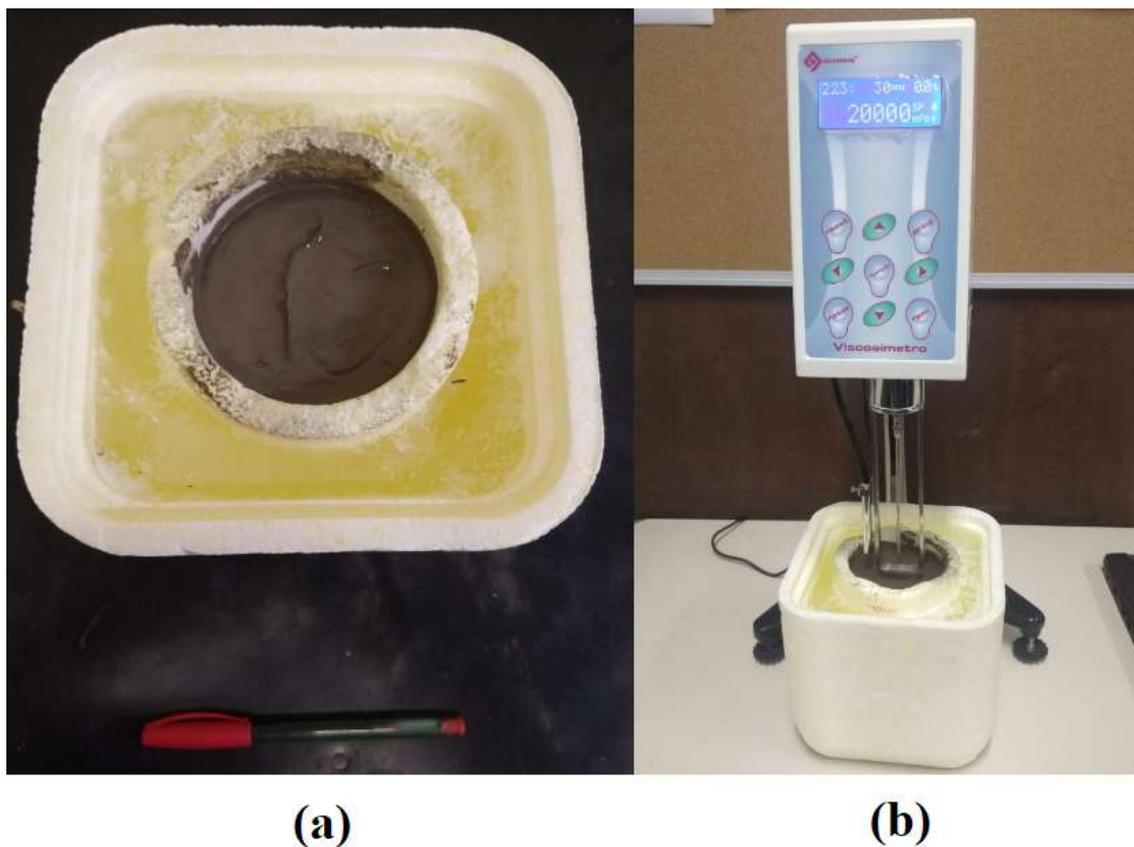


Figura 3.18 – (a) Preparação da amostra e (b) execução do ensaio

Foram aplicadas as velocidades de rotação de 1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50; 55 e 60 rpm, para cada umidade (70%, 78% e 85%) e para cada temperatura (-2,0; -1,5; -1,0; +6,0 e +17,5°C) ensaiada. Realizaram-se triplicatas de cada nível do ensaio de viscosimetria, visando maior acurácia das análises realizadas. Sendo utilizado a média dos resultados obtidos, caso um ensaio apresentasse coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) com variação maior que 10% da média, o ensaio era descartado.

Previamente a realização dos ensaios de viscosimetria foi realizado uma verificação da calibração do equipamento Viscosímetro Rotativo Microprocessado Q860M21 utilizado nessa pesquisa. Tal verificação foi realizada medindo-se a viscosidade dinâmica de óleos de silicone que possuem viscosidade cinemática conhecida e comportamento reológico newtoniano (relação linear entre a tensão de cisalhamento aplicada e a velocidade de distorção, ou seja, apresenta um coeficiente de viscosidade dinâmica constante).

A Tabela 3.5 apresenta as características gerais dos óleos de silicone utilizados na verificação da calibração do equipamento, assim como o desvio padrão dos valores de coeficientes de viscosidade dinâmica (μ) medidos. Tendo por base tais informações – desvio padrão próximo

de zero – e a Figura 3.19, que apresenta as leituras realizadas, é possível concluir que o equipamento estava calibrado para a realização dos ensaios de viscosimetria.

Tabela 3.5 – Características dos óleos de silicone utilizados na verificação da calibração e desvio padrão dos dados

Material	Fabricante	Temperatura de Ensaio	Massa Esp. a Temperatura de Ensaio (ρ) ¹	Viscosidade Cinemática (V) ¹	Viscosidade Dinâmica ($\mu = v * \rho$)	Desvio Padrão
Óleo de Silicone V1.000	Kalim	18,5°C	0,955 g/cm ³	1.000 ctk	0,955 Pa.s	0,0803
Óleo de Silicone V60.000	Silicones Paulista	19,9°C	0,975 g/cm ³	60.000 ctk	58,500 Pa.s	1,0659

¹Informações fornecidas pelos fabricantes

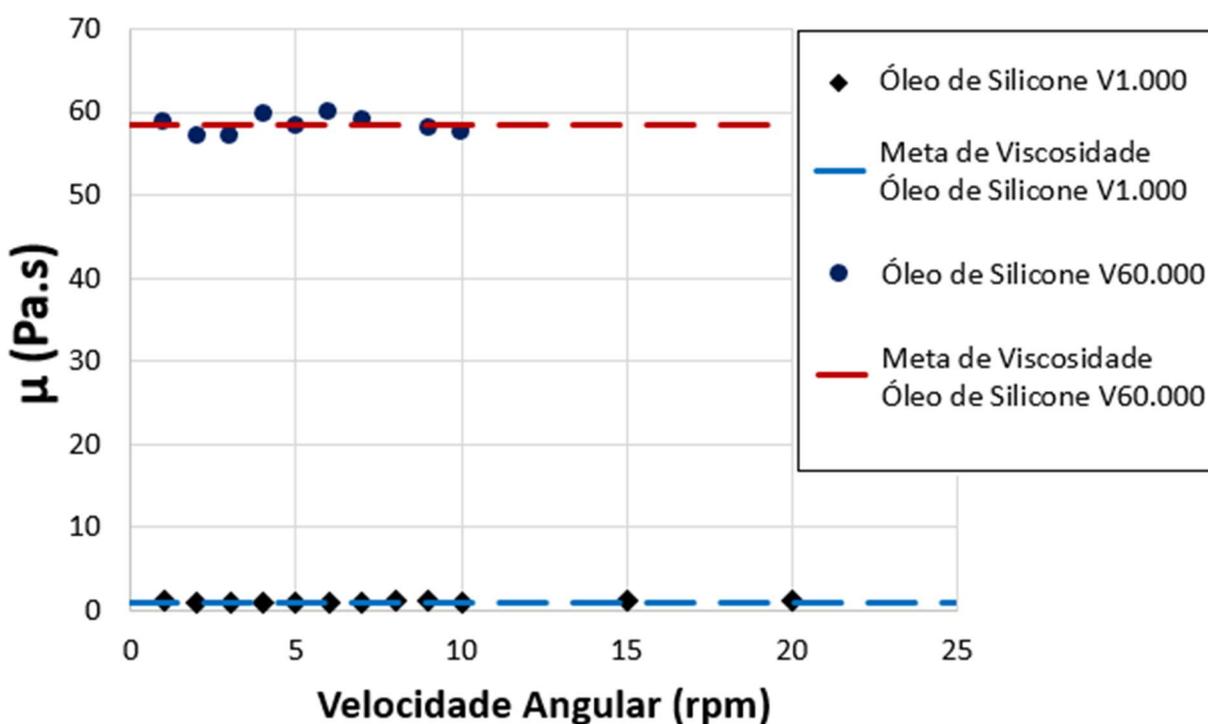


Figura 3.19 – Verificação da calibração do equipamento viscosímetro

3.2.19 REÔMETRO ROTACIONAL

Nesta pesquisa, a análise do comportamento reológico do solo *offshore* se deu por meio do equipamento reômetro modular compacto MCR 101 da marca Anton Paar, com controle de

temperatura, do Laboratório de Física do Solo da UFSM. O reômetro mencionado atua em uma faixa de torque de $5,0 \times 10^{-7}$ a $1,5 \times 10^{-1}$ Nm, faixa de frequência de 1×10^{-5} a 100 Hz e faixa de temperatura de -20°C a 70°C (ANTON PAAR, 2009). Basicamente este equipamento é composto por um motor com um *spindle* (“rotor”), sendo utilizado o sistema de medição placa-placa. A Figura 3.20 exibe o equipamento mencionado.



Figura 3.20 – Reômetro modular compacto MCR 101 da UFSM

Foram realizados ensaios com controle do gradiente de deformação, onde foi aplicada uma velocidade constante no motor e o torque foi obtido por uma barra de torção suspensa na câmara de ar do aparelho.

Foram realizados três tipos de ensaios com controle de deformação:

- Rotacionais (Tabela 3.6): permitem a análise da variação do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) e da tensão cisalhante mobilizada (τ) aplicando-se velocidades angulares diferentes em um determinado espaço de tempo;
- Amplitude (Tabela 3.7): demonstram o comportamento de início de escoamento e de plastificação de um fluido por meio da análise de sua rigidez com a variação da velocidade angular imposta por uma frequência pré-determinada ao ensaio;

- Etapas de Temperatura (Tabela 3.8): possibilitam a análise da variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) e do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) aplicando-se intervalos de temperatura, com uma velocidade angular pré-determinada em um espaço de tempo;

Não foi aplicada força normal nas amostras ensaiadas. Realizaram-se duplicatas de cada nível do ensaio de reometria descritos nas Tabelas 3.6, 3.7 e 3.8, visando maior acurácia das análises realizadas. Sendo utilizado a média dos resultados obtidos.

Tabela 3.6 – Configurações (níveis) dos ensaios de Reometria Rotacionais

Umidade (%)	Temperatura (°C)	Velocidade (rpm)
70	-2,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	0,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	+6,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	+17,5	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
78	-2,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	0,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	+6,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	+17,5	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
85	-2,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	0,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	+6,0	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5
	+17,5	0,0025 → 0,015 → 0,05 → 0,5

Tabela 3.7 – Configurações (níveis) dos ensaios de Amplitude Rotacionais

Frequência de 0,5 Hz – Deformação de 0 a 100%	
Umidade (%)	Temperatura (°C)
70	-2,0
	0,0
	+6,0
	+17,5
78	-2,0
	0,0
	+6,0
	+17,5
85	-2,0
	0,0
	+6,0
	+17,5

Tabela 3.8 – Configurações (níveis) dos ensaios de Etapas de Temperatura

Umidade (%)	Velocidade (rpm)	Temperatura (°C)
70	0,0025	+17,5 → 0,0 → -2,0
	0,5	+17,5 → 0,0 → -2,0
85	0,0025	+17,5 → 0,0 → -2,0
	0,5	+17,5 → 0,0 → -2,0

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir serão apresentados os resultados obtidos e discussões das análises desta pesquisa. Visando um melhor entendimento do leitor e organização do texto, os resultados estão divididos em três subtópicos, definidos no Tópico 3: Caracterização Físico-Química, Comportamento Geotécnico e Comportamento Viscoso.

A nomenclatura dos testemunhos retirados pela FUGRO foi definida pela ANP, esta nomenclatura não aborda os dados de cada testemunho, como posição geográfica e profundidade de amostragem. Logo, estes dados serão indicados ao longo de todos os resultados por meio de figuras.

Os resultados apresentados foram comparados aos dados da bibliografia, sendo esta análise realizada de forma qualitativa, já que a origem das amostras analisadas neste trabalho e os solos estudados por diversos autores são diferentes. Tais diferenças são provenientes dos diversos processos sedimentológicos e de intemperismo, resultando na heterogeneidade dos solos marinhos ao redor do planeta.

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA

Neste Tópico serão abordados os ensaios de: microscopia eletrônica de varredura (MEV), difração de raio X (DRX), fluorescência de raio X (FRX), espectrometria óptica (ICP), área superficial específica, tamanho dos poros e calorimetria diferencial de varredura.

4.1.1 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

A Figura 4.1 indica a localização geográfica e a altura de lâmina d'água das amostras analisadas neste ensaio. Todas as amostras são referentes a uma profundidade de 0,30 metros em relação ao assoalho marinho.

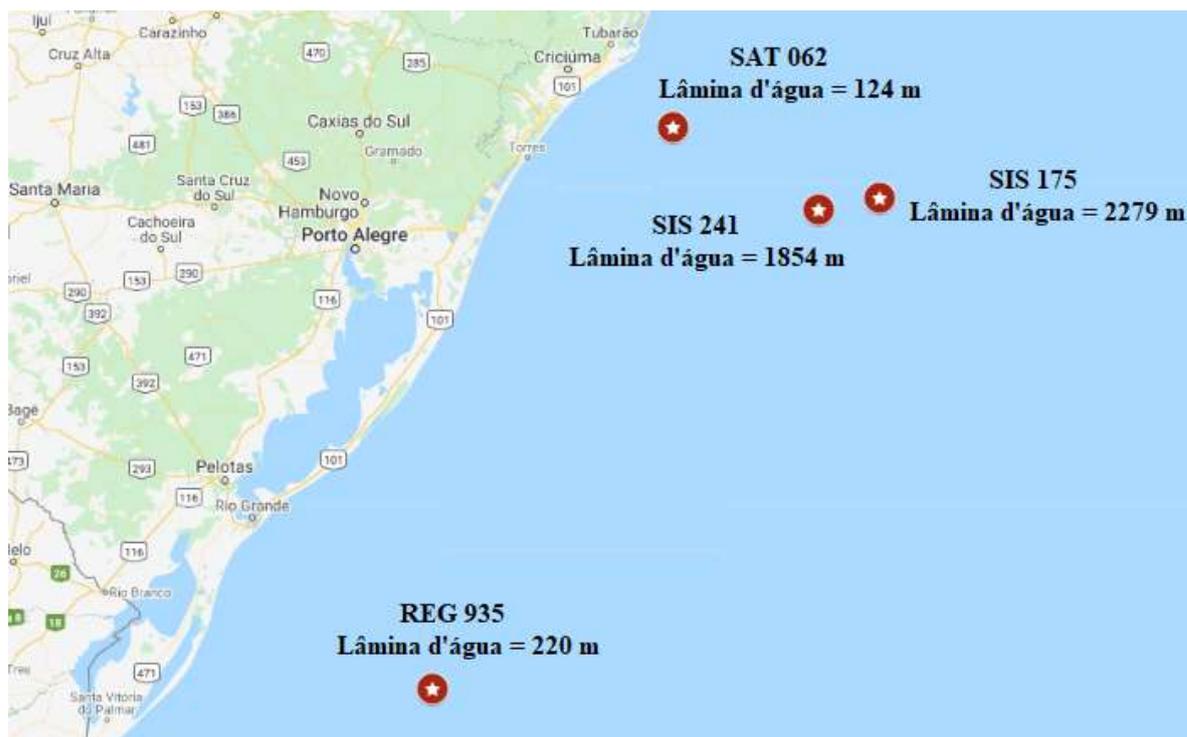


Figura 4.1 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de MEV
(Google Maps)

Por meio da Figura 4.2, pode-se visualizar a microestrutura da amostra SIS 175 com uma ampliação de 900X e 6.000X. A geometria das partículas é relativamente regular, com formato lamelar e flocular, tamanho em torno de 2 μm e textura regular. Não foram detectadas variações significativas na mineralogia e morfologia dos grãos. Por meio das imagens geradas não se percebeu uma ligação por cimentação entre os grãos, sendo o contato entre eles majoritariamente por contatos grão-grão. Tal descrição da geomorfologia desta amostra indica a presença de argilominerais no material, típico de solos *offshore* argilosos e siltosos, conforme descrito por Bohor & Hughes (1971).

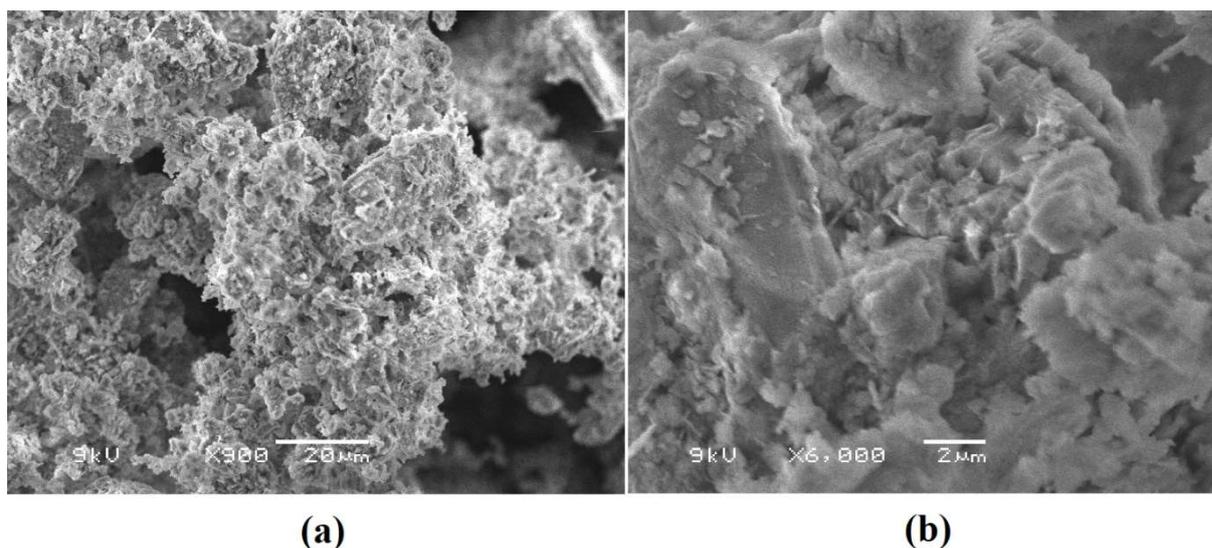


Figura 4.2 – Microscopia da amostra SIS 175 com ampliação de (a) 900X e (b) 6.000X

Baseando-se na literatura existente acerca do assunto pode-se comparar a morfologia das partículas das quatro amostras de solo *offshore* com argilominerais estudados por diversos autores. A Figura 4.3 compara a amostra SIS 175 com um argilito proveniente da cidade de Taubaté (SP), sendo este constituído por esmectita e dolomita, indicados pelas letras *e* e *d* na imagem, respectivamente (RICCOMINI *et al.*, 1996). A esmectita é uma variação da caulinita, pertencente à classe dos filossilicatos (grupo da montmorilonita), sendo possível perceber a semelhança entre a morfologia flocular das duas amostras.

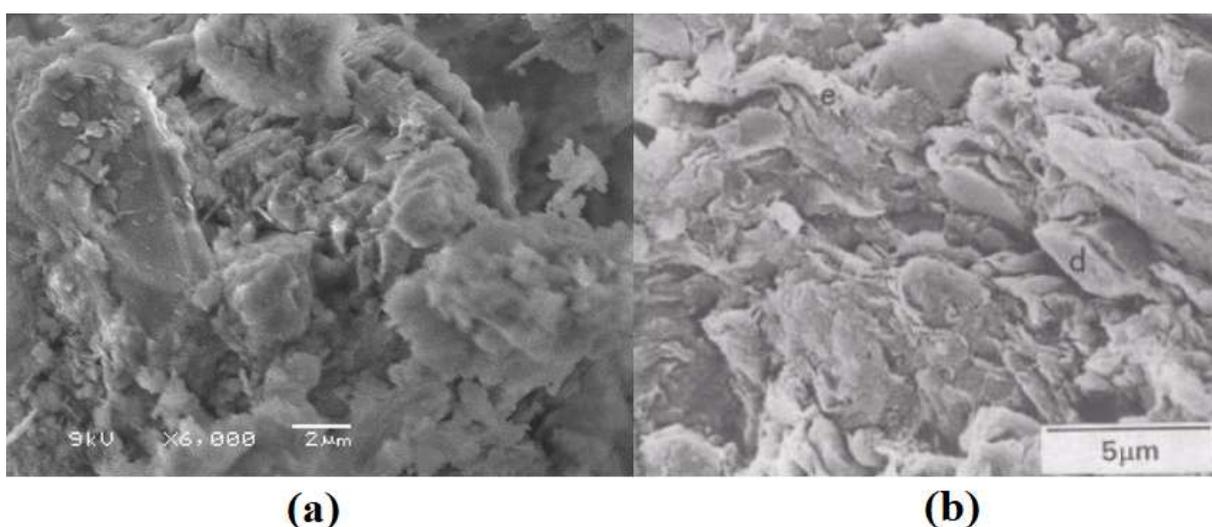


Figura 4.3 – Microscopia da (a) amostra SIS 175 e (b) de um argilito (Riccomini *et al.*, 1996)

A Figura 4.4a indica a imagem de microscopia da amostra SIS 241, com ampliação de 5.000X. A extração desta amostra ocorreu a 1.854m de lâmina d'água, sendo que suas partículas também

possuem formato flocular, o que pode indicar um mesmo grau de intemperismo sofrido que a amostra SIS 175. Já a Figura 4.4b expressa os argilominerais ilita de Illinois (E.U.A), sendo estes minerais silicatos laminares que constituem uma argila micácea não expansiva (BOHOR & HUGHES, 1971).

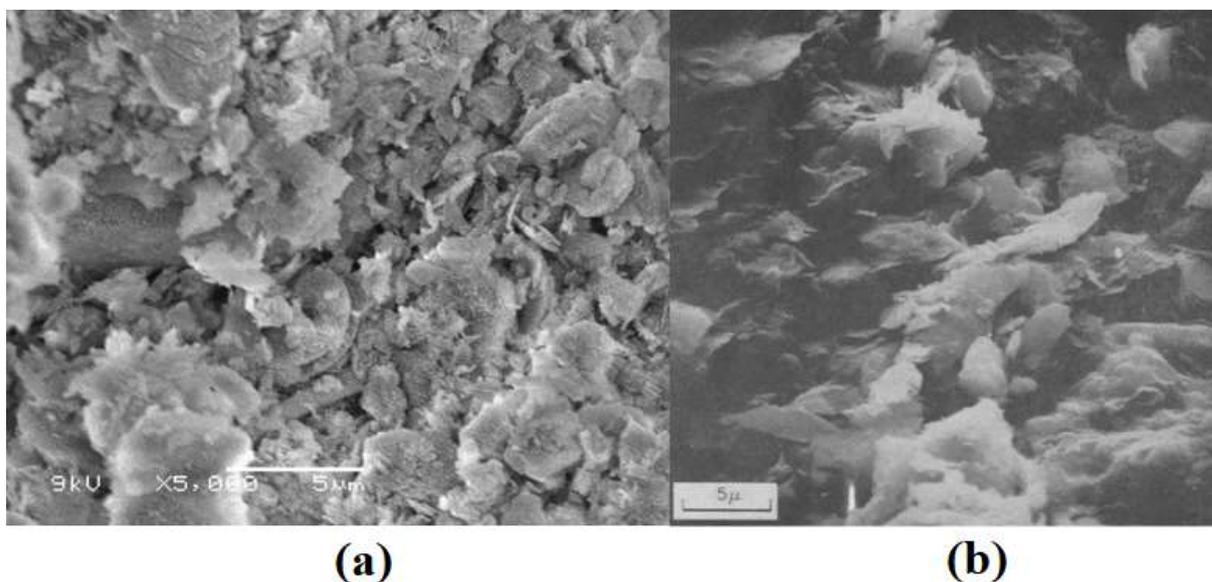


Figura 4.4 – Microscopia da (a) amostra SIS 241 e (b) de argilominerais ilita (Bohor & Hughes, 1971)

A amostra SAT 062 foi extraída de lâmina d’água pouco profunda (124 m), próximo da costa brasileira, e pode ser por isso que se nota certa estruturação entre as partículas de argila, ou seja, menor grau de intemperismo (Figura 4.5a). Imagens semelhantes foram obtidas por Randolph & Gouvernec (2011) analisando amostras de solo siltoso *offshore*, extraída próximo do “campo de gás Gorgon” (Austrália), conforme é exibido na Figura 4.5b.

A amostra REG 935 é proveniente de águas rasas (220 m), possuindo localização geográfica próxima ao encontro da Laguna dos Patos (RS) com o Oceano Atlântico. Este fato pode explicar a presença de detritos de invertebrados neste testemunho e, também, o formato mais arredondado das partículas, indicado na análise de microscopia (Figura 4.6a). Esta imagem também pode ser comparada com outra microscopia realizada por Randolph & Gouvernec (2011) em solo siltoso *offshore* (Figura 4.6b).

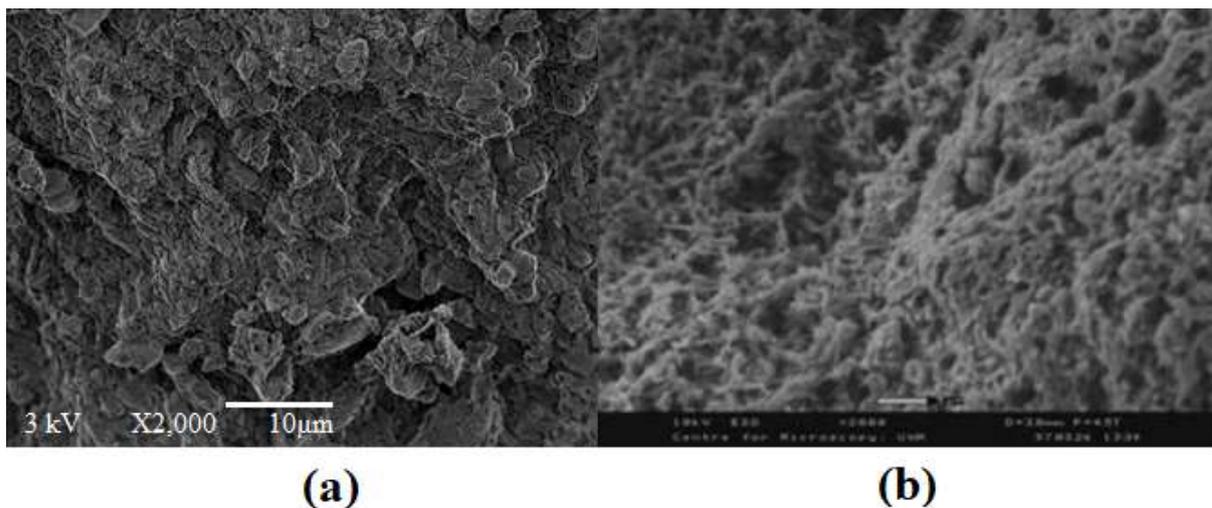


Figura 4.5 – Microscopia da (a) amostra SAT 062 – 2.000X e (b) de amostra de solo siltoso *offshore* proveniente da Austrália – 2.000X (Randolph & Gouvernec, 2011)

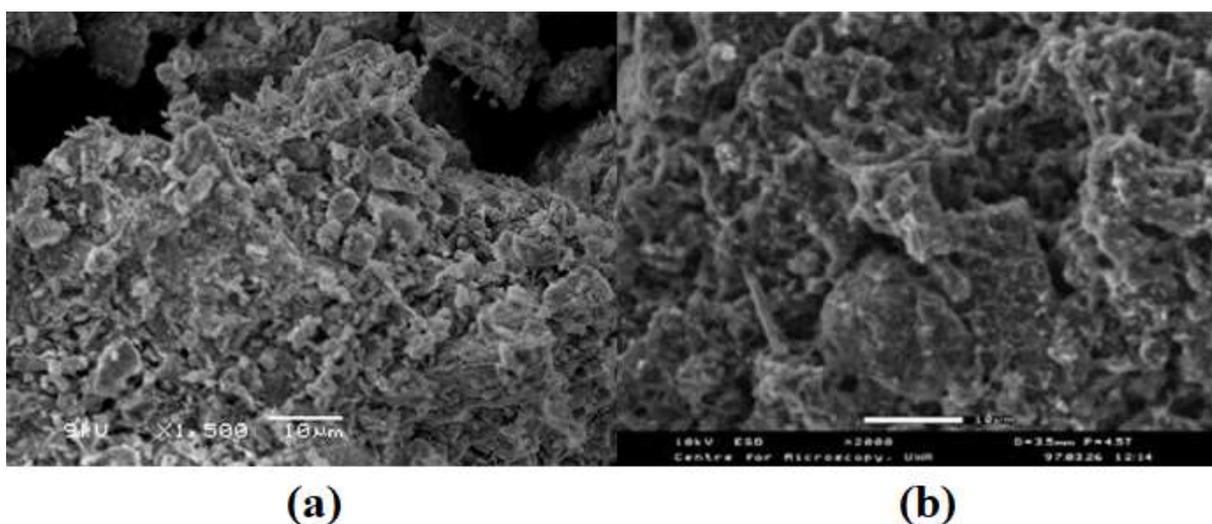


Figura 4.6 – Microscopia da (a) amostra REG 935 – 1.500X e (b) de amostra de solo siltoso *offshore* proveniente da Austrália – 2.000X (Randolph & Gouvernec, 2011)

4.1.2 DIFRAÇÃO DE RAIOS X (DRX)

Foram realizados dois ensaios de difratometria de raios X no Laboratório de Materiais Cerâmicos - UFRGS (LACER), sendo um deles com a amostra SIS 175 e o outro com a amostra proveniente do testemunho REG 996. A Figura 4.7 indica a localização geográfica da extração dos testemunhos analisados nos ensaios DRX e, também, a altura de lâmina d'água

correspondente a esses testemunhos. Todas as amostras são referentes a uma profundidade de 0,30 metros em relação ao assoalho marinho.

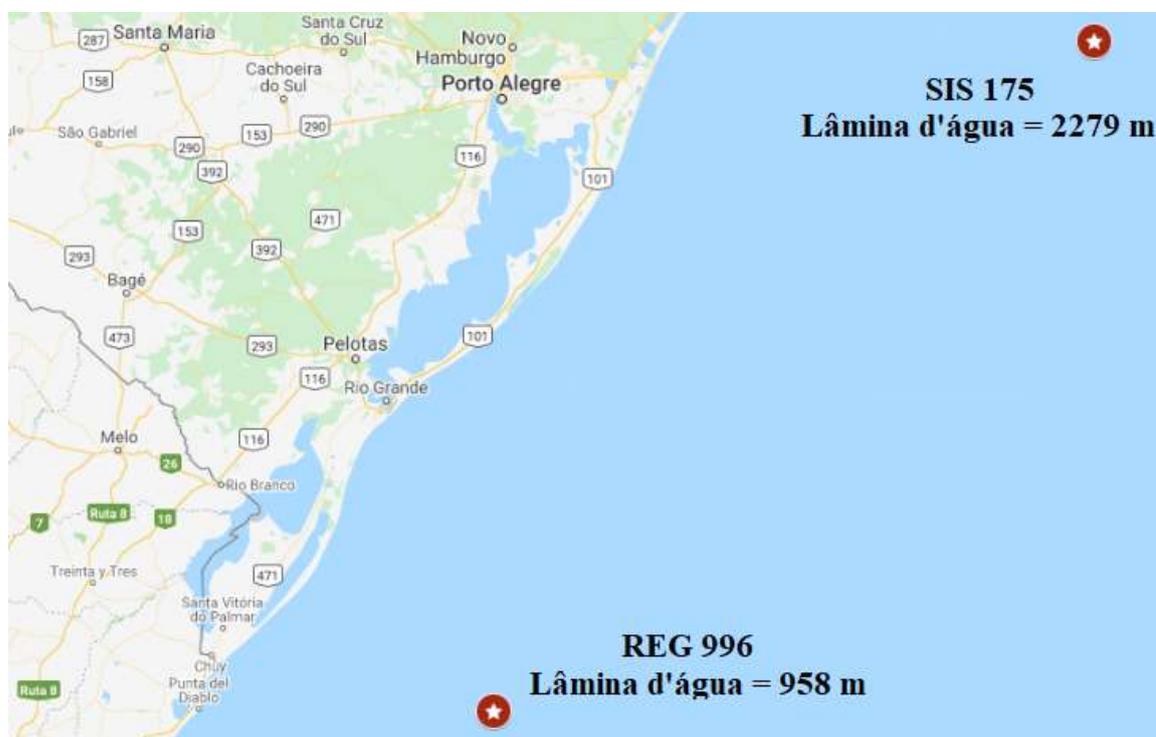


Figura 4.7 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de DRX (*Google Maps*)

Foram aplicados aproximadamente 32.000 padrões de referência consagrados na literatura, para realizar a caracterização da composição químico-mineralógica das amostras analisadas. A análise qualitativa dos picos (indicativos das fases dos minerais) ocorreu por meio do *software* X'pert Highscore, em um intervalo angular de 5 a 75° de 2 θ .

O resultado DRX da amostra REG 996 é apresentado na Figura 4.8. Nota-se a presença dos minerais quartzo, feldspato e dos argilominerais ilita e caulinita. Tais resultados são condizentes com a literatura acerca do assunto (GRIFFIN *et al.*, 1968, BEHAIRY *et al.*, 1975; WINDOM, 1976; LISITZIN, 1996; FAGEL, 2007).

A Figura 4.9 apresenta as fases identificadas no ensaio DRX para a amostra SIS 175. Comparado aos resultados da amostra REG 996, não houve a identificação do mineral feldspato para a amostra SIS 175, mas constatou-se a presença dos minerais montmorilonita e carbonato de cálcio. Nos oceanos, a acumulação de carbonatos de cálcio no assoalho marinho indica a

possível presença de hidrocarbonetos, ou seja, possível existência de fontes energéticas (TISSOT & WELTE, 1984).

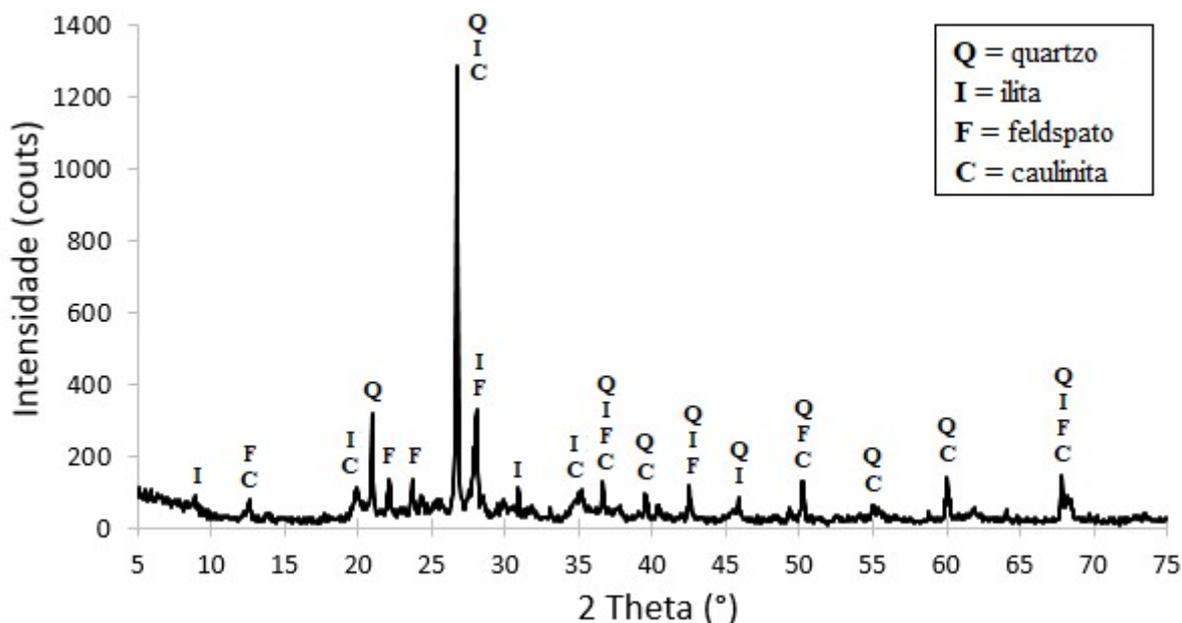


Figura 4.8 – Difratomia de Raio X da amostra REG 996

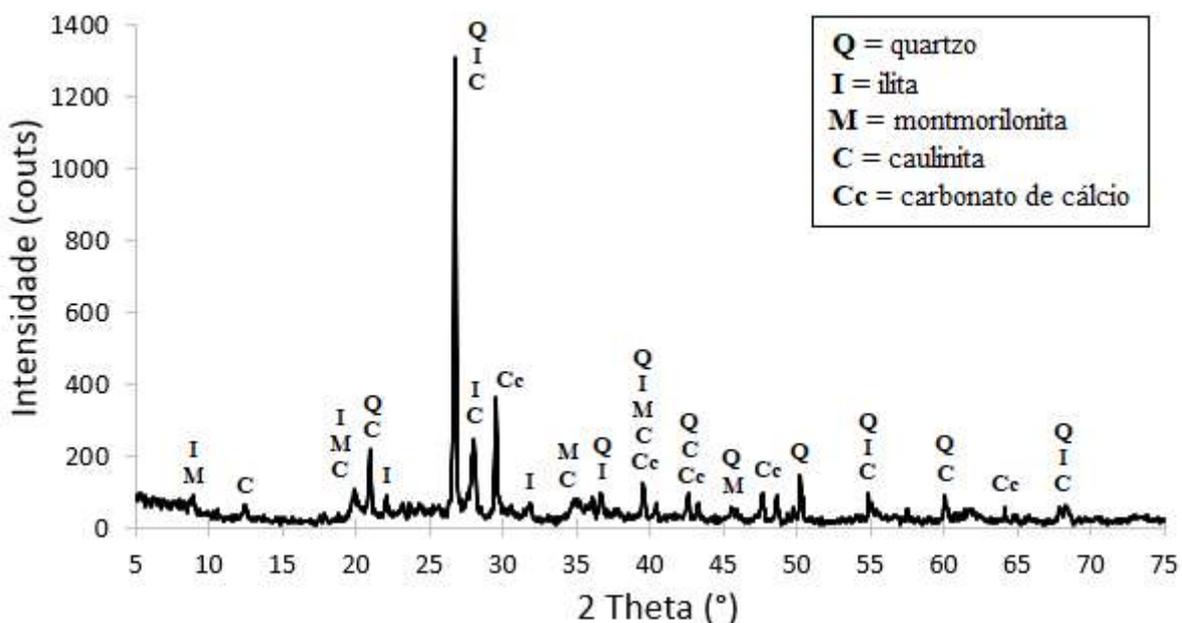


Figura 4.9 – Difratomia de Raio X da amostra SIS 175

De modo geral, é possível observar que as argilas estudadas são predominantemente caulínicas, com presença de illita e quartzo, em diferentes graus de intemperismo (alteração).

No entanto, é importante notar que há sobreposição das fases dos argilominerais identificados, isso se dá pelo fato dos picos tabelados destes minerais serem muito próximos uns dos outros.

A Tabela 4.1 apresenta as principais características dos minerais detectados nos ensaios DRX, baseado nos estudos de Griffin *et al.* (1968), Behairy *et al.* (1975), Windom (1976), Tissot & Welte (1984), Lisitzin (1996) e Fagel (2007).

Tabela 4.1 – Principais características dos minerais detectados nos ensaios DRX

Mineral	Estrutura Cristalina	Equação Química	Densidade Típica (g/cm ³)	Observações
Quartzo	Hexagonal irregular e distorcida	SiO ₂	2,66	2º mineral mais abundante da Terra. Muito resistente ao intemperismo.
Ilita	Monoclínica com clivagem basal e textura lamelar	2K ₂ O·3MgOAl ₂ O ₃ ·24SiO ₂ ·12H ₂ O	2,75	Considerável substituição iônica. Produto da alteração da muscovita e feldspatos em ambientes hídricos.
Montmorilonita	Monoclínica prismática	NaMgAlSi ₄ O ₁₁	Variada	Silicato de alumínio, magnésio e cálcio hidratado.
Caulinita	Hexagonal triclínica	Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄	2,67	Formado por reações entre o feldspato potássico e a água.
Feldspato	Triclínico	Na(AlSi ₃ O ₈)	2,57	Constituinte de 80% das rochas da crosta terrestre.
Carbonato de Cálcio - Calcita	Romboédrica ou Trigonal	CaCO ₃	2,73	Principal componente de rochas, como os calcários.

4.1.3 FLUORESCÊNCIA DE RAIOS X (FRX)

Realizou-se a análise da proporção dos elementos químicos das amostras SIS 175, SIS 722 e REG 935 por meio do ensaio de Espectrometria de Fluorescência de Raios-X (FRX). A Figura 4.10 indica o ponto de extração dos testemunhos citados e sua respectiva lâmina d'água, é

importante frisar que a profundidade de coleta é referente a 0,30 metros em relação ao assoalho marinho.



Figura 4.10 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de FRX
(Google Maps)

Os resultados dos ensaios FRX indicaram que as amostras analisadas são constituídas majoritariamente pelos minerais illita/caulinita (Al_2O_3) e quartzo (SiO_2) que também foram identificados nos ensaios DRX das amostras SIS 175 e REG 996, conforme descrito na Tabela 4.2.

A amostra SIS 722 apresentou 14,859% de óxido de cálcio (CaO), valor superior a porcentagem de massa desse óxido indicada nos resultados das amostras REG 935 e SIS 175. O óxido de cálcio (CaO) pode ser um indicativo da presença de calcita (CaCO_3) que foi constatada no ensaio DRX da amostra SIS 175, uma vez que o ensaio FRX não possui sensibilidade para detecção do elemento químico carbono (número atômico menor que 12). Da mesma forma, os resultados dos ensaios de FRX indicaram, para as três amostras, a presença do elemento químico Cl (cloro), que pode estar associado diretamente a halita (NaCl) responsável pela salinidade do solo marinho (HOTTA, 2019).

Tabela 4.2 – Proporção de óxidos (% de massa) das amostras REG 935, SIS 175 e SIS 722

ÓXIDO	Amostra		
	REG 935	SIS 175	SIS 722
	% MASSA	% MASSA	% MASSA
Al₂O₃	13,593	13,502	11,464
SiO₂	48,785	48,640	37,394
P₂O₅	0,378	0,389	0,406
SO₃	1,461	0,723	0,479
Cl	0,905	1,219	1,649
K₂O	3,031	2,912	2,518
CaO	1,345	1,803	14,859
TiO₂	0,830	0,803	0,829
MnO	0,038	0,045	0,129
Fe₂O₃	5,007	5,552	5,445
SrO	0,017	0,022	0,070
ZrO₂	0,037	0,033	0,025
LOI*	0,210	0,240	0,640

*LOI = *Loss on Ignition* = porcentagem de matéria orgânica, CO₂, SO₂ e material volátil

A Tabela 4.3 indica os principais minerais associados aos óxidos encontrados nas amostras *offshore*. Percebe-se que os óxidos encontrados nos ensaios FRX convergem com os minerais contidos nas amostras, obtidos nas análises dos ensaios DRX, e com a bibliografia internacional relativa à mineralogia dos solos argilosos *offshore* (LIRA & FILHO, 1973; BEHAIRY *et al.*, 1975; WINDOM, 1976; LISITZIN, 1996; MOORE & REINOLDS, 1997; FAGEL, 2007). No entanto, não há uma relação direta entre o óxido de manganês (MnO), o óxido de estrôncio (SrO) e o óxido de zircônio (ZrO₂) com os solos *offshore* de acordo com a literatura consultada.

Tabela 4.3 – Principais minerais associados aos óxidos encontrados nas amostras *offshore* por meio do ensaio FRX

Óxido / Elemento Químico	Equação Química	Minerais Associados
Óxido de Alumínio	Al ₂ O ₃	Caulinita e Ilita - ver Tabela 4.1
Dióxido de Silício	SiO ₂	Quartzo e Ilita - ver Tabela 4.1
Pentóxido de Difósforo	P ₂ O ₅	Apatita - associado a veios hidrotermais
Trióxido de Enxofre	SO ₃	Barita - associado a fósseis ou massas residuais em argilas
Elemento Químico Cloro	Cl	Halita (NaCl) - associado à salinidade do solo
Óxido de Potássio	K ₂ O	Associado à formação da Silvita - rocha sedimentar salina
Óxido de Cálcio	CaO	Calcita - ver Tabela 4.1
Dióxido de Titânio	TiO ₂	Bauxita - intemperismo e lixiviação de sílica em condições climáticas tropicais
Óxido de Manganês	MnO	-
Óxido de Ferro	Fe ₂ O ₃	Bauxita - intemperismo e lixiviação de sílica em condições climáticas tropicais
Óxido de Estrôncio	SrO	-
Óxido de Zircônio	ZrO ₂	-

4.1.4 ESPECTROMETRIA ÓPTICA (ICP)

Os ensaios de espectrometria óptica com plasma indutivamente acoplado foram realizados especificamente para a verificação da presença do elemento Sódio (Na) nas amostras de solo marinho, visto que seu número atômico é de 11, valor inferior a 12 (limite de detecção do ensaio FRX). A Tabela 4.4 indica a proporção de sódio (% de massa) das amostras SIS 175, SIS 722 e REG 935 obtido através do ensaio ICP.

Tabela 4.4 – Proporção de sódio (% de massa) das amostras SIS 175, SIS 722 e REG 935

Amostra	Sódio - Na (%)
SIS 175	1,825 ± 0,001
SIS 722	2,380 ± 0,020
REG 935	1,413 ± 0,009
LD*	0,0000027 (0,027 ppm)

*LD = Limite de detecção.

Por meio da Tabela 4.4 pode-se perceber que foi detectada a presença de uma pequena quantidade de sódio (menor que 3%) nas amostras analisadas. O sódio está associado a formação de Halita (NaCl) como indicado por Hotta (2019).

O teor de sal (NaCl) possui considerável influência sobre a sensibilidade das argilas (SKEMPTON & NORTHEY, 1952) uma vez que a redução do teor de sal em argilas sensíveis (*quick clays*) forma estruturas meta estáveis, diminui a atividade (A) e a resistência não drenada residual (S_{ur}), e altera os limites de Atterberg, sendo a diminuição de LL mais pronunciada (SKEMPTON & NORTHEY, 1952; BJERRUM, 1954; BJERRUM & ROSENQVIST, 1956; MITCHELL & SOGA, 2005). É válido ressaltar que não foi analisada nesse trabalho a influência da salinidade nas amostras de solo *offshore*. Ao se adicionar a água destilada na preparação das amostras, a única salinidade existente no solo *offshore* é proveniente do sal incorporado à parte sólida do solo existente.

4.1.5 ÁREA SUPERFICIAL ESPECÍFICA E TAMANHO DOS POROS

Aplicando o Método de BET (Teoria de Adsorção Multimolecular), baseado na adsorção multimolecular, obteve-se o valor de a área superficial de cada amostra ensaiada. Já o volume e diâmetro dos poros foram determinados pelo Método BJH (Método de Barrett, Joyner e Halenda). A Tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos para as amostras REG 996 e SIS 175.

Tabela 4.5 – Área superficial, volume e diâmetro dos poros, amostras REG 996 e SIS 175

Amostra	BET	BJH - Adsorção		BJH - Dessorção	
	Área Superficial (m ² /g)	Volume do poro (cm ³ /g)	Diâmetro do poro (nm)	Volume do poro (cm ³ /g)	Diâmetro do poro (nm)
REG 996	17,7	0,06	3,08	0,06	3,95
SIS 175	26,6	0,08	3,03	0,08	3,62

Quanto maior a área superficial das partículas, maior será a sua capacidade de adsorção de água e íons, ou seja, maior a influência das forças de superfície sobre fenômenos de cisalhamento (MARTINS, 1992). Desta forma, conclui-se que a amostra SIS 175 possui maior capacidade de adsorção quando comparada a amostra REG 996.

De acordo com Santos (1989) e USEPA (2000) os valores de área superficial obtidos nesta pesquisa (entre 15 e 50 m²/g) são típicos de argilominerais caulinita, sendo a capacidade de troca catiônica (CTC) estimada entre 3 e 15 meq/100g. Tal medida é um indicativo da reatividade do solo e, nos casos de suspensões coloidais, tal reatividade ocorre devido ao fato de que os cátions orbitam a dupla camada difusa (DCD) dos argilominerais (LAMBE & WHITMAN, 1979).

Pode-se classificar os poros dos minerais supracitados, de acordo com seu diâmetro, em: microporos (diâmetro < 2nm), mesoporos (diâmetro na faixa de 2-50nm) e macroporos (diâmetro > 50nm) - (SING *et al.*, 1985). Em ambas as amostras analisadas, os poros são classificados como mesoporos, mas muito próximos dos limites de classificação de microporos. À medida que diminui o tamanho de poro, o potencial de adsorção é maior. No caso em que o poro seja suficientemente amplo, as moléculas irão se adsorvendo numa única camada (monocamada) e na medida em que a quantidade adsorvida aumenta, o adsorvato irá se ordenando em camadas sucessivas (multicamada) - (SING *et al.*, 1985).

4.1.6 CALORIMETRIA DIFERENCIAL DE VARREDURA (DSC)

Visando a caracterização das amostras estudadas, em relação à variação de temperatura, realizou-se ensaios de Calorimetria Diferencial de Varredura (DSC) que possibilitam o estudo da troca térmica, alterações e reações dos materiais com o aumento da temperatura.

Os resultados obtidos nos ensaios DSC das amostras SIS 175 e REG 996 são visualizados na Figura 4.11. Ambas as amostras foram secadas previamente à 100°C, até constância de massa, logo, não serão visualizados picos endotérmicos nesta temperatura, proveniente da evaporação da água (umidade).

Percebe-se nitidamente um comportamento térmico diferente para cada amostra. Serão explicitados a seguir hipóteses do autor desta pesquisa sobre essa diferença, baseado na literatura acerca do assunto.

Em geral, a amostra SIS 175 apresentou comportamento exotérmico durante todo o processo de aumento da temperatura. A tendência inicial exotérmica pode ser explicada pela combustão de matéria orgânica. Entre 600 e 1.000°C ocorre, possivelmente, um rearranjo estrutural

referente a cristalização dos alumínio-silicatos (SANTOS, 1989). Provavelmente, próximo de 1.000 °C, acontece a transformação de metacaulinita em mulita, com um pico exotérmico próximo de 1.250 °C (ILIĆ *et al.*, 2010).

Por sua vez, a amostra REG 996 apresenta um comportamento exotérmico apenas entre 0 e 500°C, possivelmente pela combustão de matéria orgânica. A partir desta temperatura, provavelmente, ocorre a desidroxilação da caulinita, gerando o composto amorfo metacaulim (BRINDLEY, 1984) e a transformação de quartzo α em quartzo β , por meio de reações endotérmicas. Para esta amostra também se constatou um pico exotérmico próximo de 1.250°C, podendo ser indicativo da transformação do metacaulim em mulita (CHAKRABORTY, 2003; ZHOU *et al.*, 2013).

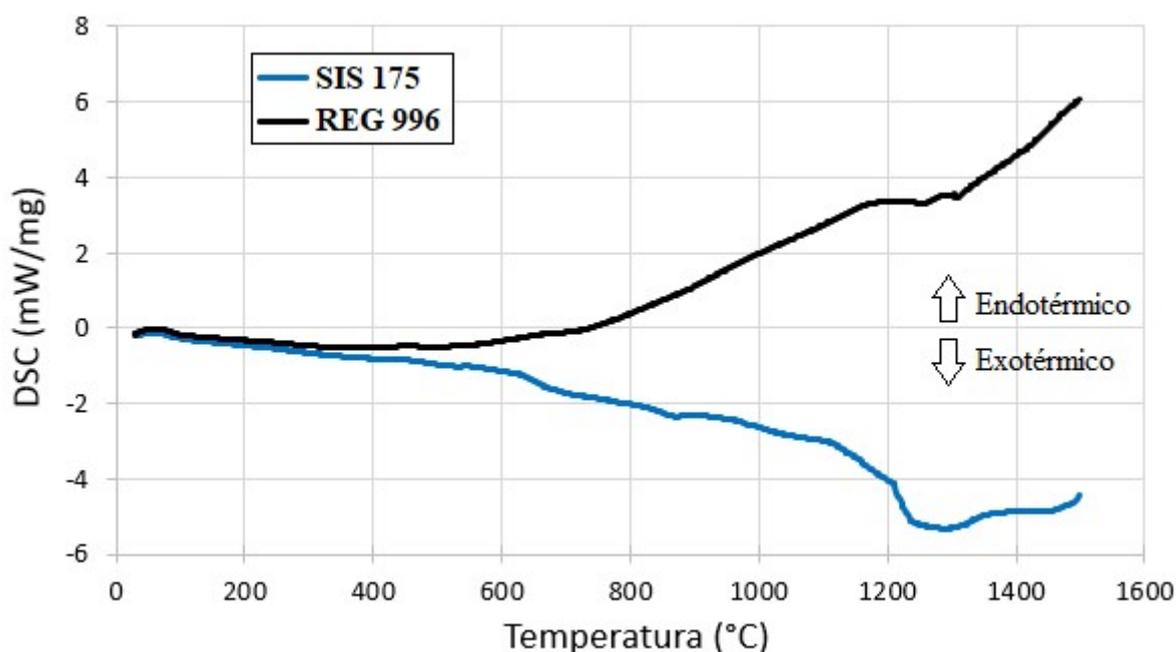


Figura 4.11 – Curva DSC das amostras SIS 175 e REG 996

4.1.7 TEOR DE UMIDADE

Para todos os 29 testemunhos foram retiradas três amostras em três profundidades diferentes (topo, meio e base) para determinação do teor de umidade, resultando assim em 261 determinações. Constatou-se uma variação deste teor de 31 a 81% (média de 52%). Esta ampla variação se deve ao ressecamento dos testemunhos ao longo dos 11 anos de armazenamento, mesmo estando estocados em um container climatizado. Além dos 261 ensaios de teor de

umidade supracitados também foram realizadas três determinações deste teor previamente a realização de cada um dos demais ensaios mencionados nesse trabalho.

4.1.8 DENSIDADE DOS GRÃOS

Foram realizados ensaios de determinação da densidade dos grãos (razão do peso específico do solo e do peso específico da água) para as amostras REG 996, SIS 175, SIS 722 e REG 935, a uma profundidade de 40 centímetros, conforme indicado na Tabela 4.6, obtendo os valores de 2,65 para a amostra REG 996, 2,62 para as amostras SIS 722 e REG 935 e 2,67 para o espécime SIS 175.

Tabela 4.6 – Densidade dos grãos - amostras REG 996, SIS 175, SIS 722 e REG 935

Amostra <i>Offshore</i>	Densidade dos Grãos
REG 996	2,65
SIS 175	2,67
SIS 722	2,62
REG 935	2,62

Segundo DAS (2007), a grande maioria dos solos brasileiros possui densidade entre 2,60 e 2,90, sendo que este valor depende da mineralogia do solo analisado, conforme Tabela 4.7. Baseando em DAS (2007) e diversos autores (Tabela 4.8), conclui-se que os valores obtidos nesta pesquisa são condizentes com a literatura.

Tabela 4.7 – Valores Típicos de Densidade dos Grãos referentes a mineralogia do solo
(baseado em Das, 2007)

Mineral	Valores típicos de Densidade dos Grãos
Quartzo	2,65
Caulinita	2,60
Ilita	2,80
Montmorilonita	2,65 - 2,80
Feldspato Sódico	2,62 - 2,76

4.1.9 LIMITES DE ATTERBERG

A Tabela 4.8 indica as médias dos valores de Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e do Índice de Plasticidade (IP) das amostras SIS 175, REG 996, SIS 722 e REG 935, retiradas a 50 cm de profundidade do assoalho marinho.

Percebe-se que, para maiores lâminas d'água, mais afastado da costa brasileira, o solo (SIS 175) possui maior Limite de Liquidez, uma vez que quanto maior a porcentagem da fração argila no solo, maior influência tal fração terá sobre este limite (SOUZA *et al.*, 2000). Por sua vez, a amostra REG 935 (mais próxima a costa brasileira), possui menor Limite de Liquidez, devido a maior porcentagem da fração silte e areia em sua constituição. Esta constatação pode ser explicada pelo fato de que, quanto menor a partícula, menor é a velocidade necessária para transportá-la para longe da costa. Logo, é de se esperar que a quantidade de argila seja maior quanto mais afastado da plataforma continental.

Tabela 4.8 – Limites de Atterberg obtidos nesta pesquisa e por diversos autores, para solos *offshore*

Amostras Offshore	Lâmina d'água (m)	M. Esp. dos Grãos (g/cm³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Referência Bibliográfica
SIS 175 (Bacia de Pelotas)	2.279	2,67	55	26	29	Presente Pesquisa
REG 996 (Bacia de Pelotas)	958	2,65	46	23	23	Presente Pesquisa
SIS 722 (Bacia de Pelotas)	1.694	2,62	45	24	21	Presente Pesquisa
REG 935 (Bacia de Pelotas)	220	2,62	41	21	20	Presente Pesquisa
Bacia de Santos	1.500 a 1.900	2,57	82	23	59	Fagundes (2010)
Bacia de Santos	2.120 a 2.200	*	58-120	20-65	18-78	Petrobras (2011)
Bacia de Campos	600 a 2.000	2,30 a 2,86	28-108	18-42	5-66	Barros <i>et al.</i> (2009)
Malásia	"águas rasas"	2,58	54	27	27	Thian & Lee (2014)
Noruega - Drammen Clay	"águas profundas"	2,76	55	28	27	Andersen <i>et al.</i> (1980, 1988) e Andersen & Lauritzen (1988)
Boston Blue Clay	"águas profundas"	2,77	44	23	21	Malek <i>et al.</i> (1989)
Hong Kong	"águas rasas"	2,66	60	28	32	Zhu & Yin (2000)
Shanghai Donghai	"águas rasas"	2,75	45	21	23	Li & Huang (2010)
Wenzhou China	"águas rasas"	2,75	64	28	36	Li <i>et al.</i> (2011)

*Valores não informados pelos autores.

Por meio da Tabela 4.8 pode-se afirmar que os limites obtidos nesta pesquisa são similares aos limites de Atterberg de solos *offshore* encontrados por diversos autores, em diversas localidades do mundo, inclusive a Bacia de Santos.

4.1.10 GRANULOMETRIA

A Tabela 4.9 apresenta a porcentagem retida de cada fração do solo, resultantes dos ensaios de sedimentação e peneiramento fino, de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995) assim como, a classificação do solo segundo a *Unified Soil Classification System*, USCS (ASTM D2487, 2017b) e, também, a classificação AASTHO (1982). Para a amostra SIS 722 foi realizado dois ensaios de granulometria, sendo tais ensaios denominados de SIS 722 – 1 e SIS 722 – 2.

Tabela 4.9 – Granulometria e classificação - SIS 175, REG 996, SIS 722 e REG 935

Características	SIS 175	REG 996	SIS 722 -1	SIS 722 - 2	REG 935
% Areia ($0,06 \text{ mm} < \phi \leq 2 \text{ mm}$)	16,9	21,2	16,1	26,1	32,2
% Silte ($0,002 \text{ mm} < \phi \leq 0,06 \text{ mm}$)	48,4	40,6	57,2	50,4	35,5
% Argila ($\phi \leq 0,002 \text{ mm}$)	34,7	38,2	26,8	23,5	32,2
Classificação USCS	CH - MH	CL - ML	CL - ML	CL - ML	CL - ML
Classificação AASHTO	A-7-6	A-7-6	A-7-5	A-7-5	A-7-6

De acordo com a ASTM D2487 (2017b), a amostra SIS 175 é classificada como CH (Argilas de Alta Plasticidade). Porém ao se definir a posição desta amostra na Carta de Plasticidade de Casagrande, de acordo com seus limites de Atterberg, esta localiza-se muito próxima da “linha A”, ou seja, na fronteira com os Siltes de Alta Plasticidade (MH), definindo assim uma classificação intermediária CH-MH. De acordo com Liu (1967), a classificação AASHTO A-7-6, a qual esta amostra se enquadra, é mais provável de ocorrer para solos CH que solos MH.

As demais amostras *offshore* (REG 996, SIS 722 e REG 935) são classificadas como CL (Argila de Baixa Plasticidade). Os limites de Atterberg também enquadram esta amostra muito próxima da “linha A”, na divisa com os Siltes de Baixa Plasticidade (ML), logo é classificada como CL-ML, com classificação AASHTO A-7-5 para a amostra SIS 722 e A-7-6 para as amostras REG 996 e REG 935.

A Figura 4.12 expressa as curvas granulométricas das amostras SIS 175, REG 996, SIS 722-1, SIS 722-2 e REG 935 e a faixa de variação das argilas da Bacia de Santos (PETROBRAS, 2011).

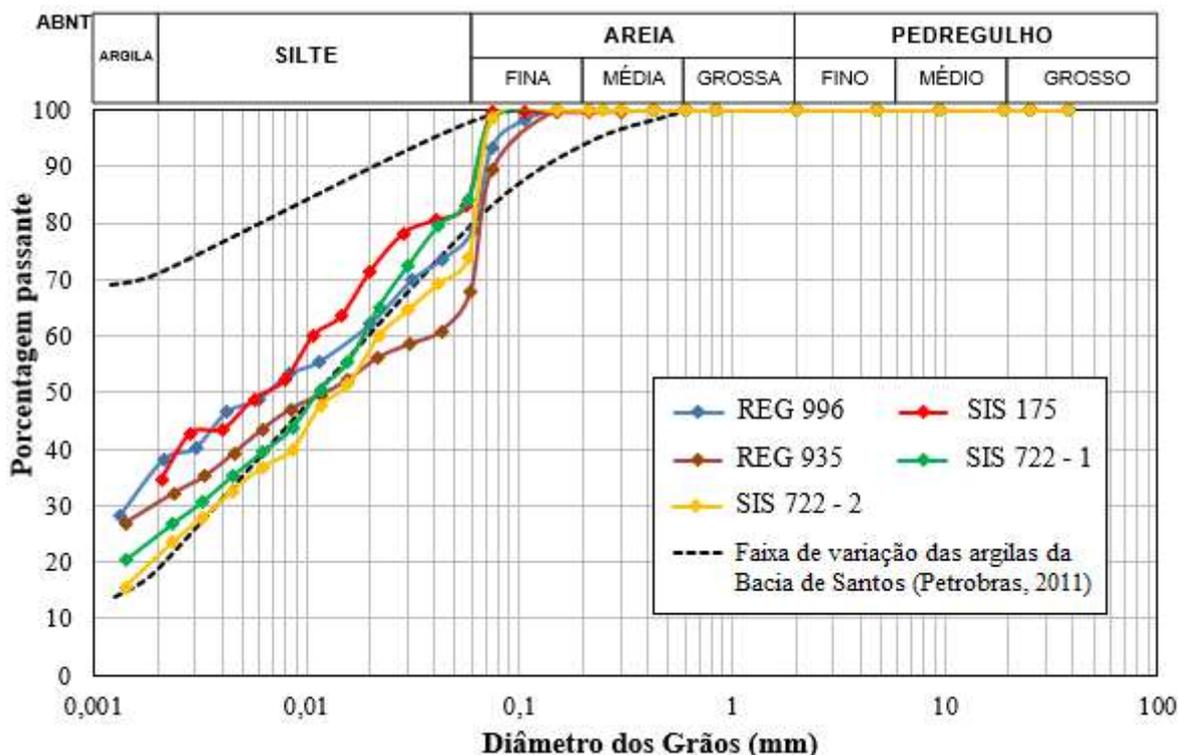


Figura 4.12 – Curvas granulométricas das amostras *offshore* analisadas em comparação com a faixa de variação das argilas da Bacia de Santos - Petrobras (2011)

As amostras *offshore* analisadas possuem distribuições granulométricas similares. No entanto, analisando a porcentagem de cada fração do solo percebe-se que, para maiores lâminas d'água (mais afastado da costa brasileira) o solo (SIS 175 e SIS 722) possui menores teores de areias e maiores teores de silte. Este fato pode ser explicado pelo intemperismo (erosão natural) que as partículas sofrem até a deposição final no assoalho marinho, com o afastamento da costa brasileira, resultando em maior plasticidade do solo (MITCHELL & SOGA, 2005). No mesmo sentido, o solo extraído em lâmina d'água menor (REG 935) possui maior teor de areia (menor taxa de intemperismo) se comparado aos solos extraídos em lâminas d'água profundas (SIS 175, REG 996 e SIS 722). Quanto menor a partícula, menor é a velocidade necessária para transportá-la para longe da costa. Nesse sentido, é de se esperar que a quantidade de argila seja maior quanto mais afastado da plataforma continental.

Tendo por base os dados fornecidos pela Petrobras (2011), pode-se traçar uma faixa de variação granulométrica do solo *offshore* proveniente da Bacia de Santos. Os solos provenientes da Bacia de Pelotas enquadram-se próximos ou dentro de tal faixa. Comparam-se as granulometrias obtidas com dados granulométricos de solos *offshore* por meio da Tabela 4.10. As amostras *offshore* analisadas nesta pesquisa possuem características semelhantes aos solos de diversas localidades do globo terrestre.

Tabela 4.10 – Caracterização granulométrica da Bacia de Pelotas e de diversas partes do globo

Amostras Offshore	Lâmina d'água (m)	% Areia	% Silte	% Argila	Referência Bibliográfica
SIS 175 (Bacia de Pelotas)	2.279	16,9	48,4	34,7	Presente Pesquisa
REG 996 (Bacia de Pelotas)	958	21,2	40,6	38,2	Presente Pesquisa
SIS 722 - 1 (Bacia de Pelotas)	1.694	16,1	57,2	26,8	Presente Pesquisa
SIS 722 - 2 (Bacia de Pelotas)	1.694	26,1	50,4	23,5	Presente Pesquisa
REG 935 (Bacia de Pelotas)	220	32,2	35,5	32,2	Presente Pesquisa
Bacia de Pelotas	169 a 2.777	0,3 a 56,8	9,9 a 77,9	0 a 63,5	Santos (2010)
Bacia de Santos	1.500 a 1.900	6,0	47,0	47,0	Fagundes (2010)
Bacia de Santos	2.120 a 2.200	2,0 a 20,0	26,0 a 62,0	18,0 a 71,0	Petrobras (2011)
Bacia de Campos	600 a 2.000	*	*	5,0 a 80,0	Barros <i>et al.</i> (2009)
Malásia	"águas rasas"	2,5	55,5	42,0	Thian & Lee (2014)
Bacia de Kumano - Japão	1.529 a 1.591	0,3 a 50,7	35,5 a 86,9	11,8 a 36,9	Flemings <i>et al.</i> (2015)
Hong Kong	"águas rasas"	26,0	46,5	27,5	Zhu & Yin (2000)

*Valores não informados pelos autores.

4.1.11 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DO PULSO ULTRA-SÔNICO

O objetivo deste ensaio é determinar o módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0), de forma a complementar a caracterização geotécnica, dos testemunhos SIS 175 (amostra retirada a 0,90 m de profundidade) e REG 996 (amostra extraída a 0,45 m do assoalho marinho) e verificar a possível existência de fraturas internas nos corpos de prova ensaiados com tais testemunhos.

O tempo de propagação é a diferença de tempo entre a emissão do sinal e o ponto de maior amplitude do vale, antes do maior pico, como indicado na Figura 4.13 para a amostra REG 996 e na Figura 4.14 para a amostra SIS 175. O módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) foi de 3.883,64 MPa e 3.103,73 MPa para as amostras REG 996 e SIS 175, respectivamente. Não foi constatada a existência de fraturas internas nos corpos de prova analisados (no caso de existência de fraturas haveria descontinuidades no tempo de propagação da onda). Como os ensaios foram realizados a profundidades diferentes seria equivocado realizar uma comparação entre eles, desta forma o módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) obtido é abordado nesta pesquisa apenas com a finalidade de caracterização do solo *offshore*.

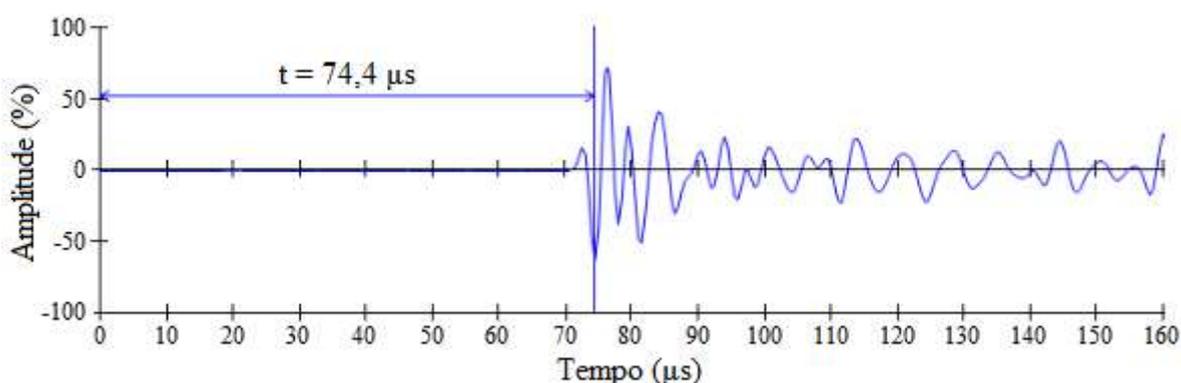


Figura 4.13 – Determinação do tempo de propagação de onda para a amostra REG 996

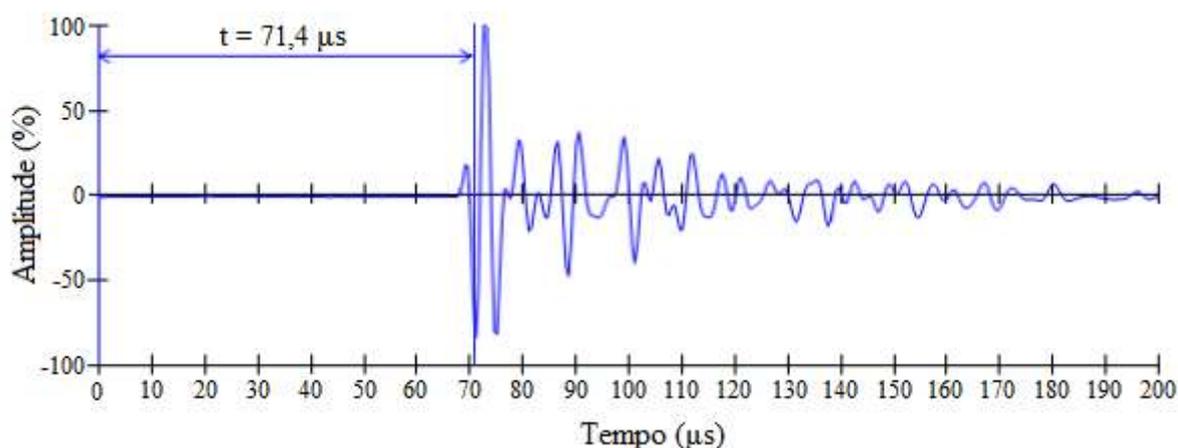


Figura 4.14 – Determinação do tempo de propagação de onda para a amostra SIS 175

4.1.12 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica ocorreu para as amostras SIS 175 (profundidade de 0,90 m) e REG 935 (profundidade de 0,30 m), em trechos de 10 cm sem fissuras superficiais. A escolha do tubo REG 935 ocorreu pelo fato de não haver trechos “indeforados” da amostra REG 996. A Figura 4.15 indica a localização geográfica da retirada destas amostras e suas respectivas lâminas d’água.

A Tabela 4.11 exibe as informações relativas a cada etapa (preparação da amostra, percolação, saturação e determinação do coeficiente de condutividade) dos ensaios realizados, assim como o valor de coeficiente de condutividade hidráulica para cada amostra.

Em ambos os ensaios realizados, durante a etapa de percolação, o volume percolado não atingiu duas vezes o volume de vazios da amostra durante 16 dias para a amostra SIS 175 e REG 935, indício de que os solos analisados possuíam condutividade hidráulica muito baixa.



Figura 4.15 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de Condutividades Hidráulica (*Google Maps*)

O testemunho SIS 175 (amostra “natural indeformada”) foi a primeira amostra a ser ensaiada, obtendo um parâmetro B igual a 0,70, valor este que não garante a saturação da amostra (LAMBE & WHITMAN, 1979). Visando obter valores maiores de parâmetro B e, conseqüentemente, coeficientes de condutividade hidráulica mais representativos, adotou-se para o ensaio da amostra REG 935 maiores durações das etapas de percolação, saturação e medição de k_{20} , de 48, 8 e 15 dias, respectivamente. No entanto, o parâmetro B medido no ensaio da amostra REG 935 foi de 0,75. Uma possível solução para a obtenção de parâmetros B próximos de 1 é o aumento dos incrementos de tensão confinante e contrapressão, porém esta medida poderia comprometer a integridade das válvulas utilizadas no controle destas pressões.

Ambos os coeficientes de condutividade hidráulica determinados, $7,70 \times 10^{-10}$ m/s (SIS 175) e $1,90 \times 10^{-10}$ m/s (REG 935) são próximos dos valores expressos na literatura, como é indicado na Tabela 4.12.

Tabela 4.11 – Características e Coeficiente de Condutividade Hidráulica das amostras SIS 175 e REG 935 e informações dos ensaios realizados

Etapa	Informação	SIS 175	REG 935
Preparação da Amostra	Peso Específico inicial (γ_i)	16,30 kN/m ³	19,50 kN/m ³
	Umidade inicial (w_i)	60,95%	31,52%
	Volume de Vazios (V_v)	127,29 cm ³	102,07 cm ³
Percolação	Duração	16 dias	48 dias
	Tensão Efetiva (σ')	20 kPa	20 kPa
	Volume Percolado ($V_{perc.}$)	18,92 mL	18,69 mL
Saturação	Duração	5 dias	8 dias
	Incrementos de TC e CP	50 kPa	50 kPa
	Tensão Efetiva (σ')	20 kPa	20 kPa
	TC máxima	530 kPa	430 kPa
	Parâmetro B	0,70	0,75
Medição do Coeficiente de Condutividade Hidráulica	Duração	6 dias	15 dias
	Temperatura média ambiente	29,4 °C	29,4 °C
	Gradiente Hidráulico	20	20
	Número de Leituras	8	10
	Coeficiente de Condutividade Hidráulica com Correção de temperatura (k_{20})	$7,70 \times 10^{-10}$ m/s	$1,90 \times 10^{-10}$ m/s

Tabela 4.12 – Coeficientes de Condutividade Hidráulica das amostras da Bacia de Pelotas e de diversas partes do globo

Amostras <i>Offshore</i>	Lâmina d'água	Coeficiente de Condutividade Hidráulica (<i>k</i>) – (m/s)	Referência Bibliográfica
SIS 175 (Bacia de Pelotas)	2279 m	$7,70 \times 10^{-10}$	Presente Pesquisa
REG 935 (Bacia de Pelotas)	220 m	$1,90 \times 10^{-10}$	Presente Pesquisa
Malásia	"águas rasas"	$6,0 \times 10^{-10}$ a $50,0 \times 10^{-10}$	Thian & Lee (2014)
Singapura Clay	"águas rasas"	10^{-8} a 10^{-10}	Chu <i>et al.</i> (2002)
Noruega - Drammen Clay	"águas profundas"	$27,3 \times 10^{-10}$	Abe (2001)
Bangkok Clay	1.000 m	$40,0 \times 10^{-10}$ a $600,0 \times 10^{-10}$	Bergado <i>et al.</i> (1991)
Hong Kong Clay	"águas rasas"	$6,15 \times 10^{-10}$	Zhu (1999)

4.2 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO

Neste tópico serão abordados os ensaios de compressão oedométrica, expansão unidimensional e mini-palheta. Por meio dos resultados desses ensaios foi analisado o comportamento geomecânico do solo *offshore* estudado nesta pesquisa.

4.2.1 COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

Inicialmente, foram realizados ensaios de adensamento oedométrico em amostras coletadas à 1,25 metros do assoalho marinho (SIS 175) e a 3,70 metros (SIS 722). Estas amostras foram ensaiadas com o teor de umidade em que se encontravam no momento da extração de seus testemunhos, ou seja, não houve adição de água e remoldagem das mesmas. A Figura 4.16 indica a localização geográfica dos testemunhos selecionados para tal ensaio. Por sua vez a Tabela 4.13 apresenta as características iniciais e finais dos corpos de prova ensaiados.



Figura 4.16 – Localização geográfica das amostras selecionadas para o ensaio de compressão oedométrica (*Google Maps*)

Tabela 4.13 – Características iniciais e finais dos corpos de prova SIS 175 e SIS 722

Características	SIS 175	SIS 722
Teor de Umidade inicial (%)	60,90	50,91
Peso Específico inicial (kN/m ³)	16,10	17,00
Índice de Vazios inicial	1,67	1,35
Teor de Umidade final (%)	61,09	38,99
Peso Específico final (kN/m ³)	16,90	16,70
Índice de Vazios final	1,55	1,20

A Figura 4.17 apresenta as curvas de Índice de vazios (e) em função da tensão vertical imposta (σ_v) obtidas para as amostras supracitadas. Em ambos os ensaios foi considerado as cargas provenientes do *top-cap* (cabecote da célula) e da régua resistiva, desta forma a pré-carga utilizada nos ensaios foi de 2,32 kPa.

Observa-se que a amostra SIS 722 possui inicialmente um índice de vazios inferior ao índice de vazios inicial do corpo de prova SIS 175, logo normalizou-se o eixo das ordenadas pelo índice de vazios inicial de cada amostra, expresso na Figura 4.18. Percebe-se semelhanças entre

o comportamento dessas amostras, como inclinações dos trechos de recompressão e expansão (descompressão) similares.

Os coeficientes de adensamento (c_v) foram obtidos pelo Método de Taylor, sendo desconsiderados desta análise os primeiros estágios de carregamento, pois foi constatado a expansão do corpo de prova quando submetido a pequenos valores de tensão vertical efetiva, esse assunto será abordado no próximo tópico desta pesquisa (“Expansão Unidimensional”). A Figura 4.19 indica os valores destes coeficientes. Não foi constatado grandes variações dos coeficientes de adensamento para ambas as amostras analisadas, sendo o valor médio de c_v de $1,36 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ para a amostra SIS 722 e $2,76 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ para a amostra SIS 175. O fato dos coeficientes de adensamento (c_v) não variarem com a tensão efetiva é um sinal de amolgamento como discutido em Aguiar *et al.* (2021).

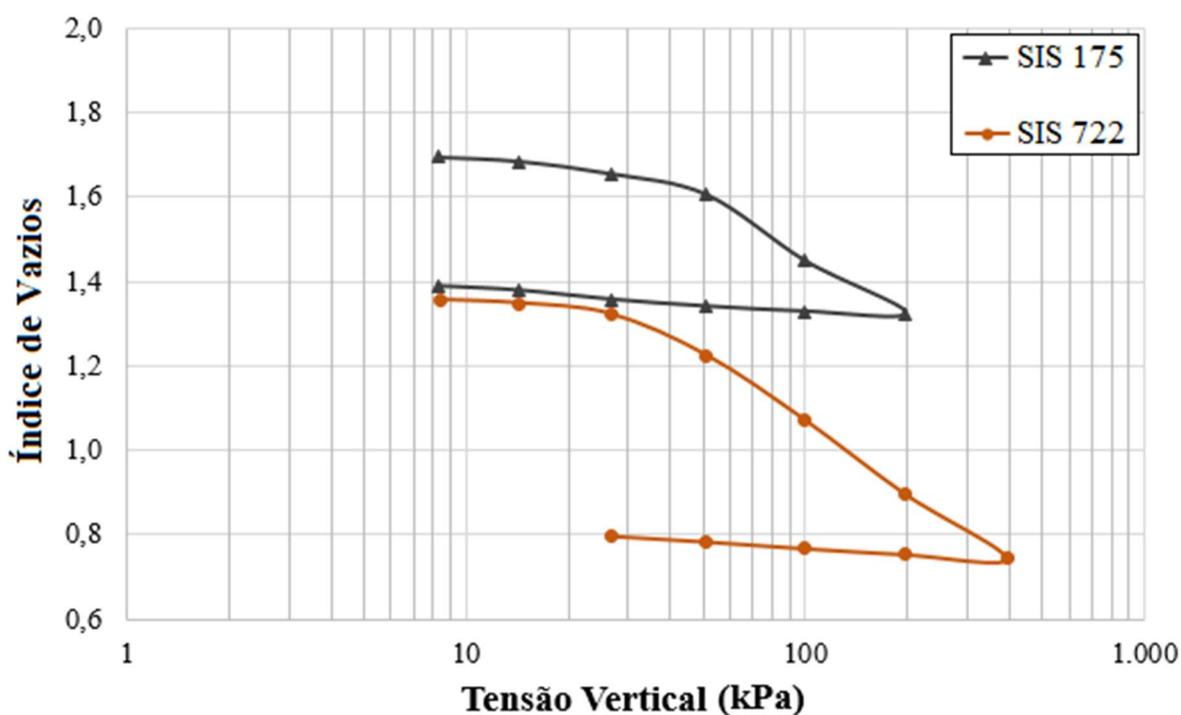


Figura 4.17 - Curvas de Índice de vazios (e) em função da tensão vertical (σ_v) obtidas para as amostras SIS 175 e SIS 722

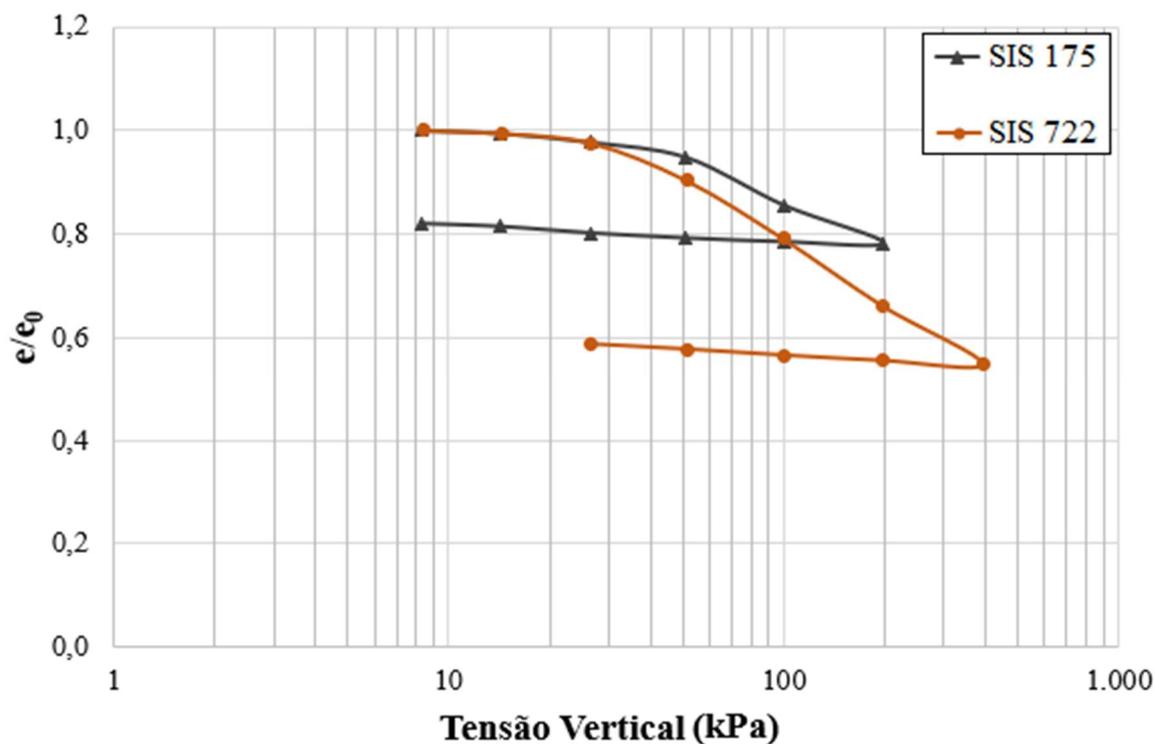


Figura 4.18 - Curvas e/e_0 em função da tensão vertical (σ_v) obtidas para as amostras SIS 175 e SIS 722

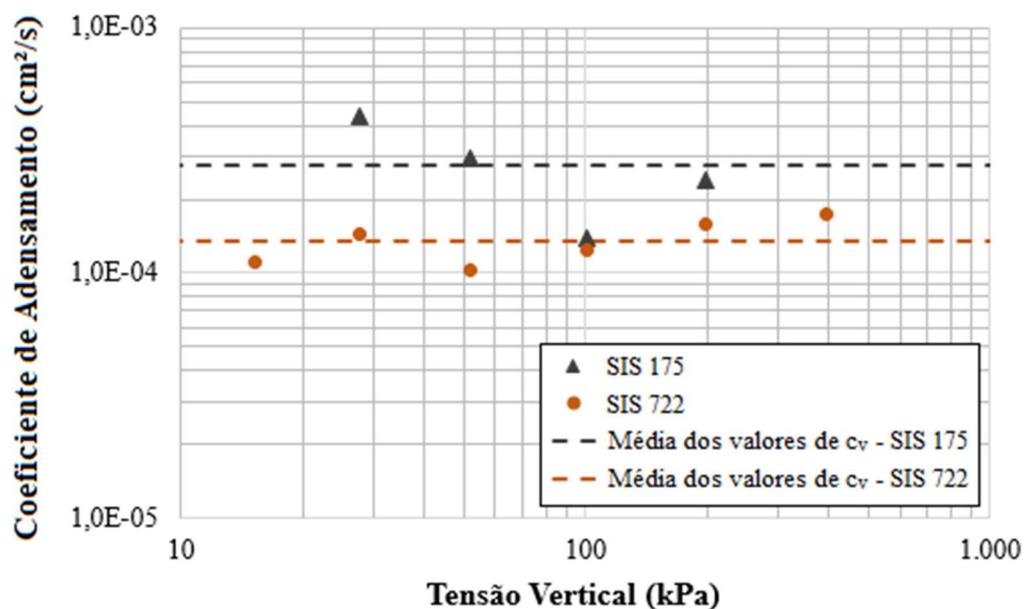


Figura 4.19 - Coeficiente de adensamento (c_v) em função da tensão vertical (σ_v), amostras SIS 175 e REG 996

A Tabela 4.14 indica os coeficientes de adensamento médio ($c_{v, \text{médio}}$), a tensão de pré-adensamento (σ'_c), a razão de pré-adensamento (OCR) e os índices de recompressão (C_r),

compressão (Cc) e descompressão/Expansão (Cs) para cada ensaio. Baseado nos estudos de Aguiar *et al.* (2021) constata-se, pelos valores de Cc obtidos, que as amostras “naturais indeformadas” são amolgadas.

Tabela 4.14 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento para as amostras SIS 175 e SIS 722

Parâmetros	SIS 175	SIS 722
c_v , médio (cm ² /s)	$2,76 \times 10^{-4}$	$1,36 \times 10^{-4}$
σ'_c (kPa) – Método de Casagrande	44	35
σ'_c (kPa) – Método de Pacheco Silva	41	37
OCR ($\sigma'_c / \sigma'_{\text{campo}}$) – (kPa)	5,11	1,34
Índice de Recompressão (Cr)	0,0773	0,0343
Índice de Compressão (Cc)	0,4783	0,5440
Índice de Descompressão (Cs)	0,0607	0,0500

Também foram realizados dois ensaios oedométricos com amostras remoldadas provenientes do testemunho SIS 722. O procedimento de preparação da amostra consistiu na mistura do solo *offshore* com água, buscando-se a saturação próxima de 100% e o peso específico natural inicial de 16 kN/m³, baseado nos relatórios emitidos pela PETROBRAS (2011). As características de ambos os corpos de prova são apresentadas na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Características iniciais e finais dos corpos de prova SIS 722 (Remoldados)

Características	SIS 722-1 (Remoldado)	SIS 722-2 (Remoldado)
Teor de Umidade inicial (%)	75,27	75,21
Densidade inicial (g/cm ³)	1,60	1,60
Índice de Vazios inicial	1,90	1,92
Teor de Umidade final (%)	52,10	52,00
Densidade final (g/cm ³)	1,75	1,75
Índice de Vazios final	1,30	1,32

Pode-se analisar o adensamento das amostras remoldadas (SIS 722-1 e SIS 722-2) através da Figura 4.20. Os corpos de prova remoldados apresentam comportamento semelhantes, uma vez que possuem características de moldagem similares (Tabela 4.15). Percebe-se que não há um trecho inicial de recompressão para ambas as amostras, isso se deve ao fato de que o solo possui

uma consistência muito mole. Neste sentido, o estágio de pré-carga com 2,32 kPa foi considerado como a primeira carga, sendo aplicado por 24 horas. A diferença inicial entre as amostras remoldadas nos primeiros estágios de carregamento pode ser explicada pela acomodação inicial do *top-cap* (cabecote da célula) ou pela presença de pequenas bolhas de ar decorrentes do processo de remoldagem.

Por meio da Figura 4.20 também é possível comparar as amostras remoldadas SIS 722-1 e SIS 722-2 com a amostra indeformada SIS 722. Pode ser constatado que a inclinação da reta virgem é similar para as três curvas de adensamento sendo que, a partir 30 kPa, as amostras remoldadas apresentam comportamento similar a amostra indeformada. Ou seja, apesar das diferenças nos trechos iniciais, observou-se que todos os ensaios convergiram para a mesma reta de compressão virgem.

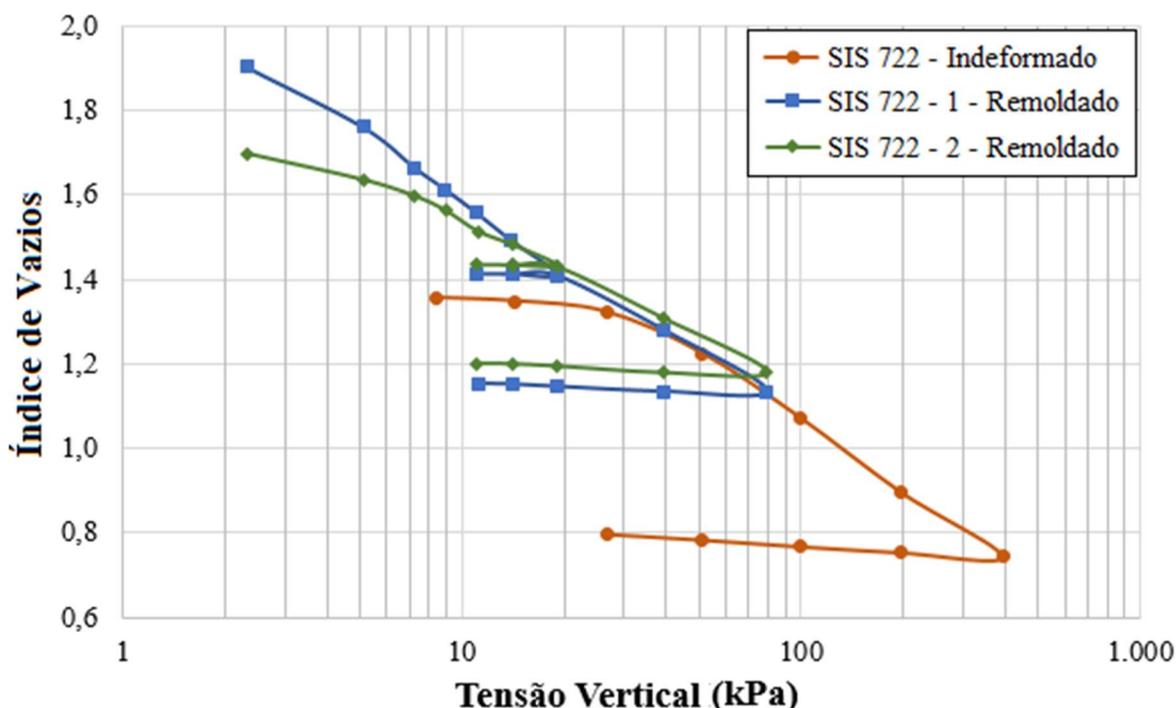


Figura 4.20 - Curvas de Índice de vazios (e) em função da tensão vertical (σ_v) obtidas para as amostras SIS 722 remoldadas e indeformada

Já a Figura 4.21 exibe os coeficientes de adensamento (c_v) para as amostras SIS 722 remoldadas. Nota-se, nos dois corpos de prova remoldados, uma tendência de crescimento deste coeficiente com o aumento da tensão vertical efetiva.

Os parâmetros de compressibilidade (C_c e C_s) e o coeficiente de adensamento médio ($c_{v, \text{médio}}$), obtidos para cada um dos ensaios remoldados, são expressos na Tabela 4.16. Vale ressaltar que

não foi possível determinar a tensão de pré-adensamento (σ'_c) e o Índice de Recompressão (Cr) devido ao fato de as curvas de adensamento não apresentarem trechos bem definidos de recompressão.

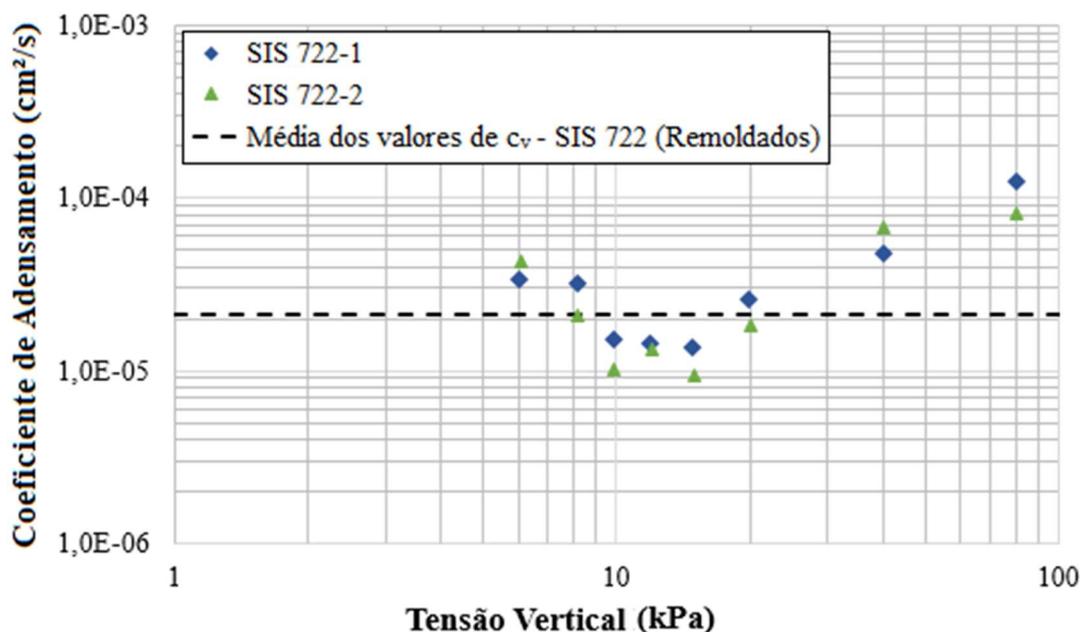


Figura 4.21 - Coeficiente de adensamento (c_v) em função da tensão vertical (σ_v) para as amostras remoldadas SIS 722

Tabela 4.16 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento para as amostras remoldadas SIS 722

Parâmetros	SIS 722-1	SIS 722-2
$c_{v, \text{médio}}$ (cm ² /s)	$3,31 \times 10^{-5}$	$3,82 \times 10^{-5}$
Índice de Compressão (Cc)	0,6123	0,3544
Índice de Descompressão (Cs)	0,0352	0,0382

Nesta pesquisa, considerando todos os ensaios oedométricos realizados, tanto para amostras remoldadas quanto indeformadas, obteve-se Índices de Compressão (Cc) entre 0,3544 e 0,6123 e Índices de Descompressão/Expansão (Cs) entre 0,0352 e 0,0607.

Barros *et al.* (2009) encontrou valores de Cc entre 0,34 e 1,31 e de Cs entre 0,05 e 0,20 para solos *offshore* provenientes da Bacia de Campos. Já Thian & Lee (2014), ao estudarem argilas

moles altamente compressíveis da Malásia, encontraram valores de C_c superiores a 0,3. Além disso, os coeficientes de adensamento determinados para as amostras indeformadas SIS 175 e SIS 172 estão dentro da faixa ($0,6 \times 10^{-4}$ a $5,6 \times 10^{-4}$ cm^2/s) determinada por Fagundes (2010), para argilas *offshore* da Bacia de Campos.

4.2.2 EXPANSÃO UNIDIMENSIONAL

Ao se realizar os ensaios de adensamento oedométrico anteriormente descritos, percebeu-se uma tendência a expansão dos corpos de prova “indeformados” nos primeiros incrementos de tensão. Desta forma, buscou-se realizar ensaios de Expansão Unidimensional para dois testemunhos (SIS 175 e REG 996), visando a análise de tal expansão inicial quando o corpo de prova possuía acesso livre a água desde o começo do ensaio.

Foram coletadas três amostras no testemunho SIS 175, sendo suas profundidades, em relação ao assoalho marinho, de: 1,00 m, 1,05 m e 1,10 m, onde aplicou-se tensões verticais efetivas constantes de 2,32 kPa, 7,73 kPa e 17,78 kPa, respectivamente. O ensaio era finalizado quando o processo de dilatação primário era encerrado, ou seja, não havia variação da altura do corpo de prova.

A Figura 4.22 indica a variação do índice de vazios ao decorrer do ensaio, para cada corpo de prova submetido a uma tensão efetiva vertical diferente. Já a Figura 4.23 expressa o valor final do índice de vazios para cada tensão aplicada, podendo obter uma tensão em que não ocorre expansão de, aproximadamente, 9,4 kPa para a amostra SIS 175.

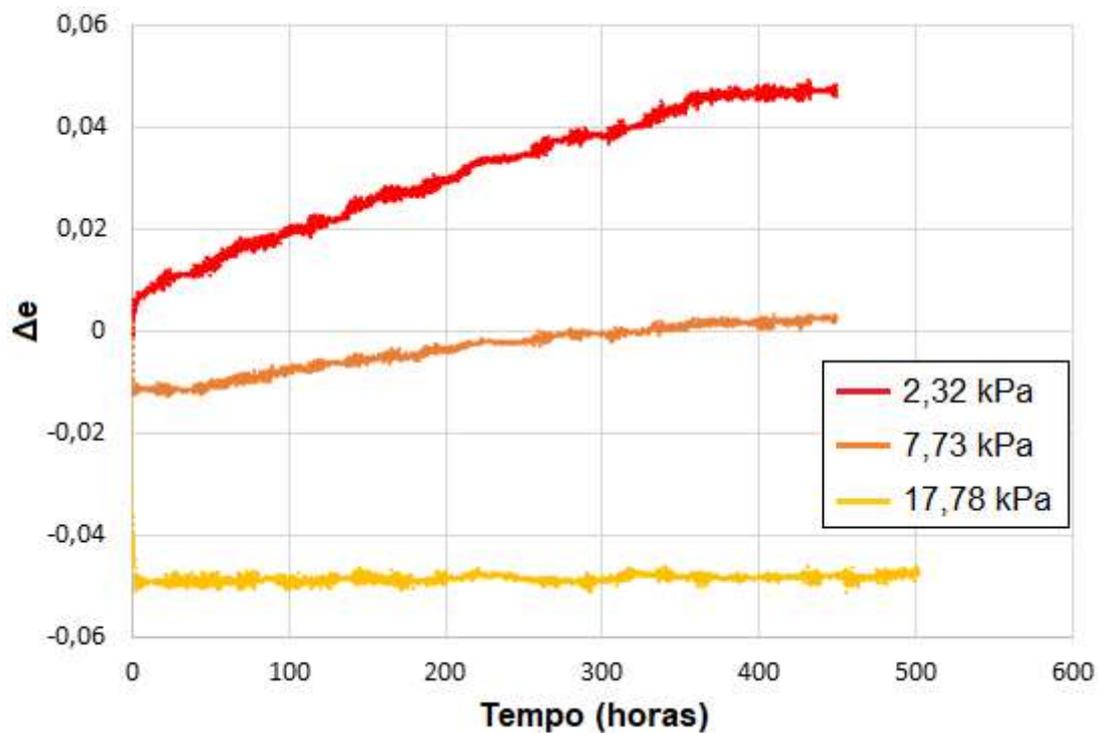


Figura 4.22 – Variação do índice de vazios (Δe) ao decorrer do ensaio de expansão, para amostras (SIS 175) submetidas a diferentes tensões verticais

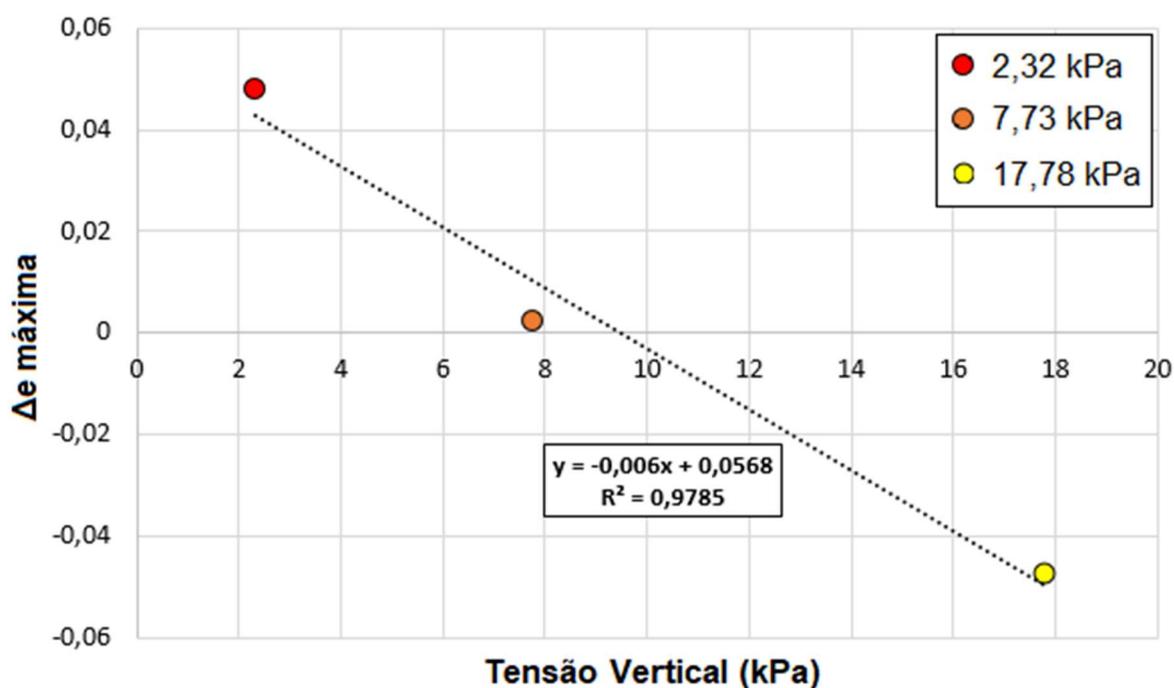


Figura 4.23 – Variação máxima do índice de vazios (Δe) em relação às tensões verticais impostas nas amostras SIS 175

Para o testemunho REG 996 também foram retiradas três amostras com profundidades, em relação ao assoalho marinho, de: 0,45 m, 0,50 m e 0,55 m, aplicando-se tensões efetivas verticais constantes de 2,32 kPa, 7,73 kPa e 30,16 kPa, respectivamente.

A Figura 4.24 apresenta a variação do índice de vazios ao longo do tempo. Por sua vez, a Figura 4.25 indica o valor máximo do índice de vazios alcançado para cada tensão aplicada. Desta forma, definiu-se uma tensão em que não ocorre expansão de, aproximadamente, 10,4 kPa para a amostra REG 996.

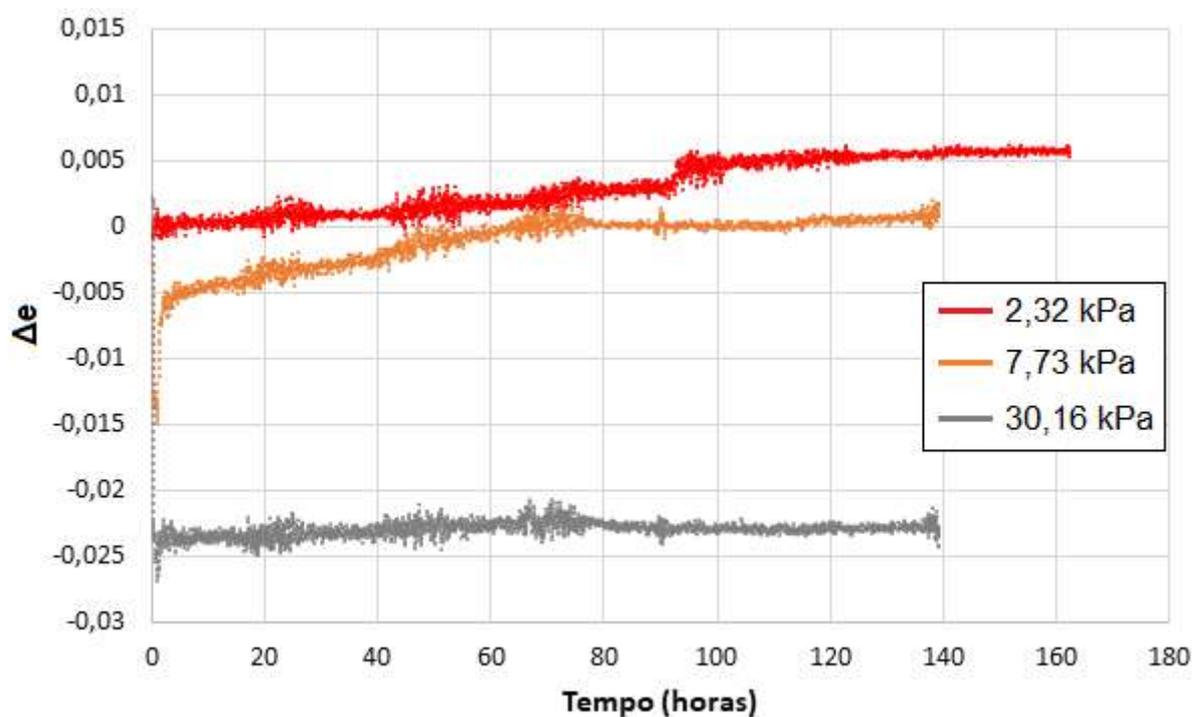


Figura 4.24 – Variação do índice de vazios (Δe) ao decorrer do ensaio de expansão, para amostras (REG 996) submetidas a diferentes tensões verticais

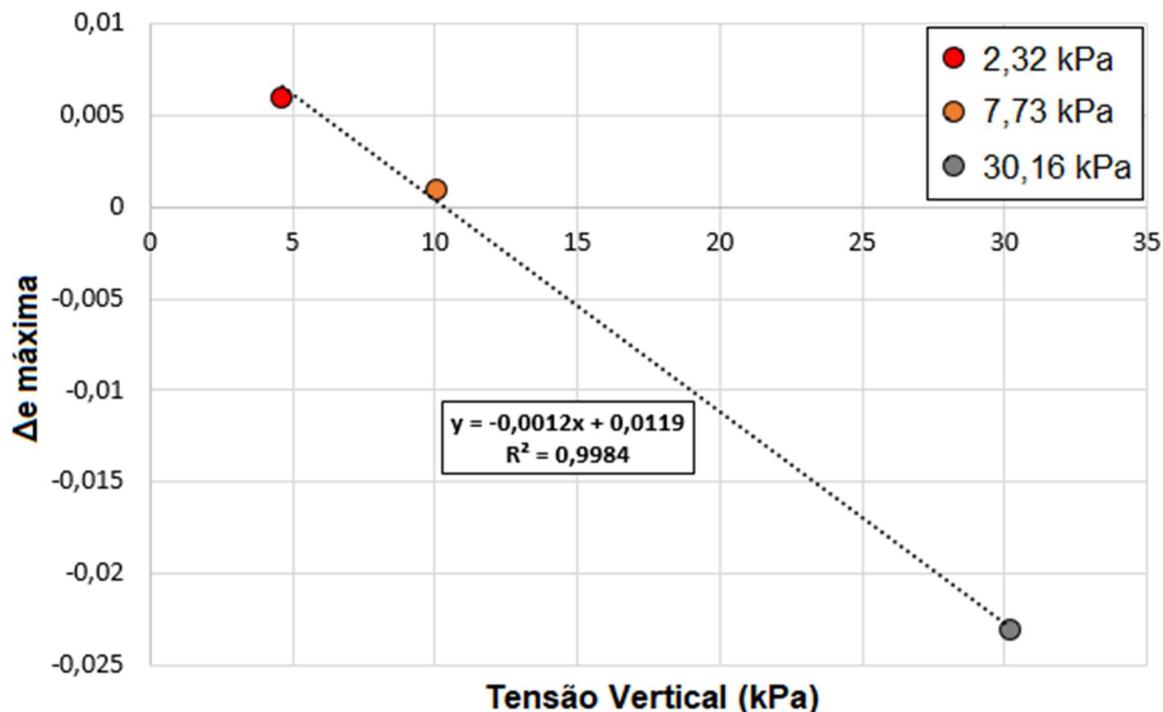


Figura 4.25 – Variação máxima do índice de vazios (Δe) em relação as tensões verticais impostas nas amostras REG 996

A expansão inicial observada para as amostras indeformadas não foi percebida para as amostras remoldadas submetidas aos ensaios de adensamento oedométrico. Logo, acredita-se que esta expansão se deve a absorção de água pelos corpos de prova, devido ao seu ressecamento ao longo de 11 anos de armazenamento. Além disso, a amostra SIS 175 possui em sua composição o argilomineral montmorilonita (como detectado nos ensaios DRX), que é expansivo, por isso observa-se uma expansão de cerca de dez vezes maior que a amostra REG 996.

4.2.3 MINI-PALHETA

Nos ensaios de mini-palheta de laboratório (*vane test*) foram aplicadas as velocidades de rotação de 0,0025; 0,005; 0,0075; 0,015; 0,03; 0,05; 0,1; 0,15; 0,30; 0,50; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5 e 5,0 rpm, para cada umidade (70%, 78% e 85%, referente aos índices de vazios de 1,91; 2,16 e 2,37, respectivamente) e para cada temperatura (-2,0; -1,5; -1,0; +6,0 e +17,5°C) ensaiada. A Figura 4.26 apresenta todos os resultados (resistência não drenada em função da velocidade angular) dos ensaios de mini-palheta realizados para a amostra SIS 722.

Os resultados obtidos são consistentes com os estudos de Matias (2016), que indicou valores de resistência não drenada (S_u) de cerca de 1 a 10 kPa na superfície do leito marinho constituído por argilas muito moles e siltes de alta plasticidade, com perfil normalmente adensado, e saturação próxima a 100% e, também, com os resultados de Terzaghi & Peck (1948) que apresentaram valores de $S_u < 24$ kPa para argilas moles extremamente deformáveis.

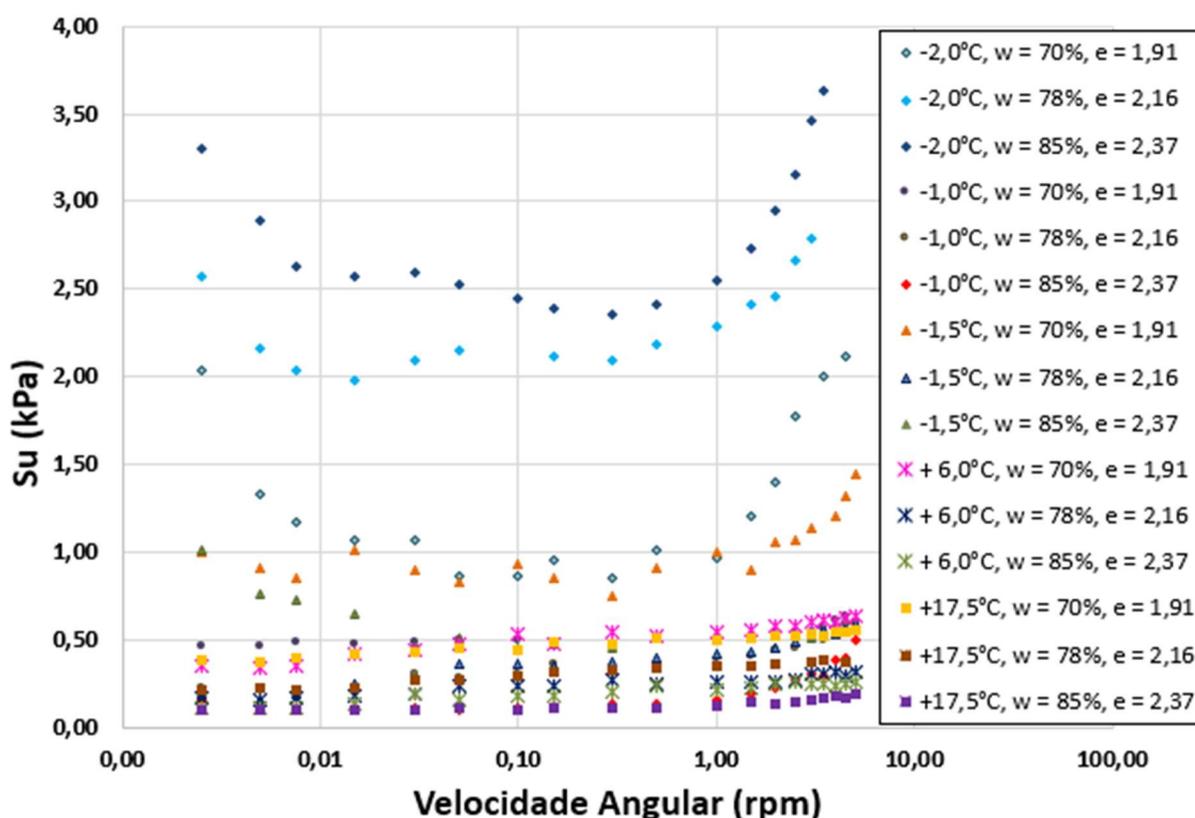


Figura 4.26 – Resultados (velocidade angular x resistência não drenada) dos ensaios de mini-palheta realizados para a amostra SIS 722

Visando analisar a influência do teor de umidade (associada ao índice de vazios), são apresentadas as Figuras 4.27, 4.28, 4.29, 4.30 e 4.31, que indicam os resultados dos ensaios realizados sob temperaturas de -2,0; -1,5; -1,0; +6,0 e +17,5°C, respectivamente.

De forma geral, através das figuras supracitadas percebe-se que um maior teor de umidade (maior índice de vazios para solos saturados) resulta em menores resistências não drenadas mobilizadas (S_u), ou seja, há uma relação inversamente proporcional entre o teor de umidade e a resistência não drenada (S_u). No entanto, esse comportamento não ocorre para as amostras ensaiadas com menor temperatura (-2,0 °C), onde foi constatado que maiores teores de umidade resultaram em maiores resistências não drenadas (S_u) mobilizadas (Figura 4.27). Tal fato pode

ser explicado pois foi observado visualmente o congelamento de parte da fase líquida do solo ensaiado (formação de cristais de gelo) para as amostras à $-2,0^{\circ}\text{C}$, nesse sentido a amostra com maior teor de umidade apresentou uma matriz parcialmente congelada mais consolidada que a amostra com menor teor de umidade, conferindo assim maior resistência não drenada (S_u) mobilizada no espécime ensaiado com 85% de umidade. De acordo com Williams & Smith (1989), quando ocorre o congelamento da água contida nos vazios dos solos, a coesão aumenta devido a formação de uma ligação ("cimentante") entre os cristais de gelo e as partículas do solo, mesmo que ainda exista uma parcela de água livre descongelada. O comportamento descrito anteriormente pode ser visualizado através da Figura 4.32, onde em menores temperaturas as amostras com teor de umidade de 85% (índice de vazios de 2,37) tendem a apresentar maior resistência.

Correlações empíricas indicam que uma lei de potência ou logarítmica pode ser usada para expressar a redução de S_u com o aumento do teor de umidade (RAO *et al.*, 1988; ROBINSON *et al.*, 2003; MORRIS *et al.*, 2000; SRIDHARAN & NAGARAJ, 2000; IPEKOGLU, 1996; 2004). No entanto, nenhum desses estudos analisou o efeito da temperatura, apesar das aplicações serem direcionadas a estruturas marinhas em ambientes de baixa temperatura, muito inferior ao utilizado em muitos testes laboratoriais comuns.

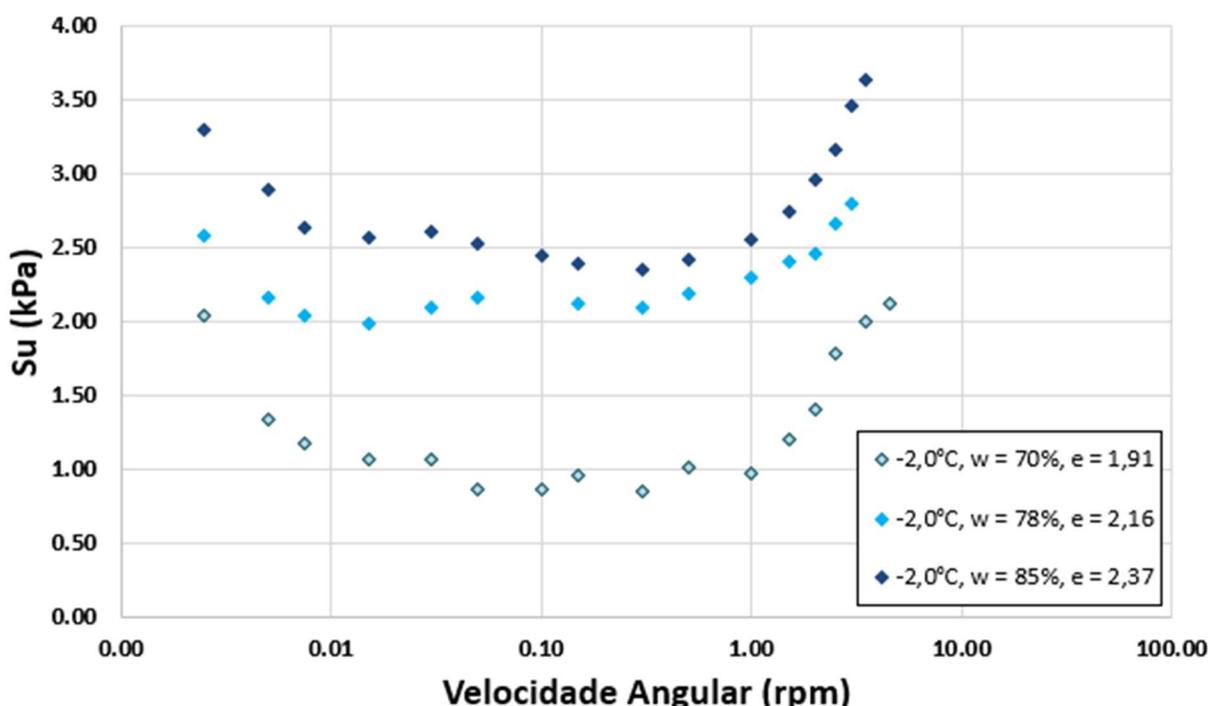


Figura 4.27 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados a $-2,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

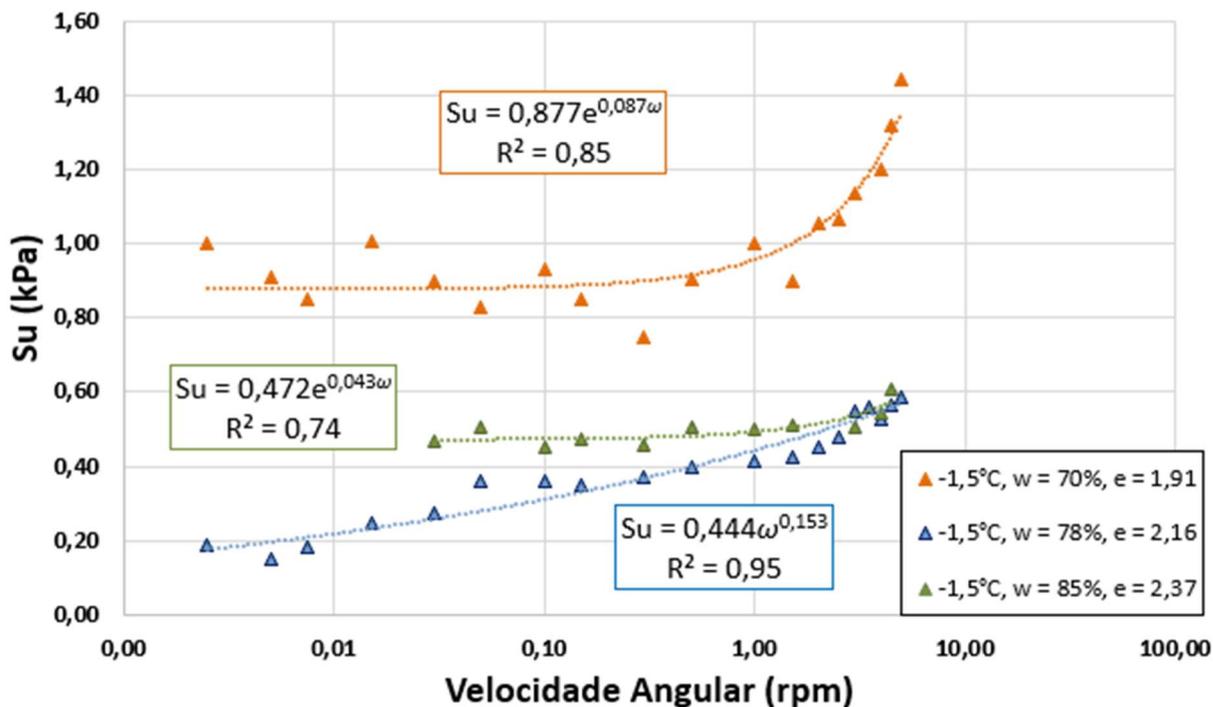


Figura 4.28 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados a -1,5°C (SIS 722)

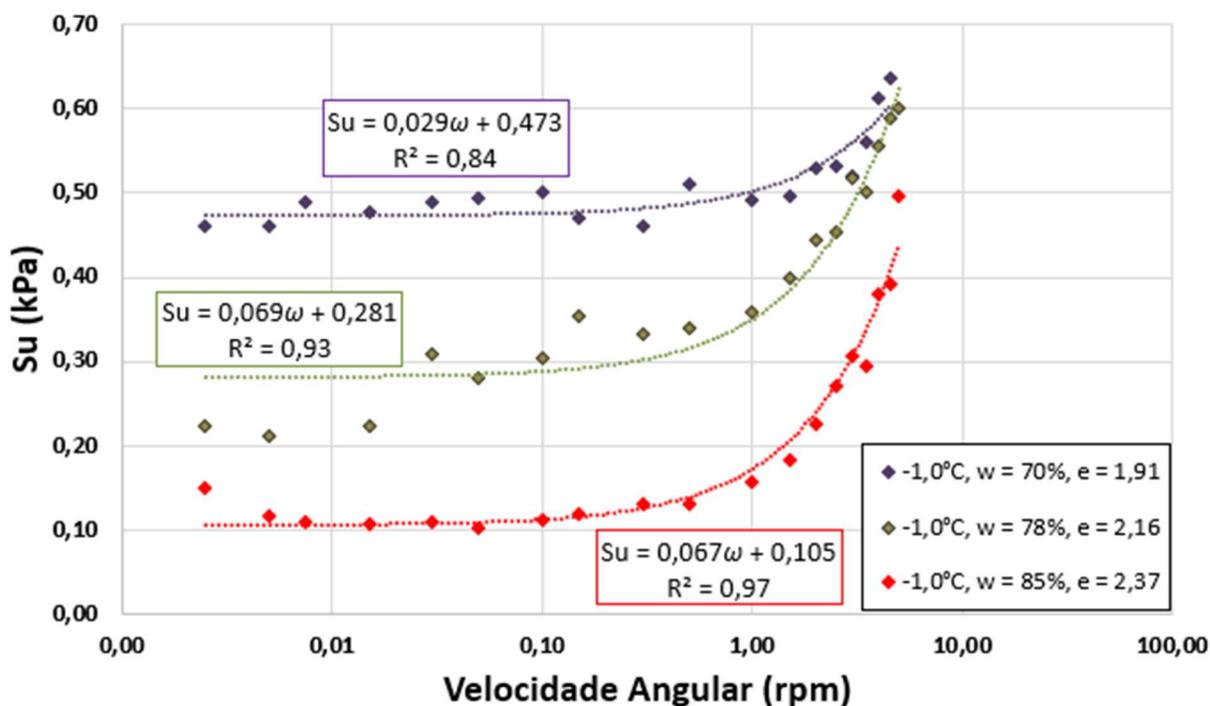


Figura 4.29 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados a -1,0°C (SIS 722)

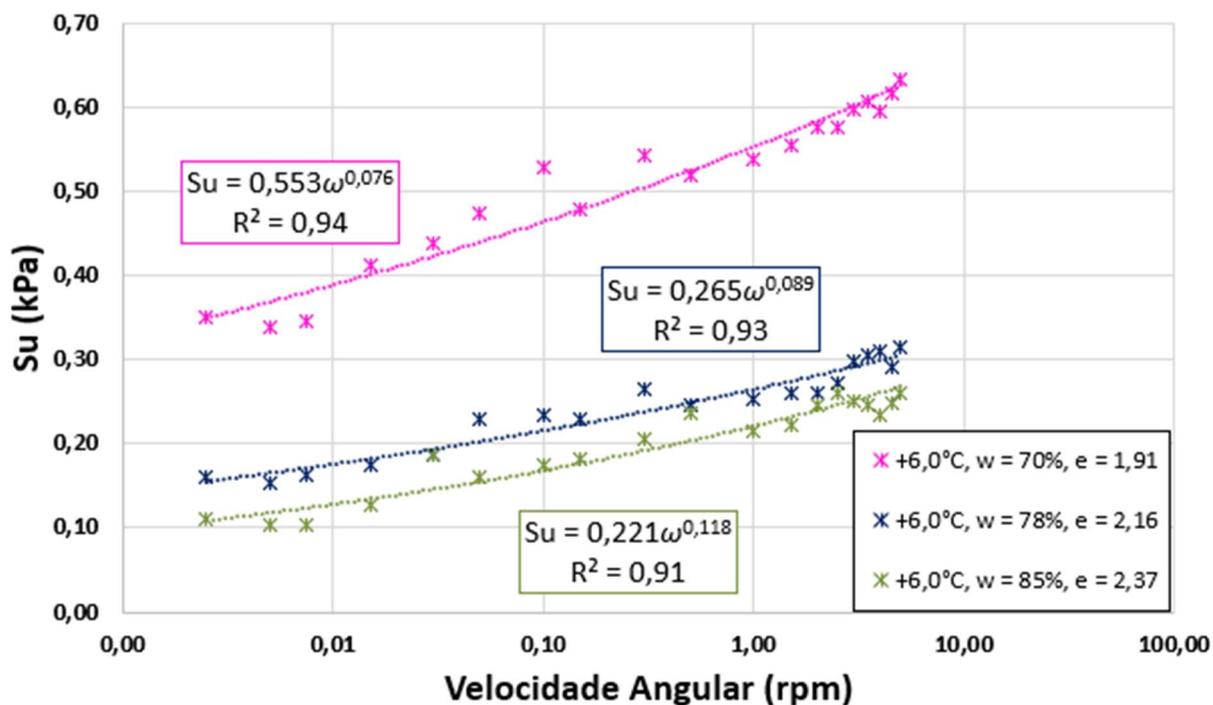


Figura 4.30 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palhetas realizados a +6,0°C (SIS 722)

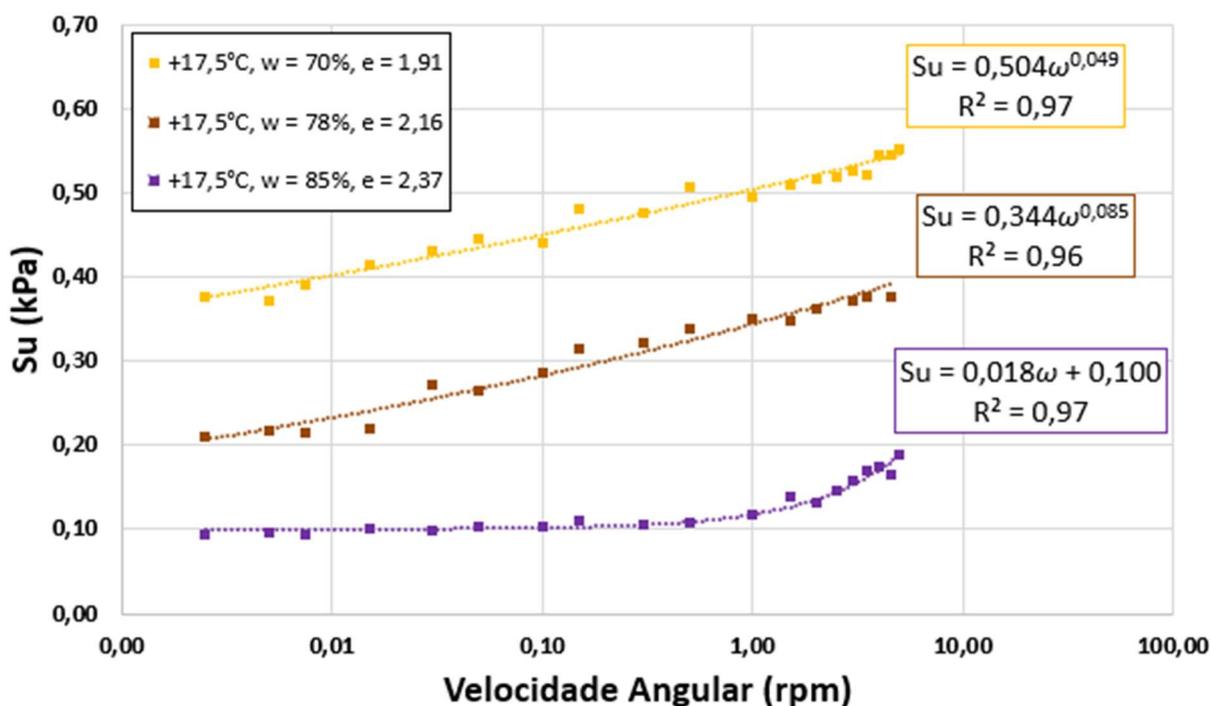


Figura 4.31 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palhetas realizados a +17,5°C (SIS 722)

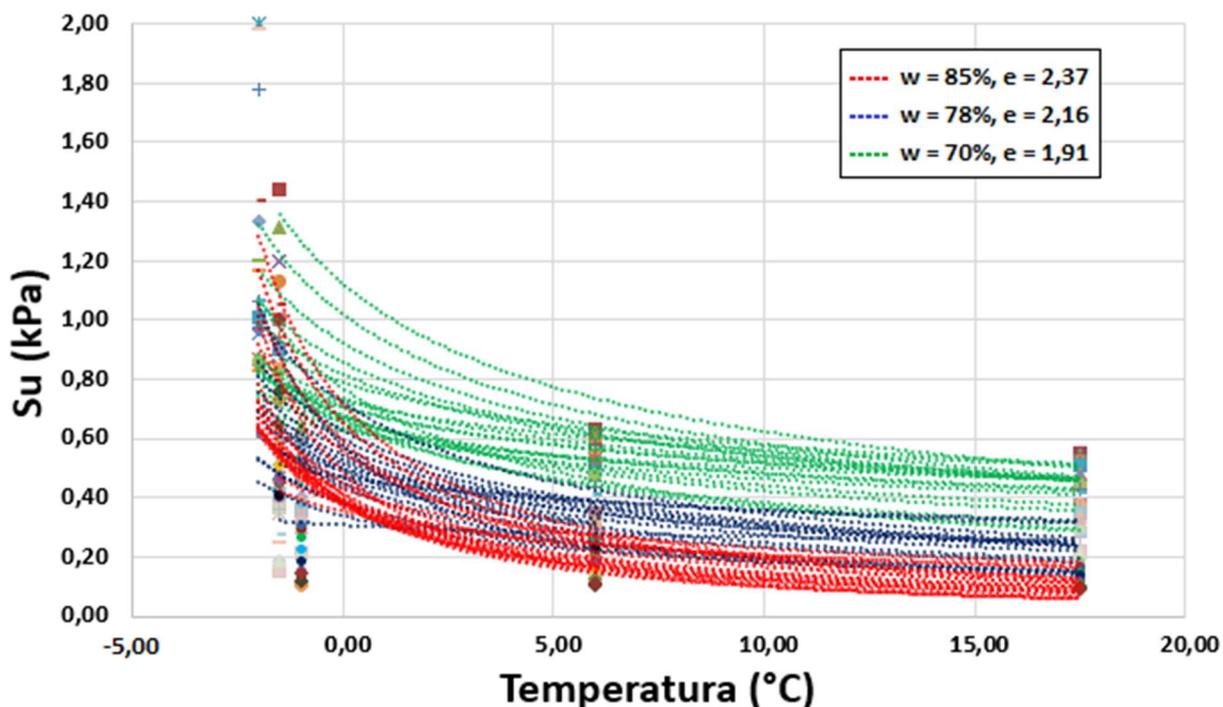


Figura 4.32 – Influência do Teor de Umidade na resistência não drenada (S_u) - Ensaios de mini-palhetas realizados com a amostra SIS 722

Analisando as Figuras 4.27, 4.28, 4.29, 4.30 e 4.31 também é possível perceber, de forma geral, um aumento da resistência não drenada mobilizada (S_u) com o aumento da velocidade angular aplicada, ou seja, uma relação diretamente proporcional. No entanto, para as amostras ensaiadas com menor temperatura (-2,0 °C), é observado em menores velocidades (0,0025 a 0,015 rpm) um decréscimo da resistência não drenada (S_u) com o aumento da velocidade, tal comportamento pode ter ocorrido pela quebra da matriz parcialmente congelada explicitada anteriormente.

Os resultados obtidos nessa pesquisa indicaram que o aumento da velocidade angular imposta proporciona um considerável aumento da resistência não drenada (S_u), como observado por Wiesel (1973) e Torstensson (1977) em argilas plásticas suecas e por Gauer (2010 e 2015) para misturas de caulim-bentonita. Também é possível perceber, de forma geral, um aumento da resistência não drenada (S_u) baseado em uma lei de potência, como descrito por Biscontin & Pestana (2000).

De forma a associar o presente estudo com a prática corrente da engenharia *offshore*, pode-se afirmar, por exemplo nos casos de descomissionamento de estruturas apoiados no leito marinho, que é importante considerar a temperatura do solo para a definição da velocidade de extração.

Os resultados dessa pesquisa indicam que, no caso de temperaturas próximas de $-2,0^{\circ}\text{C}$ pode haver uma maior resistência não-drenada mobilizada (S_u) em baixas velocidades, comprometendo assim o processo de extração de tais estruturas. Já nos casos de temperaturas superiores a $-1,5^{\circ}\text{C}$ quanto menor a velocidade de extração aplicada, menor será a resistência não drenada mobilizada (S_u) evitando possíveis complicações no descomissionamento.

Analisando o efeito da temperatura e da velocidade angular aplicada para um mesmo teor de umidade (Figuras 4.33, 4.34, 4.35), percebe-se que o aumento da temperatura resulta em menor resistência não drenada (S_u) mobilizada (relação inversamente proporcional). Tal fenômeno pode ser explicado pelo fato de que as variações de temperatura alteram significativamente a viscosidade das argilas: quanto maior a temperatura, menor a resistência viscosa mobilizada, conforme descrito por Luckham & Rossi (1999), Andrade (2009) e Roman & Kotov (2016).

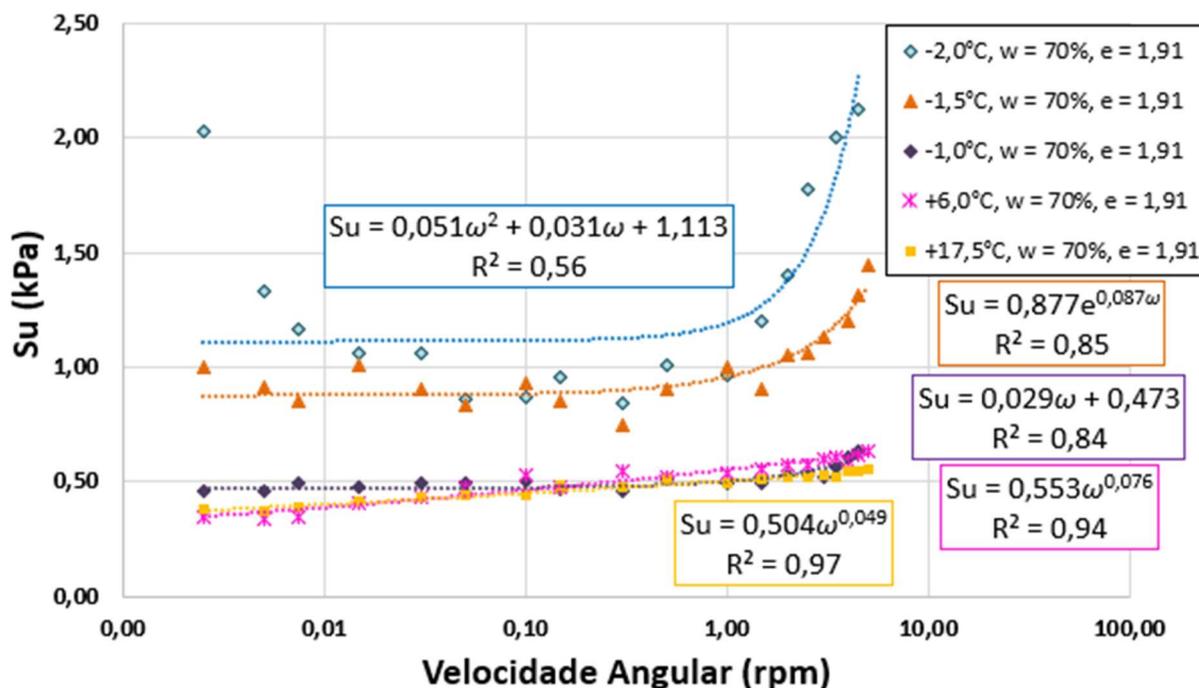


Figura 4.33 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palhaeta realizados com teor de umidade de 70% e índice de vazios de 1,91 (SIS 722)

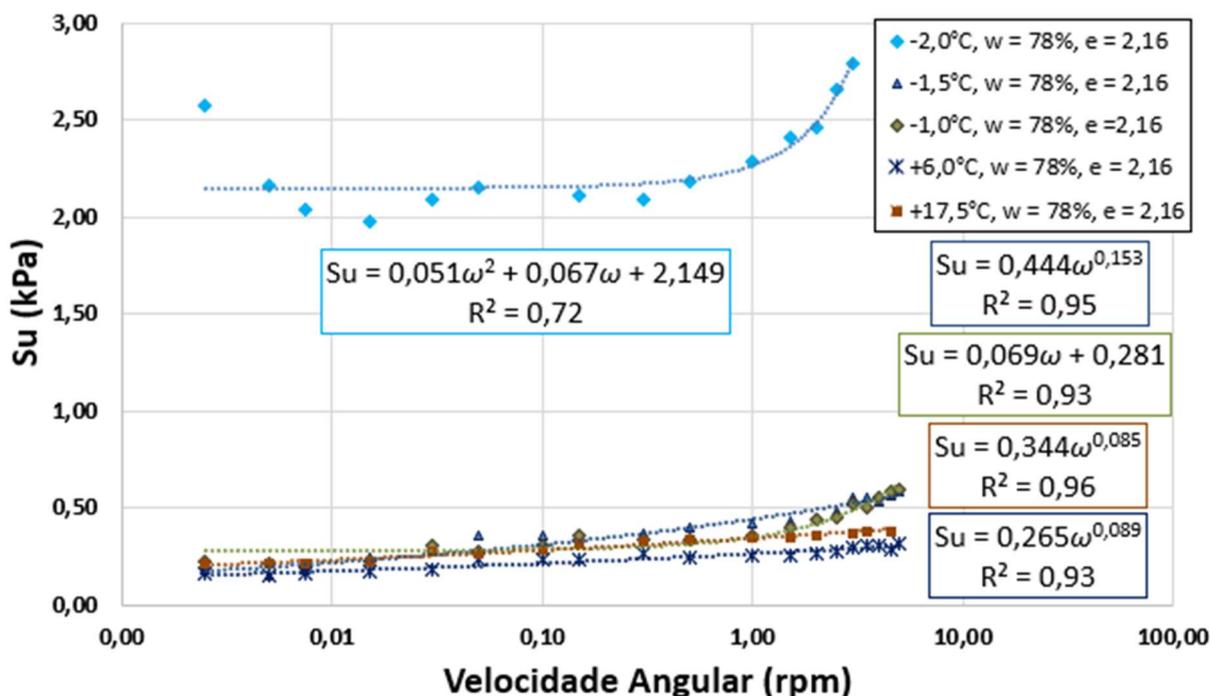


Figura 4.34 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados com teor de umidade de 78% e índice de vazios de 2,16 (SIS 722)

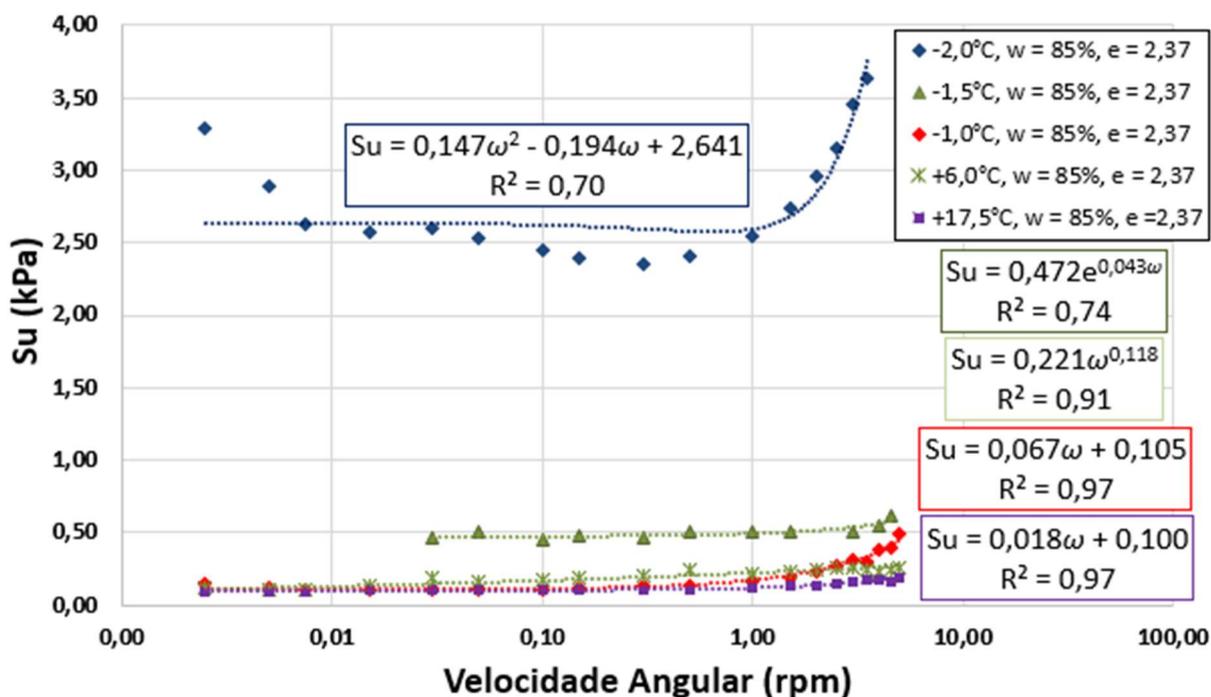


Figura 4.35 – Resistência não drenada (S_u) em função da velocidade angular - Ensaio de mini-palheta realizados com teor de umidade de 85% e índice de vazios de 2,37 (SIS 722)

Visando avaliar a influência e significância das variáveis controláveis (temperatura, teor de umidade e velocidade angular) sobre a variável resposta (resistência não drenada), obtida por meio dos ensaios de mini-palheta, realizou-se análises estatísticas de variância (ANOVA) seguindo os procedimentos consagrados de Oehlert (2000), Rutherford (2001) e Box *et al.* (2005), através do software *Minitab Statistical*. O nível de significância (p) foi estabelecido em 5%, ou seja, uma variável controlável indica significância em relação a variável resposta quando $p \leq 0,05$. Para a realização da análise estatística (ANOVA) assumiu-se uma simplificação de correlação linear entre as variáveis controláveis e a variável resposta, o que pode resultar no aumento do valor do erro da análise, visto isso a tal análise objetivou apenas um estudo qualitativo da influência e significância das variáveis controláveis.

A Tabela 4.17 apresenta a análise estatística supracitada. Tendo por base tal análise conclui-se, em um primeiro momento, que a temperatura e a velocidade angular apresentam alta significância em relação a resistência não drenada (S_u) e que o teor de umidade não apresentou significância matemática sobre essa variável resposta. O fato de o teor de umidade não indicar significância pode ser explicado pelo efeito do congelamento constatado nas amostras ensaiadas a $-2,0^\circ\text{C}$, onde tais amostras apresentaram maiores resistências não drenadas mobilizadas para maiores teores de umidade (comportamento não constatado para as demais temperaturas ensaiadas). Ou seja, existe uma mudança de comportamento geomecânico gerado pelo efeito de congelamento que não foi considerado na regressão estatística, apesar disso, pode-se afirmar que a umidade tem alta significância sobre a resistência.

Tabela 4.17 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta resistência não drenada – Ensaios de mini-palheta

Variável Controlável	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	F _{calculado}	P _{valor}
Temperatura	4	113,715	28,4288	1.119,28	0,000
Teor de Umidade e Índice de vazios	2	0,105	0,0526	2,07	0,129
Velocidade Angular	18	2,868	0,1593	6,27	0,000

4.3 COMPORTAMENTO VISCOSO

Esse tópico irá abordar os resultados e discussões acerca dos ensaios de viscosimetria, reometria e ensaios triaxiais adensados hidrostáticamente não drenados.

4.3.1 VISCOSIMETRIA

A Figura 4.36 apresenta todos os resultados (coeficiente de viscosidade dinâmico em função da velocidade angular) dos ensaios de viscosimetria realizados para a amostra SIS 722. Percebe-se que o modelo reológico que melhor define o comportamento viscoso do solo *offshore* (SIS 722) é o modelo de fluido pseudoplástico (não-newtoniano), ou seja, diminuição da viscosidade dinâmico com o aumento da velocidade de deformação (WHITEHOUSE *et al.*, 2000). Esse comportamento é definido pelo alinhamento paralelo dos argilominerais no sentido do fluxo, diminuindo assim a resistência viscosa com o aumento do gradiente de velocidade (PRITCHARD, 2011), sendo este o principal fator para haver aceleração do movimento durante a ruptura por *creep* (AGUIAR, 2014).

Para maiores velocidades de deformação, provenientes do aumento da velocidade angular imposta, o valor do coeficiente de viscosidade dinâmico (μ) diminui significativamente em uma relação de potência, sendo que nestas altas velocidades de deformação a influência da temperatura sobre esse coeficiente diminui, tal comportamento é representado em um gráfico em escala expandida (Figura 4.37). Barnes (1999) descreve que os valores do coeficiente de viscosidade dinâmico (μ), independente da temperatura, tendem a um último estágio (maiores tensões cisalhantes) caracterizado por uma viscosidade plástica constante, sendo esse um comportamento típico de fluidos pseudoplásticos.

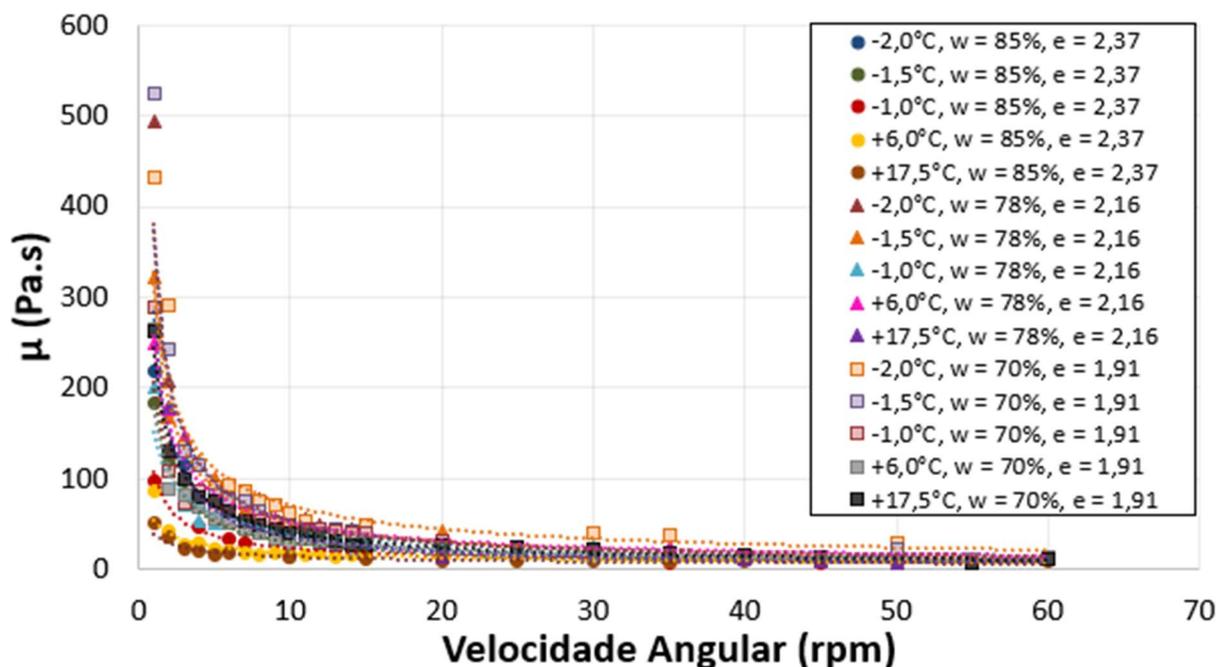


Figura 4.36 – Relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) e a velocidade angular aplicada - Ensaio de Viscosimetria (SIS 722)

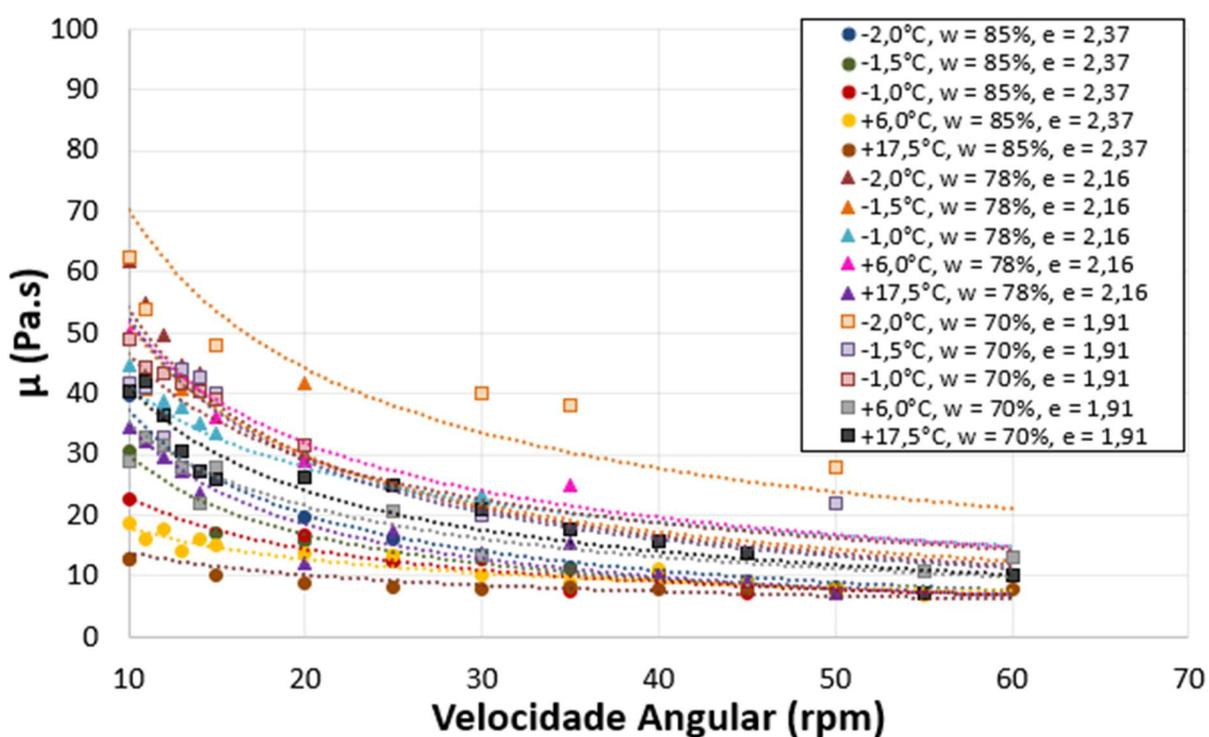


Figura 4.37 – Gráfico expandido da relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) e a velocidade angular aplicada - Ensaio de Viscosimetria (SIS 722)

Diversas pesquisas observaram o mesmo comportamento (pseudoplástico) para solos com características similares aos materiais estudados neste trabalho, como: solos argilosos (SKELLAND, 1967 e JEONG *et al.*, 2010), solos siltosos (JEONG, 2006 e MAJOR & PIERSON, 1992), área superficial entre 9 e 27 m²/g (LÉVESQUE, 2005), LL entre 33 e 64 e IP entre 16 e 33 (BEDARD & LOCAT, 1986; AUDET *et al.*, 1987; BERGERON, 1989 e LOCAT, 1997) e presença de minerais quartzo, ilita, caulinita e feldspato (DESGAGNÉS, 2002 e LOCAT *et al.*, 2003).

As Figuras 4.38, 4.39, 4.40, 4.41 e 4.42 permitem a análise da influência do teor de umidade (e índice de vazios) para cada temperatura ensaiada. Os resultados obtidos nessa pesquisa indicam uma diminuição do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) com o aumento do teor de umidade (índice de vazios), ou seja, uma relação inversamente proporcional. Tal constatação corrobora com os estudos de Garrido *et al.* (1984) que observaram, no início do carregamento de argilas, a solicitação de uma resistência de origem viscosa e, a partir de tal carregamento inicial, a estrutura dos flocos se decompõe e a água se torna livre para o fluxo, ou seja, o aumento da quantidade de água livre diminui a viscosidade e a resistência inercial (WINKERKORN, 1943; GRIM, 1968; GARRIDO *et al.* 1984; GUVEN, 1993; SRIDHARAN, 2001; YIN, 2002; REEVES *et al.*, 2006; LE *et al.*, 2012).

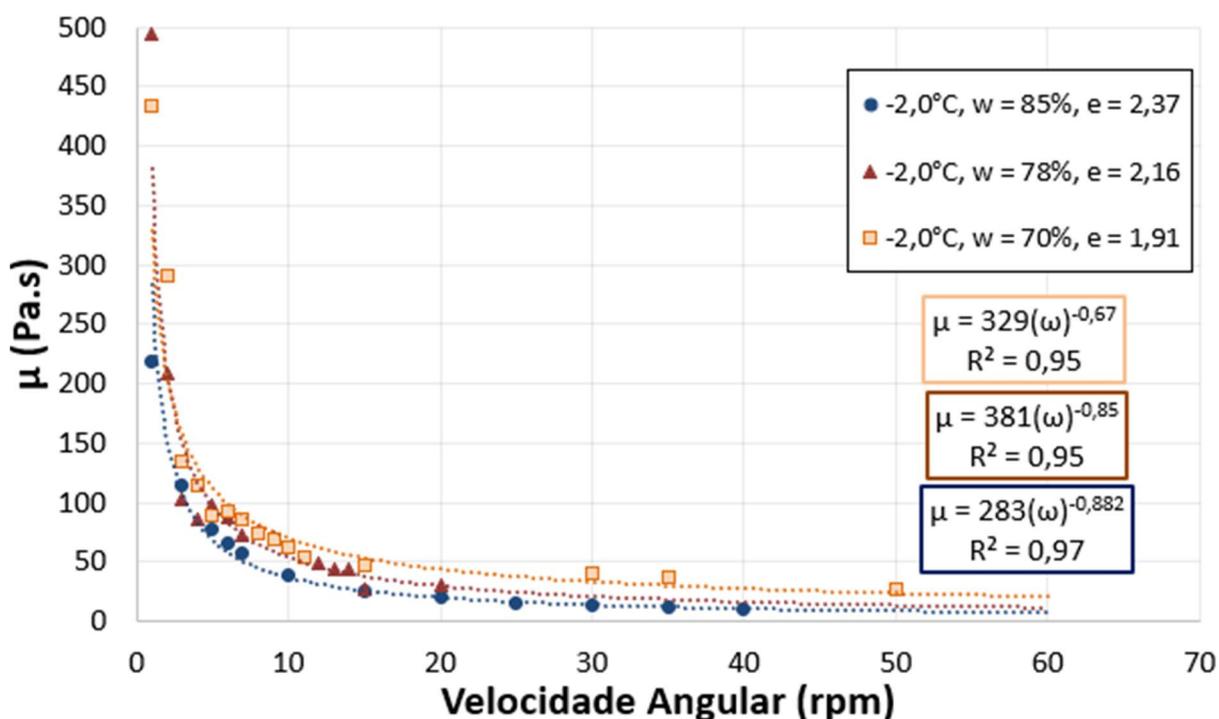


Figura 4.38 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria realizados a -2,0°C (SIS 722)

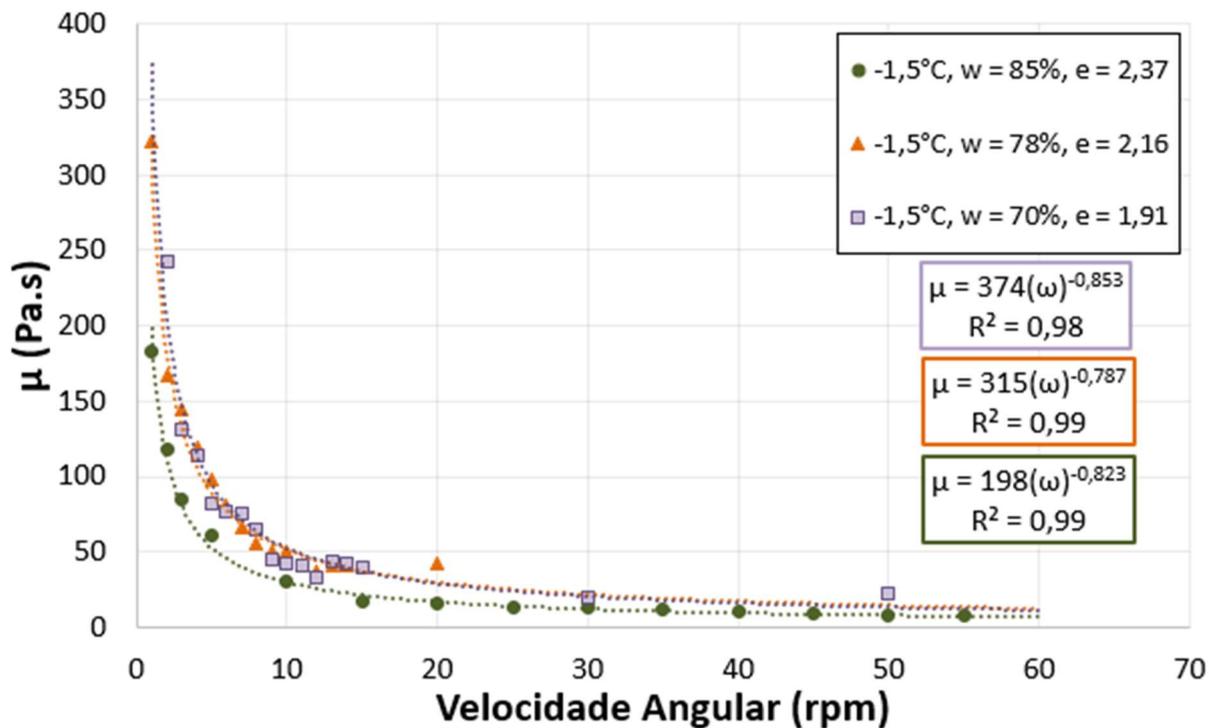


Figura 4.39 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaios de viscosimetria realizados a -1,5°C (SIS 722)

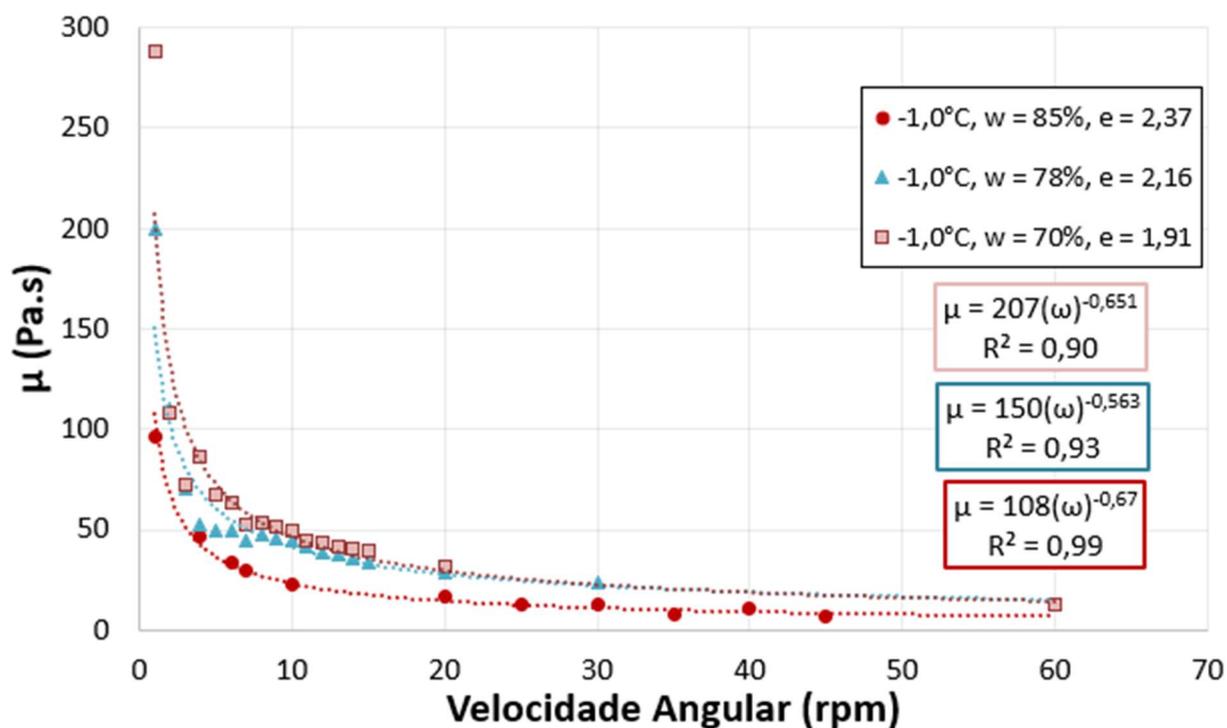


Figura 4.40 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaios de viscosimetria realizados a -1,0°C (SIS 722)

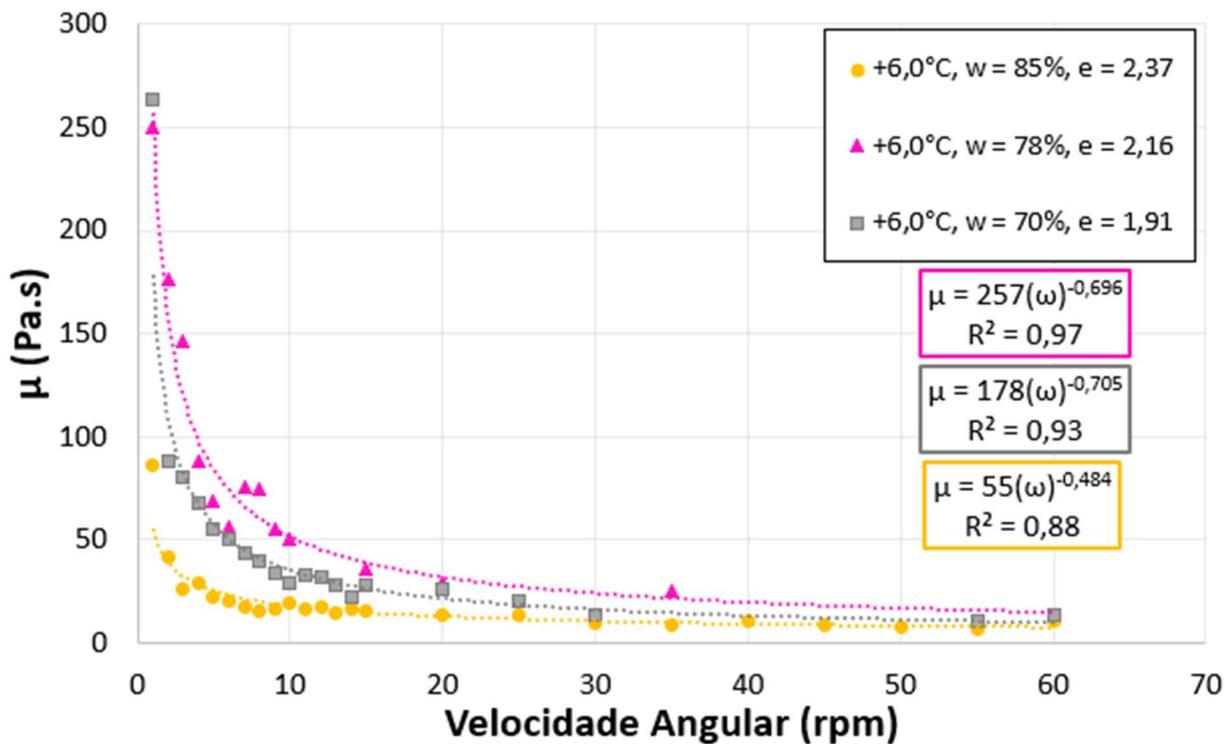


Figura 4.41 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria realizados a +6,0°C (SIS 722)

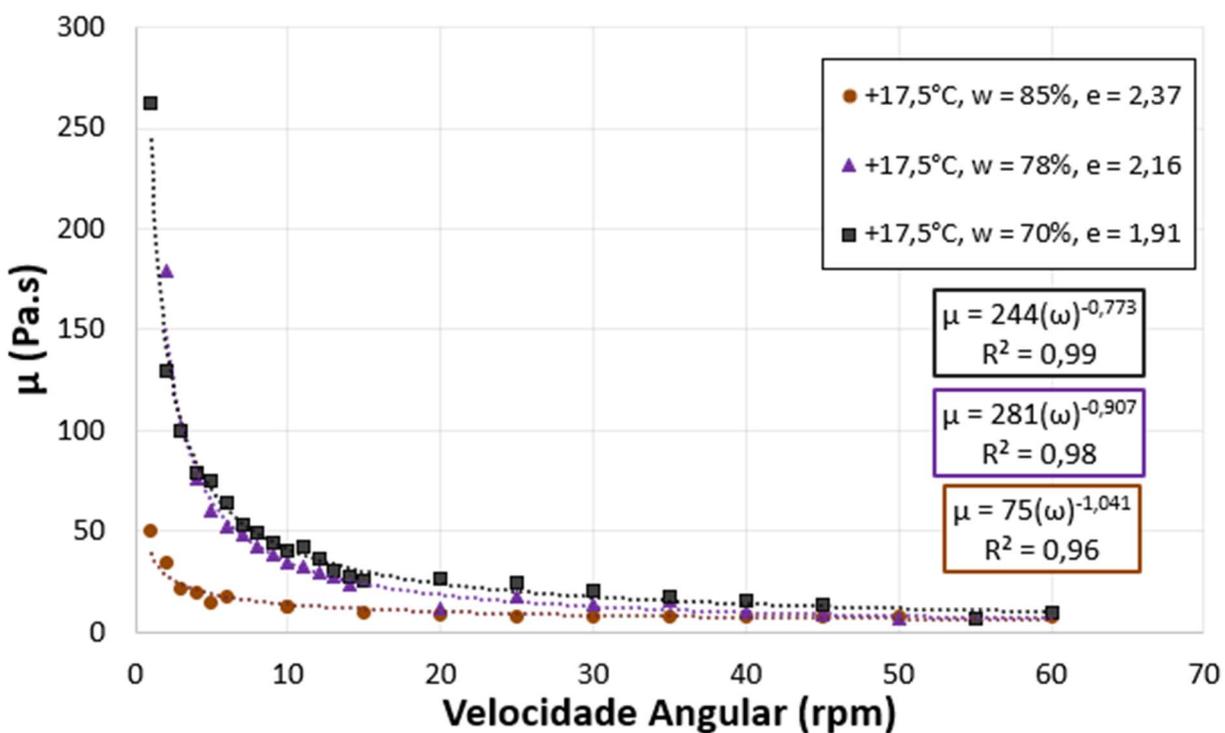


Figura 4.42 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria realizados a +17,5°C (SIS 722)

As Figuras 4.43, 4.44 e 4.45 apresentam a influência da temperatura em relação ao coeficiente de viscosidade dinâmica (μ). De forma geral, nota-se que menores temperaturas resultam em valores de coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) maiores. Tal comportamento também foi constatado por Luckham & Rossi (1999), Andrade (2009) e Roman & Kotov (2016) para argilas.

Não foi possível distinguir, significativamente, uma alteração do coeficiente μ entre os ensaios realizados a $+6,0^{\circ}\text{C}$ e $+17,5^{\circ}\text{C}$. Além disso, é possível constatar que para altas velocidades de deformação (velocidade angular imposta) a influência da temperatura sobre esse coeficiente diminui.

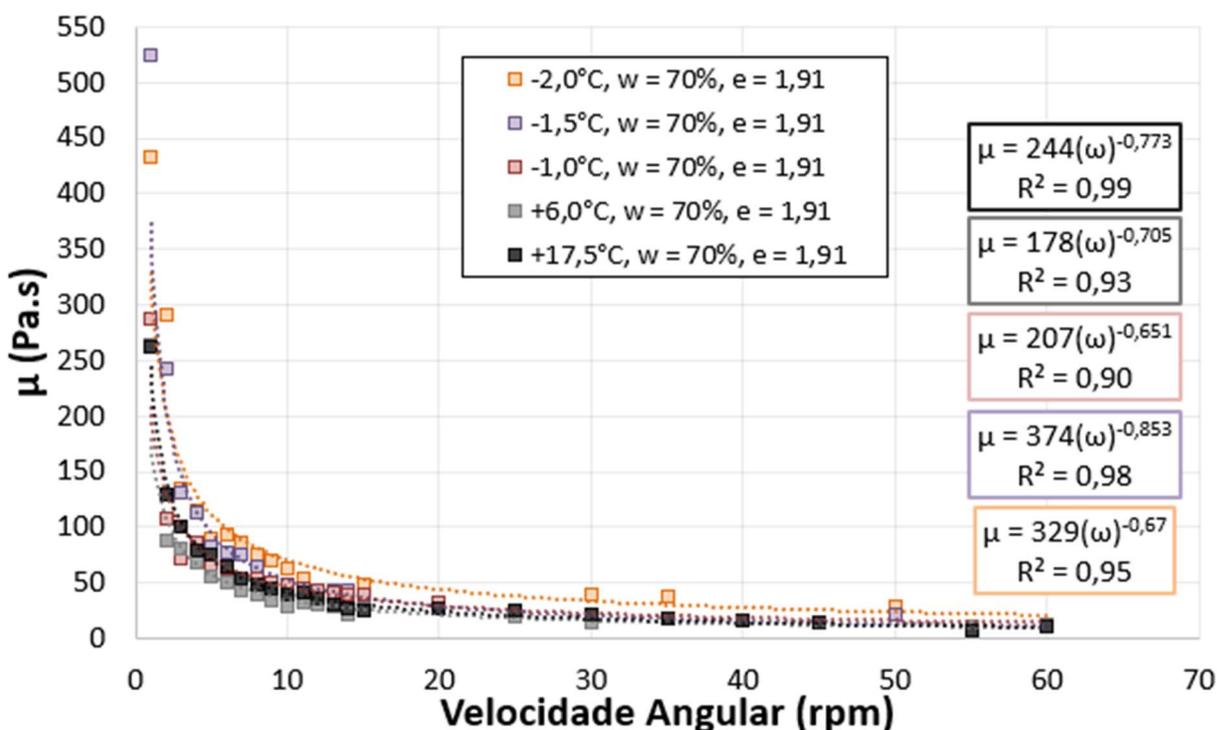


Figura 4.43 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria - realizados com teor de umidade de 70% e índice de vazios de 1,91 (SIS 722)

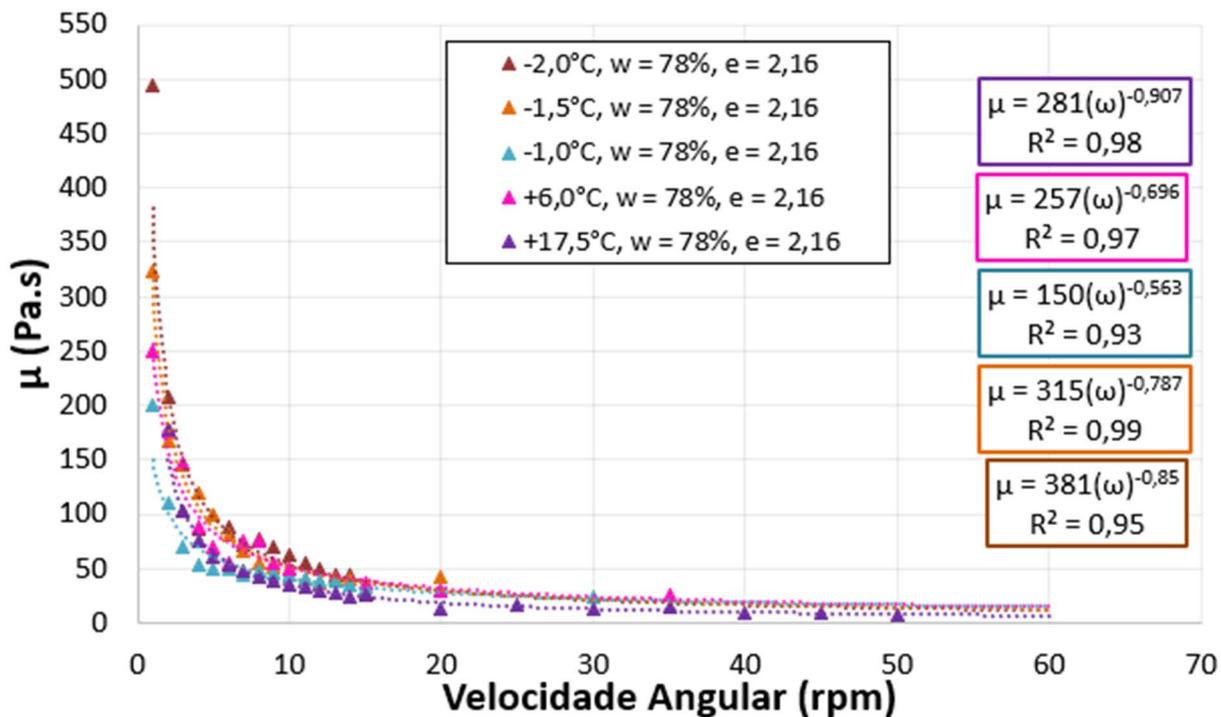


Figura 4.44 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria - teor de umidade de 78% e índice de vazios de 2,16 (SIS 722)

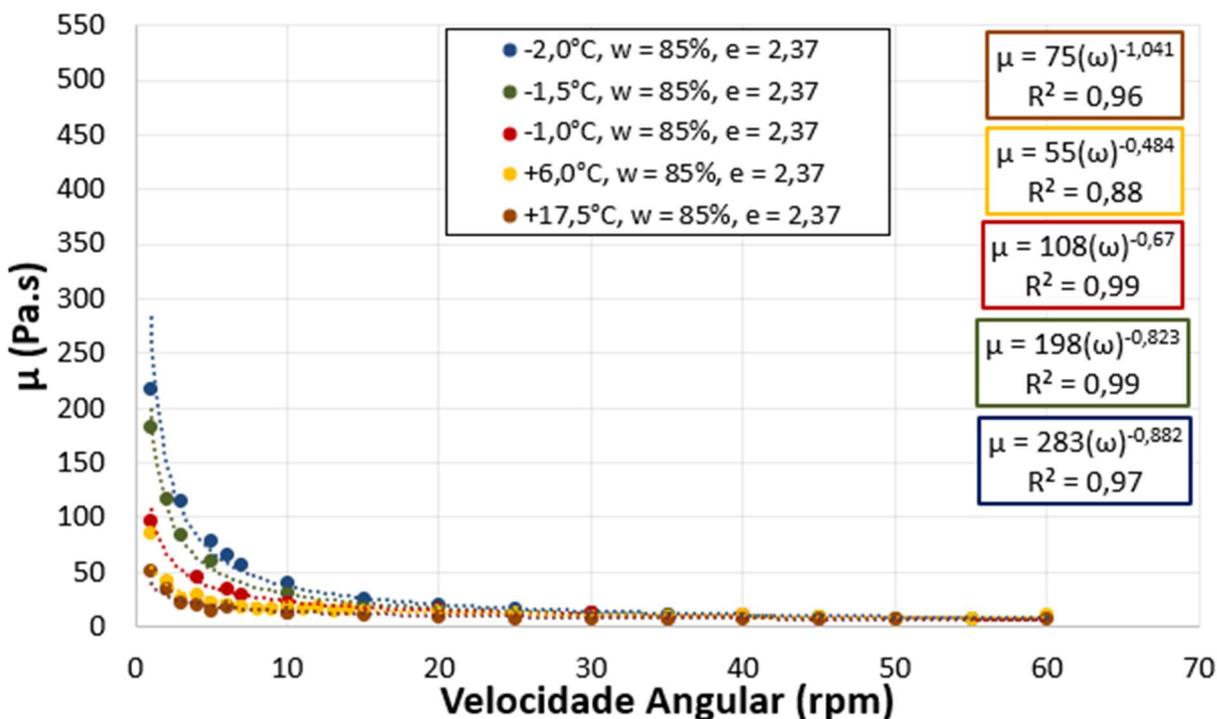


Figura 4.45 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular - Ensaio de viscosimetria - teor de umidade de 85% e índice de vazios de 2,37 (SIS 722)

Devido à limitação do Viscosímetro Rotacional utilizado, não foi possível a realização de ensaios com velocidades de deformação menores que 1 rpm, que teriam por objetivo investigar o coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) associado a possível existência de uma tensão de escoamento crítica (velocidade de deformação próxima de zero). Ressalta-se também que o equipamento Viscosímetro é indicado para fluidos newtonianos, uma vez que este equipamento considera uma relação tensão-deformação linear e, conseqüentemente, um valor de viscosidade dinâmica constante. Dessa forma, seria errôneo estimar valores de tensões cisalhantes (τ) mobilizadas, tendo por base os coeficientes de viscosidade dinâmica (μ) obtidos, já que o gráfico coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função da velocidade angular imposta indica um comportamento pseudoplástico para o solo *offshore* ensaiado (SIS 722) e não um comportamento de fluido newtoniano (VAN WAZER *et al.*, 1966).

Foi realizado para os ensaios de viscosimetria, seguindo os mesmos princípios que para os ensaios de mini-palhetas, uma avaliação da influência e significância das variáveis controláveis (temperatura, teor de umidade e velocidade angular) sobre a variável resposta (coeficiente de viscosidade dinâmica), através de análises estatísticas de variância (ANOVA).

Analisando os resultados da análise estatística, indicados na Tabela 4.18 conclui-se que a temperatura, o teor de umidade e a velocidade angular apresentam alta significância ($p \leq 0,05$), não podendo distinguir estatisticamente, qual das três variáveis controláveis possui maior influência (significância) em relação ao coeficiente de viscosidade dinâmica (μ).

Tabela 4.18 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta coeficiente de viscosidade dinâmica – Ensaios de viscosimetria

Variáveis Controláveis	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	F _{calculado}	P _{valor}
Temperatura	4	61.721	15.430,2	12,56	0,000
Teor de Umidade e Índice de Vazios	2	72.673	36.336,5	29,58	0,000
Velocidade Angular	23	814.751	35.424	28,84	0,000

4.3.2 REOMETRIA – ENSAIOS ROTACIONAIS

Tendo por base os resultados dos Ensaio Rotacionais para a amostra *offshore* SIS 722 (Figura 4.46) é possível realizar certas observações em relação ao comportamento viscoso do solo com a variação da velocidade angular imposta:

- a) No início do ensaio, ao se aplicar velocidade de deformação angular de 0,0025 rpm, percebe-se a mobilização instantânea da viscosidade, ou seja, um aumento do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ), até sua estabilização. Tal comportamento também foi observado por Barnes (1999), sendo que tal autor afirma que há uma pequena faixa de tensão (regime linear) em que fluidos pseudoplásticos se comportam como “semi-sólidos newtonianos” (deformação lenta e contínua);
- b) Ao serem aplicadas etapas de relaxação de tensões (onde o funcionamento do rotor do equipamento era interrompido) observa-se um aumento do coeficiente de viscosidade dinâmica. Esse comportamento pode ser explicado pela restauração elástica da matriz do solo, onde as lamelas de argila, que estavam orientadas na direção da força cisalhante, se reaproximam aumentando os contatos “*film bonds*” (estado lubrificado do solo) que conferem a resistência viscosa ao solo. Outra possível explicação do aumento do coeficiente de viscosidade dinâmica nas etapas de relaxação de tensões é que o valor medido de resistência viscosa pode conter uma contribuição do atrito das partículas devido a restauração elástica da matriz do solo supracitada;
- c) Comparando as etapas de aplicação de velocidades angulares (0,0025; 0,015; 0,05 e 0,5 rpm) é notável a diminuição do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) com o aumento da velocidade angular imposta (relação inversamente proporcional), ou seja, uma perda de viscosidade, rumo a resistência final ao cisalhamento da estrutura, formando uma superfície de escoamento (PAPANASTASIOU, 1987; ALEXANDROU *et al.*, 2003; LIN *et al.*, 2021). Tal comportamento também foi constatado nos ensaios de viscosimetria descritos anteriormente nessa pesquisa.

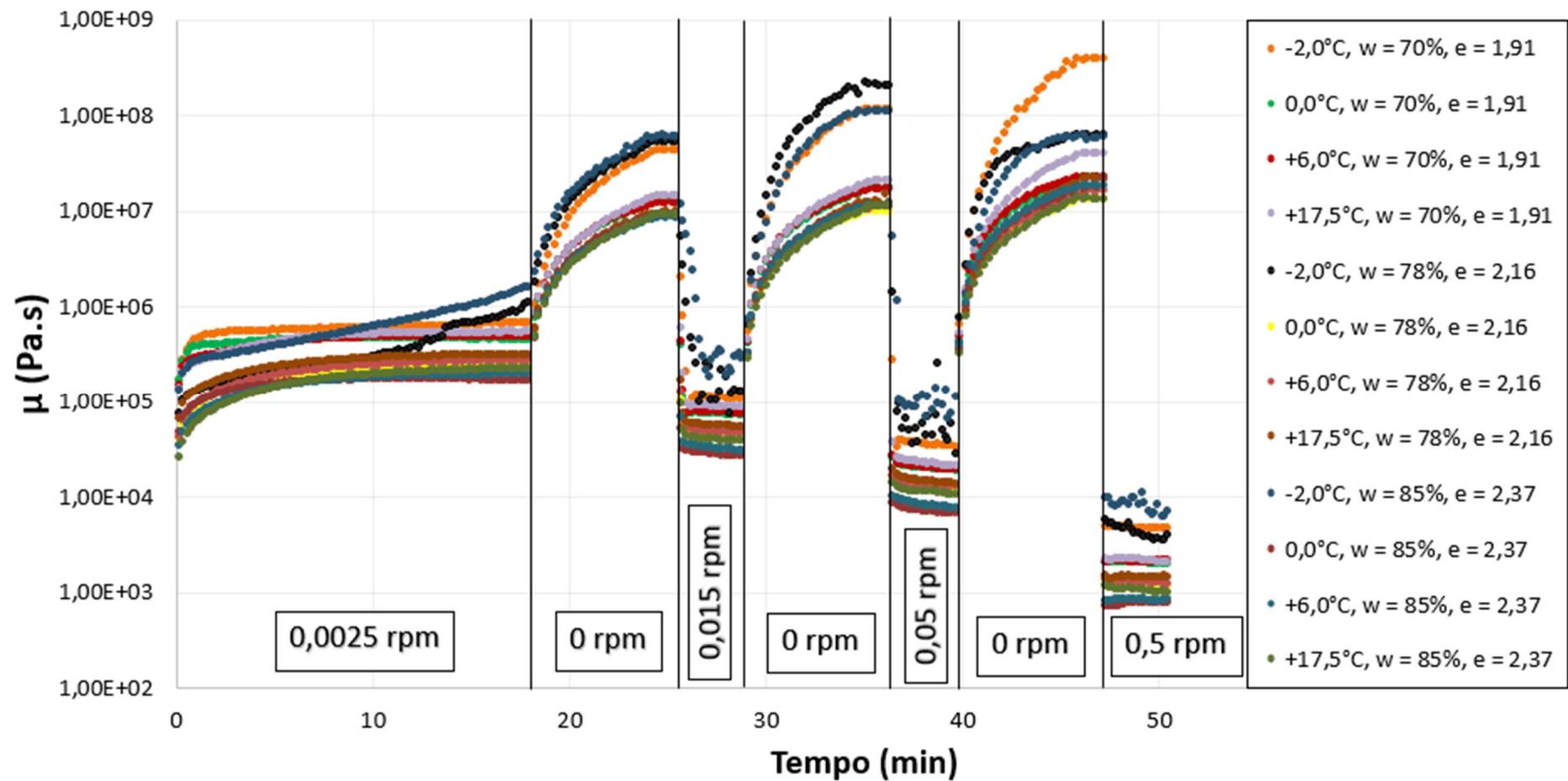


Figura 4.46 – Variação do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) com o tempo de execução do ensaio em diferentes velocidades angulares aplicadas - Ensaio de Reometria Rotacionais (SIS 722)

Com objetivo de analisar a influência do teor de umidade (e índice de vazios) no comportamento viscoso da amostra *offshore* SIS 722 são apresentadas as Figuras 4.47, 4.48, 4.49 e 4.50 que indicam os resultados dos ensaios realizados às temperaturas de -2,0; 0,0; +6,0 e +17,5°C, respectivamente.

De forma geral, nota-se que, tanto nos estágios de aplicação das velocidades angulares previamente definidas quanto nos estágios de relaxação de tensões, as amostras com maiores teores de umidade apresentam menores valores de coeficiente de viscosidade dinâmica (μ). Como já discutido nesse trabalho, tal comportamento se deve ao fato de que a existência de maior teor de água livre diminui as interações viscosas entre as lamelas de argila. No entanto, o comportamento inverso foi constatado para as amostras ensaiadas a -2,0°C, o que indica uma consequência da formação da matriz parcialmente congelada do solo nesta temperatura.

Vale ressaltar que foi observado, durante a realização dos ensaios, o ressecamento das amostras. Tal ressecamento foi comprovado comparando-se os teores de umidade obtidos antes e após a realização dos ensaios. Em geral houve uma maior perda (de até 5% de umidade) para as amostras com teores de 85% e uma menor perda (de até 4%) para as amostras ensaiadas com teores de 70% e 78%.

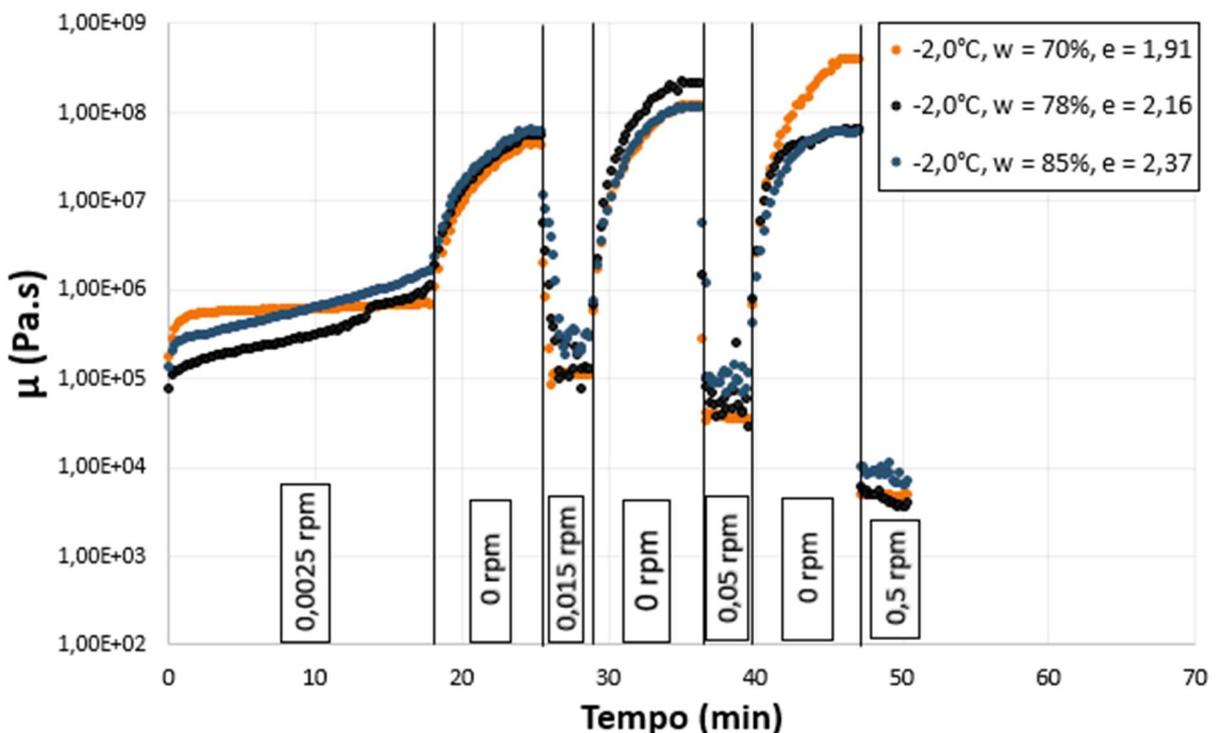


Figura 4.47 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais realizados a -2,0°C (SIS 722)

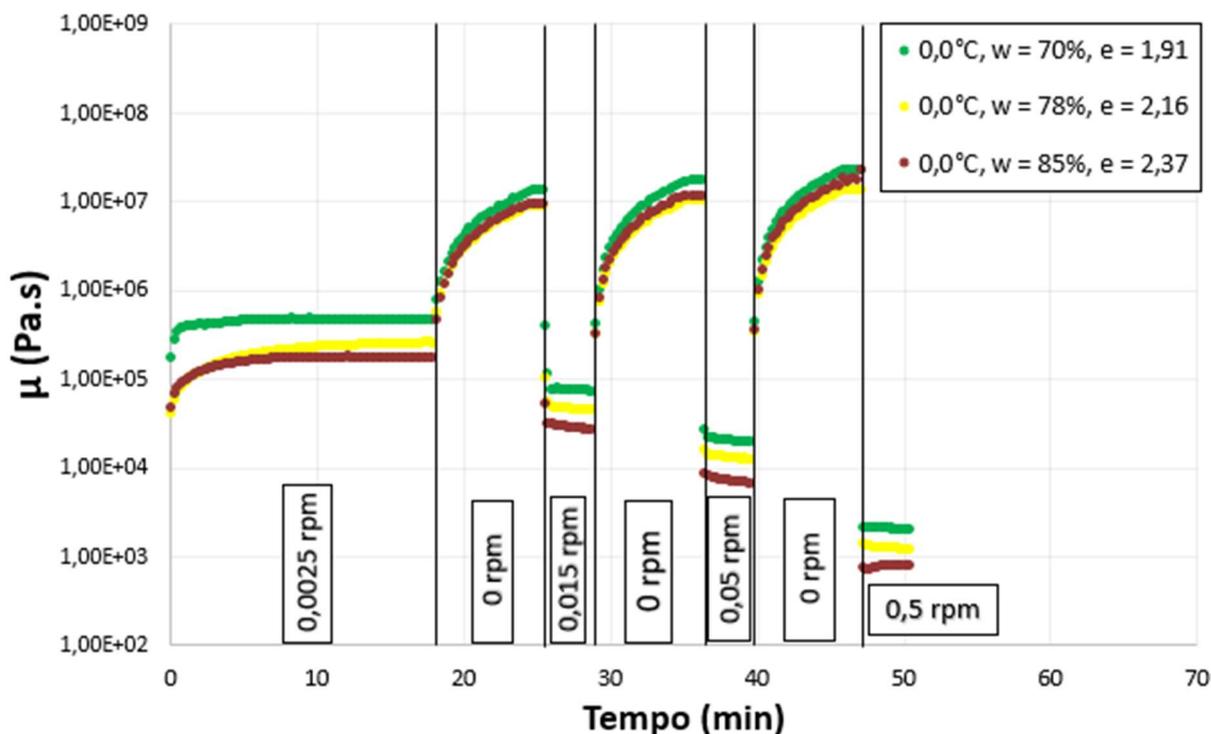


Figura 4.48 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais realizados a $0,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

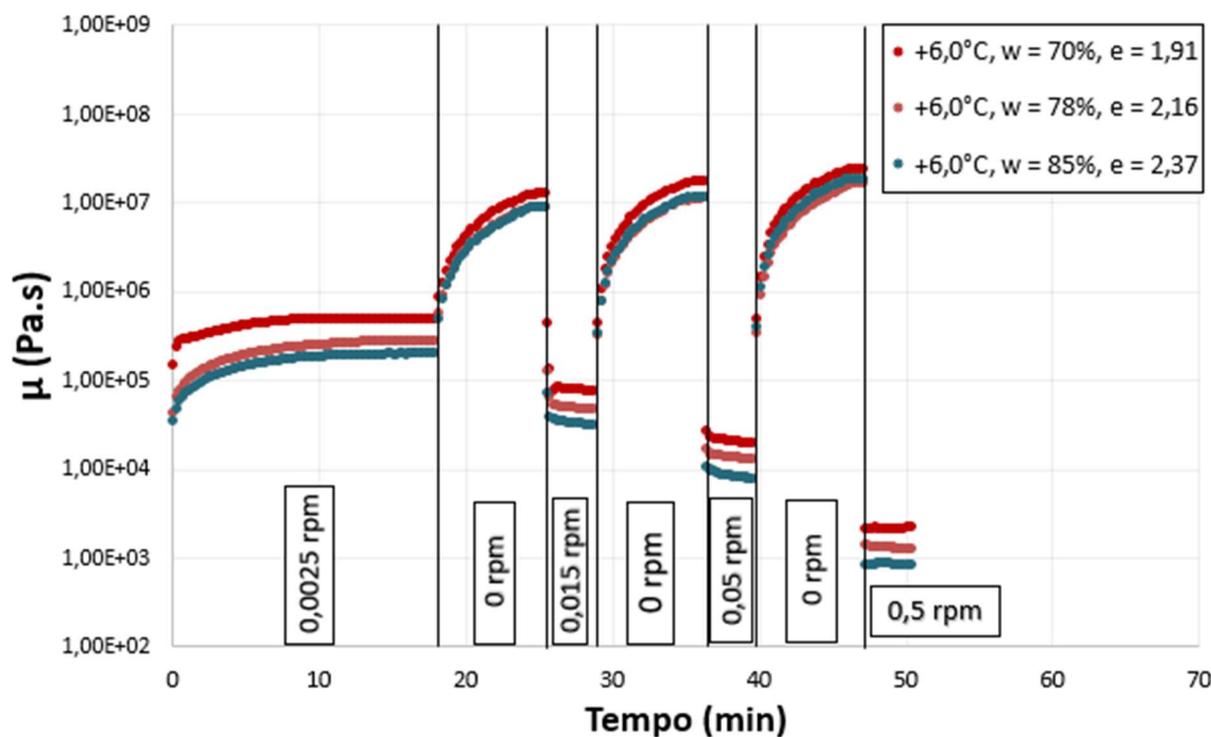


Figura 4.49 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais realizados a $+6,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

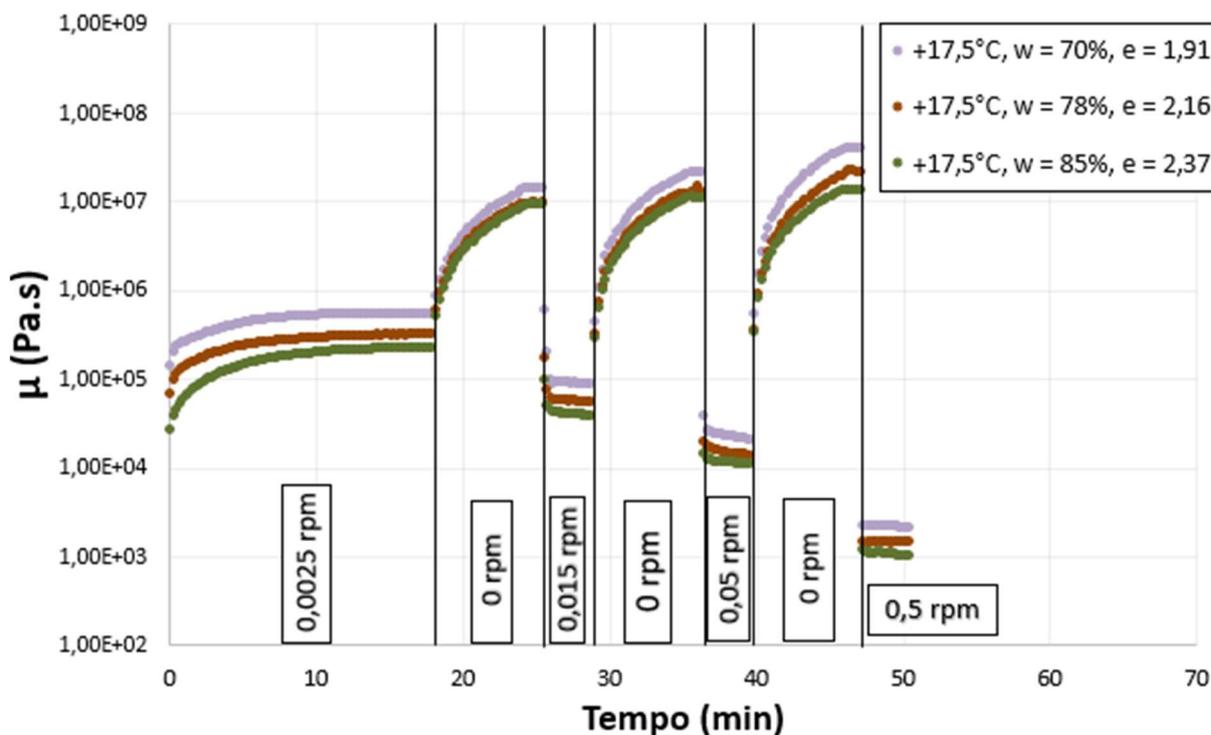


Figura 4.50 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais realizados a $+17,5^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

Para a averiguação da influência da temperatura no comportamento viscoso do solo *offshore* ensaiado, são apresentadas as Figuras 4.51, 4.52 e 5.53 que indicam os resultados dos ensaios realizados com as amostras provenientes do testemunho SIS 722 com teor de umidade de 70%, 78% e 85%, respectivamente.

Nitidamente, as amostras ensaiadas a $-2,0^{\circ}\text{C}$, independentemente de seu teor de umidade (índice de vazios), apresentam maior solicitação da viscosidade (devido a formação de uma estrutura interna proveniente da formação de cristais de gelo), sendo a relação entre a temperatura e o coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) inversamente proporcional. Tais resultados estão em concordância com aqueles oriundos dos ensaios de viscosimetria.

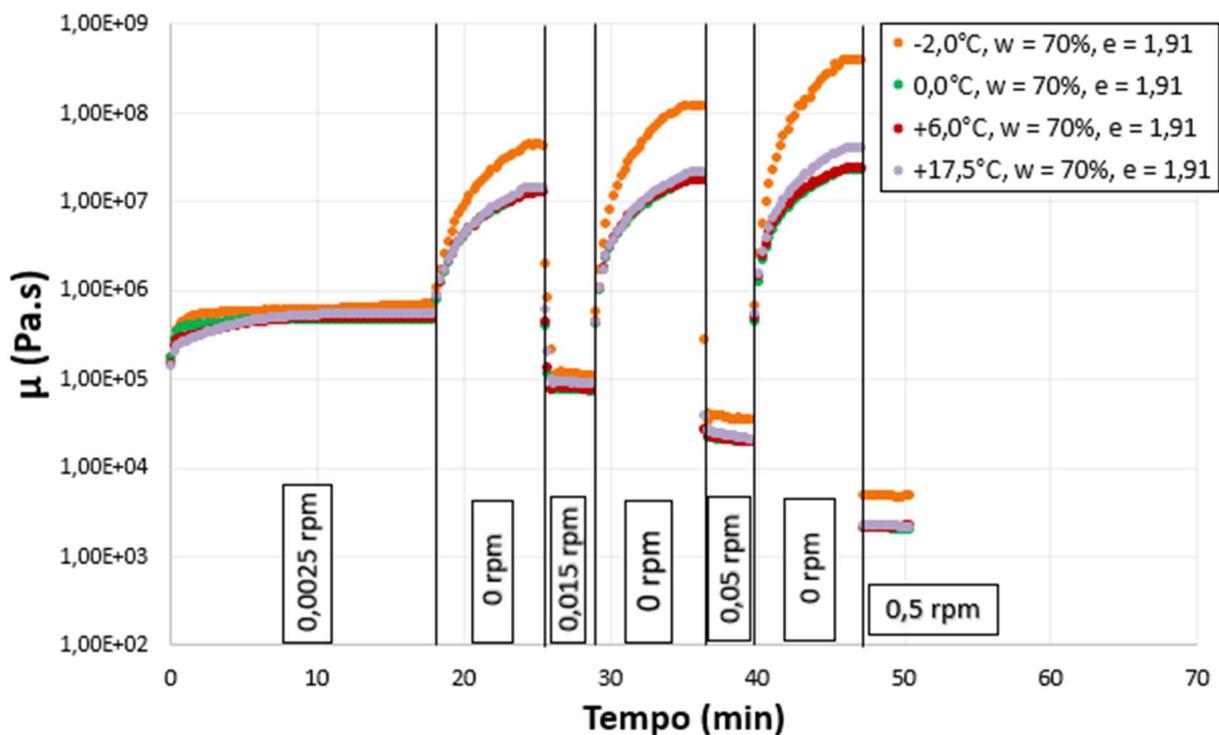


Figura 4.51 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais – amostras com teor de umidade de 70% e índice de vazios de 1,91 (SIS 722)

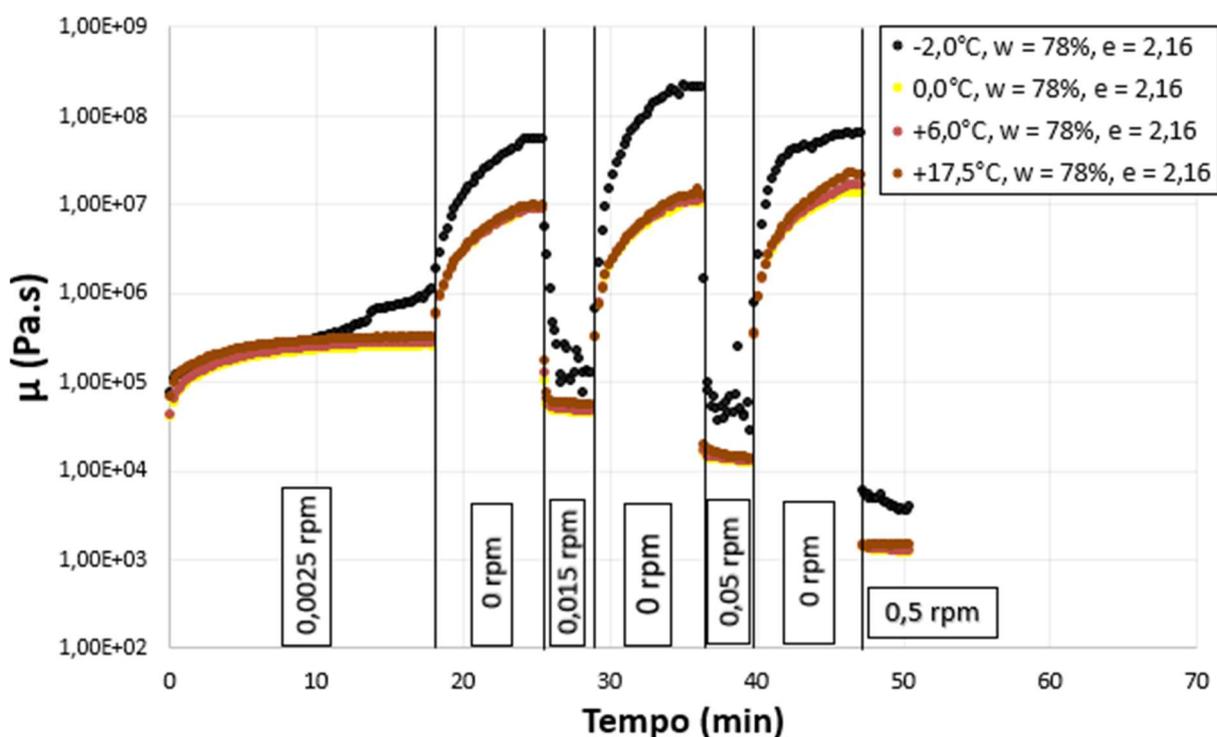


Figura 4.52 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais – amostras com teor de umidade de 78% e índice de vazios de 2,16 (SIS 722)

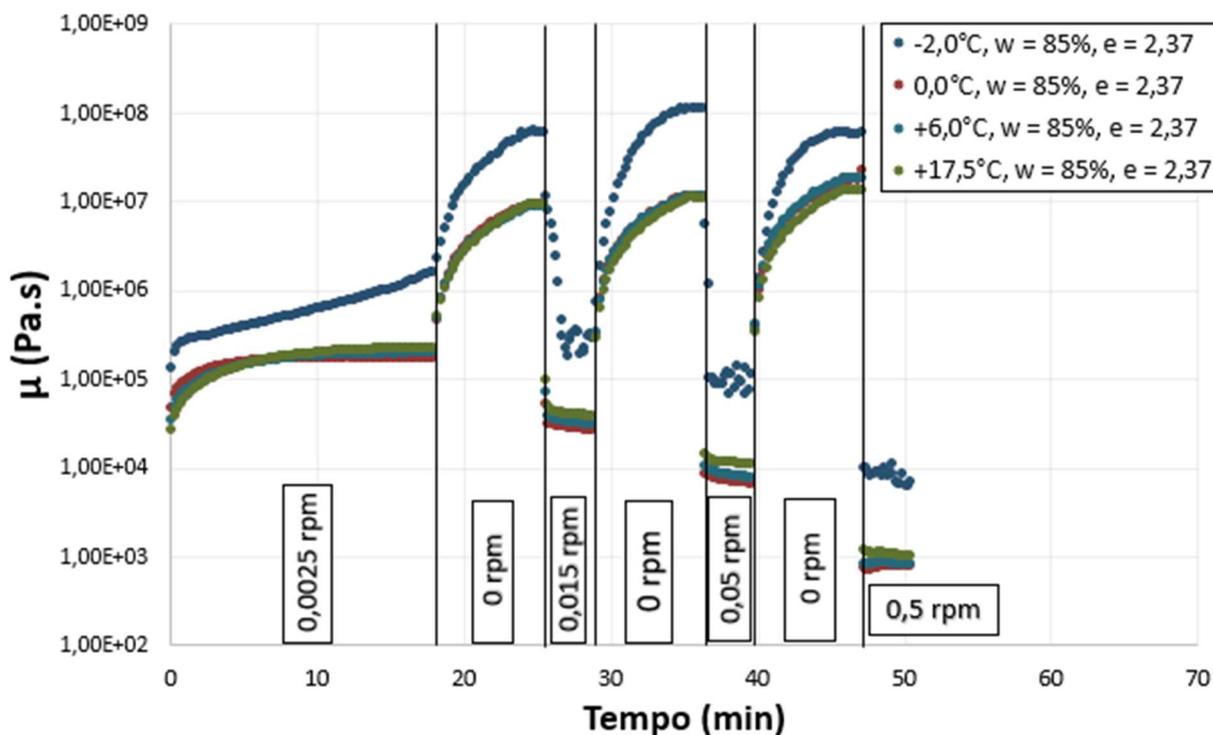


Figura 4.53 – Coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais – amostras com teor de umidade de 85% e índice de vazios de 2,37 (SIS 722)

Seguindo os mesmos princípios já descritos anteriormente para os ensaios de mini-palheta e de viscosimetria, foi realizado a análise estatística (ANOVA) para os ensaios reométricos, no que diz respeito a avaliação da influência e da significância das variáveis controláveis (temperatura, teor de umidade e velocidade angular) sobre a variável resposta (máximo coeficiente de viscosidade dinâmica registrado para cada velocidade angular imposta), conforme apresentado na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta coeficiente de viscosidade dinâmica máximo – Ensaios de reometria rotacionais

Variáveis Controláveis	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	F _{calculado}	P _{valor}
Temperatura	3	$4,501 \times 10^{11}$	$1,501 \times 10^{11}$	8,32	0,001
Teor de Umidade e Índice de Vazios	2	$7,248 \times 10^9$	$3,624 \times 10^9$	0,20	0,820
Velocidade Angular	3	$2,013 \times 10^{12}$	$6,709 \times 10^{11}$	37,21	0,000

Baseando-se nos resultados da análise estatística, indicados na Tabela 4.19 conclui-se que tanto a temperatura quanto a velocidade angular imposta possuem alta significância ($p \leq 0,05$) em relação ao coeficiente de viscosidade dinâmica (μ). Acredita-se que o teor de umidade não indicou significância matemática sobre a variável resposta, devido ao ressecamento da amostra e pelo efeito do congelamento constatado nas amostras ensaiadas a $-2,0^{\circ}\text{C}$, anteriormente descritos.

A Figura 4.54 apresenta os resultados dos Ensaio Rotacionais para a amostra *offshore* SIS 722 em relação a mobilização da tensão cisalhante (τ) com a variação da velocidade angular imposta. Por sua vez, a Figura 4.55 indica a variação da tensão cisalhante (τ) nos 10 minutos iniciais para cada ensaio realizado, aplicando-se uma velocidade angular de 0,0025 rpm. Através das Figuras 4.54 e 4.55 algumas constatações são realizadas:

- a) No início do ensaio, ao se aplicar a velocidade angular de 0,0025 rpm, percebe-se o aumento da tensão cisalhante mobilizada (τ), decorrente da mobilização instantânea da viscosidade, ou seja, um aumento do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ), até sua estabilização (conforme indicado nas análises anteriores – Figura 4.46). Tal comportamento é típico de fluidos pseudoplásticos de acordo com os estudos de Jeong *et al.* (2010);
- b) Em geral, para a maioria das amostras ensaiadas, comparando as etapas de aplicação de velocidades angulares de 0,015 e 0,05 rpm, é notável a estabilização da tensão cisalhante mobilizada (τ). Diversos autores (*e.g.* JEONG *et al.*, 2010) afirmam que após o fluido atingir a tensão de plastificação (*yield stress*) – tensão associada ao início de deformações permanentes – a viscosidade do fluido tende a se estabilizar (coeficiente de viscosidade dinâmica com valor constante) e, por isso, a tensão cisalhante mobilizada também tende a sua estabilização (τ);
- c) Comparando-se os estágios de aplicação de velocidades angulares de 0,05 e 0,5 rpm, é observado um decréscimo da tensão cisalhante mobilizada (τ). De acordo com Papanastasiou (1987), Alexandrou *et al.* (2003) e Lin *et al.* (2021) o fluido, em altas deformações, mobiliza uma resistência final ao cisalhamento de sua microestrutura, formando uma superfície de escoamento. Após toda a amostra ter sido amolgada, a tensão cisalhante pode ser associada a resistência de um material suscetível à liquefação, uma vez que esse material possui uma resistência de pico e uma certa resistência residual

(menor resistência efetiva que as partículas podem mobilizar após terem toda a sua estrutura amolgada). A referida resistência liquefeita é difícil de ser definida nos ensaios convencionais geotécnicos, pois a queda de resistência pós-pico é rápida, acompanhada do colapso volumétrico da amostra, mas pode ser visualizada através dos ensaios reométricos;

- d) As resistências medidas em ensaios reológicos não incluem o efeito de tensões confinantes, impossibilitando a normalização da resistência ao cisalhamento mobilizada em relação ao nível de tensões, aspecto essencial à aplicação e modelagem em projetos geotécnicos;
- e) Ao serem aplicadas etapas de relaxação de tensões (onde o funcionamento do rotor do equipamento era interrompido) observa-se o decréscimo da tensão cisalhante mobilizada (τ) com o tempo;
- f) Baseando-se na Figura 4.55, não é observado um indicativo claro de existência de uma tensão de escoamento inicial (τ_0) – tensão associada a velocidade de deformação próxima de zero – para as amostras SIS 722 ensaiadas, nas condições de contorno estabelecidas. A tensão de escoamento (τ_0) será detalhadamente analisada nos Ensaio Reométricos de Amplitude ao longo dessa pesquisa.

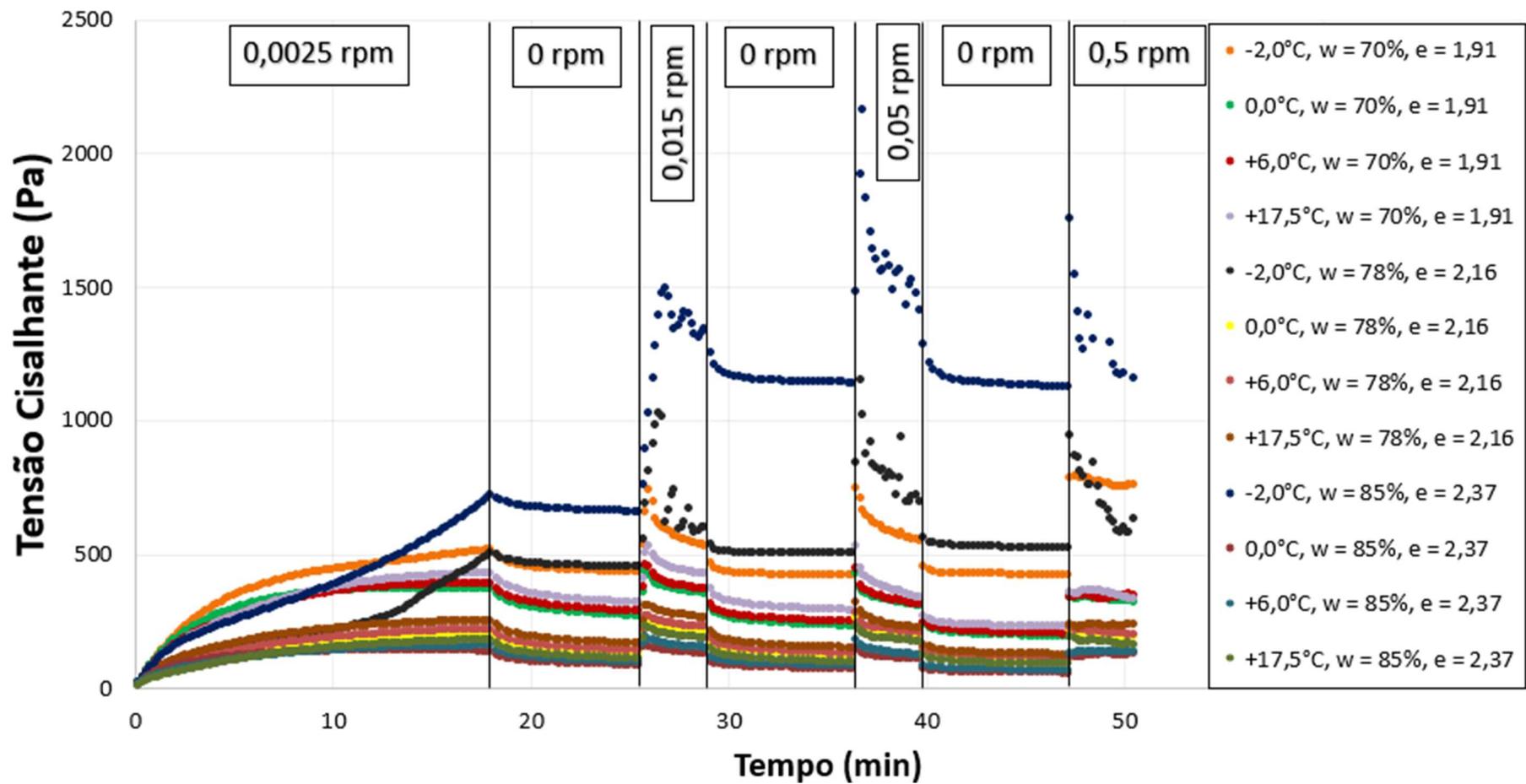


Figura 4.54 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) com o tempo de execução do ensaio em diferentes velocidades angulares aplicadas - Ensaios de Reometria Rotacionais (SIS 722)

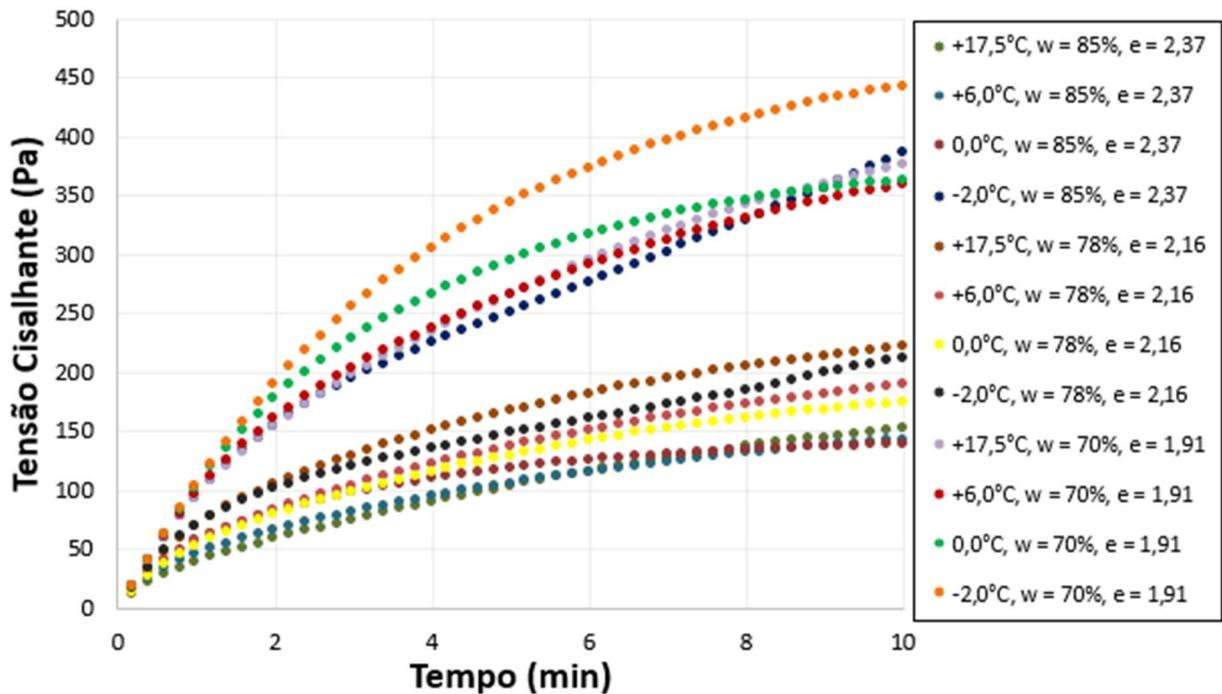


Figura 4.55 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) nos primeiros 10 minutos de cada ensaio realizado à velocidade angular aplicada de 0,0025 rpm - Ensaio rotacionais (SIS 722)

As Figuras 4.56, 4.57, 4.58 e 4.59 permitem a análise da influência do teor de umidade (e índice de vazios) para cada temperatura ensaiada (-2,0; 0,0; +6,0 e +17,5°C, respectivamente) em relação a tensão cisalhante mobilizada (τ). Os resultados obtidos indicam uma diminuição da tensão cisalhante mobilizada (τ) com o aumento do teor de umidade (e índice de vazios), ou seja, uma relação inversamente proporcional, para as amostras ensaiadas a 0,0; +6,0 e +17,5°C.

Para as amostras ensaiadas a -2,0°C, o solo *offshore* (SIS 722) apresentou uma relação diretamente proporcional entre o teor de umidade e a tensão cisalhante mobilizada (τ), tal comportamento também foi observado nos ensaios de mini-palhetas anteriormente apresentados, sendo explicado pela formação de uma matriz parcialmente congelada mais consolidada para as amostras com maior teor de umidade.

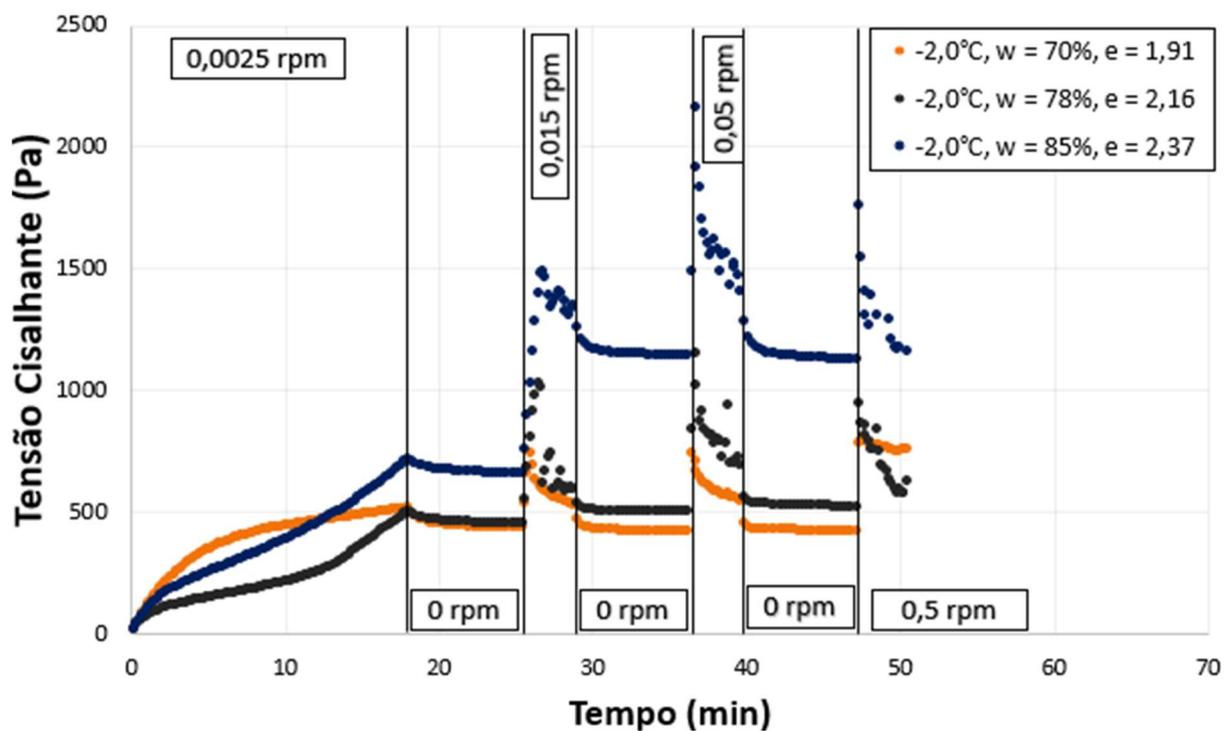


Figura 4.56 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais realizados a -2,0°C (SIS 722)

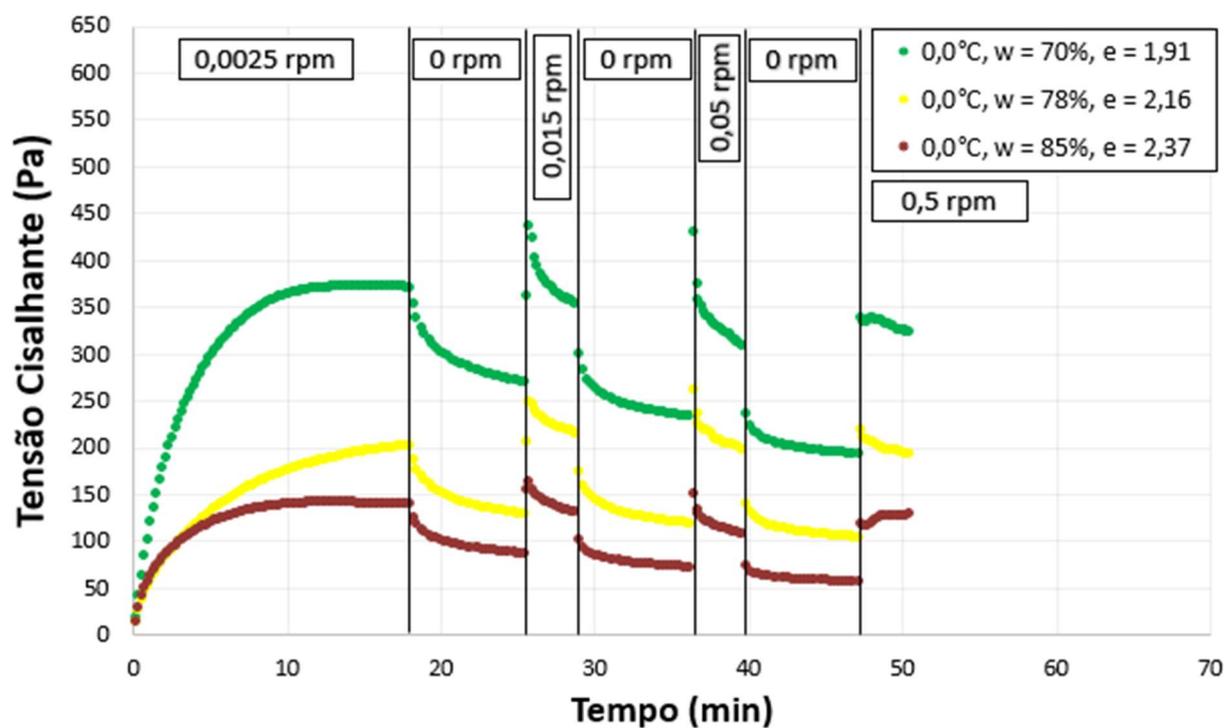


Figura 4.57 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais realizados a 0,0°C (SIS 722)

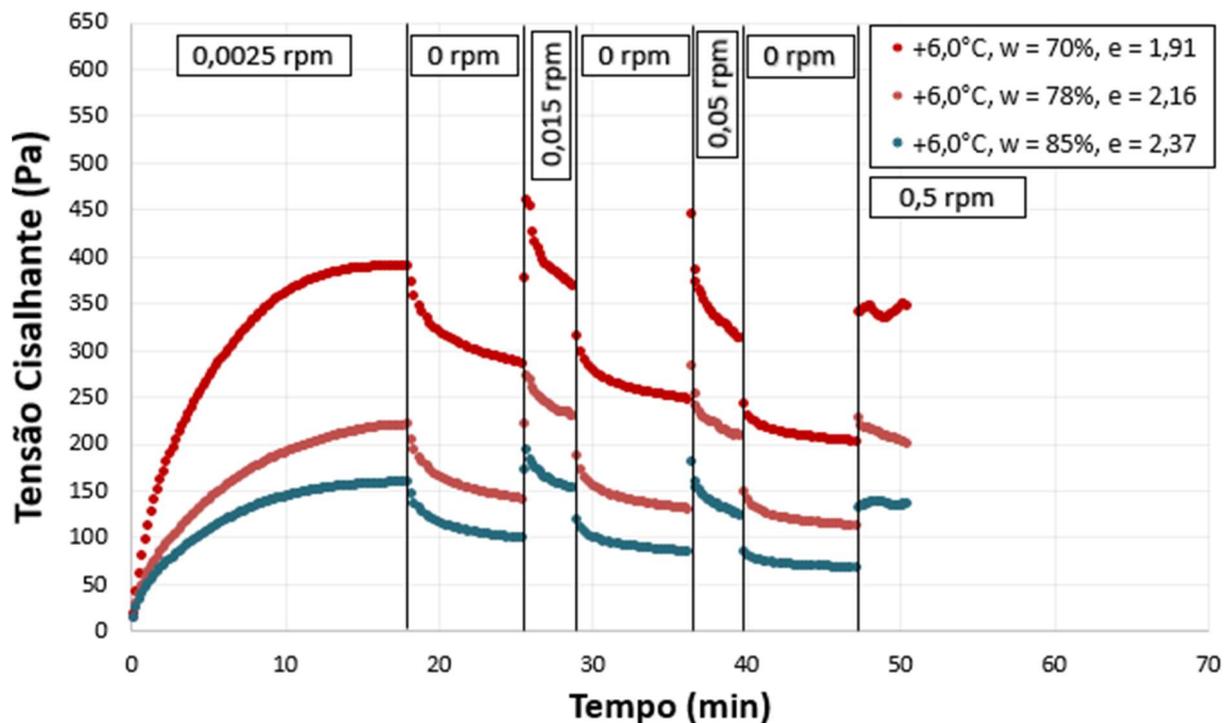


Figura 4.58 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais realizados a $+6,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

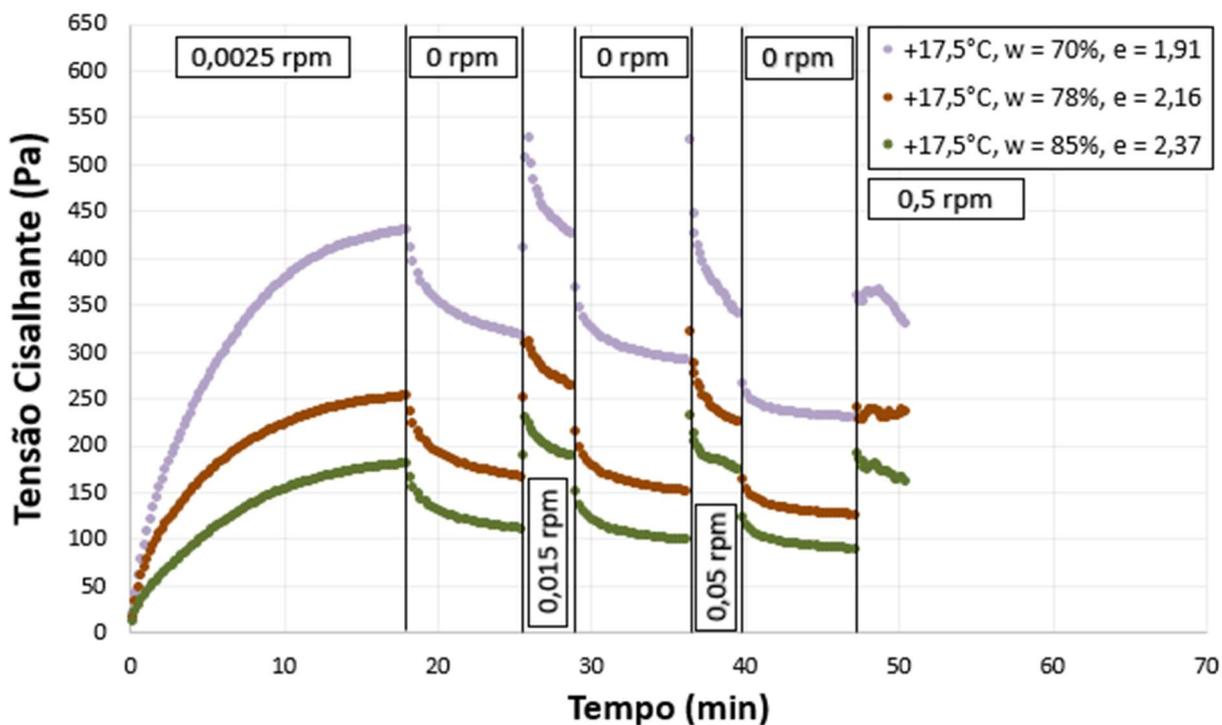


Figura 4.59 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais realizados a $+17,5^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

Para a análise da influência da temperatura na mobilização da tensão cisalhante (τ), são apresentadas as Figuras 4.60, 4.61, 4.62 que indicam os resultados dos ensaios reométricos rotacionais realizados com a amostra SIS 722 com teor de umidade de 70%, 78% e 85%, respectivamente. Nota-se que as amostras SIS 722 ensaiadas a $-2,0^{\circ}\text{C}$, independentemente de seu teor de umidade (índice de vazios), apresentaram maior mobilização da tensão cisalhante (τ), em concordância com os resultados dos ensaios de viscosimetria apresentados. No entanto, não foi possível perceber com exatidão uma relação de proporcionalidade entre as demais temperaturas ensaiadas ($0,0$; $+6,0$ e $17,5$) e a tensão cisalhante mobilizada (τ).

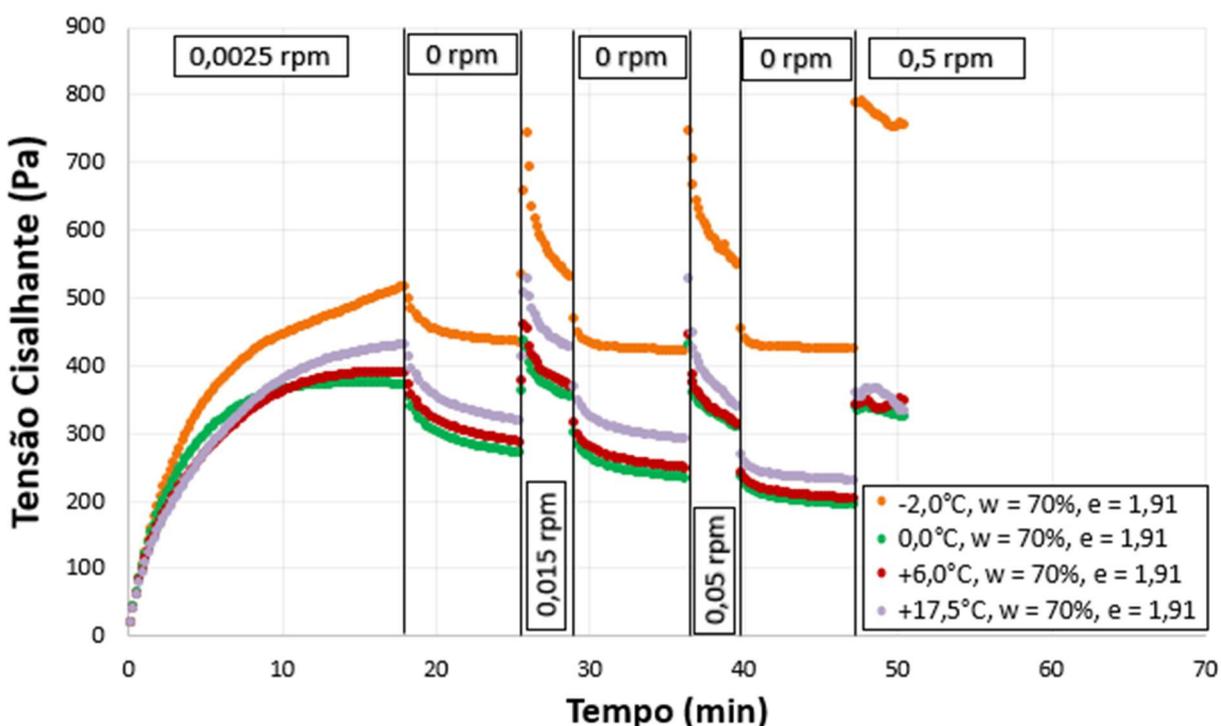


Figura 4.60 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais – Amostras com teor de umidade de 70% e índice de vazios de 1,91 (SIS 722)

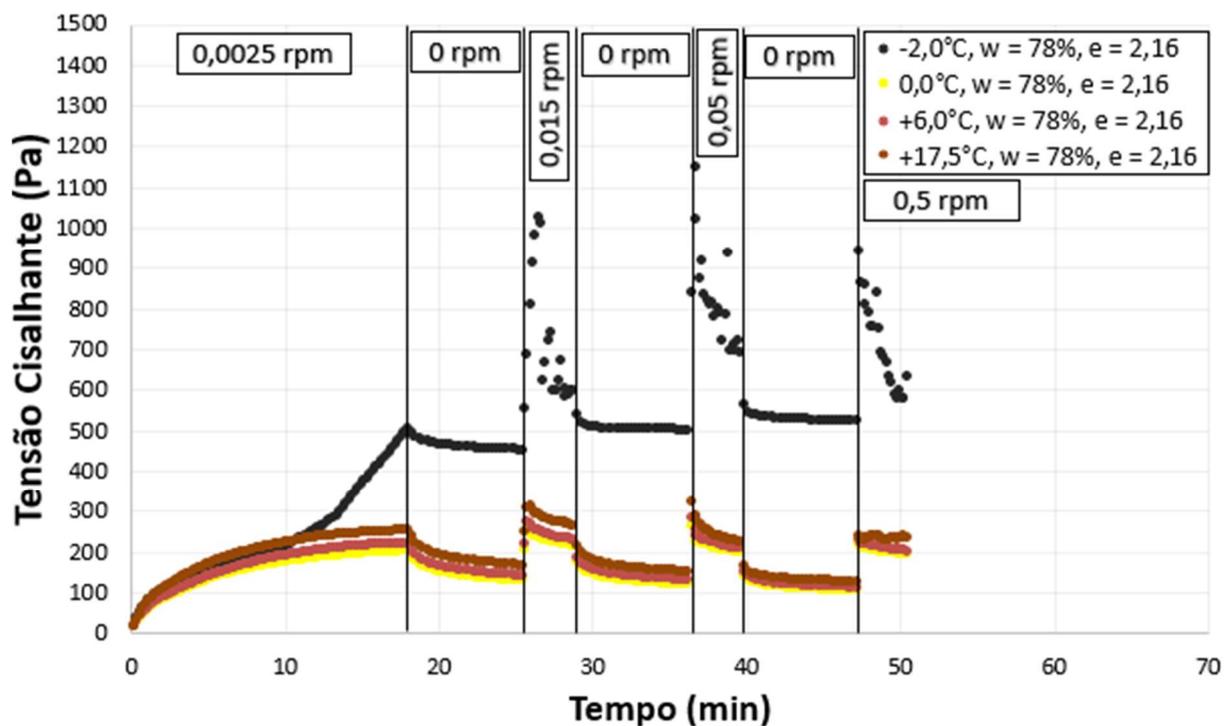


Figura 4.61 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais – Amostras com teor de umidade de 78% e índice de vazios de 2,16 (SIS 722)

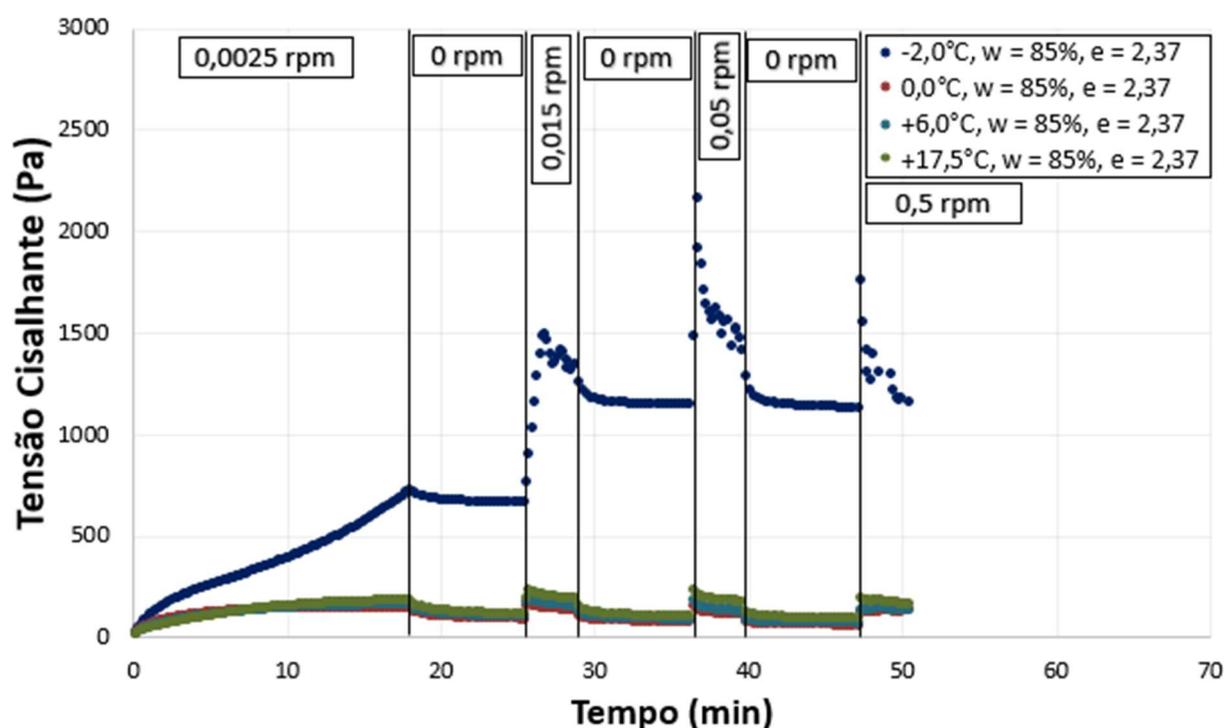


Figura 4.62 – Tensão Cisalhante (τ) em função do tempo (min) - Ensaios rotacionais – Amostras com teor de umidade de 85% e índice de vazios de 2,37 (SIS 722)

A análise estatística (ANOVA) realizada para verificação da significância e influência das variáveis controláveis (temperatura, teor de umidade e velocidade angular) sobre a variável resposta (tensão cisalhante máxima mobilizada para cada velocidade angular imposta) é apresentada na Tabela 4.20. A análise supracitada indicou que a temperatura é a variável controlável que possui maior significância em relação a variável resposta, seguida pelo teor de umidade. A velocidade angular não apresentou significância ($p > 0,05$) o que pode ser explicado pela alteração de comportamento do solo *offshore* para cada faixa de velocidade angular aplicada (aumento da tensão cisalhante na faixa de 0,0025 rpm, estabilização da tensão na faixa entre 0,015 e 0,05 rpm e decréscimo da tensão na faixa entre 0,05 e 0,5 rpm).

Tabela 4.20 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta tensão cisalhante máxima – Ensaio de reometria rotacionais

Variáveis Controláveis	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	F _{calculado}	P _{valor}
Temperatura	3	2.643.848	881.283	104,27	0,000
Teor de Umidade e Índice de Vazios	2	81.389	40.695	4,81	0,021
Velocidade Angular	3	31.687	10.562	1,25	0,321

4.3.3 REOMETRIA – ENSAIOS DE AMPLITUDE

Os ensaios reométricos de amplitude permitiram a análise do comportamento dinâmico (oscilatório) do solo *offshore* oriundo do testemunho SIS 722. Nesse ensaio foi aplicada uma frequência no rotor de 0,5 Hz, com deformação de 0 a 100%, obtendo-se a tensão cisalhante e o módulo cisalhante mobilizado.

A Figura 4.63 apresenta os resultados obtidos através dos ensaios de Varredura de amplitude com frequência e deformação controlada em relação a mobilização da tensão cisalhante (τ) com a deformação.

Os resultados de amplitude obtidos nessa pesquisa indicaram quatro zonas de comportamento rígido do solo *offshore* ensaiado, como descrito por Santamarina (2001) e Jardine (1992). Baseando-se na Figura 4.63 nota-se que, até aproximadamente 0,01% de deformação o solo *offshore* (amostra SIS 722) possui um comportamento elástico linear (zona 1), entre 0,01 e

0,10% de deformação o comportamento se torna elástico não linear (zona 2), por sua vez de 0,10 a 1,00% as deformações plásticas se tornam consideráveis (zona 3) e, após 1,00% as deformações plásticas se tornam majoritárias (zona 4).

Nos testes de varredura de amplitude realizados, é evidente uma transgressão do estado elástico para o plástico (viscoso), como descrito por Jardine (1992) e Jardine *et al.* (2004), sendo uma fase inicial caracterizada por uma elasticidade total, incluindo uma faixa de deformação viscoelástica linear, uma fase intermediária definida por um estado de transição no qual ocorre a degradação da rigidez e o desenvolvimento da deformação plástica (viscosa) e uma fase final de cedência (fluência) do solo.

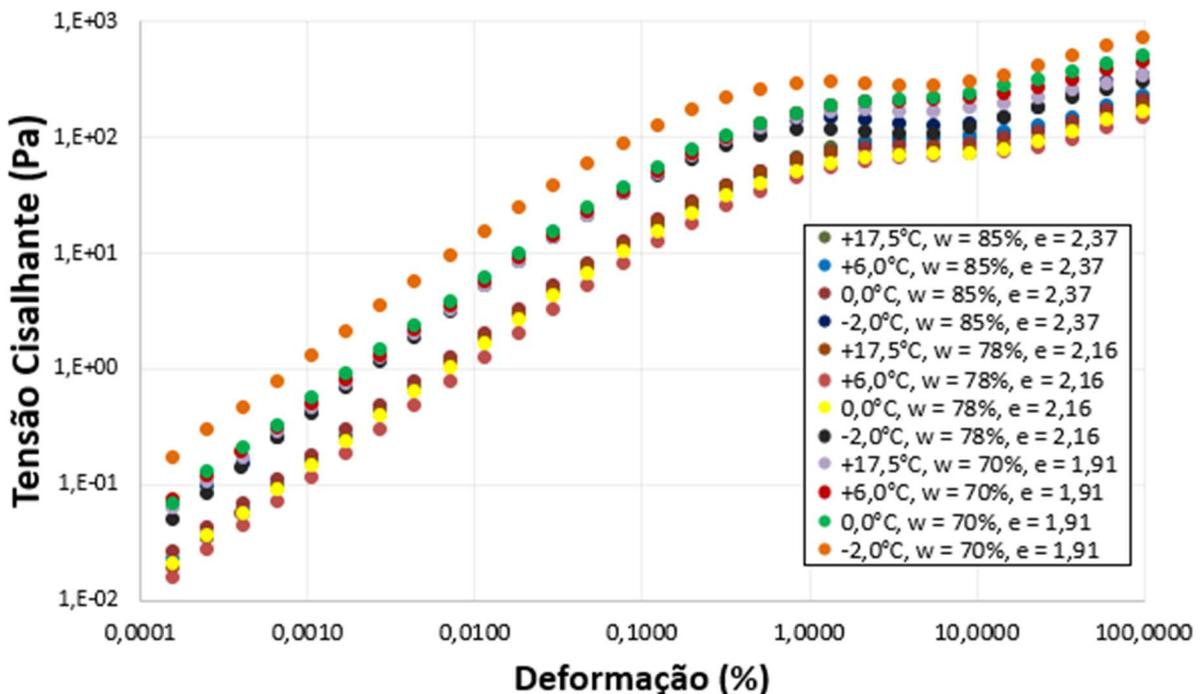


Figura 4.63 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) com a deformação - Ensaios de Reometria de Amplitude (SIS 722)

As Figuras 4.64, 4.65, 4.66 e 4.67 possibilitam a análise da influência do teor de umidade (e índice de vazios) para cada temperatura ensaiada (-2,0; 0,0; +6,0 e +17,5°C, respectivamente) em relação a tensão cisalhante mobilizada (τ) nos ensaios de varredura de amplitude realizados. Os resultados indicam maiores tensões cisalhantes mobilizadas (τ) para as amostras ensaiadas com teores de umidade de 70% (índice de vazios de 1,91). No entanto, não foi possível perceber com exatidão uma diferença de comportamento em relação as amostras ensaiadas com teores de umidade de 78% e 85% (índice de vazios de 2,16 e 2,37, respectivamente), possivelmente devido ao ressecamento do solo *offshore* durante a realização dos ensaios.

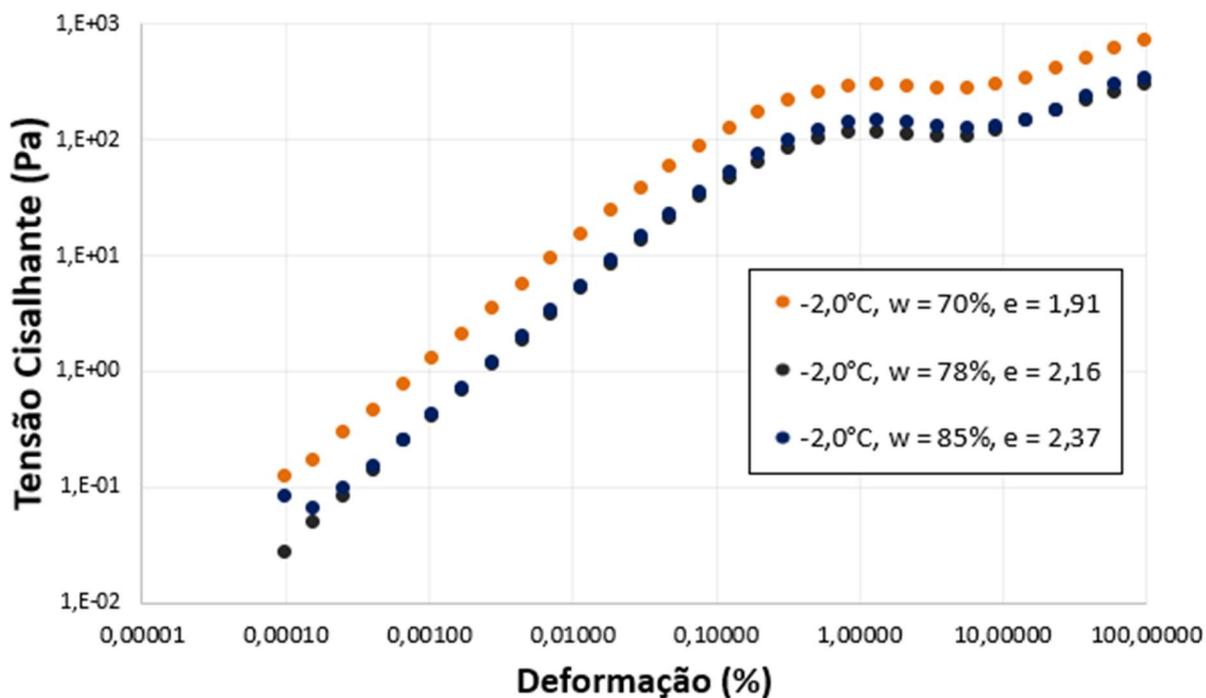


Figura 4.64 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a -2,0°C (SIS 722)

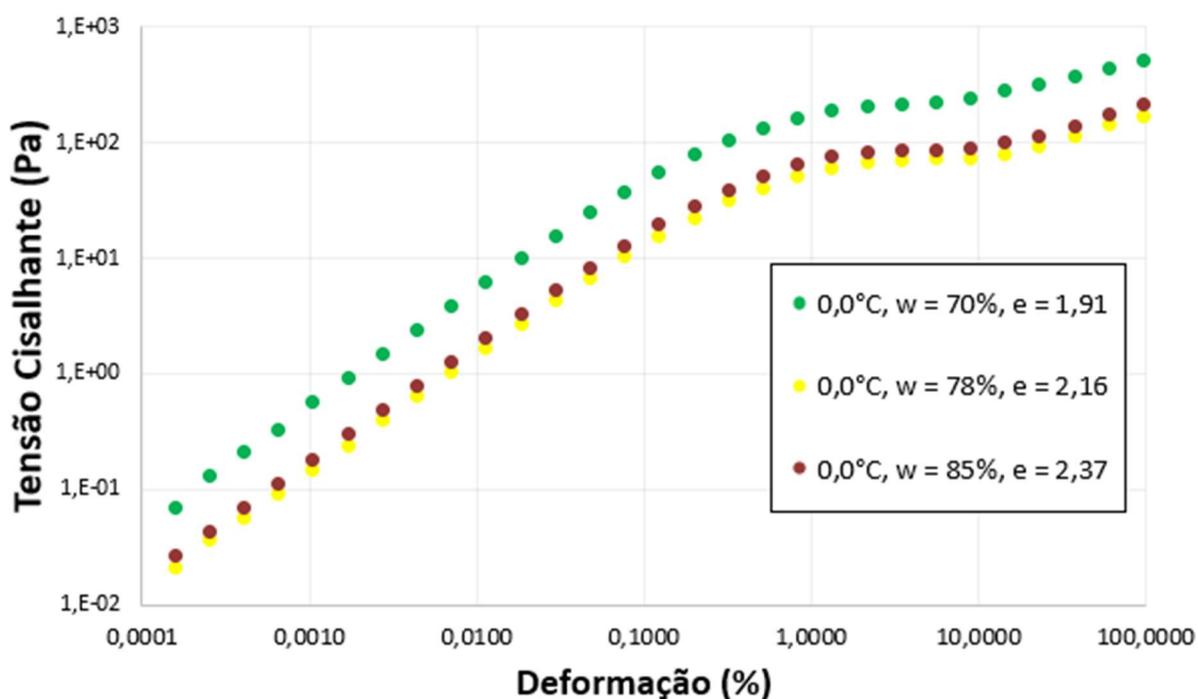


Figura 4.65 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a 0,0°C (SIS 722)

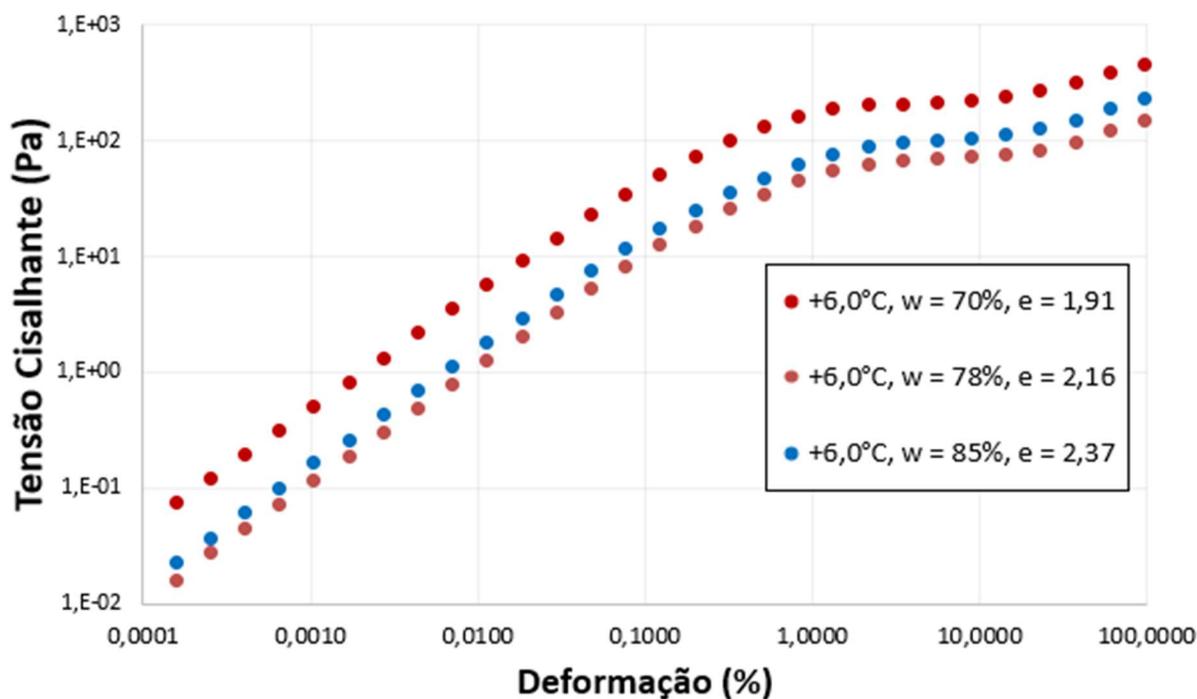


Figura 4.66 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +6,0°C (SIS 722)

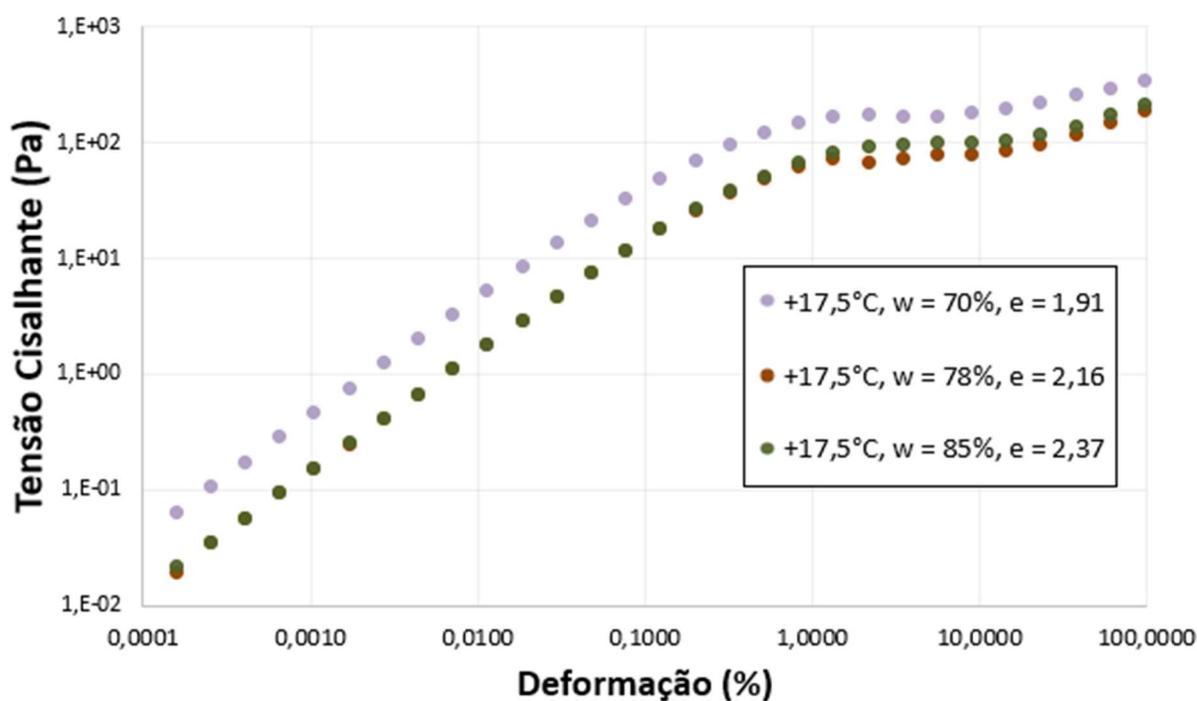


Figura 4.67 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +17,5°C (SIS 722)

Tendo por base as Figuras 4.68, 4.69 e 4.70 que indicam os resultados dos ensaios de amplitude (oscilatórios) realizados com as amostras *offshore* (SIS 722) em teores de umidade de 70%, 78% e 85%, respectivamente, foi realizada a análise da influência das temperaturas ensaiadas (-2,0; 0,0; +6,0 e +17,5°C). De forma geral, percebe-se que menores temperaturas (principalmente sob efeito de congelamento a -2,0°C) apresentam uma tensão cisalhante maior de plastificação para uma mesma deformação.

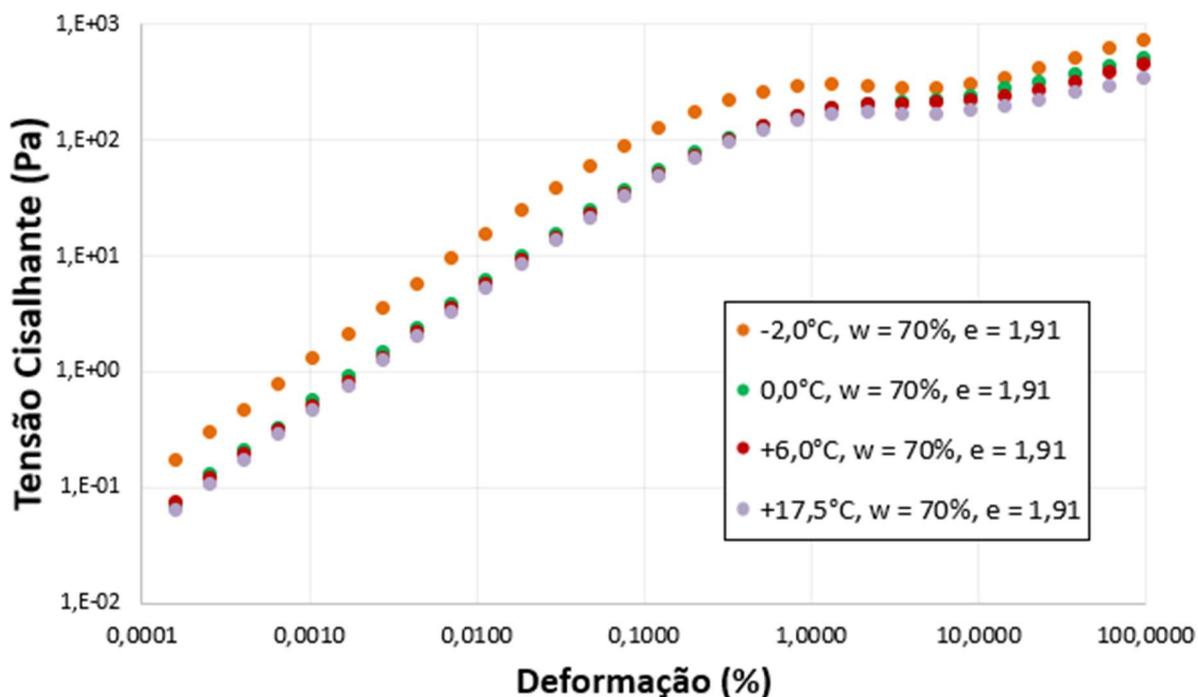


Figura 4.68 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaios de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 70% ($e = 1,91$) - SIS 722

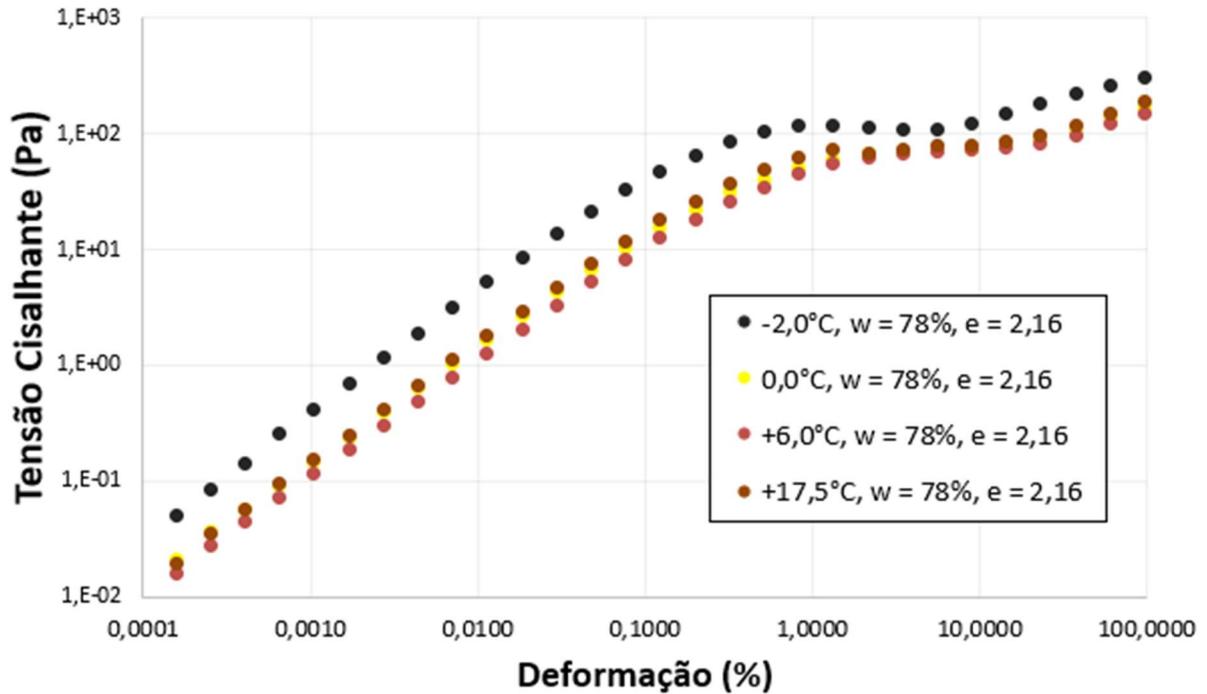


Figura 4.69 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaios de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 78% ($e = 2,16$) - SIS 722

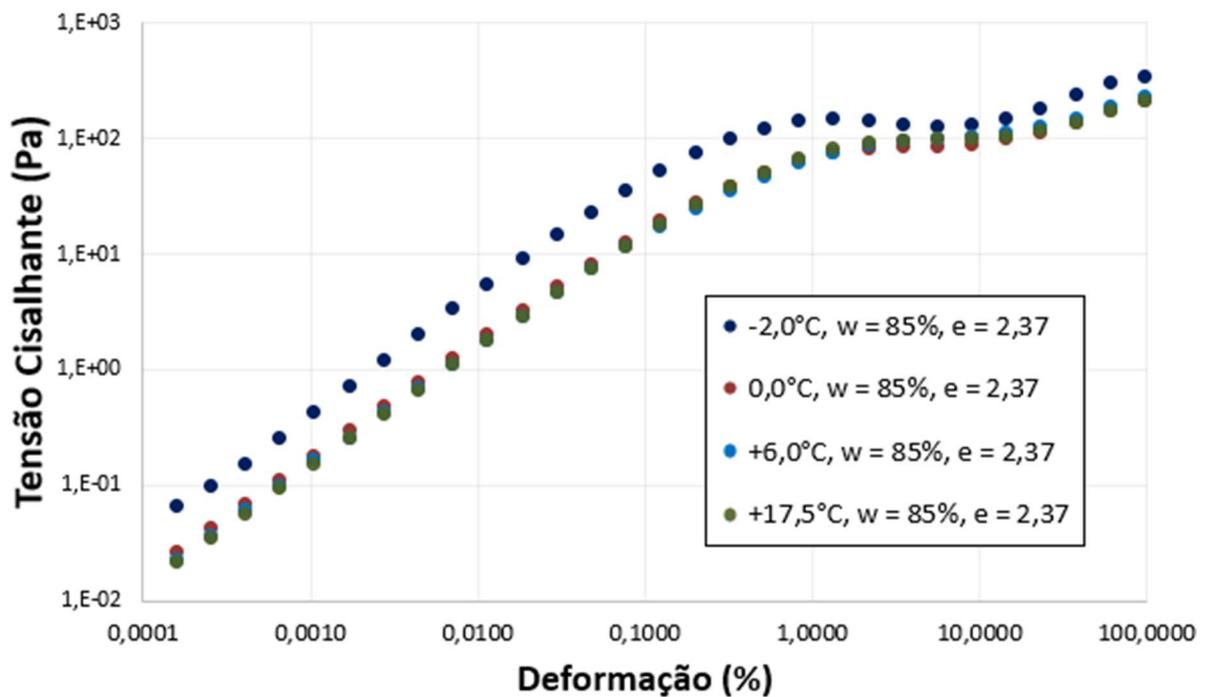


Figura 4.70 – Tensão Cisalhante (Pa) em função da deformação (%) - Ensaios de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 85% ($e = 2,37$) - SIS 722

Com os ensaios de amplitude de varredura realizados, também é possível ilustrar a perda de elasticidade e da rigidez do solo *offshore* com a aplicação de uma frequência pré-determinada,

baseando-se nos módulos cisalhantes G' e G'' . A Figura 4.71 mostra a variação do módulo de armazenamento (G') e do módulo de perda (G'') com a deformação aplicada, para todas as amostras *offshore* (SIS 722) ensaiadas.

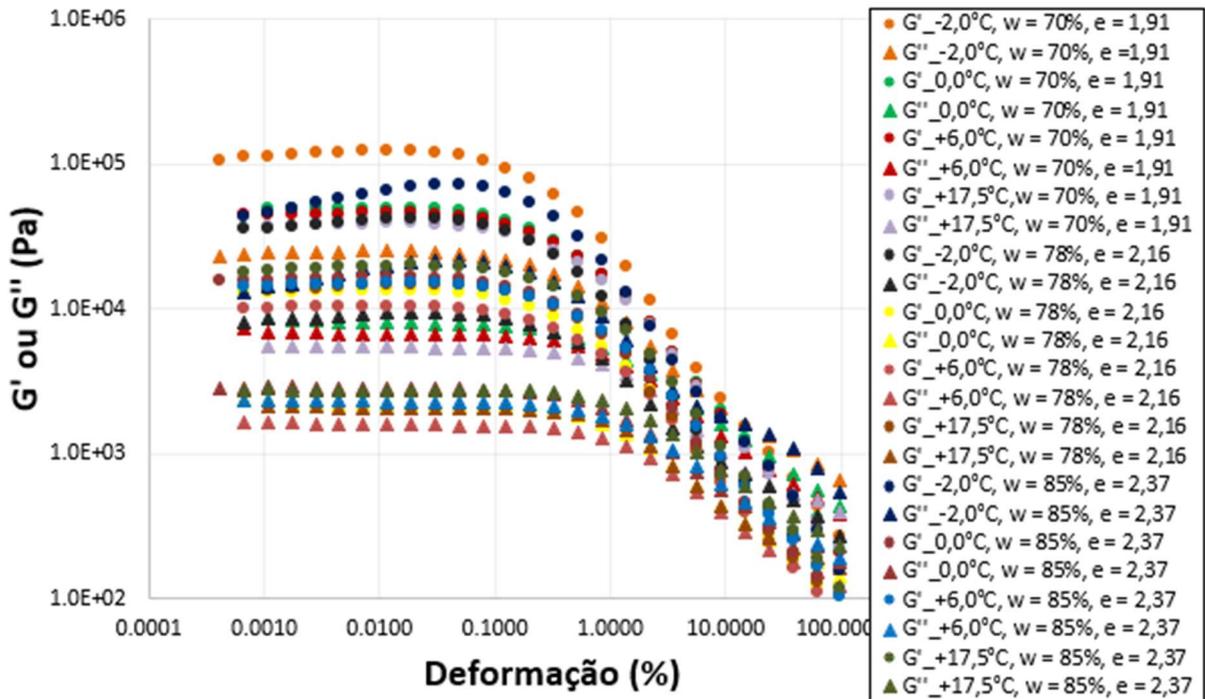


Figura 4.71 – Variação do módulo de armazenamento (G') e do módulo de perda (G'') com a deformação aplicada - Ensaio de Reometria de Amplitude (SIS 722)

Os resultados obtidos nos ensaios de reometria de amplitude indicaram diferentes fases de comportamentos quanto à rigidez do solo *offshore*, de acordo com a evolução das deformações (comportamento também descrito do Markgraf, 2006):

- Fase 1: estágio de baixa deformação de cisalhamento, incluindo o estado de repouso e o limite de deformação γ_L , ($G' > G''$);
- Fase 2: estágio de transgressão do comportamento elástico-viscoso, com a interseção de G' e G'' ;
- Fase 3: escoamento do material viscoelástico, comportamento de fluido ($G' < G''$).

De forma similar aos resultados dos ensaios rotacionais, nota-se que, para os ensaios de amplitude, até aproximadamente 0,01% de deformação o solo possui um comportamento elástico linear, entre 0,01 e 0,10% de deformação o comportamento se torna elástico não linear devido ao início das deformações plásticas, sendo que de 0,10 a 1,00% as deformações plásticas se tornam consideráveis e, após 1,00%, as deformações plásticas se tornam majoritárias.

As Figuras 4.72, 4.73, 4.74 e 4.75 indicam a influência do teor de umidade (e índice de vazios) para cada temperatura ensaiada (-2,0; 0,0; +6,0 e +17,5°C, respectivamente) em relação à rigidez (G) do solo ensaiado nos testes de varredura de amplitude realizados. Percebe-se que, para as temperaturas de 0,0; +6,0 e +17,5°C, o solo com teor de umidade de 70% (índice de vazios de 1,91) apresenta maior rigidez (G) que as amostras ensaiadas com teores de umidade de 78% e 85% (índices de vazios de 2,16 e 2,37, respectivamente). Não é possível distinguir uma diferença da variação da rigidez entre as amostras ensaiadas com 78 % e 85% de teor de umidade, o que pode ser devido ao ressecamento das amostras constatado durante os ensaios.

Para as amostras ensaiadas a -2,0°C percebe-se um comportamento inverso ao relatado anteriormente, ou seja, maior rigidez para as amostras com teor de umidade de 85% (índice de vazios de 2,37) se comparado as amostras com 70 e 78% de teor de umidade, possivelmente devido a matriz parcialmente congelada dos solos nesta temperatura.

Analisando as Figuras 4.76, 4.77 e 4.78, que apresentam os resultados dos ensaios realizados com teores de umidade de 70%, 78% e 85%, respectivamente, constata-se que, em geral, ocorre o aumento da rigidez (G) do solo *offshore* com a diminuição da temperatura, ou seja, uma relação inversamente proporcional.

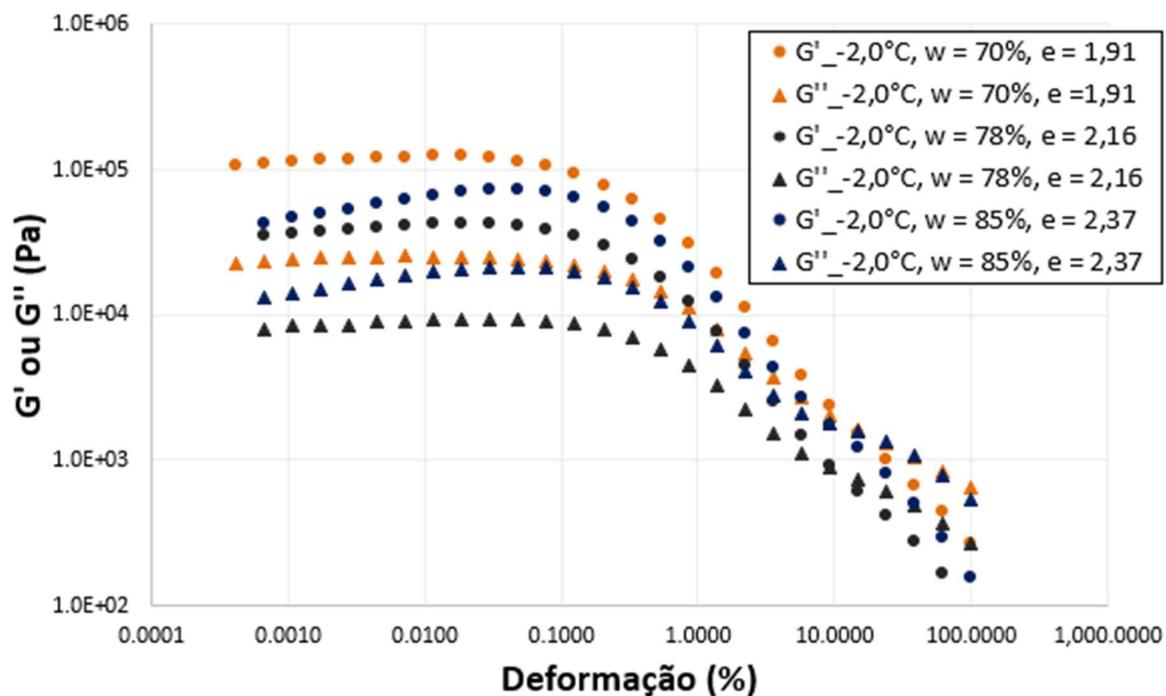


Figura 4.72 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaios de varredura de amplitude realizados a $-2,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

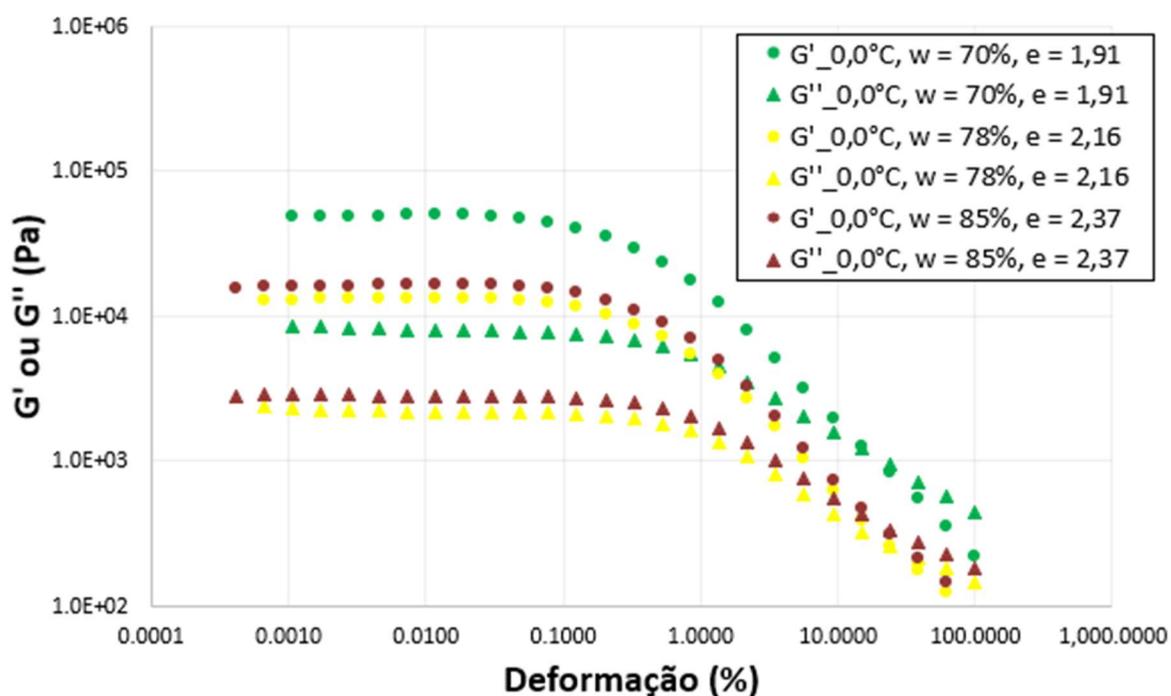


Figura 4.73 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaios de varredura de amplitude realizados a $0,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

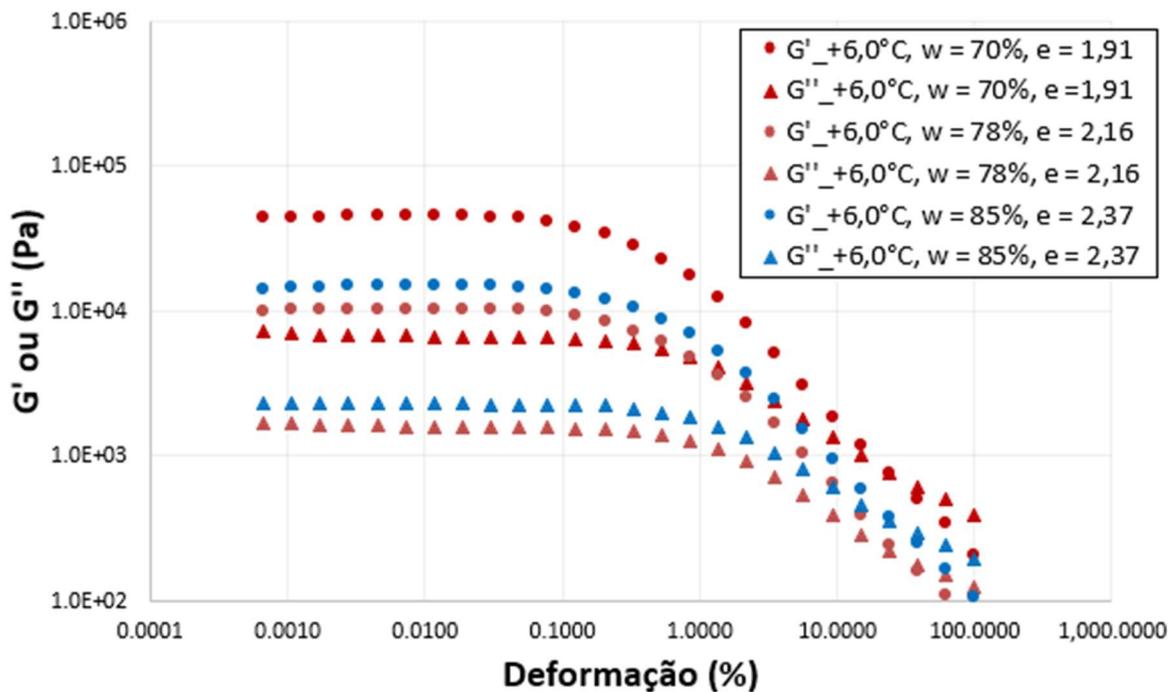


Figura 4.74 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +6,0°C (SIS 722)

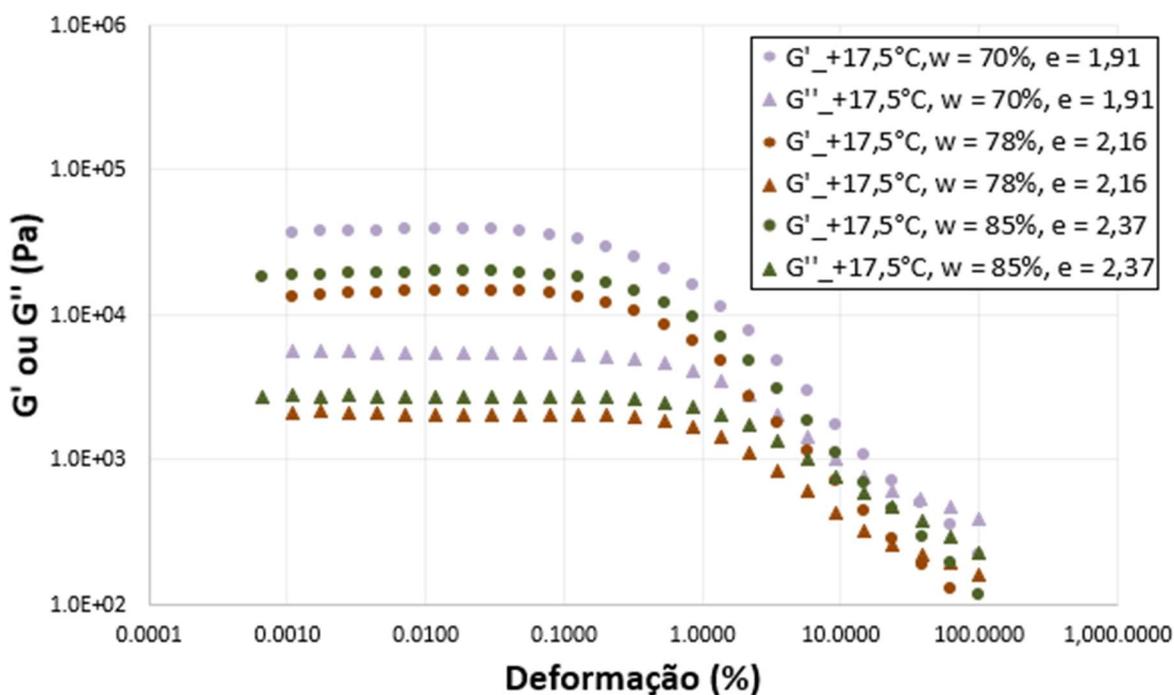


Figura 4.75 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados a +17,5°C (SIS 722)

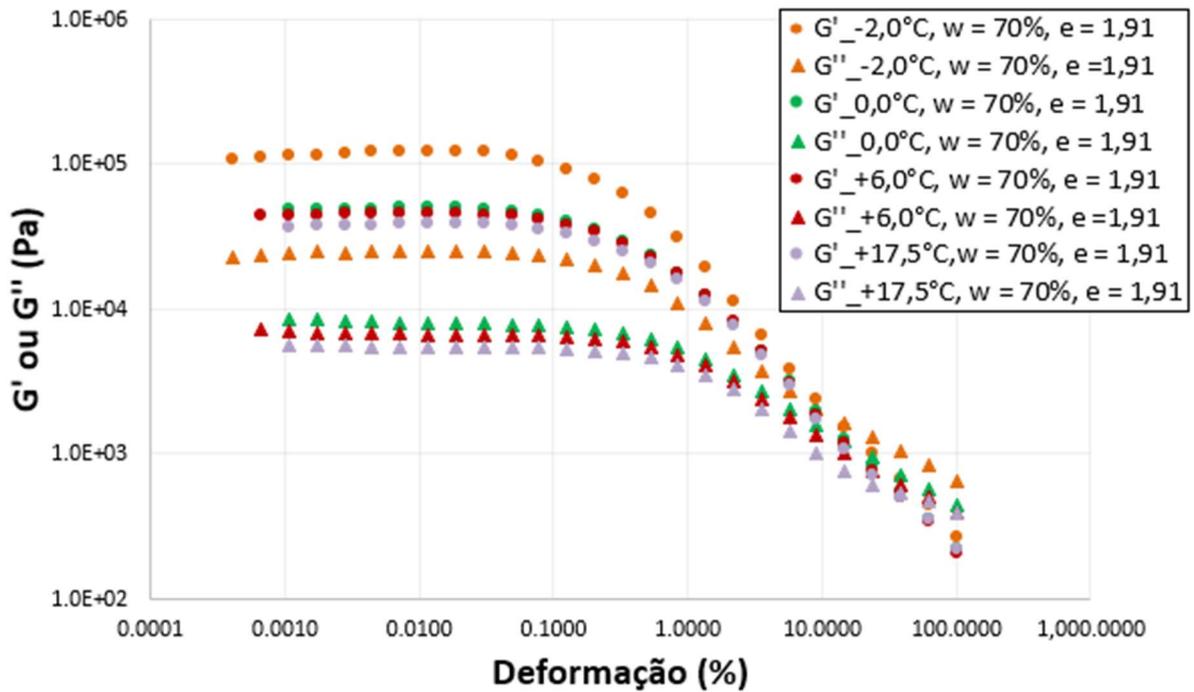


Figura 4.76 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 70% ($e = 1,91$) - SIS 722

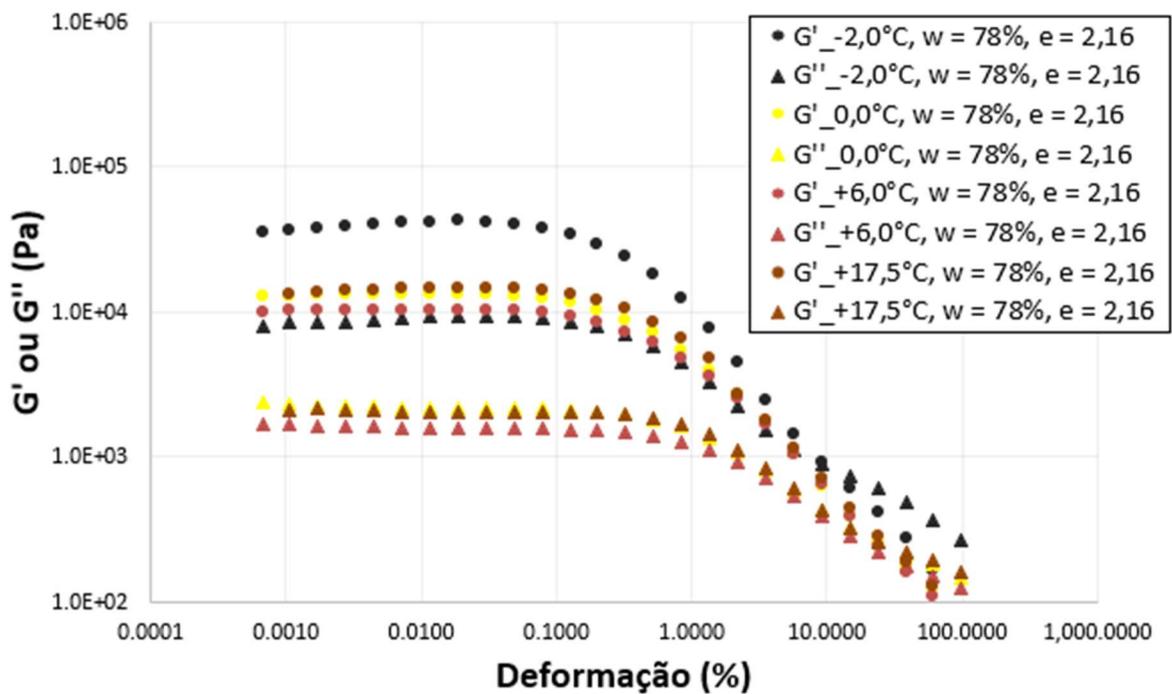


Figura 4.77 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 78% ($e = 2,16$) - SIS 722

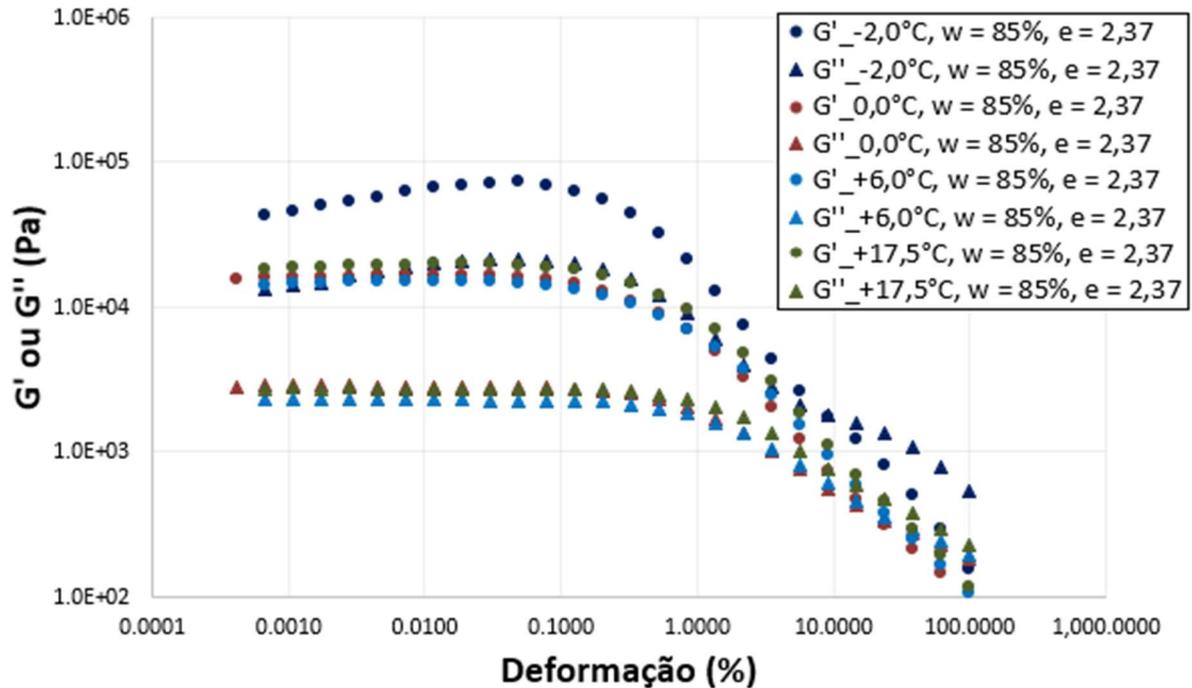


Figura 4.78 – Módulos Cisalhantes (Pa) em função da deformação (%) - Ensaio de varredura de amplitude realizados com teor de umidade de 85% ($e = 2,37$) - SIS 722

A Tabela 4.21 apresenta os valores de tensão de escoamento, tensão e deformação de início de plastificação e máxima tensão cisalhante registrada nos ensaios de amplitude realizados. Com base nos resultados indicados na Tabela 4.21 foram realizadas análises estatísticas (ANOVA) com as variáveis resposta tensão de escoamento, tensão de início de plastificação, deformação de início de plastificação e máxima tensão cisalhante medida, conforme apresentado nas Tabelas 4.22, 4.23, 4.24 e 4.25, respectivamente.

As análises estatísticas indicam que a variável controlável temperatura apresentou maior significância do que o teor de umidade (e índice de vazios) em relação a tensão de escoamento (τ_0) e em relação a deformação de início de plastificação. Por sua vez, o teor de umidade (e índice de vazios) apresentou maior significância do que a temperatura em relação a tensão de início de plastificação e a máxima tensão cisalhante medida.

Tabela 4.21 – Valores de tensão de escoamento, tensão e deformação de início de plastificação e máxima tensão cisalhante medida nos ensaios de amplitude

Temperatura (°C)	Teor de Umidade (%)	Índice de Vazios	Tensão de Escoamento (Pa)	Tensão de início de Plastificação (Pa)	Deformação de início de Plastificação (%)	Máxima Tensão Cisalhante (Pa)
-2,0	70,0	1,91	0,1223	7,21	0,00582	697,79
0,0	70,0	1,91	0,04965	26,3	0,0558	490,86
+6,0	70,0	1,91	0,04007	29,8	0,07	438,29
+17,5	70,0	1,91	0,0394	31,7	0,0789	328,15
-2,0	78,0	2,16	0,02706	0,829	0,00214	286,07
0,0	78,0	2,16	0,01067	9,92	0,0787	163,66
+6,0	78,0	2,16	0,006355	8,66	0,0881	141,46
+17,5	78,0	2,16	0,01114	13,0	0,0929	179,33
-2,0	85,0	2,37	0,08217	1,14	0,00274	334,56
0,0	85,0	2,37	0,01095	12,6	0,0807	202,17
+6,0	85,0	2,37	0,01205	11,8	0,0851	217,07
+17,5	85,0	2,37	0,009222	13,4	0,0956	206,28

Tabela 4.22 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta tensão de escoamento – Ensaaios de reometria de amplitude

Variáveis Controláveis	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	F _{calculado}	P _{valor}
Temperatura	3	0,007119	0,002373	8,20	0,015
Teor de Umidade e Índice de Vazios	2	0,005064	0,002532	8,75	0,017

Tabela 4.23 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta tensão de início de plastificação – Ensaaios de reometria de amplitude

Variáveis Controláveis	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	F _{calculado}	P _{valor}
Temperatura	3	483,50	161,17	12,61	0,005
Teor de Umidade e Índice de Vazios	2	592,12	296,06	23,17	0,002

Tabela 4.24 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta deformação de início de plastificação – Ensaios de reometria de amplitude

Variáveis Controláveis	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	F _{calculado}	P _{valor}
Temperatura	3	0,013822	0,004607	98,72	0,000
Teor de Umidade e Índice de Vazios	2	0,000460	0,000230	4,92	0,054

Tabela 4.25 – Análise Estatística (ANOVA) para a variável resposta máxima tensão cisalhante medida – Ensaios de reometria de amplitude

Variáveis Controláveis	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	F _{calculado}	P _{valor}
Temperatura	3	73.482	24.494	6,40	0,027
Teor de Umidade e Índice de Vazios	2	202.432	101.216	26,45	0,001

A Figura 4.79 apresenta a tangente do ângulo de mudança de fase sol-gel, limite do regime elástico-viscoso (δ) em função da deformação, para os ensaios oscilatórios realizados.

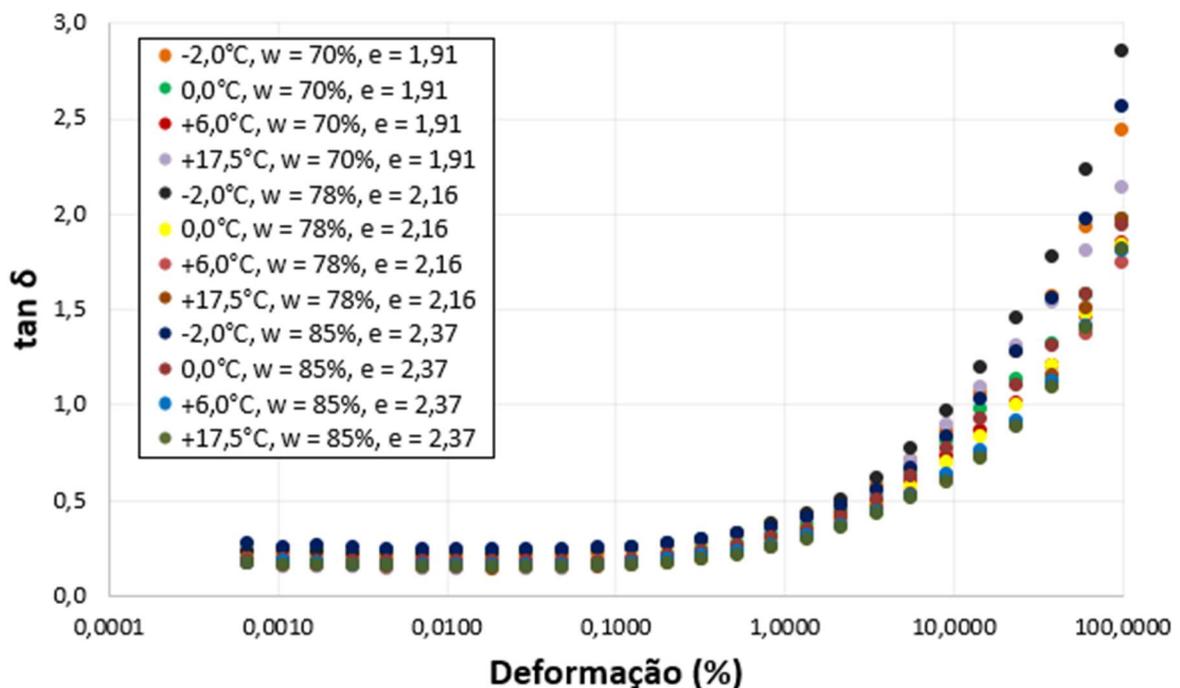


Figura 4.79 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaios de Reometria de Amplitude (SIS 722)

As Figuras 4.80, 4.81, 4.82 e 4.83 permitem a análise da influência do teor de umidade (e índice de vazios) para as temperaturas ensaiadas de $-2,0$; $0,0$; $+6,0$ e $+17,5^{\circ}\text{C}$, respectivamente. De forma geral, as amostras ensaiadas em menores teores de umidade apresentaram rigidez superior as amostras com maiores teores de umidade, ou seja, as amostras com teor de umidade de 70% (índice de vazios de 1,91) atingiam o valor de tangente de δ igual a 1 (limite do regime elástico-viscoso) em maiores deformações que aquelas ensaiadas com teor de umidade de 85% (índice de vazios de 2,37).

Ressalta-se que, devido ao ressecamento constatado ao longo dos ensaios de amplitude, não foi possível perceber uma diferença clara entre os comportamentos relativos à rigidez das amostras ensaiadas a 78% e 85%.

Baseando-se nas Figuras 4.84, 4.85 e 4.86, que apresentam a influência da temperatura em relação a variação da tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada, para os ensaios com teor de umidade de 70, 78 e 85%, respectivamente. Percebe-se que as amostras com maiores temperaturas apresentam menor estabilidade microestrutural - menor trecho visco-elástico (maior deformação em $\tan \delta = 1$).

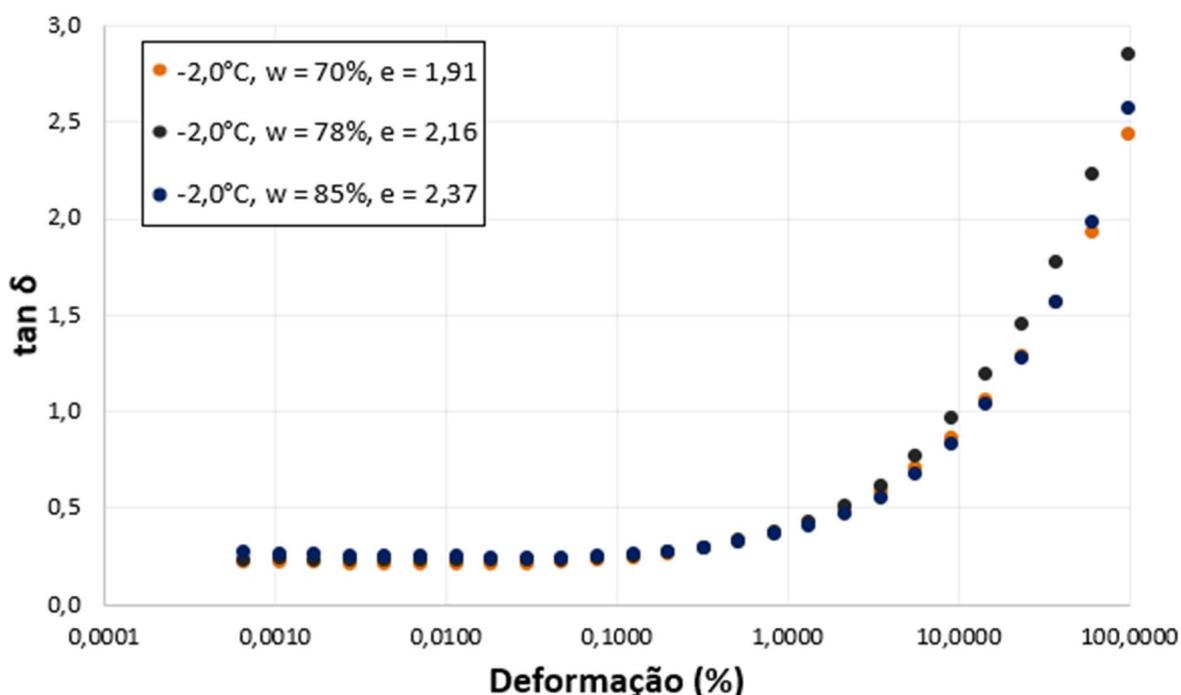


Figura 4.80 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaios de varredura de amplitude realizados a $-2,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

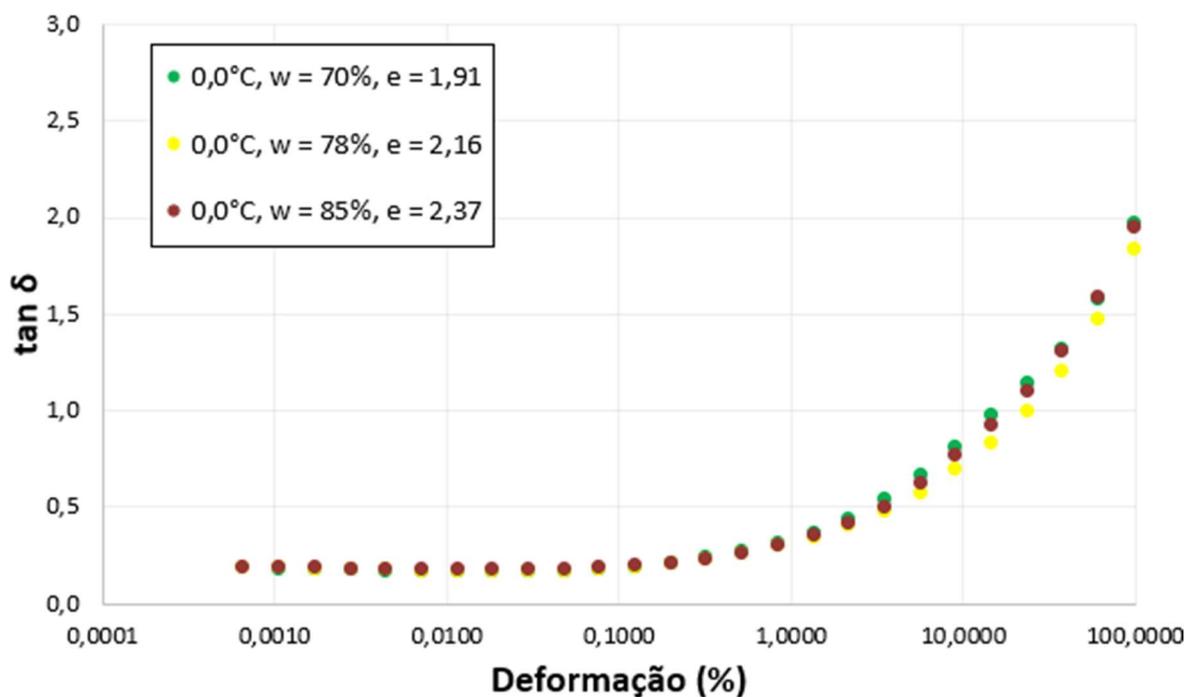


Figura 4.81 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de varredura de amplitude realizados a $0,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

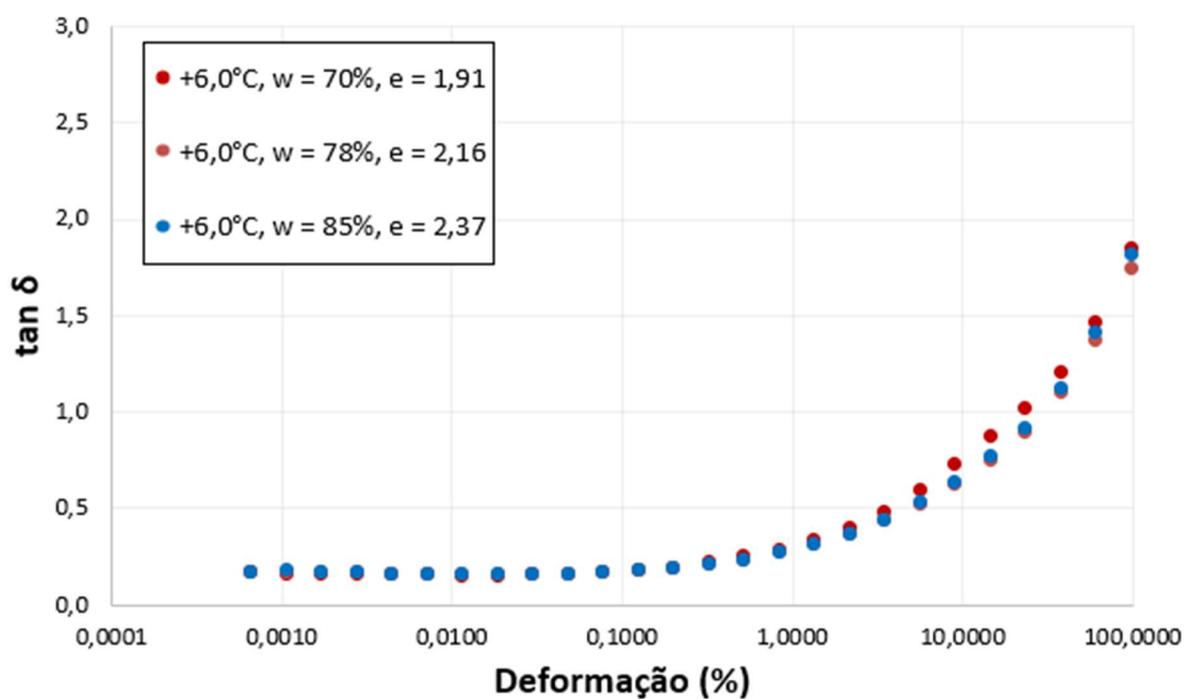


Figura 4.82 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de varredura de amplitude realizados a $+6,0^{\circ}\text{C}$ (SIS 722)

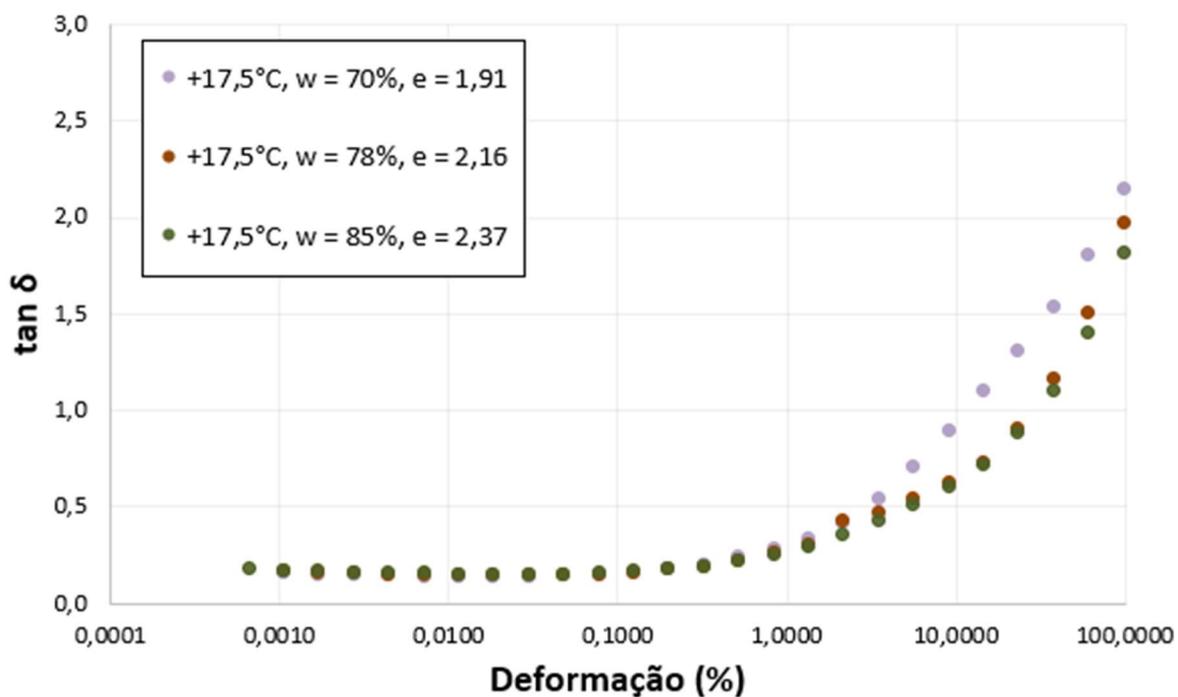


Figura 4.83 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de varredura de amplitude realizados a $+17,5^\circ\text{C}$ (SIS 722)

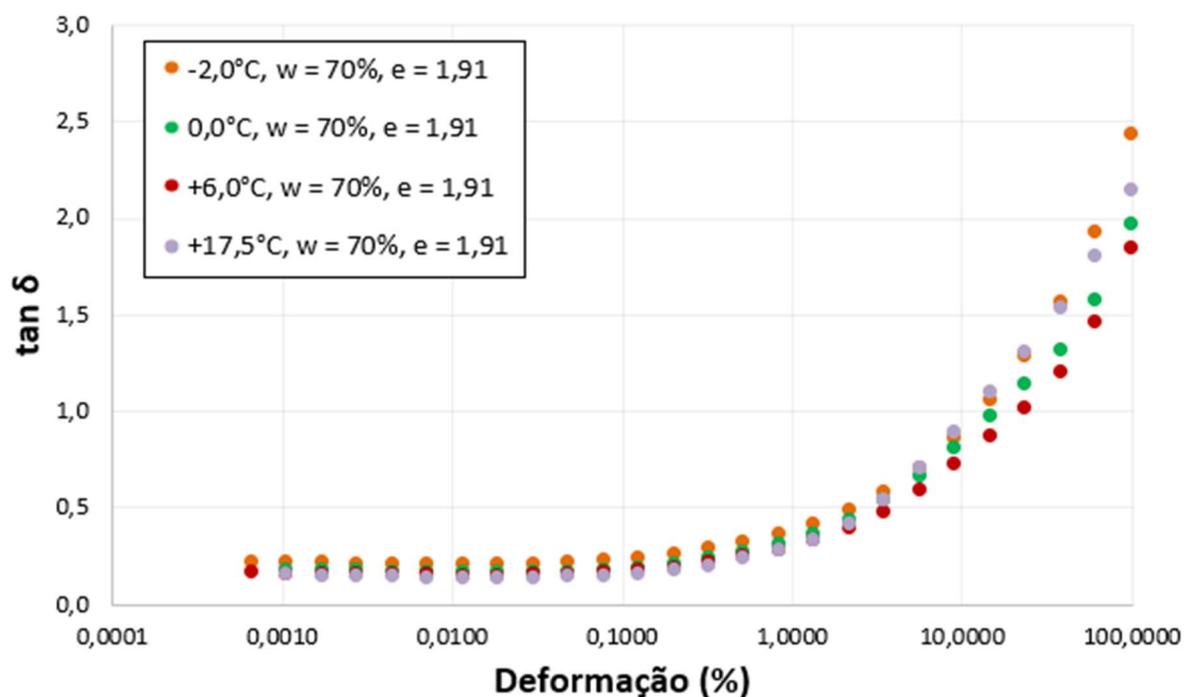


Figura 4.84 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de amplitude realizados com teor de umidade de 70% ($e = 1,91$) - SIS 722

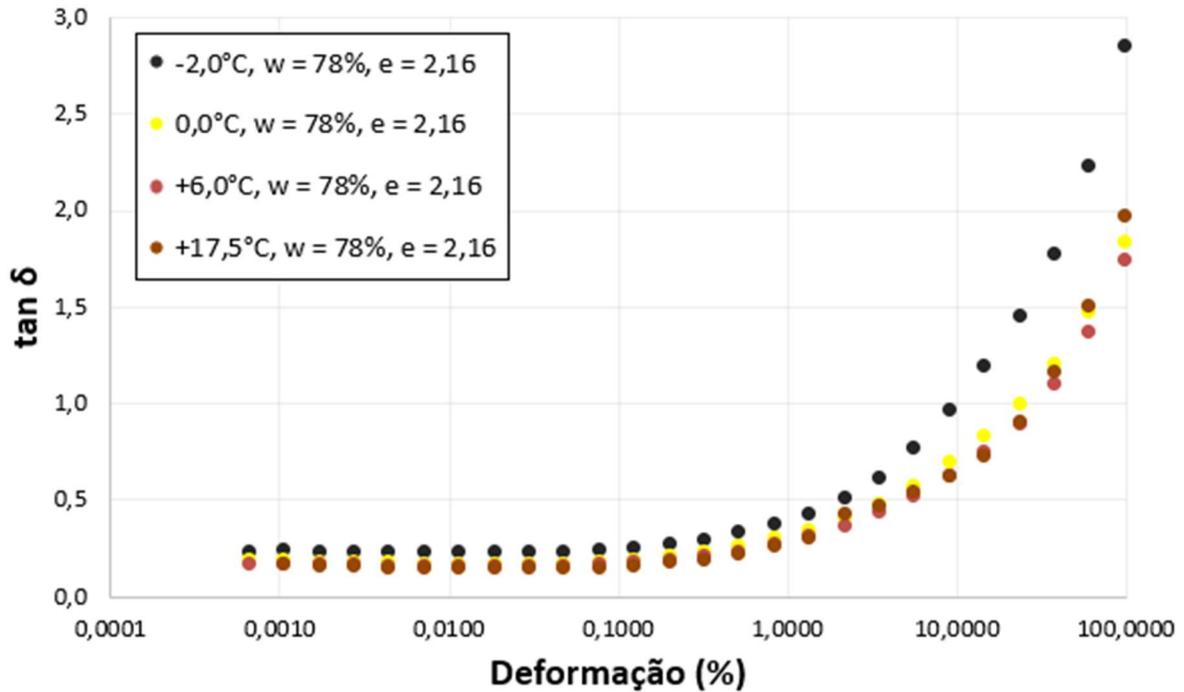


Figura 4.85 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de amplitude realizados com teor de umidade de 78% ($e = 2,16$) - SIS 722

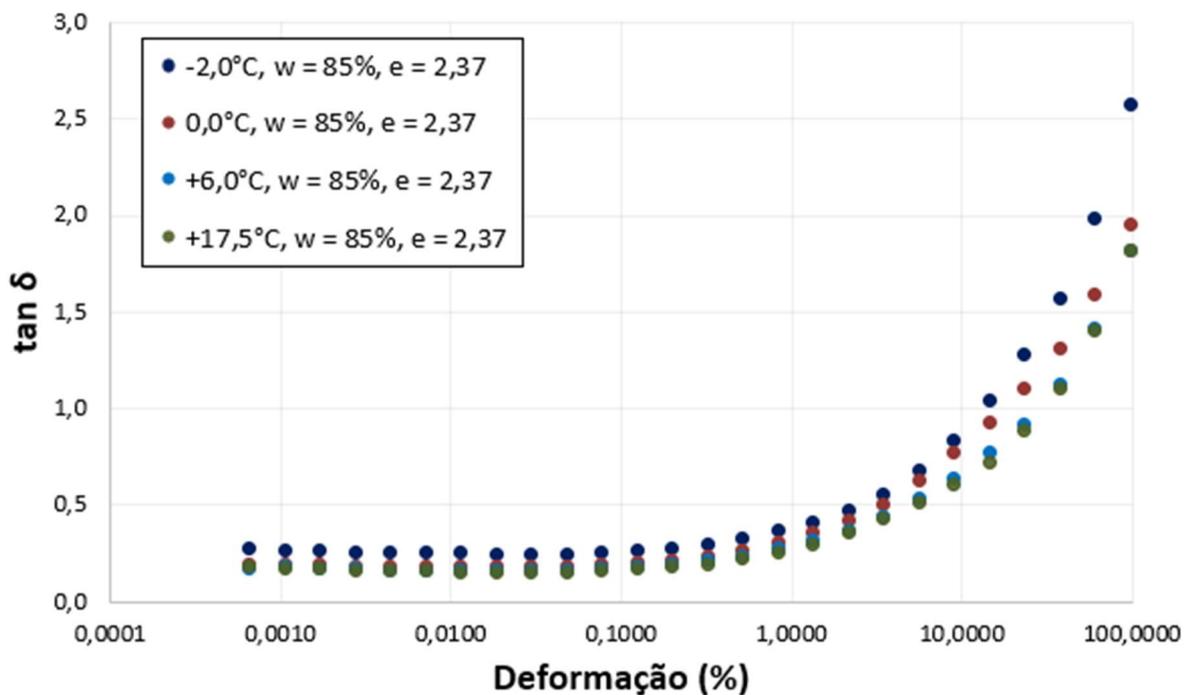


Figura 4.86 – Tangente do ângulo de mudança de fase em função da deformação aplicada - Ensaio de amplitude realizados com teor de umidade de 85% ($e = 2,37$) - SIS 722

4.3.4 REOMETRIA – ENSAIOS DE ETAPAS DE TEMPERATURAS

Os ensaios de etapas de temperatura possibilitaram a análise da variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) e do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) aplicando-se intervalos de temperatura (+17,5 °C -> 0,0°C -> -2,0°C), com uma velocidade angular pré-determinada (0,0025 e 0,5 rpm) em um espaço de tempo também pré-determinado.

Os ensaios de etapas de temperatura (Figuras 4.87, 4.88, 4.89 e 4.90) indicaram alta influência da temperatura e do teor de umidade (e índice de vazios) em relação a viscosidade dinâmica (μ) e a tensão cisalhante mobilizada (τ) na menor velocidade angular ensaiada (0,0025 rpm). No entanto, com o aumento da velocidade angular imposta (0,5 rpm) ocorre a diminuição da influência da temperatura e do teor de umidade (e índice de vazios) em relação a viscosidade dinâmica (μ) e a tensão cisalhante mobilizada (τ).

Os resultados dos ensaios de etapas de temperatura também confirmam que menores teores de umidade (70%) mobilizam maiores coeficientes de viscosidade dinâmica (μ) e tensões cisalhantes (τ), como indicado nos ensaios reométricos rotacionais e de amplitude. Além disso, percebe-se que a mudança de temperatura de +17,5°C para 0,0°C apresentou um maior salto viscoso e maior mobilização da tensão cisalhante (τ) do que para a variação de 0,0°C para -2,0°C, nos ensaios realizados com velocidade angular de 0,0025 rpm. Tal fato pode ter ocorrido, pois a primeira etapa de temperatura apresentou maior variação (Δt de 17,5°C) do que a segunda etapa (Δt de 2,0°C) e/ou o solo *offshore* pode ter escoado (atingido o ponto de plastificação) quando a segunda etapa de temperatura foi imposta.

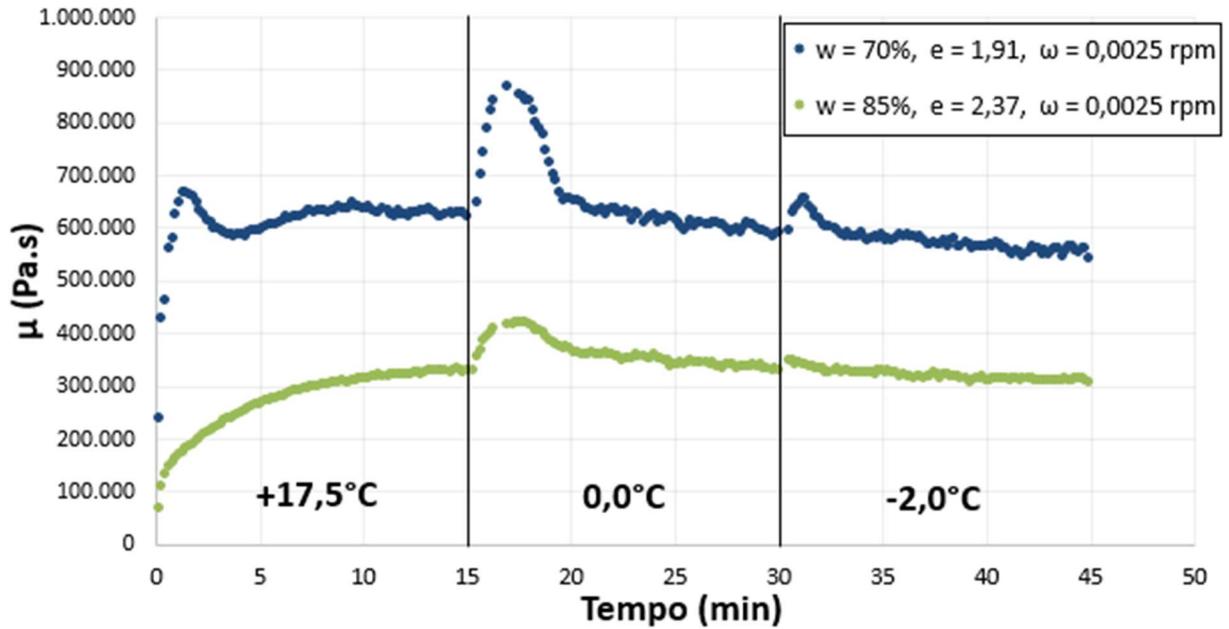


Figura 4.87 – Variação do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo - Ensaio de etapas de temperatura com velocidade angular de 0,0025 rpm - SIS 722

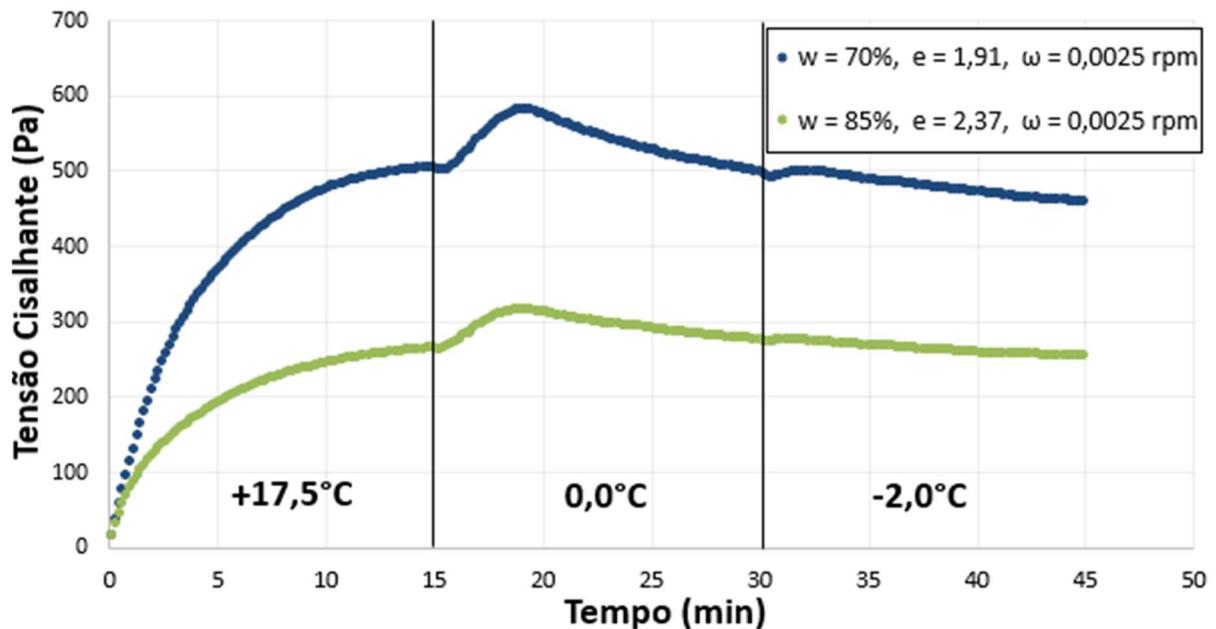


Figura 4.88 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) em função do tempo - Ensaio de etapas de temperatura com velocidade angular de 0,0025 rpm - SIS 722

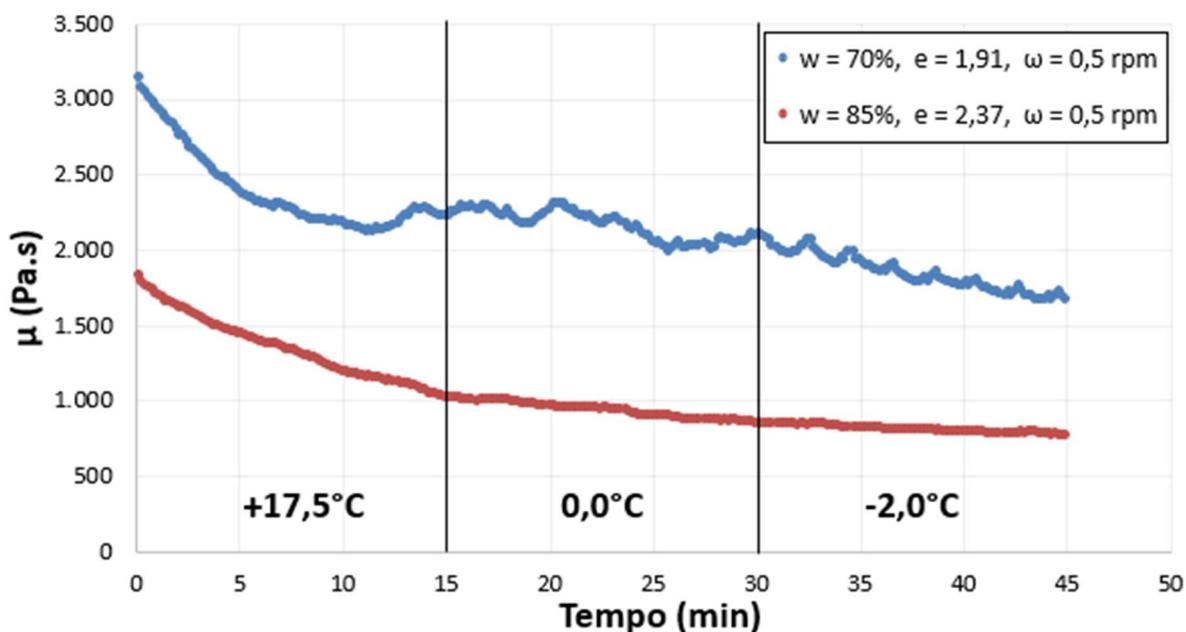


Figura 4.89 – Variação do coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) em função do tempo - Ensaio de etapas de temperatura com velocidade angular de 0,5 rpm - SIS 722

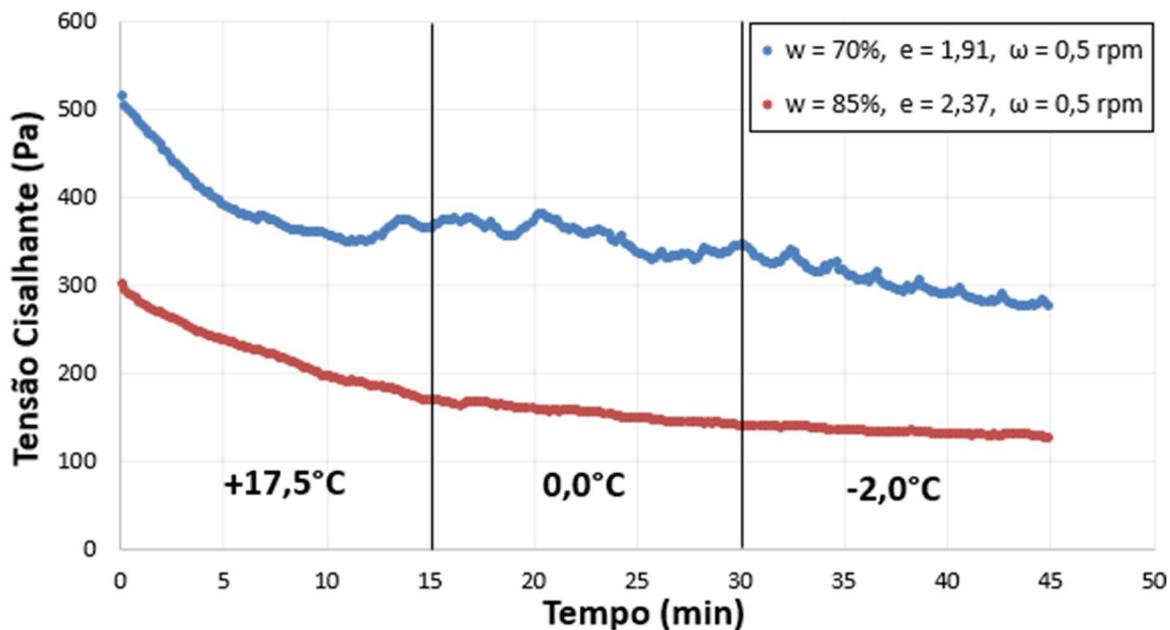


Figura 4.90 – Variação da tensão cisalhante mobilizada (τ) em função do tempo - Ensaio de etapas de temperatura com velocidade angular de 0,5 rpm - SIS 722

4.3.5 ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS HIDROSTATICAMENTE NÃO DRENADOS

As análises relativas aos resultados dos ensaios triaxiais adensados hidrosticamente não drenados contribuíram para essa tese de forma qualitativa, visando a observação da mobilização da resistência viscosa com o aumento da velocidade de deformação imposta, uma vez que os corpos de prova ensaiados apresentaram um indicativo de sobreadensamento devido ao seu ressecamento prévio a realização do ensaio.

Para cada um dos seis corpos de prova ensaiados nos ensaios triaxiais CIU foram determinados o peso específico natural (γ_{nat}) e a sua umidade inicial (W_{inicial}). Ressalta-se que o ensaio de Densidade dos Grãos (G) realizado resultou no valor de 2,62 para a amostra SIS 722 obtida a 0,40 cm do topo do testemunho. A Tabela 4.26 apresenta um resumo dos parâmetros e propriedades das amostras ensaiadas. A Figura 4.91 apresenta o comportamento tensão-deformação do solo *offshore* ensaiado na etapa de cisalhamento em condição não drenada com estágios de relaxação de tensão ($v = 0,4 \rightarrow 0,0 \rightarrow 2,15 \rightarrow 0,0 \rightarrow 19,6$ mm/h) e a Figura 4.92 indica a variação da poropressão (u) em função da deformação axial (ϵ_a) durante os ensaios realizados.

Tabela 4.26 – Características das amostras utilizadas nos Ensaio Triaxiais

Nome do Ensaio	Profundidade de extração do testemunho	γ_{nat} (g/cm ³)	W_{inicial} (%)	Parâmetro B – final da etapa de saturação
$v = 0,4 \rightarrow 2,15 \rightarrow 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 27$ kPa	0,50 m	1,805	35,60	0,91
$v = 0,4 \rightarrow 2,15 \rightarrow 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 120$ kPa	0,70 m	2,203	35,65	0,93
$v = 0,4 \rightarrow 2,15 \rightarrow 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 250$ kPa	0,85 m	1,848	35,55	0,92
$v = 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 35$ kPa	1,05 m	1,720	35,65	0,92
$v = 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 145$ kPa	1,20 m	1,876	35,60	0,95
$v = 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 290$ kPa	1,45 m	1,779	35,60	1,00

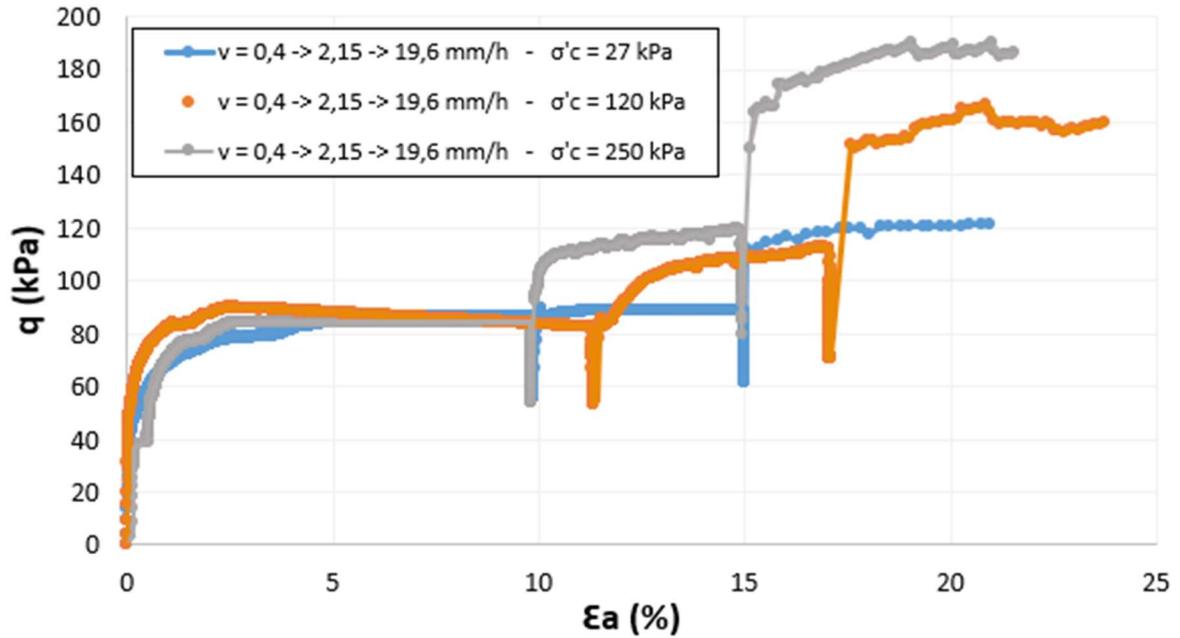


Figura 4.91 – Invariante de tensão q (tensão desvio) em função da deformação axial (ϵ_a) – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões

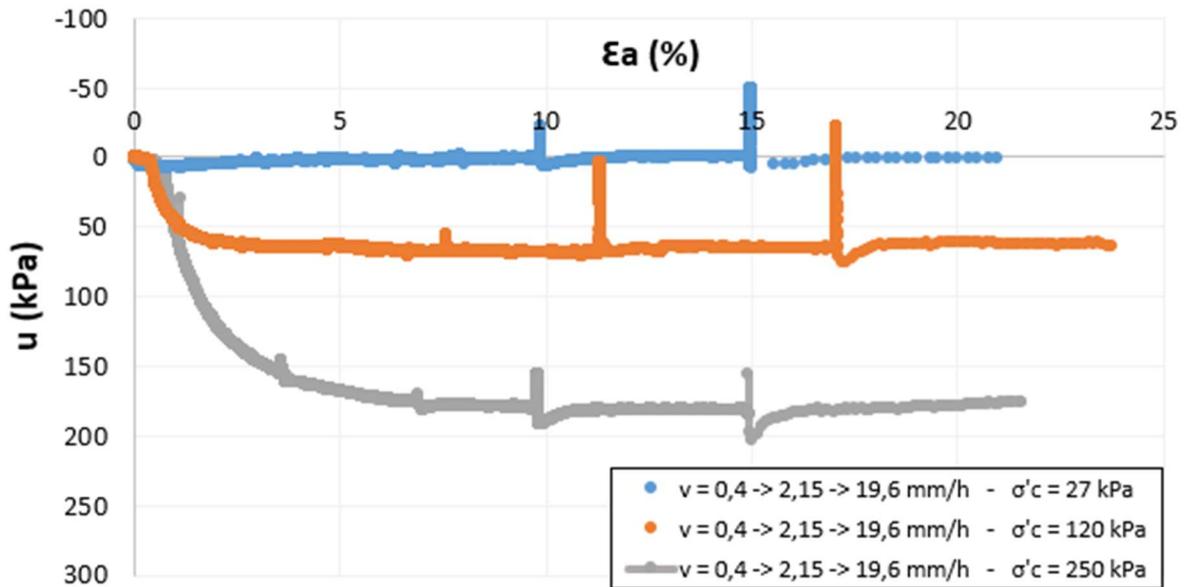


Figura 4.92 – Poropressão (u) em função da deformação axial (ϵ_a) – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões

Os caminhos de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU realizados são indicados na Figura 4.93 no espaço $q \times p'$ e na Figura 4.94 no espaço $t \times s'$.

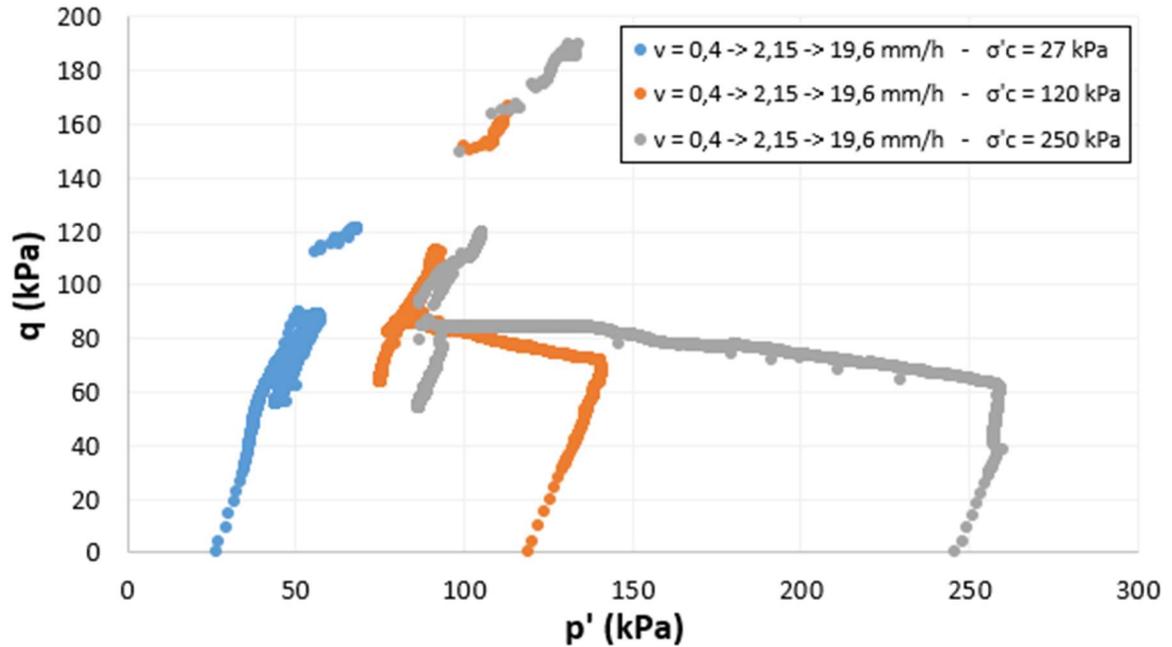


Figura 4.93 – Caminhos de Tensões Efetivas – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões

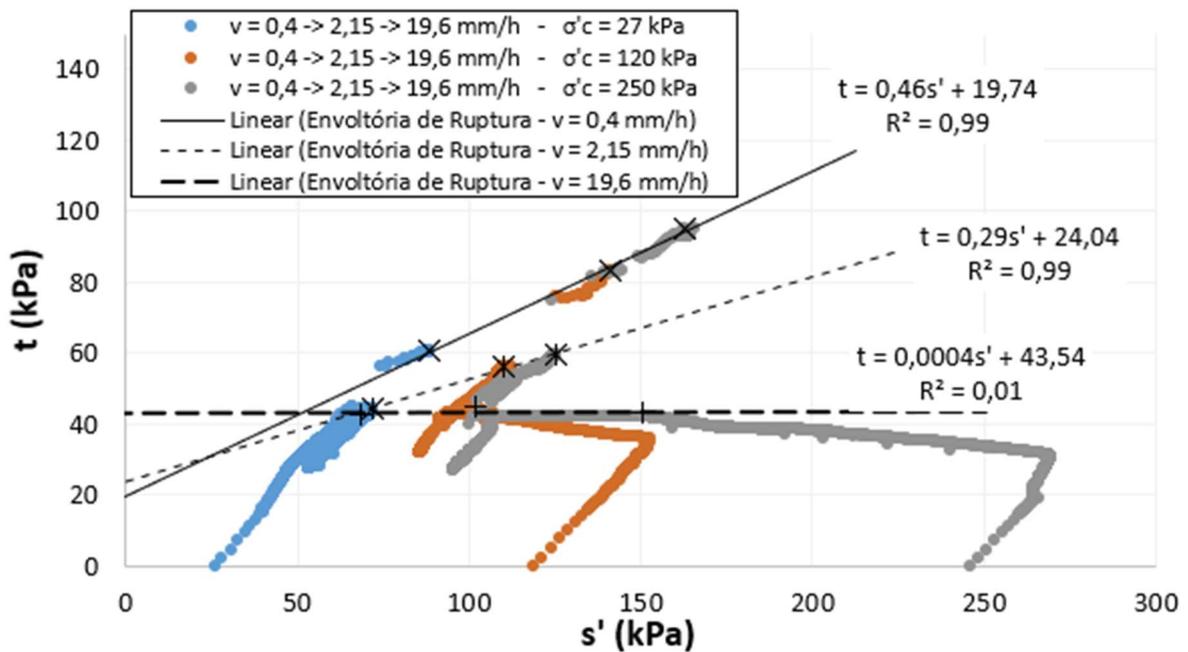


Figura 4.94 – Caminhos de Tensões Efetivas e Envoltórias de Ruptura – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões

Tendo por base a Figura 4.91 percebe-se que até o primeiro estágio de descarregamento (aproximadamente até 9% de deformação axial) os três corpos de prova ensaiados possuem comportamentos geomecânicos similares, independente da tensão efetiva de confinamento (σ'_c)

submetidos, o que pode ser um indicativo de sobreadensamento das amostras devido ao seu ressecamento prévio a realização do ensaio. Além disso, o corpo de prova ensaiado sob σ'_c de 27 kPa apresentou geração de poropressão negativa, ou seja, sucção (como pode ser analisado através da Figura 4.92) o que também pode ser um indicativo de alto grau de sobreadensamento dessa amostra. Vale ressaltar que os parâmetros B obtidos foram superiores a 0,90, no entanto, não é possível garantir que os corpos de prova estavam completamente saturados uma vez que o ideal seria que fossem atingidos parâmetros B mais próximos de 1 como descrito por Skempton (1954), tal fato pode comprometer as trajetórias de tensões efetivas e a geração de poropressão ao longo do ensaio. Ademais, os ensaios triaxiais foram realizados sem a lubrificação das extremidades dos corpos de prova o que pode resultar em não equalização das poropressões ao longo das amostras. Tendo em vista os fatos anteriormente mencionados, será analisado os ensaios triaxiais realizados de forma qualitativa, visando a observação da mobilização da resistência viscosa com o aumento da velocidade de deformação imposta.

Depreende-se que quanto maior a velocidade de deformação (menor tempo para que a ruptura seja alcançada) maior é a resistência não drenada mobilizada, comportamento também constatado por Berre & Bjerrum (1973). Segundo Taylor (1948) e Martins (1992) a velocidade de deformação influencia diretamente a resistência ao cisalhamento de um solo, proveniente da mobilização da viscosidade nas zonas de adsorção próximas aos contatos dos grãos/lamelas do solo.

Nos ensaios realizados não foi percebido com nitidez um salto viscoso inicial proveniente da mobilização da resistência viscosa (as trajetórias de tensões efetivas não foram coincidentes com as trajetórias de tensão total – reta a 45°). Tal comportamento se deu pelo fato de que ao se iniciar a etapa de cisalhamento é necessário um certo intervalo tempo para que a prensa atinja a velocidade cisalhante pré-definida, este comportamento também foi constatado por Martins (1992) ao analisar os ensaios realizados por Lacerda (1976).

Nas etapas de relaxação de tensões observou-se a diminuição da tensão desvio q proveniente da diminuição da tensão total vertical e da estabilização da tensão total horizontal (diminuição do diâmetro do círculo de Mohr das Tensões). De acordo com Aguiar (2014) ao se desligar a prensa nas etapas de relaxação, a velocidade de deformação cisalhante (ds/dt) torna-se nula, logo, há a desmobilização da parcela viscosa da resistência ao cisalhamento ao longo do tempo, até que a resistência ao cisalhamento seja composta, majoritariamente, pela parcela de atrito mobilizada.

Tendo por base a Figura 4.93 é nítido que, com o aumento da velocidade axial imposta há maior sollicitação da componente de atrito das partículas e menor sollicitação da coesão ao longo do tempo. A Lei de Taylor Generalizada (TAYLOR, 1948 e MARTINS, 1992) define que: “um solo submetido a um estado de tensões onde as tensões cisalhantes sejam resistidas por viscosidade e por atrito procurará ao longo do tempo resistir internamente ao esforço cisalhante apenas por atrito”.

O comportamento descrito anteriormente também foi visualizado nas trajetórias de tensões (Figuras 4.93 e 4.94), onde, inicialmente, o caminho de tensões efetivas (CTE) tende a ser igual ao caminho de tensões totais (CTT), mas há a geração de poropressões e a CTE se afasta da CTT (tendência a ruptura). Ao se manter a velocidade cisalhante inicial (0,4 mm/h) constante por um certo intervalo de tempo, a resistência viscosa continua sendo mobilizada ao longo deste intervalo. Ao se desligar a prensa (primeiro estágio de relaxação de tensões), a tensão desviadora q diminui até que se torne igual à resistência por atrito, uma vez que não há mais mobilização da resistência viscosa. Em seguida ao se impor uma velocidade axial (2,15 mm/h) superior a inicial, ocorre o salto viscoso (aumento de q , sendo este superior ao mobilizado na velocidade inicial), mantendo-se a velocidade axial constante, a resistência viscosa continua sendo mobilizada até que ocorra uma nova etapa de relaxação e/ou aumento de velocidade cisalhante.

Nesse trabalho, os intervalos de tempo determinados para cada etapa mencionada (relaxação e imposição de velocidade cisalhante) foram relativamente curtos (cerca de 24 horas para cada estágio) e, por isso, não é nítido os saltos viscosos supracitados nos caminhos de tensão apresentados nas Figuras 4.93 e 4.94, uma vez que não houve tempo suficiente para a estabilização da mobilização da resistência viscosa (era esperado que a CTE se afastasse da CTT). Além disso, no decorrer do ensaio foi observado o embarrigamento dos corpos de prova, o que pode comprometer a equalização das poropressões ao longo da amostra. No entanto, ressalta-se que foi possível visualizar a manifestação do movimento relativo intergranular de origem viscosa, descrito por Terzaghi (1941), quando parte das tensões efetivas foi suportada pelos contatos “*film bonds*” (estado lubrificado do solo), sendo que quando ocorreu o carregamento do solo além de um certo limite, os contatos “*solid bond*” se quebraram e as partículas passaram a ter contatos “*film bond*”, gerando excesso de poropressão e, posteriormente, adensamento com aumento das tensões efetivas até que os contatos “*solid bond*” foram retomados.

Além dos fenômenos descritos, percebeu-se que em menores tensões de confinamento há menor mobilização da resistência não drenada. Conforme descrito por Taylor (1948), carregamentos isotrópicos elevados atingem valores maiores de tensão desvio (q) na ruptura e de poropressão (u). Da mesma forma, os saltos viscosos também serão maiores (GUIMARÃES, 2000).

A Figura 4.95 apresenta a relação entre a resistência não drenada máxima registrada no cisalhamento e da tensão de confinamento imposta (carregamento isotrópico) e a Tabela 4.27 apresenta os parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão), para cada velocidade de ensaio realizada. Ressalta-se que tais parâmetros devem ser analisados de forma qualitativa e não quantitativa, devido a condição inicial (ressecamento) das amostras. Tendo por base a figura e a tabela mencionadas também é possível constatar que a velocidade de deformação influencia diretamente a resistência ao cisalhamento de um solo e que com o aumento da velocidade axial imposta há maior solicitação da componente de atrito das partículas ao longo do tempo.

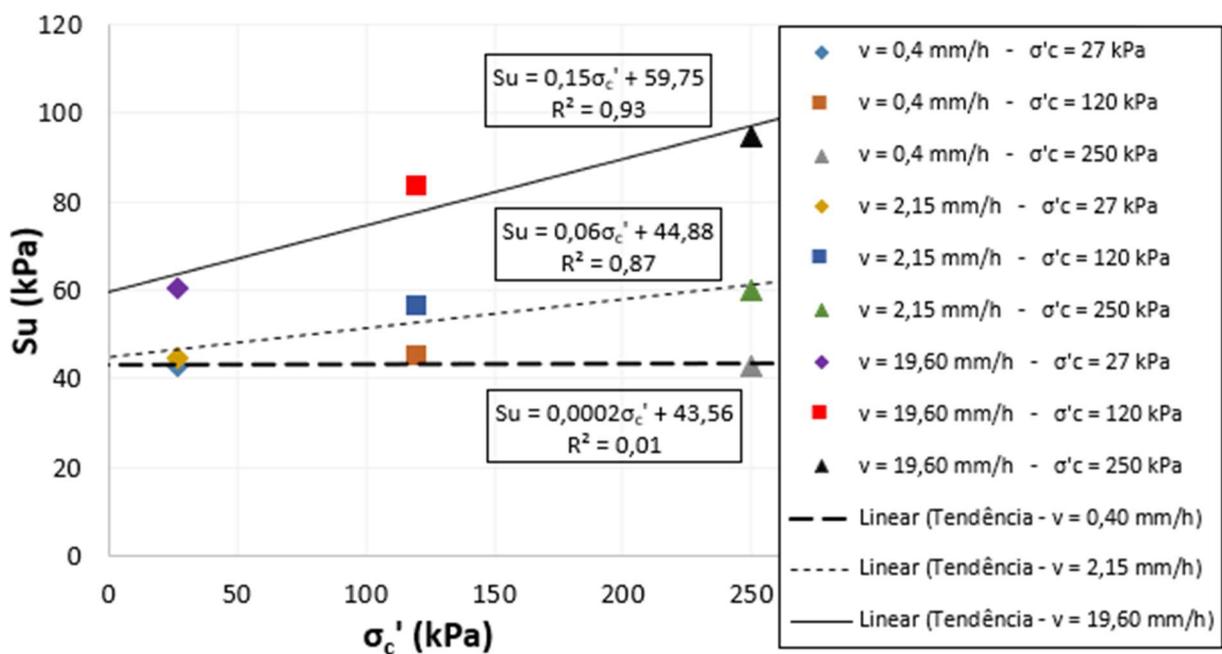


Figura 4.95 – Resistência não drenada máxima registrada no cisalhamento em função da tensão de confinamento – Ensaio Triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões

Tabela 4.27 – Parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) para cada velocidade axial
– Ensaios Triaxiais com etapas de relaxação de tensões

Velocidade Axial	0,40 mm/h	2,15 mm/h	19,6 mm/h
Ângulo de Atrito (ϕ')	0,02°	16,75°	27,22°
Coesão (c')	43,54 kPa	24,04 kPa	19,74 kPa

Visando verificar a acurácia e representatividade dos ensaios triaxiais CIU realizados, foram ensaiados três corpos-de prova provenientes do testemunho SIS 722 com velocidade axial de 19,60 mm/h, sem estágios de relaxação de tensões. A Figura 4.96 apresenta o comportamento tensão-deformação do solo *offshore* ensaiado na etapa de cisalhamento em condição não drenada submetido a velocidade axial de 19,60 mm/h e a Figura 4.97 indica a variação da poropressão (u) em função da deformação axial (ϵ_a) durante tais. Os caminhos de tensões efetivas são apresentados na Figura 4.98 no espaço q x p' e na Figura 4.99 no espaço t x s' .

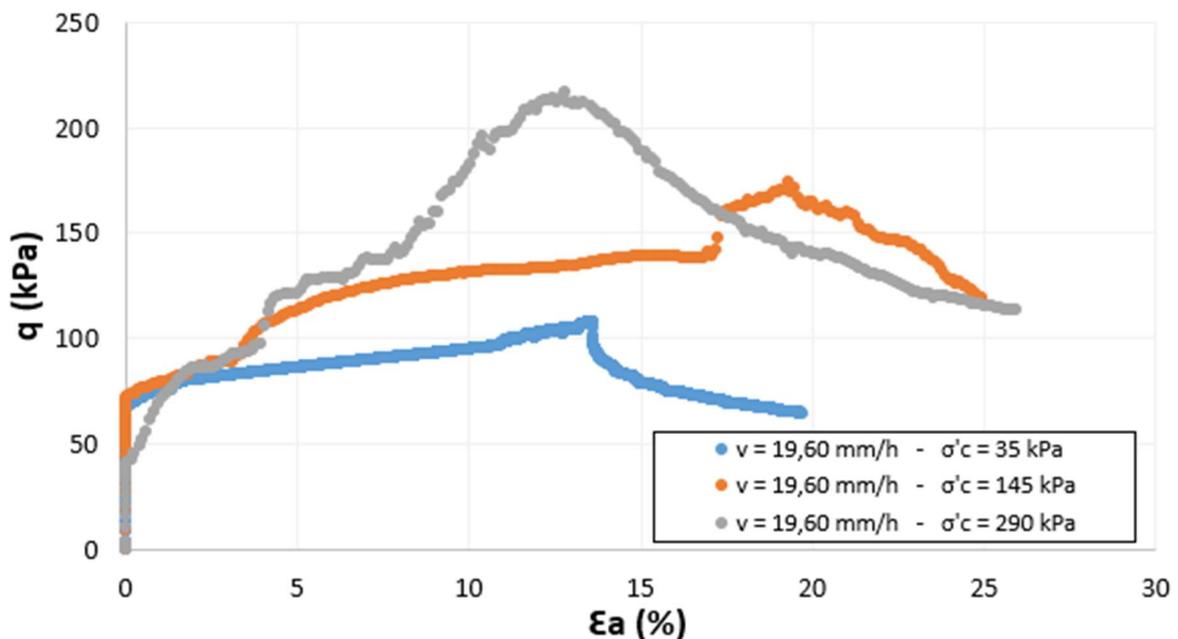


Figura 4.96 – Invariante de tensão q (tensão desvio) em função da deformação axial (ϵ_a) –
Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com velocidade carregamento axial de
19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa

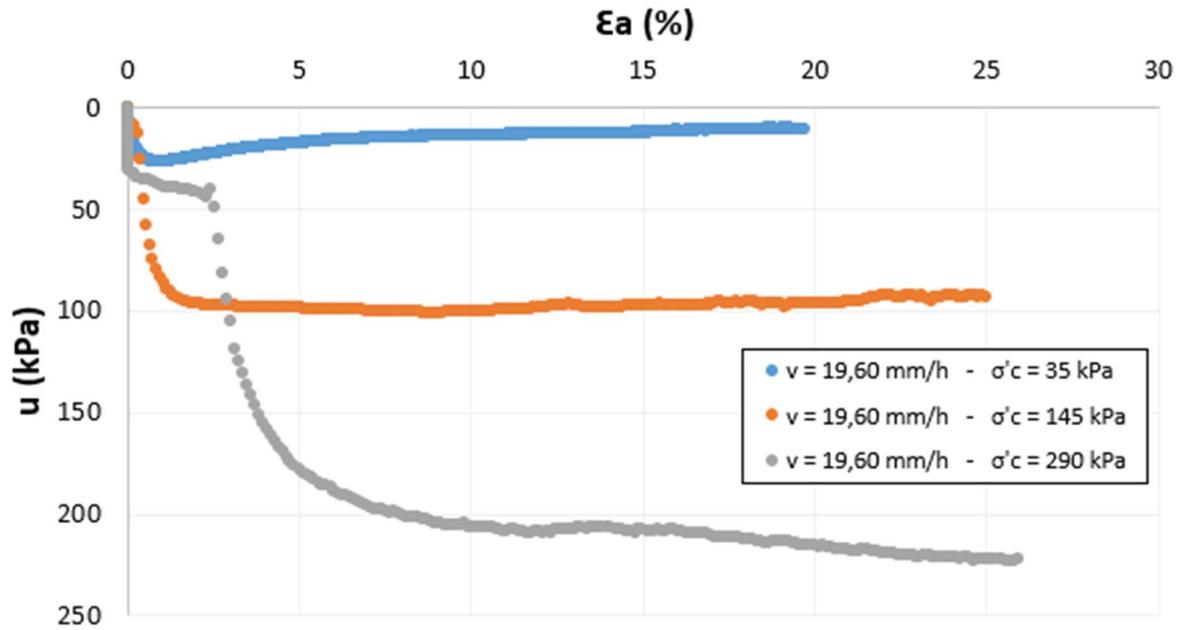


Figura 4.97 – Poropressão (u) em função da deformação axial (ϵ_a) – Etapa de Cisalhamento dos Ensaio Triaxiais CIU com velocidade carregamento axial de 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa

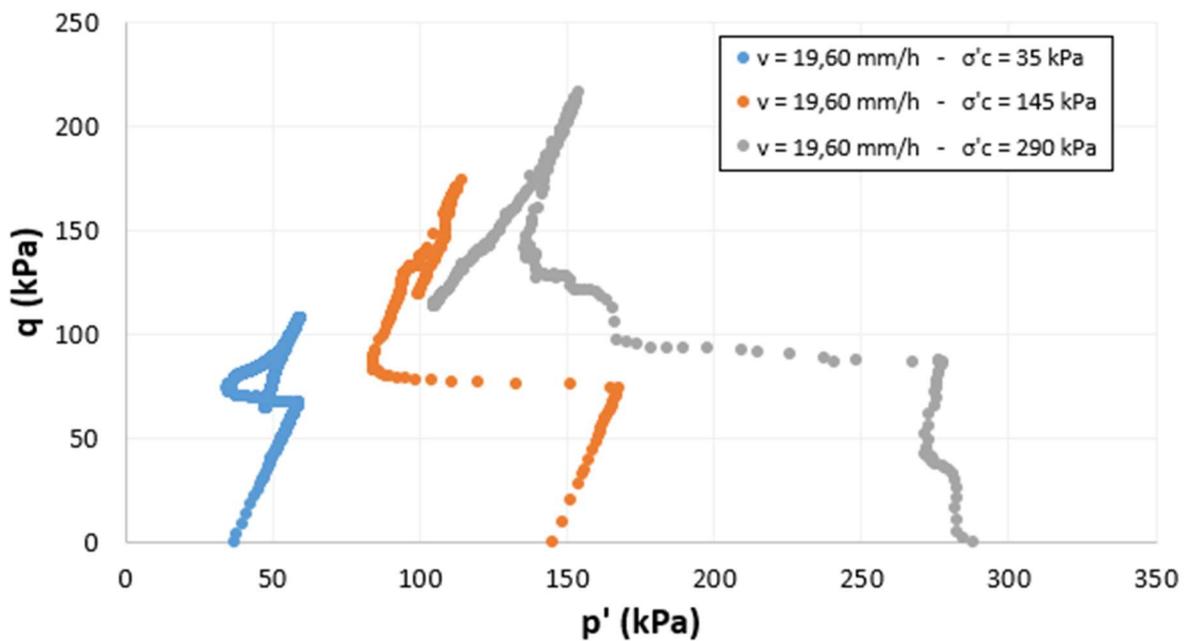


Figura 4.98 – Caminhos de Tensões Efetivas – Etapa de Cisalhamento dos Ensaio Triaxiais CIU com velocidade carregamento axial de 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa

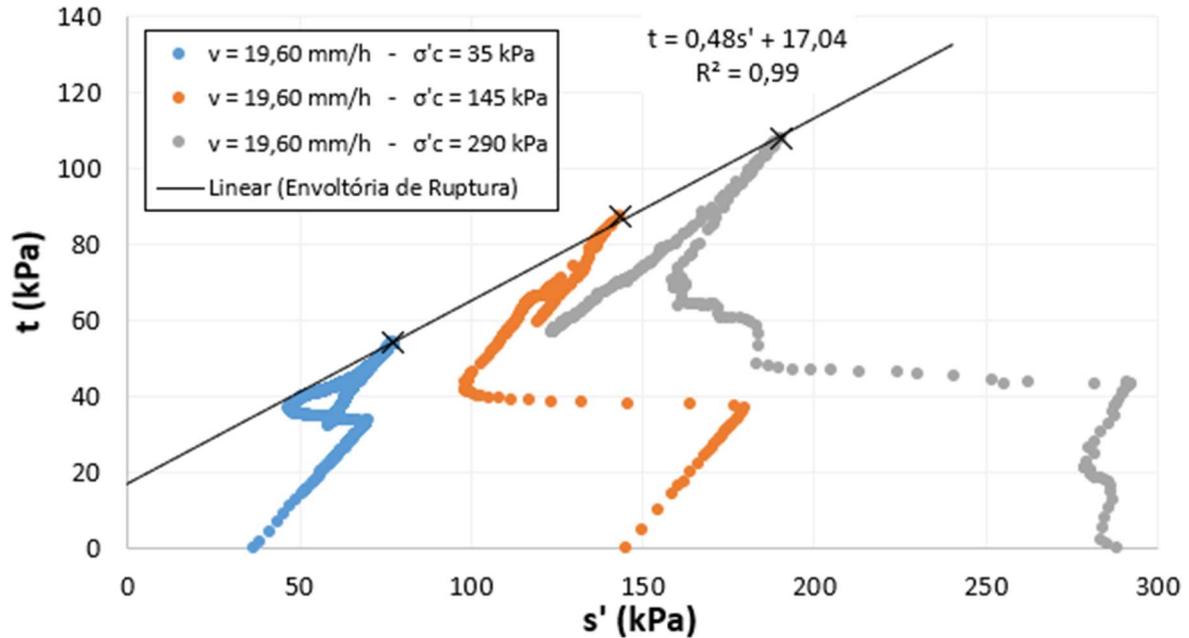


Figura 4.99 – Caminhos de Tensões Efetivas e Envoltórias de Ruptura – Etapa de Cisalhamento dos Ensaios Triaxiais CIU com velocidade carregamento axial de 19,60 mm/h e tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa

Os três corpos-de-prova ensaiados com tensões confinantes efetivas de 35, 145 e 290 kPa apresentaram um “pico” de tensão desviadora (q) o que pode ser devido as condições de heterogeneidade (possível presença de detritos e fissuras internas de ressecamento constatados em outros testemunhos) e sobreadensamento das amostras.

Como também constatado nos ensaios triaxiais com etapas de relaxação, foi percebido que em menores tensões de confinamento há menor mobilização da resistência não drenada, uma vez que carregamentos isotrópicos elevados atingem valores maiores de tensão desvio (q) na ruptura e de poropressão (u), como observado por Taylor (1948).

A Figura 4.100 compara a resistência não drenada máxima registrada no cisalhamento em função da tensão de confinamento entre os ensaios com e sem etapa de relaxação de tensões, ambos realizados com velocidade de deformação axial de 19,60 mm/h. Por sua vez, a Tabela 4.28 apresenta os parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) obtidos nesses ensaios. Percebe-se que os resultados obtidos nos ensaios mencionados são similares, garantindo a representatividade e acurácia das análises realizadas e dos procedimentos de ensaios adotados.

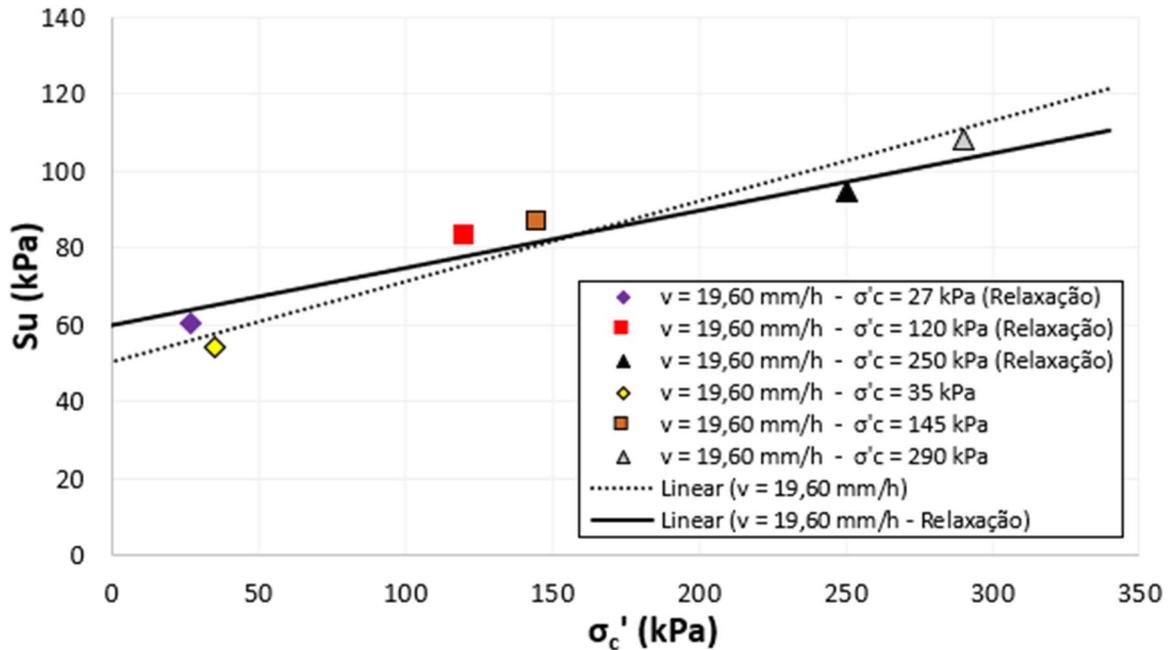


Figura 4.100 – Comparação da resistência não drenada máxima registrada no cisalhamento em função da tensão de confinamento entre ensaios com e sem etapa de relaxação de tensões – velocidade de deformação axial de 19,60 mm/h

Tabela 4.28 – Comparação dos parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) para cada velocidade axial entre ensaios com e sem etapa de relaxação de tensões – velocidade de deformação axial de 19,60 mm/h

	Ensaio sem etapas de relaxação	Ensaio com etapas de relaxação
Velocidade Axial	19,6 mm/h	19,6 mm/h
Ângulo de Atrito (ϕ')	28,83°	27,22°
Coesão (c')	17,04 kPa	19,74 kPa

O comportamento descrito nas análises dos ensaios triaxiais com etapas de relaxação de tensões (mobilização da resistência viscosa com o aumento da velocidade axial imposta) é contrastante com o comportamento visualizado nos ensaios de viscosimetria e de reometria (decréscimo do coeficiente de viscosidade dinâmica com o aumento da velocidade angular imposta). No entanto, é válido ressaltar que tais comportamentos não podem ser comparáveis entre si, uma vez que as amostras ensaiadas no viscosímetro e no reômetro possuem teores de umidade (70%, 78% e 85%) superiores aos teores ensaiados nos ensaios triaxiais mencionados (média de 42%

- Tabela 4.29). Tal constatação é um indício de que o teor de umidade (e índice de vazios) possui alta influência sobre o comportamento do solo *offshore* quando submetido a um carregamento. Dessa forma, recomenda-se, para trabalhos futuros, a realização de ensaios triaxiais com amostras remoldadas em teores de umidade de 70, 78 e 85%.

Tabela 4.29 – Umidade dos espécimes após a realização dos Ensaios Triaxiais

Nome do Ensaio	w_{final} (%)
$v = 0,4 \rightarrow 2,15 \rightarrow 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 27$ kPa	43,86
$v = 0,4 \rightarrow 2,15 \rightarrow 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 120$ kPa	45,77
$v = 0,4 \rightarrow 2,15 \rightarrow 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 250$ kPa	44,03
$v = 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 35$ kPa	42,25
$v = 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 145$ kPa	38,82
$v = 19,6$ mm/h - $\sigma'_c = 290$ kPa	38,76

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho analisou amostras de solo marinho da Bacia de Pelotas. Com base nos resultados dos ensaios apresentados nos capítulos anteriores são abordados a seguir, de forma resumida, as principais e mais relevantes conclusões provenientes desta tese.

5.1 CONCLUSÃO GERAL

A análise das condições *in loco* a qual um solo *offshore* está submetido é de fundamental importância para o entendimento do seu comportamento geomecânico e viscoso, visto que o teor de umidade, índice de vazios, temperatura e velocidade de deformação possuem alta influência nos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos *offshore*.

Em geral estes aspectos são considerados de forma simplificada e empírica na geotecnia *offshore*, que tende a considerar modelos mais simples (como o newtoniano) para definir o comportamento viscoso de um solo marinho. No entanto, como demonstrado nessa pesquisa, em determinadas condições de umidade, temperatura e velocidade de deformação, modelos mais complexos definem melhor o comportamento viscoso do solo analisado, como o modelo pseudoplástico. Sendo que, dependendo do teor de umidade e da temperatura, o solo *offshore* pode vir a se comportar como um fluido.

Portanto, para um melhor entendimento das componentes da resistência cisalhante de um solo marinho faz-se necessário a realização tanto de ensaios geotécnicos quanto ensaios reológicos, ou seja, é necessário o estudo interdisciplinar entre as áreas da geotecnia e da reologia para o avanço do conhecimento na prática corrente da engenharia *offshore*. Podendo também ser necessário o desenvolvimento de novos equipamentos e técnicas que associem as necessidades constitutivas desta área de conhecimento.

5.2 CONCLUSÕES QUANTO À CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA

- A caracterização química das amostras indicou uma geomorfologia lamelar dos grãos do solo *offshore*, presença de minerais quartzo, feldspato, carbonato de cálcio e dos

argilominerais illita, caulinita e montmorilonita. Além disso, constatou-se maior intemperismo (alteração) sofrido pelas amostras em maiores lâminas d'água;

- A acumulação de carbonatos de cálcio na amostra SIS 175 pode indicar a presença de hidrocarbonetos, ou seja, possível existência de fontes energéticas na Bacia de Pelotas;
- Por meio da caracterização das amostras analisadas observou-se Limites de Liquidez entre 41 e 55, Limites de Plasticidade entre 21 e 26 e Índices de Plasticidade entre 20 e 29. Tais valores são condizentes com solos *offshore* encontrados por diversos autores;
- O solo marinho analisado apresentou elevados teores de silte (35,5% a 57,2%), indicando maior plasticidade para maiores lâminas d'água. Sendo a condutividade hidráulica medida muito baixa ($7,70 \times 10^{-10}$ m/s e $1,90 \times 10^{-10}$ m/s);

5.3 CONCLUSÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO – ENSAIOS DE MINI-PALHETA

- Os ensaios de mini-palhetas indicaram um decréscimo da resistência não-drenada (S_u) com o aumento da temperatura entre 0,0025 e 0,015 rpm para a menor temperatura ensaiada ($-2,0^\circ\text{C}$) o que pode ser um indicativo da quebra da matriz parcialmente congelada do solo durante o cisalhamento. Com exceção das amostras ensaiadas à $-2,0^\circ\text{C}$ (efeito de congelamento) percebe-se um aumento de S_u com o aumento da velocidade angular imposta;
- Maiores teores de umidade resultam em maior resistência não-drenada para as amostras ensaiadas a $-2,0^\circ\text{C}$, podendo ser explicado pela matriz parcialmente congelada do solo nessa temperatura. No entanto, para os menores teores de umidade ensaiados, há a diminuição de S_u com o aumento da umidade do solo;
- O teor de umidade e a resistência não-drenada são inversamente proporcionais (exceto quando há efeito de congelamento) assim como a temperatura e a resistência não-drenada também são inversamente proporcionais.

5.4 CONCLUSÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO VISCOSO – ENSAIOS DE VISCOSIMETRIA

- O solo *offshore* analisado se comporta como um fluido pseudoplástico (diminuição da viscosidade dinâmica com o aumento da velocidade de deformação). Para maiores temperaturas, a viscosidade dinâmica diminui significativamente em uma relação de potência, sendo que para altas velocidades de deformação a influência da temperatura sobre esse coeficiente diminui. Ressalta-se que o “solo *offshore*” estudado foi ensaiado com umidades de 70%, 78% e 85%, muito acima dos valores de LL obtidos (da ordem de 50%). Então o estudo se deu quando o solo está no domínio fluido (e, portanto, possivelmente se comporta mais como fluido do que como solo);
- A viscosidade dinâmica (μ) é inversamente proporcional ao aumento da tensão cisalhante (τ) para a amostra SIS 722, assim como a umidade. Para maiores temperaturas, o valor de μ diminui significativamente em uma relação de potência, sendo que para altas velocidades de deformação a influência da temperatura sobre esse coeficiente diminui;
- Nota-se que a redução da velocidade de deformação reduz a tensão cisalhante (τ), tendendo a um mínimo valor mobilizado pela partícula sólida (componente da tensão efetiva). Para cada umidade há uma tensão cisalhante “de estabilização” alcançada com o aumento da tensão cisalhante mobilizada. Sendo notável a perda de viscosidade dinâmica, rumo a resistência final ao cisalhamento da estrutura, formando uma superfície de escoamento;
- Observou-se o aumento da tensão cisalhante (τ) com o aumento da velocidade de deformação até aproximadamente 0,25 rpm e, para velocidades maiores, as tensões tendem a permanecer constante;
- As análises estatísticas indicaram que a temperatura, o teor de umidade e a velocidade Angular apresentam alta significância, não podendo distinguir, estatisticamente, qual possui maior significância em relação ao coeficiente de viscosidade dinâmica (μ) e em relação a tensão cisalhante máxima mobilizada (τ);

- O efeito do congelamento nas amostras ensaiadas a $-2,0^{\circ}\text{C}$ indicam o aumento de viscosidade dinâmica mobilizada (μ).

5.5 CONCLUSÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO VISCOSO – ENSAIOS DE REOMETRIA

- As etapas de relaxação de tensões resultam em um aumento da tensão cisalhante mobilizada, comportamento típico de um fluido pseudoestático;
- A tensão cisalhante mobilizada (τ) e a temperatura são inversamente proporcionais, assim como o teor de umidade;
- A temperatura e a velocidade angular apresentam alta significância se comparada ao teor de umidade, em relação ao coeficiente de viscosidade dinâmica (μ). Por sua vez, em relação a tensão cisalhante máxima mobilizada (τ), a temperatura e o teor de umidade apresentam alta significância se comparado a velocidade angular;
- Os testes de varredura de amplitude com frequência e deformação controlada indicaram o ponto de plastificação do solo ensaiado próximo de 0,10% de deformação, sendo que menores temperaturas (principalmente sob efeito de congelamento a $-2,0^{\circ}\text{C}$) e menores teores de umidade apresentam uma tensão cisalhante maior de plastificação;
- As amostras ensaiadas em menores temperaturas e menores teores de umidade apresentaram rigidez superior as amostras sob maiores temperaturas e maiores teores de umidade. No entanto, as amostras com maiores temperaturas apresentam maior rigidez, mas menor estabilidade microestrutural - menor trecho visco-elástico (maior deformação em $\tan \delta = 1$);
- As análises estatísticas indicaram que a temperatura apresentou maior significância que o teor de umidade em relação a tensão de escoamento (τ_0). Por sua vez, o teor de umidade apresentou maior significância que a temperatura em relação a tensão de início de plastificação;
- Já em relação a deformação de início de plastificação, a temperatura apresentou maior significância que o teor de umidade em relação a máxima tensão cisalhante, o teor de umidade apresentou maior significância que a temperatura;

- Os ensaios de “etapas de temperatura” indicaram alta influência da temperatura e do teor de umidade em relação a viscosidade dinâmica (μ) e a tensão cisalhante mobilizada (τ) em baixa velocidade angular e diminuição da influência da Temperatura e do teor de umidade em relação a viscosidade dinâmica (μ) e a tensão cisalhante mobilizada (τ) com o aumento da velocidade angular.

5.6 CONCLUSÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO E VISCOSO – ENSAIOS TRIAXIAIS

- Depreende-se que quanto maior a velocidade de deformação (menor tempo para que a ruptura seja alcançada) maior é a resistência não drenada mobilizado, como também constado por Berre & Bjerrum (1973);
- Nas etapas de relaxação de tensões observou-se a diminuição da tensão desvio q proveniente da diminuição da tensão total vertical e da estabilização da tensão total horizontal (diminuição do diâmetro do círculo de Mohr das Tensões). Ao se desligar a prensa nas etapas de relaxação, a velocidade de deformação cisalhante (des/dt) torna-se nula, logo, há a desmobilização da parcela viscosa da resistência ao cisalhamento ao longo do tempo, até que a resistência ao cisalhamento seja composta, majoritariamente, pela parcela de atrito mobilizada (AGUIAR, 2014);
- Com o aumento da velocidade axial imposta há maior solicitação da componente de atrito das partículas e menor solicitação da coesão ao longo do tempo;
- Percebeu-se que em menores tensões de confinamento há menor mobilização da resistência não drenada, uma vez que carregamentos isotrópicos elevados atingem valores maiores de tensão desvio (q) na ruptura e de poropressão (u) – (TAYLOR, 1948). Da mesma forma, os saltos viscosos também foram maiores.

Ressalta-se que todos os resultados foram comparados com a literatura acerca do assunto, promovendo maior confiabilidade nas análises realizadas.

Ademais, conclui-se que os resultados desta pesquisa enriquecem a bibliografia geotécnica brasileira *offshore*, que carece de parâmetros e propriedades de solos marinhos para serem

aplicados em projetos nacionais, devido as dificuldades de extração de amostras a grande profundidade.

- APLICAÇÕES À ENGENHARIA *OFFSHORE*

Para descomissionamento de estruturas *offshore*, com retirada de placas apoiadas na superfície do leito marinho, se considera que quanto maior a velocidade de arrancamento maior a resistência mobilizada na interface placa-solo e maior a tensão no cabo de içamento. No entanto, para baixas temperaturas, inferiores a zero graus, velocidades muito baixa podem gerar as maiores solicitações de tração nos cabos.

Na estimativa de resistência não drenada associada à estabilidade de taludes marinhos pode ser necessária a estimativa da resistência residual associada a grandes deformações, que pode ser obtida por ensaios reológicos, considerando os níveis de tensões de confinamento in loco.

- SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a consolidar o estudo do efeito da viscosidade no comportamento geomecânico de solos *offshore* e definir parâmetros e propriedades de solos marinhos nacionais para serem aplicados pela indústria petrolífera na prática corrente da engenharia *offshore* recomenda-se para trabalhos futuros:

- a) A realização de ensaios reológicos com aplicação de tensões confinantes e tensões normais, para verificação do efeito desta variável controlável no comportamento e propriedades supracitados, simulando o solo em diversas profundidades e submetido a diferentes tipos de carregamento;
- b) O estudo da influência da salinidade tanto em relação aos parâmetros de resistência geotécnicos (e.g. ângulo de atrito, intercepto coesivo e resistência não-drenada) quanto em relação aos parâmetros e propriedades viscosos (e.g. coeficiente de viscosidade dinâmica e tensão de escoamento);

- c) Análise do comportamento geomecânico e viscoso de solos marinhos remoldados com umidades próximas do limite de liquidez (onde o material seria caracterizado como um solo e não necessariamente como um fluido, como abordado na presente pesquisa);
- d) Realização de ensaios triaxiais CIU com etapas de relaxação de tensões, analisando amostras *offshore* remoldadas (sem sobreadensamento);

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABE, N. **Elasto-viscoplastic modeling of consolidation behavior of natural clays**. Proc. 11th International Offshore and Polar Engineering Conference, Stavanger, Noruega, p. 437-441, 2001.

ACOSTA-MARTINEZ, H. E.; GOURVENEC, S.; RANDOLPH, M. F. **Centrifuge study of capacity of a skirted foundation under eccentric transient and sustained uplift**. Géotechnique, v. 63, n° 4, p. 317-328, 2012.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP, 2020). **Resolução ANP nº 817 - 2020**. Disponível em: < <https://www.gov.br/anp/pt-br/assuntos/exploracao-e-producao-de-oleo-e-gas/seguranca-operacional-e-meio-ambiente/descomissionamento-de-instalacoes>>. Acesso em: dezembro de 2021.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP, 2021a). **Anuário estatístico brasileiro do petróleo, gás natural e biocombustíveis 2018**. Disponível em: < <https://www.gov.br/anp/pt-br/centrais-de-conteudo/publicacoes/anuario-estatistico/anuario-estatistico-2021> >. Acesso em: dezembro de 2021.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). **Boletim da Produção de Petróleo e Gás Natural**. Superintendência de Desenvolvimento e Produção – SDP, n° 125, 2021b.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP, 2021c). **Bacia de Pelotas – 17º Rodada de Licitações de Petróleo e Gás**. Disponível em: < <https://www.gov.br/anp/pt-br/rodadas-anp/rodadas-andamento/17a-rodada-licitacoes-blocos> >. Acesso em: dezembro de 2021.

AGUIAR, M. R. M. P. & NOVAES, A. C. **Remoção de metais pesados de efluentes industriais por aluminossilicatos**. Química Nova, v. 25, n. 6B, p. 1145-1154, 2002.

AGUIAR, V. N. **Contribuição ao estudo das relações tensão-deformação-resistência-tempo das argilas moles**. 453 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 2014.

AGUIAR, V. N.; ANDRADE, M. E. S.; MARTINS, I. S. M.; RÉMY, J. P. P.; SANTA MARIA, P. E. L. **Compressibility and consolidation properties of Santos soft clay near Barnabé Island**. Soil & Rocks vol.44 n°4 São Paulo, 2021.

AL-BARED, M. A. M. & MARTO, A. **A review on the geotechnical and engineering characteristics of marine clay and the modern methods of improvements.** Malaysian Journal of Fundamental and Applied Sciences vol. 13, n°. 4, 825-831, 2017.

ALEXANDROU, A. N.; LE MENN, P.; GEORGIU, G.; ENTOV, V. **Flow instabilities of Herschel-Bulkley fluids.** Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, n°. 116, p. 19-32, 2003.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **Materials - Standard Specification for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing - Part I Specifications.** Washington, D. C. 1982.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **E928: Standard Test Method for Determination of Purity by Differential Scanning Calorimetry.** West Conshohocken: ASTM International, 6 p. 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D422-63: Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.** West Conshohocken: ASTM International, 8 p. 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2845: Standard test method for laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock.** West Conshohocken: ASTM International, 7 p. 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2435: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.** West Conshohocken: ASTM International, 15 p. 2011a.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D4767: Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils.** West Conshohocken: ASTM International, 14 p. 2011b.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D4186: Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading.** West Conshohocken: ASTM International, 18 p. 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D854: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.** West Conshohocken: ASTM International, 8 p. 2014a.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D4546: Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils.** West Conshohocken: ASTM International, 10 p. 2014b.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D4648: Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil.** West Conshohocken: ASTM International, 7 p. 2016a.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D5084: Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter.** West Conshohocken: ASTM International, 24 p. 2016b.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D4318: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.** West Conshohocken: ASTM International, 20 p. 2017a.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).** West Conshohocken: ASTM International, 10 p. 2017b.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2573: Standard test method for field vane shear test in cohesive soil.** West Conshohocken: ASTM International, 8 p. 2018.

ANDERSEN, K. H.; JACOBUS, H. P.; BROWN, S. F.; ROSENBRAND, W. F. **Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay.** Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 106 (5), p. 499-529, 1980.

ANDERSEN, K. H. & LAURITZSEN, R. **Bearing capacity of foundations with cyclic loads.** Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114 (5), p. 540-555, 1988.

ANDERSEN, K. H.; KLEVEN, A.; HELEN, D. **Cyclic soil data for design of gravity structures.** Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114 (5), p. 517-539, 1988.

ANDRADE, M. E. S. **Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos.** Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 413 p. 2009.

ANTON PAAR. **Instruction Manual - Physica MCR Series: Physica MCR 51 / 101 / 301 / 501.** Anton Paar Germany GmbH, Austria, 2009.

ASMUS, H.E. **A bacia de Pelotas no esquema evolutivo da margem continental brasileira.** Simpósio Sul-Brasileiro de Geologia, POA/RS, 245-252, 1983.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10905 (MB-3122): Solo – Ensaio de palheta in situ.** Rio de Janeiro: ABNT, 9 p. 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12007 – MB3336: Solo – ensaio de adensamento unidimensional - método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 15 p. 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502: Rochas e solos.** Rio de Janeiro: ABNT, 18 p. 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro: ABNT, 8 p. 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180: Solo – determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro: ABNT, 3 p. 2016b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** Rio de Janeiro: ABNT, 10 p. 2017a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro: ABNT, 5 p. 2017b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo – análise granulométrica.** Rio de Janeiro: ABNT, 12 p. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 108 p. 2019.

ATKINSON, J. H. & BRANSBY, P. L. **The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics.** Editora McGraw-Hill Book Company (UK) Limited. Londres, Inglaterra, 375 p. 1978.

AUBENY, C. P.; MURFF, J. D. ROESSET, J. M. **Geotechnical issues in Deep and Ultra Deep Waters.** The International Journal of Geomechanics, vol. 1, n° 2, p. 225-247, 2001.

AUDET, F.; BERGERON, M.; CHABOT, F.; OUELLET, C.; OUELLET, M.; PELLETIER, A.; ST-GELAIS, D. **Effet de la salinité sur la viscosité d'une argile.** Monografia (Departamento de Geologia) Universidade de Laval, Canadá, 76 p. 1987.

BARDEN, L. **Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 95: p. 1-31, 1969.

BARNES, H. A. **The yield stress - a review or 'TCOIVT pei' - everything flows?** Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, vol. 81, p. 133-178, 1999.

BARRETT, E. P.; JOYNER, L. G.; HALENDA, P. P. **The Determination of Pore Volume and Area Distributions in Porous Substances. I. Computations from Nitrogen Isotherms.** Journal of the American Chemical Society, v. 73, p. 373-380, DOI: 10.1021/ja01145a126, 1951.

BARROS, J. M. C.; SILVEIRA, R. M. S. **Geotechnical properties of Brazilian marine clays.** Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering M. Hamza *et al.* (Eds.), 4 p. 2009.

BEDARD, M. & LOCAT, J. **Comportement rhéologique d'un échantillon provenant du fjord de Cambridge, Terre de Baffin.** Boletim Técnico do Departamento de Geologia, Universidade de Laval, Canadá, 15 p. 1986.

BEHAIRY, A. K.; CHESTER, R.; GRIFFITHS, A. J.; JOHNSON, L. R.; STONER, J. H. **The clay mineralogy of particulate material from some surface seawaters of the Eastern Atlantic Ocean.** Marine Geology, vol. 18, p. 45-56, 1975.

BENETTI, M. **Comportamento Hidráulico e Mecânico de um solo residual tratado com cal.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 110 p. 2015.

BERGADO D. T.; ASAKAMI H.; ALFARO M. C.; BALASUBRAMANIAM A. S. **Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay.** Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 117 (10), p. 1509-1530, 1991.

BERGERON, B. **Influence de l'augmentation de la salinité sur la relation entre l'indice de liquidité e la contrainte d'écoulement.** Monografia (Departamento de Engenharia Geológica), Universidade de Laval, 70 p. 1989.

BERRE, T. & L. BJERRUM. **Shear Strength of Normally Consolidated Clays.** In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Moscow, Proceedings, 11p. 1973.

BERTOLINO, L. C.; TOREM, M. L.; SCORZELLI, R. B.; ROSSI, A. M. **Caracterização mineralógica e beneficiamento do caulim de Prado (BA).** Holos, Ano 28, vol. 25, 11 p. 2012.

BISCONTIN, G.; PESTANA, J. M. **Influence of peripheral velocity on undrained shear strength and deformability characteristics of a bentonite-kaolinite mixture.** Geotechnical Engineering Report No UCB/GT/99-19, University of California, Berkeley, 2000.

BISHOP, A. W.; HENCKEL, D. J. **The measurements of soil properties in triaxial test.** London: Edward Arnold, 2ª ed., 277 p. 1962.

BJERRUM, L. **Geotechnical properties of Norwegian marine clays.** Géotechnique, v. 4, n°. 2, p. 49-69, 1954.

BJERRUM, L. & ROSENQVIST, I. TH. **Some experiments with artificially sedimented clays.** *Géotechnique*, v. 6, p. 124-136, 1956.

BJERRUM, L. **Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings.** *Geotechnique* vol. 17, p. 81-118, 1967.

BJERRUM, L. **Problems of soil mechanics and construction on soft clays.** In: 8^o Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings [...]. Moscow: ISSMGE, p. 111-159, 1973.

BOGGS JR., S. **Principles of sedimentology and stratigraphy.** Pearson, Prentice Hall, 662 f. 2006.

BOHOR, B. F. & HUGHES, R. E. **Scanning electron microscopy of clays and clay minerals.** *Clays and Clay Minerals*, 19 (1), p. 49-54, 1971.

BOSWELL, P. G. H. **A preliminary examination of the thixotropy of some sedimentary rocks.** *Journal of the Geological Society*, v. 104, p. 499-526, 1948.

BOUKPETI, N.; WHITE, J. D.; RANDOLPH, M. F.; LOW, H. E. **Strength of finegrained soils at the solid–fluid transition.** *Géotechnique*, v. 62, n^o. 3, p. 213–226, 2012.

BOX G.; HUNTER J.; HUNTER W. **Statistics for experimenters: design, innovation, and discovery.** Wiley, Hoboken, 2005.

BRINDLEY, G. W. **Order-Disorder in Clay Mineral Structures, Chapter 2.** In: Brindley G.W. and Brown, G. **Crystal Structure of Clay Minerals and their X-ray Identification.** London: Mineralogical Society, p. 125-195, 1984.

BRUNAUER, S.; EMMETT, P. H.; TELLER, E. **Adsorption of Gases in Multimolecular Layers.** *Journal of American Chemical Society*, v. 60, p. 309-319, DOI: 10.1021/ja01269a023, 1938.

BS - BRITISH STANDARD. **BS 1377-7: Methods of test for soils for civil engineering purposes - Part 7: Shear strength tests (total stress).** 48 p. 1990.

CHAKRABORTY, A. K. **DTA study of preheated kaolinite in the mullite formation region.** *Thermochimica Acta*, vol. 398, n^o 1-2, p. 203-209, 2003.

CHANDLER, R. J. **The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane.** In: ASTM STP 1014. Philadelphia: ASTM, p. 13-44. 1988.

CHEN, R.; GAUDIN, C.; CASSIDY, M. J. **Investigation of the vertical uplift capacity of deepwater mudmats in clay.** *Canadian Geotechnical Journal*, v. 49, n^o. 7, p. 853-865, 2012.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada a engenharia.** Grêmio Politécnico, São Paulo, p. 30-37, 1975.

CHRISTIE, I. F. & TONKS D. M. **Developments in the time line theory of consolidation.** In: The 11th international conference on soil mechanics and foundation Engineering, San Francisco, p. 423-426, 1985.

CHU J.; BO M. W.; CHANG M.F.; CHOA V. **Consolidation and permeability properties of Singapore offshore clay.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 128(9), p. 724-732, 2002.

CLAYTON, C. R. I. **Stiffness at small strain: research and practice.** Géotechnique, vol. 61(1): p. 5-37, 2011.

COLLIAT, J. L. **anchors for deepwater to ultradeepwater moorings.** In: Offshore Technology Conference, Houston, 2002. Proceedings [...]. Houston: OTC, Paper 14306, p. 6-9. 2002.

CORNELL UNIVERSITY. **Final Report, Soil Solidification Research,** Cornell University, Ithaca, NY, 1950.

CORRÊA, I. C. S. & VILLWOCK, J. A. **Continental Shelf and Coastal Plain Sediments of the Southeast and South Coasts of Brazil.** Morphology and Sedimentology of the South West Atlantic Coastal Zone and Continental Margin from Cabo Frio (Brazil) to Peninsula Valdés (Argentina), MCT/IOC-UNESCO/CPRM, p. 41-54. Porto Alegre, Brasil, 1996.

CORREIA, T. M. B.; COLLINA, E. K.; WALLY, M. K.; MACHADO, M. I.; BAISCH, P. R. M. **Determinação de Elementos Metálicos em uma Região com Potencial Acúmulo de Hidratos de Gás – Cone do Rio Grande – Bacia de Pelotas.** 6^o Congresso Brasileiro de P&D em Petróleo e Gás, Florianópolis, Santa Catarina, 2009.

COUSSOT, P. **Mudflow Rheology and Dynamics.** IAHR Monograph Series. Ed. Taylor & Francis, 272 p. 1997.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** Editora Thomson Pioneira, 561 p. 2007.

DEAN, E. T. R. **Offshore geotechnical engineering: Principles and practice.** Thomas Telford Limited, Londres, Inglaterra, 506 p. 2010.

DESGAGNÉS, P. **Analyse de la stabilité des pentes dans la région du Hudson Apron.** Dissertação de Mestrado (Departamento de Geologia e Engenharia Geológica), Universidade de Laval, Canadá, 141 p. 2002.

DOGLIOLI, A. M. **Notes de Cours de Introduction à l'Océanographie Physique,** Université d'AixMarseille, Marseille, France, 40 p. 2014.

DOTT Jr, R. H. **Dynamics of subaqueous gravity depositional processes.** American Association of Petroleum Geologists Bulletin v. 47: p. 104-128, 1963.

EINAV, I.; RANDOLPH, M. F. **Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance**. International Journal in Numerical Methods in Engineering, n° 63, p. 1991-2016, 2005.

ELVERHØI, A.; ISSLER, D.; DE BLASIO, F.V.; ILSTAD, T.; HARBITZ, C.B.; GAUER, P. **Emerging insights into the dynamics of submarine debris flows**. Nat. Hazards Earth Syst. Science, vol. 5, p. 633-648, 2005.

EMERY, W. J. & MEINCKE, J. **Global water masses: summary and review**. Oceanologica Acta, vol. 9, n° 4, 9 p. 1986.

EPE - EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. **Zoneamento Nacional de Recursos de Óleo e Gás - Atualização 2011**. Ministério De Minas e Energia, Brasília, 2012.

EPE - EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. **Hidratos de Metano - Aspectos técnicos, econômicos e ambientais**. Ministério De Minas e Energia, Brasília, 2016.

EPE – EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. **Matriz Energética e Elétrica**. Ministério De Minas e Energia, Brasília, 2021. Disponível em: < <https://www.epe.gov.br/pt/abcdenergia/matriz-energetica-e-eletrica> >. Acesso em: dezembro de 2021.

EXXONMOBIL. **Outlook for Energy: A Perspective to 2040**. ExxonMobil's Outlook for Energy. Texas, USA, p. 1-58, 2019.

FAGEL, N. **Developments in Marine Geology**. Elsevier B.V, vol. 1, cap. 4, p. 139-184, 2007.

FAGUNDES, D. F. **Modelagem física de estruturas offshore assentes em leito marinho**. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 141 p. 2010.

FARIA, D. A. **Estudo do arrancamento de fundações superficiais apoiadas em argilas marinhas através de experimentos em modelo reduzido**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 192 p. 2019.

FILHO, E. S. **Caracterização de caulim da região do Rio Capim (PA)**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós - Graduação em Física do Centro Brasileiro de Pesquisas Físicas, CBPF, Rio de Janeiro, 142 p. 2010.

FISHER, R.; CATHIE, D. **Optimisation of gravity based design for subsea applications**. In: BGA International Conference on Foundations, Dundee, Proceedings [...]. London: Thomas Telford Limited, p. 283-296, 2003.

FLEMINGS, P. B.; REECE, J. S.; DITKOF, J.; ATKINS, C. C.; SAWYER, D. **Data report: particle size analysis of sediments in the Nankai Trough, IODP EXPEDITION 319 HOLE C009A.** Proceedings of the Integrated Ocean Drilling Program, vol. 319, 14 p. 2015.

FONTANA, R.L. **Evidências geofísicas da presença de Hidratos de gás na Bacia de Pelotas - Brasil.** 1º Congresso da Sociedade Brasileira de Geofísica, v.1, 1989.

GARCIANO, L.; TORISU, R.; TAKEDA, J.; YOSHIDA, J. **Resonance Identification and Mode Shape Analysis of Tractor Vibrations.** J. JSAM 63 (6):45-50. ISSN 0285-2543, 2001.

GARLANGER, J. E. **The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress.** Geotechnique vol. 22 (1): p. 71-78, 1972.

GARRIDO, L.; GAINZA, J.; PEREIRA, E. **Influence of sodium silicate on the rheological behaviour of clay suspensions - Application of the ternary Bingham model.** Applied Clay Science, v. 3, p. 323-335, 1988.

GAUER, E. A. **Influência da velocidade de rotação da mini-palheta na resistência de um solo siltoso.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 118 p. 2010.

GAUER, E. A. **Efeitos de velocidade em ensaios de palheta.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 273 p. 2015.

GONÇALVES, H.M.S., DEHNHARDT, B.A. **Interpretação do testemunho T-01, (32°05' S; 47°35' W) com base em nanofósseis calcários – Cone do Rio Grande, Rio Grande do Sul.** Revista Brasileira de Geociências, issue 29, v. 4, p.527-532, 1999.

GRAHAM, J.; CROOKS, J. H. A.; BELL, A. L. **Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays.** Géotechnique, v. 33, n° 3, p. 327-340, 1983.

GRIFFIN, J. J.; WINDOM, H.; GOLDBERG, E. D. **The distribution of clay minerals in the World Ocean.** Deep-Sea Research, vol. 15, p. 433-459, 1968.

GRIM, R. E. **Clay mineralogy.** International series in the earth and planetary sciences, 2nd edition, Mcgraw Hill, New York, 1968.

GUIMARÃES, P. F. **Estudo da influência de uma parcela viscosa nas resistências saturadas.** Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 194 p. 2000.

GUVEN, N. **Molecular aspects of clay-water interactions.** In: Guven N, Pallastro RM (eds) Clay water interface and its rheological properties, CMS workshop lectures. Clay Minerals Society, p. 2-79, 1993.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2ª. ed. São Paulo: PINI, 751 p. 1998.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 1, Soil Classification and Compaction Tests**. London: Prentech Press, 339 p., 1980a.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. London: Prentech Press, 402 p., 1980b.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 3, Effective Stress Tests**. London: Prentech Press, 495 p., 1980c.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: Effective stress tests**. 2. ed. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 425 p., 1998.

HEEZEN, B.C.; HOLLISTER, C.D.; RUDDIMAN, W.F. **Shaping of the continental rise by deep geostrophic contour currents**. Science, v. 152, p. 502-508, 1966.

HOTTA, M. M. **Estudos de fluxo de detritos submarinos através de métodos experimentais, analíticos e numéricos**. 172 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 2019.

HOUAISS. **Dicionário Houaiss da Língua Portuguesa**. Objetiva, 1.986 p., 2009.

HUANG, X. & GARCIA, M.H. **Modeling of non-hydroplaning mudflows on continental slopes**. Marine Geology, 154, p. 131-142, 1999.

HVORSLEV, M. J. **Physical components of the shear strength of saturated clays**. Proceedings American Society Civil Engineers Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Nova York: American Society of Civil Engineers, p. 169-273, 148 p. 1961.

IEA – AGÊNCIA INTERNACIONAL DE ENERGIA. **Data and statistics: Explore energy data by category, indicator, country or region**. Paris, França, 2019. Disponível em: <<https://www.iea.org/data-and-statistics/data-product/world-energy-statistics-and-balances>>. Acesso em: dezembro de 2021.

ILIĆ, B. R.; MITROVIĆ, A. A.; MILIČIĆ, L. R. **Thermal treatment of kaolin clay to obtain metakaolin**. Hemijska industrija, vol. 64, n° 4, p. 351-356, 2010.

IPEKOGLU, P. **Determination of Geotechnical Parameters of Golden Horn Clay**. Thesis of Master of Science (in Turkish), Institute of Science, Yildiz Technical University, 1996.

IPEKOGLU, P. **Sludge Disposal Area Rehabilitation**. Ph.D. Thesis (in Turkish), Institute of Science, Yildiz Technical University, 2004.

JARDINE, R.J. **Some observations on the kinematic nature of soil stiffness.** Soils and Foundations 32:11-124, 1992.

JARDINE, R. J.; POTTS, D. M.; HIGGINS, K. G. **Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference.** Proceedings of the Skempton Memorial Conference on Advances in Geotechnical Engineering, held at the Royal Geographical Society. 1400 pp. American Society of Civil Engineers, London, United Kingdom. ISBN 0-7277-3264-1, 2004.

JEONG, S. W. **Influence of physico-chemical characteristics of fine-grained sediments on their rheological behavior.** Ph.D. Thesis. Faculte de Sciences et Genie Universite Laval, Quebec, 243 p. 2006.

JEONG, S. W.; LOCAT, J.; LEROUEIL, S.; MALET, J. P. **Rheological properties of fine-grained sediment: the roles of texture and mineralogy.** Canadian Geotechnical Journal, n° 47, p. 1085-1100, 2010.

JEONG, S. W.; LOCAT, J.; TORRANCE, J. K.; LEROUEIL, S. **Thixotropic and antithixotropic behaviors of fine-grained soils in various flocculated systems.** Engineering Geology, v. 196, p. 119 - 125, 2015.

JUNG, J. G. **Estudo do jateamento em solos argilosos e sua aplicação à engenharia de fundações offshore.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 181 p. 2012.

KOWSMANN, R. O. & COSTA, M. P. A. **Paleolinhas de Costa na Plataforma Continental das regiões Sul e Norte Brasileiras.** Revista Brasileira de Geociências, issue 4, v. 4, p. 215-222. São Paulo, Brasil. 1974.

KOWSMANN, R. O.; COSTA, M. P. A.; VICALVI, M. A.; COUTINHO, P.N.; GAMBOA, L. A. **Modelo de Sedimentação Holocênica na Plataforma Continental Sul-Brasileira.** Publicação REMAC Evolução Sedimentar Holocênica da Plataforma Continental e do Talude do Sul do Brasil, 2-7H26. Rio de Janeiro, Brasil, 1977.

KUENEN, P. H. & MIGLIORINI, C. I. **Turbidity currents as a cause of graded bedding.** Journal of Geology, v. 58, p. 91-127, 1950.

KULHAWY, F. H. & MAYNE, P.W. **Manual on estimating soil properties for foundation design (No. EPRI-EL-6800).** Prepared by Cornell University Geotechnical Engineering Group, Ithaca, New York, for Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif, 1990.

KUO, M. Y - H. & BOLTON, M. D. **Soil Characterization of Deep Sea West African Clays: Is Biology a Source of Mechanical Strength?** Proc. International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE, Osaka, Japan, p. 488-494, 2009.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L. TAVENAS, F. **Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests.** In: Symposium on advanced triaxial testing of soil and rock, 1988.

LACERDA, W. A. **Stress-relaxation and creep effects on soil deformation.** 293 f. Tese (Geotechnical Engineering Ph.D.) - University of California. Berkeley, 1976.

LAMBE, T. W. **A mechanistic picture of shear strength in clay.** In: ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, Proceedings ..., p. 555-580, 1960.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics.** SI Version, Wiley, New York, 533 p. 1979.

LE, T. M.; FATAHI, B.; KHABBAZ, H. **Viscous Behaviour of Soft Clay and Inducing Factors.** Geotechnical and Geological Engineering, 16 p. 2012.

LEHANE, B. M.; GAUDIN, C.; RICHARDS, D.; RATTLE, M. J. **Rate effects on the vertical uplift capacity of footings founded in clay.** Géotechnique, v. 58, n° 1, p. 13-21, 2008.

LEHANE, B. M.; O'LOUGHLIN, C. D.; GAUDIN, C.; RANDOLPH, M. F. **Rate effects on penetrometer resistance in kaolin.** Géotechnique, v. 59, n° 1, p. 41-52, 2009.

LEINENKUGEL, H. J. **Deformations und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe; Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung.** Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 66, 1976.

LEROUEIL, S.; KABAJJ, M.; TAVENAS, F.; BOUCHARD, R. **Stress-Strain-Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays.** Géotechnique, vol. 35, n° 2, p. 159-180, 1985.

LÉVESQUE, M. C. **Évaluation de l'impact de la bioporosité sur les propriétés physiques des sédiments récents du Delta du Pô, Italie.** Dissertação de Mestrado (Departamento de Geologia e Engenharia Geológica), Universidade de Laval, Canadá, 102 p. 2005.

LI, S. A. & HUANG, M. S. **Undrained long-term cyclic degradation characteristics of offshore soft clay.** GeoShanghai International Conference, Geotechnical Special Publication, n° 201, p. 263-271, 2010.

LI, L. L.; DAN, H. B.; WANG, L. Z. **Undrained behaviour of natural marine clay under cyclic loading.** Ocean Engineering, vol. 38, p. 1792-1805, 2011.

LI, X. **The uplift of offshore shallow foundations.** PhD Thesis. Perth: University of Western Australia, 206 p. 2015.

LIN, Y.; QIN, H.; GUO, J.; CHEN, J. **Study on the Rheological Behavior of a Model Clay Sediment**. J. Mar. Sci. Eng. 9, 81. DOI:10.3390/jmse901008, 2021.

LIRA FILHO, D. P. **Perfil analítico da bentonita**. DNPM (Boletim 4), Rio de Janeiro, 33 p. 1973.

LISITZIN, A. P. **Sedimentation in the world ocean**. Society of Economic Paleontologists and Mineralogists Special Publication, vol. 17, 218 p., 1972.

LIU, T. K. **A review of engineering soil classification systems**. Highway Research Record n° 156, National Academy of Sciences. Washington, D. C., p. 1-22, 1967.

LOCAT, J. **Normalized rheological behaviour of fine muds and their flow properties in a pseudoplastic regime**. Proc. 1st Int. Conf. on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, San Francisco, California, United States, p. 260-269, 1997.

LOCAT, J. & DEMERS, D. **Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays**. Canadian Geotechnical Journal, n° 25, p. 799-806, 1988.

LOCAT, J.; MARTIN, F.; LOCAT, P.; LEROUEIL, S.; LEVESQUE, C.; KONRAD, J. M.; URGELES, R.; CANALS, M.; DUCHESNE, M. **Submarine mass movements in the upper Saguenay Fjord (Québec, Canada), triggered by the 1663 earthquake**. Submarine Mass Movements and their conséquences, Kluwer séries on Advances in Natural and Technological Hazards Research, n° 19, p. 509-519, 2003.

LOURENÇO, D. E. **Hidrojateamento em Solos Argilosos**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 191 p. 2016.

LOWE, D. R.; GUY, P. **Slurry-flow deposits in the Britannia formation (lower Cretaceous, North Sea: a new perspective on the turbidity current and debris flow problem**. Sedimentology, Oxford, v.47, p. 31-70, 2000.

LUCKHAM, P. F. & ROSSI, S. **The colloidal and rheological properties of bentonite suspensions**. Advances in Colloid and Interface Sciences, n° 82, p. 43-92, 1999.

LUZ, A. B. & ALMEIDA, S. L. M. **Atapulgita e Sepiolita**. Rochas e Minerais Industriais – CETEM, p. 201-2015, 2005.

MACHADO, J. C. V. **Reologia e escoamento de fluidos: ênfase na indústria do petróleo**. Interciência, Rio de Janeiro, 257 p. 2002.

MAHAJAN, S. P. & BUDHU, M. **Shear viscosity of clays using the fall cone test**. Géotechnique, v. 59, n° 6, p. 539-543, DOI: 10.1680/geot.7.00114, 2009.

MAJOR, J. J., & PIERSON, T. C. **Débris flow rheology: experimental analysis of fine-grained slurries.** Water Resources Research, vol. 28 (3): p. 841-857, 1992.

MALEK, A. M.; AZZOUZ, A. S.; BALIGH, M. M.; GERMAINE, J. T. **Behavior of foundation clays supporting compliant offshore structures.** Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 115 (5), p. 615-635, 1989.

MANA, D. S. K.; GOURVENEC, S.; RANDOLPH, M. F. **Experimental investigation of reverse end bearing capacity of offshore shallow foundations.** Canadian Geotechnical Journal, v. 50, p. 1022-1033, 2013.

MANICA, R. **Geração de correntes de turbidez de alta densidade: condicionantes hidráulicos e deposicionais.** 426 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

MARKGRAF, W. **Microstructural Changes in Soils Rheological Investigations In Soil Mechanics.** Tese de Doutorado. Faculdade de Ciências Agrárias e Nutricionais - Universidade Christian Albrechts, 167p. Kiel, Alemanha, 2006.

MARKGRAF, W.; HORN, R.; PETH, S. **An approach to rheometry in soil mechanics-Structural changes in bentonite, clayey and silty soils.** Soil & Tillage Research, v. 91, p. 1-14, 2006.

MARKGRAF W.; WATTS, C. W.; WHALLEY, W. R.; HRKAC, T.; HORN, R. **Influence of organic matter on rheological properties of soil.** Applied Clay Science, v. 64, p. 25-33, 2012.

MARSHALL, C. E. **The Physical Chemistry and Mineralogy of Soils.** New York Wiley, v. 2, 313 p. 1964.

MARTINS, L.R.; URIEN, C.M.; EICHLER, B. B. **Distribuição dos Sedimentos Modernos da Plataforma Continental Sul Brasileira e Uruguiaia.** Congresso Brasileiro da Geologia, 26º Anais, v. 2, p. 29-43. Curitiba, Brasil, 1967.

MARTINS, L.R.; URIEN, C.M.; BUTLER, L.W. **Províncias fisiográficas e sedimentos da margem continental atlântica.** Congresso Brasileiro de Geologia, Belém-Pará, p. 105-114, 1972.

MARTINS, L. R.; MARTINS, I. R.; ORNELAS, L. P.; GAMBOA, L. A. P.; FIGUEIREDO, A. G. **Distribuição dos Sedimentos da Margem Continental do Rio Grande do Sul. Trecho Rio Grande-Torres.** 27º Congresso Brasileiro de Geologia, nº1, p. 210-211, 1973.

MARTINS, L. R. & URIEN, C. M. **Atlas Sedimentológico da Plataforma Continental do Rio Grande do Sul.** CECO/UFRGS, Série de Mapas 01 – 10 mapas, notas explicativas. Porto Alegre, Brasil, 1977.

MARTINS, L. R. **Operação GEOMAR IV Geologia Marinha**. Diretoria de Hidrografia e Navegação. Boletim DG32 - IV, p. 1-19. Rio de Janeiro, Brasil, 1978.

MARTINS, I. R.; PONZI, V. R.; CORRÊA, I. C. S. **Processamento Geológico de Amostras**. Projeto DHN/CECO/UFRGS. 1º Parte. Notas Técnicas, nº1 p. 5-103. Porto Alegre, Brasil, 1978.

MARTINS, L. R. & URIEN, C. M. **Atlas Sedimentológico da Plataforma Continental do Rio Grande do Sul 02**. CECO/UFRGS. Séries de Mapas 02-10 mapas. Porto Alegre, Brasil, 1979.

MARTINS, L.R. & PONZI, V.R. **Aspectos texturais e mineralógicos dos sedimentos superficiais da plataforma continental brasileira**. Notas técnicas, CECO, Porto Alegre/RS, 2:33-151, 1980.

MARTINS, L. R. & MARTINS, I. R. **Operação Geomar XIV – Costa Sul**. Geologia Marinha LXXXIV – Comissão Oceanográfica. Diretoria de Hidrografia e Navegação. Boletim DG32 – XIV, p. 1-29. Rio de Janeiro, Brasil, 1982.

MARTINS, I. S. M. **Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados**. 257 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 1992.

MARTINS, L. R.; MARTINS, I. R. MARTINS; URIEN, C. M. **Aspectos Sedimentares da Plataforma Continental na Área de Influência do Rio de La Plata**. Gravel, ISSN 1678-5975, nº1, p. 68-80. Porto Alegre, Brasil, 2003.

MARTINS, C. F. **O descomissionamento de estruturas de produção offshore no Brasil**. Monografia (Especialização). Vitória: UFES, 42 p. 2015.

MASLOV, N. N. **On the problem of the conditions of manifestation of the creep of clays**. Science Reports of Higher Schools, Stroitelstvo (Construction), Moscow, nº1, 1958a.

MASLOV, N. N. **Some questions of the stability and deformation of retaining walls on clay soils**. Conference of Problems of Earth Pressure. Brussels, nº3, p.199-204, 1958b.

MATIAS, V. L. N. F. **Perforation effect in the bearing capacity of shallow foundations**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Coimbra, Portugal: Universidade de Coimbra, 62 p. 2016.

MAZUTTI, J. H. **Estudo do atrito lateral no arrancamento de estacas modelo instaladas por fluidização em areia**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 137 p. 2018.

MEADOWS, P. S. & TAIT, J. **Modification of sediment permeability and shearstrength by 2 burrowing invertebrates**. Marine Biology, v. 101, nº 1, p. 75-82, 1989.

MEISTER, E.M. **Bacia costeira de Pelotas – integração preliminar de doas e áreas de interesse.** Relatório interno, Petrobras–Dexpro–Divex–Setin, n° 3488, 1969.

MESRI, G. E. & OLSON, R. E. **Consolidation characteristics of montmorillonite.** *Géotechnique*, v. 21, n°. 4, p. 341-352, 1971.

MEZGER, T. **The Rheology-Handbook – For users of rotational and oscillatory rheometers.** Vincentz Verlag. Hannover. 252 pp. ISBN 3-87870-745-2, 2002.

MEZGER, T. **The Rheology-Handbook – For users of rotational and oscillatory rheometers.** Vincentz Verlag. Hannover. 4th edition. 434 pp. ISBN 978-3-86630-650-9, 2014.

MIDDLETON, G. V. **Experimental studies related to problems of flysch sedimentation.** In: *Flysch Sedimentology in North America.* Geological Association of Canada Special Paper. Lajoie, n° 7, p. 253-272, 1970.

MIDDLETON, G. V. & HAMPTON, M. A. **Subaqueous sediment transport and deposition by sediment gravity flows.** In: *Marine Sediment Transport and Environmental Management.* New York, Wiley, p. 197-218, 1976.

MIGUEL, G. D. **Desempenho e Comportamento Mecânico de Um Solo Dispersivo e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial, Cal de Carbureto e Reforçado com Fibras de Vidro.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre 281 p. 2020.

MILANI, E. J.; BRANDÃO, J. A. S. L.; ZÁLAN, P. V.; GAMBOA, L. A. P. **Petróleo na margem continental brasileira: geologia, exploração, resultados e perspectivas.** *Revista Brasileira de Geofísica*, v. 18, n°3, São Paulo, 2001.

MITCHELL, J. K. & SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior.** 3rd Edition, John Wiley & Sons, Hoboken, 592 p. 2005.

MOORE, D. M. & REYNOLDS, R. C. **X-ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals.** 2^a ed. Oxford University Press, Oxford, 1997.

MORRIS, P. H.; LOCKINGTON, D. A.; APELT, C. J. **Correlations for mine tailings consolidation parameters.** *International Journal of Surface Mining Reclamation and Environment*, 14(2), 171-182, 2000.

MULDER, T. & ALEXANDER, J. 2001. **The physical character of subaqueous sedimentary density flows and their deposits.** *Sedimentology*, Oxford, v.48, p. 269-299, 2001.

NEWTON, I. **Philosophiae Naturalis Principia Mathematica.** S.N. Londres, 1687.

OEHLERT G. **A first course in design and analysis of experiments**. W.H. Freeman, New York, 2000.

OTTMANN, F. & URIEN, C. M. **Observações Preliminares sobre a distribuição dos sedimentos na zona externa do Rio da Prata**. Academia Brasileira de Ciências. Anais vol 3, 9. 283-288. Rio de Janeiro, Brasil, 1965.

PAPANASTAIIOU, T. C. **Flows of materials with yield**. Journal of Rheology, vol. 31 (5), p. 385-404, 1987.

PASSINI, L. B. **Instalação e capacidade de carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos arenosos**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 292 p. 2015.

PETROBRAS. **Relatório interno**. 11 p. 2011.

PETROBRAS. **Pré-Sal**. 2019. Disponível em: <<https://www.petrobras.com.br/pt/nossas-atividades/areas-de-atuacao/exploracao-e-producao-de-petroleo-e-gas/pre-sal/>>. Acesso em: dezembro de 2021.

PICKERING, K. T.; HISCOTT, R. N.; HEIN, E. J. **Deep-marine environment clastic sedimentation and tectonics**. Springer; 1º edition, Unwin Hyman, London, 416 p., 1989.

PILEGGI, R. G. **Ferramentas para o estudo e desenvolvimento de concretos refratários**. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia de Materiais), Universidade de São Carlos, 187 p., 2001.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. Oficina de Textos. São Paulo, 3º edição, p. 114-119, 2006.

POPP, J.H. **Introdução ao estudo da estratigrafia e interpretação de ambientes de sedimentação**. Editora UFPR, Curitiba, 326 p., 1987.

PRESS, F.; SIEVER, R.; CROTZINGER, J.; JORDAN, T.H. **Para Entender a Terra**. Editora Bookman, São Paulo, Brasil. 16: 656p. 2006.

PRITCHARD, P. J. **Fox and McDonald's – Introduction to Fluid Mechanics**. John Wiley & Sons, INC, 899 p. 2011.

PROCEQ. **Instrumentos portáteis e não destrutivos para ensaio em concreto**. Flyer, 12p. 2020.

QUIMIS. **Manual de Instruções do Viscosímetro Rotativo Microprocessado – Q860M21**. São Paulo, 14 p. 2013.

RANDOLPH, M. F.; HOPE, S. **Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures.** In: International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits. Proceedings [...]. Osaka: Japanese Geotechnical Society, p. 147-152. 2004.

RANDOLPH, M. F.; CASSIDY, M. J.; GOURVENEC, S.; ERBICH, C. T. **The challenges of offshore Geotechnical Engineering.** In: International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, n° 16, Osaka, 2005. Proceedings [...]. Osaka: ISSMGE, p. 123-176, 2005.

RANDOLPH, M. F. & GOURVENEC, S. **Offshore Geotechnical Engineering.** Taylor & Francis, 559 p. 2011.

RANJAN, G. & RAO A. S. R. **Basic and applied soil mechanics.** New Age International Publishers, New Delhi, 2007.

RAO, S. M., SRIDHARAN A.; Chandrakaran, S. **The role of iron oxide in Tropical Soil Properties.** Proceedings of the Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Volume 1, Balkema, 43-48, 1988.

REEVES, G.; SIMS I.; CRIPPS J. **Clay materials used in construction.** The Geological Society, 2006.

RICCOMINI, C.; COIMBRA, A. M.; SANT'ANNA, L. G.; NETO, M. B.; VARARELLI, J. V. **Argilominerais do paleolago Tremembé e sistemas deposicionais relacionados (paleógeno, rift continental do sudeste do Brasil).** Revista Brasileira de Geociências, vol. 26 (3), p. 167-180, 1996.

RICCOMINI, C.; SANT'ANNA, L. G.; TASSINARI, C. C. G. **Pré-sal: Geologia e Exploração.** Dossiê Desafios do Pré-sal. Revista USP. São Paulo, n° 95, p. 33-42, 2012.

ROBINSON, R.G., TAN, T.S.; LEE, F.H. **A comparative Study of Suction Induced Seepage Consolidation Versus Centrifuge Consolidation.** Journal of Geotechnical Testing Journal, Vol.26, No:1, p. 1-9, 2003.

ROCHA, C. M. **Atenuação de cargas estáticas em linhas de ancoragem.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre 209 p. 2014.

ROMAN, L. T. & KOTOV, P. I. **Viscosity of Frozen and Thawed Soil.** Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 53, n° 1. Translated from Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov, p. 16-20, 2016.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. **On the yielding of soils.** Geotechnique, v. 8, p. 22-53, Londres, 1958.

RUPPEL, C. **Methane Hydrates and the Future of Natural Gas**. MITEI Natural Gas Report, Supplementary Paper on Methane Hydrates. 2011.

RUTHERFORD A. **Introducing ANOVA and ANCOVA: a GLM approach**. SAGE, London, 2001.

SAD, A.R. E.; SILVEIRA, D.P.; & MACHADO, M.A.P. **Hidratos de gás marinhos: a mega ocorrência da bacia de Pelotas/Brasil**. 5º Congresso Internacional da Sociedade Brasileira de Geofísica, São Paulo, Boletim de Resumos Expandidos, v. 1, p. 71 – 74, 1997.

SAHDI, F.; GAUDIN, C.; WHITE, D. J. **Strength properties of ultra-soft kaolin**. Canadian. Geotech. Journal, v. 51, p. 420–431, 2014.

SAMPA, N. C. **Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas offshore**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 186 p. 2015.

SAMPA, N. C. **Modelagens dos mecanismos de interação de linhas de ancoragem de plataformas offshore em solos argilosos**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 172 p. 2019.

SANTA MARIA, P. E. L.; MARTINS, I. S. M.; SANTA MARIA, F. C. M. **Rheological behaviour of soft clays**. Frontiers in Offshore Geotechnics II – Perth, 2010. Proceedings [...]. London: Taylor & Francis Group, p. 335-340, 2011.

SANTAMARINA, J.C. 2001. **Soil Behavior at the Microscale: Particle Forces**. Pages 1-32 in Proc. Symp. Soil Behavior and Soft Ground Construction, in honor of Charles C. Ladd., MIT, 2001.

SANTOS, P. S. **Ciência e Tecnologia das Argilas**. São Paulo: Editora Edgard Bücher Ltda, 2ª ed. Vol. 1, 408 p. 1989.

SANTOS, V. O. **Cone do Rio Grande: processos sedimentares recentes e sua relação com a indústria do petróleo**. 59 f. Monografia (Graduação em Oceanografia) – Fundação Universidade Federal do Rio Grande. Rio Grande, 2010.

SANTOS, T. F. M. B. **Modelagem centrífuga de duto sujeito a impacto de deslizamento submarino**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UENF, Campos dos Goytacazes, 67 p. 2018.

SCHNAID, F. **In situ Testing in Geomechanics – The main Tests**. Taylor & Francis, 327 p. 2009.

SCHRAMM G. **A Practical Approach to Rheology and Rheometry**. Gebrueder HAAKE GmbH, 2nd Edition, 291 p. 1998.

SCHRAMM, G. **Reologia e Reometria – Fundamentos Teóricos e Práticos**. São Paulo: Editora Artliber Ltda., 240 p. 2006.

SHANMUGAM, G. **50 years of the turbidite paradigm (1950-1990): deep-water processes and facies models-a critical perspective**. Marine and Petroleum Geology, vol 1, p. 285-342, 2000.

SILVA, P. T. C. **Estudo de alternativas de arranjos submarinos de produção com o uso de manifolds e bombas multifásicas: otimização da vazão e análise financeira**. Projeto de Graduação. Rio de Janeiro: UFRJ. 75 p, 2015.

SING, K.S.W.; EVERETT, D.H.; HAUL, R.A.W.; MOSCOU, L.; PIEROTTI, R.A.; ROUQUÉROL, J.; SIEMIENIEWSKA, T. **Reporting physiosorption date for gas/solid systems with special reference to the determination of surface area and porosity**. Pure Appl. Chem., v. 57 (Issue 4), p. 603-619, DOI: 10.1351/pac198557040603, 1985.

SKELLAND, A. H. P. **Non-Newtonian Flow and Heat Transfer**. Johnson Wyley & Sons, 469 p. 1967.

SKEMPTON, A. W. & NORTHEY, R. D. **The Sensitivity of Clays**. Géotechnique, vol. 3, p. 30-53. 1952.

SKEMPTON, A. W. **The pore-pressure coefficients A and B**. Géotechnique, London, vol.4, p. 143-147, 1954.

SMOLAR, S.; MAČEK, M.; PETKOVŠEK, A. **Rheological properties of marine sediments from the Port of Koper**. Acta Geotechnica Slovenica, p. 57-65, 2016.

SOBRAL, R. M. & CHIARARIA, G. O. **Projeto de Viscosímetro de Cilindros Concêntricos para Medição em Linha**. 103 f. Monografia (Graduação em Engenharia Mecatrônica.) – Universidade de São Paulo, Campus de São Carlos, 2012.

SOUZA, C. M. A.; RAFULL, L. Z. L.; VIEIRA, L. B. **Determinação do limite de liquidez em dois tipos de solo, utilizando diferentes metodologias**. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, Campina Grande, vol. 4 (3), p. 460-464, 2000.

SOUZA-LIMA, W. & HANSI JR, G.P. **Origem, evolução e classificação das bacias sedimentares**. Fundação Paleontológica Phoenix, Ano 5, nº 49, 2003.

SRIDHARAN, A. **Some studies on the strength of partly saturated clays**. Thesis (Doctor in Civil Engineering), Purdue University, Lafayette, Indiana, 1968.

SRIDHARAN, A.; RAO, S. N.; RAO, G. V. **Shear strength characteristics of saturated montmorillonite and kaolinite clays**. Soil and Foundations: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 11. nº. 3, 1971.

SRIDHARAN, A. & RAO, G. V. **Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of effective stress concept.** *Geotechnique*, vol. 23 (3), p. 359-382, 1973.

SRIDHARAN, A.; NAGARAJ, H. B. **Compressibility behaviour of remoulded, finegrained soils and correlation with index properties.** *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, p. 712-722, 2000.

SRIDHARAN, A. **Engineering behaviour of clays: influence of mineralogy.** In: *Chemo-mechanical coupling in clays: from nano-scale to engineering applications*, Swets & Zeitlinger, Maratea, 2001.

STEFFE, J. F. **Rheological Methods in Food Process Engineering.** Freeman Press, USA, 2nd edition, 428 p. 1996.

STOW, D.A.V., MAYALL, M. **Deep sedimentary systems: new models for the 21st century.** *Marine and Petroleum Geology*, v. 17, p. 125-135, 2000.

STRACKE, F. **Fluidização de solo arenoso associada à injeção de agente cimentante par ancoragem de estruturas offshore.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 180 p. 2012.

SEVERIANO RIBEIRO, H.J.P. **Estratigrafia de Sequências - Fundamentos e Aplicações.** Editora Unisinos. Rio Grande do Sul/São Leopoldo, 428 p. 2001.

STOW, D. A. V. **Deep sea processes of sediment transport and deposition.** In: Pye, K. *Sediment Transport and Depositional Process*. 1^o ed. Oxford, Blackwell Science, p. 257-293, 1994.

SUGUIO, K. **Introdução à Sedimentologia.** Editora Edgard Blücher. São Paulo, Brasil, 317 p. 1973.

TAYLOR, D. W. **Research on consolidation of clays.** Dept. of Civil and Sanitary Eng., Massachusetts Institute of Technology, serial 82, 145 p., 1942.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics.** John Wiley & Sons, Nova York, p. 208-405, 1948.

TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C. M.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F. **Decifrando a Terra.** Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2000.

TERZAGHI, K. **The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear.** First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, v.1, p. 54-56, 1936.

TERZAGHI, K. **Undisturbed clay samples and disturbed clays.** *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, v. 18 (Number 3), p. 45-65, 1941.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, 592 p. 1948.

THIAN, S. Y. & LEE, C. Y. **Geotechnical Characterisation of High Plasticity Offshore Clay**. Journal of Scientific Research & Reports, vol. 3 (21), p. 2745-2756, 2014.

TISSOT, B. P. & WELTE, D. H. **Petroleum Formation and Occurrence**. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, ed. 2, p. 702, 1984.

TORSTENSSON, B. A. **Time-depend effects in the field vane test**. In: International Symposium on Soft Clay, Bangkok, p. 387-397, 1977.

UNEP - UNITED NATIONS ENVIRONMENTAL PROGRAM. **Frozen Heat: A Global Outlook on Methane Gas Hydrates – Volume 1**. GRID-Arendal, Noruega, 2014.

URIEN, C. M. **Los Sedimentos Modernos del Rio de la Plata Exterior**. Boletim do Serviço de Hidrografia Naval, issue 4, v. 2, p. 113-213, Buenos Aires, Argentina, 1967.

URIEN, C. M. **Les Rivages el le Plate el le Plateau Continental du Sud de Bresil, de l'Uruguay y de l'Argentine**. Quaternaria, Roma, Itália, vol 14, p. 51-59, 1970.

URIEN, C. M. & EWING, M. **Recent Sediments and Environments of Southern Brazil, Uruguay, Buenos Aires and Rio Negro Continental Shelf**. Editora C. A. Burk & C. L. Dake, Geology of Continental Margin, p. 157-178, Springer-Verlag, Berlim, Alemanha, 1974.

URIEN, C. M. & MARTINS, L. R. **Sedimentos da Plataforma Continental Sul Americana entre Cabo Frio e Terra do Fogo (Argentina)**. 28° Congresso Brasileiro de Geologia, Anais 3, p. 213-223, Porto Alegre, Brasil, 1974.

URIEN, C. M. & MARTINS, L. R. **Basal Transgressive Sand Markers of Holocene Marine Transgression**. 12° Congresso Internacional INQUA, Abstract 278, Ottawa, Canadá, 1987.

URIEN, C. M. & MARTINS, L. R. **Late Pleistocene events modeling a sequential stratigraphic analysis South America during the Quaternary: past, present, future**. ABEQUA Publicação Especial, p. 197-199, São Paulo, Brasil, 1989a;

URIEN, C. M. & MARTINS, L. R. **Paraná river delta. Description of progradacional sedimentary body into a non subsiding estuary**. Simpósio Internacional de Mudanças Climáticas na América do Sul durante o Quaternário. ABEQUA Publicação Especial, vol 1, p. 221-224, São Paulo, Brasil, 1989b.

URIEN, C. M. & OTTMAN, F. **Histoire du Rio de la Plata au Quaternaire**. Quaternaria, n° 14, p. 51-59. Roma, Itália, 1971.

URIEN, C. M.; MARTINS, L. R.; MARTINS, I. R. **Modelos Deposicionales em la Plataforma Continental de Rio Grande do Sul, Uruguay y Buenos Aires.** 8° Congresso Geológico Argentino, anais n°2, p. 639-658. Neuquen, Argentina, 1978.

URIEN, C. M.; MARTINS, L. R.; MARTINS, I. R. **Evolução Geológica do Quaternário do Litoral Atlântico Uruguaio, Plataforma Continental e regiões vizinhas.** CECO/UFRGS, Notas Técnicas, n°3, 43 p. Porto Alegre, Brasil, 1980.

URIEN, C. M.; MARTINS, L. R.; VILLWOCK, J. A & JACKSON, J. M. **Description of Shorelines and Coastal Plain of Southern Brazil, Uruguay and Northeastern Argentina.** 12° Congresso Internacional da União Quaternária, abstract 279. Ottawa, Canadá, 1987.

URIEN, C. M.; MARTINS, L. R.; CAZENAVE, R. **Late Quaternary Geology of the Rio de La Plata, Buenos Aires-Rio Negro Coastal Plain and Continental Shelf.** 1° Simpósio de Geologia do Cone Sul. Resumos Expandidos, p. 273-274. Porto Alegre, Brasil, 1995.

URIEN, C. M.; MARTINS, L. R.; CAZENAVE, R. **Southern Brazil, Uruguay and Northeastern Argentina. Structural and Hydrocarbon Potential.** Morphology and Sedimentology of the South West Atlantic Coastal Zone and Continental Margin from Cabo Frio (Brazil) to Peninsula Valdés (Argentina), MCT/IOC-UNESCO/CPRM, p. 8-40. Porto Alegre, Brasil, 1996.

USEPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **In situ treatment of soil and groundwater contaminated with chromium.** Washington DC: Office of Research and Development, Technical Resource Guide 625 R, 2000.

USGS - GEOLOGICAL SURVEY WORLD PETROLEUM ASSESSMENT. **Offshore Gas Hydrates. Description and results.** Assessment Unit 60370102, 2000.

VAID, Y. P., & CAMPANELLA, R. G. **Time-Dependent Behaviour of Undisturbed Clay.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT7, p. 693-709, 1977.

VAN WAZER, J. R.; COLWELL, R. E.; LYONS, J. W; KIM, K. Y. **Viscosity and flow measurement: A laboratory handbook of rheology.** New York; London; Sydney: Interscience, 406 p. 1966.

VIALOV, S. S. & SKIBITSKY, A. M. **Problems of the rheology of soils.** Proceedings 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, n° 1, p. 387-391, 1961.

VILLWOCK, J.A. & MARTINS, L.R. **Depósitos lamíticos de pós-praia, Cassino, RS.** Pesquisas em Geociências. UFRGS, Porto Alegre, v.1 (issue 1), p.69-85, 1972.

VIPULANANDAN, C.; RAHEEM, A. M. **Characterizing Ultra-Soft Soils and Anchor-Soil Interaction for Deepwater Applications.** In: Twenty-fifth International Ocean and Polar Engineering Conference, Kona, Big Island, Hawaii, USA, Proceedings ..., June, p. 21-26, 2015.

WHITE, D. J.; MACHONOCHE, A. J.; CHEUK, C. Y.; BOLTON, M. D.; JORAY, D.; SPRINGMAN, S. M. **An investigation into the bearing capacity of perforated mudmats.** In: International Symposium of Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth, 2005. Proceedings [...]. London: Taylor & Francis Group, p. 459-465. 2005.

WHITEHOUSE, R., SOULSBY, R., ROBERTS, W.; MITCHENER, H. **Dynamics of Estuarine Muds.** Thomas Telford, London, 210 p. 2000.

WIESEL, C. E. **Some Factors Influencing in-Situ Vane Tests Results.** Proceeding of the 8th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering. Moscow, vol. 1, p. 475-479, 1973.

WILLIAMS, P. J.; SMITH, M. W. **The Frozen Earth: *Fundamentals of Geocryology.*** Cambridge University Press, cap. 9: The Mechanics of Frozen Ground, pp. 237 – 271. DOI: 10.1017/CBO9780511564437.010, 1989.

WINDOM, H. L. **Lithogenous material in marine sediments.** In: J. P. Riley & R. Chester (Eds), New York: Academic Press, Chemical oceanography, vol. 5, p. 103-135), 1976.

WINKERKORN, H. W. **The condition of water in porous systems.** Soil Science, vol. 55(2), p. 109-115, 1943.

YIN, J. H. & GRAHAM, J. **Viscous-elastic-plastic modelling of one dimensional time-dependent behaviour of clays.** Canadian Geotechnical Journal, vol. 26, p. 199-209, 1989.

YIN, J. H. **Calculation of settlements of foundation soils considering creep.** In: Proceedings of the Nakase Memorial symposium on soft ground engineering in coastal areas, Yokosuka, Japan, p. 205-211, 2002.

ZARETSKII, Yu. K. **Long-term strength and viscoplasticity of clayey soils.** Osn., Fundam. Mekh. Gruntov, n^o. 2, p. 2-6, 1995.

ZHOU, H. M.; QIAO, X. C.; YU, J. G. **Influences of quartz and muscovite on the formation of mullite from kaolinite.** Applied Clay Science, vol. 80, p. 176-181, 2013.

ZHU, J. G. **Experimental study and elastic visco-plastic modelling of the time-dependent stress–strain behavior of Hong Kong marine deposits.** Tese (Ph.D. em Engenharia). Department of Civil and Structural Engineering. The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, 319 p., 1999.

ZHU, J. G. & YIN, J. H. **Strain-rate-depend stress-strain behaviour of overconsolidated Hong Kong marine clay.** Canadian Geotechnical Journal, vol. 37 (6), p. 1272-1282, 2000.