

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA**

**Potencial de liquefação de solos residuais de xisto com base em ensaios in situ e laboratoriais e modelagem numérica de descaracterização de uma barragem de terra**

Tamíres Souza Morais  
*Magister Scientiae*

**VIÇOSA - MINAS GERAIS  
2025**

**TAMÍRES SOUZA MORAIS**

**Potencial de liquefação de solos residuais de xisto com base em ensaios in situ e laboratoriais e modelagem numérica de descaracterização de uma barragem de terra**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Eduardo A. Gomes Marques

**VIÇOSA - MINAS GERAIS  
2025**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

M827p  
2025  
Morais, Tamires Souza, 1995-  
Potencial de liquefação de solos residuais de xisto com base em ensaios in situ e laboratoriais e modelagem numérica de descaracterização de uma barragem de terra / Tamires Souza Moraes. – Viçosa, MG, 2025.

1 dissertação eletrônica (159 f.): il. (algumas color.).

Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, Departamento de Engenharia Civil, 2025.

Referências bibliográficas: f. 154-159.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2025.774>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Mecânica do solo. 2. Barragens de rejeitos. 3. Xistos - Minas e mineração. 4. Solos - Liquefação. I. Marques, Eduardo Antônio Gomes, 1965-. II. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 624.15136

**TAMÍRES SOUZA MORAIS**

**Potencial de liquefação de solos residuais de xisto com base em ensaios in situ e laboratoriais e modelagem numérica de descaracterização de uma barragem de terra**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 3 de outubro de 2025.

Assentimento:

---

Tamíres Souza Morais  
Autora

---

Eduardo Antonio Gomes Marques  
Orientador

Essa dissertação foi assinada digitalmente pela autora em 09/12/2025 às 10:15:39 e pelo orientador em 09/12/2025 às 10:26:20. As assinaturas têm validade legal, conforme o disposto na Medida Provisória 2.200-2/2001 e na Resolução nº 37/2012 do CONARQ. Para conferir a autenticidade, acesse <https://siadoc.ufv.br/validar-documento>. No campo 'Código de registro', informe o código **UGN6.FGQ4.SQ74** e clique no botão 'Validar documento'.

## AGRADECIMENTOS

A conclusão desta dissertação representa o encerramento de um ciclo acadêmico marcado por intensos desafios. É com imensa gratidão que registro os agradecimentos àqueles que, de forma direta ou indireta, contribuíram para a concretização deste trabalho.

Expresso minha profunda gratidão a Deus, por ter sido minha fonte de sabedoria, força e inspiração ao longo desta jornada.

Aos meus pais, Geralda e Vicente, agradeço o amor incondicional, incentivo e apoio que sempre me foram dados. Em especial à minha mãe, por renunciar a muita coisa para que eu pudesse me dedicar à minha formação acadêmica e profissional. Sou imensamente grata por todo esse amor e espero poder transmitir os mesmos ensinamentos ao meu filho, Theo.

Ao meu marido, Samuel, agradeço por ser meu companheiro de vida, por me apoiar ao longo desta jornada e por ser meu porto seguro nos momentos mais difíceis.

Ao meu filho, Theo, por ser minha maior fonte de inspiração e força. Seu nascimento foi um marco do propósito que me move e da responsabilidade que me impulsiona.

Aos meus familiares mais próximos, incluindo meu irmão Leandro, minha sogra Aldilene e minhas cunhadas Débora, Ariane e Josiene, agradeço a amizade, o carinho e apoio. À minha sobrinha Karen, agradeço especialmente pela presença e interesse, e espero que minha trajetória tenha servido de incentivo em sua própria caminhada.

Agradeço especialmente à minha amiga Lilian, pela amizade e cumplicidade que compartilhamos. Seu apoio e incentivo foram fundamentais para a conclusão desta etapa.

Aos meus professores e orientadores, Prof. Eduardo Marques e Prof. Roberto Ferraz, pela orientação técnica, pela disponibilidade e pelo comprometimento com a excelência acadêmica.

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), por proporcionar uma educação pública, com excelência em ensino, pesquisa e extensão.

À empresa VALE, pelo apoio institucional que tornou possível a execução deste trabalho.

Este trabalho foi realizado com o apoio das seguintes agências de pesquisa brasileiras: Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) e Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

## RESUMO

MORAIS, Tamíres Souza, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, outubro de 2025. **Potencial de liquefação de solos residuais de xisto com base em ensaios in situ e laboratoriais e modelagem numérica de descaracterização de uma barragem de terra.** Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques.

Esta dissertação investiga o potencial de liquefação estática em solos residuais de xisto localizados na fundação de uma barragem de rejeitos alteada a jusante, situada no Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. O estudo adota uma abordagem integrada, combinando ensaios laboratoriais, ensaios de campo (CPTu) e modelagem numérica com o modelo constitutivo NorSand, fundamentado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. A pesquisa é estruturada em três níveis metodológicos, conforme proposta de Morrison (2022): i) análise de ensaios CPTu; ii) avaliação de ensaios triaxiais drenados e não drenados; e iii) simulações numéricas do comportamento tensão-deformação durante um processo hipotético de descaracterização da barragem. Os resultados dos ensaios laboratoriais indicam que o solo residual apresenta comportamento majoritariamente dilatante, com resposta frágil pós-pico e colapso estrutural sob saturação. A análise dos ensaios CPTu revelou resistência global elevada e comportamento majoritariamente dilatante, com exceção de um perfil que apresentou resposta contrátil e possível mobilização não drenada. A modelagem numérica com o modelo NorSand demonstrou coerência com os dados experimentais, embora tenha exigido ajustes nos parâmetros de dilatância e acoplamento volumétrico para representar adequadamente o comportamento do solo residual. A avaliação do estado de tensão em relação ao estado crítico indicou que os níveis atuantes na fundação estão abaixo do limiar de instabilidade por liquefação estática, sugerindo que o solo não se encontra em condição crítica. Conclui-se que, nas condições analisadas, o solo residual não é suscetível à liquefação estática. Esses resultados contribuem diretamente para segurança geotécnica de estruturas no Brasil, fornecendo evidências de que, mesmo sob cenários hipotéticos de esvaziamento rápido e alteração estrutural, o solo residual analisado mantém comportamento estável.

Palavras-chave: barragens; solo residual; liquefação; parâmetros NorSand; estado crítico; descaracterização de barragens

## ABSTRACT

MORAIS, Tamíres Souza, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, October, 2025. **Liquefaction Potential of Shale Residual Soils Based on In Situ and Laboratory Tests and Numerical Modeling of an Earth Dam Decharacterization.** Adviser: Eduardo Antonio Gomes Marques.

This dissertation investigates the static liquefaction potential of residual shale soils located in the foundation of a downstream raised tailings dam in the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. The study adopts an integrated approach, combining laboratory tests, field tests (CPTu), and numerical modeling with the NorSand constitutive model, based on Critical State Soil Mechanics. The research is structured in three methodological levels, as proposed by Morrison (2022): i) analysis of CPTu tests with pore pressure dissipation; ii) evaluation of drained and undrained triaxial tests; and iii) numerical simulations of stress-strain behavior during a hypothetical dam decharacterization process. The laboratorial test results indicate that the residual soil exhibits predominantly dilatant behavior, characterized by a post-peak fragile response and structural collapse under saturation. The CPTu tests revealed high global resistance and predominantly dilatant behavior, except one profile that presented a contractile response and possible undrained mobilization. Numerical modeling with the NorSand model, calibrated based on the triaxial tests, demonstrated consistency with the experimental data, although it required adjustments to the dilatancy and volumetric coupling parameters to adequately represent the residual soil behavior. The evaluation of the stress state in relation to the critical state indicated that the levels acting on the foundation are below the static liquefaction instability threshold, suggesting that the soil is not in critical condition. The conclusion is that, under the conditions analyzed, the residual soil is not susceptible to static liquefaction, even in scenarios of structural decharacterization. This study contributes to the advancement of understanding the behavior of tropical residual soils in complex geotechnical contexts, proposing methodologies adapted to the Brazilian reality and reinforcing the importance of detailed characterization in dam engineering projects.

Keywords: dams; residual soil; liquefaction; NorSand parameters; critical state; dam decharacterization

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Tensões em um corpo sólido .....	26
Figura 2.2 – Projeções normal e tangencial do vetor tensão .....	27
Figura 2.3 – Relações tensão-deformação .....	30
Figura 2.4 – Comportamento idealizado da argila sob compressão isotrópica ...	31
Figura 2.5 – Representação do comportamento plástico dos materiais .....	32
Figura 2.6 – Alteração da superfície de escoamento .....	33
Figura 2.7 – Endurecimento misto .....	33
Figura 2.8 – Comportamento dos ensaios de cisalhamento direto em areias sob condição drenada .....	41
Figura 2.9 – Diagrama ilustrativo LCN e LEC .....	42
Figura 2.10 – Representação da Linha de Estado Crítico .....	43
Figura 2.11 – Projeção da linha de estados críticos no plano $\tau - \sigma'$ .....	45
Figura 2.12 – Projeção da linha de estados críticos no plano $q - p'$ .....	45
Figura 2.13 – Parâmetro de estado .....	48
Figura 2.14 – Múltiplas linhas de consolidação normal.....	51
Figura 2.15 – Representação no espaço $(p, q, e)$ da superfície de plastificação do modelo Norsand.....	52
Figura 3.1 – Fluxograma para avaliação de liquefação estática de acordo com a consequência de classificação da estrutura de armazenamento de rejeito .....	57
Figura 3.2 – Localização dos ensaios da seção A-A .....	59
Figura 3.3 – Localização dos ensaios da seção B-B'.....	60
Figura 3.4 – Sistema de classificação comportamental propostos .....	65
Figura 3.5 – Gráfico de classificação SBTn $(Q_{tn} - F_r)$ .....	67
Figura 3.6 – Critério de fragilidade proposto pelo ICOLD .....	70

Figura 3.7 – Fluxograma de avaliação da suscetibilidade à liquefação .....	71
Figura 3.8 – Malha de elementos finitos utilizadas para a modelagem numérica no software RS2 .....	76
Figura 3.9 – Seção transversal utilizada com a distribuição dos materiais (condição atual).....	76
Figura 3.10 – Estágios do processo de construção: a) Etapa 1.c: condição in situ (apenas materiais de fundação); b) Etapa 2.c: construção do Dique de Partida até a El. 990 m; c) Etapa 3.c: preenchimento do reservatório com rejeito até El. 987 m; d) Etapa 4.c: alteamento do Maciço até a El. 1004 m.....	78
Figura 3.11 – Estágios do processo de descaracterização: a) Etapa 5.d: b) Etapa 6.d: esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase dos rejeitos até a El. 990,0 m; c) Etapa 7.d: escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m; d) Etapa 8.d - escavação da 2ª fase dos rejeitos até a El. 980,0 m .....	79
Figura 3.12 – Estágios do processo de descaracterização: e) Etapa 9.d: escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m; f) Etapa 10.d: escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m; g) Etapa 11.d: escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m; h) Etapa 12.d: escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m.....	80
Figura 3.13 – Estágios do processo de descaracterização: i) Etapa 13.d: escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m.; j) Etapa 14.b: escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m.....	81
Figura 4.1 – Resultados do ensaio de granulometria da fundação .....	83
Figura 4.2 – Carta de plasticidade da fundação.....	84
Figura 4.3 – Gráfico tensão média efetiva-tensão desviadora para os ensaios não drenados .....	87
Figura 4.4 – Gráfico excesso de poropressão-deformação axial para os ensaios não drenados .....	87
Figura 4.5 – Gráfico tensão desviadora-deformação axial para os ensaios não drenados .....	88

Figura 4.6 – Registro do corpo de prova após a ruptura durante o ensaio triaxial não drenado.....	89
Figura 4.7 – Gráfico tensão desviadora-variação volumétrica-deformação axial para os ensaios drenados.....	89
Figura 4.8 – Gráfico razão de tensão–dilatação para a amostra SR-AI-01-CID-80.....	91
Figura 4.9 – Gráfico razão de tensão–dilatação para a amostra SR-AI-01-CID-160.....	91
Figura 4.10 – Gráfico parâmetro de estado–dilatação para a amostra SR-AI-01-CID-80.....	92
Figura 4.11 – Gráfico parâmetro de estado–dilatação para a amostra SR-AI-01-CID-160.....	92
Figura 4.12 – Projeção da linha de estados críticos no plano $e - p'$ .....	93
Figura 4.13 – Projeção da linha de estados críticos no plano $q - p'$ .....	94
Figura 4.14 – CPTu-01: classificação comportamental em profundidade.....	95
Figura 4.15 – CPTu-01: parâmetros normalizados e classificação comportamental segundo Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016).....	96
Figura 4.16 – CPTu-01: valores $t_{50}$ obtidos para 15 e 16 metros.....	97
Figura 4.17 – CPTu-01: ábacos de classificação comportamental.....	98
Figura 4.18 – CPTu-01: avaliação de suscetibilidade a liquefação em profundidade.....	99
Figura 4.19 – CPTu-02: classificação comportamental em profundidade.....	100
Figura 4.20 – CPTu-02: parâmetros normalizados e classificação comportamental segundo Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016).....	101
Figura 4.21 – CPTu-02: valores de $t_{50}$ obtidos para 15 e 16 metros.....	102
Figura 4.22 – CPTu-02: ábacos de classificação comportamental.....	103

Figura 4.23 – CPTu-02: avaliação de suscetibilidade a liquefação em profundidade .....	104
Figura 4.24 – CPTu-03: classificação comportamental em profundidade .....	105
Figura 4.25 – CPTu-03: parâmetros normalizados e classificação comportamental segundo Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016) .....	106
Figura 4.26 – CPTu-03: valores de $t_{50}$ obtidos para 41 e 46 metros.....	107
Figura 4.27 – CPTu-03: ábacos de classificação comportamental .....	108
Figura 4.28 – CPTu-03: avaliação de suscetibilidade a liquefação em profundidade .....	109
Figura 4.29 – CPTu-04: classificação comportamental em profundidade .....	110
Figura 4.30 – CPTu-04: parâmetros normalizados e classificação comportamental segundo Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016) .....	111
Figura 4.31 – CPTu-04: ábacos de classificação comportamental .....	112
Figura 4.32 – CPTu-04: avaliação da suscetibilidade a liquefação em profundidade .....	113
Figura 4.33 – Ensaios de compressão triaxial plotados no critério gráfico de fragilidade proposto pelo Boletim 194 (ICOLD, 2022) e limites propostos por Macedo e Vergaray (2011) .....	117
Figura 4.34 – Relação $\psi - D_{min}$ .....	119
Figura 4.35 – Relação $D_{min} - \eta_{max}$ .....	120
Figura 4.36 – Relação $H - \psi_0$ .....	121
Figura 4.37 – Tensão-deformação entre o ensaio triaxial e a calibração do modelo NorSand.....	123
Figura 4.38 – Trajetória de tensões obtida no ensaio triaxial e na calibração do modelo NorSand .....	124
Figura 4.39 – Deformação volumétrica comparando o ensaio triaxial e a calibração do modelo NorSand .....	125

Figura 4.40 – Índice de vazios-tensão média efetiva entre o ensaio triaxial e a calibração do modelo NorSand .....	126
Figura 4.41 – Etapa 1.c: tensões verticais efetivas considerando a condição in situ (apenas materiais de fundação).....	129
Figura 4.42 – Etapa 2.c: tensões verticais efetivas considerando a construção do Dique de Partida até a El. 990,0 m .....	129
Figura 4.43 – Etapa 3c: tensões verticais efetivas considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 987,0 m.....	130
Figura 4.44 – Etapa 4.c: tensões verticais efetivas considerando o alteamento do Maciço até a El. 1004,0 m.....	130
Figura 4.45 – Etapa 5.d: tensões verticais efetivas considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 1001,0 m (condição atual) .....	130
Figura 4.46 – Etapa 6.d: tensões verticais efetivas considerando o esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase do reservatório até a El. 990,0 m....	131
Figura 4.47 – Etapa 7.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m .....	131
Figura 4.48 – Etapa 8.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m .....	131
Figura 4.49 – Etapa 9.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m.....	132
Figura 4.50 – Etapa 10.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m .....	132
Figura 4.51 – Etapa 11.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m.....	132
Figura 4.52 – Etapa 12.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m .....	133
Figura 4.53 – Etapa 13.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m.....	133

Figura 4.54 – Etapa 14.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m.....	133
Figura 4.55 – Etapa 1.c: deslocamento total considerando a condição in situ (apenas materiais de fundação).....	135
Figura 4.56 – Etapa 2.c: deslocamento total considerando a construção do Dique de Partida até a El. 990,0 m.....	135
Figura 4.57 – Etapa 3.c: deslocamento total considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 987,0 m.....	135
Figura 4.58 – Etapa 4.c: deslocamento total considerando o alteamento do Maciço até a El. 1004,0 m.....	136
Figura 4.59 – Etapa 5.d: deslocamento total considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 1001,0 m (condição atual) .....	136
Figura 4.60 – Etapa 6.d: deslocamento total considerando o esgotamento da lâmina d’água e escavação da 1ª fase do reservatório até a El. 990,0 m.....	136
Figura 4.61 – Etapa 7.d: deslocamento total considerando a escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m .....	137
Figura 4.62 – Etapa 8.d: deslocamento total considerando a escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m .....	137
Figura 4.63 – Etapa 9.d: deslocamento total considerando a escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m.....	137
Figura 4.64 – Etapa 10.d: deslocamento total considerando a escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m .....	138
Figura 4.65 – Etapa 11.d: deslocamento total considerando a escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m.....	138
Figura 4.66 – Etapa 12.d: deslocamento total considerando a escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m .....	138
Figura 4.67 – Etapa 13.d: deslocamento total considerando a escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m.....	139

Figura 4.68 – Etapa 14.d: deslocamento total considerando a escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m .....	139
Figura 4.69 – Etapa 5.d: tensão de cisalhamento máxima considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 1001,0 m (condição atual)..	141
Figura 4.70 – Etapa 6.d: tensão de cisalhamento máxima considerando o esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase do reservatório até a El. 990,0 m .....	141
Figura 4.71 – Etapa 7.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m .....	141
Figura 4.72 – Etapa 8.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m .....	142
Figura 4.73 – Etapa 9.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m .....	142
Figura 4.74 – Etapa 10.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m .....	142
Figura 4.75 – Etapa 11.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m .....	143
Figura 4.76 – Etapa 12.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m .....	143
Figura 4.77 – Etapa 13.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m .....	143
Figura 4.78 – Etapa 14.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m .....	144
Figura 4.79 – Etapa 5.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 1001,0 m (condição atual) .....	145
Figura 4.80 – Etapa 6.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando o esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase do reservatório até a El. 990,0 m .....	146

Figura 4.81 – Etapa 7.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m .....	146
Figura 4.82 – Etapa 8.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m.....	146
Figura 4.83 – Etapa 9.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m .....	147
Figura 4.84 – Etapa 10.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m.....	147
Figura 4.85 – Etapa 11.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m .....	147
Figura 4.86 – Etapa 12.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m .....	148
Figura 4.87 – Etapa 13.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m .....	148
Figura 4.88 – Etapa 14.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m .....	148
Figura 4.89 – Proposta metodológica para avaliação do potencial de liquefação em solos residuais .....	149

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Descrição e valores típicos para os parâmetros do Modelo Constitutivo Norsand.....	56
Tabela 3.1 – Resumo dos tipos de ensaios laboratoriais executados em cada amostra .....	59
Tabela 3.2 – Ensaio triaxiais não drenados: índices físicos do solo residual ....	61
Tabela 3.3 – Ensaio triaxiais: índices físicos do solo residual.....	61
Tabela 3.4 – Limites da classificação comportamental proposta por Robertson e Wride (1998) .....	64
Tabela 3.5 – Parâmetros de estado crítico base de dados de Macedo e Vergaray (2021).....	70
Tabela 4.1 – Classificação dos solos conforme ensaios de caracterização .....	83
Tabela 4.2 – Resumo do comportamento do solo residual através dos ensaios CPTu.....	114
Tabela 4.3 – Comparação dos parâmetros do solo residual com base de dados Macedo e Vergaray (2021) .....	118
Tabela 4.4 – Parâmetros iniciais e corrigidos do modelo NorSand.....	127
Tabela 4.5 – Parâmetros de entrada do modelo constitutivo Mohr Coulomb ...	128
Tabela 4.6 – Parâmetros de entrada do modelo constitutivo NorSand.....	128

## LISTA DE SIGLAS

- AI – Amostra indeformada
- CP – Corpo de prova
- CID – *Consolidated Isotropically Drained*
- CIU – *Consolidated Isotropically Undrained*
- CH – *Clay High plasticity*
- CL – *Clay Low plasticity*
- CPTu – *Cone Penetration Test*
- DPA – Dano Potencial Associado
- DSS – *Direct Simple Shear*
- HSS – *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness*
- ICOLD – International Commission on Large Dams
- IP – Índice de plasticidade
- LCN – Linha de consolidação normal
- LEC – Linha de estado crítico
- LI – Linha de instabilidade
- LL – Limite de liquidez
- LP – Limite de plasticidade
- MH – *Silt High plasticity*
- MSEC – Mecânica dos Solos dos Estados Críticos
- PNSB – Política Nacional de Segurança de Barragens
- SBTn – *Soil Behavior Type normalized*
- SCPTu – CPTu com medição de velocidade de ondas cisalhantes
- SL – *Stress Level*
- SP – Solo Saprolítico
- SR – Solo Residual
- TF – Teor de finos
- USCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\beta$  – Parâmetro de degradação estrutural
- $B_q$  – Poropressão normalizada
- $CD$  – Parâmetro de contorno contrátil-dilatante
- $D$  – Dilatância
- $D'$  – taxa de mudança dilatância
- $D_{min}$  – valor máximo da dilatância
- $D^p$  – parcela plástica da dilatância
- $d\lambda$  - constante de proporcionalidade
- $\varepsilon_v$  – Deformação volumétrica
- $\varepsilon_s$  – Deformação distorcional
- $\varepsilon_p$  – Deformação plástica acumulada
- $\Delta\varepsilon_v$  – Taxa ou incremento de mudança de volume
- $\Delta\varepsilon_q$  – Taxa ou incremento de deformação de cisalhamento
- $e$  – Índice de vazios
- $e_c$  – Índice de vazios crítico
- $e_f$  – Índice de vazios após o cisalhamento
- $e_l$  – Sobrescrito que indica a parcela elástica da deformação avaliada
- $E$  – Módulo de Young ou Módulo de Elasticidade
- $\phi'_c$  – Ângulo de atrito crítico
- $\phi'_{cv}$  – Ângulo de atrito sob volume constante
- $f_p$  – Função de plastificação
- $f_s$  – Atrito lateral
- $F_r$  – Razão de atrito normalizada
- $\Gamma$  - Intercepto da LEC com eixo das ordenadas para o nível de tensão  $p' = 1$  kPa
- $G$  – Módulo de distorção
- $G_s$  – Massa específica dos solos
- $G_{ref}$  – módulo cisalhante para tensão de referência
- $g(\sigma_{ij})$  – Função de potencial plástico

$\eta$  - relação entre tensão desviadora e a tensão efetiva

$H$  – Módulo de endurecimento plástico

$H_0$  – Módulo de endurecimento plástico para a condição de parâmetro igual a zero

$H_Y$  – Módulo de endurecimento plástico como função do parâmetro de estado

$I_R$  – Índice de rigidez

$I_C$  – Índice de classificação material

$k$  – Parâmetro de dilatância mínima

$K$  – Módulo de compressibilidade volumétrica

$\lambda$  - Inclinação da LEC

$m$  – Expoente elástico (entre 0 e 1)

$M$  – Razão de atrito

$M_i$  – Razão de tensões no estado crítico para a condição de imagem

$M_{tc}$  – Razão de tensões críticas

$N$  – Coeficiente de acoplamento volumétrico

$N_{tc}$  – Coeficiente de acoplamento volumétrico no estado crítico

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

OCR – Razão de sobreadensamento

$\rho$  – Vetor tensão

$p_a$  – Pressão atmosférica

$p_i$  – Tensão de referência da condição de imagem

$p'$  – Tensão efetiva ou volumétrica

$p'_0$  – Pressão estrutural fictícia, associada à estrutura inicial

$p'_c$  – Tensão média efetiva no estado crítico

$p'_{ref}$  – Tensão efetiva média de referência (geralmente adotado como 100 kPa)

$q$  – Tensão desviadora ou distorcional

$q_t$  – Resistência de ponta corrigida

$Q_c$  – Resistência de ponta normalizada

$Q_t$  – Resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva

$Q_{tn}$  – Resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu

$R$  – Razão de sobreadensamento

$R_f$  – Razão de atrito

$\sigma$  – Tensão normal

$\sigma_{v0}$  – Tensão total vertical

$\sigma'_{v0}$  – Tensão vertical efetiva

$S$  – Parâmetro estrutural adimensional

$S_{ec}$  – Plano do corte

$\tau$  – Tensão cisalhante

$t_{50}$  – Tempo de dissipação para 50% do excesso

$u_0$  – Poropressão de equilíbrio

$u_2$  – Poropressão medida pelo cone

$X$  – Dilatância de estado

$X_{tc}$  – Parâmetro de escala da taxa de dilatância

$\psi$  – Parâmetro de estado

$\psi_0$  – Parâmetro de estado inicial

# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>21</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	22
1.2 OBJETIVOS.....	23
1.3 ESTRUTURA DO TEXTO.....	24
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>25</b>
2.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS.....	25
2.1.1 Conceito de tensão e deformação dos solos.....	25
2.1.2 Elasticidade.....	28
2.1.3 Plasticidade.....	30
2.2 POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO EM SOLOS NATURAIS E ANTROPOGÊNICOS.....	34
2.3 LIQUEFAÇÃO A LUZ DA MECÂNICA DOS SOLOS DO ESTADO CRÍTICO ..	38
2.3.1 Dilatância e compacidade.....	39
2.3.2 Linha de Estado Crítico.....	40
2.3.3 Estado Crítico.....	42
2.3.4 Dilatância de Estado.....	46
2.3.5 Parâmetro de Estado.....	47
2.4 MODELO CONSTITUTIVO NORSAND.....	48
2.4.1 Contextualização e aplicação do Modelo Norsand.....	49
2.4.2 Formulações.....	51
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>57</b>
3.1 METODOLOGIAS PARA ANÁLISE COMPORTAMENTAL DO SOLO.....	59
3.1.1 Ensaio de compressão triaxial não drenado.....	60
3.1.2 Ensaio de compressão triaxial drenado.....	61
3.1.3 Ensaio do tipo CPTu com dissipação de poropressão.....	62
3.2 METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO.....	66
3.2.1 CPTu.....	66
3.2.2 Ensaio de compressão triaxial não drenado.....	69
3.3 METODOLOGIA PARA ELABORAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL....	72
3.3.1 Parâmetros do modelo constitutivo NordSand.....	72

3.3.2 Características do modelo computacional .....	74
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>82</b>
4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA .....	82
4.2 AVALIAÇÃO COMPORTAMENTAL – ENSAIOS TRIAXIAIS .....	85
4.3 AVALIAÇÃO COMPORTAMENTAL - CPTU .....	94
4.4 AVALIAÇÃO DE SUSCETIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO .....	115
4.5 MODELAGEM NUMÉRICA DE DESCARACTERIZAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS .....	119
4.5.1 Resultado do modelo constitutivo NorSand .....	119
4.5.2 Modelo computacional de descaracterização de uma barragem de rejeitos .....	128
<b>5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>150</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>154</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a investigação sobre o potencial de liquefação, especialmente em solos naturais frequentemente estruturados ou parcialmente colapsados, tem despertado crescente interesse, apesar de ainda ser uma área com limitada produção acadêmica. Esse interesse se concentra, sobretudo, no desenvolvimento e na aplicação de modelos preditivos capazes de representar adequadamente o comportamento desses solos. Os estudos existentes buscam compreender, à luz dos efeitos da microestrutura nos solos e das alterações no estado de tensões, a resposta dos solos diante de eventos capazes de iniciar o processo de liquefação.

Neste contexto, ferramentas de análise que estendem o conceito da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (MSEC ou em inglês: *Critical State Soil Mechanics - CSSM*) para lidar com os efeitos de fábrica e estrutura dos solos, podem oferecer uma boa representação matemática para a previsão de comportamentos de liquefação. Tais abordagens não apenas capturam a relação tensão-deformação no regime elástico, mas também descrevem a evolução das deformações plásticas que levam ao estado crítico e ao ponto de colapso, o momento em que o solo perde sua capacidade de suportar cargas adicionais sem ocorrer a liquefação.

A liquefação em barragens de rejeito pode levar a rupturas catastróficas, que podem ser parcialmente explicadas pela ausência de sinais preliminares e pelo rápido movimento dos materiais instáveis sobre a zona a jusante. Isso ocorre quando um material saturado ou parcialmente saturado, perde temporariamente sua capacidade de suporte devido ao aumento da pressão intersticial de água, resultando em uma significativa redução da resistência ao cisalhamento. Os solos residuais, mesmo com estrutura, podem desenvolver comportamento contrátil quando submetidos a carregamento, ou sofrerem perda de estrutura, neste caso, o comportamento frágil do solo se aproxima do comportamento de materiais não estruturados, como areias ou siltes.

Considerando que a liquefação é essencialmente governada pela resposta à deformação de materiais particulados saturados ou parcialmente saturados, quando submetidos a variações no estado de tensão, a avaliação da resposta mecânica dos

solos exige não apenas o conhecimento das propriedades do material, mas também a análise aprofundada do comportamento tensão-deformação desses materiais. Nesse contexto, a implementação numérica de ferramentas capazes de expandir os conceitos da teoria do estado crítico, adaptando-os às variáveis estruturais dos solos naturais, tem se mostrado promissora na previsão de deformações volumétricas e das interações envolvidas no processo de liquefação.

## 1.1 Justificativa

A identificação de zonas de risco em projetos geotécnicos relacionados à construção, operação e descaracterização de barragens exige análises que permitam prever, com razoável confiabilidade, o comportamento dos materiais envolvidos. Dessa forma, a liquefação de solos tem sido amplamente estudada no contexto de depósitos arenosos recentes, típicos de regiões sísmicas, onde sua ocorrência representa um risco geotécnico bem estabelecido. No entanto, essa abordagem tradicional não contempla adequadamente a complexidade e diversidade dos solos encontrados em regiões tropicais, especialmente os solos residuais, frequentemente presente nas fundações das barragens de terra em regiões tropicais e subtropicais. Essa abordagem está em consonância com o objetivo do desenvolvimento sustentável (ODS) 12 da ONU, com os requisitos do GISTM (*Global Industry Standards on Tailings Management*) e com as recomendações do ICOLD (*International Commission on Large Dams*).

A investigação desse fenômeno em solos tropicais exige a adoção de métodos capazes de incorporar características específicas, como fatores associados ao contexto geológico (fatores de fábrica) e mecanismos estruturais específicos (mecanismos de degradação estrutural). Diante disso, o estudo da liquefação em solos residuais configura-se como um campo emergente e desafiador, com grande potencial de contribuição para a segurança de obras geotécnicas, sobretudo em países com geologia tropical e subtropical, como o Brasil. Tal investigação é, portanto, essencial não apenas do ponto de vista técnico, mas também científico, representando um avanço necessário na compreensão do comportamento dinâmico dos solos em contextos até então subexplorados.

Diante deste contexto, a questão norteadora desta pesquisa consiste em compreender como a aplicação de ferramentas analíticas e modelos constitutivos calibrados pode contribuir para o aprimoramento da avaliação do potencial de liquefação em solos residuais, amplamente presentes nas fundações de barragens e demais estruturas geotécnicas em regiões tropicais e subtropicais. Essa investigação considera as características microestruturais desses materiais, além da complexidade geológica típica desses ambientes.

Dessa forma, configura-se como uma abordagem metodologicamente adequada incorporar estudos específicos para representar as interações interparticulares dos solos residuais e sua resposta ao cisalhamento. Além disso, em substituição aos métodos convencionais de análise, a adoção de ferramentas baseadas na MSEC capazes de representar as variáveis microestruturais dos solos naturais mostra-se especialmente eficaz em estudos sobre liquefação de solos residuais.

## **1.2 Objetivos**

O objetivo geral deste trabalho consiste em avaliar o potencial de liquefação estática de um solo residual de xisto, localizado na fundação de uma barragem de rejeitos alteada a jusante, situada na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. Para isso, são empregadas metodologias disponíveis na literatura, além de simulações do comportamento tensão-deformação da estrutura. Essa abordagem busca desenvolver um procedimento metodológico mais representativo, capaz de capturar os mecanismos que regem o comportamento desses solos, promovendo maior confiabilidade nas análises associadas a este tipo de material.

A fim de alcançar o objetivo geral desta pesquisa, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar a análise comportamental do solo residual, através da base de dados dos ensaios experimentais;
- Avaliar o potencial de liquefação estática da fundação em solo residual;
- Comparar, entre os métodos adotados para avaliação do potencial de liquefação, aquele que melhor representa o comportamento do solo residual

específico, visando proporcionar análises mais confiáveis sobre a segurança das estruturas geotécnicas associadas a esse tipo de material.

- Realizar simulações numéricas utilizando o modelo constitutivo *NorSand*, avaliando sua capacidade de representar o comportamento observado em laboratório.
- Complementarmente, busca-se avaliar o potencial de liquefação dos solos residuais durante um processo hipotético de descaracterização e, e em caso afirmativo, sob quais condições esse fenômeno poderia ocorrer.

### 1.3 Estrutura do Texto

Este trabalho está estruturado em cinco capítulos. O capítulo introdutório tem como finalidade contextualizar o tema, apresentar a justificativa que fundamentou a escolha do objeto de pesquisa e delinear os objetivos gerais e específicos da dissertação.

O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica para contextualizar o estado da arte relacionado ao estudo. Inicialmente, são abordadas as principais variáveis envolvidas no comportamento mecânico dos solos e a resposta tensão-deformação. Em seguida, são discutidas as formulações que caracterizam a Mecânica dos Solos do Estado Crítico e o modelo constitutivo de *NorSand*.

O Capítulo 3 detalha os materiais e métodos utilizados na pesquisa. Este capítulo apresenta a base de dados experimental, as metodologias adotadas para a avaliação do comportamento do solo e os métodos de análise sobre o potencial de liquefação. Além disso, é descrita a metodologia utilizada para a modelagem numérica do estudo tensão-deformação e os critérios do modelo constitutivo *NorSand*.

O quarto capítulo apresenta e discute os resultados provenientes da análise do potencial de liquefação, bem como das simulações do modelo computacional tensão-deformação, permitindo uma interpretação detalhada das etapas do processo hipotético de descaracterização.

Para finalizar, o Capítulo 5 apresenta as conclusões derivadas deste estudo, além de oferecer sugestões para o desenvolvimento de pesquisas futuras.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

As fundamentações teóricas utilizadas para a realização deste trabalho são apresentadas a seguir. A Seção 2.1 aborda o comportamento mecânico dos solos e as principais variáveis envolvidas no processo tensão-deformação. A Seção 2.2 contempla uma revisão bibliográfica com ênfase na suscetibilidade à liquefação de solos naturais, com base em estudos recentes de natureza semelhante. As Seções 2.3 e 2.4 aprofundam a análise do fenômeno da liquefação sob a ótica da MSEC, além de apresentar o estado da arte do modelo constitutivo *NorSand*. Este último é explorado como ferramenta para a representação numérica da resposta ao cisalhamento em condições próximas ao estado crítico, possibilitando avaliar de maneira mais precisa o potencial de liquefação dos solos em diferentes cenários geotécnicos.

### **2.1 Comportamento mecânico dos solos**

Esta Seção revisa os principais conceitos relacionados ao comportamento tensão-deformação dos solos, com destaque para as duas respostas típicas à deformação: i) o regime elástico; e ii) o regime elastoplástico.

#### **2.1.1 Conceito de tensão e deformação dos solos**

Os solos são meios particulados, compostos por material granular desagregado trifásico, cujo comportamento macroscópico depende da natureza do contato entre as partículas e dos movimentos e deformações dos grãos nestes contatos. No entanto, devido à complexidade prática de compatibilizar as condições de equilíbrio nessas situações, a Mecânica dos Solos considera que o comportamento mecânico dos solos pode ser analisado sob a hipótese de um meio sólido contínuo. Nesse contexto, a resposta mecânica do solo não é determinada exclusivamente pela tensão total aplicada, mas sim pela tensão efetiva, resultante dos efeitos da poropressão.

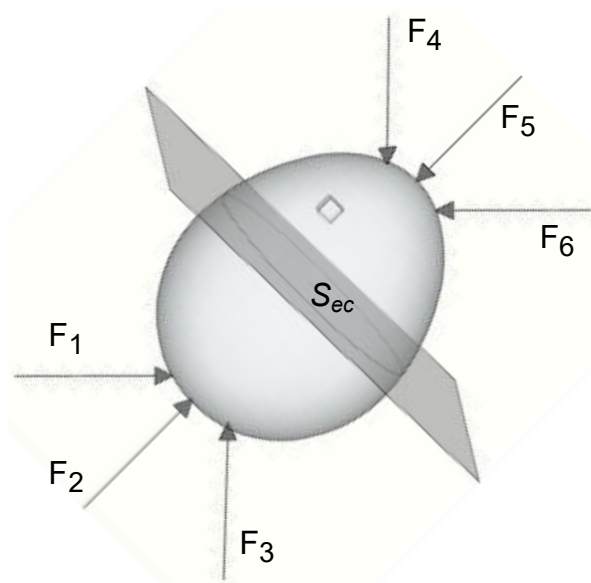
Martins (1983) explica que a tensão em solos pode ser representada admitindo-se que em um corpo sólido contínuo, quando solicitado por um sistema de forças externas e em equilíbrio, surgem forças internas entre as diversas partes do corpo, conforme apresentado na Figura 2.1a. O estudo destas forças internas pode ser feito

dividindo-se o corpo em duas partes, considerando a parte à esquerda do plano de corte ( $S_{ec}$ ) e removendo a outra. Para reestabelecer o equilíbrio da parte I, deve ser aplicado na seção  $S_{ec}$  (superfície de contorno) um sistema de forças equivalentes à ação das forças que atuavam na parte removida do corpo. Devido ao caráter contínuo do corpo, é razoável imaginar que este sistema equivalente de forças esteja continuamente distribuído ao longo da região  $S_{ec}$  (Figura 2.1b).

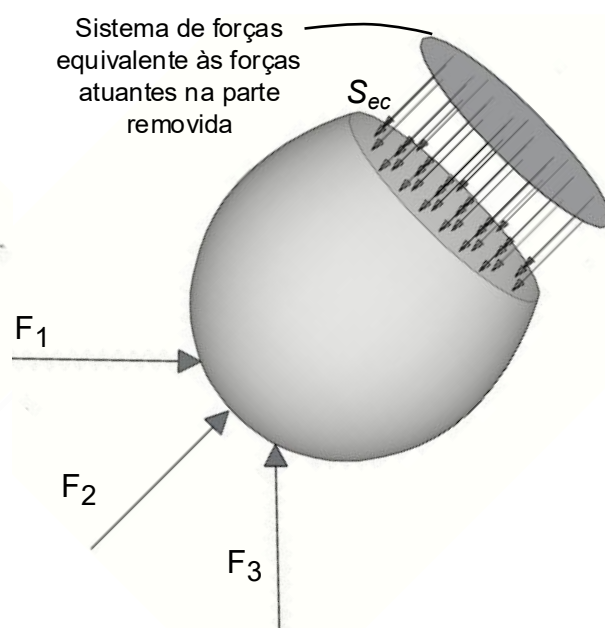
De forma análoga ao corpo sólido, o vetor tensão ( $\rho$ ) atuante no solo é uma grandeza vetorial com módulo, direção e sentido, que varia de acordo com a inclinação da superfície ( $S_{ec}$ ). Para fins práticos, ao invés de se adotar o vetor tensão ( $\rho$ ) utiliza-se as suas projeções: normal à superfície  $S_{ec}$  ( $\sigma$  - tensão normal) e tangencial a ela ( $\tau$  - tensão cisalhante), conforme Figura 2.2.

**Figura 2.1 – Tensões em um corpo sólido**

a) Esquema de um corpo sólido contínuo em equilíbrio

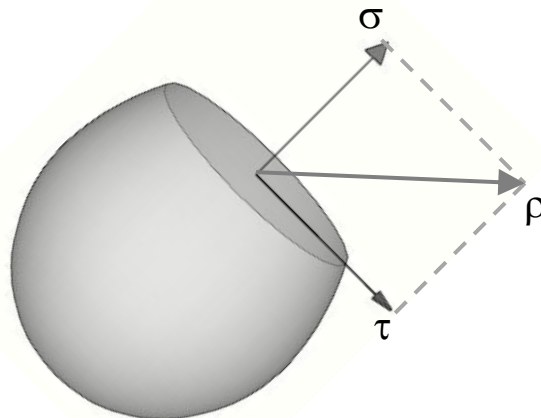


b) Hipótese básica da mecânica dos contínuos



Fonte: Adaptado de Martins (1983).

**Figura 2.2 –** Projeções normal e tangencial do vetor tensão



**Fonte: Adaptado de Martins (1983).**

Nesse contexto, sob a condição axissimétrica, a tensão média efetiva ou volumétrica ( $\rho'$ ) é o parâmetro responsável por induzir variações volumétricas no material, enquanto a tensão desviadora ou distorcional ( $q$ ) está diretamente relacionada às alterações de forma. Essas grandezas são representadas matematicamente pela Equação (2.1) e Equação (2.2):

$$\rho' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad \text{Equação (2.1)}$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad \text{Equação (2.2)}$$

A Equação (2.3) estabelece a relação entre essas tensões ( $\eta$ ):

$$\eta = \frac{q}{\rho'} \quad \text{Equação (2.3)}$$

Com relação às deformações decorrentes das tensões  $\rho'$  e  $q$ , verifica-se, na condição de axissimetria, conforme Equação (2.4) e Equação (2.5):

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad \text{Equação (2.4)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad \text{Equação (2.5)}$$

em que:

$\varepsilon_v$  = deformação volumétrica; e

$\varepsilon_s$  = deformação distorcional.

O comportamento tensão-deformação em solos frágeis, como alguns solos residuais, são caracterizados por uma resposta mecânica abrupta à carga, especialmente após o pico de resistência. Tais solos apresentam uma estrutura interna que, ao ser submetida a tensões, pode colapsar repentinamente, devido à baixa capacidade de redistribuir as tensões após atingirem a resistência máxima, com pouca ou nenhuma deformação plástica antes da ruptura. Durante a liquefação estática, o comportamento tensão-deformação destes solos exibe um padrão altamente não linear. Inicialmente, o solo resiste ao cisalhamento com desenvolvimento de tensões, mas à medida que as deformações progredem, ocorre o colapso da estrutura interna, resultando em uma queda abrupta da resistência, fenômeno típico de ruptura frágil (Lade e Pradel, 1990).

### 2.1.2 Elasticidade

Considera-se o comportamento elástico do material, quando o estado de tensões é função unicamente de seu estado de deformação. O trabalho feito pelas forças externas em um corpo elástico é armazenado como energia elástica, completamente recuperável, desde que as cargas sejam removidas (Timoshenko e Goodier, 1951). Schofield e Wroth (1968) estabelecem que um meio contínuo elástico isotrópico possui propriedades lineares determinadas por duas constantes fundamentais dos materiais. A primeira está associada aos efeitos decorrentes da tensão volumétrica, enquanto a segunda se refere aos efeitos da tensão desviadora. Essas constantes são, respectivamente: i) módulo de compressibilidade volumétrica (K) e; ii) módulo de distorção (G). Nesse aspecto, tem-se conforme a Equação (2.6) e Equação (2.7) que:

$$3G = \frac{dq}{d\varepsilon_s} \quad \text{Equação (2.6)}$$

$$K = \frac{dq}{d\varepsilon_v} \quad \text{Equação (2.7)}$$

Conforme indicado por esses autores, é comum a definição de constantes elásticas alternativas com base em ensaios de tração e compressão axial, permitindo a determinação do módulo de Young (E) por meio da Equação (2.8) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) conforme a Equação (2.9), de modo que:

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1^{el}} \quad \text{Equação (2.8)}$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_3^{el}}{\varepsilon_1^{el}} \quad \text{Equação (2.9)}$$

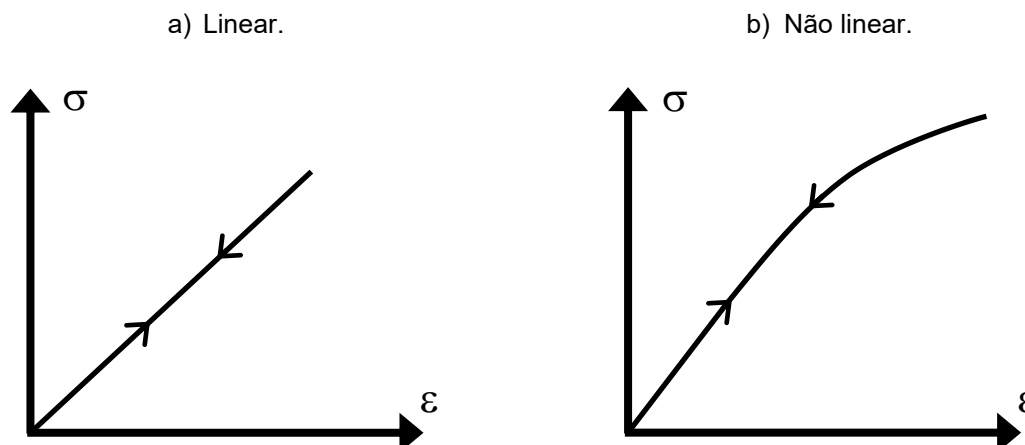
em que:

$el$  = sobrescrito que indica a parcela elástica da deformação avaliada.

No âmbito das deformações elásticas, os materiais podem ser: i) elásticos lineares e; ii) elásticos não lineares. A Figura 2.3 ilustra as relações elásticas entre tensão e deformação.

O comportamento elástico linear é o mais simples e amplamente utilizado em análises iniciais de engenharia, especialmente em problemas onde as deformações são pequenas e os materiais apresentam resposta proporcional entre tensão e deformação. Nesse modelo a avaliação da matriz constitutiva do solo considera dois parâmetros fundamentais: o módulo de elasticidade longitudinal ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), que expressa a relação entre deformações laterais e longitudinais. Ambos são assumidos como constantes, o que implica que o solo responde de forma previsível e reversível às solicitações aplicadas, sem considerar efeitos como plastificação, fissuração ou variações de rigidez com o nível de tensão.

Já os modelos elásticos não lineares podem ser utilizados para representar o comportamento dos solos em situações de carregamentos elevados, ciclos de carga e descarga, ou em solos com estrutura complexa, como os tropicais ou colapsáveis. O comportamento não linear é dividido em três categorias: i) problemas que envolvem a não linearidade do material, ii) a não linearidade geométrica; e iii) problemas envolvendo ambas não linearidades. Na prática da engenharia geotécnica, é comum identificar materiais que a rigidez varia com a deformação, assumindo um comportamento não linear. Assim, podem ser adotados modelos não lineares como o *Cam-Clay*, *NorSand* ou *Drucker-Prager*. Essa abordagem permite representar fenômenos como o amolecimento (*softening*), o endurecimento (*hardening*) e a plastificação progressiva, essenciais para prever o comportamento de obras geotécnicas.

**Figura 2.3 – Relações tensão-deformação**

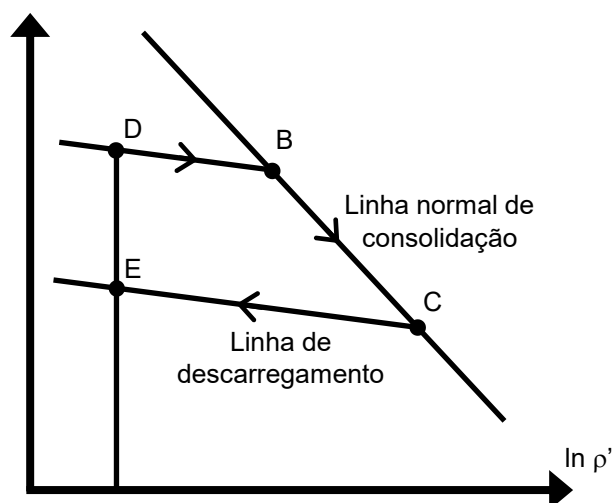
Fonte: Adaptado de Lodi (1998).

### 2.1.3 Plasticidade

Primeiramente, é importante fazer uma distinção entre deformações elásticas (recuperáveis) e deformações plásticas (irrecuperáveis), sendo que, no domínio elástico o esforço realizado pelas tensões externas pode ser recuperado na fase de descarregamento, já para o incremento de deformações plásticas o esforço realizado é dissipado, de modo que estas deformações não são recuperáveis na fase de descarregamento. A distinção entre deformação recuperável e irrecuperável pode ser mais bem ilustrada pelo comportamento de argilas durante o carregamento e descarregamento isotrópico, em compressão hidrostática, conforme ilustrado na Figura 2.4.

Da Figura 2.4, conforme descrito por Atkinson e Bransby (1978), tem-se que o material é descarregado em B, atingindo o ponto D, movendo-se através da linha de descarregamento BD. Após novo carregamento em D, atingirá o ponto B e caminhando novamente sobre a linha normal de consolidação até o ponto C. Analogamente, se ocorrer descarregamento em C, este atingirá o ponto E através da linha de descarregamento CE. Percebe-se que o material apresenta um menor volume específico em E do que em D, isto é, ocorreram deformações plásticas irreversíveis na trajetória DBCE. Já que somente deformações recuperáveis ocorrem ao longo das linhas de descarregamento DB e EC. As deformações plásticas ocorrem ao longo da trajetória BC.

**Figura 2.4** – Comportamento idealizado da argila sob compressão isotrópica



Fonte: Adaptado de Atkinson e Bransby (1978).

A relação tensão-deformação inerente ao comportamento plástico pode ser definida por três conceitos: i) critério de escoamento, ii) lei de fluxo e iii) lei de endurecimento. O critério de escoamento define a combinação de tensões nas quais o material se plastifica, ou seja, separa os estados de tensões que geram somente deformações elásticas de estados que geram deformações plásticas. Esta separação é definida por uma função de plastificação ( $f_p$ ) ao qual pode ser representada no espaço de tensões principais para materiais isotrópicos conforme indicado na Equação (2.10):

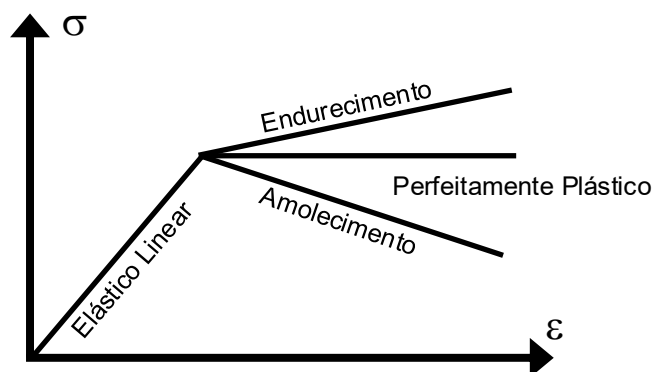
$$F = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad \text{Equação (2.10)}$$

Para materiais que não apresentam enrijecimento no processo de deformação, têm-se que  $f(\sigma) < 0$ , e as deformações correspondem aos regimes elásticos, enquanto se  $f(\sigma) = 0$  as deformações correspondem à ocorrência de deformações plásticas (irreversíveis).

No contexto das deformações plásticas, os materiais podem ser classificados em três categorias distintas de comportamento mecânico: i) perfeitamente plástico, ii) com endurecimento por deformação e iii) com amolecimento. Essa distinção está diretamente relacionada à forma como a função de plastificação se comporta ao longo do processo de deformação. Quando essa função permanece constante, o material é caracterizado como perfeitamente plástico. Por outro lado, caso a função de

plastificação varie em função da deformação plástica acumulada, o material poderá apresentar comportamento de endurecimento, quando há aumento da resistência, ou de amolecimento, quando ocorre redução da resistência. Faria (2022) ilustra os possíveis comportamento do solo em regime plástico, conforme Figura 2.5.

**Figura 2.5** – Representação do comportamento plástico dos materiais

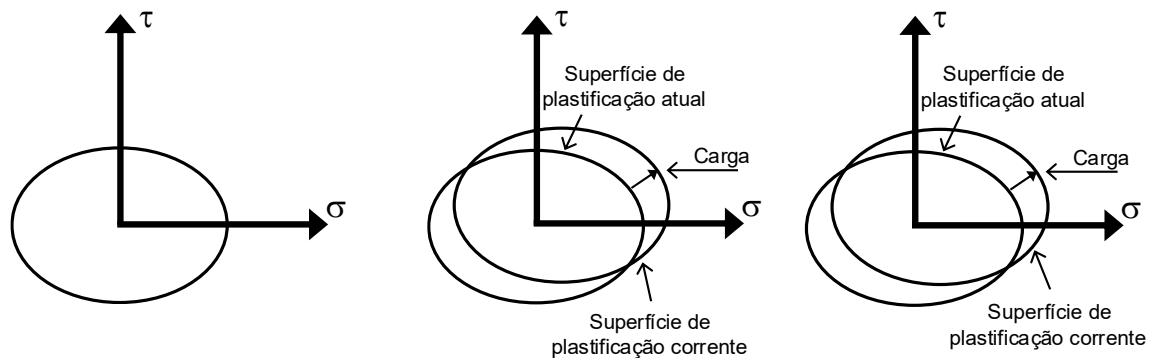
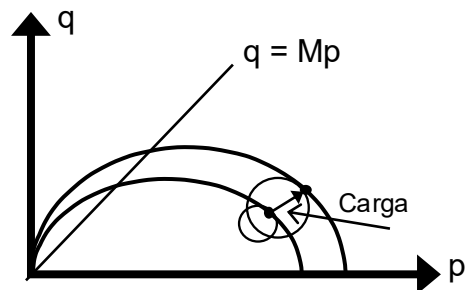


Fonte: Adaptado de Faria (2022).

A lei de encruamento ou de enrijecimento correlaciona o montante necessário de deformações plásticas para deslocar a superfície de plastificação. Esta lei é necessária para representar as novas superfícies de escoamento subsequentes, correspondentes aos diversos carregamentos ocorridos. De acordo com Owen e Hinton (1980), a superfície de escoamento sofre variações ao longo dos diferentes estágios da deformação plástica, exceto nos materiais classificados como perfeitamente plásticos, para os quais essa superfície permanece inalterada, conforme ilustrado na Figura 2.6a. Para os materiais que apresentam comportamento de endurecimento, podem ser identificados três casos típicos: i) endurecimento isotrópico, caracterizado pela expansão uniforme da superfície de escoamento sem translação (Figura 2.6b); ii) endurecimento cinemático, no qual ocorre a translação da superfície no espaço de tensões, de forma semelhante a um corpo rígido (Figura 2.6c); e iii) endurecimento misto, que consiste em uma combinação dos dois tipos anteriores, envolvendo simultaneamente a expansão e a translação da superfície de escoamento (Figura 2.7).

**Figura 2.6 – Alteração da superfície de escoamento**

a) Perfeitamente Plástico      b) Endurecimento Isotrópico      c) Endurecimento Cinemático

**Fonte: Adaptado de Silva (1996).****Figura 2.7 – Endurecimento misto****Fonte: Adaptado de Silva (1996).**

Por fim, a lei de escoamento plástico ou lei de fluxo é necessária para descrever as relações constitutivas entre incrementos de deformações plásticas, tensões e incrementos de tensões. Ela distribui o montante de deformações plásticas, dado pela lei de encruamento, em suas respectivas parcelas de deformação, ou seja, fornece a inclinação dos vetores de incrementos de deformação plástica.

A definição da lei de escoamento plástico parte da hipótese da existência de uma função de potencial plástico  $g(\sigma_{ij})$  e da proporcionalidade entre o gradiente da função de potencial plástico e as deformações plásticas, conforme Equação (2.11):

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dg}{d\sigma_{ij}} \quad \text{Equação (2.11)}$$

em que:

$d\lambda$  = constante de proporcionalidade.

Neste contexto, Jefferies e Been (2016) afirmam que a plastificação marca a transição de um estado elástico para um estado plástico, em que o solo pode continuar deformando com pouca ou nenhuma variação de tensão.

## **2.2 Potencial de liquefação em solos naturais e antropogênicos**

Embora a liquefação seja tradicionalmente associada a solos arenosos saturados, estudos recentes indicam que materiais como solos residuais, depósitos formados por *loess* (solo transportado com presença de microestruturas, composto majoritariamente por partículas finas, especialmente silte, com pequenas quantidades de areia e argila), e rejeitos de mineração também podem apresentar suscetibilidade.

Solos residuais são formados *in situ* a partir do intemperismo químico das rochas, frequentemente preservando parte da estrutura original e apresentando elevada heterogeneidade mineralógica, granulométrica e de permeabilidade. Em razão dessas particularidades, assumiu-se por muito tempo que esses solos apresentavam baixo potencial de liquefação. Contudo, registros de falhas em encostas e fundações localizadas em regiões tropicais sismicamente ativas têm desafiado essa suposição (Sitar *et al.*, 2002; Viana da Fonseca *et al.*, 2013).

Pesquisas recentes têm desafiado a concepção tradicional de que solos residuais, por apresentarem certo grau de coesão aparente ou cimentação fraca, seriam intrinsecamente resistentes à liquefação. Os ensaios de cisalhamento cíclico realizados por Wijewickreme *et al.* (2005) em amostras de solos residuais tropicalmente intemperizados localizados na região de Colombo, no Sri Lanka, demonstraram que tais materiais, mesmo contendo algum grau de estrutura ou coesão aparente, podem exibir comportamento liquefeito quando submetidos a solicitações dinâmicas. A resposta contrativa observada, associada à saturação elevada, resultou em geração de poropressão, queda abrupta da resistência ao cisalhamento e deformações progressivas.

Complementando essas observações, Hazarika *et al.* (2011) empregaram análises numéricas e experimentação física para avaliar o desempenho de solos residuais durante eventos sísmicos na região de Assam, no nordeste da Índia, uma área conhecida por sua atividade sísmica significativa e pela presença de solos

intemperizados derivados de rochas metamórficas e ígneas. Os resultados indicaram que a heterogeneidade mineralógica, a distribuição de vazios e a frágil estrutura desses solos podem favorecer mecanismos de instabilidade, mesmo sem o completo desenvolvimento do critério clássico de liquefação. Nesse contexto, destaca-se a ocorrência de colapso estrutural e perda de rigidez, fenômenos que, embora não necessariamente caracterizados como liquefação total, produzem efeitos comparáveis sobre o desempenho geotécnico dos solos.

Abordagens recentes na literatura geotécnica têm explorado o fenômeno da liquefação em depósitos de *loess*, um tipo de solo sedimentar fino originado predominantemente por deposição eólica de partículas silto-argilosas, fracamente cimentado por carbonato de cálcio. Esses depósitos ocorrem majoritariamente em regiões de clima temperado ou semiárido, sendo especialmente comuns na China, Europa Central e Oriental. Embora o Brasil não possua depósitos clássicos de *loess*, diversos solos residuais tropicais jovens apresentam comportamento geotécnico análogo, caracterizado pela presença de estrutura natural frágil, alta porosidade e cimentação fraca (seja por ligantes físico-químicos, como óxidos de ferro e alumínio, ou por tensões capilares). Tais materiais, embora inicialmente resistentes, podem sofrer colapso estrutural e perda abrupta de resistência quando submetidos a processos de saturação súbita.

Yan *et al.* (2020) investigaram a liquefação estática em *loess* saturados coletados na província de Shaanxi, noroeste da China, demonstrando que esse material pode perder resistência e sofrer liquefação estática sob confinamento moderado (até 350 kPa). De modo semelhante, Liu *et al.* (2021) investigaram o efeito da estrutura no comportamento compressivo de *loess* não saturado em amostras naturais coletadas também no noroeste da China, região de Lanzhou, demonstrando que amostras estruturalmente densificadas apresentam resistência e rigidez superiores, com comportamento elástico mais pronunciado antes do colapso estrutural. Em complemento, os autores concluem que a estrutura aumenta significativamente a rigidez e a resistência inicial do solo, entretanto, após o colapso estrutural, o comportamento converge para o estado crítico, o que justifica o uso de modelos como

o *NorSand*, que permitem distinguir a resistência estrutural e endurecimento por densificação.

Liu *et al.* (2022) discutem a aplicabilidade do modelo constitutivo *NorSand* na avaliação da gênese de deslizamentos por fluxo (*flowslides*) em depósitos formados por *loess*, destacando a importância da estrutura natural desses materiais e o papel da cimentação fraca no controle do comportamento mecânico. Os autores partem da observação de que muitos dos *flowslides* registrados em locais como Heifangtai, na China, ocorrem após longos períodos de infiltração e saturação, sugerindo que o gatilho está fortemente associado à colapsibilidade estrutural dos solos *loess* sob condição quase saturada. Nessa perspectiva, o trabalho propõe que o *NorSand* é capaz de representar adequadamente esse tipo de comportamento, pois incorpora conceitos de estado crítico, parâmetro de estado ( $\psi$ ) e endurecimento controlado pela densificação.

Yin *et al.* (2023) investigaram como a saturação da água influencia a estabilidade de solos residuais em encostas subtropicais encontradas na região sul da China, com foco na relação entre infiltração, colapso estrutural e possíveis gatilhos de liquefação estática ou colapsos rápidos. Os autores concluem que os solos são altamente sensíveis a saturação, com risco de deslizamento por fluxo ou colapso rápido. O estudo propõe incorporar os conceitos e modelos constitutivos baseados na teoria dos estados críticos, na previsão de falhas deste tipo de material.

No contexto dos estudos nacionais sobre o tema, Silva *et al.* (2024) investigaram a suscetibilidade à liquefação de solos residuais maduros sob condições de carregamento rápido, em que não há tempo suficiente para dissipação das poropressões. A pesquisa combina ensaios triaxiais não drenados com ensaios CPTu (*Cone Penetration Test*) com medição de poropressão, para avaliar o comportamento desses solos em regime não drenado. Os autores destacam que, embora nem todos os solos contráteis atinjam uma resistência não drenada residual, a queda da resistência ao cisalhamento pode ocorrer em materiais saturados com comportamento contrativo, especialmente sob carregamentos sísmicos ou construções rápidas. O estudo ressalta a importância de avaliar a condição não drenada liquefeita com base em múltiplos ensaios e critérios, dada a complexidade dos solos residuais tropicais.

Barbosa *et al.* (2021) conduziram um estudo utilizando modelagem numérica para investigar a instabilidade liquefeita em barragens de rejeitos, com o objetivo de avaliar o desempenho de diferentes modelos constitutivos. Para isso, empregaram o Plaxis 2D e compararam os modelos *NorSand* e *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness* (HSS). As simulações envolveram o processo construtivo e a descaracterização de uma barragem localizada em Minas Gerais. Os autores concluíram que a aplicação de modelos constitutivos avançados, como o *NorSand*, é fundamental para captar os mecanismos de enfraquecimento e falha progressiva, ressaltando que abordagens baseadas apenas em equilíbrio limite podem subestimar os riscos envolvidos na estabilidade de estruturas como as barragens de rejeitos, sobretudo em cenários de descaracterização.

Em complemento, os autores empregaram uma abordagem numérica voltada à simulação de condições próximas à margem de plastificação em regime não drenado, com o intuito de capturar a transição entre comportamentos estáveis e colapsos induzidos por liquefação. Os autores propuseram a adoção da razão de tensão  $\eta/M_{tc}$ , como uma hipótese conservadora, representando níveis de tensão suficientemente elevados para mobilizar resistência reduzida em regime pós-pico, porém ainda inferiores ao estado crítico plenamente desenvolvido. Em linha com essa premissa, Costa, Delgado e Castilho (2024) realizaram uma avaliação do risco de liquefação estática em uma barragem de rejeitos, utilizando o modelo constitutivo *NorSand* para simular o comportamento não drenado e os mecanismos que conduzem ao colapso do tipo *flowslide*. O estudo conclui que a relação estabelecida na Equação (2.12) constitui uma estratégia prudente para a representação de cenários próximos ao limite de estabilidade, fornecendo um referencial útil entre condições seguras e estados de ruptura.

$$\frac{\eta}{M_{tc}} = 0,7 \quad \text{Equação (2.12)}$$

em que:

$\eta$  = relação entre tensão desviadora e a tensão efetiva; e

$M_{tc}$  = razão de tensões críticas.

Miranda (2018) em um estudo sobre o potencial de liquefação de rejeitos da mineração através de metodologias que abordam a mecânica dos solos clássica, reitera que as ferramentas de análises devem levar em consideração as condições de estado do material, para uma abordagem mais detalhada e independente das características do solo.

Dado o contexto, o desafio técnico está em que os critérios convencionais de avaliação de suscetibilidade à liquefação, desenvolvidos para solos arenosos, não se mostram diretamente aplicáveis a solos residuais. Isso se deve, principalmente, à diferença nas propriedades estruturais, presença de finos plásticos, e anisotropia fabricada pelo intemperismo. Como resultado, novas abordagens vêm sendo propostas, baseadas em parâmetros como o grau de saturação real, a estrutura natural preservada, a energia de deformação cíclica acumulada e os efeitos de cimentação frágil.

Além disso, modelos constitutivos avançados, como o *NorSand*, têm sido adaptados ou reinterpretados para incluir efeitos estruturais e de degradação progressiva, com o objetivo de simular a resposta desses solos sob carregamento não drenado. Ainda assim, há um consenso na literatura de que a liquefação em solos residuais pode não ocorrer da mesma forma que em areias limpas, muitas vezes se manifestando por perda de resistência associada à instabilidade *strain-softening*, sem necessariamente atingir pressões neutras iguais à pressão total.

Em síntese, o potencial a liquefação em solos residuais ainda é um campo emergente e que necessita ser estudado, sobretudo em ambientes sujeitos a carregamentos cíclicos sísmicos ou industriais. O reconhecimento da sua vulnerabilidade demanda o desenvolvimento de ferramentas específicas de avaliação e modelagem, que considerem suas peculiaridades físicas e estruturais, contribuindo para projetos mais seguros e realistas em regiões tropicais.

### **2.3 Liquefação à luz da mecânica dos solos do estado crítico**

Esta Seção analisa os principais conceitos da teoria do estado crítico, com ênfase nos seguintes tópicos: i) dilatância e compacidade; ii) linha de estado crítico; iii) estado crítico; iv) dilatância de estado; e v) parâmetro de estado.

### 2.3.1 Dilatância e compacidade

O aspecto fundamental que caracteriza os solos e os distingue dos demais materiais estudados na engenharia é a variação volumétrica. A tendência dos solos em mudar de volume quando sujeitos ao cisalhamento é definida como dilatância, e ficou conhecida após um trabalho desenvolvido por Reynolds em 1885.

Com base em avanços teóricos sobre o tema à época, Schofield e Worth (1968) redefiniram a densidade do solo como um estado variável, substituindo a concepção tradicional de densidade enquanto propriedade intrínseca do material, condição esta que não foi considerada inicialmente nas definições de Terzaghi. Essa nova abordagem evidenciou a influência da compacidade sobre o comportamento do solo, especialmente nas variações volumétricas observadas durante o processo de cisalhamento. Solos inicialmente densos tendem a apresentar dilatação sob cisalhamento, enquanto aqueles com estrutura menos compacta exibem comportamento predominantemente contrátil. No entanto, há situações em que solos originalmente densos manifestam uma fase inicial de contração antes de exibirem expansão volumétrica.

Taylor (1948) propõe que a definição de dilatância está associada ao conceito de atrito verdadeiro, sendo este determinado pelo trabalho realizado durante o processo de dilatação. Posteriormente, Rowe (1962) aprimorou essa compreensão ao demonstrar que a dilatância pode ser caracterizada a partir da análise do comportamento tensão-deformação de materiais particulados, indo além da simples correlação com o pico de resistência. Dessa forma, a dilatância é reconhecida como um mecanismo de transferência de trabalho, em vez de uma propriedade intrínseca do material.

Jefferies e Been (2016) estabeleceram o conceito que a dilatância,  $D$ , é a razão entre a taxa (ou incremento) de mudança de volume,  $\Delta\varepsilon_v$ , e a taxa (ou incremento) de deformação de cisalhamento,  $\Delta\varepsilon_q$ , conforme estabelecido na Equação (2.13).

$$D = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\varepsilon_q} \quad \text{Equação (2.13)}$$

Os autores estabelecem ainda, que a diferenciação numérica da dilatação é a razão entre os incrementos de deformação, que é uma equação diferencial. A diferenciação numérica pode ser “ruidosa” se não houver boa precisão nos dados a serem diferenciados. Uma possível abordagem para minimizar tais efeitos, é aplicar a diferencial a mais pontos de dados para suavizá-la, mas não tantos a ponto de suavizar demais. O autor sugere usar um método de diferença central de cinco intervalos, que pode ser escrito conforme a Equação (2.14):

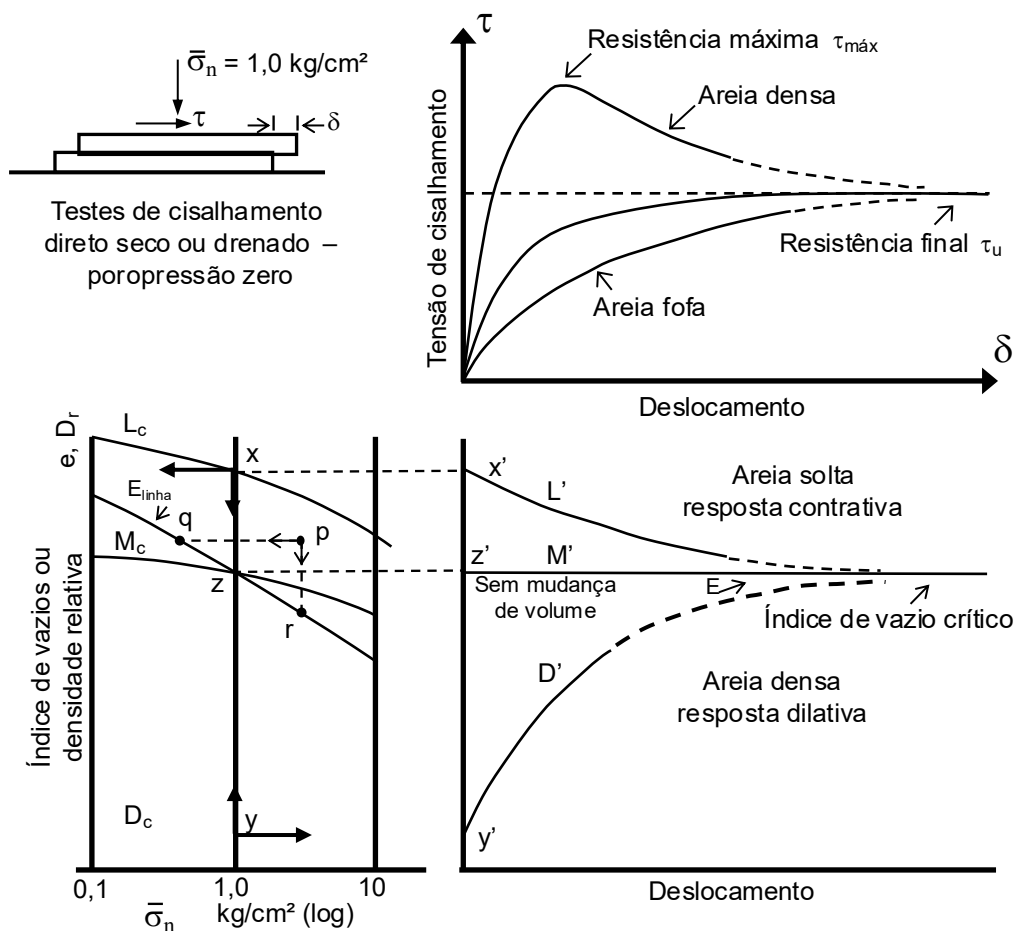
$$D = \frac{\left( \Delta\varepsilon_{v(n+2)} - \Delta\varepsilon_{v(n-2)} \right)}{\left( \Delta\varepsilon_{q(n+2)} - \Delta\varepsilon_{q(n-2)} \right)} \quad \text{Equação (2.14)}$$

Jefferies e Been (2016) estabelecem que um aspecto fundamental dos materiais densos, sejam eles arenosos ou argilosos, é a limitação da dilatação a um valor máximo. Esse limite, designado como  $D_{min}$ , decorre da convenção adotada na Mecânica dos Solos, na qual tensões de compressão são convencionalmente definidas como positivas. A magnitude desse parâmetro está diretamente relacionada ao estado específico do solo.

### 2.3.2 Linha de Estado Crítico

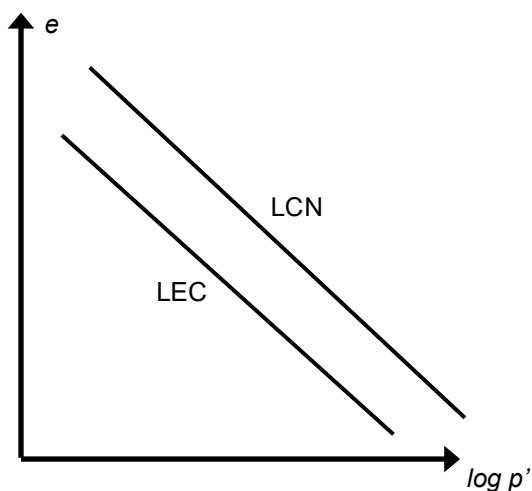
Casagrande (1936), ao investigar o comportamento de areias em estados "fofo" e compacto, explorou questões relacionadas às variações volumétricas dos solos quando submetidos ao cisalhamento, por meio de ensaios de cisalhamento direto. O autor verificou que as areias soltas contraem e as areias densas dilatam até atingirem aproximadamente o mesmo índice de vazios após grandes deformações. Para ilustrar o conceito de índice de vazios crítico, Casagrande analisou resultados provenientes de ensaios de cisalhamento direto realizados em condição drenada, considerando três estados distintos de compactidade: areia solta, areia densa e uma amostra caracterizada pelo índice de vazios crítico. Os experimentos demonstraram a existência de um ponto final comum, denominado índice de vazios crítico, no qual se estabelece um equilíbrio dinâmico entre partículas do solo que se afastam e aquelas que ocupam os espaços vazios, à medida que a deformação ocorre, conforme representado na Figura 2.8.

**Figura 2.8** – Comportamento dos ensaios de cisalhamento direto em areias sob condição drenada



Fonte: Adaptado de Casagrande (1975).

Taylor (1948) verificou que o índice de vazios crítico é influenciado pela tensão média efetiva, apresentando uma relação inversamente proporcional. Em sua investigação sobre o comportamento do solo durante a fase de plastificação, observou que a relação entre o índice de vazios final e o logaritmo da tensão aplicada pode ser representada por uma linha reta, paralela e ligeiramente inferior à Linha de Consolidação Normal (LCN, ou NCL em inglês), caracterizada como a condição última ou estática do material (Figura 2.9). Essa análise permitiu concluir que a relação entre o índice de vazios crítico e a tensão média efetiva ou volumétrica ( $\rho'$ ) aplicada define a Linha de Estado Crítico (LEC).

**Figura 2.9** – Diagrama ilustrativo LCN e LEC

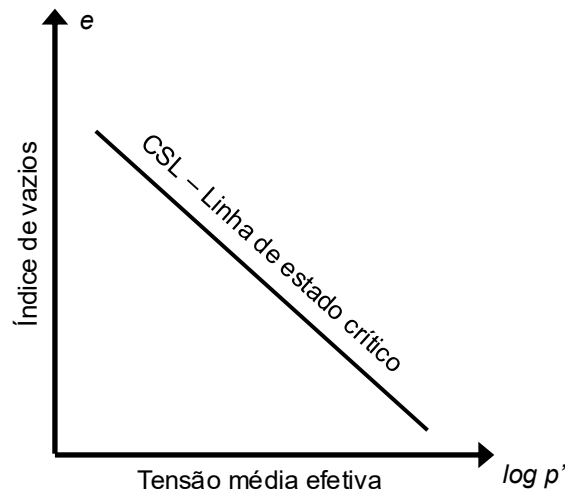
Fonte: Adaptado de Taylor (1948).

### 2.3.3 Estado Crítico

Com base nas abordagens apresentadas, a LEC é uma característica essencial de cada tipo de solo, pois define o limite entre diferentes condições de compactidade. Quando o índice de vazios está abaixo desse limite, o solo é classificado como denso; já valores superiores indicam uma condição de solo solto, considerando um estado específico de tensão média efetiva. Ao longo da LEC, o índice de vazios atinge um valor crítico, representando o equilíbrio entre tensão e deformação volumétrica. A representação gráfica da LEC, no plano  $e - p'$  é apresentada na Figura 2.10. Esse conceito revela que o comportamento do solo é determinado não apenas por suas propriedades intrínsecas, que permanecem constantes independentemente da compactidade, mas também pela sua condição de estado.

Roscoe *et al.* (1958) definiram o estado crítico como a condição em que o solo continua a se deformar sob tensão constante, mantendo inalterado seu índice de vazios, uma formalização da ideia previamente apresentada por Casagrande. Existem duas principais interpretações desse conceito: i) o solo mantém seu índice de vazios constante e; ii) não apresenta tendência a alterar essa condição (Jefferies e Been, 2016). Quando um solo se deforma continuamente sem variação de volume ou de tensões efetivas, considera-se que ele atingiu o estado crítico (Atkinson e Bransby, 1978).

**Figura 2.10** – Representação da Linha de Estado Crítico



Fonte: Adaptado de Faria (2022).

Jefferies e Been (2016) afirma que o estado crítico pode ser definido em termos de dilatância, sendo que tanto a dilatância ( $D$ ) quanto a taxa de mudança da dilatância ( $D'$ ) devem ser iguais a zero. O autor afirma que atendendo às condições propostas na Equação (2.15) e na Equação (2.16), o verdadeiro estado crítico foi alcançado e não uma condição transitória. Segundo o autor, o estado quase estável não deve ser interpretado como um estado crítico. É uma condição temporária, com a amostra se movendo de um comportamento contrátil para um comportamento dilatante. Nestes casos, para amostras que não atingiram o estado crítico, recomenda-se utilizar a condição no final do ensaio no diagrama de estado para determinar a LEC.

$$D = 0 \quad \text{Equação (2.15)}$$

$$D' = 0 \quad \text{Equação (2.16)}$$

A Equação (2.17) define a função semi-logarítmica da LEC para todos os tipos de solo, conforme descrito abaixo:

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p'_c) \quad \text{Equação (2.17)}$$

em que:

$e_c$  = índice de vazios crítico;

$\Gamma$  = intercepto da LEC com o eixo das ordenadas para o nível de tensão  $p' = 1$  kPa;

$\lambda$  = inclinação da LEC;

$p'_c$  = tensão média efetiva no estado crítico

Os parâmetros  $\Gamma$  e  $\lambda$  representam propriedades intrínsecas do solo, não sendo influenciados por fatores como a estrutura, o histórico de tensões ou o índice de vazios. O índice "c" refere-se às condições de estado crítico. A interpretação do parâmetro  $\lambda$  deve levar em consideração a escala logarítmica utilizada, seja de base 10 ou natural. Os logaritmos naturais são mais adequados para modelos constitutivos, enquanto os de base 10 facilitam a análise gráfica dos resultados experimentais, sendo importante destacar que  $\lambda_{10} = 2,303\lambda$ . Por convenção, o parâmetro  $\Gamma$  está associado a um nível de tensão  $p' = 1$  kPa (Jefferies e Been, 2016).

No estado crítico, a deformação do solo persiste enquanto houver uma tensão cisalhante capaz de induzi-la. Essa tensão, geralmente são representadas por parâmetros como o ângulo de atrito sob volume constante ( $\phi'_{cv}$ ), o ângulo de atrito crítico ( $\phi'_c$ ) ou, alternativamente, pela razão de tensão cisalhante, também conhecida como razão de atrito ( $M$ ). O parâmetro  $M$  representa a inclinação da linha de estados críticos no plano  $q - p'$ , representado matematicamente para condições de ensaios de compressão triaxial segundo a Equação (2.18):

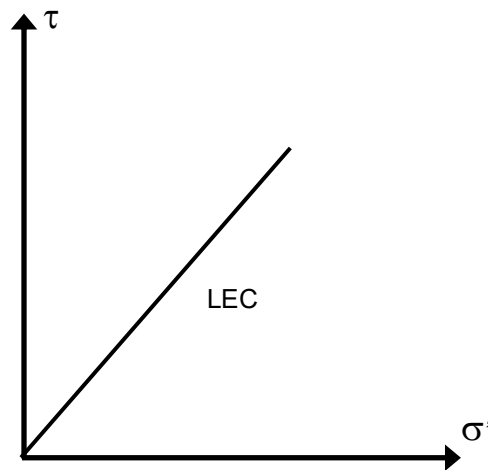
$$q = Mp' \quad \text{Equação (2.18)}$$

O parâmetro  $M$  pode ser obtido através da razão de tensões no espaço formado pela tensão cisalhante ( $\tau$ ) e tensão normal efetiva ( $\sigma'$ ), determinando o ângulo de atrito efetivo no estado crítico ou a volume constante ( $\phi'_c$ ) (Figura 2.11), ou através de ensaios triaxiais, no espaço formado pela tensão desviadora ( $q$ ) e tensão média efetiva ( $p'$ ), conforme indicado na Figura 2.12.

Além da avaliação do índice de vazios em função da tensão média efetiva para a definição da LEC, é necessário determinar essa condição por meio da razão entre tensões no espaço composto pela tensão cisalhante ( $\tau$ ) e pela tensão normal efetiva ( $\sigma'$ ), conforme ilustrado na Figura 2.11. Esse procedimento possibilita a obtenção do ângulo de atrito efetivo no estado crítico ou a volume constante ( $\phi'_c$ ). Alternativamente, essa condição pode ser estabelecida por meio de ensaios triaxiais, no espaço formado

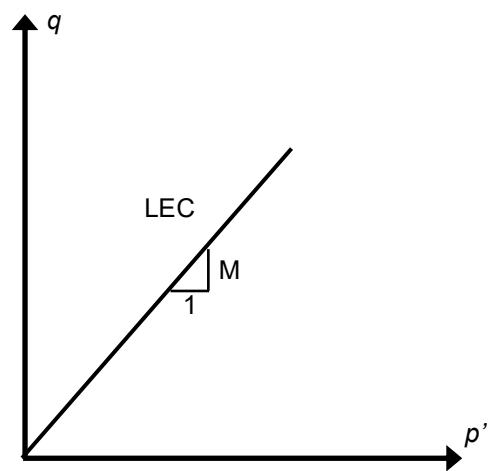
pela tensão desviadora ( $q$ ) e pela tensão média efetiva ( $p'$ ), conforme indicado na Figura 2.12, permitindo a determinação do parâmetro  $M$ .

**Figura 2.11** – Projeção da linha de estados críticos no plano  $\tau - \sigma'$



Fonte: Adaptado de Faria (2022).

**Figura 2.12** – Projeção da linha de estados críticos no plano  $q - p'$



Fonte: Adaptado de Faria (2022).

Para ensaios de compressão triaxial pode-se determinar  $M$  por meio da correlação com o ângulo de atrito efetivo no estado crítico ( $\phi'_c$ ) determinado no plano  $\tau - \sigma'$  Equação (2.19), fazendo:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'_c}{3 - \operatorname{sen} \phi'_c} \quad \text{Equação (2.19)}$$

Conforme indicado por Jefferies e Been (2016), a literatura apresenta três metodologias para a determinação do módulo  $M$  em compressão: i) ensaios triaxiais de compressão drenada em amostras de diferentes densidades; ii) ensaios triaxiais de compressão conduzidos sob condições drenadas ou não drenadas em amostras de areias pouco compactadas; e iii) ensaio de cisalhamento simples direto (DSS - *Direct Simple Shear*). Entre essas abordagens, os métodos descritos nos itens i) e ii) são os mais empregados.

Ainda segundo os autores, amostras com baixa compactação (“fofa”), a realização inicial do ensaio não drenado constitui a abordagem mais eficiente na determinação da LEC, dada sua aplicabilidade comercial. No entanto, no ensaio drenado, a progressão da amostra rumo ao estado crítico ocorre de forma mais gradual em comparação à condição não drenada, favorecendo uma observação mais precisa desse comportamento. Além disso, esse método permite uma determinação mais acurada do índice de vazios e da tensão média efetiva no estado crítico.

À luz das abordagens mencionadas, observa-se que a plastificação em solos refere-se ao início da resposta plástica irreversível quando o solo atinge sua superfície de escoamento sob carregamento. A partir desse ponto, qualquer incremento de tensão induz deformações que não são recuperadas, mesmo com a remoção da carga. Partindo-se deste princípio, a plastificação marca, portanto, a transição de um estado elástico para um estado plástico ativo, em que o solo pode continuar deformando com pouca ou nenhuma variação de tensão, fenômeno típico do estado crítico do material.

#### 2.3.4 Dilatância de Estado

A Dilatância de Estado ( $X_{tc}$ ) é a propriedade do solo que relaciona o parâmetro de estado com a dilatância máxima ( $D_{min}$ ), e ocorre no pico da razão de tensões (i.e.,  $\eta_{max}$ ). A relação por ser obtida através da Equação (2.20):

$$D_{min} = X_{tc} \times \psi \quad \text{Equação (2.20)}$$

em que:

$\psi$  = representa o parâmetro de estado.

Shuttle e Jefferies (2016) argumentam que a Equação (2.20) representa a formulação mais adequada para descrever o efeito do estado no comportamento do solo, fundamentando-se na limitação da dilatação em vez da resistência máxima. Ainda segundo os autores, esta propriedade é definida em ensaios de compressão axial. Em ambiente laboratorial, o valor do parâmetro de estado da expressão é o valor atual, ou seja, é a diferença entre o índice de vazios da amostra no início do ensaio e no estado crítico.

### 2.3.5 Parâmetro de Estado

A teoria dos estados críticos pode ser compreendida a partir do conceito de condição de estado, definido pelo parâmetro de estado ( $\psi$ ). Esse parâmetro corresponde à diferença entre o índice de vazios atual e o índice de vazios crítico do solo, considerando um estado específico de tensão média efetiva. A relação entre essas variáveis é ilustrada na Figura 2.13 e descrita pela Equação (2.21):

$$\psi = e - e_c \quad \text{Equação (2.21)}$$

em que:

$e$  = índice de vazios corrente do solo;

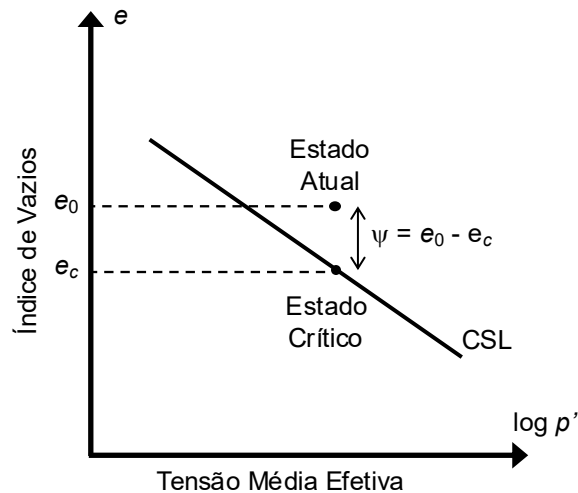
$e_c$  = índice de vazios do solo ao atingir o estado crítico.

Analisando a Figura 2.13 percebe-se que a caracterização do estado do solo pode ser feita com base no parâmetro de estado, que depende da relação entre o índice de vazios atual ( $e_0$ ) e o índice de vazios crítico ( $e_c$ ) para uma determinada tensão média efetiva ( $p'$ ). Quando o solo apresenta um índice de vazios superior ao índice crítico ( $e_0 > e_c$ ), o parâmetro de estado assume um valor positivo ( $\psi > 0$ ), indicando uma condição de baixa compactação (“fofo”). Por outro lado, se o índice de vazios for inferior ao crítico ( $e_0 < e_c$ ), o solo encontra-se em uma condição densa, sendo caracterizado por um parâmetro de estado negativo ( $\psi < 0$ ). No caso específico em que  $\psi = 0$ , o índice de vazios se iguala ao valor crítico ( $e_0 = e_c$ ), definindo assim o estado crítico do solo.

Jefferies e Been (2016) argumentam que quanto mais longe do estado crítico final mais rápida é a dilatação ou contração do solo, e o parâmetro de estado é definido

como uma medida deste desvio. Tal abordagem leva a concluir que o comportamento constitutivo do solo se relaciona com o parâmetro de estado.

**Figura 2.13 – Parâmetro de estado**



Fonte: Adaptado de Faria (2022).

## 2.4 Modelo constitutivo *NorSand*

O modelo constitutivo *NorSand*, desenvolvido por Jefferies (1993), representa uma abordagem avançada da mecânica dos solos voltada à simulação do comportamento elasto-plástico, especialmente em condições próximas ao estado crítico. Sua formulação incorpora conceitos como a evolução do comportamento dilatante ou contrátil em função do índice de estado e da razão de tensões mobilizadas, permitindo a reprodução numérica dos mecanismos associados à liquefação.

A aplicação do *NorSand* a solos residuais exige uma avaliação criteriosa, dada a natureza singular desses materiais. Solos residuais apresentam elevada heterogeneidade microestrutural, anisotropia, cimentação natural e efeitos de fábrica, características que não são diretamente contempladas na formulação original do modelo. Esses aspectos podem comprometer a fidelidade das simulações, tornando necessário o uso de ajustes específicos ou extensões constitutivas.

Embora ainda haja escassez de estudos sistemáticos na literatura, já se observam adaptações do *NorSand* com o objetivo de ampliar sua aplicabilidade a solos

intemperizados. Nesse contexto, os capítulos seguintes exploram fundamentos que apontam as estratégias para modelar a evolução estrutural interna do solo durante o cisalhamento, fenômeno característico dos solos residuais e essencial para a representação adequada de seu comportamento sob condições de carregamento crítico.

#### **2.4.1 Contextualização e aplicação do Modelo Norsand**

De acordo com Jefferies e Been (2016) o modelo *NorSand* estabelece uma relação entre os incrementos de tensão e deformação, através de processo de integração conduzido por métodos numéricos, dada a inexistência de soluções analíticas para esse modelo. A implementação desse procedimento pode ser realizada por meio de programas baseados no método dos elementos finitos ou, caso as trajetórias de tensão sejam previamente conhecidas, as equações do modelo podem ser integradas diretamente.

Embora o nome do modelo inclua a palavra “*sand*”, (areia, do termo em inglês) o modelo também é aplicável para outros tipos de materiais. Segundo Shuttle e Jefferies (2010) o termo “*sand*” foi adotado para se diferenciar dos Modelos Cam Clay Original e Modificado, com o objetivo de dar ênfase à sua capacidade de reproduzir adequadamente o comportamento dilatante dos solos. Logo, o modelo *NorSand* pode ser aplicado para simulação de materiais granulares em diferentes compacidades (fofo e denso), bem como a qualquer solo no qual as interações de partículas são controladas pelas forças de contato e não pela cimentação entre as partículas (Jefferies e Been, 2016).

A aplicação do modelo constitutivo *NorSand* a solos residuais exige uma abordagem criteriosa, dado o caráter singular desses materiais, que frequentemente apresentam estrutura natural complexa e elevada heterogeneidade microestrutural. Formados *in situ* por meio do intemperismo físico e químico da rocha-mãe, os solos residuais podem conter partículas finas e argilosas, mas também exibem estrutura remanescente, agregados estáveis, cimentação fraca e porosidade significativa. Essas características conferem respostas mecânicas distintas em relação aos solos transportados ou não estruturados, representando um desafio à aplicação direta de

modelos que não incorporam explicitamente tais efeitos, como é o caso do *NorSand* em sua formulação original.

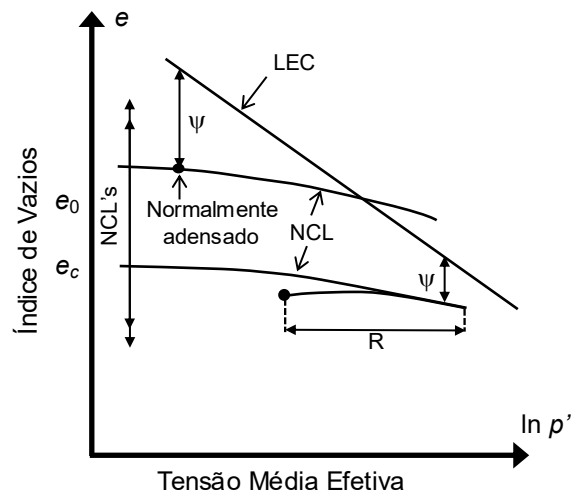
Apesar dessas limitações, o *NorSand* pode ser empregado em solos estruturados sob condições específicas, conforme demonstrado em diferentes abordagens, sendo: i) aplicação a solos remoldados, com calibração baseada em ensaios triaxiais. Nesse contexto, a remoldagem tende a destruir a estrutura original, aproximando o comportamento do solo ao de materiais não estruturados (Lage e Fonseca, 2004); ii) desenvolvimento de extensões constitutivas, como a introdução de um módulo de degradação estrutural. Essa estratégia requer a modificação da formulação do *NorSand* para incluir uma variável interna capaz de representar a estrutura do solo e sua evolução durante o carregamento (Jefferies, 1993); e iii) representação simplificada da estrutura por meio da dilatância. Em alguns casos, ajustes nos parâmetros de dilatância podem minimizar os efeitos estruturais nas fases iniciais do carregamento, embora essa abordagem não capture de forma realista o processo de degradação estrutural (Jefferies, 1993).

Embora ainda sejam escassos os estudos que aplicam diretamente o *NorSand* a solos residuais, a literatura evidencia sua eficácia na modelagem de solos naturais intemperizados, parcialmente estruturados e suscetíveis à liquefação (Andrade Araújo *et al.*, 2024; Araújo, 2022). Esses materiais compartilham com certos solos residuais (especialmente os altamente intemperizados e com comportamento frágil), características como o pico de resistência seguido de colapso pós-pico sob condições saturadas, o que reforça a viabilidade de adaptações do modelo para representar adequadamente esse tipo de comportamento.

O conceito do modelo considera a possibilidade de existir múltiplas LCN (ou NCL (*Normal Consolidation Line*, em inglês) que se diferem segundo o índice de vazios inicial do solo e o seu histórico de deformação, interceptando a LEC como mostrado na Figura 2.14. Dessa forma, o parâmetro de estado ( $\psi$ ) e a razão de sobreadensamento ( $R$ ) se tornam independentes entre si, sendo estes parâmetros representativos do estado do material. Com isso, o modelo passa a incorporar não apenas o estado atual do solo, mas também sua trajetória de carregamento,

possibilitando previsões mais realistas de resistência ao cisalhamento, deformações volumétricas e comportamento crítico.

**Figura 2.14** – Múltiplas linhas de consolidação normal



Fonte: Adaptado de Jefferies e Been (2016).

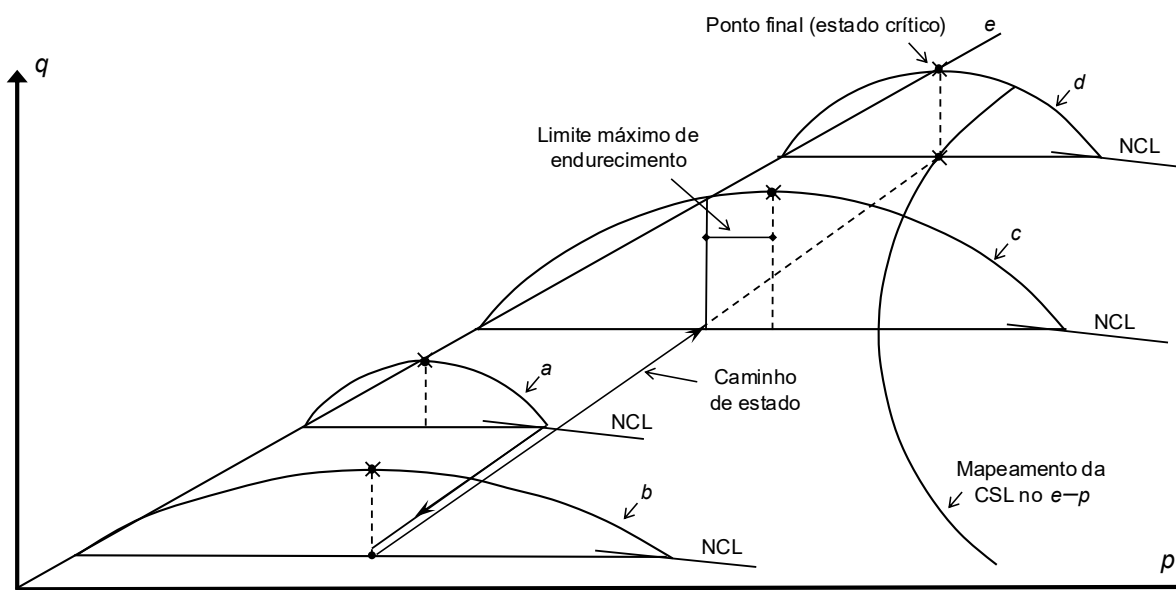
#### 2.4.2 Formulações

Por adotar as premissas do regime elastoplástico, o modelo *NorSand* considera as formulações para a superfície de plastificação, lei de fluxo e a lei de endurecimento/amolecimento. Nesta perspectiva, Shuttle e Jefferies (2016) argumentam que, por simplificação, que o modelo considera elasticidade isotrópica, muito embora o solo tenda a ter comportamento anisotrópico.

A evolução da superfície de plastificação durante um ensaio triaxial drenado com  $p$  constante é ilustrada na Figura 2.15. A configuração inicial da superfície de plastificação está indicada por  $a$ , que corresponde a uma areia densa e normalmente consolidada isotropicamente. À medida que a tensão de cisalhamento é aplicada a superfície de plastificação expande até que o estado de imagem é atingido (projeção para a condição de estado crítico do material). Com isso ocorre uma deformação volumétrica negativa que indica contração do material (o índice de vazios diminui). A superfície de plastificação não intercepta a linha de estado crítico, entretanto, a condição de imagem se move para a condição de estado crítico através de deformações cisalhantes. A superfície de plastificação continua expandindo e atinge a condição em que  $p_i = p$ , onde há uma mudança no sentido da deformação

volumétrica (o índice de vazios aumenta), portanto o caminho de estado se move na direção de índice de vazios crescente, indicado por  $c$ . Em  $c$  verifica-se que  $p_i$  continua a aumentar, o que expande a superfície de plastificação. A dilatação continua até a imagem e o estado crítico coincidirem, conforme indicado pela superfície de escoamento  $d$  (Jefferies, 1993).

**Figura 2.15** – Representação no espaço  $(p, q, e)$  da superfície de plastificação do modelo *Norsand*.



Fonte: Adaptado de Jefferies (1993).

Segundo Jefferies e Schuttle (2002), valor do coeficiente de acoplamento volumétrico ( $N$ ), durante a superfície de plastificação, é definido como o coeficiente angular descrito pela Equação (2.22):

$$\eta_{m\acute{a}x} = M_{tc} - (1 - N)D_{min} \quad \text{Equação (2.22)}$$

A Equação (2.23) descreve a superfície de plastificação descrita pelo modelo sob a condição de imagem, a qual é empregada como critério de controle da dilatância, sendo dada por:

$$\eta = M_i \left[ 1 - \ln \left( \frac{p}{p_i} \right) \right] \quad \text{Equação (2.23)}$$

em que:

$M_i$  = razão de tensões no estado crítico para a condição de imagem;

$p_i$  = tensão de referência da condição de imagem.

A posição da superfície de plastificação no plano  $q$ - $p'$  é definida pela Equação (2.24), sendo atingida no instante em que o solo inicia seu processo de deformação plástica, conforme descrito por Jefferies e Been (2016), definida como:

$$f(q, p') = q - M(p' + S \times p'_0) \quad \text{Equação (2.24)}$$

em que:

$p'_0$  = pressão estrutural fictícia, associada à estrutura inicial;

$S$  = parâmetro estrutural adimensional que desloca a superfície de escoamento para a direita no plano  $q - p'$ , refletindo resistência adicional do solo devido a estrutura inicial.

Com base nos fundamentos do modelo constitutivo *NorSand*, Jefferies e Been (2016) argumentam que a superfície de plastificação não é determinada exclusivamente pelos estados de tensão, mas também pelo estado inicial do solo, representado por meio do parâmetro de estado. Essa abordagem é formalizada por meio da Equação (2.25), que define a posição da superfície de escoamento no espaço  $q - p'$ , incorporando o conceito de tensão de imagem como referência para o início da deformação plástica.

$$\psi_0 = e_0 - \left( e_{ref} - \lambda \ln \frac{p'_0}{p_{ref}} \right) \quad \text{Equação (2.25)}$$

Neste contexto, no modelo *Norsand* clássico o parâmetro estrutural  $S$  é estático e se mantém fixo para cada simulação, ou seja, não há uma lei explícita de degradação de  $S$ . Extensões do modelo *NorSand* introduzem leis de degradação de  $S$ , como exemplificado na Equação (2.26):

$$S = S_0 (-\beta \epsilon_p) \quad \text{Equação (2.26)}$$

em que:

$\beta$  = parâmetro de degradação estrutural;

$\epsilon_p$  = deformação plástica acumulada.

Desta forma, o parâmetro  $S$  não é uma entrada direta do processo de simulação iterativa do modelo *Norsand* clássico, visto que a posição inicial da superfície de escoamento é calculada com base no valor do Parâmetro de estado. Entretanto, o endurecimento subsequente baseado nas formulações do modelo *Norsand* traduz o aumento da pressão efetiva com a densificação plástica, sendo este o mecanismo principal de endurecimento, garantindo que, à medida que o solo se densifica, o parâmetro de estado diminui e a resistência do material aumenta (Jefferies e Been 2016).

Dado o contexto, o modelo *NorSand* adota uma lei de endurecimento fundamentada na teoria do estado crítico e baseada na densificação do solo por meio da redução do índice de vazios e/ou do parâmetro de estado. A evolução deste parâmetro ao longo da deformação plástica determina o enrijecimento ou o amolecimento do solo, influenciando diretamente a expansão da superfície de escoamento. O modelo pressupõe que, à medida que o solo se densifica (redução de  $e$ ), o valor de  $\psi$  torna-se mais negativo, promovendo o crescimento da superfície de escoamento, mecanismo que constitui a base do endurecimento por deformação plástica. Assim, a evolução da resistência no *NorSand* é governada pela densificação do solo, representada por  $\psi$ , e não diretamente pelo parâmetro  $S$ , o qual apenas define a posição inicial da superfície de escoamento e permanece constante ao longo da análise, não integrando a formulação clássica da lei de endurecimento (Jefferies e Been, 2016). A lei de endurecimento pode ser obtida conforme Equação (2.27):

$$\frac{dp'}{d\varepsilon_V^p} = \frac{p'}{\lambda - k} \quad \text{Equação (2.27)}$$

A lei do endurecimento na condição de imagem, (i.e., posição adotada para calibrar a posição da superfície de plastificação) é baseada na dilatância do solo e considera um endurecimento isotrópico, sendo responsável por controlar a resposta da superfície de plastificação às deformações plásticas. Assim, ela descreve como a superfície de plastificação se expande (devido ao endurecimento) ou se contrai (devido ao amolecimento) com as deformações plásticas. A lei de endurecimento do modelo é dada segundo a Equação (2.28):

$$\frac{p_i}{p} = H \left( \frac{p_i}{p} \right)^2 \left[ e^{\left( -\frac{X_i \psi_i}{M_{itc}} \right)} - \frac{p_i}{p} \right] \varepsilon_s \quad \text{Equação (2.28)}$$

em que  $p_i$  e  $\varepsilon_s$  representam os incrementos de tensão média na condição de imagem e de deformação distorcional, respectivamente, enquanto  $H$  corresponde ao módulo de endurecimento plástico, cuja necessidade decorre do desacoplamento entre o tamanho da superfície de escoamento e o índice de vazios (Jefferies, 1993). Ademais,  $H$  pode ser concebido como uma constante ou como uma função de  $\psi$  (Equação (2.29), dependendo da calibração do modelo com base nos dados experimentais (Jefferies e Been, 2016).

$$H = H_0 - H_Y \psi \quad \text{Equação (2.29)}$$

em que:

$H_0$  = módulo de endurecimento plástico para a condição de parâmetro de estado igual a zero;

$H_Y$  = módulo de endurecimento plástico como função do parâmetro de estado.

A lei de fluxo controla a direção e a magnitude dos incrementos de deformação plástica. Segundo Jefferies e Been (2016) o ponto inicial para a descrição do modelo pode ser dado pela relação dilatância-tensão, a qual define a lei de fluxo utilizada. A relação pode expressa pela Equação (2.30):

$$D^p = M_i - \eta \quad \text{Equação (2.30)}$$

em que:

$D^p$  = parcela plástica da dilatância.

Quanto à representação das condições elásticas, o modelo considera dois parâmetros: i) coeficiente de Poisson e ii) Índice de rigidez ( $I_R = G/p'$ ). O segundo parâmetro pode ser descrito através da variação do módulo cisalhante ( $G$ ) com a tensão média efetiva ( $p'$ ). Ressalta-se que a estimativa do módulo de cisalhamento ( $G_{max}$ ) pode ser realizada a partir de ensaios de laboratório (por exemplo, ensaios

*bender elements*) ou ensaios de campo (por exemplo, CPTu com medição de velocidade de ondas cisalhantes - SCPTu) considerando a Equação (2.31):

$$G = G_{ref} \left( \frac{p'}{p'_{ref}} \right)^m \quad \text{Equação (2.31)}$$

em que:

$G_{ref}$  = módulo cisalhante para a tensão de referência;

$p'_{ref}$  = tensão efetiva média de referência (geralmente adotada como 100 kPa);

$m$  = expoente elástico (entre 0 e 1).

A Tabela 2.1 apresenta a variação dos valores típicos encontrados na literatura para os parâmetros do modelo *Norsand*, considerando a implementação das formulações apresentadas, conforme avaliado por Jefferies e Been (2016).

**Tabela 2.1** – Descrição e valores típicos para os parâmetros do Modelo Constitutivo *Norsand*.

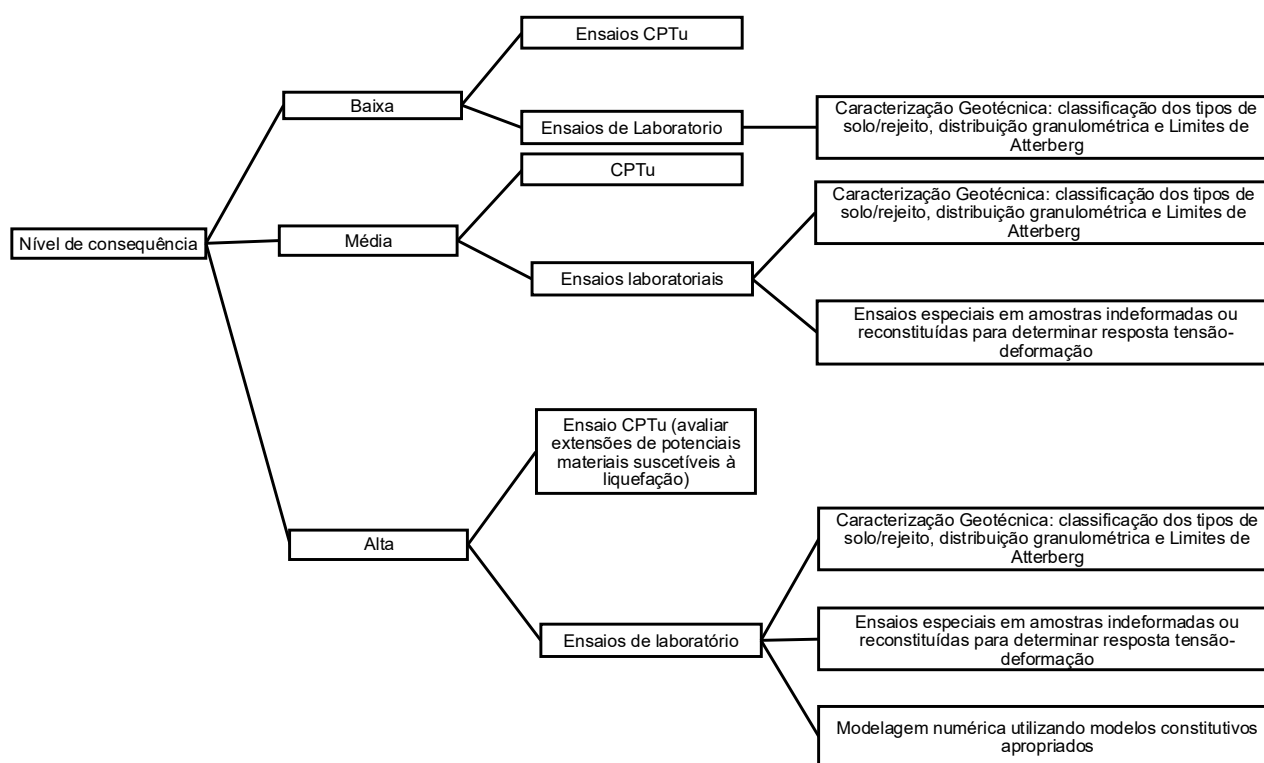
Tipo	Parâmetro	Descrição	Valores típico
Linha de Estado Crítico	$\Gamma$	Intercepto com o eixo das ordenadas para o nível de tensão $p' = 1$ kPa da LEC no plano $p' \times e$	0,9 – 1,4
	$\lambda$	Inclinação da LEC no plano $p' \times e$	0,01 – 0,07
	$M_{tc}$	Razão de Tensões Críticas	1,2 – 1,5
Plasticidade	$N_{tc}$	Coefficiente de acoplamento volumétrico	0,2 – 0,5
	$H_0, H_\gamma$	Módulo de endurecimento plástico	-
	$X_{tc}$	Parâmetro de escala da taxa de dilatação	2 – 5
Elasticidade	$G_{ref}$	Módulo cisalhante de referência	-
	$p'_{ref}$	Tensão média efetiva de referência	100 kPa
	$\nu$	Coefficiente de Poisson	0,1 – 0,3
Condição inicial	OCR	Razão de sobreadensamento	$\geq 1$
	$\psi_0$	Parâmetro de estado inicial	-

Fonte: Adaptado de Jefferies e Been (2016).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Morrison (2022) propõe um modelo de avaliação para liquefação estática estruturado em três níveis distintos, os quais são definidos com base na classificação das consequências potenciais decorrentes da ruptura hipotética de uma estrutura de armazenamento de rejeitos, sendo eles: i) a partir de ensaios CPTu; ii) a partir de ensaios laboratoriais e; iii) a partir de modelagem numérica. Esses níveis são categorizados conforme o impacto esperado e são apresentados de forma sistemática no fluxograma da Figura 3.1.

**Figura 3.1** – Fluxograma para avaliação de liquefação estática de acordo com a consequência de classificação da estrutura de armazenamento de rejeito



**Fonte: Adaptado de Morrison (2022).**

O presente estudo adota uma abordagem qualitativo-quantitativa, com foco na avaliação do potencial de liquefação estática na fundação de uma barragem de rejeitos de minério de ferro, composta predominantemente por solo residual derivado de xisto. A investigação teve como objetivo principal verificar a suscetibilidade desse material à liquefação estática, bem como identificar as condições sob as quais esse

fenômeno poderia ocorrer em um cenário hipotético de descaracterização da estrutura. A análise foi conduzida considerando um nível de consequência alta, conforme diretrizes de classificação de risco, e estruturada em três etapas metodológicas complementares alinhadas à proposta de Morrison (2022): i) interpretação de resultados de ensaios laboratoriais convencionais e especiais; ii) análise de dados obtidos por meio de ensaios de CPTu; e iii) simulações numéricas voltadas à reprodução do comportamento não drenado e à identificação de cenários críticos durante um processo fictício de descaracterização. Nesse contexto, o nível de consequência adotado pode ser correlacionado, em termos técnicos e normativos, ao conceito de Dano Potencial Associado (DPA) definido pela Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), uma vez que ambos se referem à magnitude dos impactos decorrentes de falhas estruturais, abrangendo aspectos como perda de vidas humanas, prejuízos socioeconômicos e ambientais, e complexidade das ações emergenciais necessárias.

Os dados utilizados neste estudo foram obtidos a partir de ensaios realizados na fundação de uma barragem de rejeitos alteada a jusante, situada no Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. A campanha geotécnica envolveu a execução de ensaios laboratoriais convencionais e avançados, reinterpretados para os objetivos deste trabalho, com base em amostras indeformadas coletadas por meio de sondagens mistas. Foram realizados ensaios de caracterização, Ensaios Triaxiais de Compressão em condições Drenadas do tipo CID (*Consolidated Isotropically Drained*), e Não Drenadas do tipo CIU (*Consolidated Isotropically Undrained*), além de ensaios CPTu.

Foram realizados quatro ensaios CPTu, distribuídos ao longo da fundação e do maciço da barragem (CPTu-01, CPTu-02, CPTu-03 e CPTu-04). Cada ensaio incluiu medições de dissipação de poropressão a intervalos regulares de um metro, visando caracterizar o comportamento do solo em profundidade.

A Tabela 3.1 apresenta a consolidação dos ensaios laboratoriais utilizados para a caracterização geotécnica do solo. Cada amostra foi nomeada em função do tipo de material (“SR”, Solo Residual ou “SP” Solo Saprolítico) e método de amostragem (“AI”

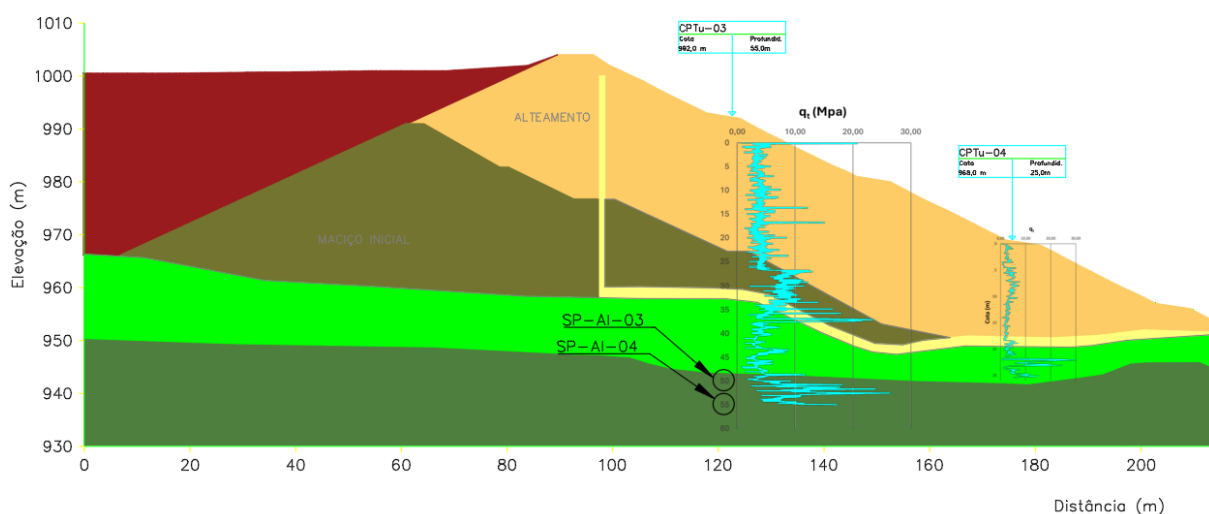
Amostra Indeformada). Em função da limitação de dados disponíveis, somente em uma amostra no solo residual (SR-AI-02) foram realizados ensaios triaxiais.

A Figura 3.2 e Figura 3.3 ilustram em perfil (seções A-A' e B-B') a localização dos ensaios CPTu e o horizonte de coleta das amostras indeformadas. Cabe destacar que o ensaio CPTu-01, e as amostras SR-AI-01 e SR-AI-05, foram provenientes das regiões das ombreiras, razão pela qual não foram incluídos nas seções apresentadas.

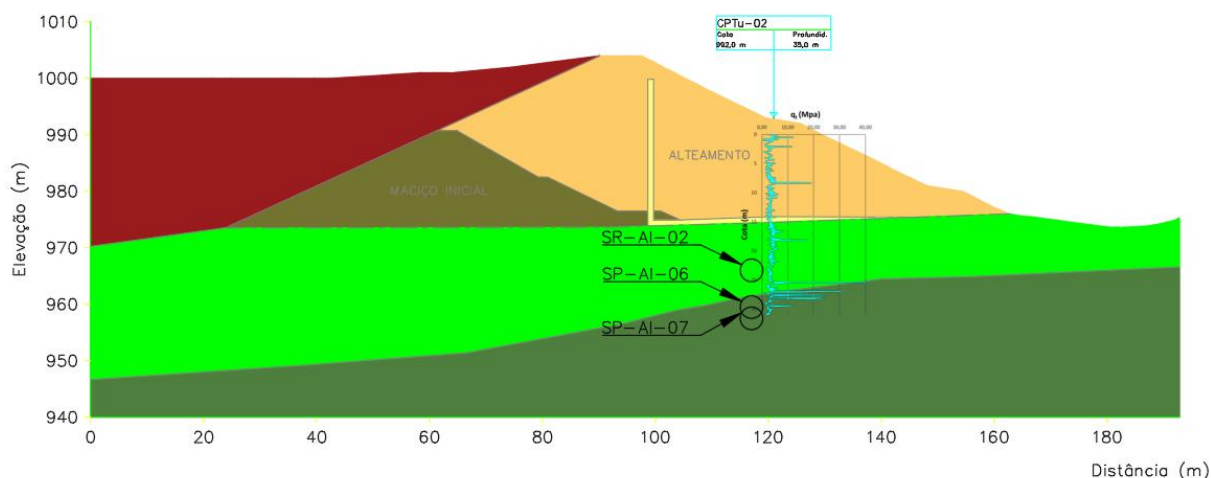
**Tabela 3.1** – Resumo dos tipos de ensaios laboratoriais executados em cada amostra

Amostra	Local	Granulometria	Limite de Liquidez	Limite de Plasticidade	Triaxial	Triaxial
					(CIU <sub>sat</sub> )	(CID <sub>sat</sub> )
		Amostras Destoradas		Amostras Indeformadas		
SR-AI-01 (solo residual)	Ombreira esquerda	x	x	x		
SR-AI-02 (solo residual)	Seção B-B'	x	x	x	x	x
SP-AI-03 (solo saprolítico)	Seção A-A'	x	x	x		
SP-AI-04 (solo saprolítico)	Seção A-A'	x	x	x		
SP-AI-05 (solo saprolítico)	Ombreira direita	x	x	x		
SP-AI-06 (solo saprolítico)	Seção B-B'	x	x	x		
SP-AI-07 (solo saprolítico)	Seção B-B'	x	x	x		

**Figura 3.2** – Localização dos ensaios da seção A-A



**Figura 3.3 – Localização dos ensaios da seção B-B'**



### 3.1 Metodologias para análise comportamental do solo

Esta seção descreve os procedimentos metodológicos empregados na caracterização do comportamento mecânico do solo residual, a partir dos seguintes ensaios: i) ensaio de compressão triaxial não drenado; ii) ensaio de compressão triaxial drenado; e iii) ensaios CPTu com dissipação de poropressão.

#### 3.1.1 Ensaio de compressão triaxial não drenado

Para avaliar o comportamento do solo durante o cisalhamento não drenado, foi executado um ensaio triaxial não drenado com dois corpos de prova, em tensões confinantes de 320 e 640 kPa (amostra SR-AI-02). Ressalta-se que apenas os corpos de prova ensaiados sob tensões de 320 e 640 kPa apresentaram integridade estrutural adequada para interpretação dos resultados. Os corpos de prova previstos para tensões de 80 e 160 kPa sofreram amolgamento durante o processo de aplicação de carga, indicando baixa resistência à manipulação e à consolidação inicial, o que comprometeu a representatividade dos dados e levou ao descarte dos respectivos ensaios.

Conforme visto na Tabela 3.1, em função da limitação de dados disponíveis, somente a amostra SR-AI-02 foi considerada para análise. A Tabela 3.2 apresenta em detalhes os índices físicos do solo considerando a condição inicial (moldagem) e a condição pós consolidação e cisalhamento (pós ruptura), sendo o índice de vazios,

teor de umidade, densidade úmida e parâmetro B de Skempton (1954) dos ensaios não drenados. Como pode ser observado, todos os corpos de prova (CP's) foram moldados com o índice de vazios próximo a 1,00, conforme sugerido por Bishop e Henkel (1962). Os ensaios foram nomeados em função do tipo de material ("SR", Solo Residual), método de amostragem ("AI" Amostra Indeformada), condição de drenagem (CIU ou CID) e pressão confinante.

**Tabela 3.2** – Ensaios triaxiais não drenados: índices físicos do solo residual

Amostra	$\sigma'_3$ (kPa)	B	$w_0$ (%)	$w_f$ (%)	$\gamma_0$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_f$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_0$	$e_f$
SR-AI-02	640	0,96	31,79	31,46	1,92	2,05	0,96	0,83
	320	0,96	35,35	36,24	1,82	1,94	1,13	1,01

Analisando os índices de vazios após o cisalhamento ( $e_f$ ), observa-se que quanto maior o confinamento, menor o valor obtido. Os valores encontram-se dentro do esperado, visto que, quanto maior a tensão confinante aplicada, maior a variação de volume e menor o índice de vazios final.

### 3.1.2 Ensaio de compressão triaxial drenado

Foi executado um ensaio triaxial drenado no solo residual, através da amostra SR-AI-02, em níveis de confinamento de 80 e 160 kPa. Os corpos de prova destinados aos ensaios de 320 e 640 kPa foram descartados, em razão do amolgamento que também foi observado nas fases iniciais do carregamento drenado. Devido a indisponibilidade de amostras na condição inicial "fofa", os ensaios foram realizados em amostras inicialmente densas, conforme condições gerais apresentadas na Tabela 3.3.

**Tabela 3.3** – Ensaios triaxiais: índices físicos do solo residual

Amostra	$\sigma_3$ (kPa)	d (mm)	$w_0$ (%)	$w_f$ (%)	$\gamma_0$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_f$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_0$	$e_f$
SR-AI-02	80	5,03	33,25	35,35	1,93	2,01	0,98	0,94
	160	5,09	32,29	42,60	1,93	2,15	0,97	0,91

As tensões de confinamento aplicadas nos ensaios triaxiais, foram definidas com base na profundidade de coleta dos corpos de prova, de modo a representar, de forma realista, as tensões efetivas *in situ* atuantes no solo. Para isso, consideraram-se os parâmetros geotécnicos estimados, como o peso específico natural dos materiais e o

nível freático local, permitindo a estimativa das tensões verticais e horizontais atuantes no campo. Essa abordagem visa garantir a representatividade dos resultados obtidos em relação às condições reais de carregamento do maciço.

### 3.1.3 Ensaios do tipo CPTu com dissipação de poropressão

A análise comportamental do solo a partir dos ensaios CPTu foi baseada na metodologia de classificação comportamental proposta por Robertson e Wride (1998), Robertson (2016) e posteriormente atualizada por Robertson (2022). Tal metodologia se baseia no comportamento dos materiais na condição *in-situ* (*Soil Behavior Type normalized* - SBTn) em detrimento das classificações com base em composição granulométrica e/ou plasticidade. O autor utiliza parâmetros normalizados a fim de anular o efeito do aumento das tensões confinantes nos parâmetros medidos, já que os parâmetros obtidos no ensaio CPTu ( $q_c$ ,  $f_s$  e  $u_2$ ) tendem a aumentar com o aumento das tensões confinantes.

Dentre os parâmetros normalizados utilizados pelo autor, são utilizados a Razão de atrito ( $R_f$ ), a Resistência de Ponta Normalizada ( $Q_t$ ), o Parâmetro Normalizado de Poropressão ( $B_q$ ) e a Razão de Atrito Normalizada ( $F_r$ ). Tais indicadores podem ser obtidos com base nas Equação (3.1) a Equação (3.4):

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \times 100\% \quad \text{Equação (3.1)}$$

em que:

$R_f$  = razão de atrito;

$f_s$  = atrito lateral; e

$q_t$  = resistência de ponta corrigida.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Equação (3.2)}$$

em que:

$Q_t$  = resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva;

$\sigma_{v0}$  = tensão total vertical; e

$\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva (obtido por  $\sigma'_{v0} - u_0$ ).

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad \text{Equação (3.3)}$$

em que:

$B_q$  = poropressão normalizada;

$u_2$  = poropressão medida pelo cone; e

$u_0$  = poropressão de equilíbrio.

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100 \quad \text{Equação (3.4)}$$

em que:

$F_r$  = razão de atrito normalizada.

Para o parâmetro  $B_q$  (Equação (3.3), Schneider (2008) apresenta um estudo que em solos argilosos saturados, a cravação não drenada do cone acontece para valores de  $B_q$  superiores a 0,30, considerando a velocidade e tamanho padrão do cone. Dessa forma, são considerados como cravação que mobilize o comportamento não drenado pelo ensaio de CPTu os dados que apresentarem valores de  $B_q$  maiores que 0,30.

Robertson e Wride (1998) introduziram o parâmetro  $I_c$  para a classificação de comportamento do solo a partir dos parâmetros normalizados supracitados. O valor de  $I_c$  pode ser obtido pela Equação (3.5) com as delimitações por comportamento apresentadas na Tabela 3.4, sendo as zonas 1, 8 e 9 estimadas com base no banco de dados dos autores. Além disso, o autor propõe que a resistência de ponta seja normalizada segundo a pressão atmosférica e a tensão vertical efetiva, conforme Equação (3.6). O expoente  $n$  é obtido conforme a Equação (3.7):

$$I_c = \sqrt{\left[ (3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2 \right]} \quad \text{Equação (3.5)}$$

em que:

$I_c$  = índice de classificação do material.

$$Q_{tn} = \left[ \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_a} \right] \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad \text{Equação (3.6)}$$

$$n = 0,381 \times I_C + 0,05 \times \left( \frac{\sigma_{v0}}{p_a} \right) - 0,15 \leq 1 \quad \text{Equação (3.7)}$$

em que:

$Q_{tn}$  = resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu incorporando o expoente  $n$ ;

$p_a$  = pressão atmosférica.

**Tabela 3.4** – Limites da classificação comportamental proposta por Robertson e Wride (1998)

$I_C$	Zona	Classificação
$I_C < 1,31$	7	Areia pedregulhosa a areia compacta
$1,31 < I_C < 2,05$	6	Areias puras a areias siltosas
$2,05 < I_C < 2,60$	5	Areia siltosa a silte arenoso
$2,60 < I_C < 2,95$	4	Silte argiloso a argila siltosa
$2,95 < I_C < 3,60$	3	Argilas
$I_C > 3,60$	2	Solos orgânicos
-	1	Argilas sensíveis
-	8	Areias muito compactas a argilas arenosas pré-adensadas
-	9	Argilas muito pré-adensadas ou cimentadas

Robertson (2016) atualiza o trabalho de Robertson e Wride (1998) unificando o comportamento dos solos em três classes a partir do parâmetro  $I_B$  (Equação (3.8)): i) *Clay-like behaviour* ( $I_B < 22$ ), correspondente a solos de comportamento argilosos; ii) Transicional, composto por solos com comportamento de siltes que compõem a transição entre argilas e areias ( $22 < I_B < 32$ ) e iii) *Sand-like behavior* ( $I_B > 32$ ), que corresponde a solos de comportamento próximos a areias.

$$I_B = 100 \times \frac{Q_{tn} + 10}{Q_{tn} F_r + 70} \quad \text{Equação (3.8)}$$

em que:

$I_B$  = índice de comportamento do solo.

Robertson (2022) propõe um método fundamentado no conceito de estado crítico para avaliação comportamental, a partir de ensaios CPTu. Segundo esta metodologia, plotando graficamente a resistência de ponta normalizada ( $Q_{tn}$ ) e a razão de atrito normalizada ( $F_r$ ), é possível verificar, entre outras propriedades do material, o comportamento do solo (contrátil/dilatante). O autor estabelece a linha contrátil-

dilatante ( $CD = 70$ ) que divide o gráfico entre as zonas em que o material apresenta comportamento contrátil ( $CD < 70$ ) ou dilatante ( $CD > 70$ ). Tal parâmetro é obtido pela Equação (3.9):

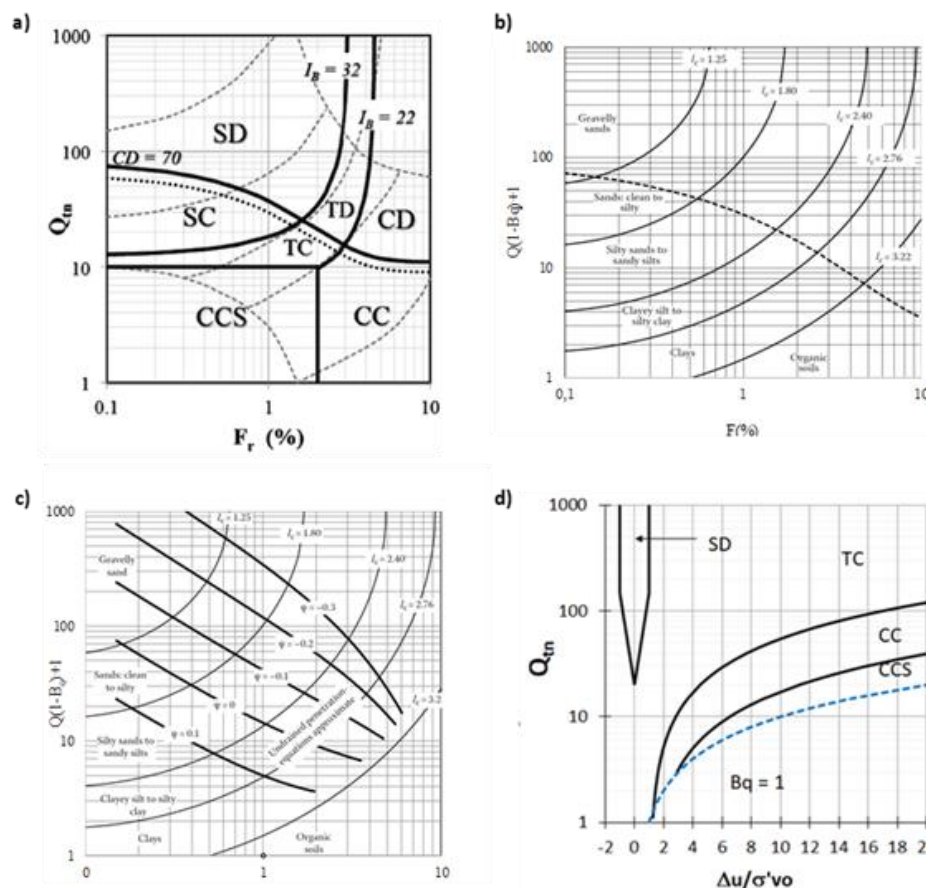
$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11) \times (1 + 0,06F_r)^{17} \quad \text{Equação (3.9)}$$

em que:

$CD$  = parâmetro de contorno contrátil-dilatante.

Além das avaliações supracitadas, a resposta ao cisalhamento do material foi avaliada também segundo os ábacos de classificação de comportamento propostos por Robertson (2016), Shuttle e Cuning (2008) e Plewes *et al.* (1992) e Schneider *et al.* (2008). A Figura 3.4 apresenta os ábacos propostos pelos autores supracitados.

**Figura 3.4 – Sistema de classificação comportamental propostos**



Fonte: a) Robertson (2016); b) Shuttle e Cuning (2008); c) Plewes *et al.* (1992); e d) Schneider *et al.* (2008).

Em complemento, também foram avaliadas as condições de drenagem e os valores do tempo de dissipação para 50% do excesso ( $t_{50}$ ) obtidos nos ensaios de dissipação de poropressão. Conforme disposto por Robertson (2022), valores de  $t_{50}$  inferiores a 60 segundos são indicativos de drenagem parcial, enquanto DeJong *et al.* (2012) indicam como referência  $t_{50} < 100$  s para essa condição.

### **3.2 Metodologias para avaliação da suscetibilidade à liquefação**

O presente capítulo apresenta as metodologias utilizadas na avaliação da suscetibilidade à liquefação do solo, fundamentadas nas diretrizes recomendadas pela *International Commission on Large Dams – ICOLD* (2022), reconhecidas como referências internacionais de melhores práticas. Adicionalmente, são discutidas abordagens complementares extraídas da literatura científica atual, incluindo critérios empíricos que auxiliam na identificação de condições favoráveis à ocorrência de liquefação.

#### **3.2.1 CPTu**

A avaliação comportamental do solo e a análise de sua suscetibilidade à liquefação são abordagens complementares, porém conceitualmente distintas, dentro da engenharia geotécnica. Enquanto a primeira busca compreender as respostas mecânicas intrínsecas do solo frente a diferentes condições de carregamento, a segunda foca na identificação do potencial de instabilidade súbita sob ações dinâmicas ou estáticas específicas. Miranda (2018) aponta que as metodologias mais recorrentes na literatura para avaliação do comportamento dos solos baseiam-se, predominantemente, na realização de ensaios laboratoriais, especialmente os ensaios triaxiais, complementados por procedimentos de interpretação de ensaios de campo. Nessas abordagens, a resistência dos materiais é estimada por meio de correlações, e verifica-se a contratilidade do solo.

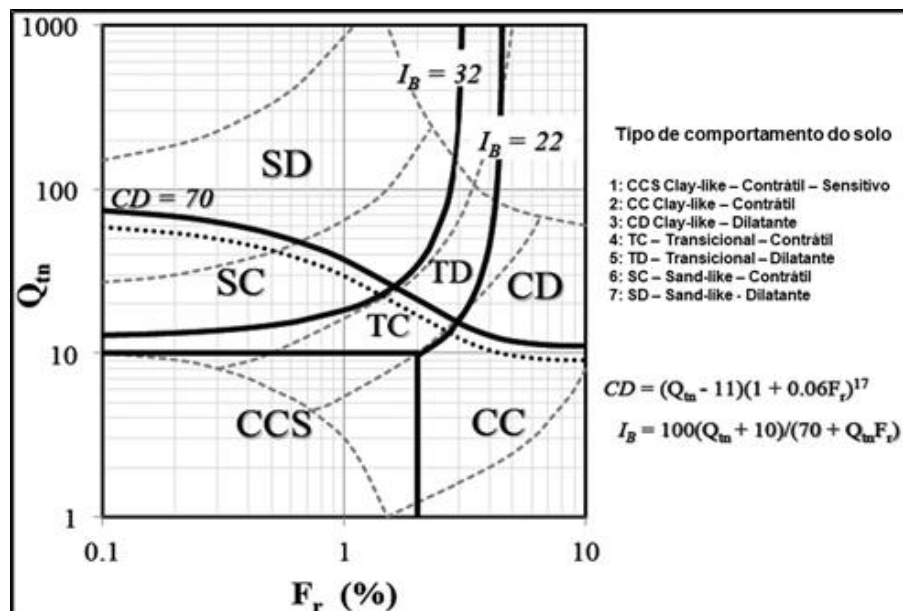
Robertson (2010) estabelece que a compreensão do comportamento do solo, incluindo sua contratilidade, estrutura e sensibilidade, é fundamental para prever a ocorrência de liquefação, especialmente em materiais que apresentam transição entre solos arenosos e argilosos. Neste sentido, a integração dessas abordagens é

essencial para uma caracterização geotécnica robusta, especialmente em contextos de segurança de estruturas geotécnicas.

Dado o referido contexto, a abordagem adotada para a avaliação da suscetibilidade à liquefação, com base nos ensaios CPTu, considera tanto o comportamento contrátil do solo quanto seu potencial de liquefação, conforme as metodologias propostas por Robertson (2016), Robertson (2022) e Shuttle e Cuning (2008).

A metodologia de Robertson (2016) é baseada na classificação SBTn (*Soil Behaviour Type*), a qual é função do comportamento mecânico do solo durante a cravação do cone. Segundo esta metodologia, plotando graficamente a resistência de ponta normalizada ( $Q_{tn}$ ) e a razão de atrito normalizada ( $F_r$ ), é possível verificar, entre outras propriedades do material, o comportamento do solo (contrátil/dilatante). O autor estabelece a linha contrátil-dilatante ( $CD = 70$ ) que divide o gráfico entre as zonas em que o material apresenta comportamento contrátil ( $CD < 70$ ) ou dilatante ( $CD > 70$ ). A Figura 3.5 apresenta o gráfico proposto por Robertson (2016) para avaliação comportamental dos materiais.

Figura 3.5 – Gráfico de classificação SBTn ( $Q_{tn} - F_r$ )



Fonte: Robertson (2016)

Robertson (2022) atualiza os métodos anteriores para avaliar a susceptibilidade à liquefação por perda de resistência não drenada, por meio da introdução do parâmetro do estado ( $\psi$ ). O autor utiliza os resultados dos ensaios CPTu para estimar o índice de comportamento do solo ( $I_C$ ) e calcular o parâmetro de estado, o qual indica o grau de contração ou dilatação esperado durante o cisalhamento. Foi sugerida uma relação entre o parâmetro de estado do solo com a  $Q_{tn,cs}$ , conforme a Equação 3.10). A integração entre a caracterização de campo e análise interpretativa proposta por Robertson (2022) permite uma avaliação de zonas de risco para liquefação ao longo do perfil estratigráfico.

$$\psi = 0,56 - 0,33\log(Q_{tn,cs}) \quad \text{Equação 3.10}$$

Dessa forma, o autor propõe a normalização da resistência de ponta do cone considerando o excesso de poropressão ( $B_q$ ) e uma fronteira que separa os materiais com comportamento contrátil e dilatante segundo a consideração do parâmetro de estado ( $\psi$ ), através da linha correspondente a  $\psi = -0,05$ . Para aplicação do parâmetro  $\psi$ , inicialmente são coletados os dados de resistência de ponta ( $q_t$ ), razão de atrito ( $R_f$ ) e excesso de poropressão ( $u_2$ ), permitindo o cálculo do índice de comportamento do solo ( $I_C$ ). A normalização da resistência de ponta  $Q_t$  é realizada em função da tensão efetiva vertical, e o valor de  $B_q$  é incorporado para ajustar a interpretação em solos saturados. Portanto, o critério de Robertson (2022) fornece uma base quantitativa para identificar solos potencialmente suscetíveis à liquefação, especialmente em regiões com alta variabilidade litológica, o que permite a construção de modelos geotécnicos mais precisos e alinhados ao comportamento real dos materiais.

Shuttle e Cuning (2008) seguem uma metodologia similar àquela proposta por Robertson (2016). A metodologia parte da análise dos dados obtidos por ensaios CPTu, nos quais se calcula  $Q_{tn}$  e  $I_C$  segundo as equações de Robertson (2016). O autor introduz o uso do parâmetro alfa ( $\alpha$ ) como uma ferramenta para avaliar a susceptibilidade à liquefação de solos, através de uma correção empírica que relaciona a resistência de ponta normalizada ( $Q_{tn}$ ) com índice de comportamento do solo ( $I_C$ ) em função da condição de drenagem durante a cravação do cone. Desta

forma, a metodologia adotada considera que valores de  $\alpha \geq 0$  indicam solos com maior tendência ao comportamento contrátil, o que pode estar associado à maior suscetibilidade à liquefação.

### **3.2.2 Ensaio de compressão triaxial não drenado**

Uma característica repetidamente citada na literatura em respeito a materiais potencialmente suscetíveis à liquefação é o comportamento frágil, em que a resistência de pico se desenvolve a baixas deformações, seguida de redução drástica da resistência ao cisalhamento para deformações pós-pico. Desta forma, para avaliar o índice de fragilidade do litotipo, os resultados dos ensaios de compressão triaxial foram plotados na Figura 3.6. Neste gráfico é possível avaliar a perda de resistência em função da deformação axial ao longo do ensaio triaxial não drenado.

De forma complementar, na Figura 3.6 também são apresentados os limites propostos por Macedo e Vergaray (2021) para o índice de fragilidade do material, a fim de verificar a possibilidade de ocorrência do fenômeno de liquefação. Conforme autores, valores de  $I_B$  abaixo de 0,25 representam amostras não frágeis, valores entre 0,25 e 0,60 configuram amolecimento parcial, enquanto valores acima de 0,60 representam liquefação estática.

Além disso, a incorporação do índice de fragilidade como parâmetro auxiliar na avaliação da suscetibilidade à liquefação representa um avanço significativo na compreensão do comportamento mecânico dos solos. Tal índice, por refletir diretamente a perda de resistência após o pico, contribui para a identificação de materiais potencialmente instáveis, mesmo quando os critérios tradicionais de liquefação (como densidade relativa ou granulometria) não são plenamente atendidos.

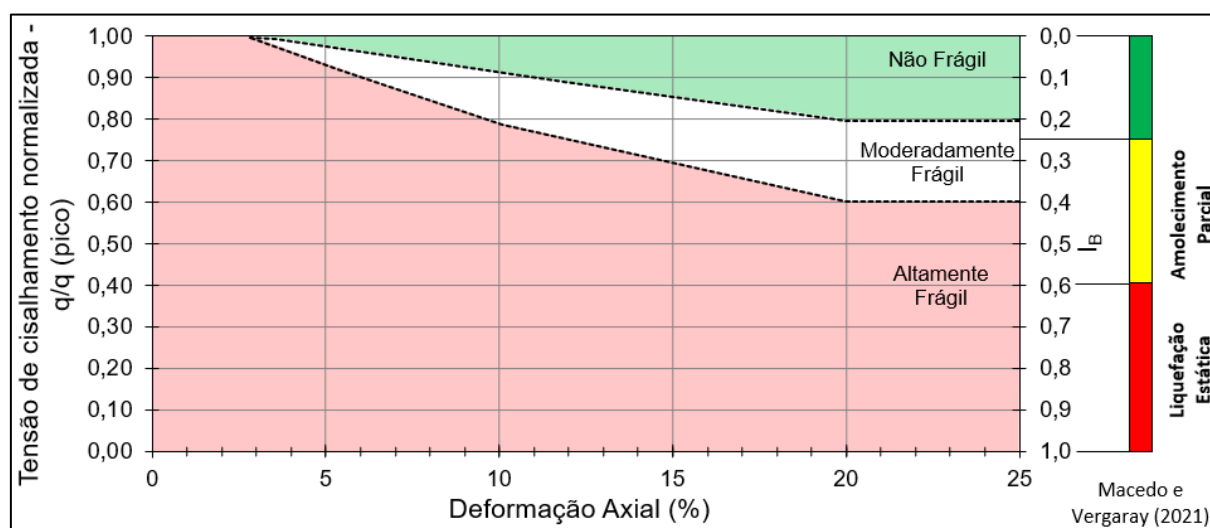
Vale mencionar que o método proposto por Macedo e Vergaray (2021) adota uma abordagem sistemática baseada na teoria do estado crítico para rejeitos de mineração, incluindo rejeitos finos, arenosos e silto-argiloso. No contexto deste estudo, sua aplicação a solos residuais com comportamento frágil, foi considerada apenas após criteriosa validação experimental, a partir da comparação entre os parâmetros do solo residual e a base de dados dos autores Macedo e Vergaray (2021), a fim de avaliar sua abrangência e adequação metodológica. A Tabela 3.5

apresenta a faixa dos parâmetros de estado crítico utilizado pelos autores para a determinação dos critérios de fragilidade.

**Tabela 3.5 – Parâmetros de estado crítico base de dados de Macedo e Vergaray (2021)**

Valores Estatísticos	$\lambda$	$\Gamma$	a	b	c	$M_{tc}$	LL(%)	IP(%)	TF(%)	$G_s$
Valor mínimo	0,73	0,022	0,025	0,051	0,022	1,2	9	0	9	2,6
Valor máximo	1,56	0,188	0,276	0,967	0,594	1,5	52	20	88	3,48
Média dos valores	1,07	0,08	0,09	0,26	0,42	1,37	21,9	7,10	38,48	2,93

**Figura 3.6 – Critério de fragilidade proposto pelo ICOLD**

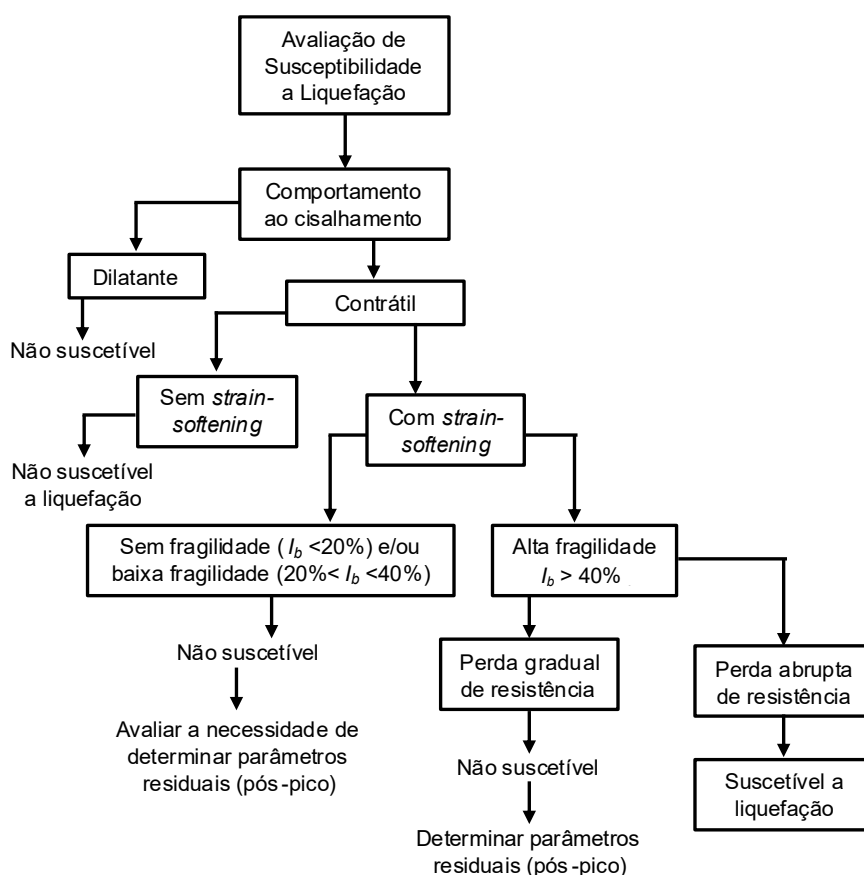


**Fonte: (ICOLD, 2022) e limites propostos por Macedo e Vergaray (2021).**

Da Tabela 3.5, os parâmetros a, b e c são reportados nos casos em que a LEC se ajusta a uma curva, enquanto  $\lambda$  e  $\Gamma$  são adotados para a função semi-logarítmica. Os autores adotaram em sua base de dados as propriedades dos rejeitos encontrados em casos históricos de rompimento de barragens por liquefação, como foi o caso das barragens Fundão em 2015, Cádía em 2018, e Brumadinho em 2019. Nestes casos, as propriedades dos parâmetros transitaram próximas aos valores mínimos encontrados, exceto para o teor de finos, que os valores médios transitaram próximos a 57%.

A Figura 3.7 apresenta o fluxograma utilizado para a avaliação do potencial de liquefação, elaborado com base nos critérios estabelecidos pelo Bulletin 194 do ICOLD (2022), a partir das metodologias previamente discutidas. A abordagem adotada considera que a liquefação em solos contráteis está intimamente associada ao seu comportamento frágil. Em condições não drenadas, a tendência à contração induz o aumento das poropressões, resultando na redução da tensão efetiva e, conseqüentemente, na perda de resistência do material. No entanto, a liquefação somente se manifesta quando essa redução é suficientemente expressiva, provocando uma queda abrupta da resistência de pico para a resistência residual. A perda súbita de resistência caracteriza o conceito de fragilidade, sendo a liquefação interpretada como a forma mais severa de manifestação do comportamento frágil em solos contráteis.

**Figura 3.7 – Fluxograma de avaliação da suscetibilidade à liquefação**



**Fonte: Adaptado de Bulletin 194 (ICOLD, 2022).**

### 3.3 Metodologia para elaboração do modelo computacional

Neste capítulo se apresenta: i) a metodologia empregada na definição dos parâmetros do modelo constitutivo *NorSand*; ii) as características do modelo computacional, incluindo os critérios e premissas da modelagem e as etapas do processo de descaracterização.

#### 3.3.1 Parâmetros do modelo constitutivo NordSand

O Modelo *NorSand* foi escolhido para realizar a análise tensão-deformação do solo devido à integração com os princípios da Mecânica dos Solos do Estado Crítico, o que o torna particularmente adequado para representar comportamentos complexos, como contração, dilatância e colapso estrutural sob diferentes caminhos de carregamento (Been e Jefferies, 1985). Como os solos residuais frequentemente desenvolvem respostas pós-pico abruptas devido à perda de estrutura, um modelo que permita simular o comportamento além do estado crítico é conjecturado como uma boa ferramenta para representar o comportamento destes materiais.

Neste contexto, a calibração dos parâmetros do *NorSand* foi conduzida com base nos ensaios triaxiais em amostras drenadas inicialmente “densas”, devido a indisponibilidade amostras na condição inicial “fofa”. A determinação dos parâmetros foi realizada conforme condições gerais apresentadas a seguir.

##### I. Parâmetros da linha de estado crítico:

- a. Os parâmetros do estado crítico ( $\lambda$ ,  $\Gamma$ ) foram obtidos a partir dos ensaios triaxiais por meio do ajuste semi-logarítmico dos pontos dos ensaios que atingiram a condição de estado crítico. O parâmetro  $\Gamma$  foi obtido pelo intercepto com o eixo das ordenadas para o nível de tensão  $p = 1$  kPa, e o parâmetro  $\lambda$  obtido pela inclinação da LEC no espaço  $e - p'$  Equação (2.17). A inclinação da Equação (2.17) fornece  $\lambda$ , enquanto o intercepto em  $p' = 1$  kPa fornece  $\Gamma$ .
- b. O parâmetro  $M_{tc}$  define o valor da razão  $q/p'$  no estado crítico, para o carregamento em compressão triaxial convencional. Foi obtido a partir da inclinação da linha de estado crítico no espaço das tensões

$q \times p'$  e está diretamente relacionado ao ângulo de atrito crítico dado pela Equação (2.19).

## II. Parâmetros de plasticidade:

- a. A resposta plástica do modelo foi determinada com base nos seguintes parâmetros: i) dilatância de estado ( $X_{tc}$ ); ii) coeficiente de acoplamento volumétrico ( $N_{tc}$ ); e iii) módulo de endurecimento plástico ( $H$ ). Esses parâmetros foram definidos a partir dos ensaios triaxiais drenados (SM-AI-02-CID-80 e SM-AI-02-CID-160), nos quais o comportamento dilatante das amostras durante o cisalhamento foi observado. Segundo Jefferies e Been (2016), no modelo *NorSand*, esses parâmetros devem ser preferencialmente obtidos a partir de amostras densas, uma vez que tais condições fornecem informações mais precisas sobre o comportamento mecânico intrínseco do material em estados próximos ao limite de dilatação e compactação.
- b. O parâmetro  $X_{tc}$  foi obtido a partir da relação entre o parâmetro de estado com a dilatância máxima ( $D_{min}$ ), conforme descrito pela Equação (2.20).
- c. O parâmetro  $N_{tc}$  foi definido a partir da relação entre o  $D_{min}$  e  $\eta_{máx}$ , partindo-se do ponto equivalente ao valor de  $M_{tc}$  (origem), conforme apresentado pela Equação (2.22).
- d. A calibração do parâmetro  $H$  específico para cada ensaio foi realizada através do método iterativo utilizando a planilha Excel Nortxt Revisão 14 (Jefferies, 2022). A condição de  $H$  em função de  $\psi$  foi obtida conforme relação apresentada na Equação (2.29) e descrita por Jefferies e Been (2016).
- e. Para representar a influência das microestruturas no solo por meio do modelo *NorSand* clássico, os parâmetros foram ajustados de forma interativa, com o objetivo de compatibilizar a resposta numérica aos resultados experimentais. As análises comparativas foram conduzidas utilizando a planilha Excel Nortxt Revisão 14,

permitindo a calibração dos parâmetros que melhor descrevem o comportamento observado do solo.

### III. Parâmetros de elasticidade:

- a. O modelo adota dois parâmetros para a caracterização das condições elásticas ao longo das análises: i) o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e; iv) o índice de rigidez ( $I_R$ ). O valor do coeficiente de Poisson adotado foi de 0,15, valor de referência amplamente utilizado em estudos similares para esse tipo de material.
- b. O índice de rigidez foi determinado a partir da definição do módulo cisalhante de referência ( $G_{ref}$ ) e do respectivo expoente elástico ( $m$ ), considerando o cenário de calibração mais adequado durante as modelagens. Destaca-se que essa abordagem foi adotada devido à ausência de ensaios utilizando bender elements, instrumentações radiais específicas ou ensaios de coluna ressonante, os quais poderiam proporcionar maior precisão na definição do módulo cisalhante do material.

### IV. Condição inicial:

- a. Para definição da Razão de Sobreadensamento (OCR), foi tomada a condição do material normalmente adensado ( $OCR = 1$ ), uma vez que este valor apresentou melhor convergência do modelo e o comportamento foi observado nos ensaios de campo.
- b. O parâmetro de Estado Inicial ( $\psi_0$ ) foi definido de acordo com o comportamento observado durante os ensaios triaxiais drenados.

## **3.3.2 Características do modelo computacional**

Este item apresenta os critérios e premissas da modelagem numérica e as etapas do processo de descaracterização.

### 3.3.2.1 Critérios e premissas da modelagem numérica

O modelo computacional empregado consiste em simular o comportamento de descaracterização de uma barragem de rejeitos, sob condições de contorno e tensões semelhantes a uma estrutura real, com sucessivas etapas de remoção do rejeito e

maciço, cuja fundação foi parametrizada de acordo com os resultados da calibração dos dados experimentais do modelo *NorSand*. Para a modelagem computacional foi adotado o *software* RS2 versão 11.024 desenvolvido pela Rocscience. A calibração do modelo adotou os seguintes critérios:

I. Condições de contorno e malha:

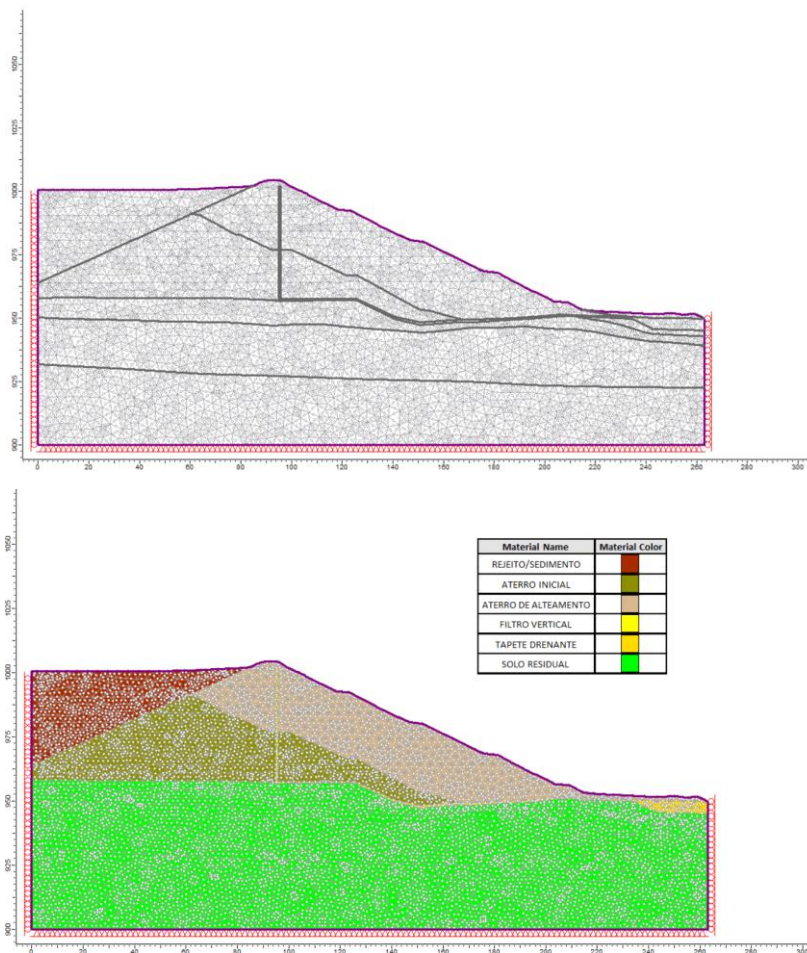
- a. Para a modelagem no RS2 duas condições de contorno foram utilizadas: a primeira para restringir os deslocamentos laterais horizontais e a segunda para restringir deslocamento inferiores horizontais e laterais.
- b. A malha de elementos finitos, apresentada na Figura 3.8, foi configurada com elementos triangulares de 6 nós, de tal forma que a malha proporcionou uma boa configuração e ajuste à geometria. Essa configuração resultou em uma malha de elementos finitos com aproximadamente 13.000 nós. A convergência do modelo foi verificada por meio do Método *Mesh Quality* (Rocscience, 2024) e os resultados de 0,0% mostraram boa convergência do modelo de acordo com os critérios do Guia do RS2 (Rocscience, 2024).
- c. Quanto às condições de fluxo, para operação em condição normal, foram simuladas as linhas piezométricas considerando o rebaixamento do reservatório como premissa para as etapas do processo de descaracterização e controle da percolação. Ressalta-se que a superfície freática adotada é uma premissa deste estudo baseada no controle/rebaixamento do nível do reservatório previsto em cada etapa do projeto.

II. Método de análise:

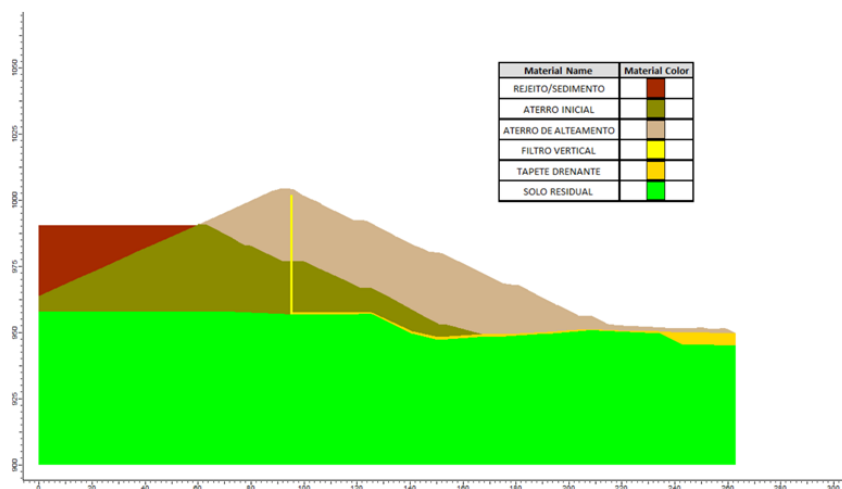
- a. O modelo constitutivo empregado para o maciço e para os rejeitos foi o de Mohr-Coulomb.
- b. O modelo constitutivo adotado para a fundação foi o de *NorSand*, devido ao interesse em reproduzir o aspecto contrátil e dilatante da região.
- c. Materiais contínuos, homogêneos e isotrópicos.

A representação da seção transversal com a distribuição dos materiais está indicada na Figura 3.9:

**Figura 3.8** – Malha de elementos finitos utilizadas para a modelagem numérica no *software* RS2



**Figura 3.9** – Seção transversal utilizada com a distribuição dos materiais (condição atual)



### 3.3.2.2 Etapas da modelagem

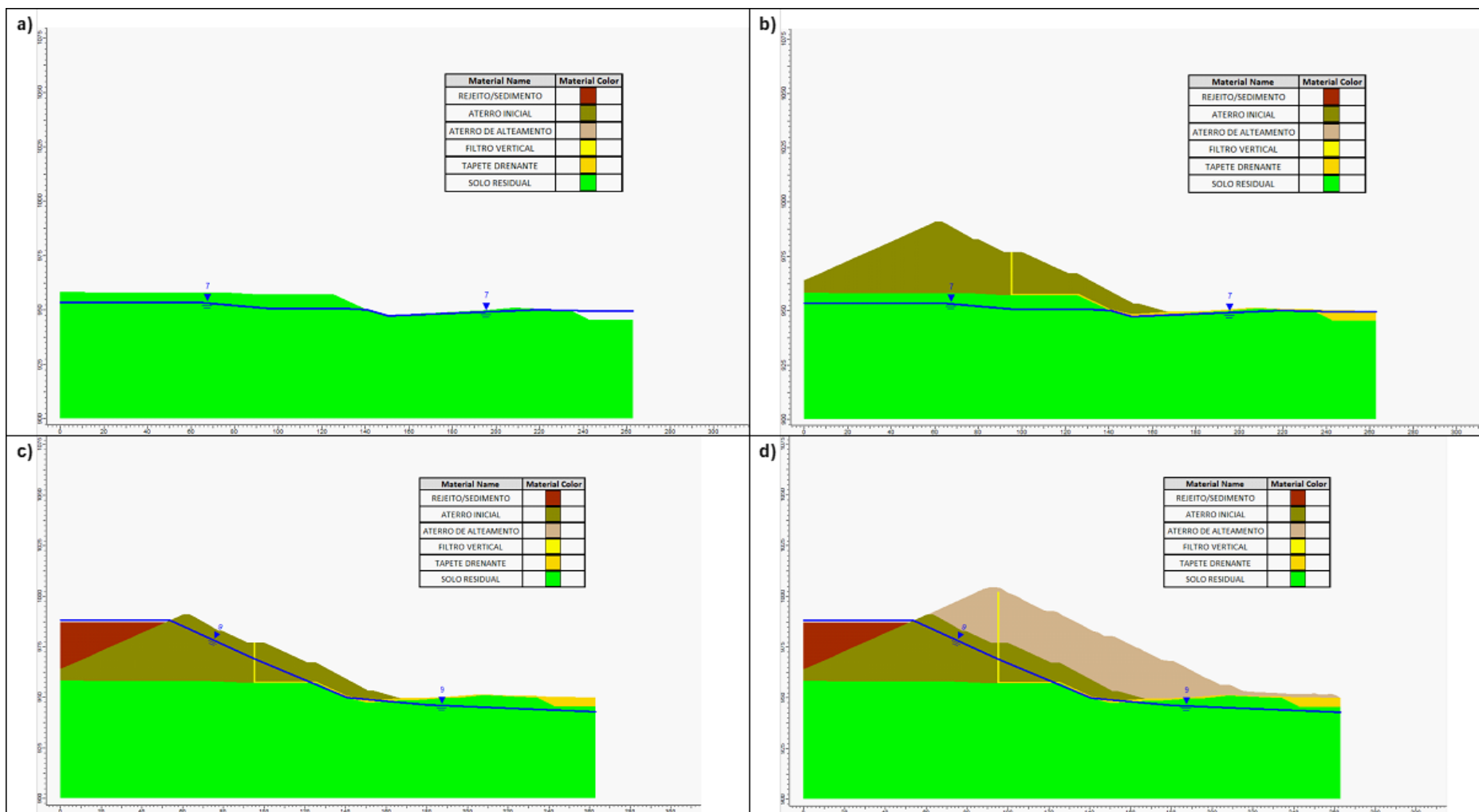
Para fins didáticos desta pesquisa, foram simuladas as etapas de carregamento (construção) e descarregamento (descaracterização) da barragem de rejeitos. A subdivisão efetuada busca representar os principais eventos na construção da barragem e promover a distribuição de tensões mais adequada em relação às condições reais da estrutura. Em relação ao rejeito, especificamente, foram simuladas as principais etapas de camadas de deposição menos espessas com o objetivo de promover uma subida menos abrupta do nível d'água no reservatório. Na Figura 3.10 são apresentadas as etapas de construção da barragem, sendo:

- Etapa 1.c – Condições *in situ* (apenas materiais de fundação);
- Etapa 2.c – Construção do Dique de Partida, até a El. 990,0 m;
- Etapa 3.c – Preenchimento do reservatório com rejeito, até El. 987,0 m;
- Etapa 4.c – Alçamento do Maciço, até a El. 1004,0 m.

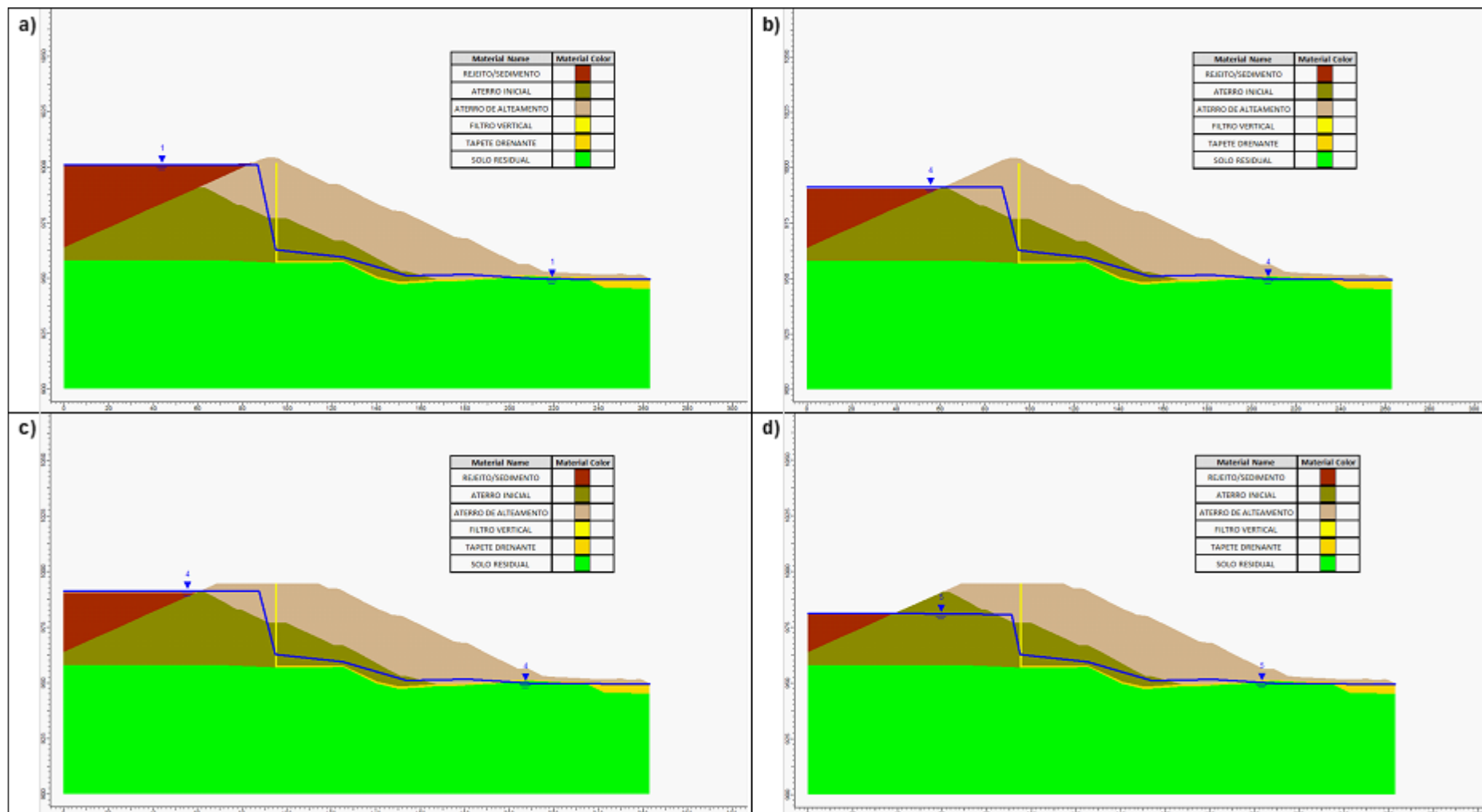
Já em relação à descaracterização da barragem, o processo foi dividido em 10 etapas, visando a remoção do maciço/reservatório em estágios com no máximo 10 metros de escavação. As etapas foram simuladas considerando o esgotamento da lâmina d'água sobrenadante através de bombeamento, e posteriormente as escavações dos rejeitos e maciço, conforme visto na Figura 3.11 até a Figura 3.13. A Etapa 5.d representa a condição atual da estrutura.

- Etapa 5.d – Preenchimento do reservatório com rejeito, até El. 1001,0 m
- Etapa 6.d - Esgotamento da lâmina d'água sobrenadante e escavação da 1ª fase do reservatório, até a El. 990,0 m;
- Etapa 7.d – Escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m;
- Etapa 8.d – Escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m;
- Etapa 9.d - Escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m;
- Etapa 10.d - Escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m;
- Etapa 11.d - Escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m;
- Etapa 12.d - Escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m;
- Etapa 13.d - Escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m;
- Etapa 14.b - Escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m.

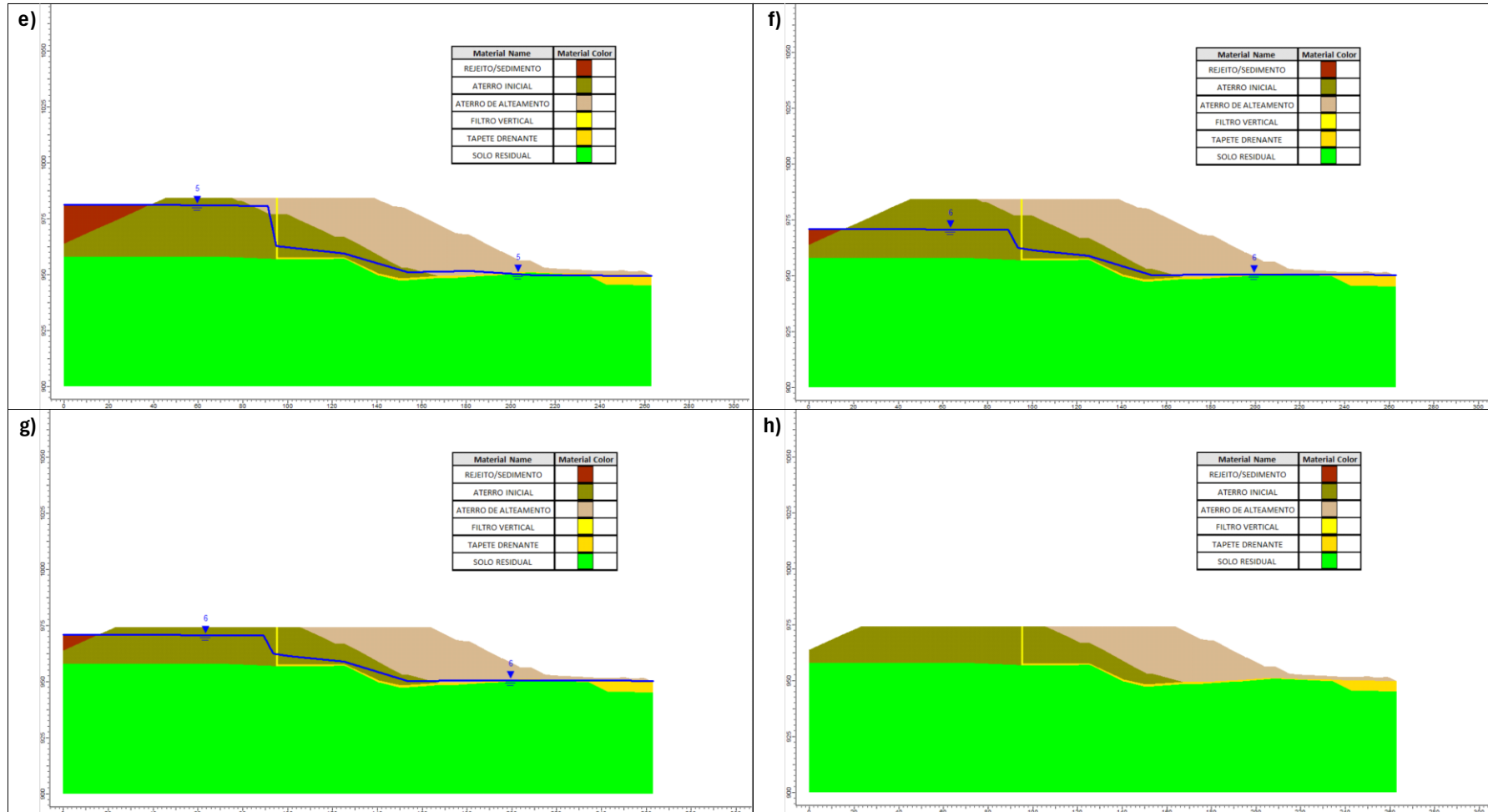
**Figura 3.10** – Estágios do processo de construção: a) Etapa 1.c: condição *in situ* (apenas materiais de fundação); b) Etapa 2.c: construção do Dique de Partida até a El. 990 m; c) Etapa 3.c: preenchimento do reservatório com rejeito até El. 987 m; d) Etapa 4.c: alteamento do Maciço até a El. 1004 m



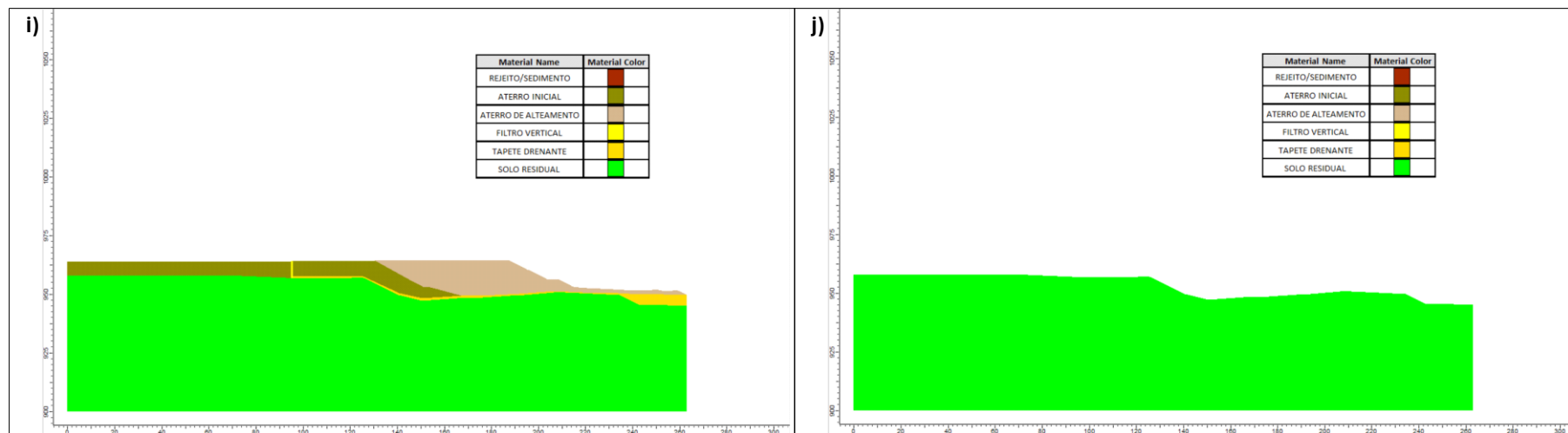
**Figura 3.11** – Estágios do processo de descaracterização: a) Etapa 5.d: b) Etapa 6.d: esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase dos rejeitos até a EL. 990,0 m; c) Etapa 7.d: escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m; d) Etapa 8.d - escavação da 2ª fase dos rejeitos até a EL. 980,0 m



**Figura 3.12** – Estágios do processo de descaracterização: e) Etapa 9.d: escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m; f) Etapa 10.d: escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m; g) Etapa 11.d: escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m; h) Etapa 12.d: escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m



**Figura 3.13** – Estágios do processo de descaracterização: i) Etapa 13.d: escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m.; j) Etapa 14.b: escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

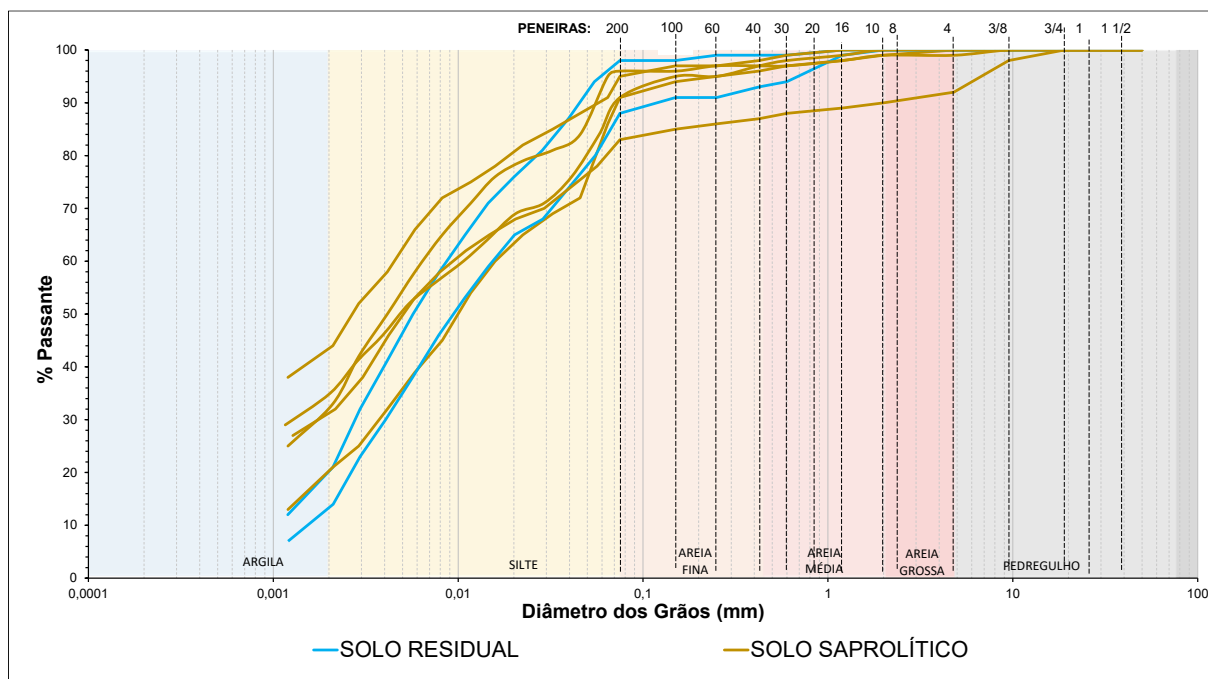
Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados sobre o potencial de liquefação estática do solo residual, além dos resultados da modelagem computacional do processo hipotético de descaracterização. A Seção 4.1 abrange os dados dos ensaios de caracterização do solo, já as Seções 4.2 e 4.3 apresentam e discutem os resultados sobre a análise comportamental do material e a avaliação da suscetibilidade à liquefação, além de apresentar uma análise comparativa entre os métodos que melhor consegue capturar o comportamento do solo residual específico. Por fim, a Seção 4.4 aborda os resultados obtidos para a simulação hipotética de descaracterização da barragem, em termos de comportamento de deformação e instabilidade por liquefação estática.

### 4.1 Caracterização física

Para a avaliação da caracterização física da fundação, foram realizados sete conjuntos de ensaios, sendo 2 em solo residual e 5 em solo saprolítico, conforme visto na Tabela 3.1. Considerando o percentual médio das amostras ensaiadas, o material apresenta 23% de argila, 58,0% de silte e 19% de areia. Já em relação as amostras do solo residual especificamente, o material apresenta percentual médio de 9% de argila, 73% de silte e 18% de areia. Desta forma, tem-se que o solo residual pode ser classificado como silte areno-argiloso ou silte argilo-arenoso (Figura 4.1). É possível observar que em função da predominância de solos finos (siltes e argilas), e do menor teor de areia grossa, o solo tende a estar mais intemperizados, tendo em vista que a fina fração argilosa é dominante nos estágios mais avançados de intemperismo.

Em complemento à análise granulométrica, os resultados dos ensaios de Limites de Atterberg indicam que o solo apresenta valores médios de Limite de Liquidez (LL) de 62%, Limite de Plasticidade (LP) 26% e Índice de Plasticidade (IP) 21%. A carta de plasticidade indica presença de siltes e argilas de alta compressibilidade ( $LL > 50\%$ ) e alta plasticidade ( $IP > 15\%$ ). Para as amostras em solo residual, especificamente, o valor de LL foi de 51,5%, LP e IP nulos, indicando a presença de finos não plásticos.

**Figura 4.1 – Resultados do ensaio de granulometria da fundação**

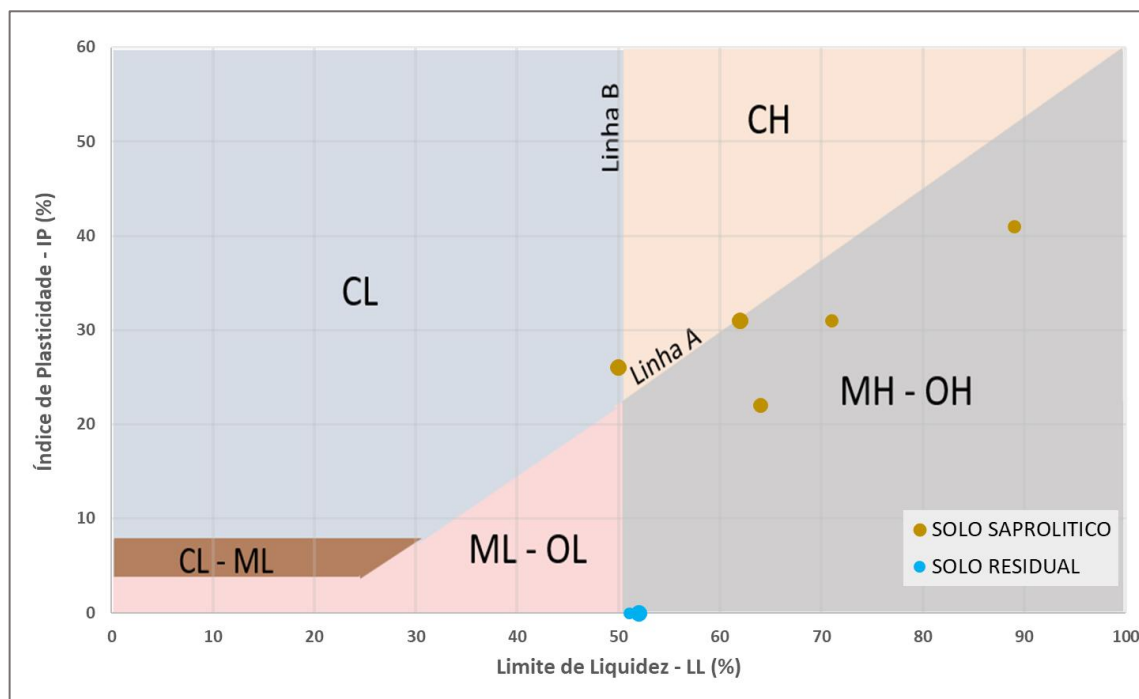


A Tabela 4.1 resume os resultados de classificação dos solos enquanto a Figura 4.2 apresenta a carta de plasticidade do substrato.

**Tabela 4.1 – Classificação dos solos conforme ensaios de caracterização**

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Designação do solo	Classificação do solo USCS
SR-AI-01	51%	NP	NP	Silte areno-argiloso	-
SR-AI-02	52%	NP	NP	Silte arenoso com pouca argila	-
SP-AI-03	50%	24%	26%	Silte argiloso-arenoso com pouco pedregulho	CL/CH
SP-AI-04	62%	31%	31%	Silte areno-argiloso com vestígios de pedregulho	CH/MH
SP-AI-05	71%	40%	31%	Silte argilo-arenoso	MH
SP-AI-06	64%	42%	22%	Silte areno-argiloso com vestígios de pedregulho	MH
SP-AI-07	89%	48%	41%	Silte argilo-arenoso	MH
Média	62%	26%	21%		

**Figura 4.2 – Carta de plasticidade da fundação**



Para avaliar a atividade dos finos presentes no material, foi aplicada a Equação (4.1) para a determinação do índice de atividade. Esse índice constitui um parâmetro útil na caracterização indireta do tipo de argilomineral predominante e pode também ser empregado como indicador do grau de intemperismo.

$$I_a = \frac{IP}{\% \leq 2\mu m} \quad \text{Equação (4.1)}$$

em que:

$I_a$  = Índice de atividade

$IP$  = Índice de plasticidade

$\mu m$  = micrômetro, unidade de medida usada para expressar o diâmetro de partículas finas

A partir de tal equacionamento foi obtido o valor de 0,91, classificando o material como argila normal segundo Skempton (1953). Este valor sugere a presença de solos moderadamente intemperizados, possuem argilas normais com mistura de minerais primários alterados e secundários. Neste contexto, conforme sugerido por Ferreira e Amaral (2005), o valor de  $IP$  igual a 21% sugere a persistência de solos

moderadamente intemperizados, sendo uma transição entre minerais primários (ativos) e secundários (inativos). Entretanto, analisando isoladamente as amostras SR-AI-01 e SR-AI-02 tem-se que o índice de atividade da argila é nulo, o que sugere que a fração argilosa presente não é plasticamente ativa, típico de solos altamente intemperizados, especialmente em regiões tropicais.

Para avaliar a classificação do solo de acordo com a sua curva granulométrica, recorreu-se também ao Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS), conforme visto na Tabela 4.1. Nota-se que na classificação obteve resultado similar, sendo as amostras do material, em geral, transitando entre silte e argila com alta plasticidade, silte areno-argiloso ou silte argilo-arenoso.

#### **4.2 Avaliação comportamental – Ensaio Triaxiais**

A amostra utilizada nos ensaios triaxiais foi a SR-AI-02, e os resultados dos ensaios não drenados (SR-AI-02-CIU-320 e SR-AI-02-CIU-640) estão descritos nos gráficos da Figura 4.3, Figura 4.4 e Figura 4.5, representados pela tensão média efetiva *versus* tensão desviadora, excesso de poropressão *versus* deformação axial, e tensão desviadora *versus* deformação axial. A partir da interpretação dos ensaios, observa-se que o material apresenta tendência contrátil apenas no início do cisalhamento, visto que no início do ensaio houve redução da tensão média efetiva ( $p'$ ) com o incremento da tensão desviadora ( $q$ ), somado a geração de poropressão positiva. Após tal etapa, o solo apresenta comportamento dilatante ao cisalhamento.

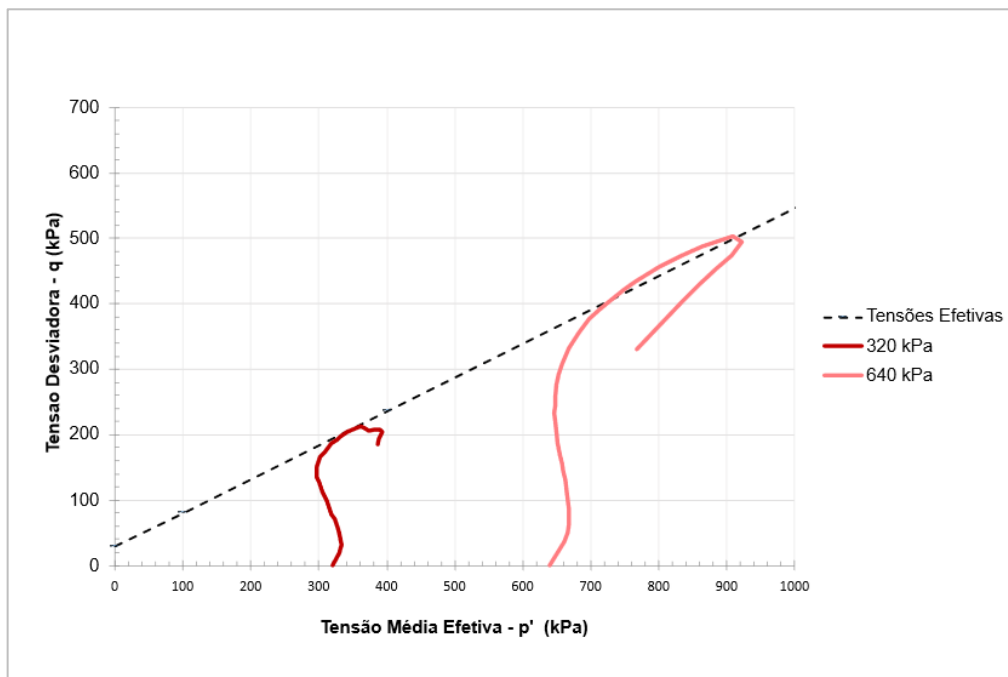
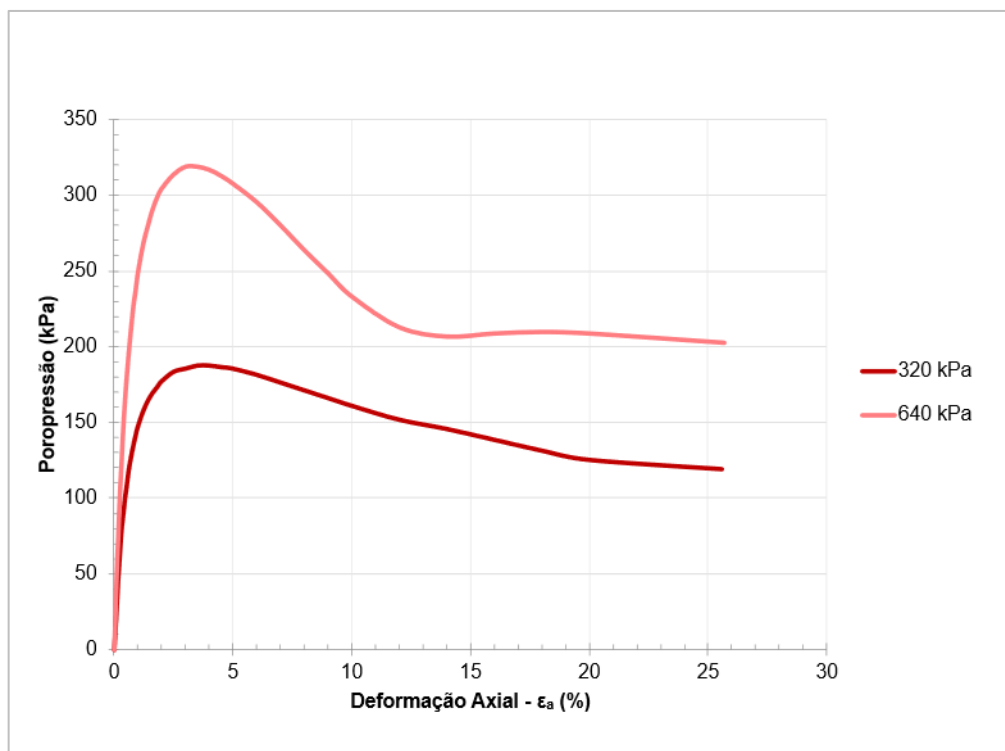
Com relação ao perfil do excesso de poropressões, são observados valores positivos ao longo de todo ensaio, com posterior redução da deformação axial sem a presença de valores negativos. Possivelmente, o excesso de poropressão positiva está relacionado com a presença de microestruturas do solo residual que podem dificultar rearranjo e imbricamento dos grãos, e após tal etapa, o solo apresenta comportamento dilatante ao cisalhamento com tendência à estabilização do excesso de poropressão.

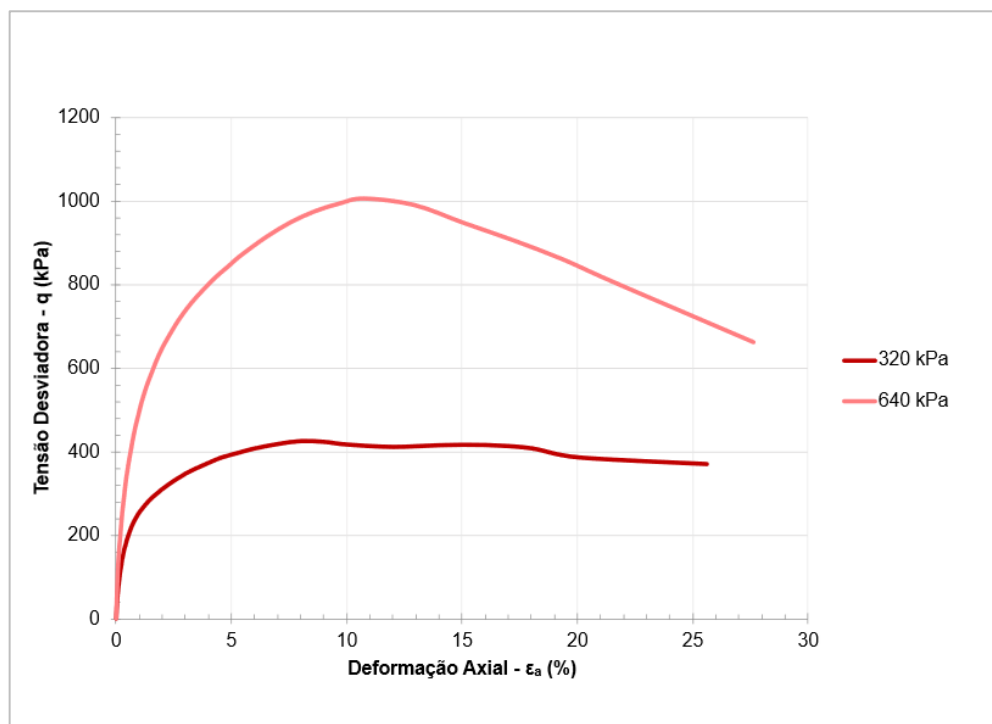
A interpretação dos ensaios não drenados indica que o solo atinge sua resistência máxima em aproximadamente 8% e 12% de deformação axial. Após esse ponto,

verifica-se um comportamento típico de perda de resistência, sendo essa redução mais pronunciada no ensaio SR-AI-02-CIU-640, o que indica maior susceptibilidade à instabilidade sob tensões mais elevadas. Nota-se que houve geração de poropressão positiva e perda de resistência média efetiva ( $p'$ ) até o momento em que foi atingido a resistência de pico (12%). No pós-pico, ocorreu uma estabilização da poropressão seguida por um colapso de resistência. Esse comportamento pode ser atribuído ao rearranjo dos grãos e à natureza metaestável da estrutura do solo, que, embora mantenha certa resistência, entra em colapso quando saturada. Trata-se de uma resposta típica de solos residuais parcialmente intemperizados, mas que ainda preservam parte da estrutura interna.

Em função do comportamento observado, constata-se, portanto, que a amostra não atingiu a condição de estado crítico, ou seja, não atingiu o estágio final de deformação contínua sob tensão e volume constante, o que inviabiliza sua utilização na calibração dos parâmetros do modelo *NorSand*. Desta forma, a amostra SR-AI-02-CIU-640 não foi considerada para a calibração do modelo. O ensaio SR-AI-02-CIU-320 também apresentou inconsistências na resposta tensão-deformação e não chegou até o estado crítico, portanto também não foi utilizado para a obtenção dos parâmetros *NorSand*.

Tomando este contexto, os resultados indicam que apesar da resistência aparente elevada, o comportamento do solo muda após a saturação plena, favorecendo a geração de poropressão positiva. Ainda que os ensaios não drenados não tenham sido utilizados para a calibração do modelo *NorSand*, o ensaio apresentou comportamento frágil com perda significativa de resistência e geração de poropressão positiva, o que evidencia a necessidade de investigar o grau de fragilidade do material (condição necessária para ocorrência do fenômeno de liquefação). Este tipo de resposta é denominado na bibliografia internacional de *Strain Softening*, característico por apresentar comportamento frágil com perda significativa de resistência durante o cisalhamento não drenado. Fatores como a heterogeneidade mineralógica, a distribuição dos vazios e a estrutura frágil do solo podem contribuir para a ocorrência de mecanismos de instabilidade em solos residuais, mesmo na ausência do completo desenvolvimento do critério clássico de liquefação.

**Figura 4.3** – Gráfico tensão média efetiva-tensão desviadora para os ensaios não drenados**Figura 4.4** – Gráfico excesso de poropressão-deformação axial para os ensaios não drenados

**Figura 4.5** – Gráfico tensão desviadora-deformação axial para os ensaios não drenados

Além da avaliação dos resultados obtidos durante o ensaio, também foi avaliado o aspecto dos corpos de prova após o cisalhamento. Conforme detalhado por Casagrande (1936), materiais que apresentam aspecto de “embarrigamento” pós ruptura teriam um comportamento dito “fofo/contrátil” e materiais que apresentam um plano de ruptura bem definido após a ruptura seriam característicos de materiais “densos/dilatantes”. A Figura 4.6 apresenta o registro dos ensaios e observa-se que após a ruptura, o material apresenta o efeito de “embarrigamento”. Ou seja, mesmo que o solo seja denso do ponto de vista inicial, a estrutura (materiais frágeis) entra em colapso com a saturação e o material tende a se instabilizar.

Em relação aos ensaios drenados (SR-AI-02-CID-80 e SR-AI-02-CID-160), os resultados são apresentados na Figura 4.7 e compreendem os gráficos de variação da tensão desviadora-deformação axial, e deformação volumétrica-deformação axial, conforme descrito a seguir.



Com base na análise dos ensaios drenados, observa-se uma significativa coerência em relação ao comportamento denso, esperado para os ensaios. Esse padrão é evidenciado pela tendência de expansão volumétrica à medida que a tensão de desvio aumenta, bem como pela presença de um pico de resistência claramente identificado, característico do rearranjo das partículas em amostras compactas (condição densa). Para esses ensaios, considera-se que foi atingida a condição de deformação sob tensão e volume constantes, característica do estado crítico do material.

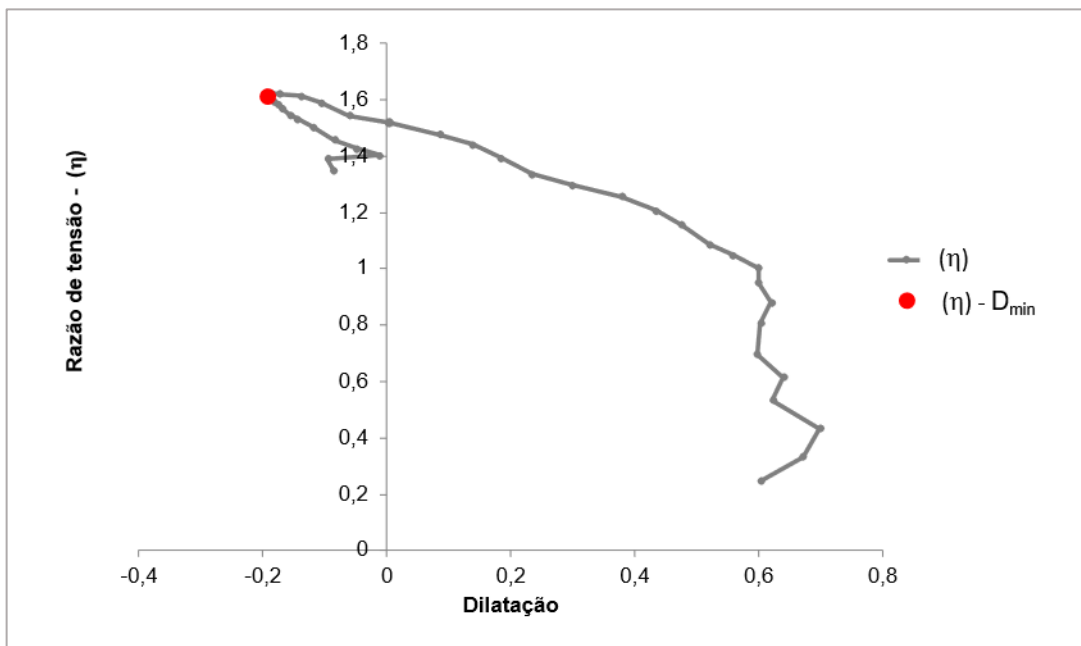
Em ensaios drenados o estado crítico do material ainda pode ser definido em termos de dilatância, no momento em que a dilatância e sua taxa de variação em relação à deformação são iguais a zero, conforme descrito pela Equação (2.13). Desta forma, no ponto em que a dilatância e sua derivada temporal se anulam, o solo atinge uma condição de fluxo constante, caracterizada por deformações contínuas sem alteração de volume. Esse comportamento é indicativo de que o material entrou em regime de estado crítico, independentemente de sua densidade inicial ou trajetória de carregamento. Para materiais densos a dilatância se limita a um valor máximo (designado como  $D_{min}$  devido à convenção adotada na Mecânica dos Solos, na qual tensões de compressão são definidas como positivas).

A identificação gráfica de  $D_{min}$  pode ser observada na Figura 4.8 e Figura 4.9, que apresentam a evolução da razão de tensões-dilatância ao longo dos ensaios, permitindo a visualização clara do ponto de transição para o estado crítico. Essa abordagem é particularmente útil para a interpretação de ensaios drenados, pois permite correlacionar parâmetros físicos observáveis (como deformações, variações volumétricas e tensões efetivas) e os conceitos teóricos da Mecânica dos Solos, como a linha de estado crítico e os critérios de resistência.

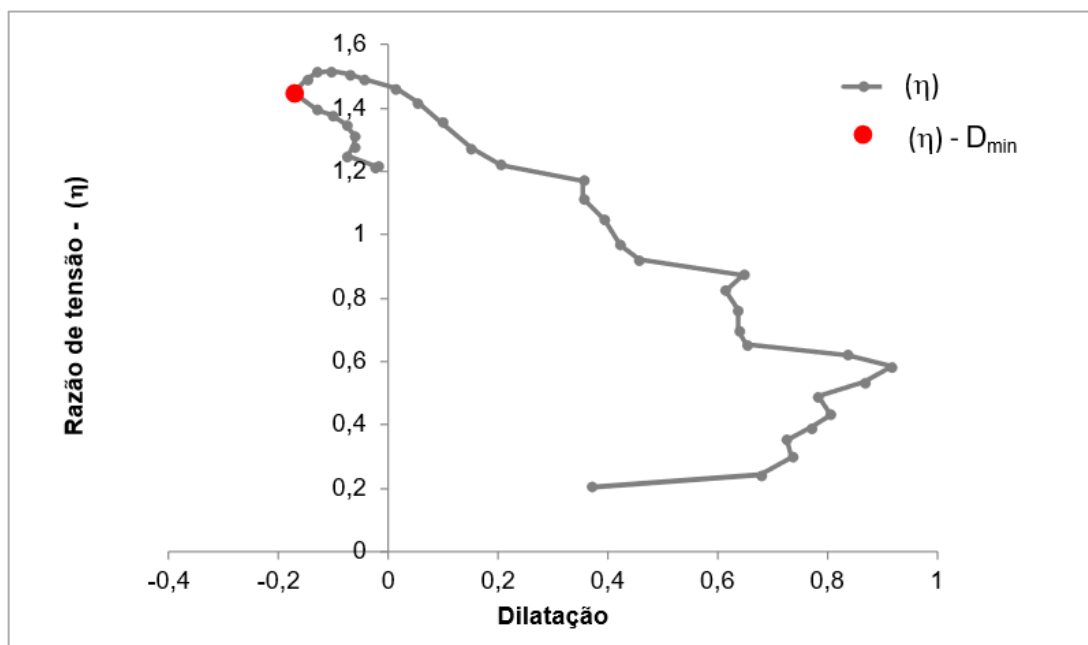
Nos ensaios realizados, os valores máximos de dilatância (i.e.,  $D_{min}$ ) foram associados a parâmetros de estado ( $\psi$ ) -0,210 e -0,229 para as amostras SR-AI-02-CID-80 e SR-AI-02-CID-160, respectivamente. Os valores negativos de  $\psi$  indicam que o material se encontra em uma condição relativamente densa em relação à linha de estado crítico, o que é compatível com o comportamento dilatante observado, conforme visto nos gráficos da Figura 4.10 e Figura 4.11.

Em síntese, a análise da dilatância em ensaios drenados não apenas permite a identificação do estado crítico, como também fornece uma ferramenta robusta para a caracterização mecânica de solos densos, contribuindo para a calibração de modelos constitutivos avançados e para a avaliação da estabilidade de maciços em condições de carregamento realistas.

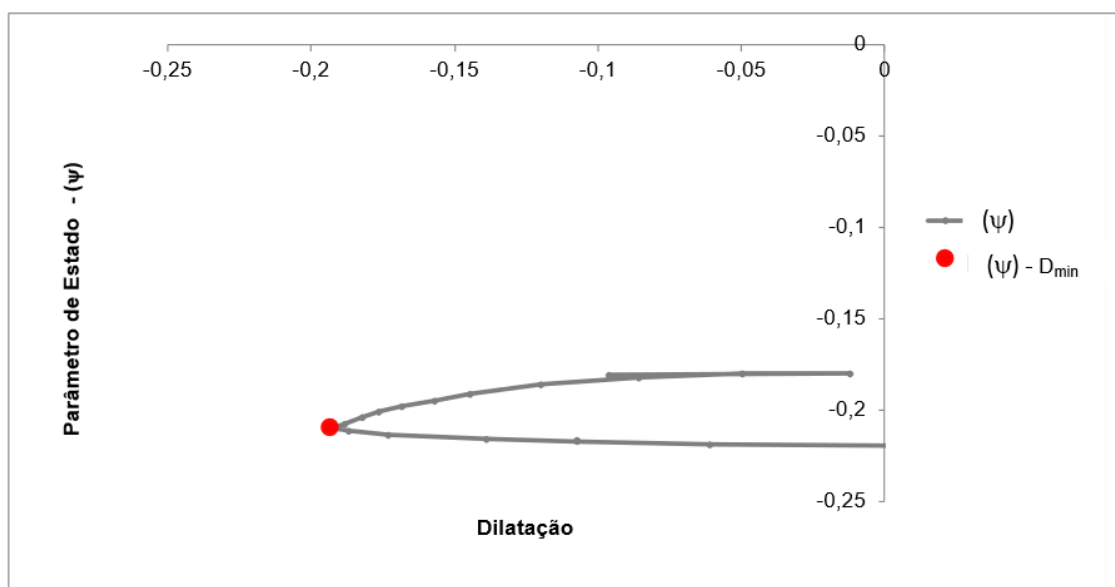
**Figura 4.8** – Gráfico razão de tensão–dilatação para a amostra SR-AI-01-CID-80



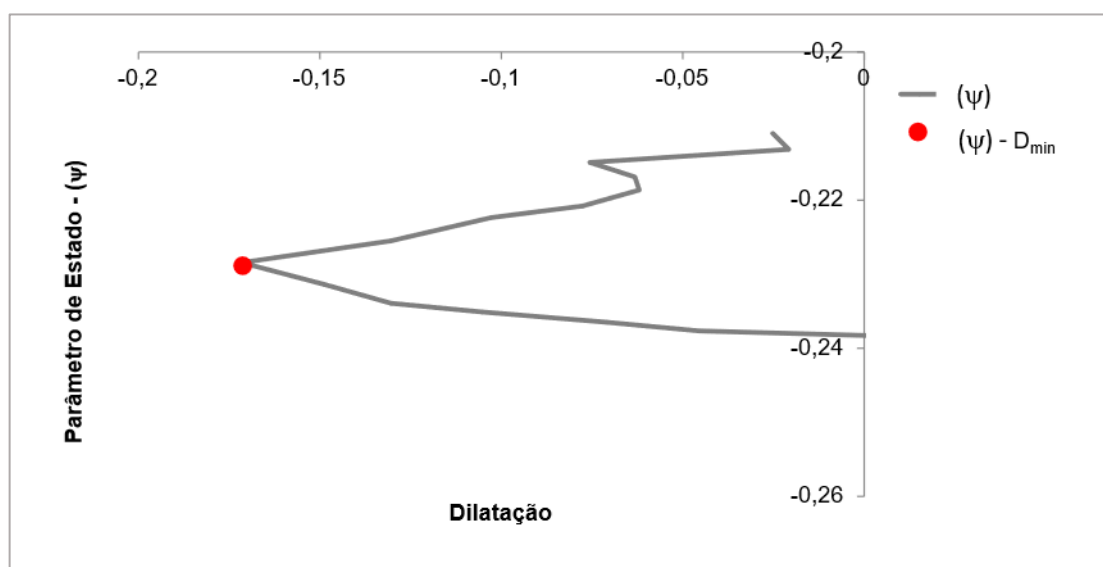
**Figura 4.9** – Gráfico razão de tensão–dilatação para a amostra SR-AI-01-CID-160



**Figura 4.10** – Gráfico parâmetro de estado–dilatação para a amostra SR-AI-01-CID-80



**Figura 4.11** – Gráfico parâmetro de estado–dilatação para a amostra SR-AI-01-CID-160

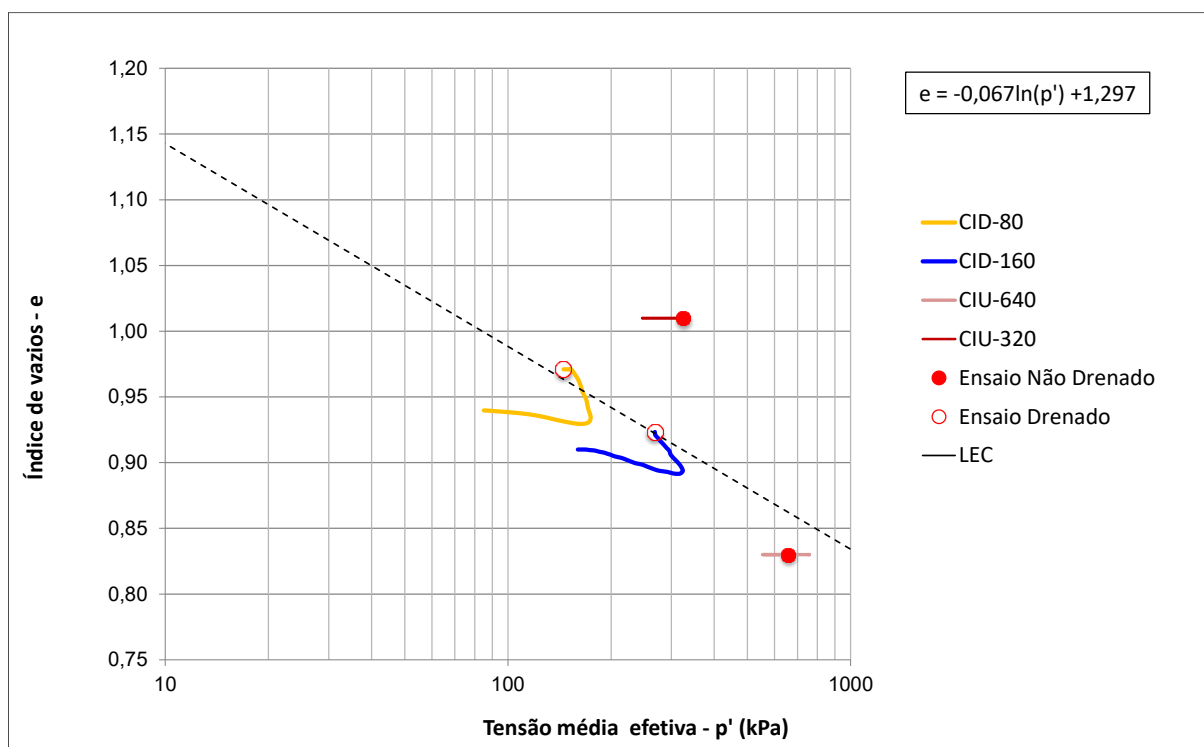


Para a avaliação da condição de estado crítico foram utilizados os ensaios drenados, uma vez que estes alcançaram tal condição, conforme apresentado na Figura 4.8 e Figura 4.9. A Figura 4.12 apresenta a projeção da Linha de Estados Críticos (LEC) na envoltória do plano  $(e) - (p')$ , obtida a partir da variação do índice de vazios  $(e)$  e tensão média efetiva  $(p')$  durante os ensaios. Da Figura 4.12 tem-se que os ensaios não drenados não alcançaram o estado crítico, o que pode estar atrelado às inconsistências na resposta tensão-deformação, conforme visto

anteriormente. Adicionalmente, considerando a Equação (2.17), pode-se definir os parâmetros  $\lambda$  e  $\Gamma$  iguais a 0,067 e 1,270.

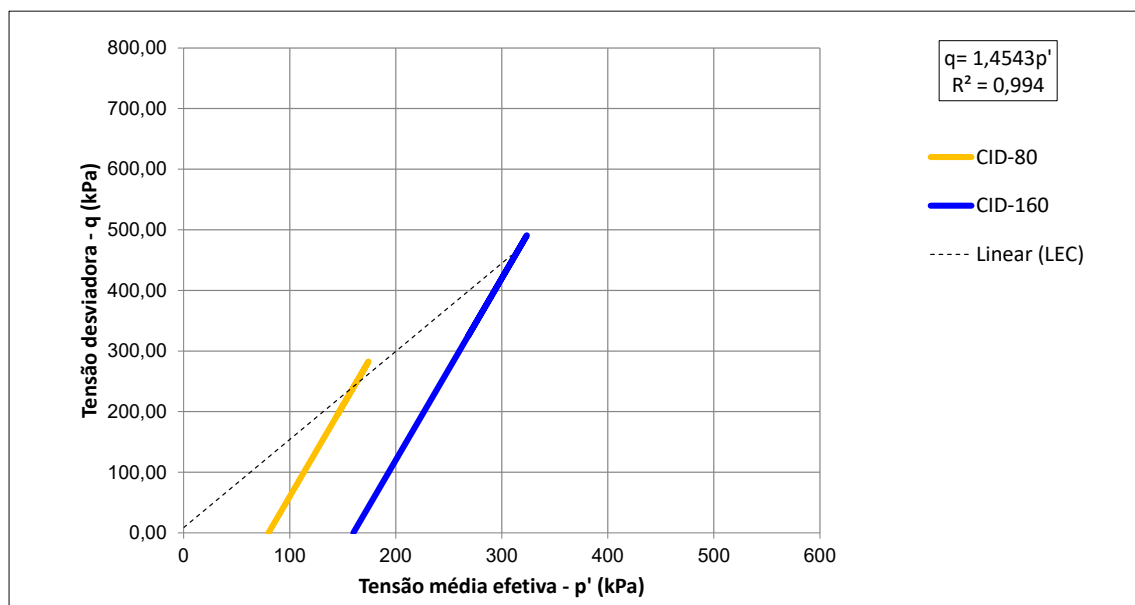
Além da análise do índice de vazios em relação à tensão média efetiva para a definição da LEC no plano  $e \times p'$ , é possível também representar a projeção da LEC no plano  $q \times p'$ . Esse plano é composto pelos eixos ordenados da tensão desviadora ( $q$ ) e da tensão média efetiva ( $p'$ ), conforme apresentado na Figura 4.13:

**Figura 4.12 –** Projeção da linha de estados críticos no plano  $e - p'$



Com a projeção da linha de estados críticos definida no plano  $q \times p'$ , a inclinação da LEC permite determinar a razão de tensões no estado crítico ( $M_{tc}$ ), cujo valor é igual a 1,454. Conseqüentemente, com base na Equação (2.19), obtém-se o ângulo de atrito crítico ( $\phi_c'$ ), correspondente a  $35,82^\circ$ .

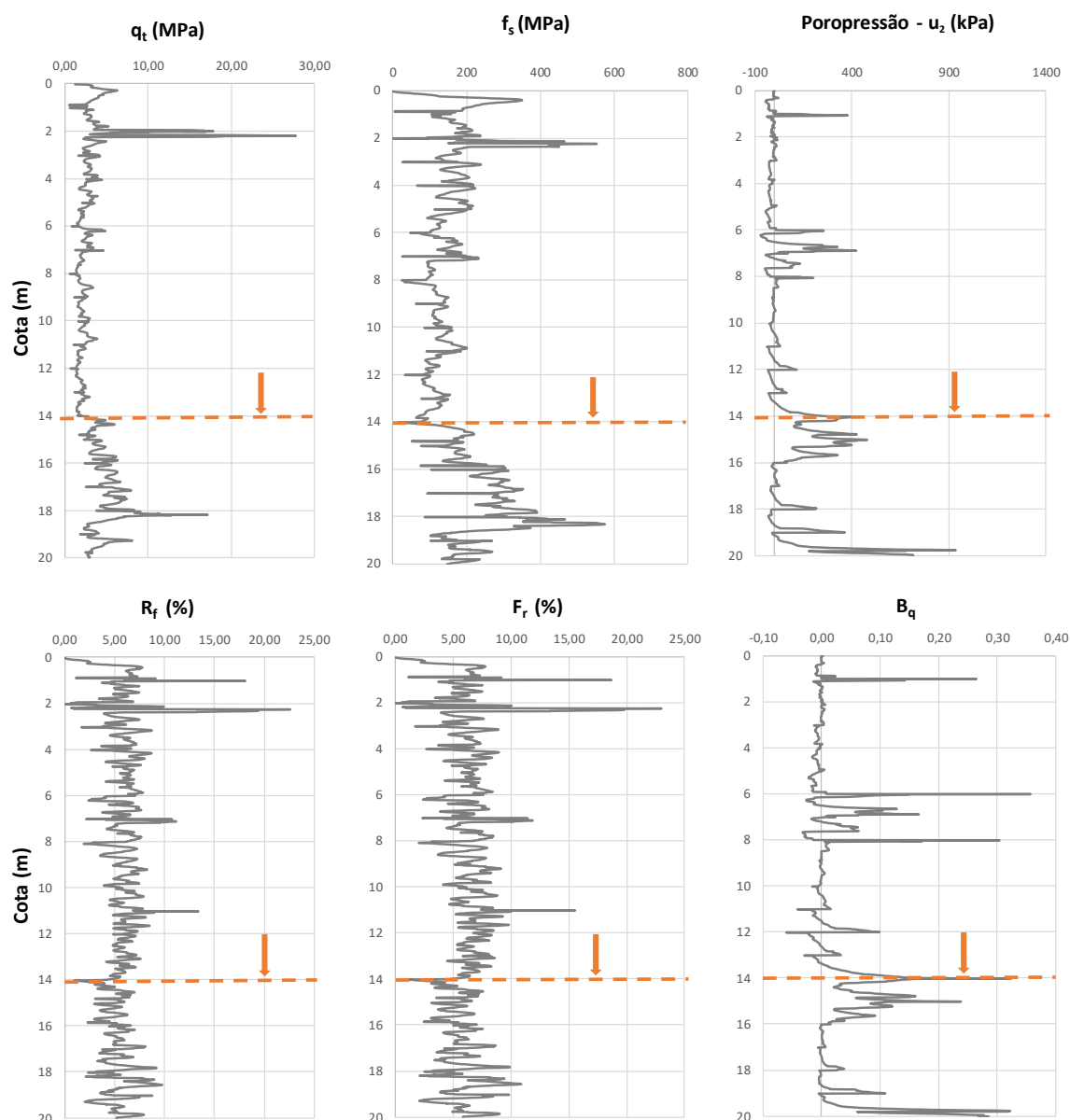
**Figura 4.13 –** Projeção da linha de estados críticos no plano  $q - p'$



### 4.3 Avaliação comportamental - CPTu

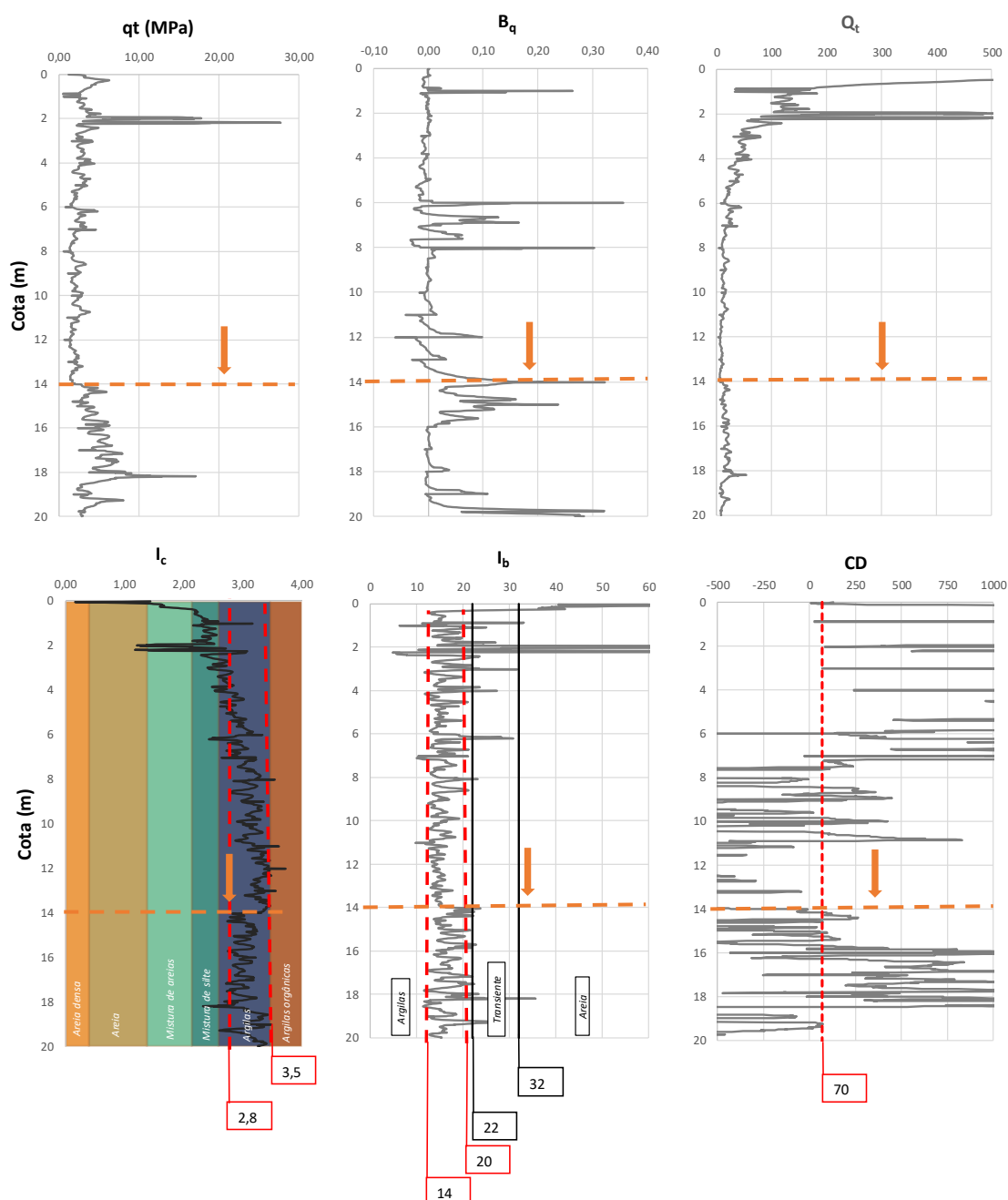
A respeito dos ensaios de campo, inicialmente a partir do CPTu-01, a presença do solo residual de xisto foi observada a partir de 14 metros de profundidade, a linha em laranja dos gráficos marca o início do solo residual. Cabe destacar que a separação entre solo residual e os demais materiais tomou como base as sondagens mistas realizadas próximas aos ensaios de piezocone e a magnitude das resistências de ponta medidas. Na Figura 4.14 são apresentados os resultados base obtidos a partir da interpretação do ensaio supracitado. Como pode ser observado, o litotipo em questão apresenta resistência de ponta em torno de 6 MPa e crescente em profundidade, sendo tal comportamento característico de um material normalmente adensado (i.e., sem histórico de tensões). Além disso, o material apresenta atrito lateral em torno de 300 MPa, crescente em profundidade, o que resulta em valores de  $R_f$  e  $F_r$  da ordem de 5% a 10%. Com relação ao perfil de poropressões, apesar de não ter sido identificado o nível d'água hidrostático, houve geração de poropressão ao longo de todo o furo, com picos de leituras em 15 m, 18,5 m e 20 m. Em resposta, o valor de  $B_q$  variou de 0,04 a 0,32, com picos de leitura em 15 m, 18,5 m e 20 m, sendo a maior concentração de dados inferior a 0,11.

Figura 4.14 – CPTu-01: classificação comportamental em profundidade



A Figura 4.15 apresenta a interpretação dos parâmetros normalizados para o solo residual de xisto visto pelo CPTu-01, no qual pode-se observar uma predominância de material argiloso, seja pelo parâmetro  $I_B$  (entre 14 e 20) ou pelo parâmetro  $I_C$  (entre 2,8 e 3,5). Valor de  $I_C$  superiores a 2,6 são geralmente associados a solos com baixa permeabilidade e tendência à geração de poropressão excessiva sob carregamentos rápidos.

**Figura 4.15 – CPTu-01: parâmetros normalizados e classificação comportamental segundo Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016)**

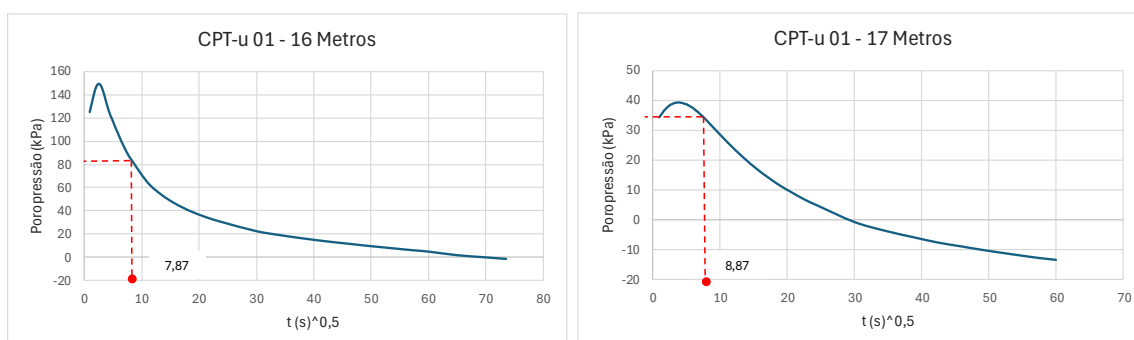


Pela resposta ao cisalhamento do material para o horizonte de interesse (a partir de 14 metros), observa-se o comportamento transitório entre contrátil e dilatante, com valores plotados tanto acima quanto abaixo do limite  $CD = 70$ . No que tange à avaliação do parâmetro  $B_q$  nota-se picos isolados de leitura em 15 m ( $B_q$  igual a 0,24), 18,5 m ( $B_q$  igual a 0,11), e 20 m ( $B_q$  igual a 0,32). Entretanto os valores majoritários

próximos a 0,11 indicam que, para a velocidade padrão de cravação do cone, não ocorreu a mobilização não drenada do material ( $0,11 < B_q < 0,3$ ).

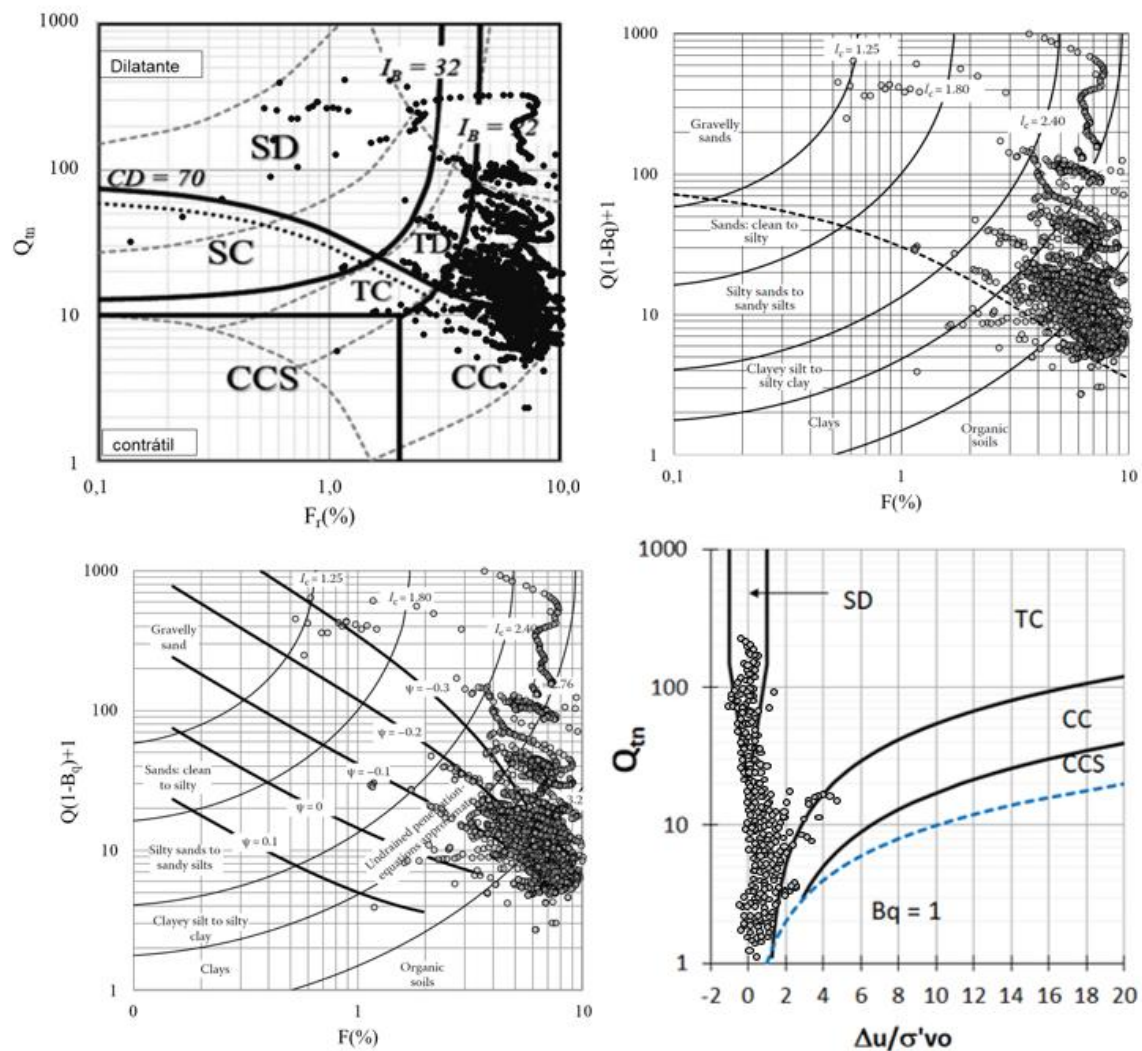
A avaliação do comportamento do material foi complementada a partir da análise dos ensaios de dissipação de poropressão. A Figura 4.16 apresenta os ensaios de dissipação nos quais foi observado o padrão de comportamento monotônico de decaimento do excesso de poropressão ao longo do tempo, sendo este um perfil típico de material normalmente adensado e contrátil (dissipação de excessos positivos de poropressão gerado). Além disso, nota-se, pela escala de tempo, que as dissipações ocorrem em valores inferiores a 50s, sendo um indicativo de drenagem e/ou drenagem parcial do substrato, exceto no horizonte de 16 a 17 metros, em que as dissipações ocorrerem com 62 s e 79 s. Todavia, ressalta-se que não foi identificado nível d'água neste furo, logo, a mudança na resposta do perfil das poropressões pode estar associada à materiais com diferentes permeabilidades no litotipo interceptado.

**Figura 4.16 – CPTu-01: valores  $t_{50}$  obtidos para 15 e 16 metros**



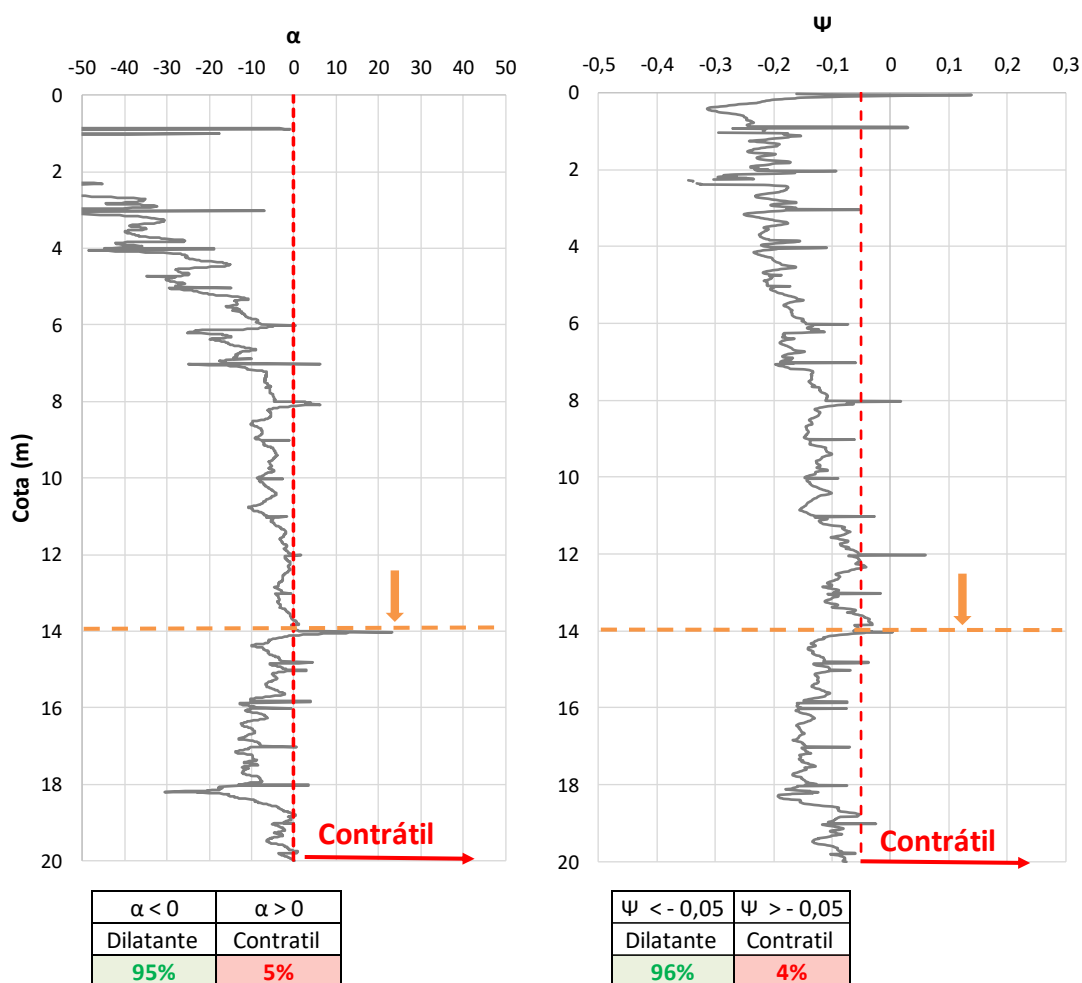
A Figura 4.17 apresenta os ábacos de classificação comportamental para o CPTu-01. Com base em tais dados, o litotipo demonstra comportamento majoritariamente dilatante, entretanto, é válido destacar que existem pontos plotados no horizonte contrátil do gráfico, o que pode caracterizar um provável horizonte de transição entre o comportamento contrátil e dilatante. Tendo em vista que o comportamento cisalhante do solo e a interpretação do perfil de poropressões não descartam totalmente a resposta contrátil do litotipo, tal condição foi mais bem detalhada, conforme indicado, em sequência.

Figura 4.17 – CPTu-01: ábacos de classificação comportamental



Adicionalmente à avaliação do parâmetro  $CD$  (Robertson, 2016), e dos ábacos de classificação comportamental Robertson (2016), Shuttle e Cuning (2008), Plewes *et al.* (1992) e Schneider (2008), foram aplicadas outras metodologias para a definição do comportamento contrátil/dilatante do litotipo em estudo, em função das condições de estado vista em profundidade. Dessa forma, foram aplicadas as metodologias que buscam entender em função da profundidade, se o material apresenta comportamento contrátil ao cisalhamento para valores de parâmetro de estado superiores a  $-0,05$  ( $\psi \geq -0,05$ ) e alfa superior a  $0$  ( $\alpha \geq 0$ ), a partir das abordagens proposta pelos autores Robertson (2022) e Shuttle e Cuning (2008). O resultado da classificação está disposto na Figura 4.18:

**Figura 4.18 – CPTu-01: avaliação de suscetibilidade a liquefação em profundidade**

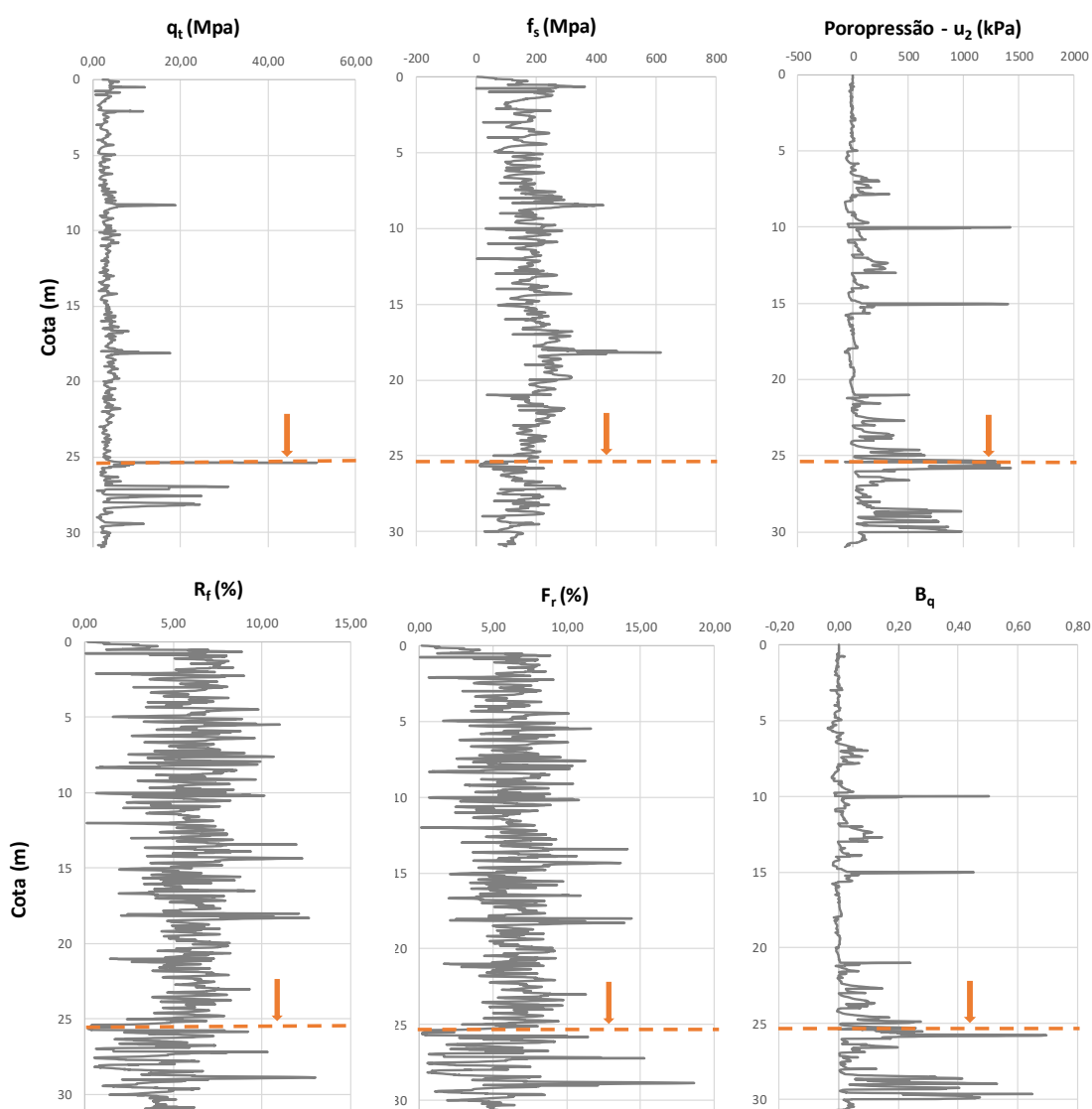


A Figura 4.18 indica alguns picos no horizonte contrátil, que possivelmente foi refletido nos ábacos de classificação comportamental. Todavia, os dados indicam que o material apresenta resposta majoritariamente dilatante ao cisalhamento, visto que a partir das metodologias empregadas 5% e 4% do material apresenta comportamento contrátil, enquanto 95% e 96% indicam resposta dilatante, conforme critérios sugeridos por Shuttle e Cunning (2008) e Robertson (2022).

A avaliação do CPTu-02 indicou a presença do solo residual de xisto a partir de 26,0 metros. A Figura 4.19 apresenta os gráficos base realizados a partir do ensaio. Os valores de resistência de ponta variam entre 3 kPa e 27 MPa com uma taxa crescente em profundidade, assim como foi visto no CPTu-01. Apesar de não ter sido identificado a presença de nível d'água neste ensaio, o substrato apresenta um acréscimo nos valores de  $B_q$  a partir de 28,0 metros (oscilando entre 0,3 e 0,65), sendo

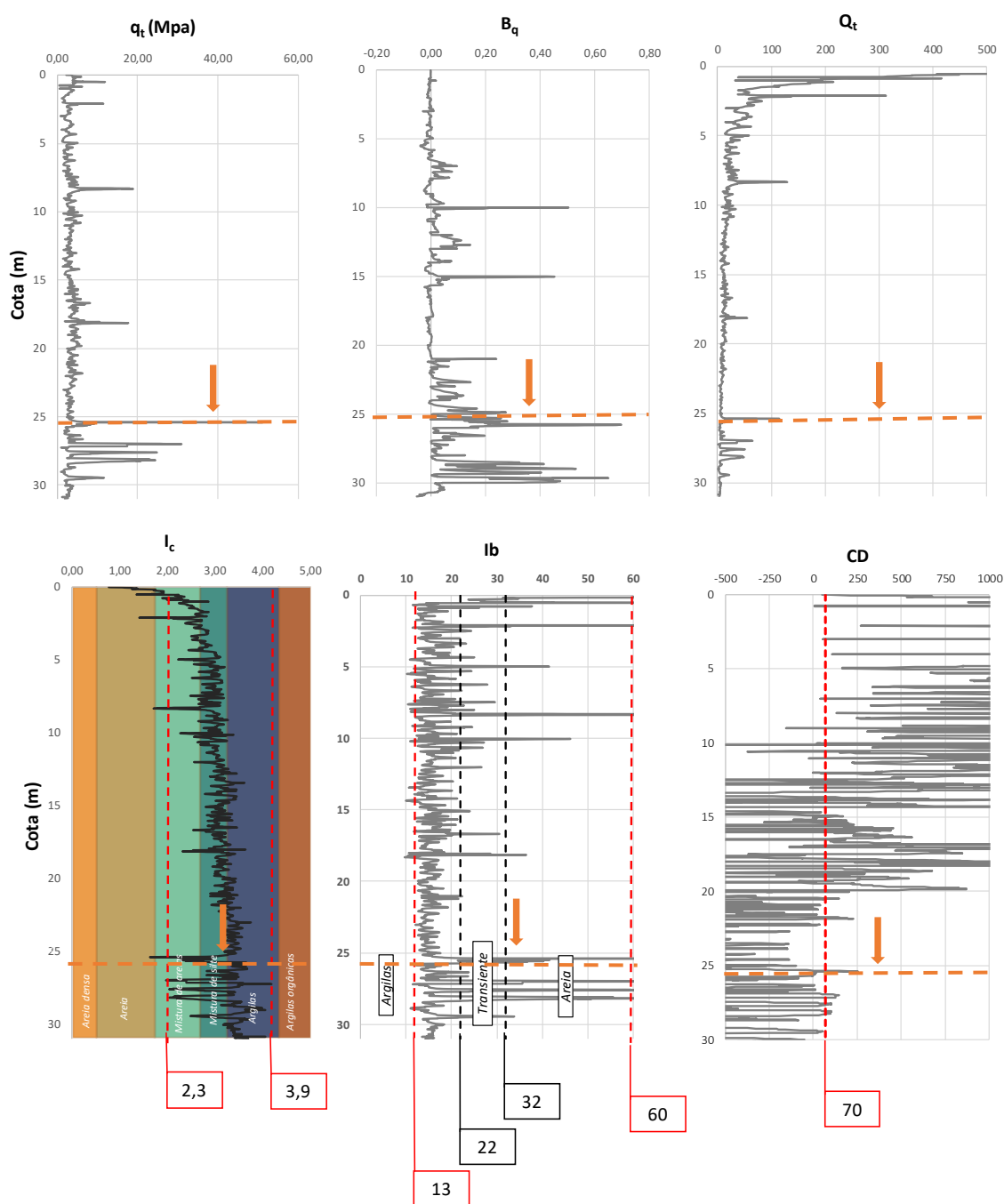
o ponto máximo de 0,65 em 30 metros, combinado à geração de poropressão significativa neste trecho. Por fim, os valores de  $F_r$  e  $R_f$  obtidos estão em torno de 2% a 8% resultados estes provocados pelos valores de  $f_s$ , os quais oscilam entre 100 Mpa e 300 kPa.

**Figura 4.19 – CPTu-02: classificação comportamental em profundidade**



A Figura 4.20 apresenta os parâmetros normalizados para o solo residual de xisto do CPTu-02. Como pode ser observado o substrato apresenta heterogeneidade em termos comportamentais, com dados plotando desde a região de solos com comportamento argiloso à transicional, ainda com uma quantidade de pontos expressiva na região de solos com comportamento silto-arenoso, sejam pelos valores obtidos de  $I_C$  (entre 2,3 e 3,9) ou pelo parâmetro  $I_B$  (entre 13 e 60).

**Figura 4.20** – CPTu-02: parâmetros normalizados e classificação comportamental segundo Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016)

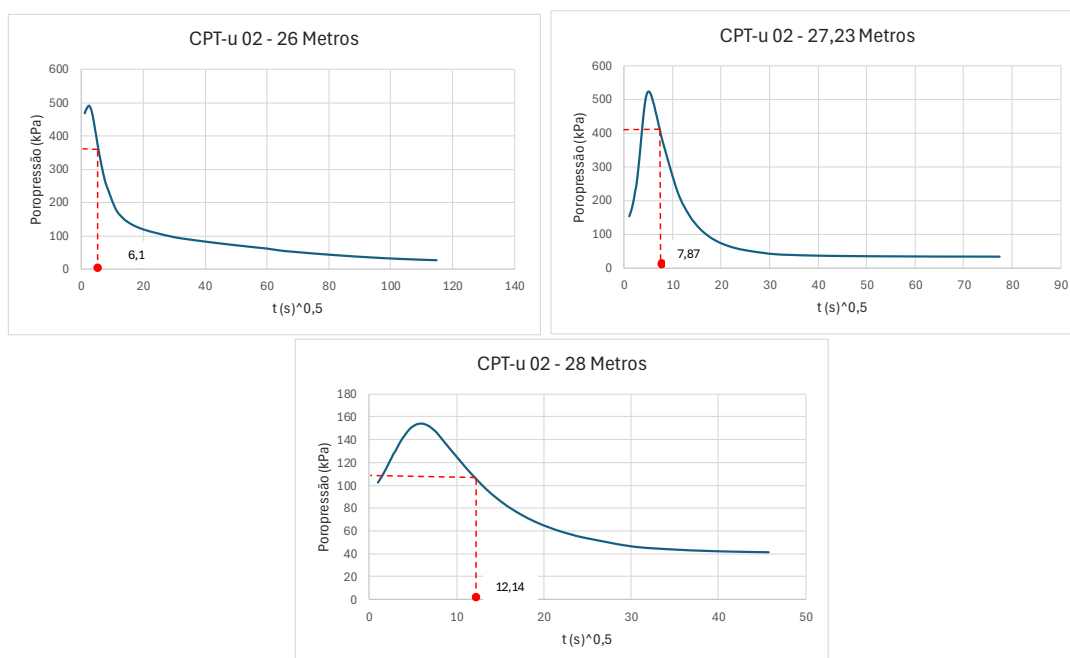


Já para resposta ao cisalhamento observa-se que o ensaio apresenta majoritariamente comportamento contrátil ao cisalhamento ( $CD < 70$ ). Cabe destacar que, apesar da alta resistência de ponta, o material encontra-se *in situ* em regiões de alto confinamento (tensões verticais superiores a 350 kPa), nas quais, possivelmente,

houve uma inibição do potencial dilatante do material. Quanto à avaliação do parâmetro  $B_q$ , o horizonte de 26 a 28 m apresenta valores inferiores a 0,3. Já de 28 a 30 metros os valores de  $B_q$  variam de 0,30 a 0,65, indicando que possivelmente houve a mobilização da resistência não drenada nesta profundidade.

A avaliação sobre a condição de saturação do material foi complementada a partir da interpretação dos ensaios de dissipação do excesso de poropressão nas profundidades de 26,0 metros a 28,0 metros. A Figura 4.21 apresenta os ensaios de dissipação de poropressão no litotipo em estudo visto pelo CPTu-02.

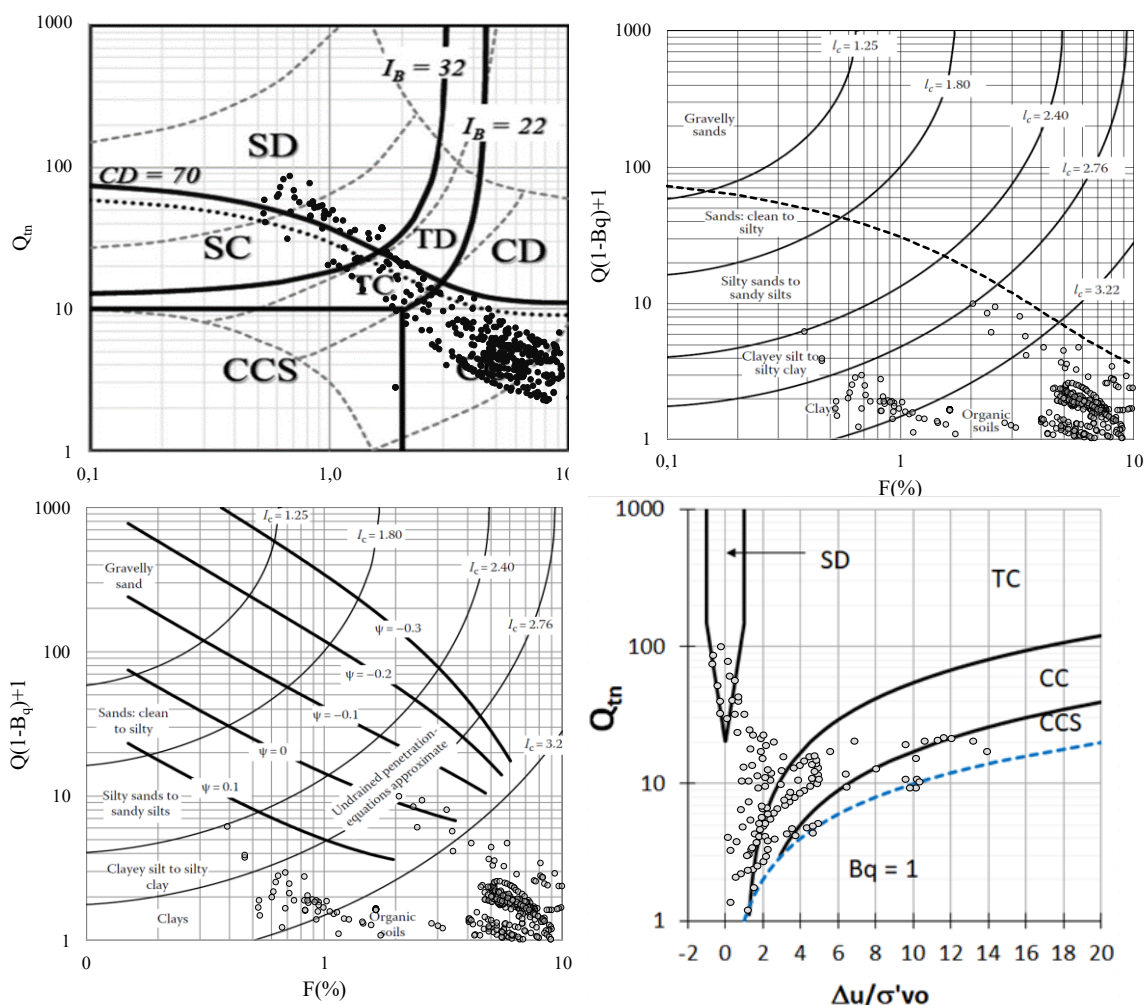
**Figura 4.21 – CPTu-02: valores de  $t_{50}$  obtidos para 15 e 16 metros**



Os ensaios indicam o mesmo padrão de comportamento monotônico de decaimento do excesso de poropressão visto no CPTu-01 (dissipação de excessos positivos de poropressão gerado). No que tange a escala de tempo, observa-se que de 27,63 a 28,0 metros as dissipações ocorrem à 62 e 154 segundos, respectivamente, valores equivalentes ao dobro do tempo observado para os demais trechos. Tal avaliação é condizente com o incremento da taxa  $B_q$  observado na mesma profundidade. Para os demais horizontes as dissipações ocorreram de forma rápida com valores de  $t_{50}$  inferiores a 50 s. Tais avaliações apontam para uma condição de drenagem parcial do substrato, exceto nas profundidades 27,63 a 28,0 metros.

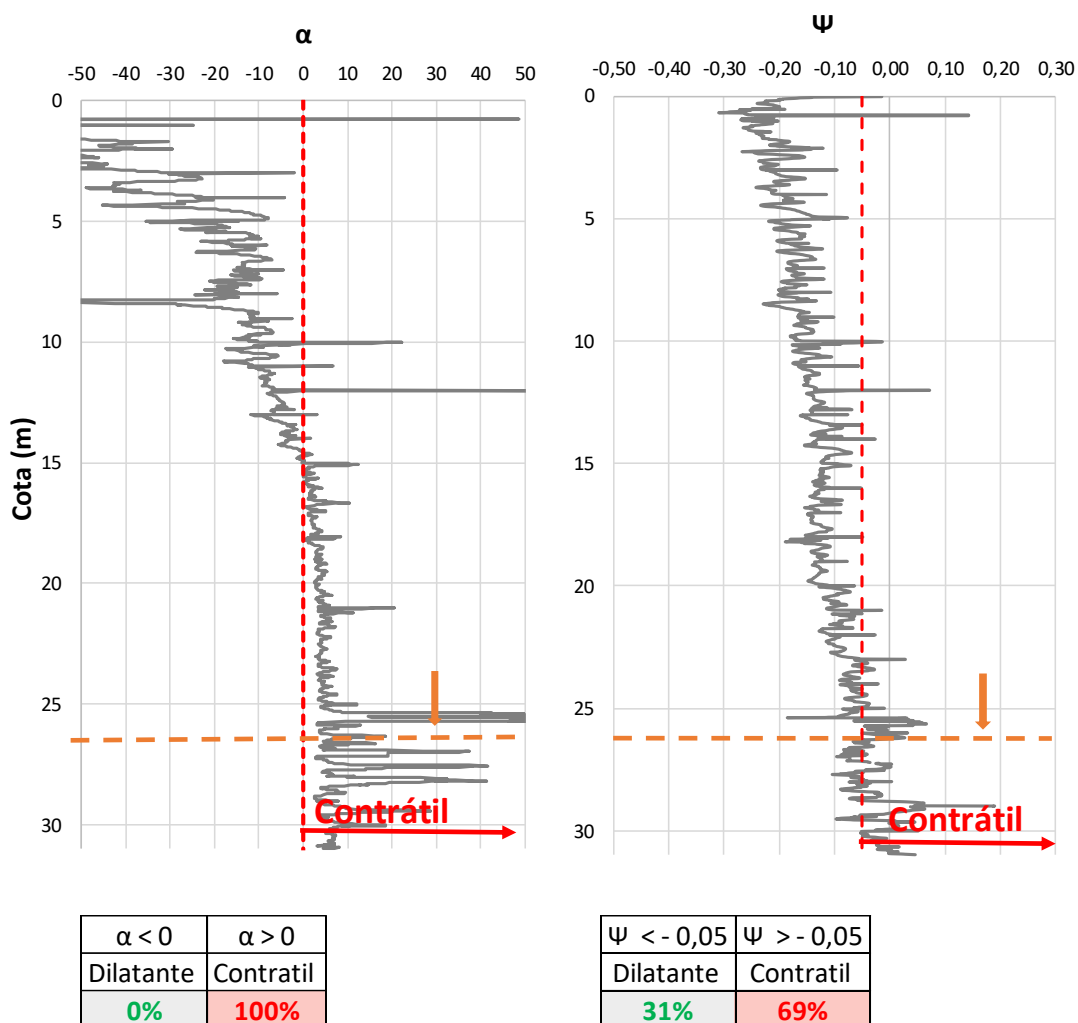
A partir da interpretação realizada, é resumizado na Figura 4.22 os ábacos de classificação comportamental do CPTu-02. Nota-se por unanimidade de dados, uma quantidade significativa de pontos plotados abaixo das envoltórias analisadas (comportamento contrátil). Entretanto, a resposta contrátil do material é mais pronunciada pelos ábacos de Shuttle e Cuning (2008), Plewes *et al.* (1992) e Schneider (2008).

Figura 4.22 – CPTu-02: ábacos de classificação comportamental



Tendo em vista que a interpretação do perfil de poropressões indicou um decaimento monotônico do excesso de poropressão, típico de materiais contráteis, somado ao fato do material apresentar comportamento contrátil ao cisalhamento ( $CD < 70$ ), foram aplicadas outras metodologias que buscam entender em profundidade, a resposta contrátil/dilatante do material em função dos valores do parâmetro de estado e parâmetros alfa (Figura 4.23).

Figura 4.23 – CPTu-02: avaliação de suscetibilidade a liquefação em profundidade



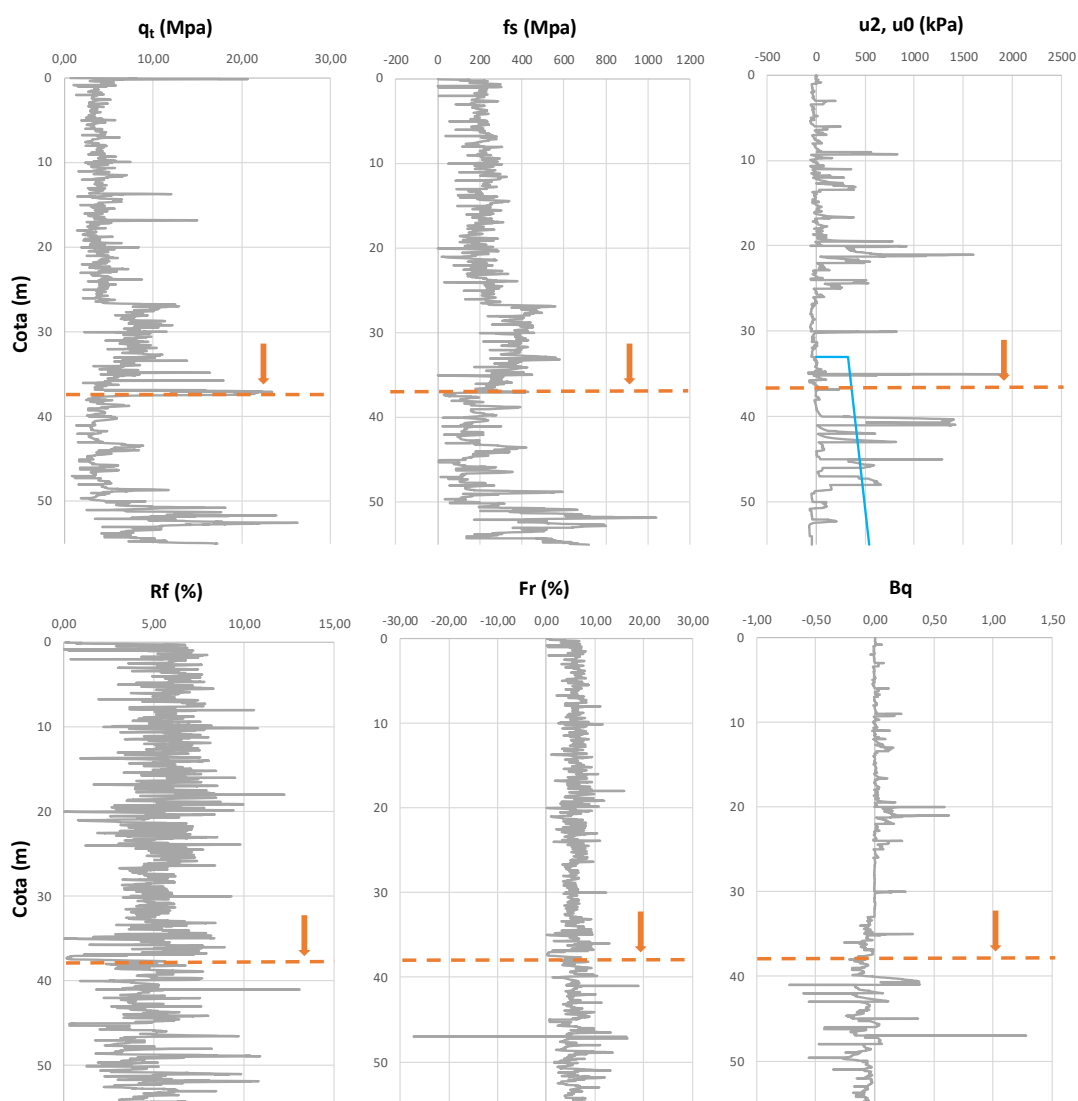
Dessa forma, conforme para fins comportamentais do ensaio CPTu-02 considera-se que o litotipo apresenta resposta contrátil ao cisalhamento, com potencial mobilização da resistência não drenada de 28 a 30 metros, visto que os valores de  $\psi$  e  $\alpha$  foram superiores a -0,05 (69%) e 0 (100%), respectivamente, indicando a natureza contrátil do horizonte.

Já para o CPTu-03, na Figura 4.24 são apresentados os resultados base obtidos a partir da interpretação do ensaio. O solo residual de xisto foi identificado a 37,0 metros e como pode ser observado, o litotipo em questão apresenta resistência de ponta que oscila entre 4 MPa e 27 MPa, crescente em profundidade. Além disso, o material apresenta atrito lateral crescente, variante entre 100 kPa e 800 kPa, o que resultou em valores de  $R_f$  e  $F_r$  próximos a 8%. Com relação ao perfil de poropressões,

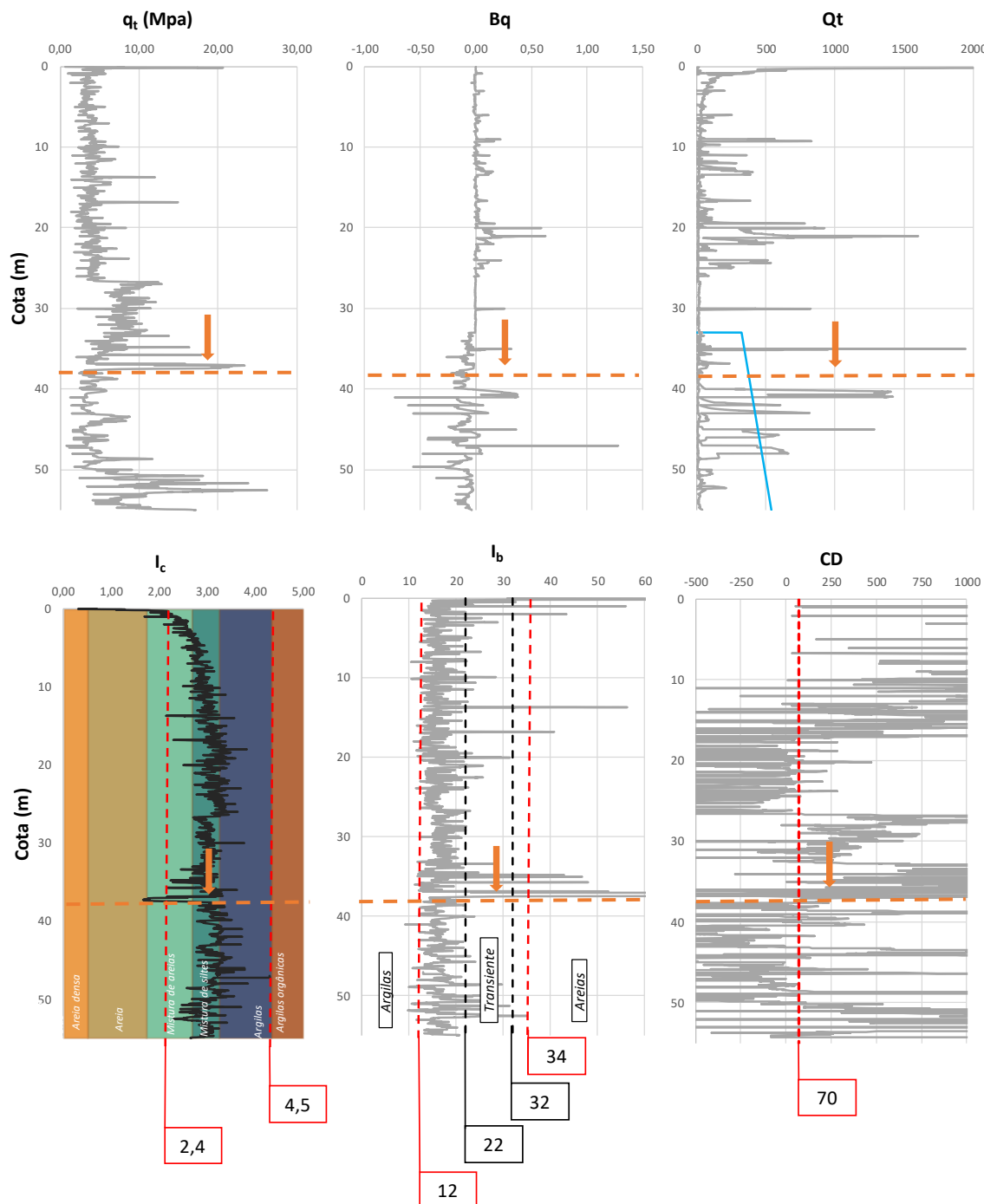
o material apresenta valores de  $u_2$  parcialmente abaixo da poropressão de equilíbrio obtida pela interpolação dos ensaios de dissipação de poropressão, entretanto, de 40 a 49 metros os valores de  $u_2$  apresentam-se acima da pressão hidrostática.

A Figura 4.25 apresenta os parâmetros normalizados em profundidade. Como pode ser observado o material apresenta classificação comportamental amplamente heterogênea, de solo argiloso, transicional à arenoso, seja pelo parâmetro  $I_c$  (entre 2,4 e 4,5), quanto pelo parâmetro  $I_B$  (entre 12 e 34). Ressalta-se que o CPTu-02, apresenta classificação similar.

**Figura 4.24 – CPTu-03: classificação comportamental em profundidade**

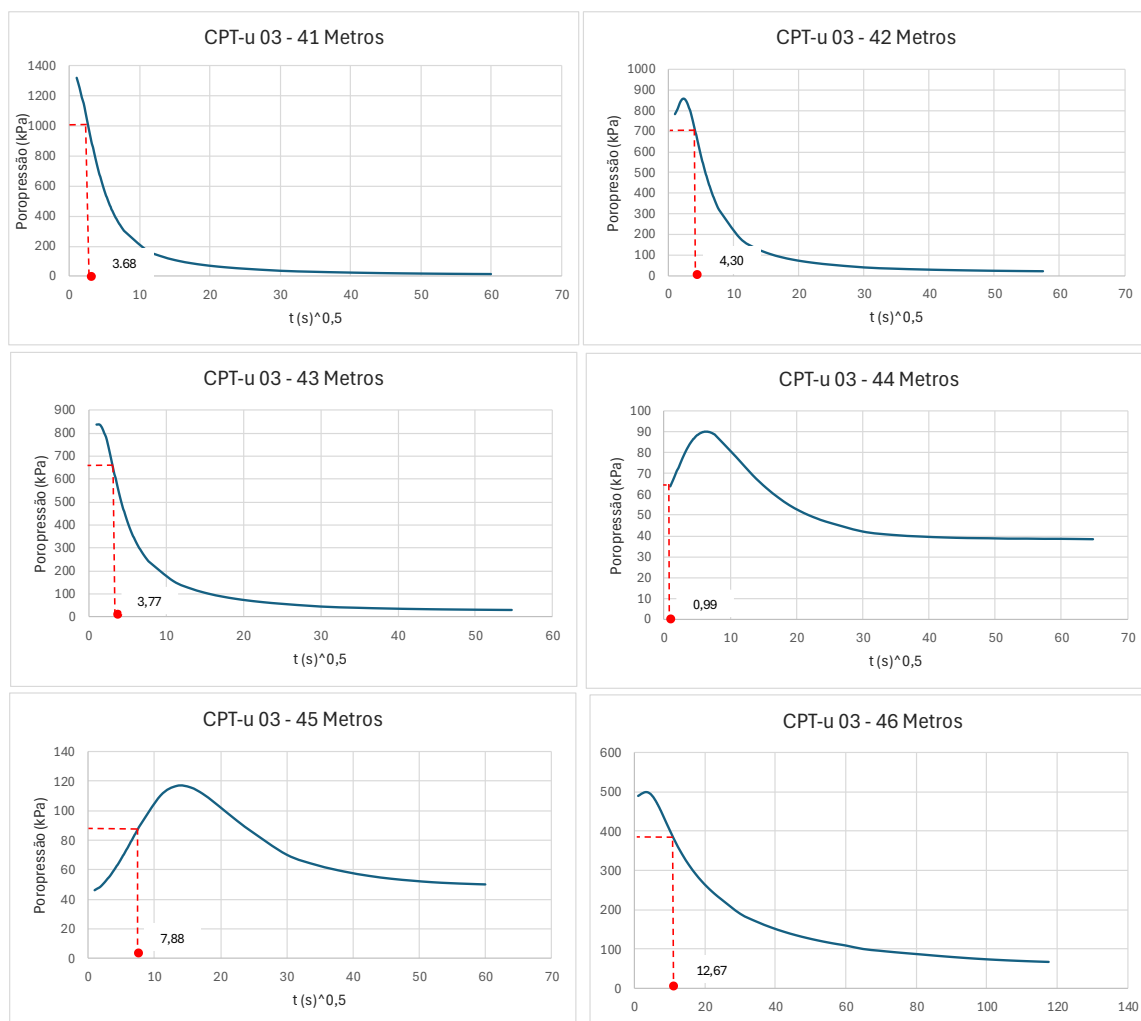


**Figura 4.25 – CPTu-03: parâmetros normalizados e classificação comportamental segundo Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016)**



No que concerne à avaliação do parâmetro  $B_q$ , nota-se que no intervalo de 41 a 46 metros  $B_q$  varia de 0,10 a 0,37. Nestes casos, a avaliação sobre a saturação do material neste horizonte foi complementada com a interpretação dos ensaios de dissipação do excesso de poropressão conforme apresentado na Figura 4.26:

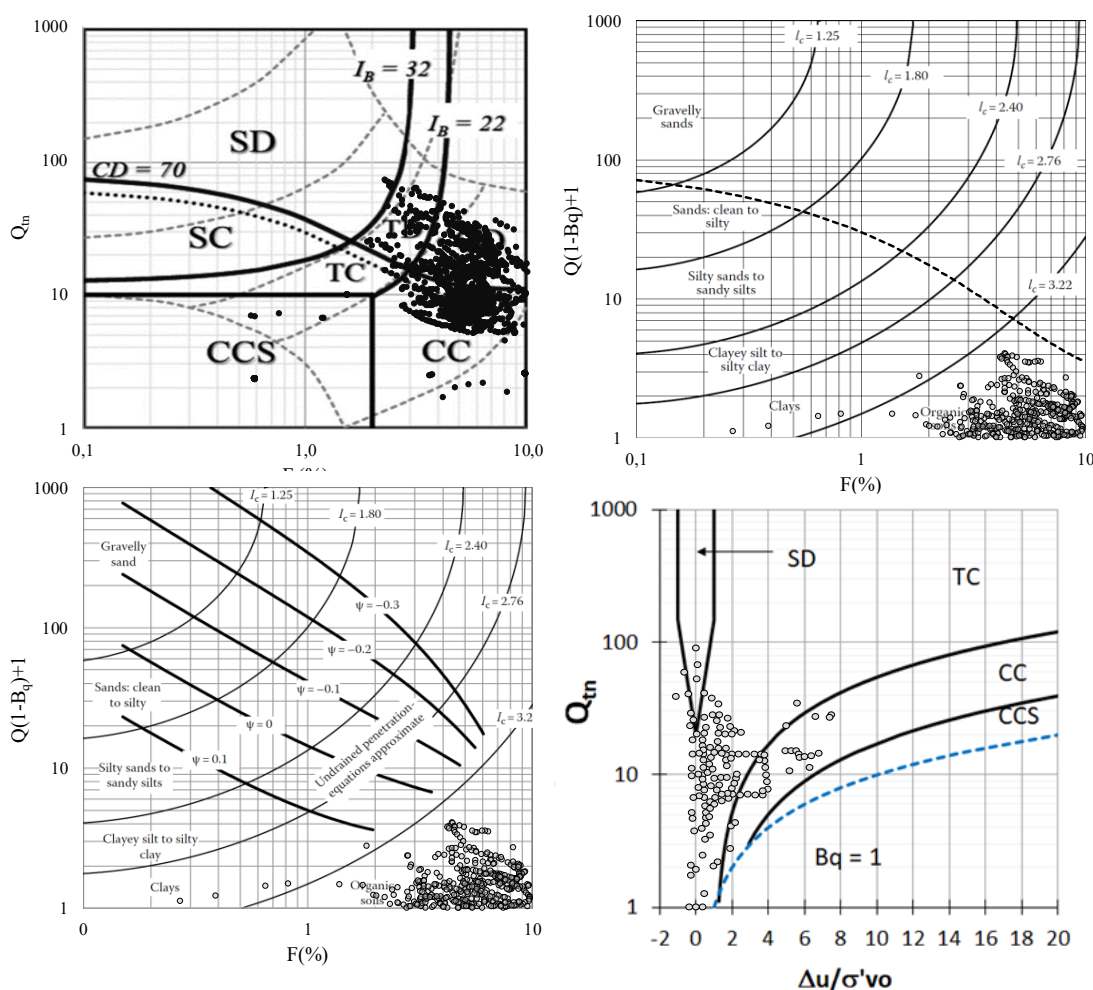
**Figura 4.26 – CPTu-03: valores de  $t_{50}$  obtidos para 41 e 46 metros**



A partir da interpretação da Figura 4.26 observa-se que ao longo do horizonte de 41 a 46 metros o litotipo apresenta dissipação de excessos positivos de poropressão gerado, caracterizado pelo comportamento monotônico de decaimento do excesso de poropressão ao longo do tempo, sendo este um perfil típico de material normalmente adensado e contrátil. Com relação aos valores de  $t_{50}$ , nota-se que entre 45 e 46 metros as dissipações ocorreram à 62 e 141 segundos, respectivamente. Para os demais horizontes as dissipações ocorreram de forma rápida com valores de  $t_{50}$  inferiores a 50 s. Tais avaliações indicam que para a velocidade padrão de cravação do cone, o material encontra-se parcialmente drenado, exceto nas profundidades 45 a 46 metros, em que os valores de  $t_{50}$  indicam uma possível mobilização da resistência não drenada do material.

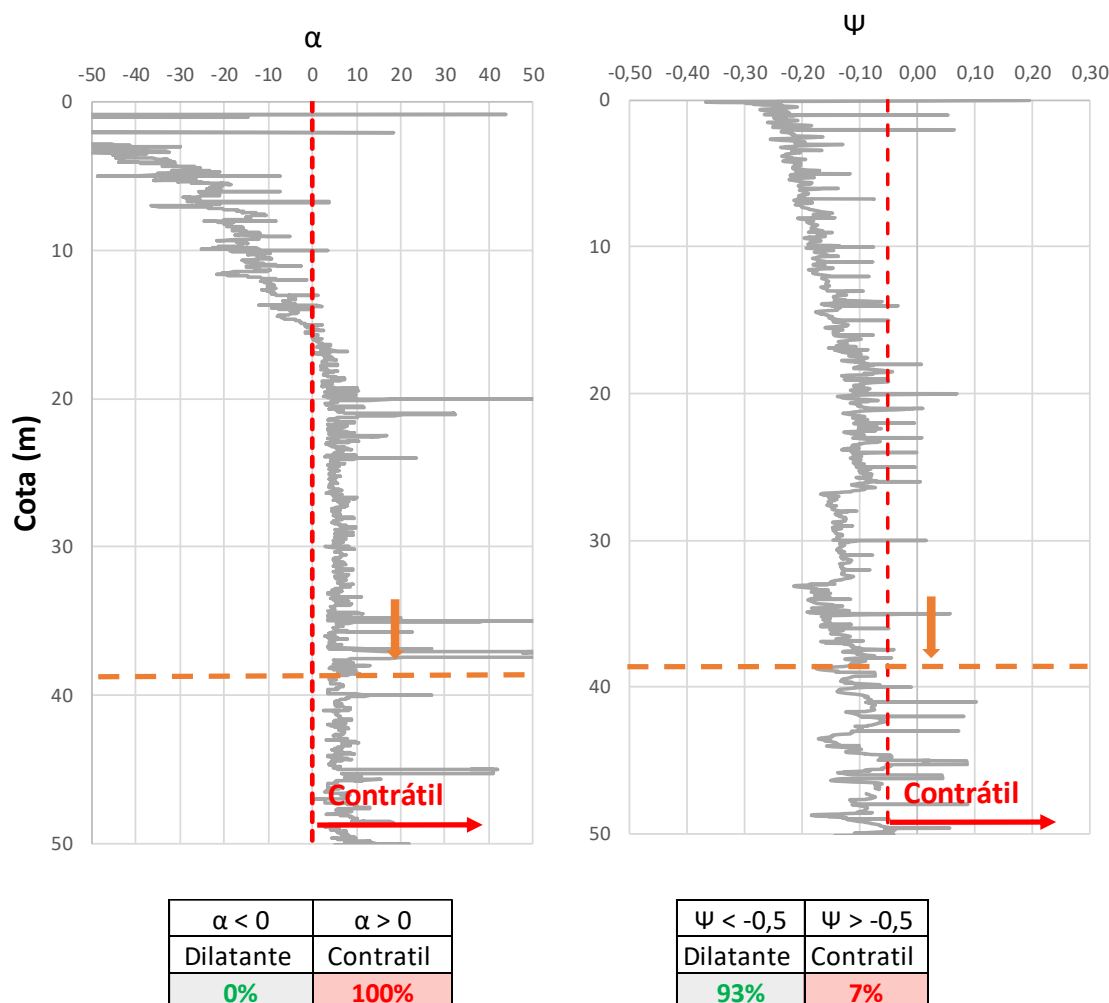
Na Figura 4.27 é apresentado o resumo dos ábacos de classificação comportamental para solo residual visto pelo CPTu-03. O método de Robertson (2016) indica comportamento majoritariamente dilatante. Já os métodos de Shuttle e Cuning (2008), Plewes et al. (1992) e Schneider et al. (2008) indicaram resposta contrátil ao cisalhamento. Tendo em vista que tal avaliação não descartou a resposta contrátil do substrato, foram avaliados os critérios de parâmetro de estado de Robertson (2022) alfa de Shuttle e Cuning (2008), para definir o comportamento do solo, conforme demonstrado na Figura 4.28.

**Figura 4.27 – CPTu-03: ábacos de classificação comportamental**



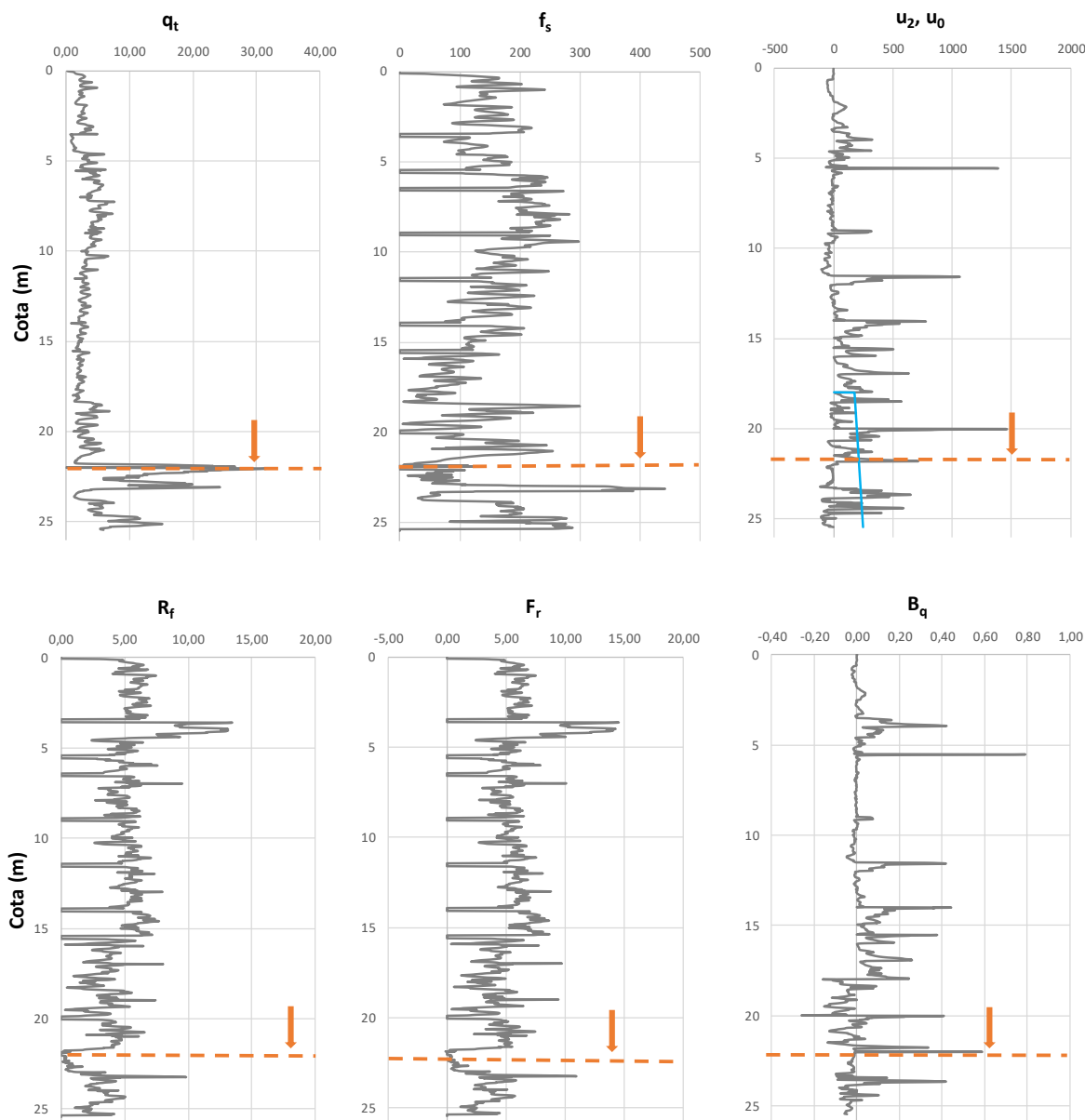
A abordagem de Robertson (2022) descrita pelo parâmetro de estado da Figura 4.28, indica resposta majoritariamente dilatante (93%). Para o método Shuttle e Cuning (2008), o material apresenta comportamento unicamente contrátil (100%).

Figura 4.28 – CPTu-03: avaliação de suscetibilidade a liquefação em profundidade



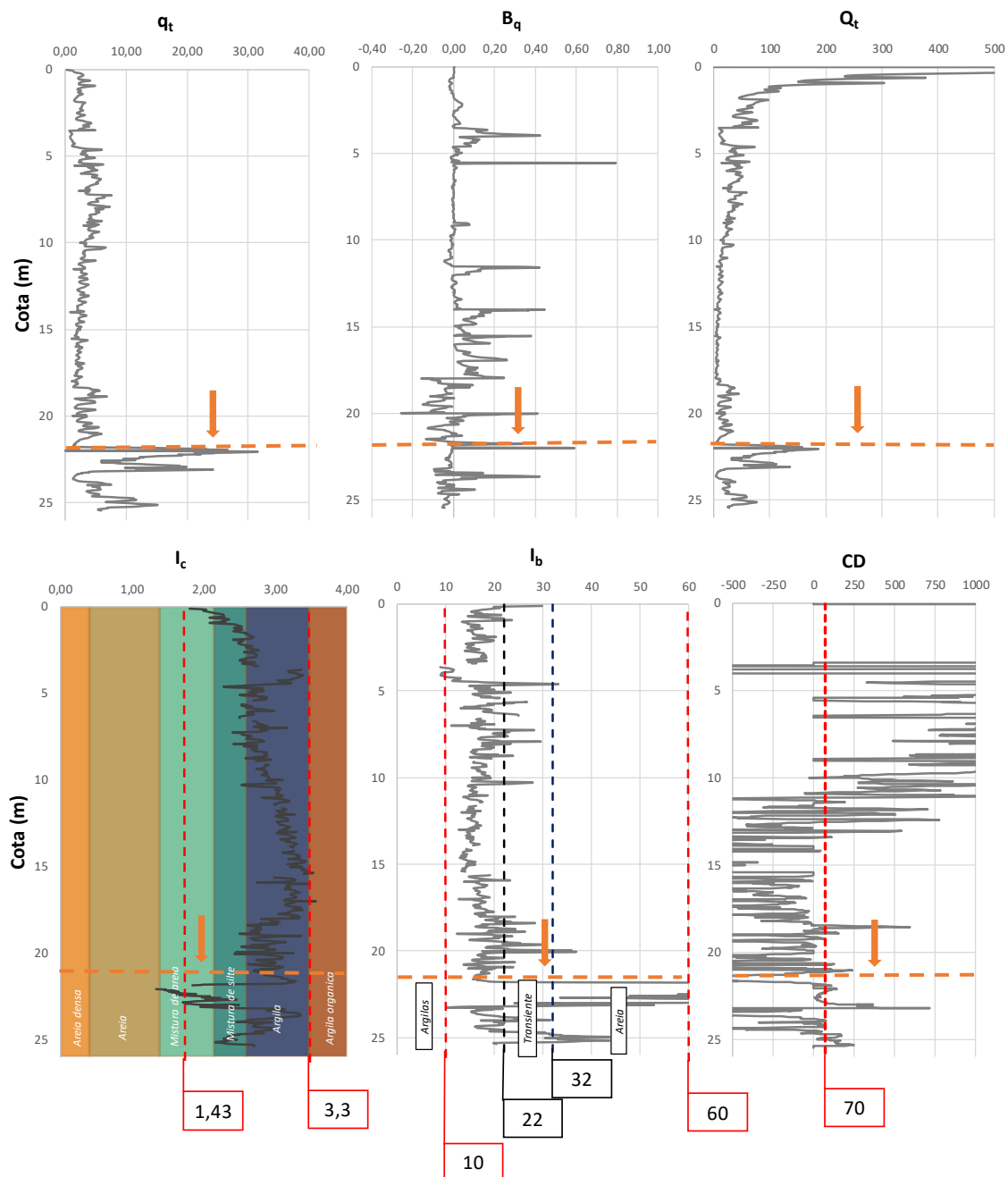
O solo residual de xisto foi identificado no CPTu-04 a 22 metros de profundidade. A Figura 4.29 apresenta os gráficos base com referência no ensaio de CPTu supracitado. Os valores de resistência de ponta oscilam entre 4,0 MPa e 20 MPa. Com relação aos valores de  $u_2$ , a partir de 18 metros pontualmente encontra-se regiões ligeiramente acima da pressão hidrostática, entretanto, existem oscilações de  $u_2$  ao longo de todo o ensaio. Coerente a resposta de  $u_2$  observada, na profundidade de 23 metros o parâmetro  $B_q$  equivale a 0,4. Nos demais trechos  $B_q$  apresenta valores eventualmente negativos e máximos de 0,15. Por fim, os valores de  $F_r$  e  $R_f$  variam entre 2% e 7%. Comparando-se com os dados dos ensaios CPTu anteriores, é possível observar um padrão em termos de resistência de ponta e atrito lateral.

Figura 4.29 – CPTu-04: classificação comportamental em profundidade



A Figura 4.30 apresenta os parâmetros normalizados e a classificação comportamental para o saprólito de xisto com base na metodologia de Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016) para o CPTu-04. O litotipo apresenta comportamento heterogêneo de solo transicional à argiloso, com preponderância de frações com comportamento arenoso, sejam pelos valores de  $I_c$  (entre 1,43 e 3,3) ou pelo parâmetro  $I_B$  (entre 10 e 60).

**Figura 4.30** – CPTu-04: parâmetros normalizados e classificação comportamental segundo Robertson e Wride (1998) e Robertson (2016)

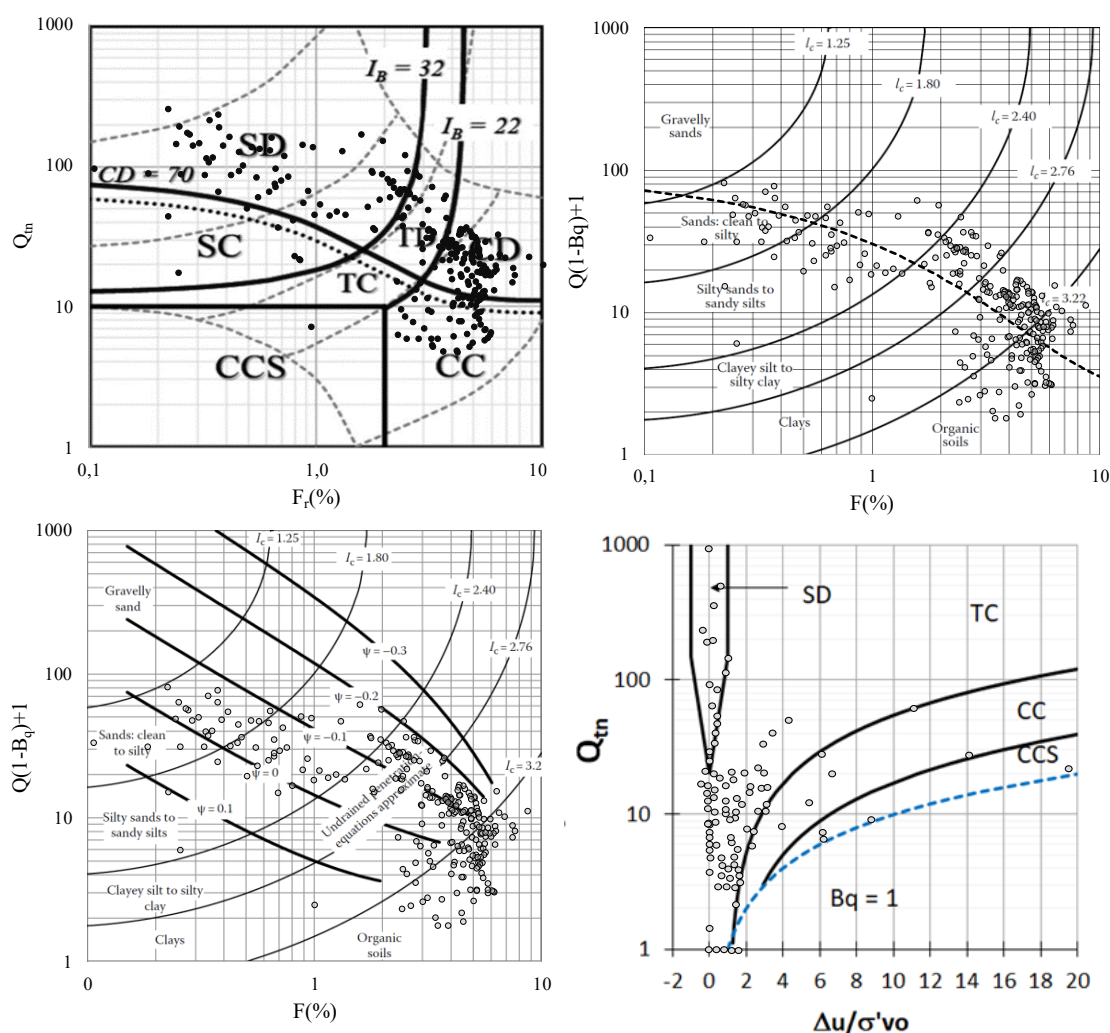


Pela resposta ao cisalhamento do material, observa-se na Figura 4.30 a presença de valores de  $CD$  menores que 70 na profundidade em análise. No que tange as condições de drenagem, pontualmente em 23 metros  $B_q$  atingiu o valor de 0,4, entretanto os valores majoritários próximos a 0,17 indicam que as condições de

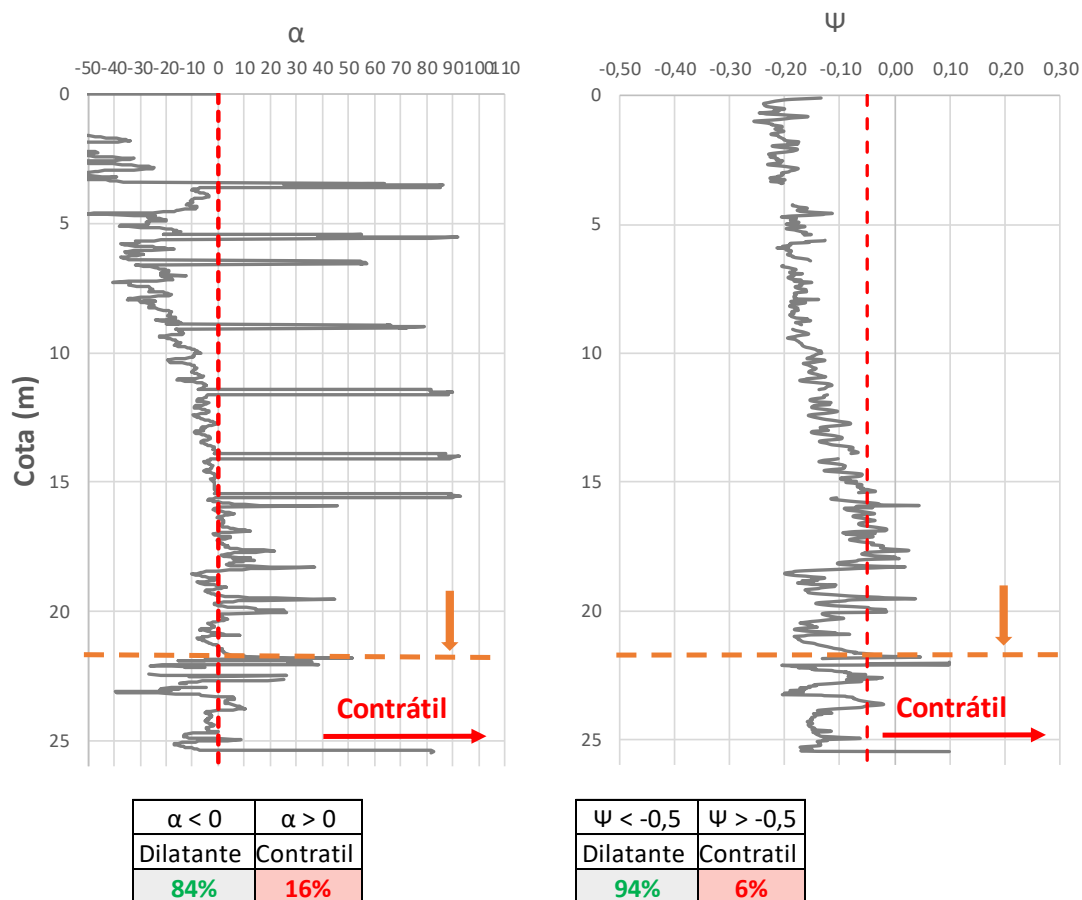
saturação do material são drenadas a parcialmente drenadas. Ressalta-se que neste furo não foram realizados ensaios de dissipação de poropressão.

A Figura 4.31 apresenta os ábacos de classificação comportamental do CPTu-04. Com base em tais dados, o litotipo demonstra comportamento majoritariamente dilatante e em condições drenadas a parcialmente drenadas, entretanto, existem pontos plotados no horizonte contrátil. Neste caso, para elucidar os horizontes com resposta contrátil, a avaliação sobre as condições de cisalhamento foi complementada com as abordagens proposta pelos autores Shuttle e Cuning (2008) e Robertson (2022), apresentada na Figura 4.32.

Figura 4.31 – CPTu-04: ábacos de classificação comportamental



**Figura 4.32 – CPTu-04: avaliação da suscetibilidade a liquefação em profundidade**



Os resultados dos ensaios indicam que o perfil CPTu-04 a partir de 22 metros apresenta comportamento majoritariamente dilatante, com ocorrência de 84%  $\leq 0$  ( $\alpha \leq 0$ ) e 94%  $\leq -0,05$  ( $\psi \leq -0,05$ ). Com base nessas análises, pode-se concluir que o material tende a apresentar comportamento dilatante sob condições de saturação drenada a parcialmente drenada.

A partir da interpretação dos ensaios de CPTu, é apresentado na Tabela 4.2 o resumo em percentual de cada um dos índices de comportamento dos ensaios realizados no solo residual, com destaque para cada um dos índices majoritários (maior percentual).

**Tabela 4.2** – Resumo do comportamento do solo residual através dos ensaios CPTu

Ensaio	$I_B$			$CD$		
	$I_B < 22$	$32 > I_B > 22$	$I_B > 32$	$CD > 70$	$CD < 70$	
	<i>Clay-like</i>	Transicional	<i>Sand-like</i>	Dilat.	Cont.	
CPTu-01	92%	8%	0%	55%	45%	
CPTu-02	73%	20%	7%	7%	93%	
CPTu-03	48%	45%	7%	52%	48%	
CPTu-04	39%	24%	37%	22%	78%	
Ensaio	$B_q$		$\psi$		$\alpha$	
	$B_q > 0,30$	$B_q < 0,30$	$\psi < -0,05$	$\psi > -0,05$	$\alpha < 0$	$\alpha > 0$
	Não drenado	Drenado	Dilat.	Cont.	Dilat.	Cont.
CPTu-01	9%	91%	96%	4%	95%	5%
CPTu-02	48%	52%	31%	69%	0%	100%
CPTu-03	2%	98%	93%	7%	0%	100%
CPTu-04	7%	93%	94%	6%	84%	16%

Dessa forma, o litotipo revelou um comportamento típico de solos normalmente adensados, evidenciado pela resistência de ponta crescente com a profundidade e pelo atrito lateral também em ascensão. Este padrão é característico de materiais que não apresentam histórico de sobreconsolidação, ou seja, que não foram submetidos a tensões maiores no passado geológico. A ausência de estrutura pré-existente ou de colapsos anteriores reforça a interpretação de um solo em estado de adensamento normal. De maneira geral, os ensaios na fundação indicam resistências elevadas, e nenhum tipo de redução da resistência foi observado.

Os resultados dos ensaios CPTu indicam que a cravação do cone ocorreu majoritariamente de forma drenada ( $B_q > 0,30$ ), exceto em determinados trechos, que pode estar associado a estratigrafia heterogênea e as diferentes permeabilidade dos materiais interceptados. A geração de poropressão positiva detectada também pode estar associada à heterogeneidade geológica, presença de camadas de argilas de baixa permeabilidade que atuam como barreiras hidráulicas e dificultam a dissipação da água intersticial, além da presença de microestruturas preservadas que podem dificultar o rearranjo dos grãos, promovendo o acúmulo de poropressão durante a cravação do cone.

Com relação a resposta ao cisalhamento, a avaliação do parâmetro CD (Roberston, 2016), e dos ábacos de classificação comportamental de Robertson (2016), Shuttle e Cuning (2008), Plewes et al. (1992) e Schneider (2008) tem-se que

50% dos ensaios apontaram que o material apresenta comportamento contrátil e que 50% apresentam comportamento dilatante. Já para as abordagens propostas por Robertson (2022), e Shuttle e Cuning (2008) – parâmetro  $\alpha$ , o método de Shuttle e Cuning (2008) indicou que 50% dos ensaios apontaram que o material apresenta comportamento contrátil, e Robertson (2022) 25% dos ensaios apontaram que o material apresenta comportamento contrátil.

#### **4.4 Avaliação de suscetibilidade a liquefação**

A Seção 4.3 fornece a aplicação das metodologias gráficas de Robertson (2022) e Shuttle e Cuning (2008) para avaliação do potencial a liquefação. Os resultados apontam que dos quatro ensaios realizados, três apresentam comportamento majoritariamente dilatante (CPTu-01, CPTu-03, CPTu-04), conforme o critério de Robertson (2022). O ensaio CPTu-02 apresenta comportamento discrepante em relação aos demais, indicando por unanimidade dos métodos avaliados, o comportamento contrátil do ensaio. O ensaio CPTu-03 também apresentou uma pequena discrepância em relação aos demais, indicando que o material apresenta comportamento contrátil apenas pela metodologia de Shuttle e Cuning (2008).

Observa-se que os critérios de Robertson (2016) e Robertson (2022) são os únicos que representam uma melhor adaptação à solos naturais complexos por considerar tanto solos naturais não transportados e solos parcialmente estruturados nas medições da resistência de ponta normalizada ( $Q_{tn}$ ). Neste aspecto, a influência da microestrutura do solo é capturada indiretamente pelo impacto que ela tem sobre a resistência de ponta medida ( $q_t$ ), que afeta os parâmetros normalizados ( $Q_{tn}$ ), o fator de atrito ( $q_t$ ), a resposta de poro-pressão ( $B_q$ ) e o índice de comportamento ( $I_C$ ). Logo, o critério estabelecido pelo autor tende a apresentar resultados mais realistas para solos naturais, como é o caso do solo residual em estudo.

Em contrapartida, Shuttle e Cuning (2008) avaliam o comportamento do solo através do parâmetro  $\alpha$  como contrativo ou dilatante, ou seja, se o solo tende a gerar ou dissipar poropressão ao ser cisalhado, sem dizer se o material tem potencial para se liquefazer nas condições encontradas. Ademais, o método foi desenvolvido para classificar rejeitos, especialmente em contexto canadenses e australianos, e não inclui os efeitos de cimentação, estrutura residual ou sucção nas premissas metodológicas,

logo, a aplicação direta do método em solos residuais viola a premissa de remoldagem total sem estrutura residual preservada e saturação plena, sendo estes critérios preponderantes para análises em solos naturais.

Isso explica o fato que o parâmetro alfa do método de Shuttle e Cuning (2008), quando comparado com o método de Robertson (2022), resultou em uma maior concentração de dados com resposta contrátil ao cisalhamento (i.e.,  $\alpha > 0$ ) em todos os ensaios, porque os efeitos das microestruturas após o carregamento e a saturação são totalmente desconsiderados. Dado o contexto, o método de Shuttle e Cuning (2008) é indicado apenas em casos de solo muito intemperizados, levando a resultados pouco representativos e subestimados em solos residuais cujo as microestruturas ainda são minimamente preservadas.

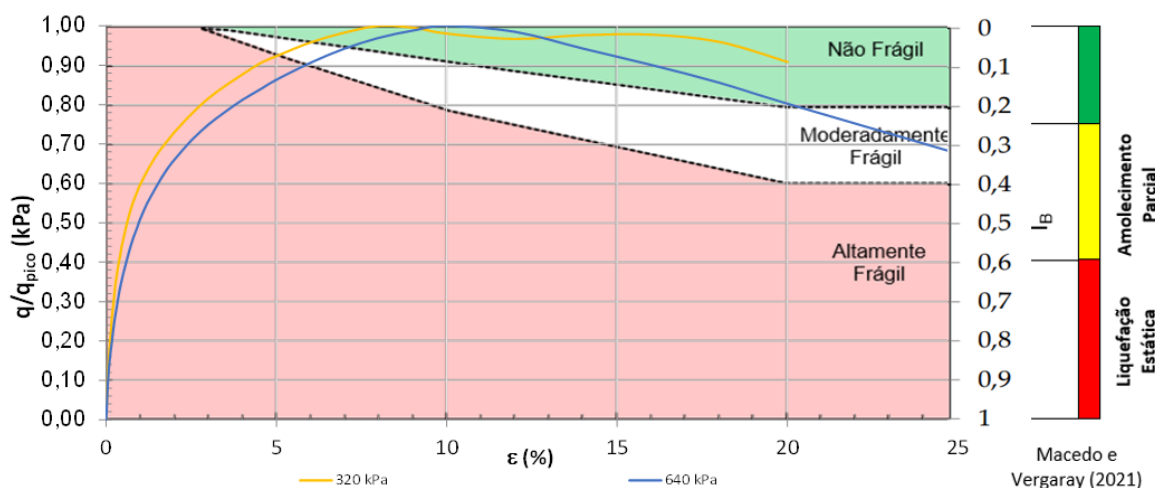
Os sistemas de classificação propostos por Plewes et al. (1992), Schneider (2008) e Shuttle e Cuning (2008), classificam o comportamento do material entre contrátil e dilatante, através de ábacos que associam o comportamento durante a cravação do cone. Os métodos são direcionados à caracterização de materiais remoldados, como os rejeitos, não se configurando como substituto de abordagens mais avançadas capazes de capturar os efeitos microestruturais do solo, como as de Robertson (2016) e Robertson (2022). Podem ser menos representativos em solos residuais estruturados, cuja resposta da poropressão diverge do padrão para solos remoldados. A aplicação gráfica das metodologias pelos autores supracitados indica que o solo apresenta comportamento majoritariamente dilatante. Assim, confirma-se a aplicação do uso desses sistemas para a análise preliminar do comportamento mecânico dos solos residuais, ainda que com ressalvas quanto à sua representatividade em materiais naturalmente estruturados.

A avaliação do potencial de liquefação do solo foi complementada pela análise da fragilidade estrutural do material, considerando que os ensaios de campo indicaram um comportamento monotônico de dissipação do excesso de poropressão, característico de solos com tendência à contração volumétrica. A interpretação dos ensaios triaxiais não drenados (Seção 4.2) por meio da curva tensão desviadora *versus* deformação axial, evidencia a geração contínua de poropressão positiva ao longo do ensaio, culminando em uma queda abrupta da resistência após o pico. Esse

comportamento é indicativo de colapso estrutural e perda de rigidez em solos intemperizados que ainda preservam parte de sua estrutura interna (medianamente intemperizados), fenômenos que, embora não configurem liquefação plena segundo critérios clássicos, podem comprometer de forma equivalente o desempenho geotécnico das estruturas associadas a este tipo de material.

Portanto, a investigação da fragilidade do solo está apresentada na Figura 4.33, conforme método proposto pelo Bulletin 194 (ICOLD, 2022) e por Macedo e Vergaray (2021). Os resultados indicam que, embora o material apresente comportamento típico de contração e geração de poropressão positiva nos ensaios triaxiais não drenados, não atinge os critérios clássicos de liquefação estática. A perda de resistência observada no pós-pico, com valores de fragilidade em torno de 30%, caracteriza o solo como não frágil a moderadamente frágil, com amolecimento parcial, logo não suscetível a liquefação estática. Essa classificação reforça a interpretação de que, apesar da ausência de liquefação plena, o material pode apresentar vulnerabilidade em condições de saturação, exigindo atenção especial em projetos que envolvam variações no regime de fluxo interno.

**Figura 4.33** – Ensaio de compressão triaxial plotados no critério gráfico de fragilidade proposto pelo Boletim 194 (ICOLD, 2022) e limites propostos por Macedo e Vergaray (2011)



Ressalta-se que a aplicabilidade dos critérios de fragilidade de Macedo e Vergaray (2021) para solos residuais deve ser feita mediante cuidadoso julgamento de engenharia. Os critérios adotados pelos autores foram concebidos para rejeitos de

mineração, incluindo rejeitos arenosos e silto-argiloso, e não diretamente para solos residuais intemperizados. Neste contexto, a Tabela 4.3 aborda uma comparação estatística entre a base de dados dos autores e os parâmetros encontrados para o solo residual, a fim de verificar a abrangência e compatibilidade entre o comportamental esperado para os materiais. Neste caso, os parâmetros do solo residual foram apresentados em destaque na Tabela 4.3.

Embora se observe a compatibilidade entre os parâmetros, sua utilização em solos residuais deve ser feita com cautela. A aplicação do método foi considerada apenas como ferramenta exploratória ou de triagem preliminar, uma vez que a preservação da estrutura natural desses solos pode resultar em comportamentos distintos sob carregamentos rápidos, o que pode levar à subestimação do potencial de liquefação. Ainda assim, dada a ausência de critérios específicos na literatura para solos residuais, o uso do método como critério preliminar é válido, desde que complementado por outras abordagens de avaliação.

Desta forma, com base nos ensaios disponibilizados, bem como na abordagem apresentada na Figura 3.7, é possível concluir que o solo residual não é suscetível à liquefação estática.

**Tabela 4.3** – Comparação dos parâmetros do solo residual com base de dados Macedo e Vergaray (2021)

Valores Estatísticos	$\lambda$	$\Gamma$	$M_{tc}$	LL(%)	IP(%)	TF(%)
Valor mínimo Macedo e Vergaray (2021)	0,73	0,022	1,2	9	0	9
Valor máximo Macedo e Vergaray (2021)	1,56	0,188	1,5	52	20	88
Média dos valores Macedo e Vergaray (2021)	1,07	0,08	1,37	21,9	7,10	38,48
Valor solo residual	1,27	0,067	1,45	NP	NP	81

#### 4.5 Modelagem numérica de descaracterização de uma barragem de rejeitos

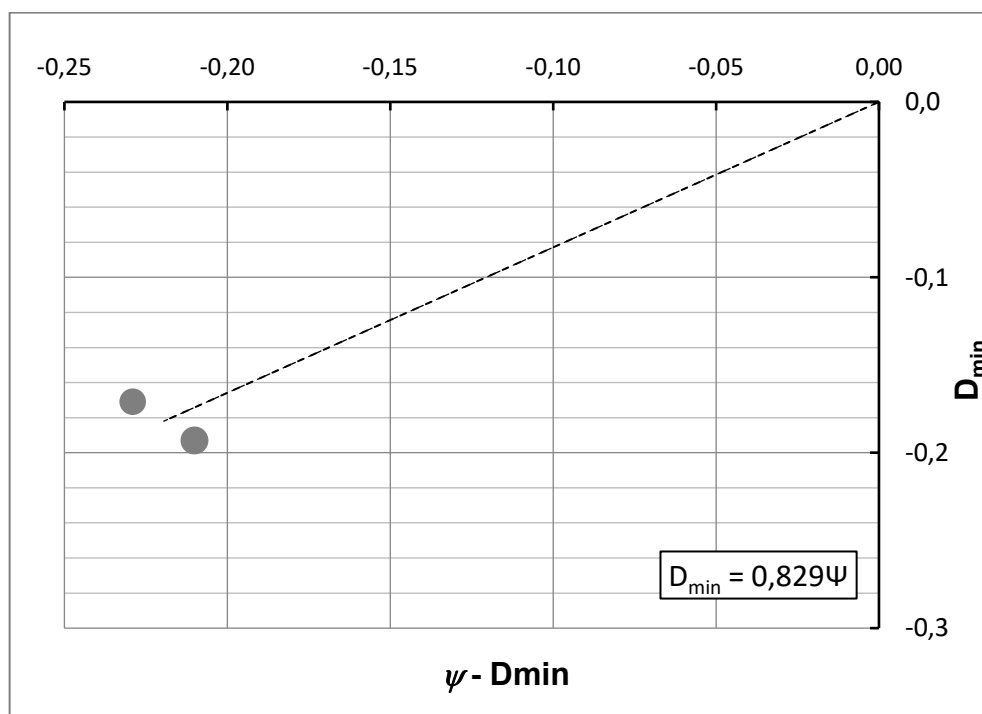
Este item apresenta: i) os parâmetros e resultados do modelo constitutivo *Norsand* calibrado para a fundação em solo residual e; ii) os resultados do modelo de descaracterização da barragem.

##### 4.5.1 Resultado do modelo constitutivo *NorSand*

O modelo constitutivo *Norsand* exige onze parâmetros de entrada, dos quais três ( $\lambda$ ,  $\Gamma$  e  $M_{tc}$ ) são parâmetros intrínsecos do solo, derivados da sua natureza física e mineralógica, ou seja, independem das condições de carregamento ou estado inicial. Esses fatores foram obtidos por meio da LEC e estão descritos no Seção 4.1.

O parâmetro  $X_{tc}$ , dilatância de estado, está associado diretamente à resposta plástica do modelo entre a interação do parâmetro de estado e dilatância máxima. Foi determinado inicialmente com base na relação expressa pela Equação (2.20), cuja representação gráfica está apresentada na Figura 4.34. O valor encontrado foi de 0,829.

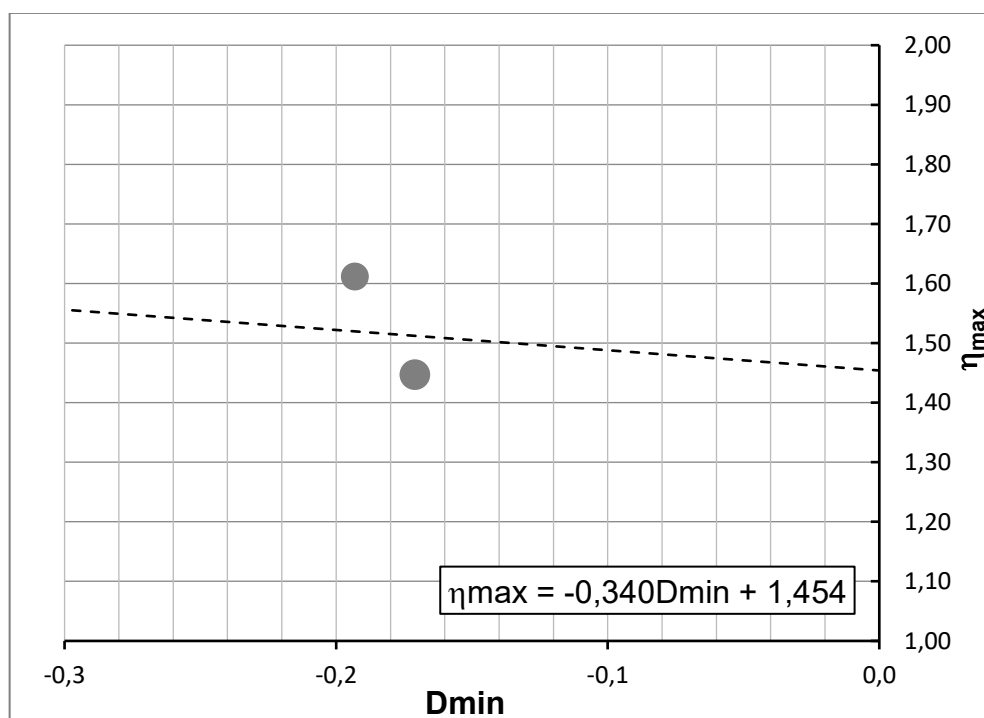
Figura 4.34 – Relação  $\psi - D_{min}$



O parâmetro  $N_{tc}$ , acoplamento volumétrico no estado crítico, também associado à resposta plástica do modelo, foi determinado com base na relação descrita na

Equação (2.22), partindo-se do ponto equivalente ao valor de  $M_{tc}$ . A representação gráfica do parâmetro está apresentada na Figura 4.35. Tem-se que no valor da dilatância de pico  $D_{min}$  na força de pico  $\eta_{max}$ , se obtém o valor de  $D = 0$ . Portanto,  $\eta_{max}$  ocorre em  $D_{min}$ , logo em  $D = 0$  se obtém o valor de  $M_{tc}$ , igual a 1,454. Nota-se que, conforme visto anteriormente na Figura 4.13 ocorreu convergência entre os valores de  $M_{tc}$  encontrados.

**Figura 4.35 – Relação  $D_{min} - \eta_{max}$**

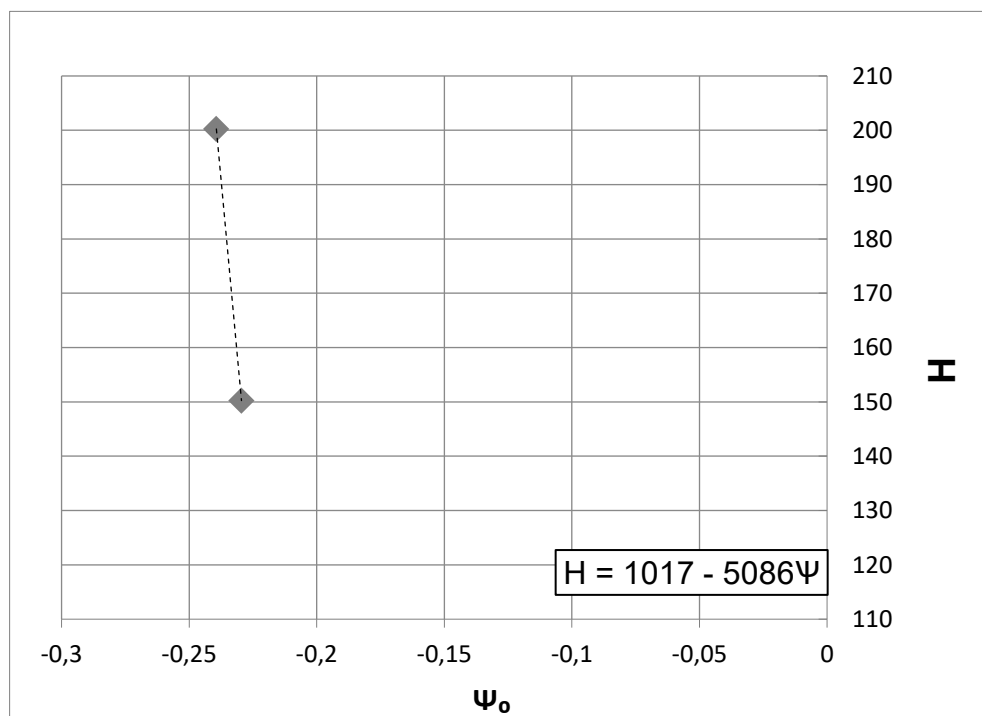


Para determinar o parâmetro  $H$ , conforme descrito pela Equação (2.29), foi estabelecida a relação entre  $H$  com  $\psi_0$  visando à calibração ideal dos ensaios, com os resultados representados graficamente na Figura 4.36.

Os parâmetros que estão associados diretamente à resposta elástica do modelo *NorSand* são: i) o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e ii) o índice de rigidez ( $I_R$ ). O valor do coeficiente de Poisson adotado foi de 0,15. O índice de rigidez calculado foi de 2.500 e 93,75, de acordo com a Equação (2.31). Os valores encontrados permitiram a definição do módulo cisalhante de referência ( $G_{ref}$ ) e do respectivo expoente elástico ( $m$ ), considerando o cenário de calibração mais adequado durante as modelagens. A calibração resultou em uma relação  $k/\lambda$  inicial de 0,009 e posteriormente, após a

recalibração de 0,134, sendo  $k$  identificado como parâmetro de dilatação mínima. Jefferies e Been (2016) argumentam que valores inferiores a 0,2 indicam uma boa calibração.

**Figura 4.36** – Relação  $H - \psi_0$



A Figura 4.37a até a Figura 4.40a apresentam os gráficos comparativos entre os ensaios triaxiais e a calibração numérica do modelo. Observa-se que a resposta tensão-deformação obtida por meio da simulação foi próxima à resposta experimental. No entanto, o modelo *NorSand* demonstrou limitações na reprodução do comportamento pós-pico e nas deformações volumétricas observadas nos ensaios laboratoriais. Essas discrepâncias podem estar relacionadas aos parâmetros de acoplamento volumétrico e taxa de dilatação, os quais influenciam diretamente a rigidez e a resistência pós-pico do solo. Em solos residuais estruturados, é comum que o colapso da estrutura resulte em uma perda abrupta de resistência, característica que o modelo *NorSand* clássico pode não capturar adequadamente, uma vez que considera o solo como um meio particulado contínuo, desconsiderando os efeitos microestruturais.

Considerando o contexto observado, foi realizada uma análise inversa do modelo constitutivo *NorSand*, denominada “*NorSand* Corrigido”, com o objetivo de representar

de forma mais precisa o comportamento pós pico observado nos ensaios. Essa calibração focou nos parâmetros  $X_{tc}$  e  $N_{tc}$ , diretamente relacionados à dilatância do solo, os quais exercem influência significativa na resposta volumétrica e na rigidez do material.

Os resultados da calibração do modelo “*NorSand* Corrigido” estão ilustrados na Figura 4.37b a Figura 4.40b, por meio de gráficos representativos das relações tensão-deformação axial, tensão desviadora-tensão efetiva média, e variação volumétrica-deformação axial. Esses resultados evidenciam a melhoria na capacidade do modelo em capturar o comportamento plástico e as transformações volumétricas características dos solos residuais estruturados.

Durante o processo de calibração, observou-se que o parâmetro de acoplamento volumétrico exerce influência significativa na relação entre as deformações volumétricas e o enrijecimento do solo. Em materiais mais densos, verifica-se que o valor de  $N$  também impacta diretamente a taxa de dilatância, sendo que valores mais elevados de  $N$  resultam em respostas volumétricas mais intensas, caracterizadas por uma dilatação acentuada durante o cisalhamento. Tal comportamento está associado à maior resistência ao rearranjo das partículas e à preservação da estrutura interna do solo, o que contribui para um aumento da rigidez e da tendência à expansão volumétrica sob tensões desviadoras.

Desta forma, para representar adequadamente o comportamento pós-pico observado nos ensaios triaxiais, foi necessário adotar valores superiores para os parâmetros  $N_{tc}$  e  $X_{tc}$ , associados ao acoplamento volumétrico e à dilatância crítica. Essa abordagem permitiu representar de maneira simplificada os efeitos das microestruturas presentes nos solos residuais, que influenciam diretamente a resposta mecânica durante o cisalhamento e conseqüentemente a dilatância do solo.

Como resultado, foi observado um aumento na rigidez inicial do solo, evidenciado pelo acréscimo da tensão de desvio e pela intensificação do pico de resistência, visto pelos gráficos tensão-deformação (Figura 4.37) e deformação volumétrica-deformação axial (Figura 4.39). No entanto, o comportamento pós-pico ainda não foi completamente capturado, uma vez que, após atingir a resistência máxima, os ensaios calibrados apresentaram uma redução de resistência menos pronunciada. A

correção proposta não alterou a trajetória de tensões (Figura 4.38) e o índice de vazios-tensão média efetiva (Figura 4.40).

A Tabela 4.4 apresenta uma síntese comparativa entre os parâmetros iniciais e os valores ajustados do modelo constitutivo *NorSand*. Os parâmetros recalibrados demonstraram uma aderência superior aos dados experimentais, conforme evidenciado pelos resultados obtidos nos ensaios triaxiais.

**Figura 4.37** – Tensão-deformação entre o ensaio triaxial e a calibração do modelo *NorSand*

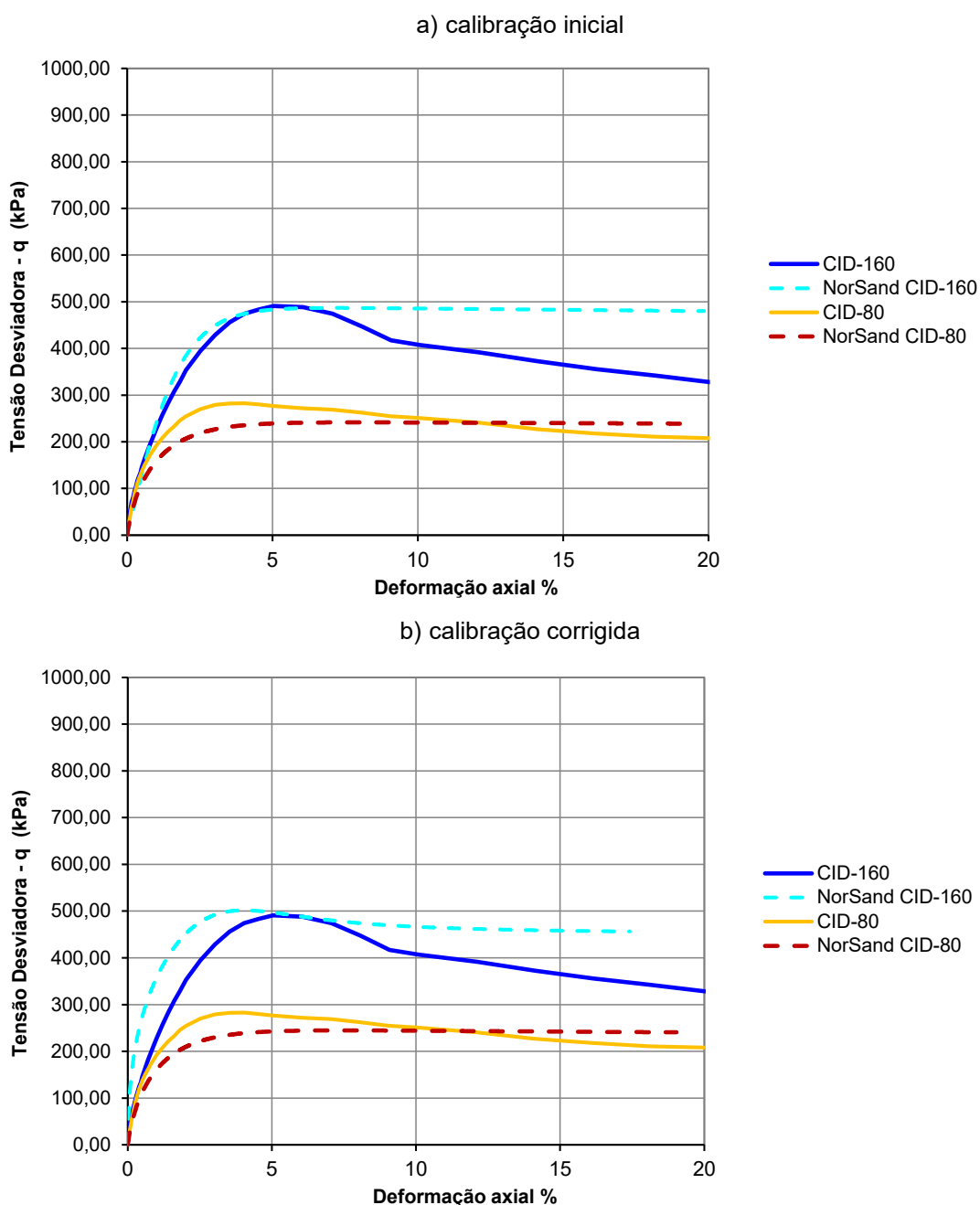
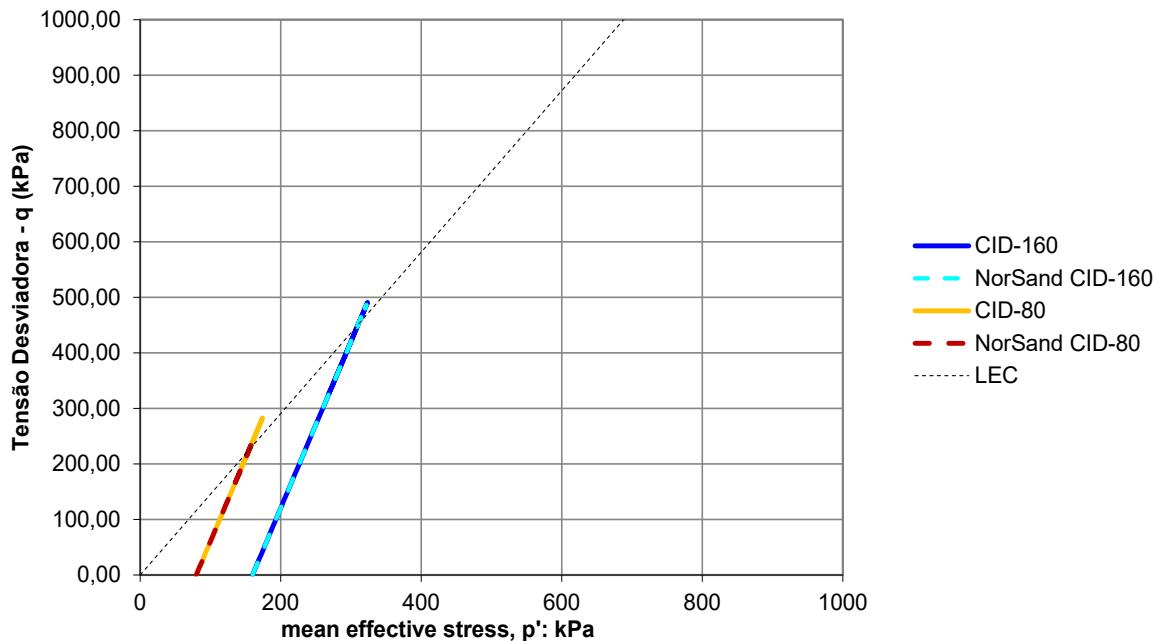


Figura 4.38 – Trajetória de tensões obtida no ensaio triaxial e na calibração do modelo *NorSand*

a) calibração inicial



b) calibração corrigida

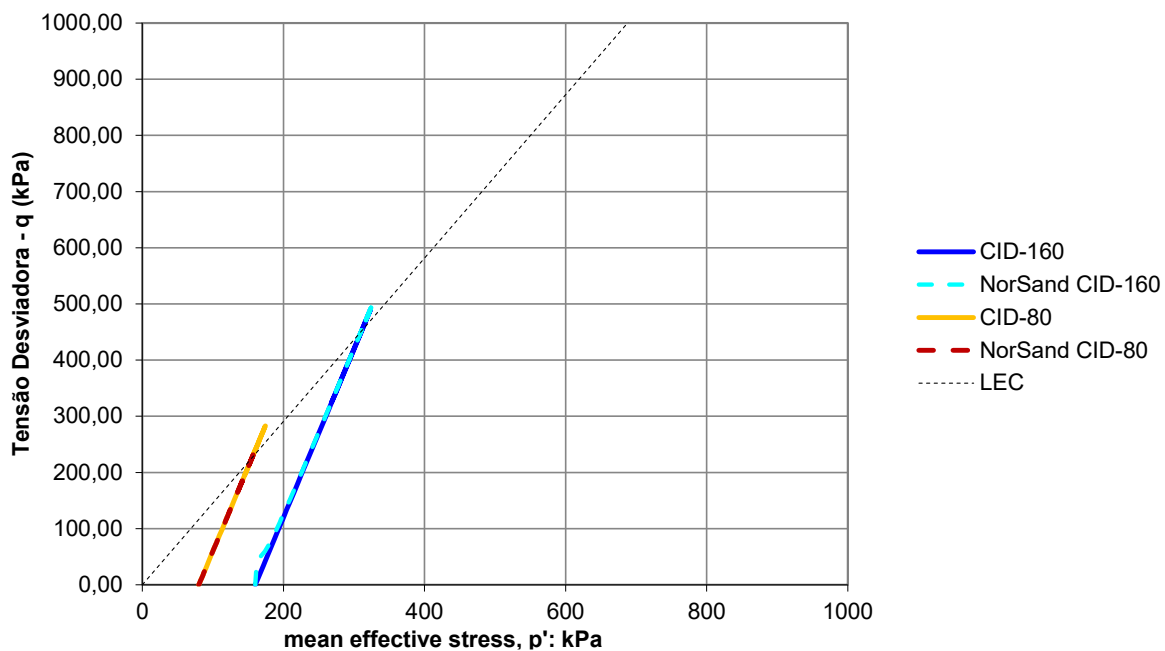
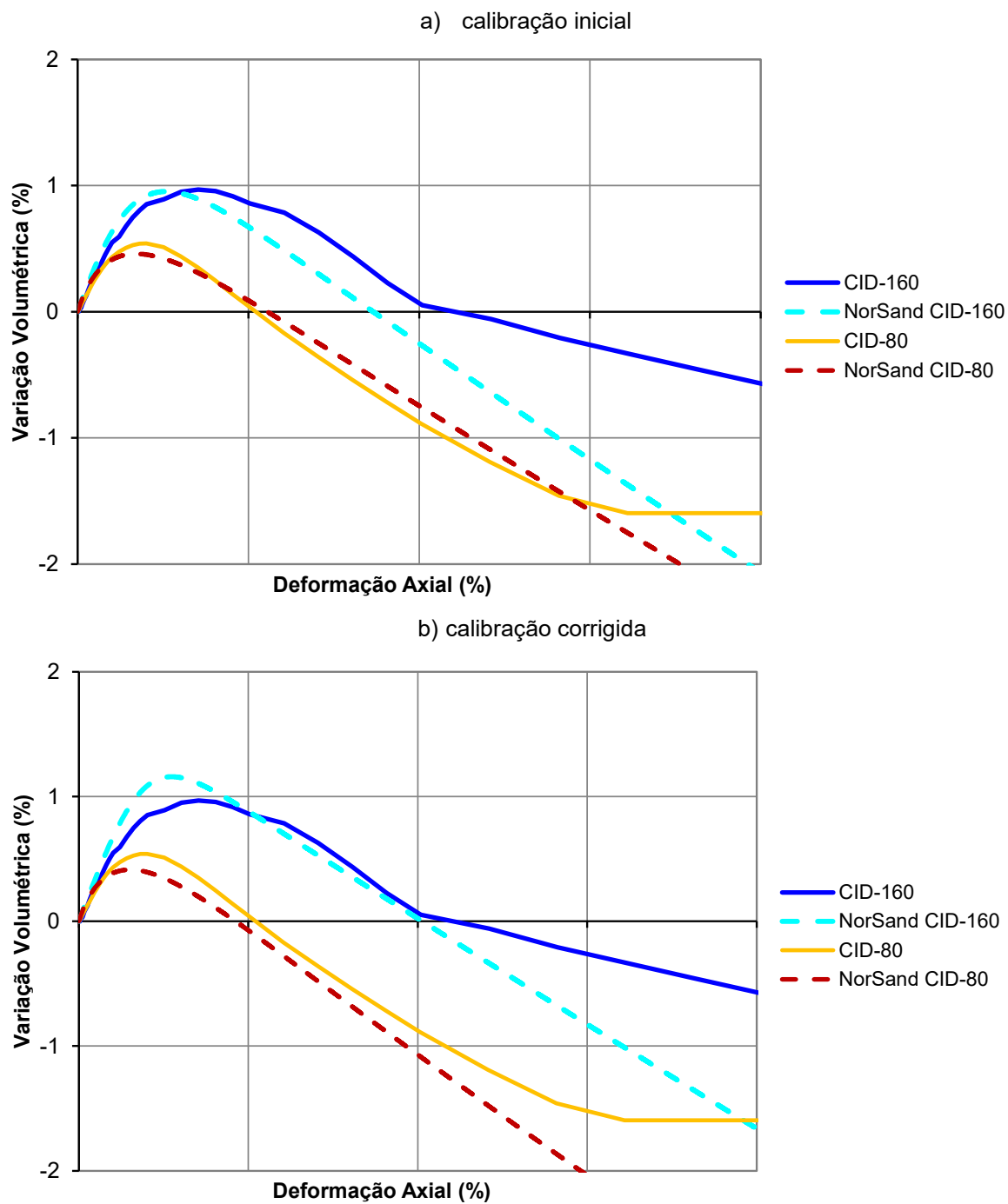
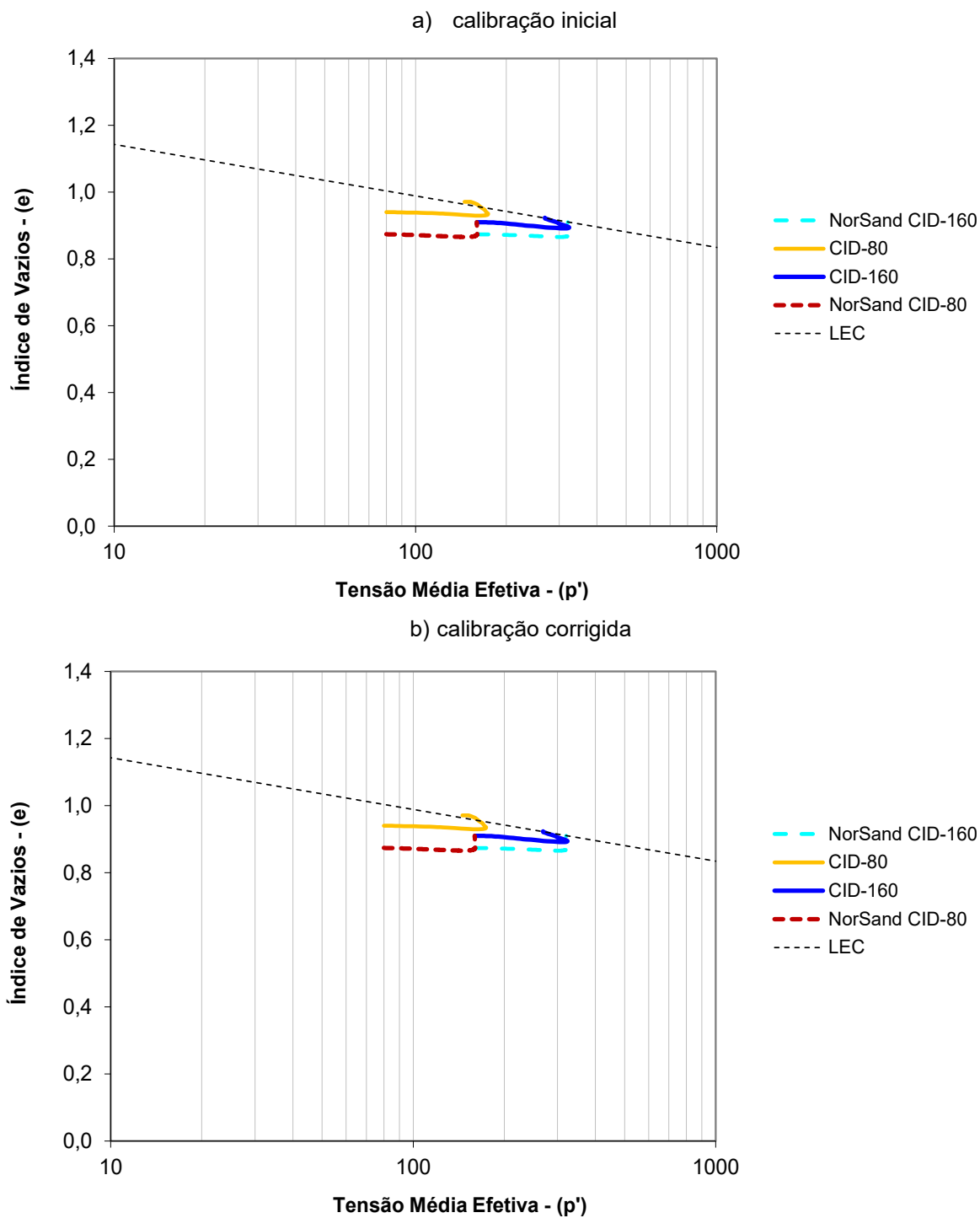


Figura 4.39 – Deformação volumétrica comparando o ensaio triaxial e a calibração do modelo *NorSand*



**Figura 4.40** – Índice de vazios-tensão média efetiva entre o ensaio triaxial e a calibração do modelo *NorSand*



**Tabela 4.4 – Parâmetros iniciais e corrigidos do modelo *NorSand***

Tipo	Parâmetro	Descrição	Parâmetros iniciais		Parâmetros Corrigidos	
			CID-80	CID-160	CID-80	CID-160
Linha de Estado Crítico	$\Gamma$	Intercepto com o eixo das ordenadas para o nível de tensão $p'=1$ kPa da Linha de Estado Crítico no plano $p' \times e$		1,297		1,297
	$\lambda$	Inclinação da Linha de Estado Crítico no plano $p' \times e$		0,067		0,067
	$M_{tc}$	Razão de Tensões Críticas		1,454		1,454
Plasticidade	$N_{tc}$	Coefficiente de acoplamento volumétrico		0,66		1,00
	$H$	Módulo de endurecimento plástico	150,239	200,239	150,239	200,239
	$H_0$	Módulo de endurecimento plástico para a condição de parâmetro de estado igual a zero;		1.017		1.017
	$H_V$	Módulo de endurecimento plástico como função do parâmetro de estado		5.086		5.086
	$X_{tc}$	Parâmetro de escala da taxa de dilatação		0,829		4,00
	Elasticidade	$G_{ref}$	Modulo cisalhante de referência	200	15	200
$m$		Expoente elástico		0,8		0,8
$\nu$		Coefficiente de Poisson		0,15		0,15
Parâmetros de Estado	OCR	Razão de sobreadensamento		1,00		1,00
	$\psi_0$	Parâmetro de estado inicial		-0,23		-0,25

#### 4.5.2 Modelo computacional de descaracterização de uma barragem de rejeitos

Os parâmetros empregados na fundação foram definidos na Seção 4.2, considerando a adoção do modelo constitutivo *NorSand*. Já os parâmetros atribuídos ao maciço estão apresentados na Tabela 4.5, com base em valores típicos usualmente adotados para a estrutura em estudo. A Tabela 4.5 apresenta os parâmetros de entrada do *Software* RS2 adotados para modelo Mohr Coulomb, enquanto a Tabela 4.6 fornece os parâmetros de entrada adotados para o modelo *NorSand*.

**Tabela 4.5** – Parâmetros de entrada do modelo constitutivo Mohr Coulomb

Materiais	Modelo	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu'$	$E_d$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Aterro inicial	Elastoplástico	19	0,22	9800	5	27,3
Aterro de alteamento	Elastoplástico	18	0,21	9200	8	30,6
Rejeito	Elástico linear	20	0,36	2600	1	35
Filtro / Tapete	Elástico linear	19	0,3	250000	0	30

**Tabela 4.6** – Parâmetros de entrada do modelo constitutivo *NorSand*

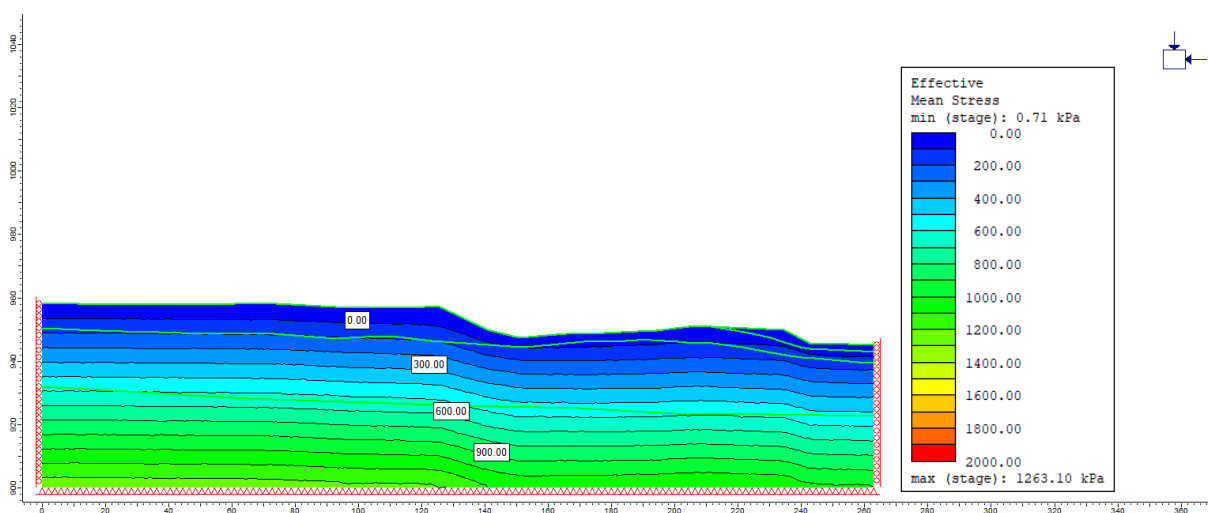
Materiais	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu'$	$M_{tc}$	$\lambda$	$H_0$	$X_{tc}$	$N$	$H_y$	$\psi_0$	$\Gamma$	OCR
Solo residual	18	0,15	1,45	0,067	1017	4	1	5086	-0,24	1,297	1,0

Os resultados obtidos permitiram avaliar o comportamento tensão-deformação da barragem tanto na condição atual quanto em um cenário hipotético de descaracterização. Além disso, possibilitaram a comparação da evolução do estado de tensão *in situ* em relação ao estado crítico, cuja aproximação pode indicar o potencial de instabilidade por liquefação estática. As análises foram conduzidas de forma individualizada para cada cenário, com os resultados expressos em termos de tensões efetivas verticais, deslocamentos totais, variação volumétrica e correlações entre os diferentes estados de tensão.

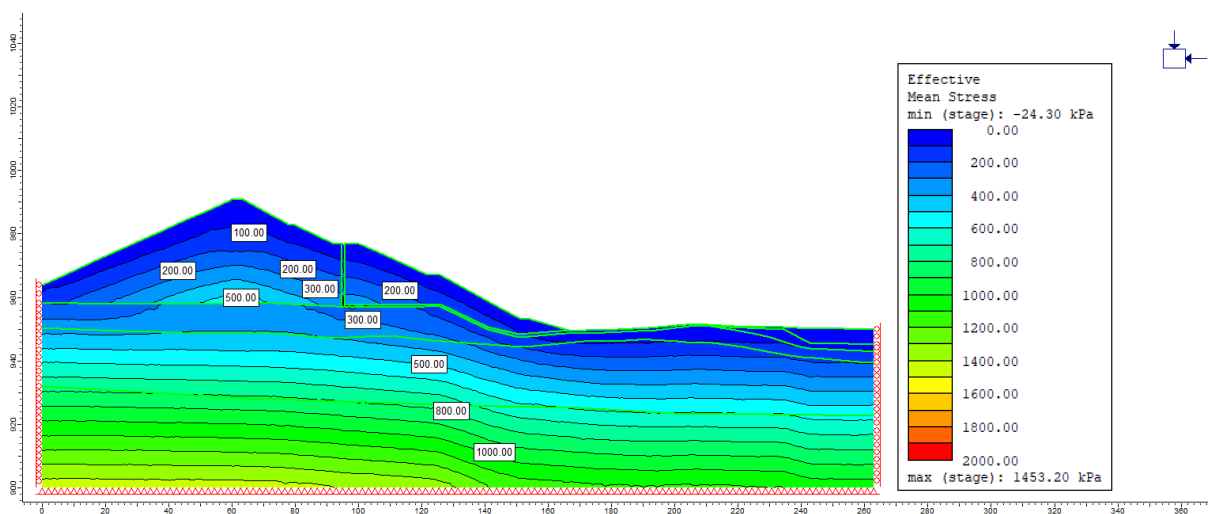
A Figura 4.41 até a Figura 4.54 apresentam as tensões verticais efetivas desenvolvidas na estrutura ao longo das etapas de construção e descaracterização. Observa-se que após a construção (Etapa 5.d – condição atual), as tensões encontradas na fundação do modelo são próximas a 900 kPa. Como a altura da

barragem no eixo da crista é de aproximadamente 50 metros, e o peso específico do material é de aproximadamente 18,0 kN/m<sup>3</sup>, totalizando uma tensão vertical de 900 kPa na fundação (i.e.,  $\gamma \times h$ ), nota-se que no mesmo ponto, as tensões verticais encontradas no modelo foram 900 kPa, indicando que os dados encontrados estão de acordo com o esperado. À medida que avançam as etapas de remoção da estrutura, verifica-se uma redução progressiva das tensões verticais efetivas, refletindo a diminuição da sobrecarga aplicada e a redistribuição dos esforços ao longo do maciço.

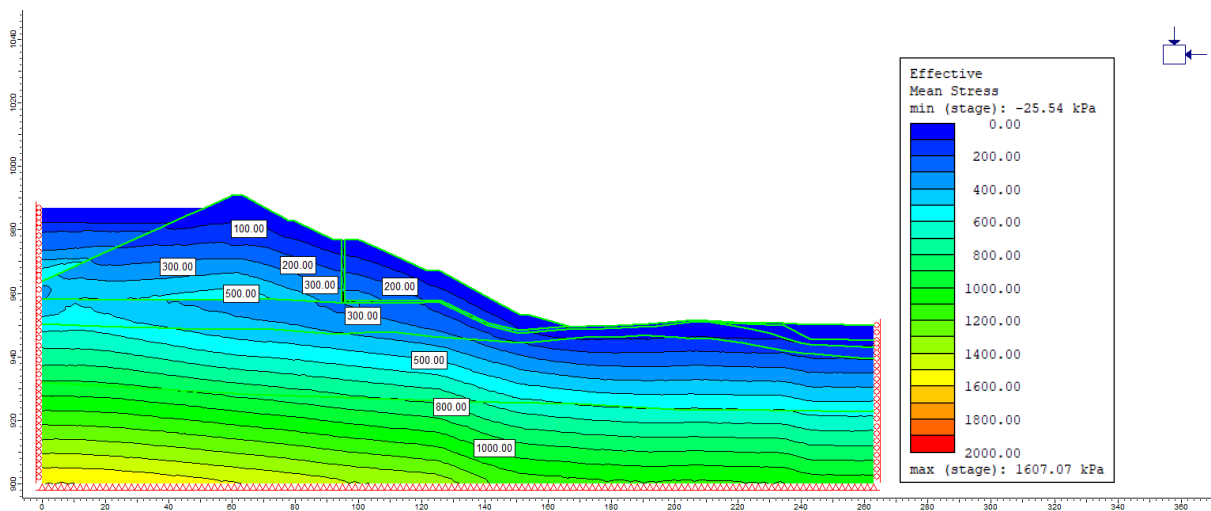
**Figura 4.41** – Etapa 1.c: tensões verticais efetivas considerando a condição in situ (apenas materiais de fundação)



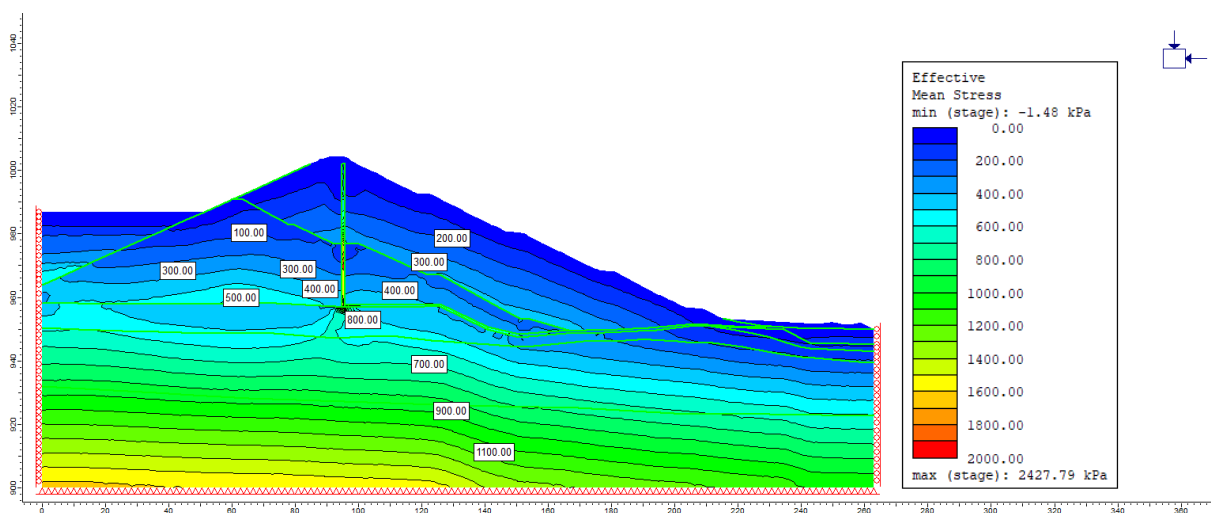
**Figura 4.42** – Etapa 2.c: tensões verticais efetivas considerando a construção do Dique de Partida até a El. 990,0 m



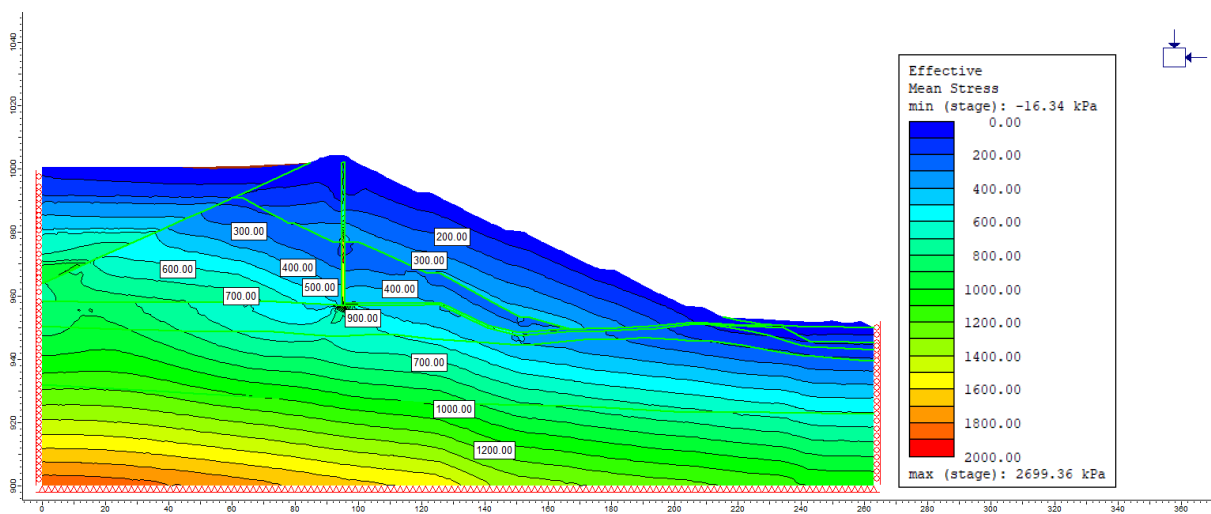
**Figura 4.43** – Etapa 3c: tensões verticais efetivas considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 987,0 m



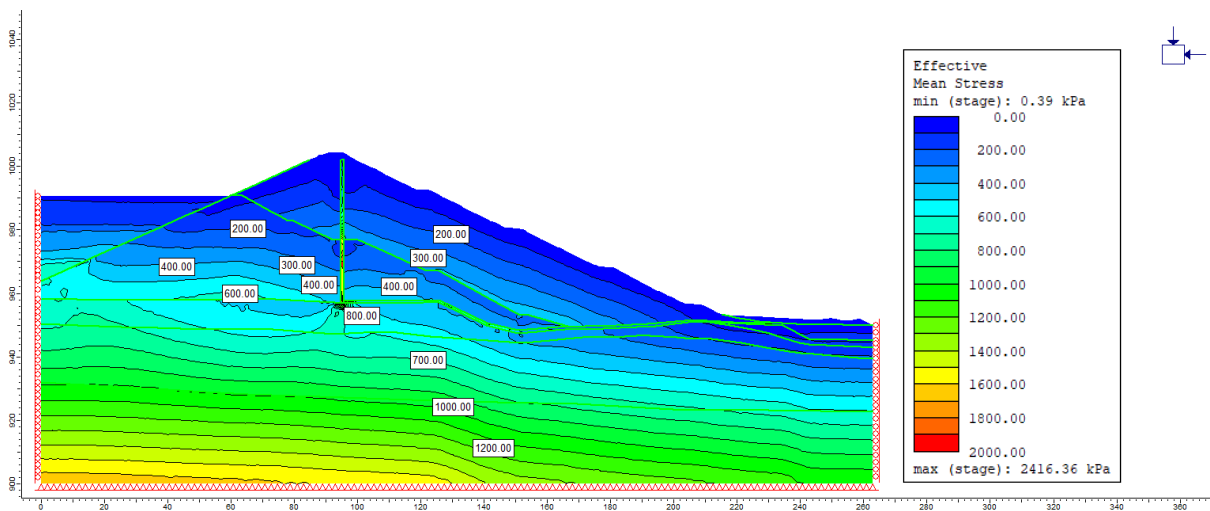
**Figura 4.44** – Etapa 4.c: tensões verticais efetivas considerando o alteamento do Maciço até a El. 1004,0 m



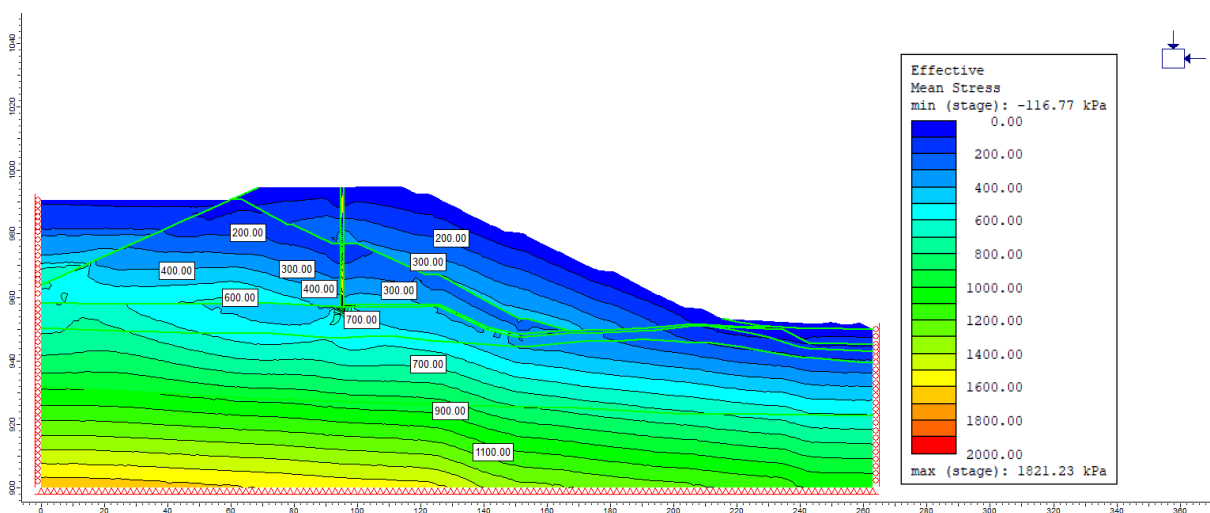
**Figura 4.45** – Etapa 5.d: tensões verticais efetivas considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 1001,0 m (condição atual)



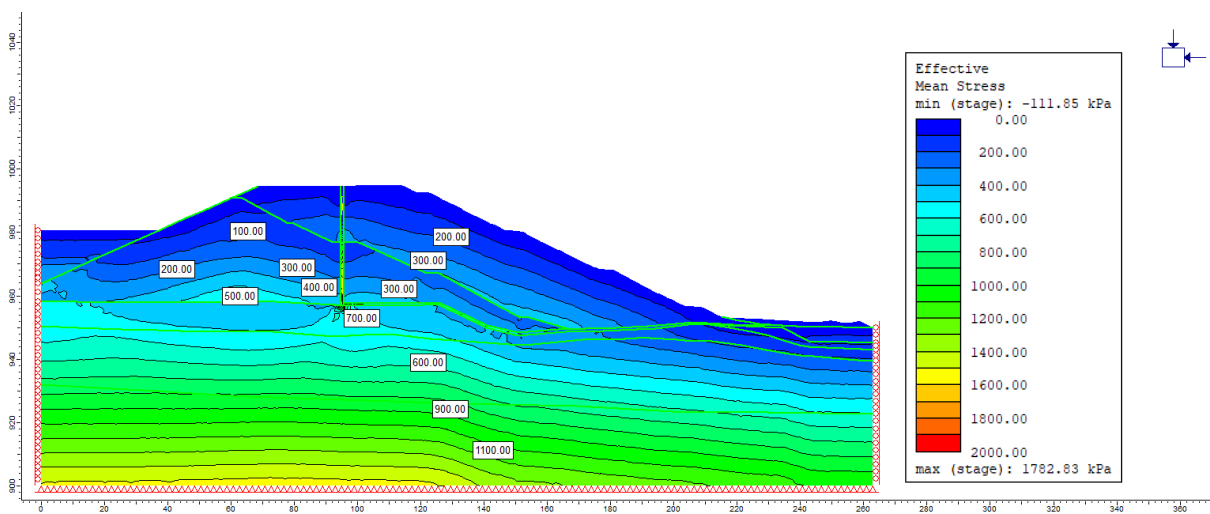
**Figura 4.46** – Etapa 6.d: tensões verticais efetivas considerando o esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase do reservatório até a El. 990,0 m



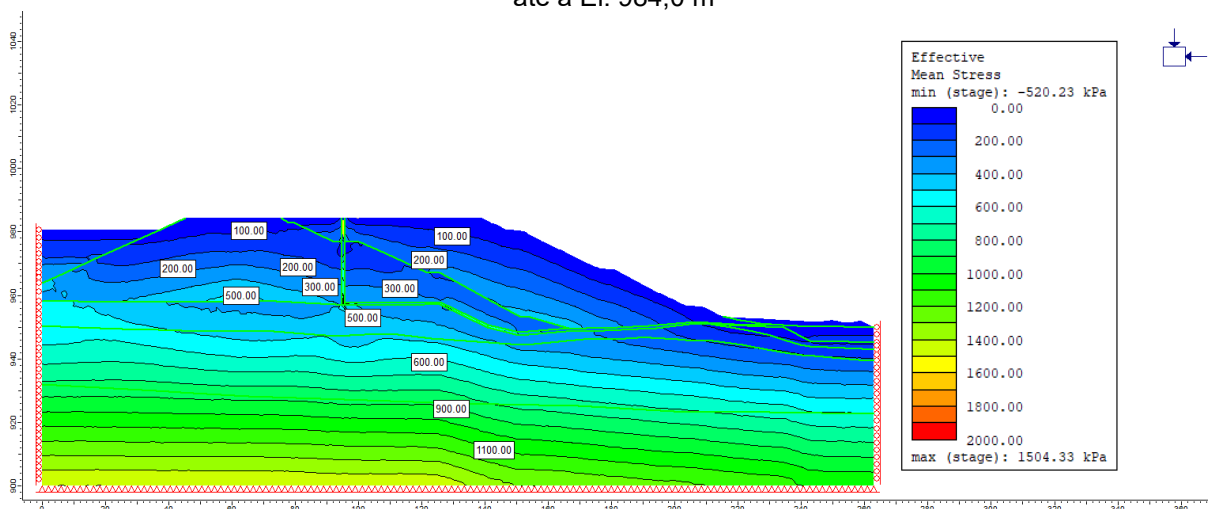
**Figura 4.47** – Etapa 7.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m



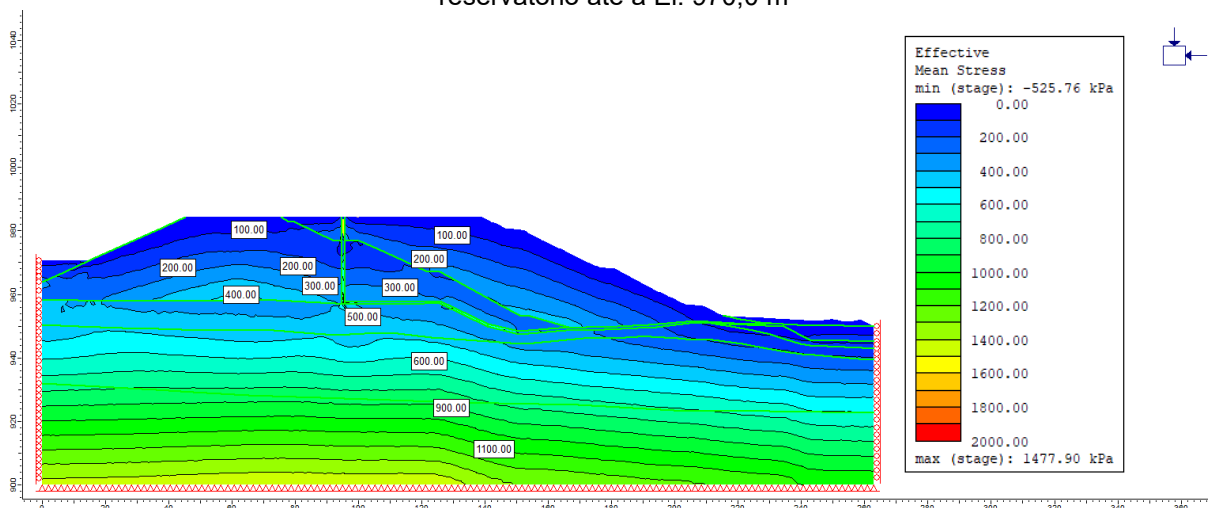
**Figura 4.48** – Etapa 8.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m



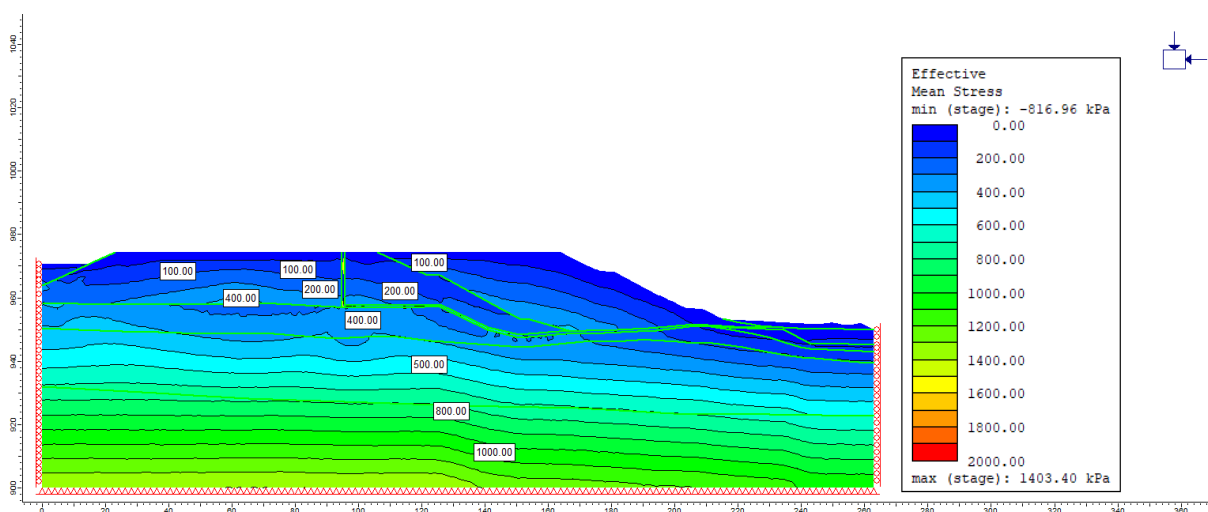
**Figura 4.49** – Etapa 9.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m



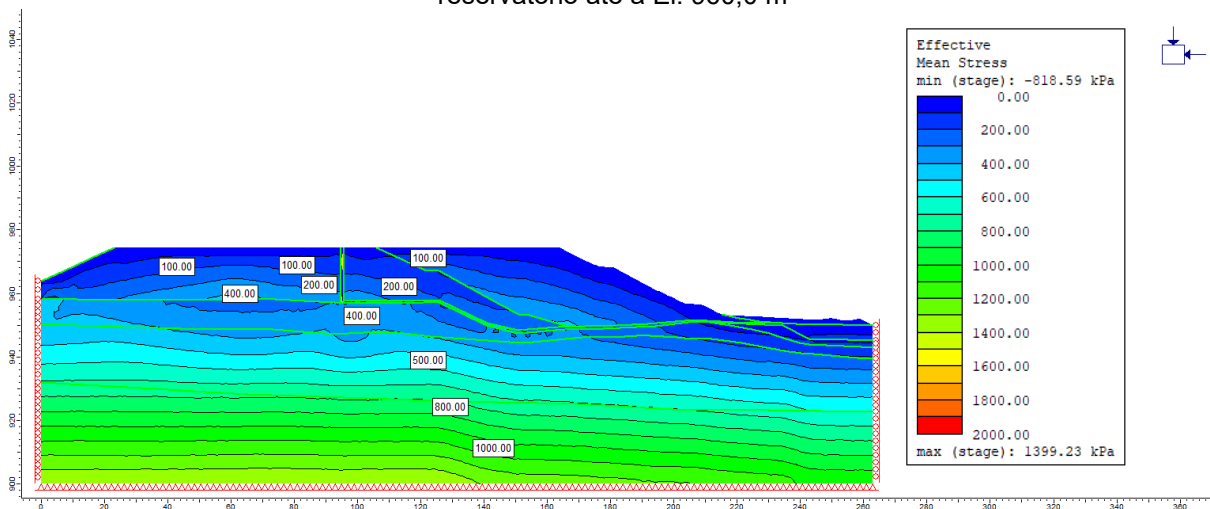
**Figura 4.50** – Etapa 10.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m



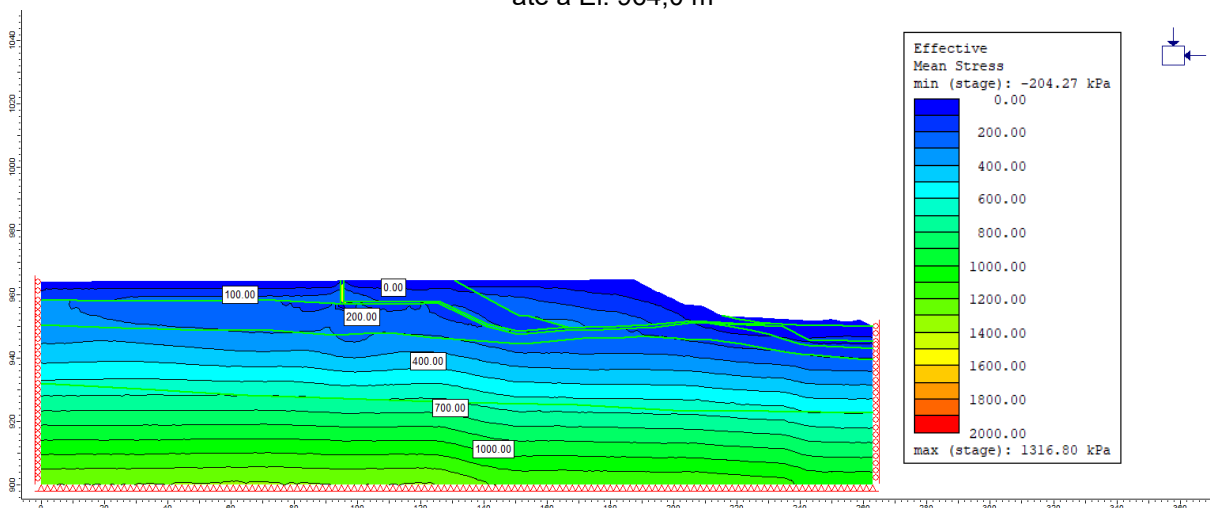
**Figura 4.51** – Etapa 11.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m



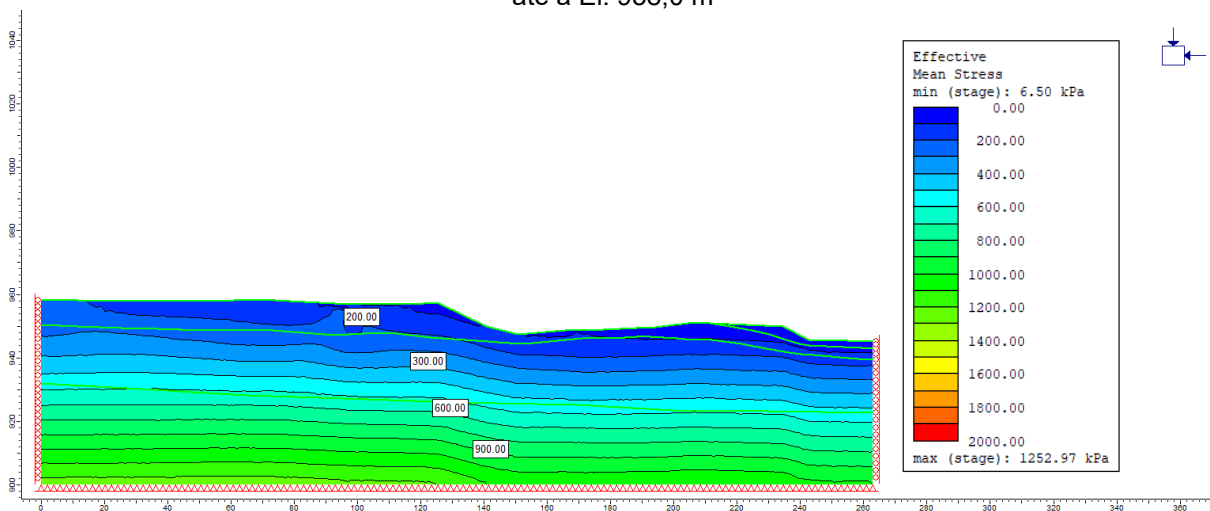
**Figura 4.52 – Etapa 12.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m**



**Figura 4.53 – Etapa 13.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m**



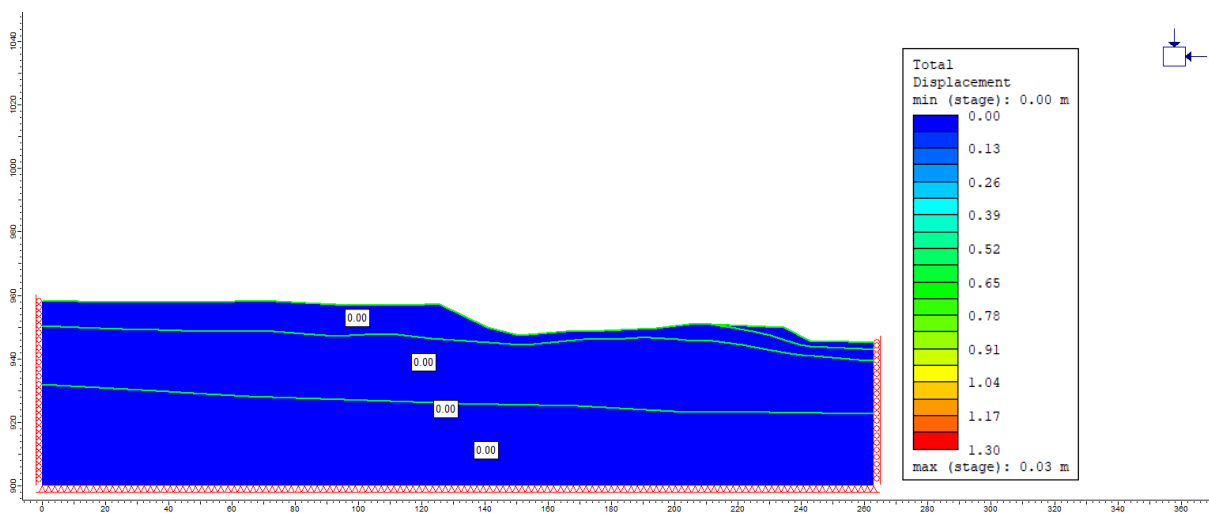
**Figura 4.54 – Etapa 14.d: tensões verticais efetivas considerando a escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m**



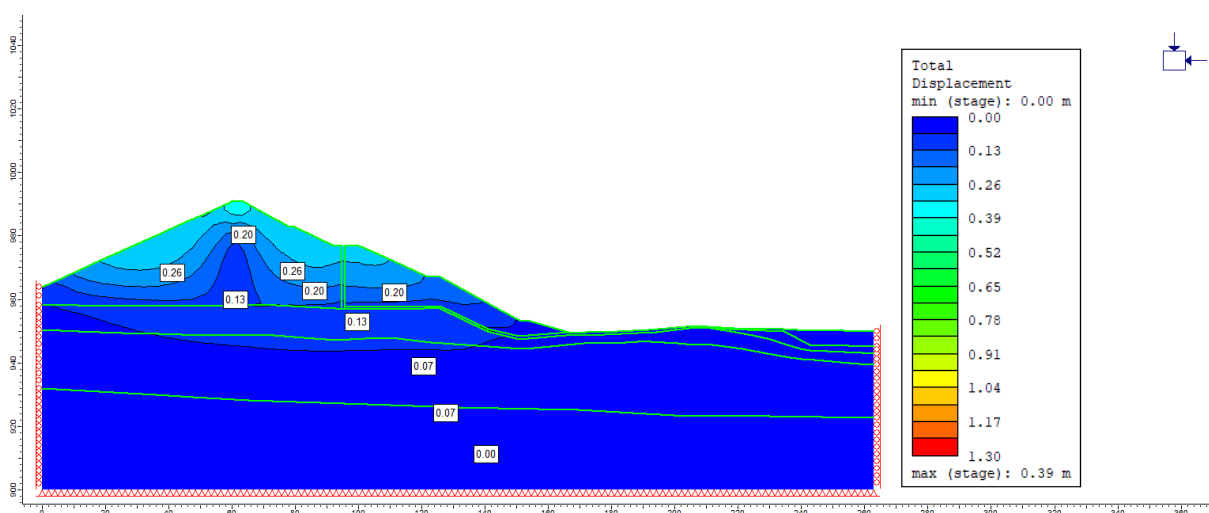
Em relação aos deslocamentos totais, para as etapas construtivas observa-se que após o enchimento inicial do reservatório (Etapa 3.c) as deformações do maciço e fundação variaram entre 0,00 e 0,40 cm. Neste ponto, a pressurização do talude de montante e o aumento da poropressão nos solos podem gerar rearranjos internos que tendem à acréscimos de deslocamento. O maior deslocamento das etapas construtivas foi de 84 cm no talude de jusante e 1,30 metros no rejeito, que ocorreram ao final da construção da barragem (Etapa 5), quando o peso total do maciço foi aplicado. O deslocamento do rejeito formou um “círculo” de isolinhas no reservatório, esse comportamento é típico de materiais que foram construídos em etapas, como ocorre na disposição de rejeito em um reservatório.

Durante as etapas de descaracterização, os deslocamentos tendem a diminuir devido ao alívio de tensões na estrutura. Os deslocamentos máximos registrados no maciço durante as escavações foram de 80 a 84 cm, e ocorreram no talude de jusante durante fases iniciais, quando ocorre a escavação de 10 metros do reservatório referente à 1ª etapa de remoção dos rejeitos (Etapa 6.d), e a escavação de 10 metros do maciço referente à 1ª etapa de escavação do dique de alteamento (Etapa 7.d). As faixas de deslocamentos máximas observadas durante as Etapas 5d, 6.d e 7.d são ligeiramente superiores às diretrizes gerais e recomendações baseadas em práticas internacionais e estudos de caso. Entretanto, os valores tendem a diminuir com o avanço das escavações no maciço e reservatório. De acordo com o ICOLD (2016), os deslocamentos podem variar entre 0,5% e 1,5% da altura da barragem (0,5% a 1,5% h). Considerando a altura de aproximadamente 50 metros da barragem, tem-se que o valor referência para os deslocamentos é de 25 a 75 cm. A Figura 4.55 a Figura 4.68 a seguir, ilustram as deformações ocorridas na estrutura.

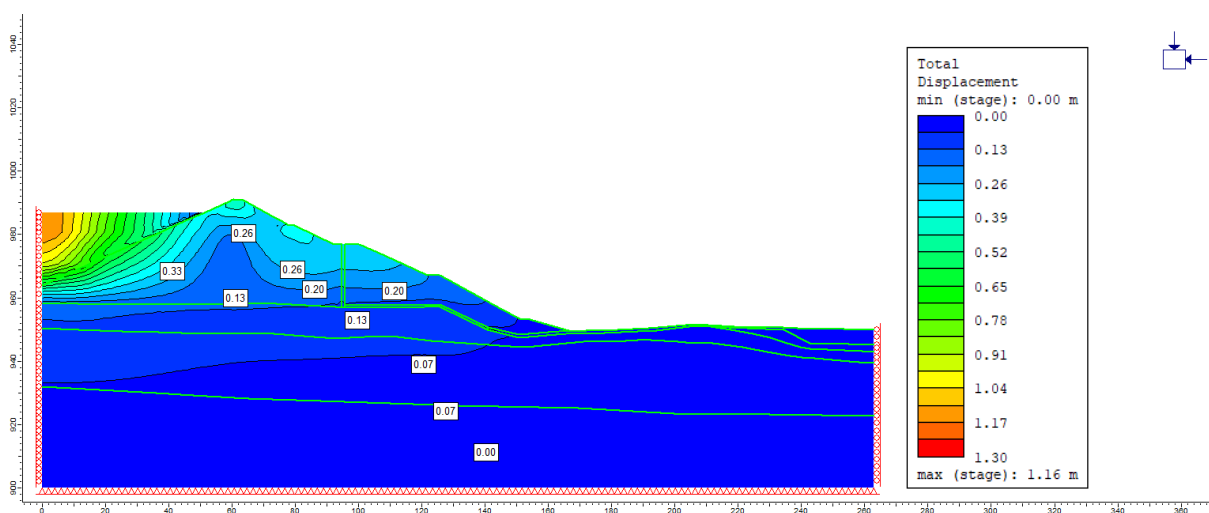
**Figura 4.55** – Etapa 1.c: deslocamento total considerando a condição in situ (apenas materiais de fundação)



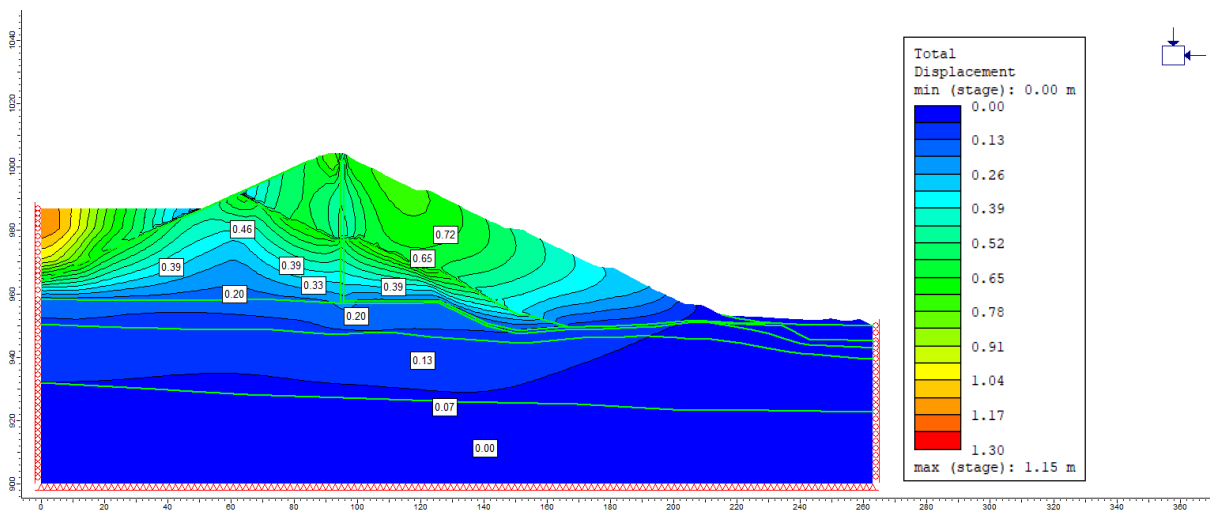
**Figura 4.56** – Etapa 2.c: deslocamento total considerando a construção do Dique de Partida até a El. 990,0 m



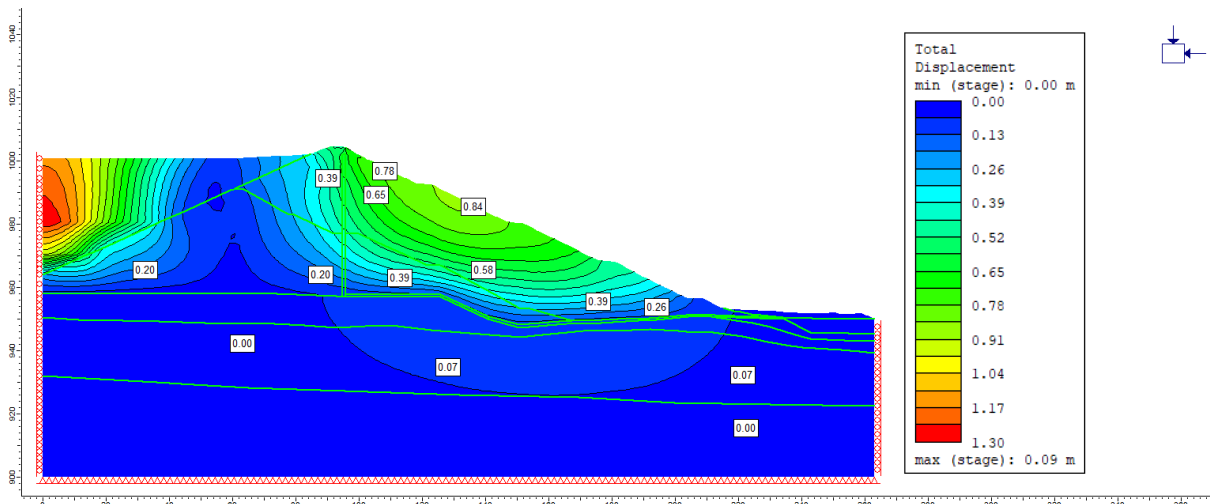
**Figura 4.57** – Etapa 3.c: deslocamento total considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 987,0 m



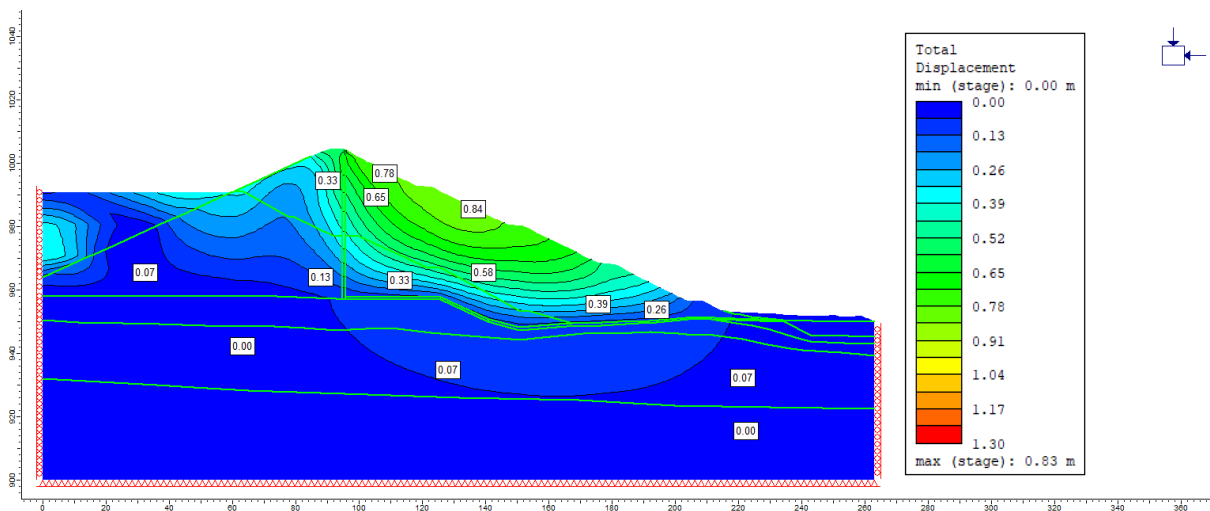
**Figura 4.58** – Etapa 4.c: deslocamento total considerando o alteamento do Maciço até a El. 1004,0 m



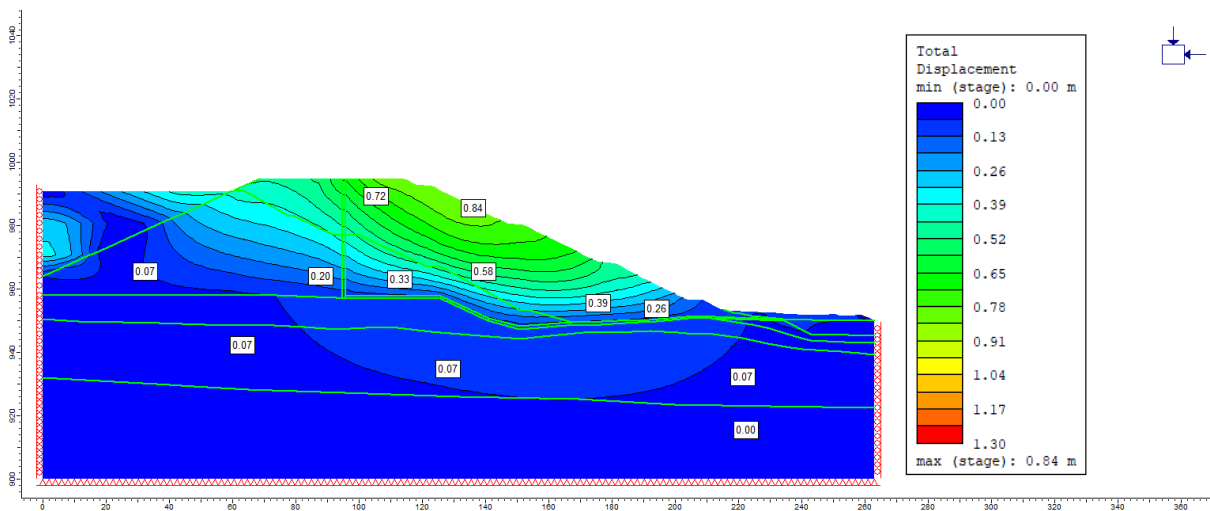
**Figura 4.59** – Etapa 5.d: deslocamento total considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 1001,0 m (condição atual)



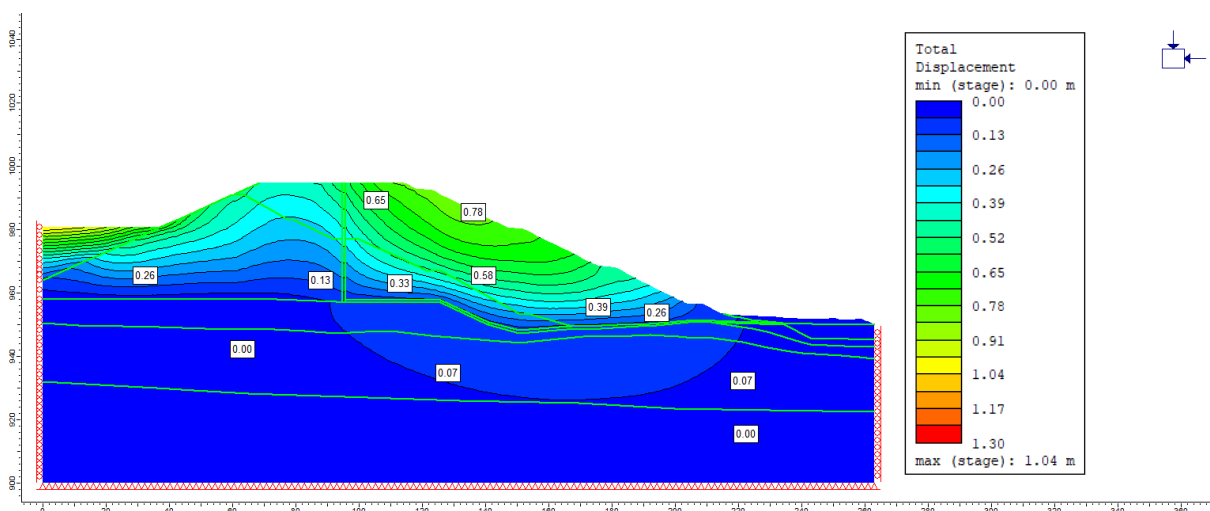
**Figura 4.60** – Etapa 6.d: deslocamento total considerando o esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase do reservatório até a El. 990,0 m



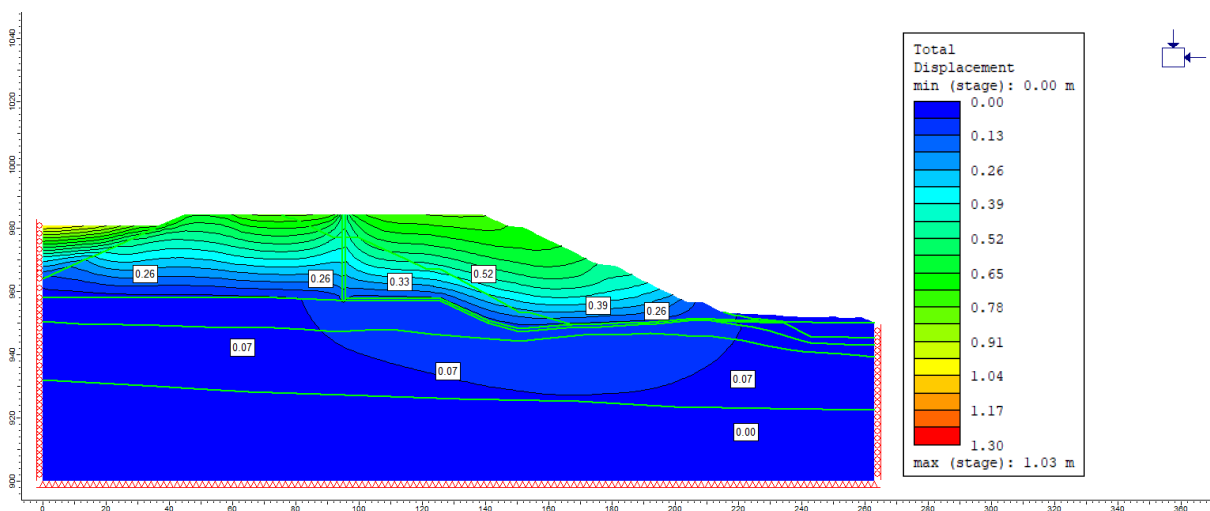
**Figura 4.61** – Etapa 7.d: deslocamento total considerando a escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m



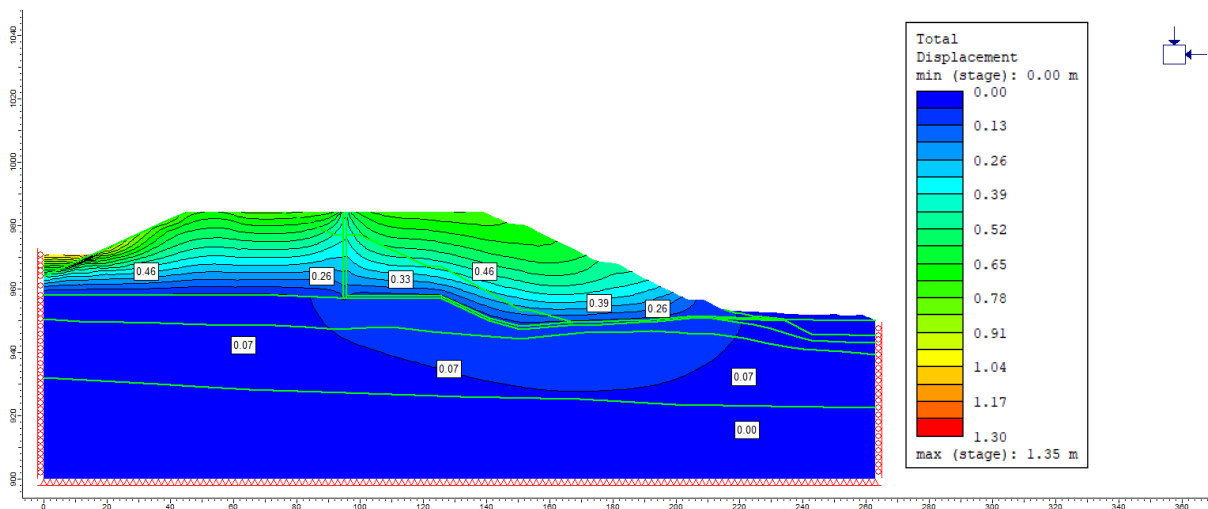
**Figura 4.62** – Etapa 8.d: deslocamento total considerando a escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m



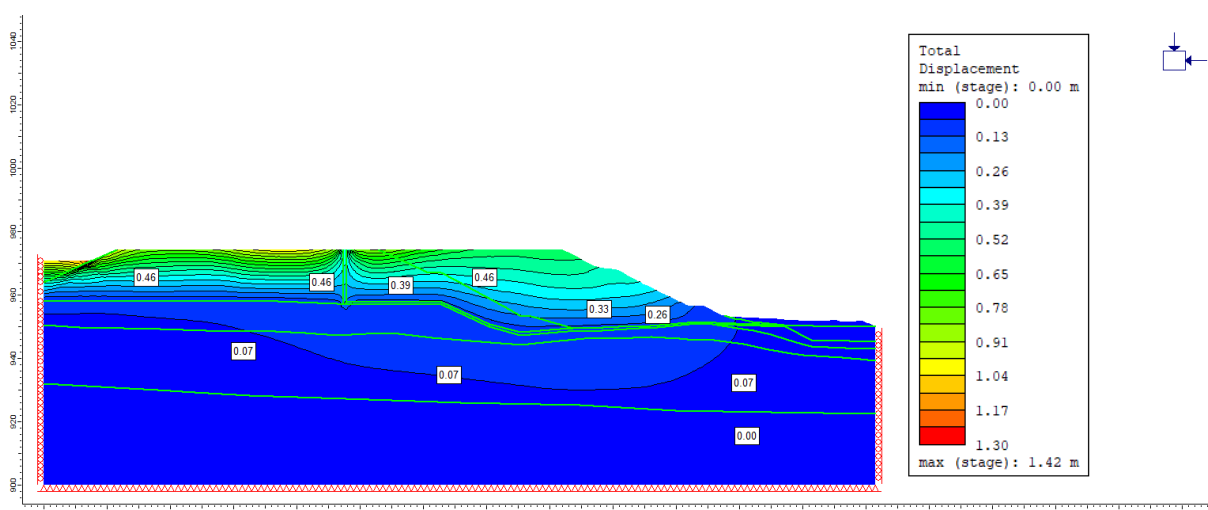
**Figura 4.63** – Etapa 9.d: deslocamento total considerando a escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m



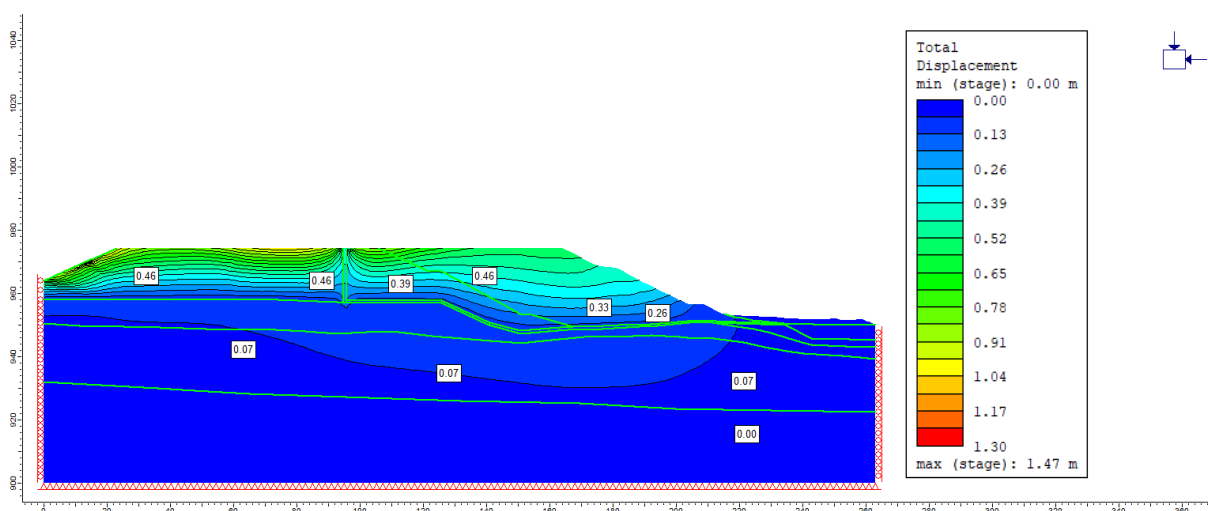
**Figura 4.64** – Etapa 10.d: deslocamento total considerando a escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m



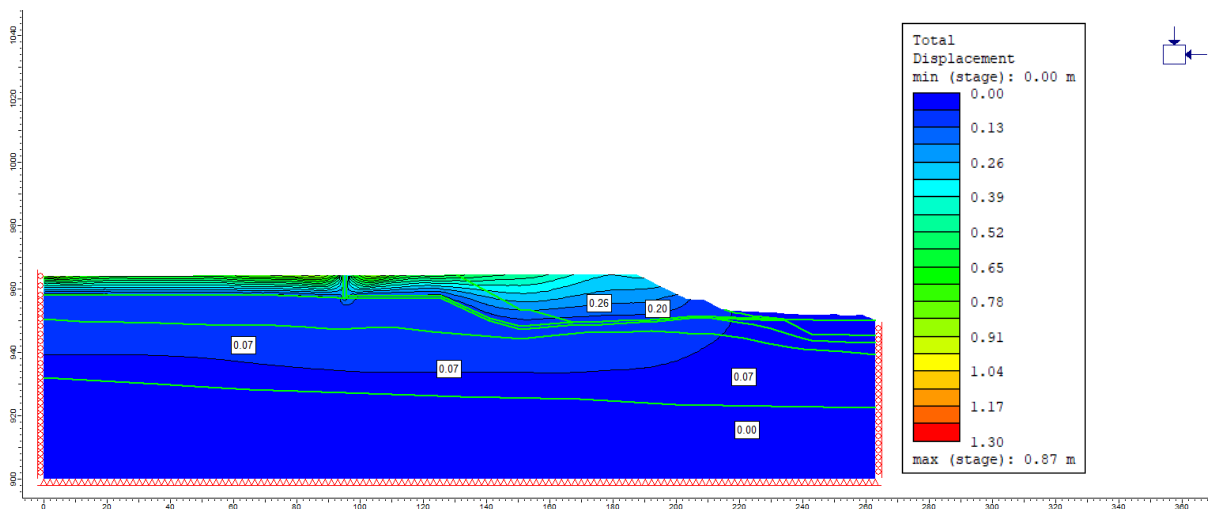
**Figura 4.65** – Etapa 11.d: deslocamento total considerando a escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m



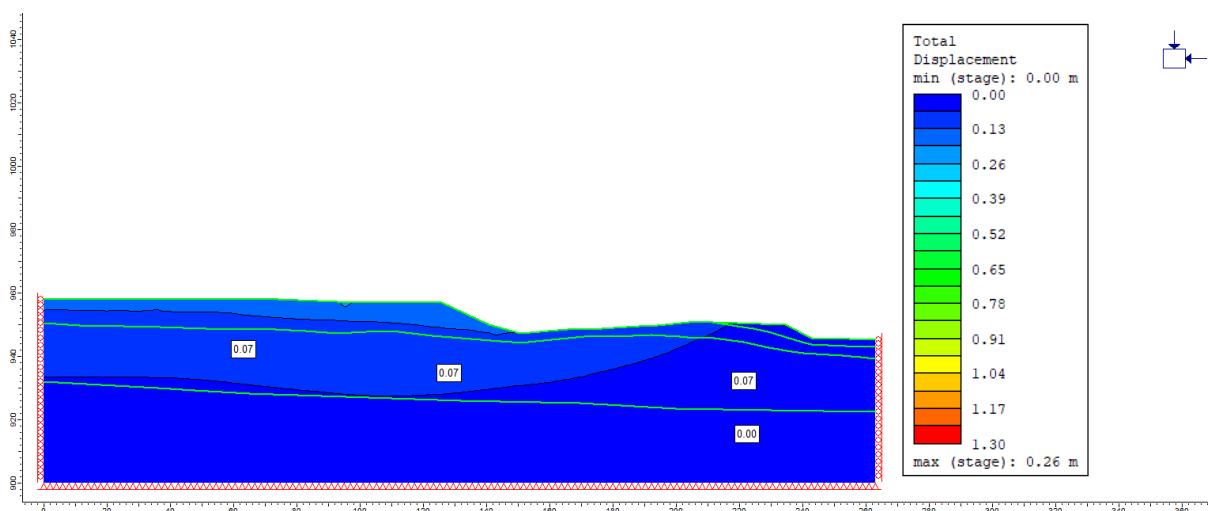
**Figura 4.66** – Etapa 12.d: deslocamento total considerando a escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m



**Figura 4.67** – Etapa 13.d: deslocamento total considerando a escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m



**Figura 4.68** – Etapa 14.d: deslocamento total considerando a escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m



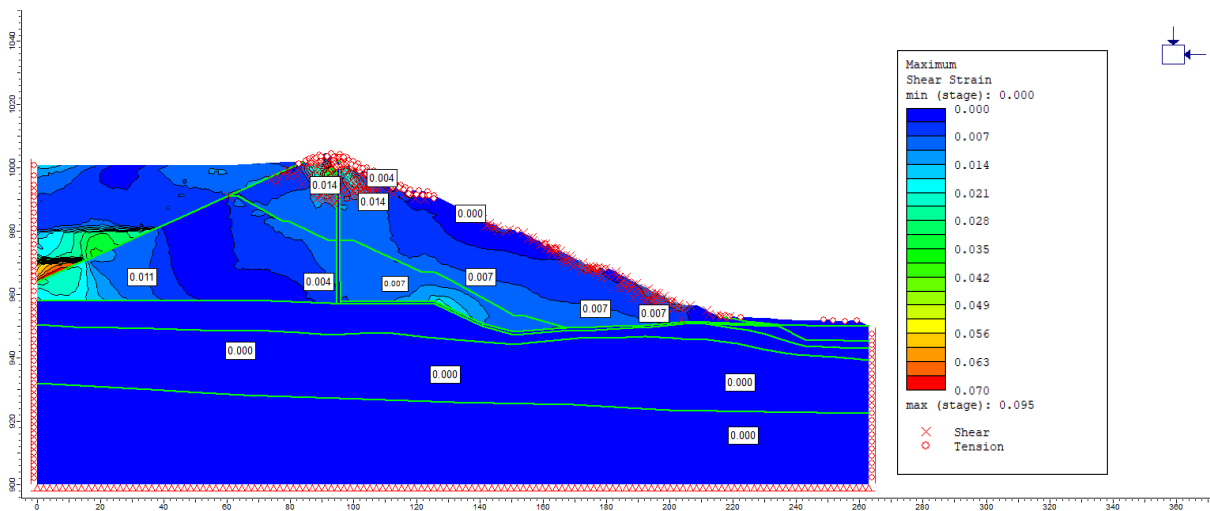
Em relação às tensões cisalhantes, observa-se que não ocorreu um mecanismo de ruptura bem definido ao longo do processo de descaracterização. Nota-se que as tensões de cisalhamento ocorrem majoritariamente na região da crista, e algumas regiões do talude de jusante. Nas etapas iniciais de escavação observa-se ainda regiões em que o maciço pode estar submetido a deformações por tensão (etapa 5.d - condição atual, etapa 6.d, etapa 7.d e etapa 8.d). Esse comportamento pode ser atribuído à redistribuição das tensões internas provocada pela remoção gradual de massa do maciço durante o processo de escavação. À medida que o material é retirado, ocorre uma redução nas tensões confinantes, o que pode levar ao surgimento de zonas de alívio de tensão e, simultaneamente, à concentração localizada de

tensões cisalhantes, especialmente em regiões de geometria crítica como a crista e o talude de jusante. A ausência de um mecanismo de ruptura bem definido sugere que o solo apresenta características de resistência suficientes para acomodar essas variações sem atingir o estado de falha. No entanto, as deformações observadas nas etapas mencionadas indicam que o maciço está respondendo de forma não linear (presença de zonas de concentração e alívio de tensões), possivelmente com zonas de plastificação progressiva, o que exige atenção quanto à evolução dessas tensões ao longo das fases subsequentes da descaracterização. Além disso, fatores como a heterogeneidade do solo, a presença de interfaces entre camadas com diferentes propriedades geotécnicas e o histórico de carregamento da estrutura podem influenciar significativamente a distribuição das tensões cisalhantes durante o processo.

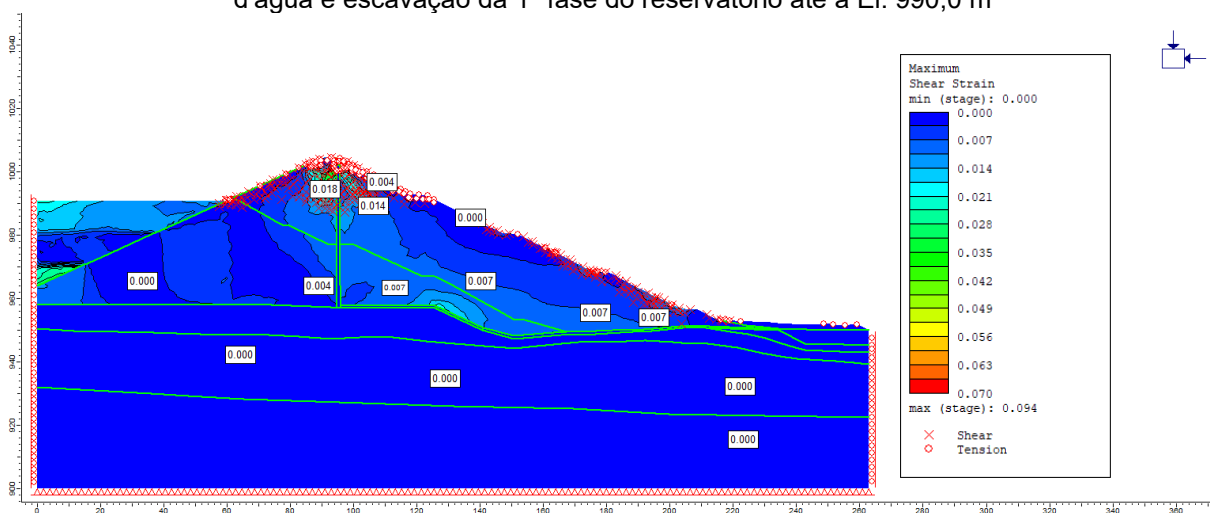
Ainda assim, considerando todas as etapas de descaracterização, observa-se que a máxima tensão mobilizada corresponde a aproximadamente 0,581 kPa (Etapa 11.d), valor considerado baixo frente aos parâmetros típicos de resistência dos materiais envolvidos. Esse dado reforça a hipótese de que, apesar das redistribuições internas de tensão e das deformações localizadas observadas ao longo do processo, o maciço permanece em condições estáveis, sem indicação de colapso iminente ou ruptura progressiva. A baixa magnitude das tensões cisalhantes sugere que o solo está acomodando os esforços de forma eficiente, possivelmente por meio de mecanismos de dissipação de energia e adaptação estrutural ao novo estado de carregamento imposto pela escavação.

Complementando a análise, é importante destacar que o controle da evolução das tensões cisalhantes durante o processo de descaracterização depende diretamente da geometria adotada na escavação, da taxa de avanço das etapas e da resposta do solo às modificações impostas. A escavação em fases sucessivas permite que o maciço se adapte gradualmente às novas condições de carregamento, favorecendo a redistribuição interna das tensões e minimizando a ocorrência de concentrações críticas. As tensões atuantes na estrutura estão representadas na Figura 4.69 até a Figura 4.78.

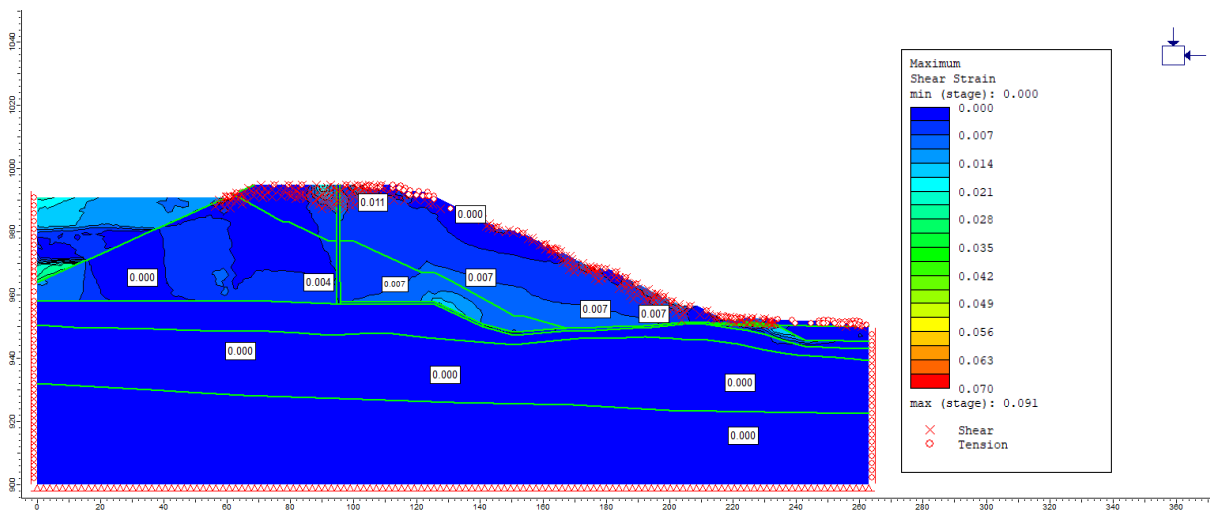
**Figura 4.69** – Etapa 5.d: tensão de cisalhamento máxima considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 1001,0 m (condição atual)



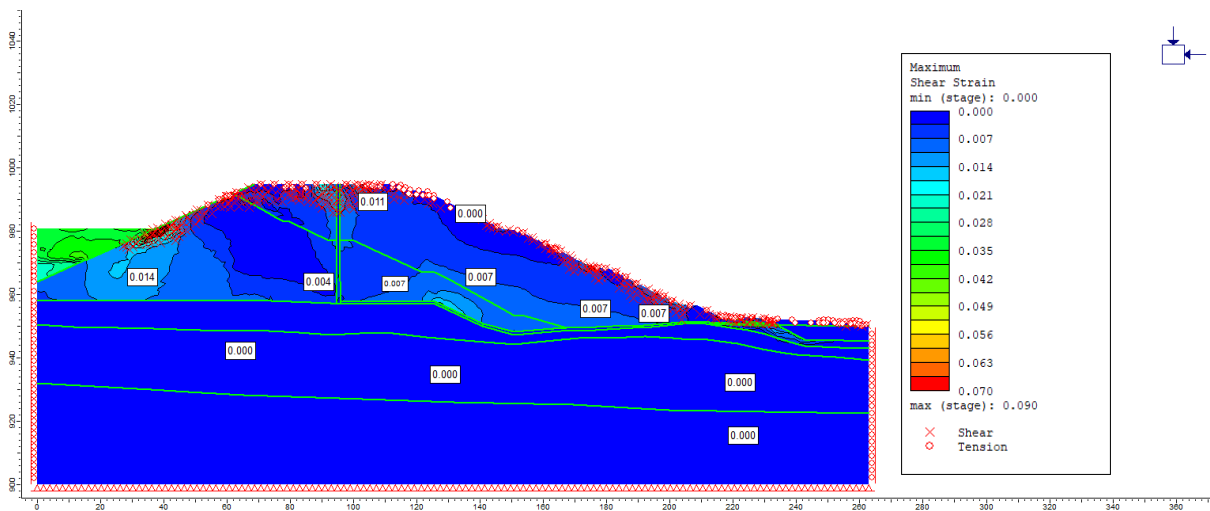
**Figura 4.70** – Etapa 6.d: tensão de cisalhamento máxima considerando o esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase do reservatório até a El. 990,0 m



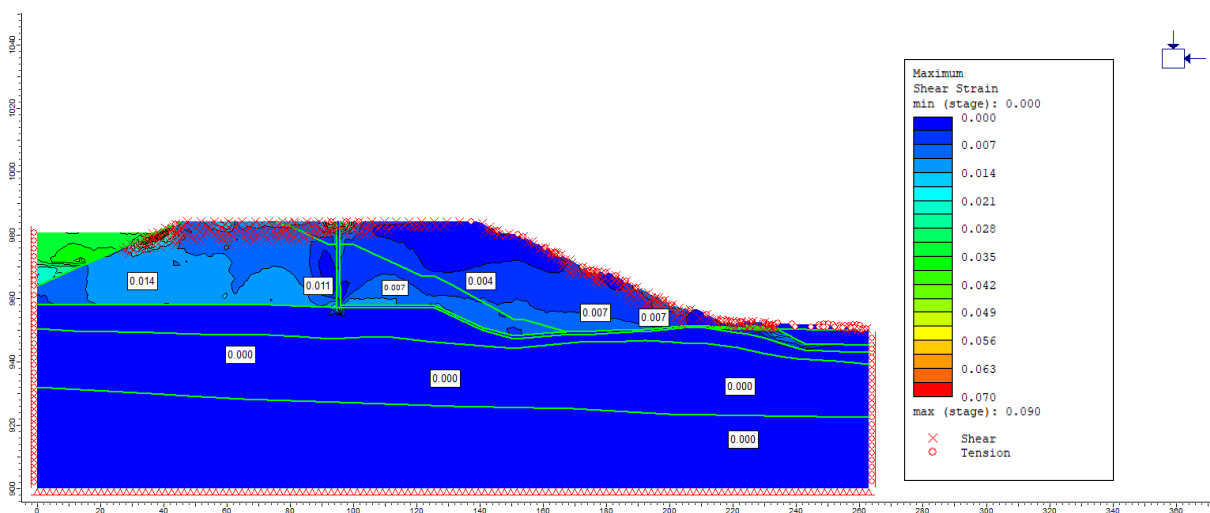
**Figura 4.71** – Etapa 7.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m



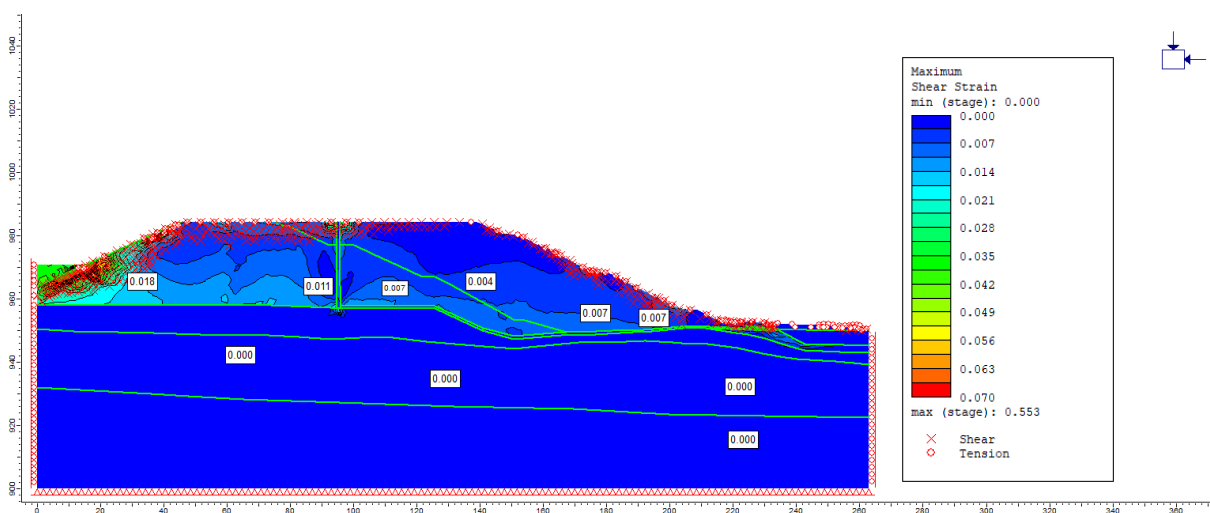
**Figura 4.72** – Etapa 8.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m



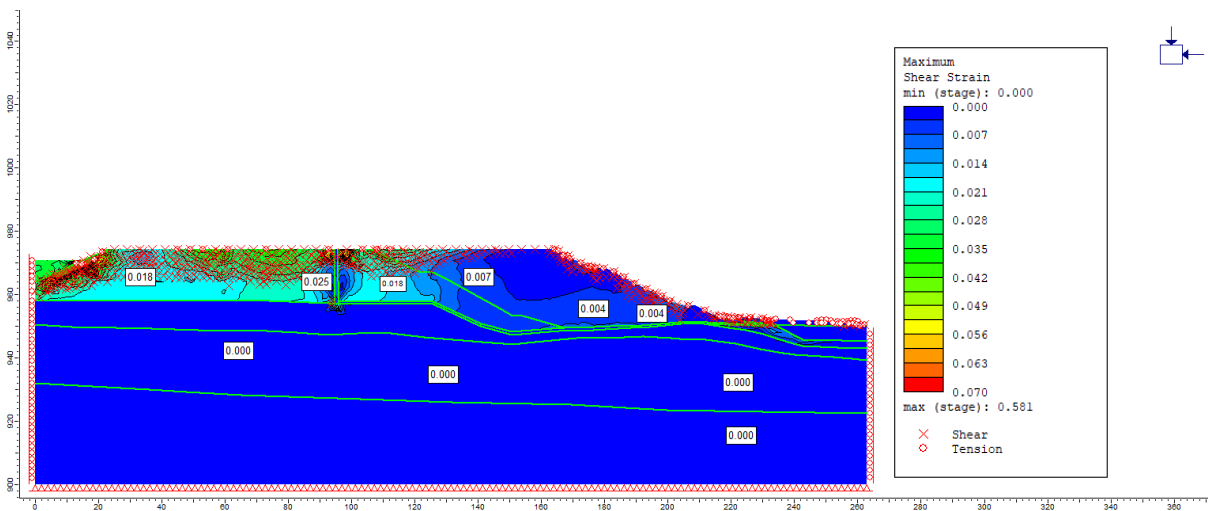
**Figura 4.73** – Etapa 9.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m



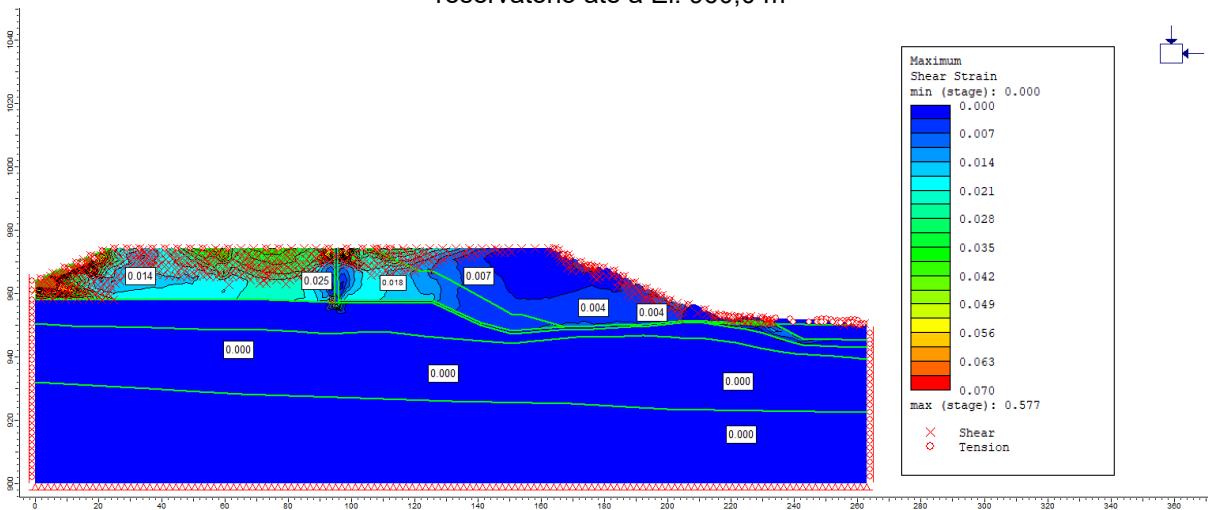
**Figura 4.74** – Etapa 10.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m



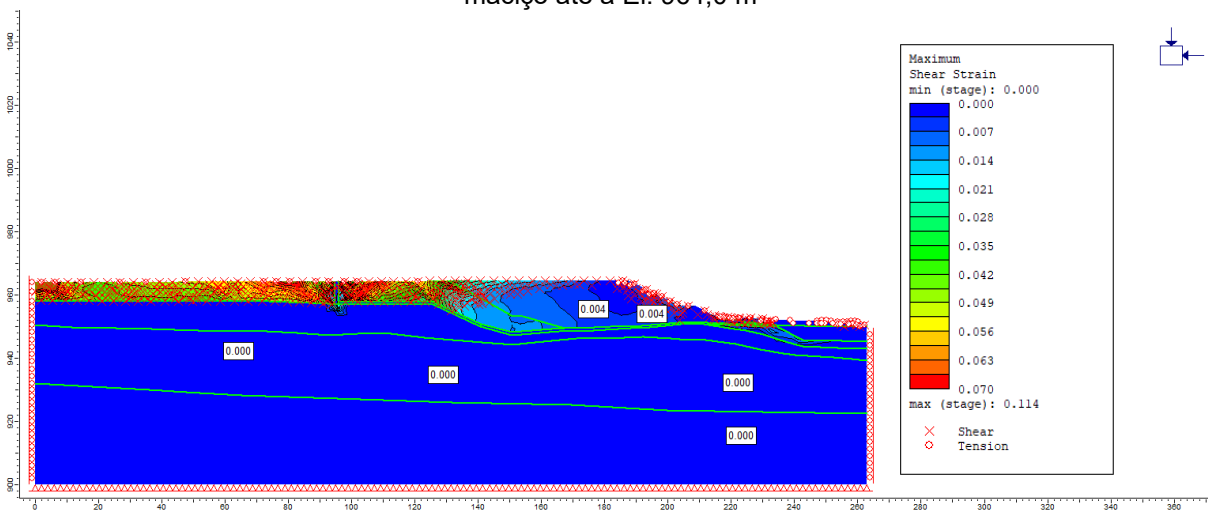
**Figura 4.75** – Etapa 11.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m



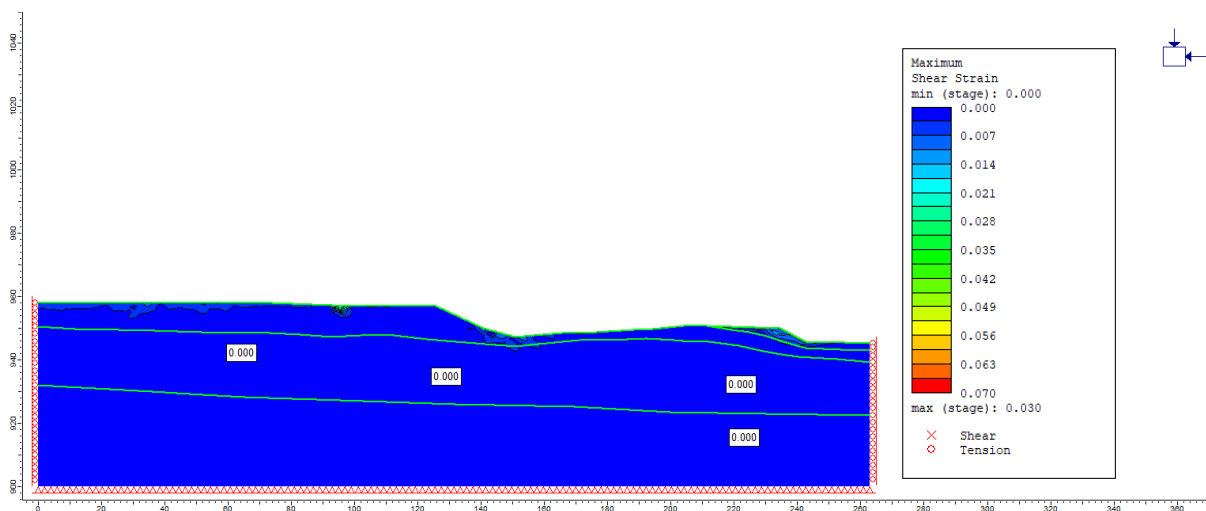
**Figura 4.76** – Etapa 12.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m



**Figura 4.77** – Etapa 13.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m



**Figura 4.78** – Etapa 14.d: tensão de cisalhamento máxima considerando a escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m



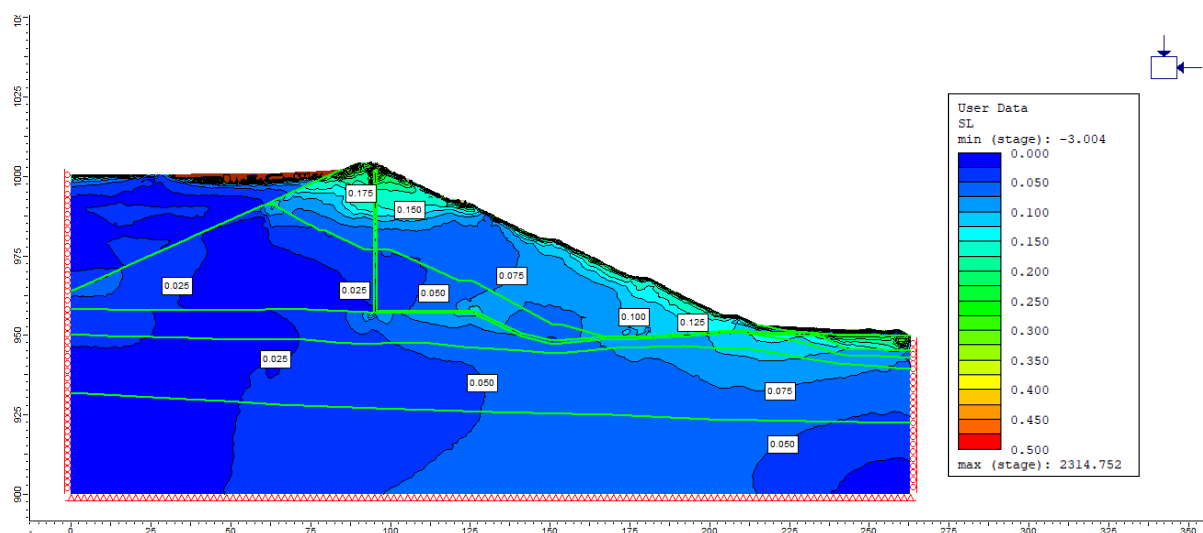
Os resultados referentes ao nível de tensão atuante na fundação, em relação ao estado crítico, estão apresentados na Figura 4.79 até a Figura 4.88. O parâmetro *Stress Level* (SL), correlaciona o estado da razão de tensão do modelo ( $\eta$ ) com a razão de atrito no estado crítico ( $M_{tc}$ ). Valores de SL iguais a um, indicam que o estado crítico foi atingido, condição na qual podem ocorrer deformações contínuas sob tensão de cisalhamento e volume constantes. Jefferies (2022) ressalta que, para materiais em condição inicial considerada “fofa” ( $\psi > -0,05$ ), a transição para a condição de deformação contínua pode ocorrer para valores menores que um, dentro de uma faixa conhecida como zona de instabilidade para liquefação estática, definida pelo plano entre a LEC e a linha de instabilidade (LI). No presente estudo foi definido uma razão nível de tensão de 0,70, conforme sugerido por Costa, Delgado e Castilho (2024), em estudos de natureza semelhante. Esse valor foi considerado como limite operacional para a zona de estabilidade, em termos de potencial à liquefação estática, especialmente em função dos deslocamentos observados com a variação da profundidade ao longo das fases de descaracterização.

Os resultados obtidos indicam que as escavações pouco influenciaram no nível de tensão atuantes no maciço e fundação, que variaram entre 0,025 e 0,175, permanecendo abaixo do limite crítico adotado. Essa faixa sugere que não foram identificados mecanismos de instabilidade estática durante o processo de descaracterização. Considerando as condições observadas nos ensaios experimentais, nas quais o solo apresentou comportamento inicial

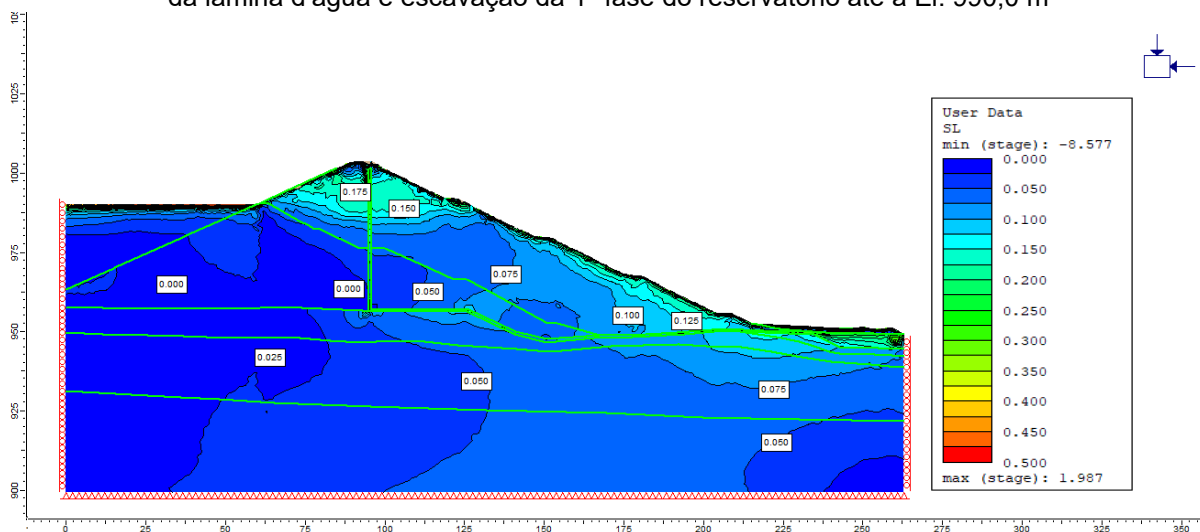
predominantemente denso e dilatante ( $\psi > -0,05$ ), conclui-se que o material não se encontra na zona de instabilidade por liquefação.

Adicionalmente, a coerência entre os resultados da simulação numérica e os dados experimentais reforça a confiabilidade da abordagem adotada. A classificação do solo residual como majoritariamente dilatante ao cisalhamento, associada aos baixos níveis de tensão mobilizada, indica que não ocorre mecanismo de instabilidade frente à liquefação estática na fundação. A consistência entre os métodos distintos de análise contribui para a validação do entendimento sobre o comportamento da estrutura, e para a definição de diretrizes seguras no planejamento das etapas de descaracterização, especialmente em contextos de fundações sensíveis e estruturas críticas.

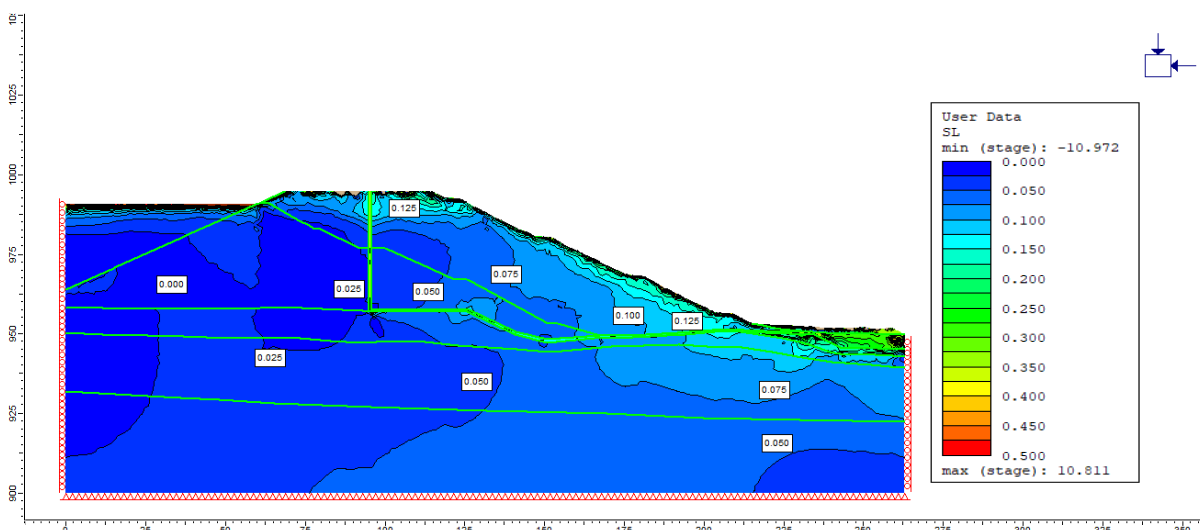
**Figura 4.79** – Etapa 5.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando o preenchimento do reservatório com rejeito até El. 1001,0 m (condição atual)



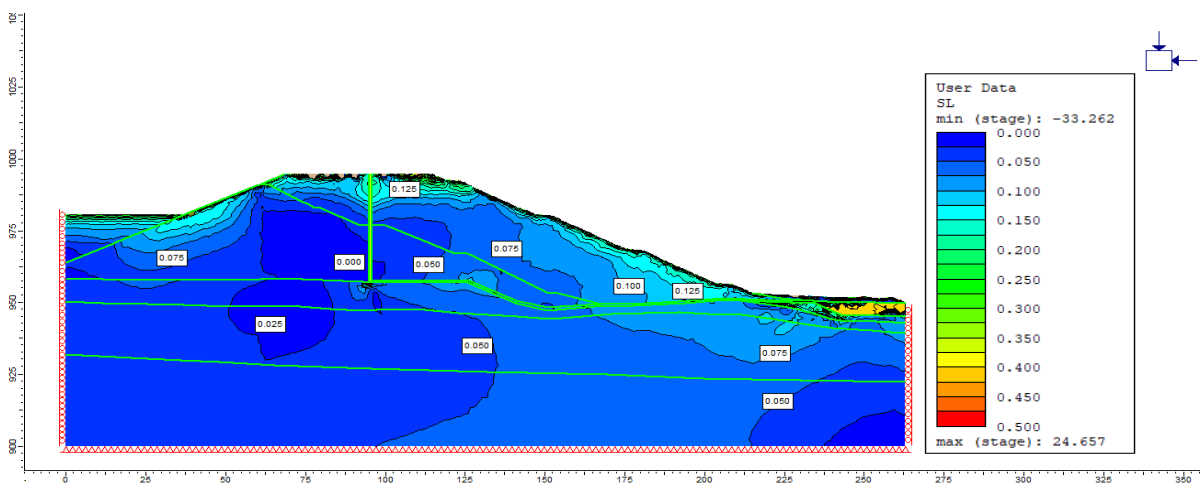
**Figura 4.80** – Etapa 6.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando o esgotamento da lâmina d'água e escavação da 1ª fase do reservatório até a El. 990,0 m



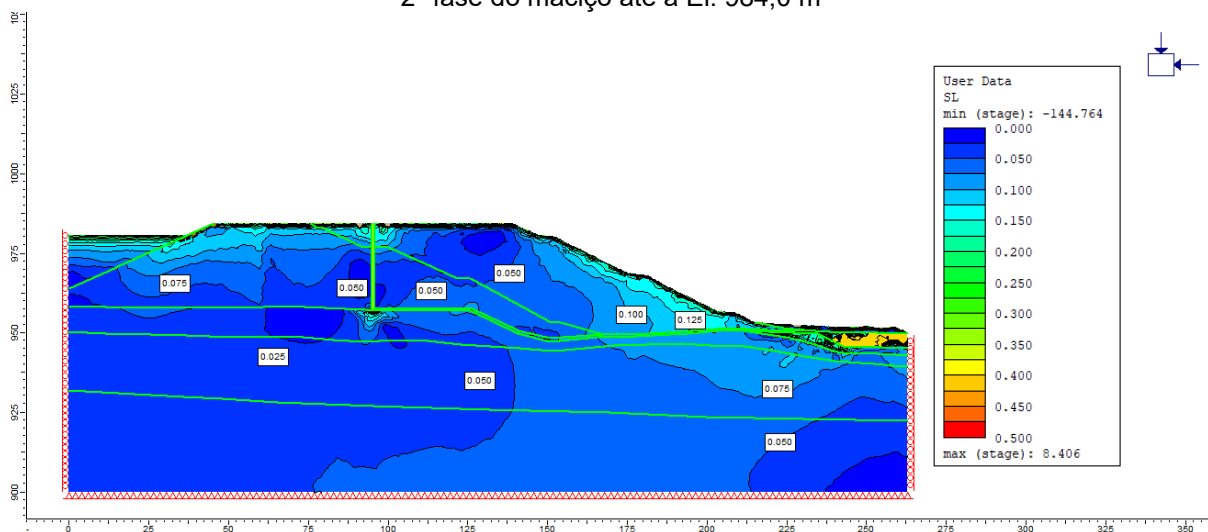
**Figura 4.81** – Etapa 7.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 1ª fase do maciço até a EL. 994,0 m



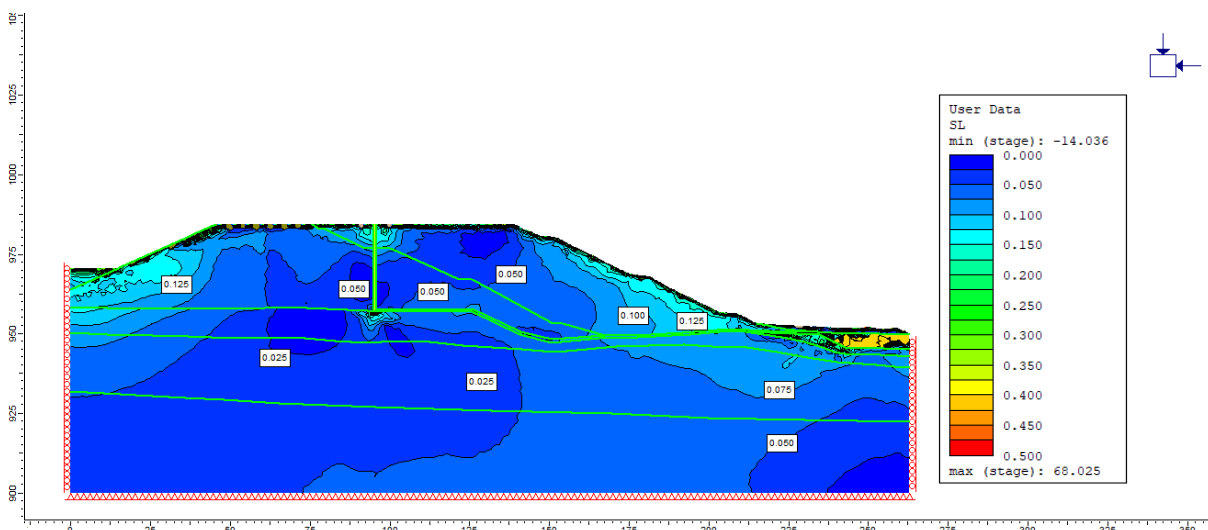
**Figura 4.82** – Etapa 8.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 2ª fase do reservatório até a El. 980,0 m



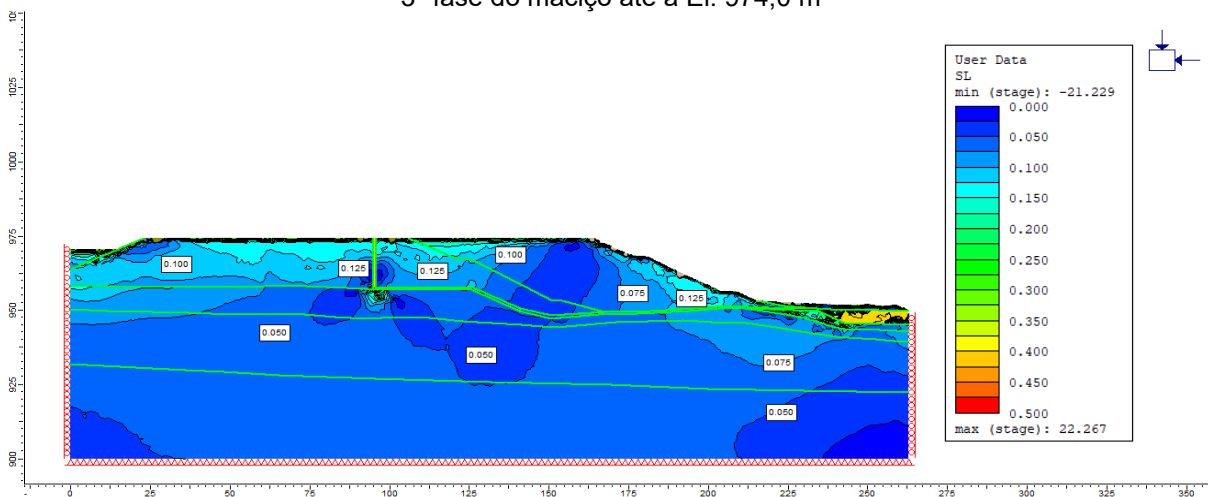
**Figura 4.83** – Etapa 9.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 2ª fase do maciço até a El. 984,0 m



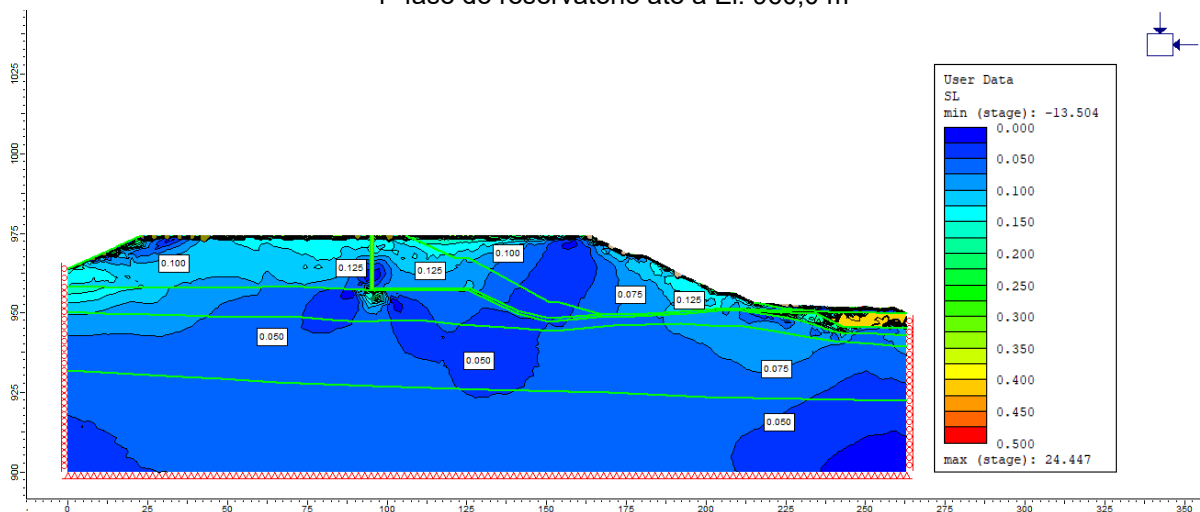
**Figura 4.84** – Etapa 10.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 3ª fase do reservatório até a El. 970,0 m



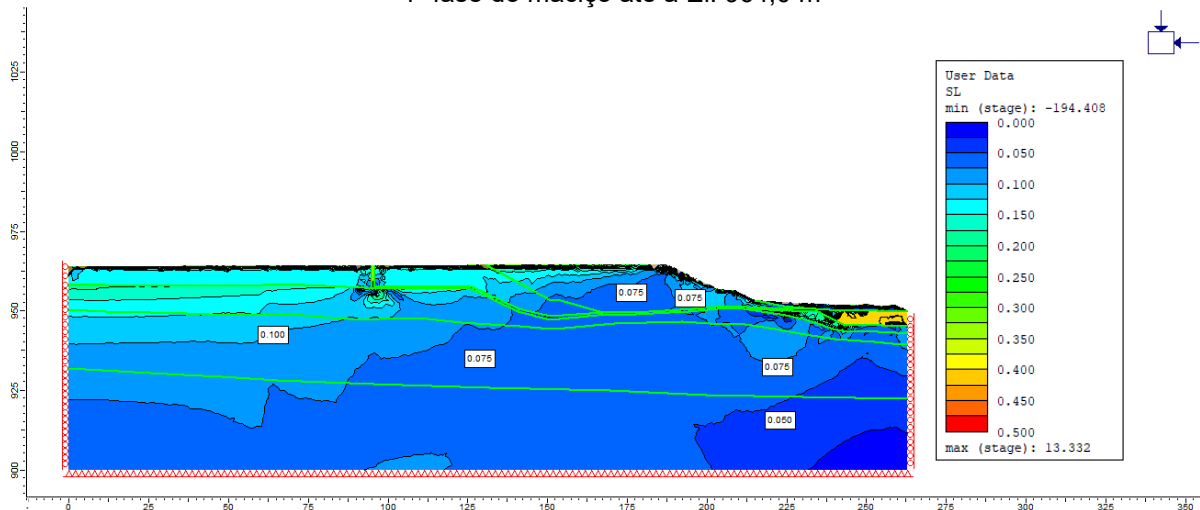
**Figura 4.85** – Etapa 11.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 3ª fase do maciço até a El. 974,0 m



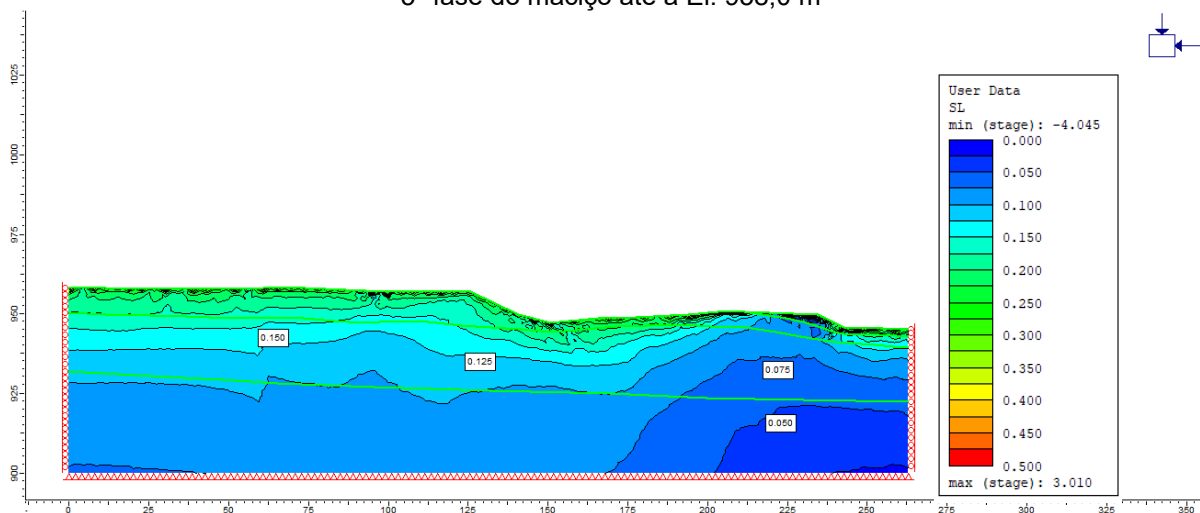
**Figura 4.86** – Etapa 12.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 4ª fase do reservatório até a El. 960,0 m



**Figura 4.87** – Etapa 13.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 4ª fase do maciço até a El. 964,0 m



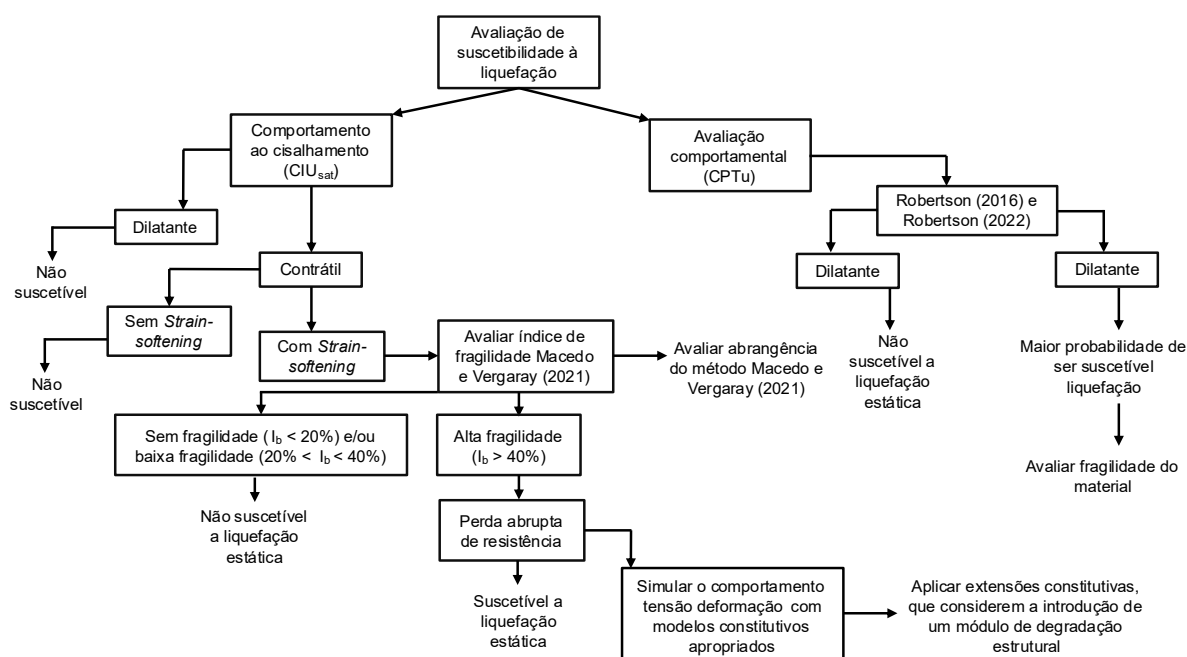
**Figura 4.88** – Etapa 14.d: nível de tensão em relação ao estado crítico considerando a escavação da 5ª fase do maciço até a El. 958,0 m



Com o objetivo de consolidar as análises e inferências desenvolvidas ao longo desta dissertação, propõe-se uma ampliação da abordagem metodológica apresentada por Morrison (2022), direcionada especificamente à avaliação do potencial de liquefação estática em solos residuais, aplicável em estudos de riscos geotécnicos com alto nível de consequência.

A metodologia apresentada na Figura 4.89 integra as diretrizes estabelecidas pelo Boletim 194 (ICOLD, 2022) e incorpora as particularidades observadas dos solos residuais, cuja investigação ainda representa um campo pouco explorado. O modelo proposto visa estabelecer uma estrutura metodológica baseada em critérios de avaliação capazes de subsidiar a compreensão dos mecanismos de instabilidade e das interações interparticulares características desses solos. Adicionalmente, reforça-se a necessidade de uma abordagem preventiva e multidisciplinar, que contemple modelos constitutivos apropriados ao contexto geológico em que esses solos estão inseridos, promovendo maior precisão nas análises e na tomada de decisão.

**Figura 4.89** – Proposta metodológica para avaliação do potencial de liquefação em solos residuais



## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A partir da análise realizada, observa-se que não foram encontradas na literatura brasileira evidências de falhas em barragens alteadas para jusante relacionadas à liquefação em solos naturais de fundação. Em uma perspectiva mais ampla, estudos internacionais, como o de Liu *et al.* (2020), relatam a ocorrência desse fenômeno em depósitos metaestáveis do tipo *loess*, típicos da China. Entretanto, essa tipologia geológica não corresponde às condições da barragem em estudo, tampouco foi identificada em território nacional. Essa constatação reforça a singularidade do contexto geotécnico brasileiro e destaca a importância de investigações e métodos específicos para avaliar a suscetibilidade à liquefação em diferentes cenários.

Quanto aos métodos disponíveis na literatura para avaliação do potencial de liquefação em solos residuais, observa-se uma significativa lacuna de abordagens voltadas à representação do comportamento específico de solos naturais tropicais. Entre os métodos analisados com base em ensaios CPTu, destaca-se a proposta de Robertson (2016) e Robertson (2022), que apresenta maior compatibilidade com solos complexos e parcialmente estruturados, ao incorporar em suas análises a resistência de ponta normalizada ( $Q_{tn}$ ) considerando materiais não transportados e com estrutura preservada.

Em relação aos critérios de fragilidade propostos por Macedo e Vergaray (2021), diante da ausência de metodologias específicas para solos tropicais na literatura, recomenda-se sua aplicação apenas como ferramenta preliminar ou de triagem exploratória. Tal abordagem deve ser complementada por métodos adicionais de investigação, uma vez que não contempla premissas fundamentais como a presença de estruturas naturais, o que pode comprometer e até mesmo subestimar, a representatividade dos resultados em solos residuais.

A análise comportamental dos ensaios realizados ao longo desta pesquisa permite concluir que o solo residual de xisto, medianamente intemperizado, apresenta comportamento predominantemente dilatante. No entanto, os ensaios triaxiais revelaram uma resposta frágil com ruptura abrupta de resistência no pós-pico, característica típica da desestruturação de solos residuais, evidenciando a perda de arranjos microestruturais que conferem rigidez ao material. Esse comportamento

reforça a necessidade de avaliar o potencial de liquefação desses materiais, especialmente em cenários de descaracterização, como aqueles associados a escavações sucessivas em maciços e rejeitos. A aplicação da metodologia proposta por Macedo e Vergaray (2021) classificou o solo como não suscetível à liquefação, o que, aliado às simulações numéricas realizadas, sustenta a hipótese de estabilidade de barragens alteadas para jusante com fundação em solo natural, mesmo sob condições de alteração geométrica significativa. Esses resultados contribuem para o entendimento do comportamento mecânico de solos residuais e para a avaliação da segurança de estruturas geotécnicas fundadas sobre esse tipo de material.

A modelagem numérica da fundação em solo residual utilizando o modelo constitutivo *NorSand* demonstrou-se eficaz na representação de comportamentos complexos, como contração volumétrica, dilatância e colapso estrutural. Contudo, verificou-se que a formulação original do modelo apresenta limitações na simulação do comportamento de solos naturais, especialmente pela ausência de considerações sobre microestruturas preservadas. Essas estruturas conferem ao solo uma resposta inicial mais resistente e dilatante, seguida por uma ruptura abrupta no pós-pico, típica de materiais frágeis. Para superar essas limitações e capturar com maior fidelidade o comportamento observado nos ensaios triaxiais, foi necessária a retroanálise dos dados experimentais variando os parâmetros  $X_{tc}$  e  $N_{tc}$ , diretamente relacionados à dilatância e à evolução da estrutura interna do solo. Essa abordagem permitiu uma representação mais realista do comportamento mecânico dos solos observado nos ensaios triaxiais, contribuindo para a confiabilidade das análises associadas a este tipo de material.

Os resultados obtidos por meio da modelagem numérica no cenário hipotético de descaracterização da barragem, indicam que o estado de tensão médio efetivo na base do modelo é compatível com os valores calculados no eixo da crista, evidenciando coerência entre os dados simulados e os parâmetros reais de campo. Os deslocamentos totais, concentrados no talude de jusante durante as etapas iniciais de escavação, permaneceram dentro de limites admissíveis, sem indicar mecanismos de ruptura bem definidos ao longo do processo. As tensões cisalhantes mais elevadas

foram observadas na interface entre os rejeitos, crista e taludes de jusante, sem, contudo, comprometer a estabilidade global da estrutura.

A análise do estado de tensão em relação ao estado crítico revelou que os níveis atuantes variaram entre 0,025 e 0,175, valores significativamente inferiores ao limite de 0,70 adotado como referência para a zona de instabilidade por liquefação estática. Considerando o comportamento inicial denso e dilatante do solo observado nos ensaios experimentais ( $\psi > -0,05$ ), conclui-se que o material não se encontra em condição crítica para liquefação.

Dessa forma, este estudo contribui para um entendimento mais aprofundado sobre os limites operacionais seguros relacionados à ocorrência de liquefação estática em barragens. Os resultados indicam que o nível de tensão de 0,70, adotado como referência para delimitação da zona de instabilidade, não foi atingido em nenhum dos cenários analisados.

Em complemento, a presente pesquisa apresenta uma metodologia específica para avaliar o potencial de liquefação dos solos residuais, com base na adaptação do modelo apresentado por Morrison (2022). O método contribui para a avaliação do comportamento dinâmico desses materiais, voltada à análise de cenários geotécnicos com alto nível de consequência. A estrutura metodológica desenvolvida busca preencher lacunas existentes na literatura quanto à liquefação em solos residuais, além de oferecer subsídios relevantes para a compreensão dos mecanismos de instabilidade, por meio de critérios capazes de captar as particularidades do contexto geológico, como por exemplo, a presença de microestruturas e sua influência na resposta ao cisalhamento do material.

Como proposta para pesquisas futuras, sugere-se a representação mais precisa dos efeitos da microestrutura dos solos residuais por meio de abordagens complementares. Uma possibilidade é a realização de análise inversa empregando métodos de otimização juntamente com a realização de análises de sensibilidade. Além disso, para soluções mais avançadas, recomenda-se o desenvolvimento de extensões constitutivas ao modelo *NorSand*, como a introdução de um módulo de degradação estrutural, capaz de simular a evolução da perda de estrutura ao longo do carregamento. Tais abordagens podem contribuir para minimizar as limitações

observadas nas fases iniciais da simulação, em que os efeitos estruturais ainda são predominantes, ampliando a aplicabilidade do modelo a diferentes condições geotécnicas e cenários de engenharia. Em tempo, sugere-se ainda uma quantidade maior de ensaios triaxiais no solo residual para melhor calibração do modelo *NorSand*, visto a quantidade limitada de ensaios para o presente estudo.

Recomenda-se ainda, complementar a modelagem tensão-deformação incluindo o manejo dos equipamentos e as vibrações induzidas pelas escavações, para representar de forma mais realista o comportamento do material durante a descaracterização.

## REFERÊNCIAS

- ANDRADE ARAÚJO, R. *et al.* **Evaluation of liquefaction potential using critical state soil mechanics**. Springer, 2024.
- ANDREWS, D. C. A.; MARTIN, G. R. **Criteria for Liquefaction of Silts and Clays**. In: 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000.
- ARAÚJO, P. N. G. **Modelo constitutivo *NorSand* aplicado à areia de duna de Natal**. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2022.
- ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. McGraw-Hill, 1978.
- BARBOSA, R. R.; OLIVEIRA, M. S.; PEREIRA, L. M. Avaliação da instabilidade liquefeita em barragens de rejeitos por meio de modelagem numérica utilizando Plaxis 2D. **Revista Brasileira de Geotecnia**, v. 41, n. 2, p. 85–102, 2021.
- BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. **Géotechnique**, v. 35, n. 2, p. 99–112, 1985.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. London: Edward Arnold, 1962.
- BRAY, J. D.; SANCIO, R. B. **Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils**. ASCE, 2006.
- CASAGRANDE, A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. **Journal of the Boston Society of Civil Engineers**, v. 23, n. 1, p. 13–32, jan 1936.
- CASAGRANDE, A. Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review. In **Proceedings of the Fifth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Buenos Aires, Argentina, Vol. 5, pp. 79–133, 1975.
- COSTA, F. F. S.; DELGADO, B. G.; CASTILHO, B. M. Numerical sensitivity analysis for stress-strain simulation and flow liquefaction assessment of tailings storage facilities using the *NorSand* constitutive model. **Soils and Rocks**, São Paulo, v. 47, n. 1, 2024.

DEJONG, J. T. et al. Biogeochemical processes and geotechnical applications: progress, opportunities and challenges. **Géotechnique**, v. 63, n. 4, p. 287–301, 2012.

FARIA, L. M. **Liquefação de rejeitos de mineração: análise crítica e modelagem**. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, 2022.

FERREIRA, J. A.; AMARAL, F. S. Caracterização geotécnica de solos residuais com base em propriedades físicas e mineralógicas. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG**, 13., 2005, Curitiba. 2005.

HAZARIKA, H.; TSUNEMI, K.; SHARMA, K. Seismic behavior of residual soils in northeast India: insights from physical and numerical modeling. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 31, n. 5–6, p. 692–703, 2011.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Bulletin 148: Selecting seismic parameters for large dams – guidelines**. Paris: ICOLD, 2016.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Tailings dam safety. Bulletin 194**. Paris: ICOLD, 2022.

ISHIHARA, K. **Stability of Natural Deposits During Earthquakes**. In: 11th ICSMFE, 1985.

JEFFERIES, M. G.; SHUTTLE, D. A. Dilatancy in general Cambridge-type models. **Géotechnique**, v. 52, n. 9, p. 625–637, 2002.

JEFFERIES, M. **Nor-Sand: a simple critical state model for sand**. ResearchGate, 1993.

JEFFERIES, M. **Soil Liquefaction: A Critical State Approach**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2022.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil Liquefaction: A Critical State Approach**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2016.

JEFFERIES, M.; SHUTTLE, D. Dilative Behaviour of Loosely Compacted Granular Soils in Simple Shear. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, n. 3, p. 529–539, 2002.

LADE, P. V.; PRADEL, D. Instability and plastic flow of soils. I: Experimental observations. **Journal of Engineering Mechanics**, New York: ASCE, v. 116, n. 5, p. 1032–1051, 1990.

LAGE, A. C. S.; FONSECA, A. J. P. V. **Aplicação do modelo *NorSand* a solos residuais**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 13., Curitiba, 2004.

LIU, Y.; ZHANG, F.; YAN, W. Application of the *NorSand* model to evaluate flow slide mechanisms in loess deposits. **Engineering Geology**, v. 307, p. 106–145, 2022.

LIU, Y.; ZHANG, F.; YAN, W. Effect of structure on compressive behavior of natural unsaturated loess from Lanzhou, China. **Engineering Geology**, v. 287, p. 105–134, 2021.

LODI, P. C. **Modelagem constitutiva de solos não saturados**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1998.

MACEDO, J.; VERGERAY, L. Properties of mine tailings for static liquefaction assessment. **Canadian Geotechnical Journal**, 30 jul. 2021.

MARTINS, I. S. M. **Pantheon: sobre uma nova relação índice de vazios–tensão em solos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1983.

MIRANDA, Tadeu Marçal. **Análise do potencial de liquefação de um rejeito de minério de ferro por meio de ensaios de laboratório e de campo**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

MORRISON, K. A multilevel framework for static liquefaction assessment in tailings storage facilities. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 148, n. 11, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/JGGEA4.0000567>.

OWEN, D. R. J.; HINTON, E. **Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice**. Swansea: Pineridge Press, 1980.

OZELIM, L. C. S. M.; CASAGRANDE, M. D. T.; CAVALCANTE, A. L. B. *NorSand4* AI: a comprehensive triaxial test simulation database for *NorSand* constitutive model materials. **Geoscientific Model Development**, [S. l.], v. 17, p. 3175–3197, 2024. DOI: 10.5194/gmd-17-3175-2024.

PERLEA, M.; KRAMER, S. L.; SANCIO, R. B. **Evaluation of liquefaction potential of fine-grained soils**. In: NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, 1999.

PLEWES, H. D.; ROBERTSON, P. K.; WROTH, C. P. Interpretation of cone penetration tests in clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 29, n. 2, p. 296–307, 1992.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 46, n. 11, p. 1337–1355, 2010.

ROBERTSON, P. K. Cone Penetration Test (CPT)-Based Soil Behaviour Type (SBT) Classification System — An Update. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 11, p. 1910–1927, 2016.

ROBERTSON, P. K. Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test: An Update. **Canadian Geotechnical Journal**, 2022.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 3, p. 442–459, 1998.

ROCSCIENCE INC. **RS2 Documentation** – Mesh Quality. 2024.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. On the Yielding of Soils. **Géotechnique**, v. 8, n. 1, p. 22–53, 1958.

ROWE, P. W. **The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact**. Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, London, v. 269, n. 1339, p. 500–527, 1962. DOI: 10.1098/rspa.1962.0193.

SCHNEIDER, J. A. *et al.* Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 134, n. 11, p. 1569–1586, 2008.

SCHNEIDER, J. A., RANDOLPH, M. F., MAYNE, P. W., RAMSEY, N. R. Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and

pore pressure parameters. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 134(11), 1569-1586. 2008.

SCHOFIELD, A.; WROTH, P. **Critical state soil mechanics**. London: McGraw-Hill, 1968.

SKEMPTON, A. W. The colloidal activity of clays. **Selected papers on soil mechanics**, v. 1, p. 57-61, 1953.

SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients A and B. **Geotechnique**, v. 4, n. 4, p. 143-147, 1954.

SHUTTLE, D. A.; CUNNING, J. **Liquefaction Potential of Silts from CPTu**. In: 3rd Canadian Conference on Geohazards, Canadá, 2008.

SHUTTLE, D. A.; CUNNING, J. Reply to the discussion by Robertson on “Liquefaction potential of silts from CPTu”. **Canadian Geotechnical Journal**, 45(1), 142-145. 2008.

SHUTTLE, D.; JEFFERIES, M. *NorSand*: description, calibration, validation and applications. **Vancouver: Itasca Consulting Group**, 2010.

SHUTTLE, D.; JEFFERIES, M. **NorSand: Description, Calibration, Validation and Applications**. ResearchGate, 2016.

SILVA, J. M. M. **Modelação do colapso e da fluência em aterros**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1996. 297 p.

SILVA, J. M.; COSTA, R. A.; OLIVEIRA, M. S.; PEREIRA, R. C. Liquefaction susceptibility of mature residual soils under rapid loading conditions. **Soils and Rocks**, São Paulo, v. 47, n. 1, p. 1–15, 2024. DOI: 10.28927/SR.2024.001023.

SITAR, N.; KAYEN, R.; SEED, R. B. Liquefaction characteristics of residual soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 128, n. 3, p. 240–251, 2002.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of Soil Mechanics**. New York: McGraw-Hill Book Company, 1948.

TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J. N. **Theory of elasticity**. 2. ed. New York: McGraw-Hill, 1951.

VIANA DA FONSECA, A.; CUNHA, J.; LOPES, M. L. Liquefaction potential of natural and anthropogenic soils: a case study. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 31, p. 123–136, 2013.

WIJEWICKREME, D.; SANIN, M.; PREECE, D. S. Cyclic shear response of tropical residual soils from Sri Lanka. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, n. 2, p. 418–431, 2005.

YAN, W.; ZHANG, F.; LIU, H. Static liquefaction potential of saturated loess under moderate confining pressure. **Engineering Geology**, v. 270, p. 105–123, 2020.

YIN, Z.; LI, X.; WANG, Y. Influence of water saturation on the stability of residual soils in subtropical slopes of southern China. **Engineering Geology**, v. 325, p. 106–178, 2023.