

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA**  
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**Clara Teixeira de Barros Ávila**

**Aterro estruturado sobre colunas com mistura solo-cimento**

Juiz de Fora  
2021

**Clara Teixeira de Barros Ávila**

**Aterro estruturado sobre colunas com mistura solo-cimento**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Mario Vicente Riccio Filho

Co-orientador: Prof. Dr. Márcio de Souza Soares de Almeida

Juiz de Fora  
2021

# Clara Teixeira de Barros Ávila

## Aterro estruturado sobre colunas com mistura solo-cimento

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Aprovada em 24 de novembro de 2021.

### BANCA EXAMINADORA

**Prof. Dr Mario Vicente Riccio Filho** – Orientador (a)

Universidade Federal de Juiz de Fora

**Prof. Dr. Marcio Soares de Souza Almeida** – Coorientador

Universidade Federal do Rio de Janeiro

**Prof. Dr. Heraldo Nunes Pitanga**

Universidade Federal de Juiz de Fora

**Prof. Dr. Magnos Baroni**

Universidade Federal de Santa Maria

Juiz de Fora, 16/11/2021.



Documento assinado eletronicamente por **Mario Vicente Riccio Filho, Professor(a)**, em 25/11/2021, às 15:10, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.



Documento assinado eletronicamente por **Heraldo Nunes Pitanga, Professor(a)**, em 25/11/2021, às 19:25, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.



Documento assinado eletronicamente por **magnos baroni, Usuário Externo**, em 26/11/2021, às 15:26, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.



Documento assinado eletronicamente por **Marcio de Souza Soares de Almeida, Usuário Externo**, em 02/12/2021, às 18:28, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Ufjf ([www2.ufjf.br/SEI](http://www2.ufjf.br/SEI)) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **0578496** e o código CRC **F9AC27E0**.

*Dedico este trabalho aos meus pais, Regina e José Walter.*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Jesus, por todas as bênçãos a mim concedidas e por ter me dado a oportunidade de trabalhar com dois grandes mestres, o Professor Mario e o Professor Márcio, pelos quais tenho grande admiração e profunda gratidão pela paciência e pelos ensinamentos.

Aos meus grandes amores, Francisco e João Tito, pela paciência, carinho, compreensão e por serem meu porto seguro. Deus foi muito generoso comigo ao me permitir dividir a minha vida com vocês e formarmos a nossa família.

Aos meus pais, Regina e José Walter, pelo apoio, carinho, dedicação e por fazerem por mim tudo aquilo que estava ao seu alcance e mais um pouquinho. Meu vocabulário limitado não me permite expressar, em palavras, toda a minha gratidão a vocês.

Aos meus avós, José Walter e Celeste que, mesmo de longe, estão sempre comigo e à minha avó Dinah, que é um exemplo de força e determinação.

À minha querida Gorete, que me criou e está sempre no meu coração.

Às minhas irmãs, Ana Luíza e Eloah, pela amizade e os conselhos.

A todos aqueles que me ajudaram a cuidar do meu filho para que eu pudesse trabalhar e me dedicar a este trabalho, em especial, aos meus sogros, tios, primos, à Patrícia e aos meus anjos da guarda, Tia Cida e Tia Dadaia.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil que, com certeza, contribuíram de alguma forma para a construção deste trabalho.

A todos os meus amigos, familiares e colegas que tornaram esta jornada mais leve e contribuíram com meu crescimento e amadurecimento, a minha eterna gratidão.

## RESUMO

A demanda por obras de infraestrutura no Brasil é crescente, de maneira que pressiona a construção sobre terrenos com baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade. Para viabilizar a construção dessas obras, uma técnica recém introduzida no país é a de aterro estruturado com colunas *Deep Soil Mixing* (Mistura Profunda de Solos, em livre tradução), que consiste no tratamento *in-situ* do solo, ao qual se mistura cal, cimento ou uma composição desses com outros ligantes especiais. Sobre esses elementos, podem ser instaladas uma ou mais camadas de reforço geossintético, de modo a otimizar a concentração de cargas sobre as colunas, fenômeno conhecido como arqueamento do solo. O presente trabalho apresenta a instrumentação e análise do projeto de extensão da pista do Aeroporto Internacional Salgado Filho, localizado em Porto Alegre (RS), cujo aterro foi construído sobre uma malha de colunas DSM, obtendo-se recalques mínimos no período monitorado. Dessa forma, com o intuito de avaliar as condições iniciais de projeto, foi feita uma estimativa dos parâmetros geotécnicos do solo com base na campanha de investigações de campo e laboratório realizada na área, sobretudo o ensaio de piezocone, a partir de correlações empíricas e semiempíricas. Além disso, para verificar se as colunas executadas atenderam os requisitos de projeto, foi realizada a análise estatística da resistência à compressão simples característica de amostras coletadas das colunas durante sua execução. Por fim, são apresentados e analisados os dados do monitoramento geotécnico a partir da instalação de células de tensão total, placas de recalque e piezômetros em uma ilha de instrumentação, que permitiram avaliar a analisar a ocorrência do arqueamento do solo, bem como monitorar a ocorrência de recalques *pari passu* à construção do aterro. Isto posto, foi verificado que o comportamento do aterro estruturado, em termos de tensões totais verticais, poropressões e deslocamentos verticais foi condizente com o esperado, de modo que houve redução de tensões aplicadas no solo de fundação e, por conseguinte, foram medidos deslocamentos de pequena magnitude.

Palavras-chave: Aterro estruturado; arqueamento do solo; *Deep Soil Miing*, ensaio de piezocone; instrumentação geotécnica.

## ABSTRACT

The demand for infrastructure works in Brazil has been growing, which put pressure on the construction on lands with low support capacity and high compressibility. To enable the construction of this work, a technique, which was recently introduced in Brazil, is the piled reinforced embankment constructed over Deep Soil Mixing columns which consists of the in-situ treatment of the soil, mixed with lime, cement or a composition of these ones with other special binders. On these columns, one or more layers of geosynthetic reinforcement can be installed, in order to optimize the concentration of loads on the columns, which is a phenomenon known as soil arching. This dissertation presents the geotechnical instrumentation and general aspects of the widening project of the Salgado Filho International Airport landing and takeoff runway, located in Porto Alegre (RS). The embankment of the runway was constructed over DSM columns and the settlements measured during the monitoring period were considerably small. In order to evaluate the initial conditions of the project, an estimate of the soil geotechnical parameters is performed from empirical and semi-empirical correlations with the results of the piezocone test. In addition, the statistical analysis of the unconfined compressive strength of samples collected from the columns during their execution is performed, in order to verify if they meet the design requirements. Finally, the geotechnical monitoring was carried out from the installation of total pressure cells, the settlement plates and the piezometers on an instrumentation island, in order to allow evaluating the occurrence of soil arching, as well as monitoring the occurrence of settlements pari passu to the construction of the landfill. That said, it was verified that the structured embankment, in terms of the measured total vertical stress, pore pressure and vertical displacements, behaved as expected, so that there was a reduction of stresses applied in the foundation soil and, therefore, displacements of small magnitude were measured.

Key words: piled reinforced embankment; soil arching; Deep Soil Mixing; piezocone penetration test; geotechnical instrumentation.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Técnicas construtivas para a melhoria ou estabilização de solos moles.....	25
Figura 2.2 - Seção esquemática de um aterro estruturado.....	26
Figura 2.3 - Configurações quadrada e triangular de malha em aterros estruturados. ....	27
Figura 2.4 - Carregamento atuante sobre uma célula unitária de uma estaca. ....	28
Figura 2.5 - Padrão esquemático de deformações em aterros estruturados, mostrando a deformação da geogrelha e a mobilização de sua tração.....	30
Figura 2.6 - Distribuição dos carregamentos em aterros estaqueados com reforço geossintético. ....	31
Figura 2.7 - Modelo para estudo do efeito do arqueamento nos solos, indicando o deslocamento causado no solo pelo movimento da seção ( <i>ab</i> ) da base .....	33
Figura 2.8 - Diagrama de corpo livre de uma fatia de solo em deslocamento. ....	33
Figura 2.9 - Elementos base da família de modelos de fricção. ....	35
Figura 2.10 - Família dos modelos rígidos ( $\sigma_n$ e $\tau_n$ são, respectivamente, as tensões normal e tangencial atuantes entre os blocos). ....	36
Figura 2.11 - Família dos modelos de equilíbrio limite ( $\sigma_r$ e $\sigma_\theta$ representam, respectivamente, as tensões axial e radial). ....	37
Figura 2.12 - Domos formados sobre capitéis.....	38
Figura 2.13 - Arcos semiesféricos do modelo 3D e o equilíbrio limite no topo do arco (“coroa”) e sobre o capitel propostos por Hewlett e Randolph (1988). ....	39
Figura 2.14 - Representação da carga uniforme atuante sobre a faixa de reforço de geossintético entre duas estacas.....	41
Figura 2.15 - Espaçamento entre as estacas: (a) malha quadrada e (b) malha triangular. ....	42
Figura 2.16 - Esquema das tensões verticais atuantes na estaca e no solo mole.....	42
Figura 2.17 - Modelo esquemático de carregamento no reforço.....	44
Figura 2.18 - Ábaco para determinação da deformação específica máxima no reforço. 45	
Figura 2.19 - Carregamento em formato de triângulo invertido proposto por van Eekelen <i>et al.</i> (2012b). ....	46
Figura 2.20 - Modelo de arcos concêntricos proposto por van Eekelen <i>et al.</i> (2013)... 47	
Figura 2.21 - Esquema representativo dos parâmetros utilizados na determinação da altura crítica. ....	49

Figura 2.22 - Capitéis quadrados em malha quadrada.....	50
Figura 3.1 - Componentes do piezocone. ....	53
Figura 3.2 - Posições dos elementos filtrantes. ....	54
Figura 3.3 - Fatores de correção das medidas do ensaio de piezocone. ....	55
Figura 3.4 - Fator “ $Nkt$ ” para a região metropolitana de Porto Alegre. ....	57
Figura 3.5 - Estimativa da tensão de pré-adensamento para argilas brasileiras. ....	63
Figura 3.6 - Distribuição dos resultados de OCR em relação à profundidade, a partir de ensaios de piezocone, adensamento e palheta, de uma argila de Porto Alegre, RS. ....	65
Figura 3.7 - Exemplo de um ensaio de dissipação para ilustrar o procedimento de cálculo de “ $c_h$ ”.....	67
Figura 3.8 - Exemplos de ensaios oedométricos realizados em amostras indeformadas. ....	74
Figura 3.9 – Representação dos trechos característicos da curva de adensamento conforme proposto por Schmertmann (1955).....	75
Figura 3.10 – Exemplos de ensaios oedométricos realizados em amostras com diferentes graus de amolgamento.....	76
Figura 3.11 - Exemplo de correção da curva de adensamento experimental de uma amostra amolgada pelo Método de Schertmann (1955). ....	78
Figura 4.1 - Classificação geral do <i>Soil Mixing</i> com base em: (a) estado do ligante; (b) princípio de mistura; (c) seção do eixo na qual o ligante será adicionado ao solo.....	82
Figura 4.2 - Tipos de ferramenta usados no método seco de mistura profunda do solo - (a) e (b). ....	83
Figura 4.3 - Equipamento de <i>deep dry mixing</i> . ....	84
Figura 4.4 – Processo de instalação de colunas.....	85
Figura 4.5 - Conjunto de equipamentos de apoio para a fabricação da calda de ligante. ....	86
Figura 4.6 – Equipamento de perfuração do solo e injeção da calda com um eixo. ....	87
Figura 4.7 - Típico processo de instalação com melhoramento da zona de transição da base da coluna.....	88
Figura 4.8 – Esquema do processo de melhoramento de base da coluna na zona de transição.....	88
Figura 4.9: Eixo misturador com alguns orifícios de injeção abertos, indicando sua posição na ponta da ferramenta. ....	89

Figura 4.10 - Ferramenta de DSM com um eixo e 4 lâminas montadas ao longo do diâmetro ( $M = 8$ ). ....	90
Figura 4.11 - Evolução da resistência à compressão simples de misturas de solo com ligante. ....	92
Figura 4.12 - Comparativo da tensão-deformação de solo estabilizado e solo natural, sendo “ $q_u$ ” e “ $f_c$ ” valores da resistência à compressão simples obtidos em ensaio. ....	95
Figura 4.13 - Correlação entre a resistência à tração indireta ( $\sigma_t$ ) e a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) de uma amostra. ....	96
Figura 4.14 - Módulo secante ( $E_{50}$ ) vs. resistência à compressão simples ( $f_c$ ) de amostras de colunas executadas pela mistura de solos argilosos com cimento Portland. ....	97
Figura 4.15 - Ensaio de resistência à compressão simples em corpo de prova de material oriundo de uma coluna DSM. ....	100
Figura 4.16: Controle estatístico da resistência à compressão simples, indicando as curvas de distribuição normal. ....	102
Figura 4.17 - Arranjo típico das colunas de DSM: (a) colunas malha quadrada; (b) malha triangular; (c) linha; (d) grelha; (e) bloco. ....	104
Figura 4.16 - Equipamento para execução de colunas DSM com caixa para retirada de amostras de solo e ligante. ....	106
Figura 5.1 - Imagem de satélite do local da obra. ....	110
Figura 5.2 - Seção geológica-geotécnica longitudinal da pista. ....	111
Figura 5.3 - Divisão da PPD por trechos e técnica utilizada em cada um. ....	112
Figura 5.4 - Corte transversal, estaca 156+10,000. ....	114
Figura 5.5: Construção das colunas DSM: (a) equipamento durante a execução, (b) coluna executada e (c) malha de colunas. ....	115
Figura 5.6: Finalização da instalação da geogrelha no Trecho 5 (a) e execução de camada de areia de proteção (b). ....	115
Figura 5.7: Execução do aterro de rachão (a); vista superior do aterro de rachão (b) e camada executada de BGS (c). ....	115
Figura 5.8 - Locação da ilha de sondagens na pista. ....	118
Figura 5.9 - Detalhe do piezocone utilizado no ensaio, indicando, à direita, os anéis de metal sinterizado para a medição do excesso de poropressão ( $u_1$ , anéis menores e, $u_2$ , anéis maiores). ....	119
Figura 5.10 - Ensaio CPTU 58 em andamento. ....	120

Figura 5.11 - Croqui do Trecho 5 com o posicionamento da instrumentação.....	123
Figura 5.12 - Corte transversal do terreno indicando o posicionamento dos piezômetros.....	124
Figura 5.13 - Croqui da instalação das células de tensão total da ilha de instrumentação PC-05, com a localização dos instrumentos e o respectivo código.....	125
Figura 5.14 - Instalação das células de tensão total PC858B (à esquerda) e PC944 (à direita) da ilha PC-05.....	126
Figura 5.15 - <i>As built</i> da instalação dos instrumentos da ilha PC-05.....	126
Figura 5.16 - Croqui da instalação da ilha de placa de recalque PR-12.....	127
Figura 5.17 - Instalação das placas de recalque PR921 (à frente e à esquerda), P880A (atrás e à esquerda) e PR879A (à direita) da ilha PR-12.....	128
Figura 5.18 - <i>As built</i> da instalação das placas de recalque da ilha PR-12.....	128
Figura 6.1 – Curva de adensamento do ensaio de compressão oedométrica realizado em amostra coletada na ilha de investigações estudada.....	135
Figura 6.2 – Distribuição teórica de cargas sobre o aterro estruturado até atingir a altura crítica .....	160
Figura 6.3 – Resultados obtidos em ensaios realizados em centrífuga para diferentes espaçamentos de malha de estacas.....	164

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores de K1 para argilas internacionais .....	60
Tabela 3.2 - Valores de K1 das argilas brasileiras .....	61
Tabela 3.3 - Valores de K2 de argilas internacionais e brasileiras.....	62
Tabela 3.4 - Fator tempo T* para análise dos ensaios de dissipação. ....	66
Tabela 3.5 – Critério de classificação da qualidade das amostras por Lunne <i>et al.</i> (1997). .....	72
Tabela 3.6 - Critério de classificação da qualidade das amostras por Coutinho (2007). 73	
Tabela 4.1 - Fatores que influenciam no ganho de resistência da mistura de solo.....	94
Tabela 4.2 - Teores de cimento usados para a estabilização de diferentes tipos de solo e a resistência à compressão simples característica de campo típica obtida. ....	99
Tabela 4.3: Parâmetros típicos de solo estabilizado, com base no valor de RCS característico de campo. ....	103
Tabela 5.1 – Tabela-resumo do ensaio de piezocone analisado.....	119
Tabela 5.2 – Tabela-resumo do ensaio de palheta analisado.....	120
Tabela 5.3 – Tabela-resumo da sondagem SPT analisada.....	121
Tabela 5.4 - Relação dos piezômetros, sua profundidade média de instalação e local. 124	
Tabela 6.1 – Análise dos resultados dos ensaios de palheta realizados na ilha de investigação estudada. ....	130
Tabela 6.2 – Análise dos resultados dos ensaios de palheta realizados na ilha de investigação estudada. ....	131
Tabela 6.3 – Resumo dos valores encontrados de resistência não drenada do solo com base nas sondagens percussivas realizadas na área estudada. ....	132
Tabela 6.4 – Determinação da resistência não drenada no solo a partir do resultado de SPT conforme metodologia proposta por Lopes <i>et al.</i> (2021). ....	133
Tabela 6.5 – Peso específico dos materiais componentes do aterro.....	154
Tabela 6.6 - Cálculo da evolução da tensão vertical à medida que o aterro era executado. .....	154

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	mecanismo de transferência de carga à coluna devido ao arqueamento do solo
A	área de influência da célula unitária de uma estaca (item 2.3)
$A_e$	área do capitel
$A_{Lxy}$	área de influência de uma estaca (Kempfert <i>et al.</i> , 2004)
$A_p$	área da estaca
$A_s$	área de solo compressível na área de influência da célula unitária da estaca
b	largura do capitel quadrado
B	mecanismo de transferência de carga à coluna devido ao efeito de membrana
$b_{ERS}$	largura da faixa de geossintético (EBGEO, 2011)
C	mecanismo de transferência de carga residual ao solo
c	coesão do solo
d	diâmetro da estaca (ou capitel) circular
E	eficiência do aterro estruturado (item 2.3)
$E_{base}$	eficiência na base do arco 3D (Hewlett e Randolph, 1988)
$E_{topo}$	eficiência no topo do arco 3D (Hewlett e Randolph, 1988)
$E_{m,k}$	esforço de tração máxima de projeto (EBGEO, 2011)
$f_c$	resistência à compressão simples
$f_{ci}$	resistência à compressão simples de uma amostra retirada de uma determinada coluna DSM.
$f_{cj}$	resistência à compressão simples característica das colunas executadas pela técnica <i>Deep Soil Mixing</i> em uma certa idade.
$f_{ck}$	resistência à compressão simples característica das colunas executadas pela técnica <i>Deep Soil Mixing</i> aos 28 dias.
$f_{cm}$	resistência à compressão simples médias das colunas executadas pela técnica <i>Deep Soil Mixing</i> em uma certa idade.
$F_k$	força vertical atuando no reforço (EBGEO, 2011)
$f_s$	atrito lateral medido durante a penetração do cone (CPT <sub>U</sub> )
H	espessura da camada de aterro
$H_{crit}$	altura crítica
$H_{crit,tráfego}$	altura crítica do aterro quando aplicado o carregamento do tráfego

$h_g$	altura do arco formado no solo (Kempfert <i>et al.</i> , 2004)
$I_r$	índice de rigidez do solo
$J$	rigidez do reforço
$K$	coeficiente de empuxo (item 2.5)
$K_0$	coeficiente de empuxo no repouso
$K_1$	coeficiente para a determinação da tensão de pré-adensamento e igual a $\frac{\sigma'_{vm}}{q_t - \sigma_{vo}}$ (item 3.2.2)
$K_2$	coeficiente para a determinação da tensão de pré-adensamento e igual a $\frac{\sigma'_{vm}}{q_t - u_2}$ (item 3.2.2)
$K_p$	coeficiente de empuxo passivo
$K_{s,k}$	módulo de reação vertical do solo mole (EBGEO, 2011)
$L$	metade da largura da faixa carregada do modelo de TERZAGHI (1943)
$M$	projeção da inclinação da linha de estados críticos (item 3.2.3)
$N_{ke}$	fator empírico do cone na expressão que utiliza o “ $q_E$ ” (CPT <sub>U</sub> )
$N_{kt}$	fator de capacidade de carga empírico do cone (CPT <sub>U</sub> )
$N_{\Delta u}$	fator empírico do cone na expressão que utiliza o “ $\Delta u$ ” (CPT <sub>U</sub> )
$N_{SPT}$	índice de resistência à penetração no solo
$P_k$	sobrecarga rodoviária (Kempfert <i>et al.</i> , 2004)
$q$	sobrecarga aplicada no aterro
$Q$	força total atuante no aterro estruturado ( $Q_s + Q_p$ )
$q_{at}$	carga do aterro
$q_c$	resistência de ponta medida durante a penetração do cone (CPT <sub>U</sub> )
$q_E$	resistência à penetração efetiva do cone
$Q_p$	força atuante na estaca
$Q_s$	força atuante no solo mole entre estacas
$q_t$	resistência à penetração real do cone (CPT <sub>U</sub> )
$q_u$	resistência à compressão simples das colunas DSM aos 28 dias de cura
$RCS$	sigla de resistência à compressão simples
$R_p$	velocidade de rotação da ferramenta durante a penetração (item 4.5)
$R_w$	velocidade de rotação da ferramenta durante a retirada (item 4.5)
$s$	espaçamento centro a centro das colunas
$S$	resistência ao cisalhamento do solo (no item 2.5 - TERZAGHI, 1943)

$s'$	metade do vão livre da distância diagonal entre estacas
$S_u$	resistência ao cisalhamento não-drenada
$T$	<i>Blade Rotation Number</i>
$u$	medida de poropressão
$u_0$	pressões hidrostáticas
$u_1$	poropressão medida no meio do cone
$u_2$	poropressão medida na base do cone
$u_2$	medida da pressão neutra na base do cone (CPTU)
$V_p$	velocidade de penetração da ferramenta (item 4.5)
$V_w$	velocidade de retirada da ferramenta (item 4.5)
$w_s$	sobrecarga aplicada no aterro para BS 8006 (2017)
$W_T$	carga em linha igualmente distribuída no reforço
$X$	coeficiente que simplifica a representação da eficiência na “coroa” do arco 3D igual a $\left[1 - \left(\frac{b}{s}\right)\right]^{2(K_p-1)}$ (BS 8006, 2017)
$Y$	coeficiente que simplifica a representação da eficiência na “coroa” do arco 3D igual a $\frac{s}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2K_p-2}{2K_p-3}\right)$ (BS 8006, 2017)
$Z$	coeficiente que simplifica a representação da eficiência na “coroa” do arco 3D igual a $\frac{s-b}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2K_p-2}{2K_p-3}\right)$ (BS 8006, 2017)
$z$	variável de profundidade
$\alpha$	taxa de cobertura
$\alpha$	coeficiente de calibração do cone para obtenção da resistência à penetração real (item 3.1)
$\beta$	coeficiente usado para simplificação da representação da eficiência na base do arco 3D igual a $\frac{2K_p}{(K_p+1)(1+\frac{b}{s})} \left[ \left(1 - \frac{b}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \cdot \frac{b}{s}\right) \right]$ (BS 8006, 2017)
$\gamma$	peso específico do solo
$\Delta u$	excesso de poropressão medido no ensaio de CPTU
$\varepsilon_k$	deformação máxima de projeto do reforço geossintético
$\sigma'_{vm}$	tensão de pré-adensamento
$\sigma'_{vo}$	tensão vertical efetiva <i>in situ</i>
$\sigma_h$	tensão horizontal no solo

$\Sigma M$	número total de lâminas de mistura (item 4.5)
$\sigma_v$	tensão vertical no solo
$\sigma_{vo}$	tensão vertical <i>in situ</i>
$\sigma_{zo,k}$	tensão vertical sobre o solo de fundação ou reforço entre as estacas (Kempfert <i>et al.</i> , 2004)
$\sigma_{zs,k}$	tensão vertical sobre a estaca (Kempfert <i>et al.</i> , 2004)
$\phi$	ângulo de atrito interno
$\phi'$	ângulo de atrito efetivo do solo usado no aterro

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
1.1    CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	21
1.2    OBJETIVOS .....	22
1.3    ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	23
<b>2    ATERROS ESTRUTURADOS .....</b>	<b>24</b>
2.1    INTRODUÇÃO .....	24
2.2    CONCEITOS PRELIMINARES .....	25
2.3    GEOMETRIA DOS ATERROS ESTRUTURADOS .....	27
2.4    MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA DOS ATERROS ESTRUTURADOS: .....	29
2.5    O FENÔMENO DO ARQUEAMENTO.....	31
2.6    MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ATERROS ESTRUTURADOS	
35	35
<b>2.6.1    BS 8006 (2017) e o Modelo de Hewlett e Randolph (1988).....</b>	<b>37</b>
<b>2.6.2    EBGEO (2011) e Modelo Kempfert <i>et al.</i> (2004).....</b>	<b>41</b>
<b>2.6.3    CUR 226 (2015) e Modelo de van Eekelen <i>et al.</i> (2013) .....</b>	<b>46</b>
2.7    ALTURA CRÍTICA E CRITÉRIOS DE PROJETO.....	48
2.8    COMENTÁRIOS FINAIS.....	52
<b>3    PARÂMETROS E CORRELAÇÕES POR MEIO DE CPT<sub>U</sub> .....</b>	<b>53</b>
3.1    INTRODUÇÃO .....	53
3.2    EQUAÇÕES EMPÍRICAS DO CPT <sub>U</sub> .....	56
3.2.1    Resistência ao cisalhamento não-drenada (S <sub>u</sub> ).....	56
3.2.2    Tensão de pré-adensamento ( $\sigma_{vm'}$ ) .....	59
3.2.3    Razão de sobredensamento (OCR) .....	63
3.2.4    Coeficiente de adensamento horizontal .....	65
3.3    CORRELAÇÃO COM OUTROS TIPOS DE ENSAIO .....	68
3.3.1    Ensaio de palheta .....	68
3.3.2    Ensaio SPT.....	69
3.3.3    Ensaio de adensamento unidimensional .....	72
3.4    COMENTÁRIOS FINAIS.....	79
<b>4    A TÉCNICA DEEP SOIL MIXING (DSM).....</b>	<b>80</b>
4.1    INTRODUÇÃO .....	80

4.2	BREVE HISTÓRICO DA TÉCNICA DSM .....	81
4.3	TÉCNICAS DE DEEP SOIL MIXING .....	82
4.4	MÉTODO DE MISTURA SECA – DRY MIXING METHOD .....	83
4.5	MÉTODO DE MISTURA ÚMIDA – WET MIXING METHOD .....	85
4.6	LIGANTES .....	90
4.7	FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DO SOLO TRATADO	
	93	
4.8	PROPRIEDADES MECÂNICAS .....	94
<b>4.8.1</b>	<b>Resistências à compressão e à tração .....</b>	<b>95</b>
<b>4.8.2</b>	<b>Módulo de Elasticidade .....</b>	<b>96</b>
<b>4.8.3</b>	<b>Coeficiente de Poisson .....</b>	<b>97</b>
<b>4.8.4</b>	<b>Permeabilidade .....</b>	<b>98</b>
<b>4.8.5</b>	<b>Peso específico .....</b>	<b>98</b>
4.9	PROJETO DE DSM .....	98
<b>4.9.1</b>	<b>Primeira etapa: determinação do teor de ligante a ser utilizado.....</b>	<b>99</b>
<b>4.9.2</b>	<b>Segunda etapa: determinação da geometria de execução das colunas ...</b>	<b>104</b>
4.10	CONTROLE DE QUALIDADE APÓS A EXECUÇÃO .....	105
4.11	VANTAGENS E DESVANTAGENS E CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	107
<b>5</b>	<b>DESCRÍÇÃO DO CASO DE OBRA .....</b>	<b>110</b>
5.1	INTRODUÇÃO .....	110
5.2	DEFINIÇÕES DO PROJETO GEOTÉCNICO .....	116
5.3	LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO .....	117
<b>5.3.1</b>	<b>Ensaio de piezocone .....</b>	<b>119</b>
<b>5.3.2</b>	<b>Ensaio de palheta .....</b>	<b>120</b>
<b>5.3.3</b>	<b>Ensaio SPT.....</b>	<b>121</b>
<b>5.3.4</b>	<b>Ensaios de laboratório .....</b>	<b>121</b>
5.4	CONTROLE DE QUALIDADE DAS COLUNAS DSM .....	122
5.5	INSTRUMENTAÇÃO PARA MONITORAMENTO DA OBRA .....	123
<b>5.5.1</b>	<b>Piezômetros.....</b>	<b>123</b>
<b>5.5.2</b>	<b>Células de Tensão Total .....</b>	<b>124</b>
<b>5.5.3</b>	<b>Placas de Recalque.....</b>	<b>127</b>
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>129</b>
6.1	ENSAIOS DE CAMPO .....	129
<b>6.1.1</b>	<b>Resistência ao cisalhamento não drenada (<math>S_u</math>) .....</b>	<b>130</b>

6.1.2	Tensão de pré-adensamento ( $\sigma_{vm'}$ ) .....	135
6.1.3	Razão de sobreadensamento (OCR) .....	141
6.1.4	Coeficiente de adensamento horizontal .....	143
6.2	CONTROLE DE QUALIDADE DAS COLUNAS .....	145
6.3	INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO .....	151
6.3.1	Piezômetros.....	151
6.3.2	Células de Tensão Total .....	153
6.3.3	Placas de Recalque.....	160
7	CONCLUSÕES .....	166
7.1	TRABALHOS FUTUROS .....	168
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>169</b>
	<b>ANEXO A: Resultados dos ensaios de campo e laboratório .....</b>	<b>176</b>

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2020), nos últimos cem anos, a população brasileira aumentou 600%, passando de 30 milhões de habitantes para cerca de 210 milhões. Além do crescimento populacional, desde a década de 1930, com a Era Vargas, houve incentivo à industrialização e ao desenvolvimento da economia do Brasil. Assim, houve um grande estímulo à construção civil, com o desenvolvimento de grandes obras de infraestrutura para dar suporte ao crescimento.

No entanto, essas grandes obras esbarraram em aspectos geotécnicos que dificultaram sua execução, como, por exemplo, a ocorrência de solos moles de origem marinha ou fluvial, localizados nas áreas de maior densidade demográfica e de maior demanda por infraestrutura (Massad, 2010). Assim, coube à engenharia geotécnica propor soluções para problemas relacionados à construção de aterros sobre esses solos muito compressíveis, visando a estabilidade e mitigação de recalques pós-construtivos.

Muitas são as técnicas disponíveis para a construção de aterros sobre solos moles. A escolha da mais adequada depende de alguns fatores, como Tan (2016) explica, que vão desde limitação de espaço, a critérios econômicos e prazo de entrega da obra, bem como aspectos ambientais. Assim, quando os prazos são mais longos e há a disponibilidade de empréstimo de materiais, pode-se utilizar apenas uma sobrecarga para acelerar os recalques do aterro. No entanto, se os prazos são mais restritos, existe a possibilidade de instalar drenos verticais, associados à sobrecarga temporária, por exemplo, que irão acelerar a dissipação das poropressões. Caso o *deadline* da obra for ainda mais restrito, existe a possibilidade de se realizar o reforço do subsolo com estacas/colunas, podendo, ainda, adicionar um geossintético, a fim de eliminar os recalques pós-construtivos (Tan, 2016).

A técnica de aterros estruturados surgiu a partir de estudos de Terzaghi (1936; 1943), a partir da observação do fenômeno de arqueamento que ocorria no solo decorrente de recalques diferenciais que surgiam em partes distintas da massa de solo. Esses estudos foram base para os métodos de dimensionamento de aterro estruturado, como o de Hewlett e Randolph (1988), Kempfert *et al.* (2004) e van Eekelen *et al.* (2013), adotados por normas internacionais. Eles partem do princípio do surgimento de

arcos no aterro, que fazem com que haja uma concentração de carga nos elementos mais rígidos que a massa de solo, no caso, as colunas (Kempfert e Raithel, 2005).

Dessa forma, o aterro estruturado com reforço de geossintético tornou-se uma das opções mais rápidas para a realização de aterros sobre solos moles, visto que não é necessário esperar a estabilização dos recalques (Tan, 2016). Os elementos estruturais podem ser de diversos tipos, tais como estacas, que podem ou não ter capitéis; colunas granulares; ou, ainda, serem executadas pela mistura *in situ* do ligante ao solo, técnica denominada *Deep Soil Mixing* (mistura profunda de solo) (Assis, 2016).

O aterro estruturado com colunas de *Deep Soil Mixing* (DSM) é uma técnica empírica e alicerçada em experiências anteriores dos engenheiros projetistas. Ela tem sido aplicada com sucesso e competitividade econômica no Japão, Estados Unidos e Europa, porém ainda é incipiente no Brasil (Machado, 2016). Assim, o presente trabalho torna-se relevante por analisar e documentar um caso de obra de grande vulto, como uma extensão de pista de aeroporto, com monitoramento de instrumentos e ensaios de campo.

## 1.2 OBJETIVOS

Este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento de um aterro executado sobre colunas DSM com reforço de geogrelha biaxial. A partir dos dados oriundos de células de tensão total, placas de recalque e piezômetros, foi analisada a evolução da distribuição de cargas entre colunas e aterro, as medidas de poropressão e a evolução dos recalques. Assim, foi possível verificar a ocorrência do fenômeno de arqueamento no aterro, além de mensurar os mecanismos de transferência de carga.

Também foi um dos objetivos do trabalho a avaliação estatística dos valores de resistência à compressão simples das colunas de DSM para 3, 7, 14, 28 e 56 dias de cura, a fim de verificar se a resistência obtida atende aos requisitos de projeto dentro de um intervalo de confiança satisfatório.

Como objetivo final foi efetuado um estudo acerca de parâmetros empíricos da argila mole presente no subsolo da extensão da pista de pouso e decolagem (trecho 5) do Aeroporto Salgado Filho, em Porto Alegre. Estes parâmetros foram obtidos por meio de correlações entre ensaios de campo (CPTU e Palheta) e ensaio de laboratório (ensaio de adensamento oedométrico).

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este estudo se apresenta em sete capítulos, cujos conteúdos são organizados de acordo com o descrito a seguir.

O primeiro capítulo se dedica a introduzir o tema, contextualizando-o e apontando a relevância do estudo. Os objetivos do trabalho são delimitados, além de sua estrutura ser apresentada;

O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica a respeito de aterros estruturados. Neste item serão explicados o fenômeno do arqueamento de solos e os mecanismos de transferência de carga. Além disso, serão apresentados métodos de dimensionamento, critérios de projeto e o conceito de altura crítica.

No capítulo três é feita uma breve revisão bibliográfica acerca de equações que correlacionam parâmetros empíricos dos solos e valores de leituras obtidas por meio de ensaio de CPTU.

O capítulo quatro apresenta um resumo da técnica DSM, quanto aos diferentes métodos e equipamentos comumente empregados, além dos tipos de ligante que podem ser utilizados, etapas de projeto, os procedimentos construtivos e controle de qualidade.

No quinto capítulo, é descrito o caso de obra e são apresentadas as definições do projeto geotécnico, além da localização da ilha de sondagens e ensaios e da ilha de instrumentação. Adicionalmente, foram apresentados os equipamentos utilizados para a instrumentação do aterro, bem como foi explicado como fora feita a coleta de material e ensaios de compressão simples das amostras de DSM.

No capítulo seis, apresentam-se os resultados e discussões relativos à caracterização do subsolo a partir dos resultados de ensaio de piezocone realizado no local, bem como avaliação do controle de qualidade do aterro estruturado executado, relativo à caracterização da resistência à compressão simples das colunas e das leituras dos instrumentos para monitoramento instalados.

Por fim, o capítulo sete resume as principais conclusões obtidas pelas análise dos dados disponibilizados e são feitas considerações finais.

O último tópico é constituído pelas Referências Bibliográficas, onde podem ser obtidas informações sobre publicações consultadas para a elaboração da pesquisa.

## 2 ATERROS ESTRUTURADOS

Este capítulo trata dos conceitos fundamentais envolvidos nos mecanismos de transferência de carga em aterros estruturados, onde se destaca o papel do fenômeno do arqueamento. Além dos conceitos teóricos básicos, é apresentado o método que deu origem à teoria do arqueamento, que é o de Terzaghi (1943). Em seguida, são apresentados os métodos desenvolvidos especificamente para análise de aterros estruturados, que são o de Hewlett e Randolph (1988), adotado pela BS 8006 (2017); o de Kempfert *et al.* (2004), adotado pela EBGEO (2011), e o de van Eekelen *et al.* (2013), adotado pela CUR 226 (2015).

### 2.1 INTRODUÇÃO

Os solos moles ou muito moles são, de acordo com a NBR 6.484 (ABNT, 2020), classificados como tipo argila ou silte argiloso, com valores de NsPT menores ou iguais a 5. Segundo Massad (2010), esses solos são sedimentares e a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressivo. Assim, além da alta compressibilidade, eles apresentam baixa consistência e se deformam sob a ação de carregamentos externos, como aterros, por exemplo.

As maiores preocupações, do ponto de vista técnico, ao se construir aterros sobre solos moles são a estabilidade do aterro contra a ruptura da fundação, logo após a sua construção, e a ocorrência de recalques com o tempo incompatíveis com a funcionalidade da obra (Massad, 2010). Com o intuito de se escolher a técnica construtiva mais adequada para prevenir tais problemas, é necessária uma investigação geotécnica de qualidade, a fim de identificar a estratigrafia do subsolo e suas propriedades geotécnicas. Além disso, deve-se analisar a finalidade de utilização da área, os prazos construtivos, a disponibilidade de insumos e a distância de transporte, além dos custos envolvidos. Almeida e Marques (2010) apresentam no quadro da Figura 2.1 algumas técnicas utilizadas para a construção de aterros sobre solos moles:

Figura 2.1 - Técnicas construtivas para a melhoria ou estabilização de solos moles.



Fonte: Almeida e Marques (2010)

Este trabalho tem como tema os aterros estruturados, que se baseiam em estruturas estaqueadas (ou com colunas) que atravessam o solo de baixa resistência e transferem as cargas a um substrato competente. Essa técnica construtiva tem larga aplicação em áreas com camadas muito espessas de solo mole e, como Briançon e Simon (2017) explicam, apresenta como vantagem a redução no tempo de construção, visto que não é necessário esperar o adensamento do solo. Além disso, há a redução do consumo de materiais de jazidas, uma vez que não é necessária a construção de uma camada de sobrecarga para aceleração de recalques nem há submersão de material.

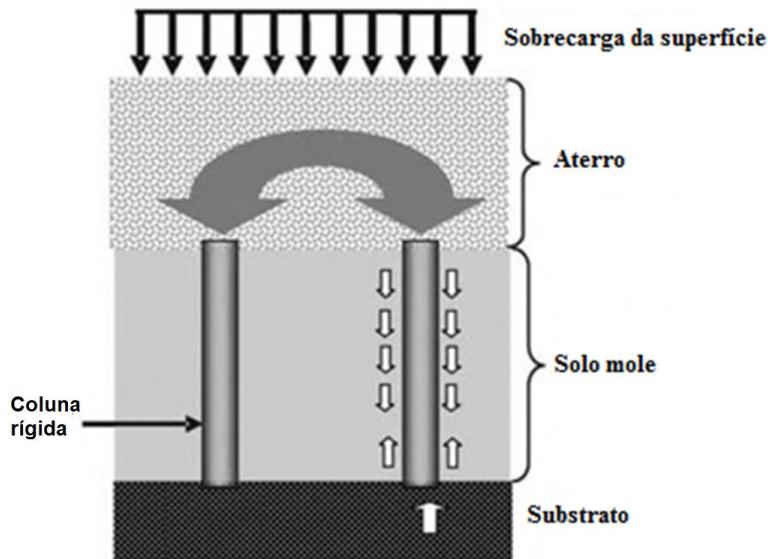
## 2.2 CONCEITOS PRELIMINARES

Os aterros estruturados têm como princípio a inserção de elementos estruturais (estacas/colunas) mais rígidos que o solo presente no vão livre entre eles, que irão transmitir as cargas do aterro para uma camada de solo mais resistente subjacente. No caso de estacas, é comum a utilização de capitéis acoplados ao seu topo, de forma a diminuir o vão livre. Segundo Domingues (2005), as estacas podem ser consideradas elementos estruturais incompressíveis, ao contrário das colunas granulares, que se deformam verticalmente sob a ação do carregamento do aterro.

Dessa forma, pelo fato de as colunas serem muito menos deformáveis que o solo mole que as circunda, há uma concentração de tensões verticais nelas e um alívio das tensões atuantes no solo (Kempfert e Raithel, 2005). Os recalques diferenciais entre a

coluna e o solo envolvem atrito negativo na parte superior das colunas e atrito positivo na porção inferior destas (Jenck *et al.*, 2009), conforme pode ser observado no esquema da Figura 2.2.

Figura 2.2 - Seção esquemática de um aterro estruturado.



Fonte: adaptado de Jenck *et al.* (2009)

A inserção de capitéis faz com que diminua o espaçamento entre as estacas e aumente a área de influência destas. As cargas sobre as estacas são, portanto, substancialmente maiores devido à existência dos capitéis, visto que há um aumento da seção transversal. Em contrapartida, a tração no geossintético, que transmite essas cargas para as estacas, é reduzida. Jones *et al.* (2010) ainda comentam que os capitéis podem ter as mais diversas formas: circulares, quadrados, hexagonais e podem ser armados ou não.

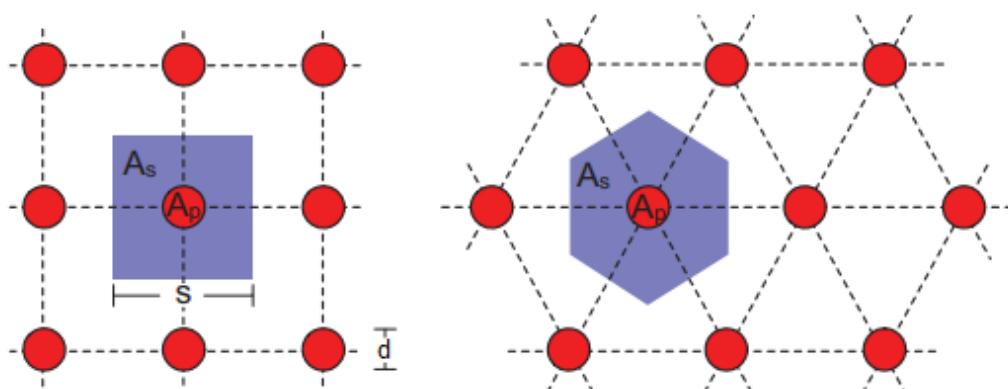
Com a finalidade de aperfeiçoar a técnica do aterro estruturado, foi proposta a inserção de reforço geossintético, que permite um maior espaçamento entre as estacas e diminuição do tamanho dos capitéis (BS 8006, 2017). Isso faz com que haja uma redução no consumo de concreto e outros materiais usados na fabricação desses elementos. Além disso, a geogrelha permite uma melhor distribuição e transmissão das cargas para as estacas (tanto verticais quanto horizontais) e faz o reforço da base do aterro (Almeida e Marques, 2010). Ressalte-se que, caso as estacas possuam capitéis, estes não devem ter arestas vivas, segundo a recomendação alemã EBGEO (2011) e a norma britânica BS8006 (2017), a fim de não puncionar/rasgar o geossintético.

A associação de estacas e geossintético faz com que os recalques dos aterros estruturados sejam desprezíveis quando comparados aos recalques por adensamento de aterros convencionais (Tan, 2016). Isso implica, segundo Almeida e Marques (2010), em uma redução significativa dos volumes de terraplenagem, visto que não há submersão de material nem necessidade de sobrecarga para aceleração e/ou tratamento da compressão secundária. Além disso, os autores comentam sobre a possibilidade de se dispensar o uso de bermas estabilizadoras para prevenção de ruptura no solo de fundação, uma vez que não são esperados recalques pós-construtivos. Por esses motivos, essa técnica pode ser considerada, em alguns contextos, mais ambientalmente sustentável que o método convencional.

### 2.3 GEOMETRIA DOS ATERROS ESTRUTURADOS

Os aterros estruturados têm, em sua maioria, suas colunas posicionadas no solo em uma malha quadrada, com capitéis de seção também quadrada. No entanto, Hartmann (2012) comenta que a geometria triangular com capitéis circulares também é utilizada. A Figura 2.3 apresenta configurações de malhas quadradas e triangulares, identificando a área da coluna ( $A_p$ ) e a área de solo compressível ( $A_s$ ) na área de influência da célula unitária da coluna. Dois outros parâmetros fundamentais no dimensionamento de aterros estruturados também são identificados: “s”, que é o espaçamento entre as colunas centro a centro, em linha, e “d”, que é o diâmetro de um elemento.

Figura 2.3 - Configurações quadrada e triangular de malha em aterros estruturados.



Fonte: Hartmann (2012)

A área de influência da célula unitária de uma coluna (A), obtida pela soma da área da coluna ( $A_p$ ) e a área de solo compressível ( $A_s$ ), pode ser definida pela Equação (2.1):

$$A = A_p + A_s \quad (2.1)$$

Segundo Fagundes (2016), a taxa de cobertura ( $\alpha$ ) pode ser obtida dividindo-se a área da estaca por sua área de influência. Quando houver capitéis, sua área será representada por “ $A_e$ ”. Assim, como se pode concluir pela Equação (2.2), aumentando-se a área dos capitéis, aumenta-se o espaçamento entre as estacas mantendo a mesma taxa de cobertura, o que gera economia de materiais.

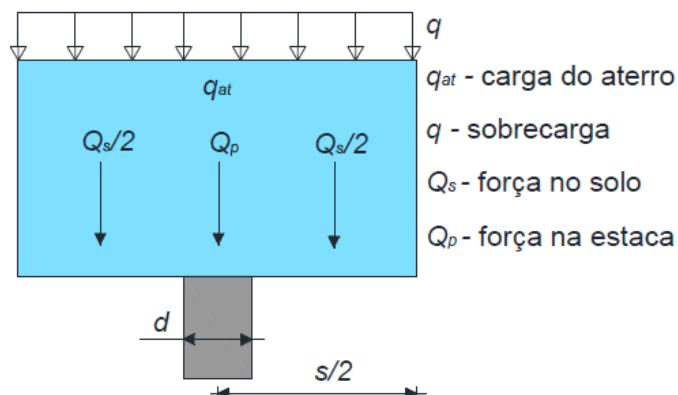
$$\alpha = \frac{A_e}{A} \quad (2.2)$$

Se capitel circular:  $\alpha = \frac{\pi d^2 / 4}{s^2}$  (2.3)

Se capitel quadrado:  $\alpha = \frac{b^2}{s^2}$  (2.4)

A Figura 2.4 apresenta as parcelas de carga atuantes em uma estaca dentro de sua respectiva célula unitária.

Figura 2.4 - Carregamento atuante sobre uma célula unitária de uma estaca.



Fonte: Fagundes (2016).

A carga do aterro é definida como o produto do peso específico do solo pela espessura da camada de aterro conforme a Equação (2.5):

$$q_{at} = \gamma H \quad (2.5)$$

A força total ( $Q$ ) atuando na área “A” pode, portanto, ser obtida pelo produto do carregamento total pela área de influência de uma coluna, conforme a Equação (2.6):

$$Q = (q + q_{at}).A \quad (2.6)$$

Essa força pode ser também subdividida em força atuante no solo mole ( $Q_S$ ) e força atuante sobre a coluna ( $Q_P$ ), conforme Equação (2.7):

$$Q = Q_S + Q_P \quad (2.7)$$

Assim, define-se como eficiência ( $E$ ) do sistema a porcentagem da carga total que é suportada pelas colunas, conforme Equação (2.8):

$$E = \frac{Q_P}{Q} \times 100\% \quad (2.8)$$

Desta forma, a eficiência ( $E$ ) do sistema pode ser representada, segundo Fagundes *et al.* (2017), pela Equação (2.9):

$$E = \frac{Q_P}{(\gamma H + q)s^2} \times 100\% \quad (2.9)$$

Neste sentido, Fagundes *et al.* (2017) afirmam que, nas situações em que há perda de contato do solo de fundação e o reforço devido à deformação excessiva da fundação, configurar-se-ia eficiência ( $E$ ) de 100%, uma vez que toda a carga do aterro seria suportada pelas estacas.

## 2.4 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA DOS ATERROS ESTRUTURADOS:

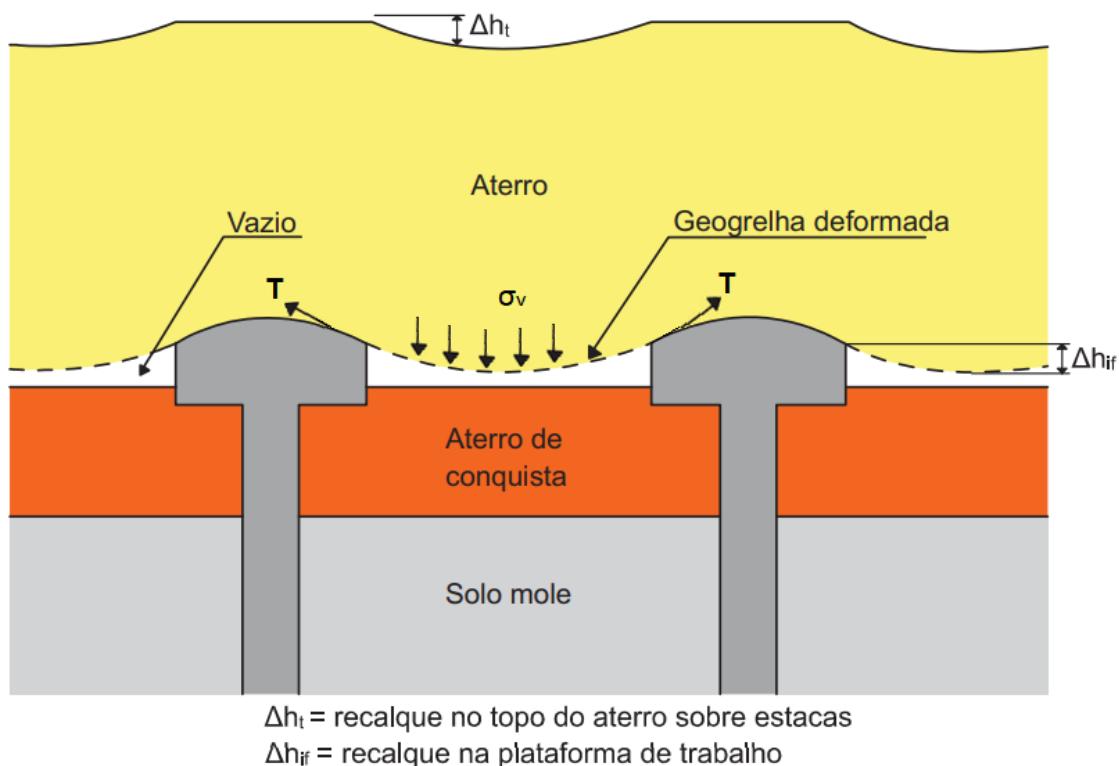
van Eekelen *et al.* (2013) explicam que muitos modelos analíticos de dimensionamento de aterros estruturados apresentam duas etapas de cálculo. A primeira

etapa consiste no dimensionamento do arqueamento do aterro e, a partir disso, calcula-se a porção da carga vertical que é transferida diretamente às estacas (mecanismo A) e o carregamento residual, que é transmitido diretamente para o subsolo ou reforço geossintético, quando presente.

O mecanismo A, portanto, segundo os autores, corresponderia a toda carga acima do arco, peso próprio do aterro e sobrecarga, aplicada diretamente nas estacas. Cabe mencionar que o peso próprio do solo abaixo do arco é suportado pela geogrelha e o subsolo, no último apenas quando há contato entre o solo subjacente e o geossintético.

Já a segunda etapa de cálculo consiste na análise do comportamento tensão-deformação da geogrelha. Nessa etapa, calcula-se o carregamento residual aplicado em uma faixa de geossintético situada entre um par de estacas (o efeito de membrana). Esse carregamento deforma a geogrelha, conforme mostrado na Figura 2.5, e mobiliza sua tração, transferindo, assim, parte da carga residual para as estacas (mecanismo B). O mecanismo C é, por conseguinte, a parte dessa carga que é transferida para o solo mole e provoca o seu adensamento (van Eekelen *et al.*, 2013). É importante ressaltar que essa segunda etapa só existe para o caso de aterros com reforço de geossintético.

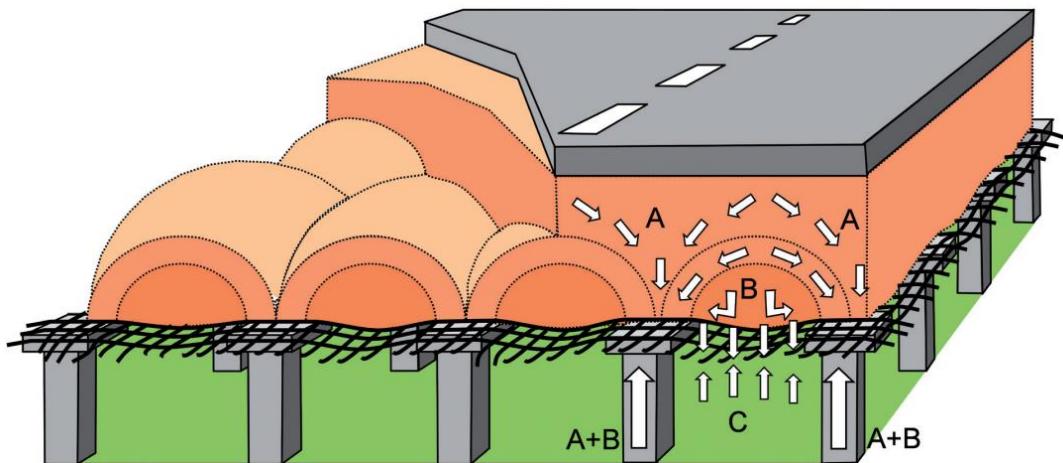
Figura 2.5 - Padrão esquemático de deformações em aterros estruturados, mostrando a deformação da geogrelha e a mobilização de sua tração.



Fonte: adaptado de Hartmann (2012).

A divisão do carregamento vertical em três parcelas, os mecanismos A, B e C, pode ser observada na Figura 2.6:

Figura 2.6 - Distribuição dos carregamentos em aterros estaqueados com reforço geossintético.



Fonte: adaptado de van Eekelen *et al.* (2011).

Ao se desmembrar a carga incidente sobre o vão entre as estacas entre parcelas B e C, pode-se calcular a tensão total sobre as colunas, que é a soma das parcelas A e B, como pode ser observado na Figura 2.6. A carga incidente sobre o solo mole é, portanto, a diferença entre a carga total e a atuante sobre as estacas. Também pode-se concluir que a máxima mobilização do reforço de geossintético ocorre quando não há reação do solo, ou seja, quando a parcela C é nula.

## 2.5 O FENÔMENO DO ARQUEAMENTO

O fenômeno do arqueamento está presente em muitos problemas geotécnicos e vários estudos experimentais e numéricos acerca do tema vêm sendo conduzidos desde meados do século XX. No entanto, segundo Tien (1996), o arqueamento foi inicialmente reconhecido e estudado em um contexto não-geotécnico. No início do século XIX, engenheiros franceses, em um estudo sobre silos de armazenamento, constataram que a base do silo suportava apenas uma fração do peso do material sobre ela. Já as paredes laterais suportavam uma carga muito maior do que eles haviam imaginado. Além disso, experimentos indicaram que, ao removerem e rebaixarem uma pequena seção da base, o carregamento resultante que havia sobre essa seção era

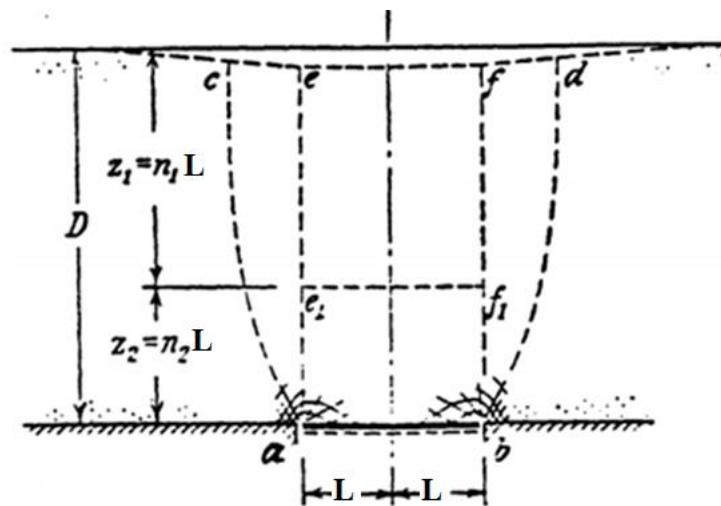
independente da altura do material no silo. Portanto, conforme Tien (1996) descreve, eles concluíram que um arco havia sido formado sobre a seção deslocada.

Para fins geotécnicos, segundo Tien (1996), o estudo mais notável foi o conduzido por Terzaghi (1936; 1943). Em 1936, Terzaghi conduziu um experimento que consistia em uma caixa com um alçapão no nível da sua base, preenchida com areia. Enquanto o alçapão era puxado na vertical para baixo, media-se a carga atuante na sua superfície, bem como o seu deslocamento (Terzaghi, 1936). O autor verificou que, logo no início do movimento do alçapão, as tensões atuantes sobre ele equivaliam a uma parcela muito pequena da tensão relativa ao peso próprio da areia, atingindo valores inferiores a 10%. Além disso, as forças horizontais aumentavam na região que correspondia a 1/3 da altura da areia na caixa. Terzaghi (1936) concluiu que o arqueamento é um fenômeno estável e o arco formado não é sensível à percolação de fluidos.

Com base nos resultados obtidos nesse experimento, em 1943, Terzaghi propôs uma abordagem teórica sobre o fenômeno que ocorria na areia. Ele definiu o arqueamento como sendo a transferência de tensões em um solo granular, oriundo do movimento relativo entre massas de solo adjacentes. A resistência ao cisalhamento é fundamental nesse processo e atua no sentido de restringir o deslocamento do solo.

Como pode ser observado na Figura 2.7, segundo Terzaghi (1943), as curvas *ae* e *bf* são a região que se presume que ocorra o deslocamento da massa de solo, pela movimentação da seção *ab*. Já as curvas *ac* e *bd* indicam a região em que, de fato, ocorrem os deslocamentos, indício do fenômeno do arqueamento. Cabe destacar que, em um aterro estruturado, 2x corresponderia à distância entre colunas ou capitéis.

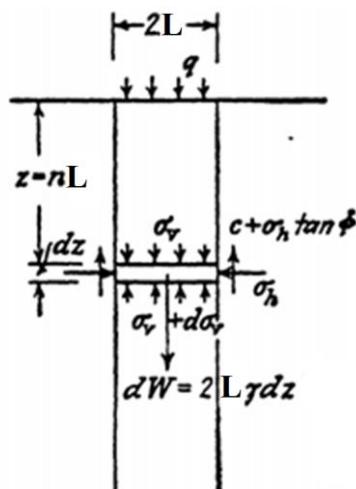
Figura 2.7 - Modelo para estudo do efeito do arqueamento nos solos, indicando o deslocamento causado no solo pelo movimento da seção (ab) da base



Fonte: adaptado de Terzaghi (1943).

O diagrama de corpo livre de uma fatia de solo da massa em deslocamento sobre a seção *ab* (Figura 2.7) está representado na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Diagrama de corpo livre de uma fatia de solo em deslocamento.



Fonte: adaptado de Terzaghi (1943).

Dessa forma, a resistência ao cisalhamento do solo (*S*), pode ser descrita pela Equação (2.10). Já a correlação entre a tensão horizontal ( $\sigma_h$ ) e a tensão vertical ( $\sigma_v$ ) no solo é dada pela Equação (2.11).

$$S = c + \sigma_h \tan \phi \quad (2.10)$$

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (2.11)$$

O equilíbrio vertical desse corpo livre é representado pela Equação (2.12), na qual  $2L$  é o vão livre entre duas colunas, ou seja, é o comprimento da seção a ser deslocada:

$$2L\gamma dz = 2L(\sigma_v + d\sigma_v) - 2L\sigma_v + 2cdz + 2\sigma_h dz \operatorname{tg}\phi \quad (2.12)$$

Colocando a Equação (2.12) em função de  $\sigma_v$ , obtém-se a Equação (2.13):

$$2L\gamma dz = 2L(\sigma_v + d\sigma_v) - 2L\sigma_v + 2(c + K\cdot\sigma_v \cdot \operatorname{tg}\phi)dz \quad (2.13)$$

Rearranjando a Equação (2.13) para uma equação diferencial no formato tradicional, obtém-se a Equação (2.14):

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \left(\gamma - \frac{c}{L}\right) - \frac{K \cdot \operatorname{tg}\phi}{L} \sigma_v \quad (2.14)$$

Adotando-se a condição de contorno  $\sigma_v = q$ , quando  $z = 0$ , obtém-se a Equação (2.15) como solução da Equação (2.14):

$$\sigma_v = \frac{L \left( \gamma - \frac{c}{L} \right)}{K \cdot \operatorname{tg}\phi} \cdot \left( 1 - e^{-\frac{z}{L} \cdot K \cdot \operatorname{tg}\phi} \right) + q \cdot e^{-\frac{z}{L} \cdot K \cdot \operatorname{tg}\phi} \quad (2.15)$$

Se  $z \rightarrow \infty$  e  $c = 0$ , obtém-se a Equação (2.16):

$$\sigma_v = \frac{L \cdot \gamma}{K \cdot \operatorname{tg}\phi} \quad (2.16)$$

É importante ressaltar que, em seu modelo, Terzaghi (1943) considerou a condição de deformação plana ou bidimensional. No entanto, Kempton *et al.* (1998) compararam a deformação plana a uma modelagem numérica tridimensional e concluíram que a modelagem bidimensional do aterro não consegue simular adequadamente o comportamento real do sistema. Mesmo assim, muitos autores usam como base a teoria de Terzaghi (1943), que faz parte de uma família de modelos chamada de modelos de fricção.

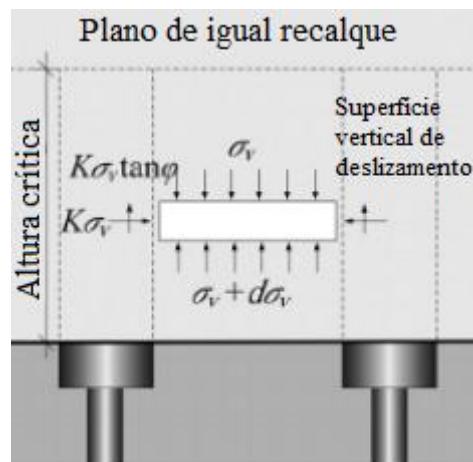
van Eekelen *et al.* (2013) comentam que um autor que adotou o modelo de fricção foi McKelvey (1994), o qual assumiu a existência de um plano de igual recalque e combinou o modelo de Terzaghi (1943) à teoria de uma membrana tracionada. Além dele, Russel e Pierpoint (1997) ampliaram o modelo de Terzaghi (1943) incluindo uma

terceira dimensão, ao assumir a presença de atrito em planos verticais ao longo das bordas dos capitéis quadrados. No entanto, como Zhuang (2009) explica, um dos principais problemas desses métodos é que eles são muito dependentes do valor do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), que é difícil de determinar com acurácia e pode variar com a profundidade.

## 2.6 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ATERROS ESTRUTURADOS

Atualmente, segundo Rui *et al.* (2016), os métodos de dimensionamento de aterros estruturados presentes na maioria das normas e diretrizes fazem parte de três famílias de modelos. A primeira família é a dos modelos de fricção, citada anteriormente, cujos elementos principais são o plano de igual recalque e os planos verticais de cisalhamento. O carregamento é transferido à coluna por dois planos verticais de cisalhamento, conforme indicado na Figura 2.9, até que a altura crítica é atingida. Entende-se por altura crítica a altura na qual as forças de cisalhamento no aterro são nulas (McKelvey, 1994).

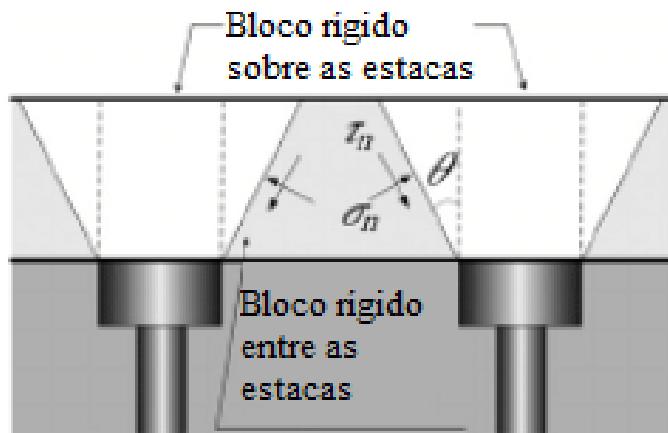
Figura 2.9 - Elementos base da família de modelos de fricção.



Fonte: adaptado de Rui *et al.* (2016).

A segunda família é a dos modelos rígidos. Essa família considera dois blocos rígidos com formato trapezoidal ou triangular sobre e entre as estacas, como pode ser observado na Figura 2.10.

Figura 2.10 - Família dos modelos rígidos ( $\sigma_n$  e  $\tau_n$  são, respectivamente, as tensões normal e tangencial atuantes entre os blocos).



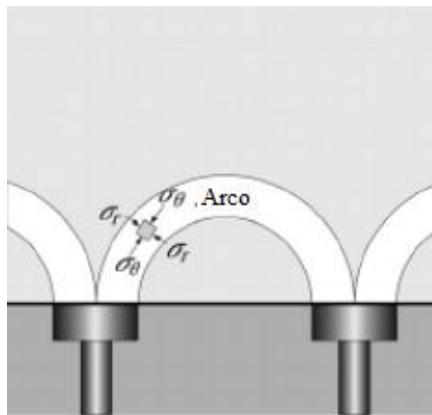
Fonte: adaptado de Rui *et al.* (2016).

van Eekelen *et al.* (2013) explicam que os modelos escandinavos (Carlsson, 1987; Rogbeck *et al.*, 1988; Svanø *et al.*, 2000 *apud* van Eekelen *et al.*, 2013) são uma classe de modelos de arcos rígidos com formato fixo (geralmente triangular 2D ou 3D). O modelo considera que toda a carga acima do arco, incluindo o peso de solo e a sobrecarga externa, é transferida direto para as estacas. Assim, o peso da cunha de solo não suportada pelo arqueamento carrega o subsolo, conforme indicado na Figura 2.10.

Por fim, a terceira família considera os modelos de equilíbrio limite. Segundo van Eekelen *et al.* (2013), dois modelos de estado de equilíbrio limite são largamente utilizados no dimensionamento de aterros estruturados atualmente. O primeiro deles é o de Hewlett e Randolph (1988), que inicialmente sugeriram arcos hemisféricos e circulares baseados em teste 2D de alçapão. Muitas modificações a esse modelo foram sugeridas, baseadas em experimentos e simulações numéricas. Um exemplo dessa modificação é o modelo dos multiarcos de Zaeske (2011), que foi adotado na norma alemã EBGEO (2010). O segundo, como Rui *et al.* (2016) explicam, é o modelo dos arcos concêntricos de van Eekelen *et al.* (2013), que foi desenvolvido para aterros estaqueados com reforço geossintético na base.

Os arcos nos quais se baseiam os modelos de estado de equilíbrio limite estão representados esquematicamente na Figura 2.11

Figura 2.11 - Família dos modelos de equilíbrio limite ( $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  representam, respectivamente, as tensões axial e radial).



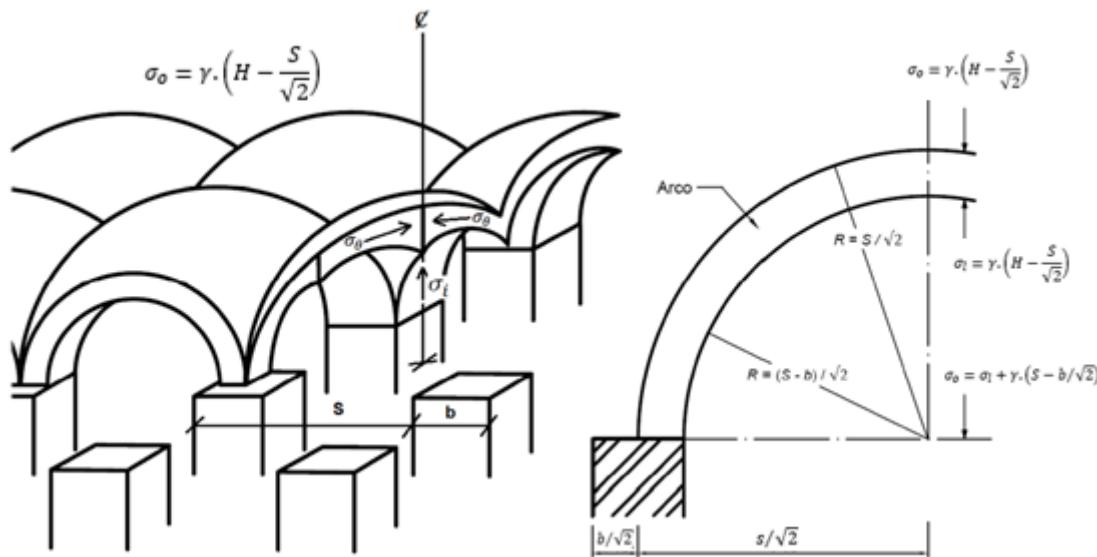
Fonte: adaptado de Rui *et al.* (2016).

### 2.6.1 BS 8006 (2017) e o Modelo de Hewlett e Randolph (1988)

O Modelo de Hewlett e Randolph (1988), adotado pela norma britânica BS 8006 (2017), foi desenvolvido a partir de testes em um aterro de material granular colocado sobre uma malha retangular de estacas com capitéis quadrados, sem reforço de geossintético, como ilustrado na Figura 2.12. Cabe mencionar que os autores apresentaram a possibilidade de incluir o geossintético ao modelo, desde que ele atue recebendo toda a parcela da carga não suportada pelo efeito de arqueamento.

O método pressupõe a ocorrência de domos que transmitem grande parte do carregamento do aterro às estacas. Já o subsolo é carregado somente pelo material de aterro abaixo dos domos. Os domos, no modelo 2D, são semicirculares e de espessura uniforme igual à metade da largura do capitel, como pode-se observar na Figura 2.12. Já no modelo 3D, são semiesféricas.

Figura 2.12 - Domos formados sobre capitéis.

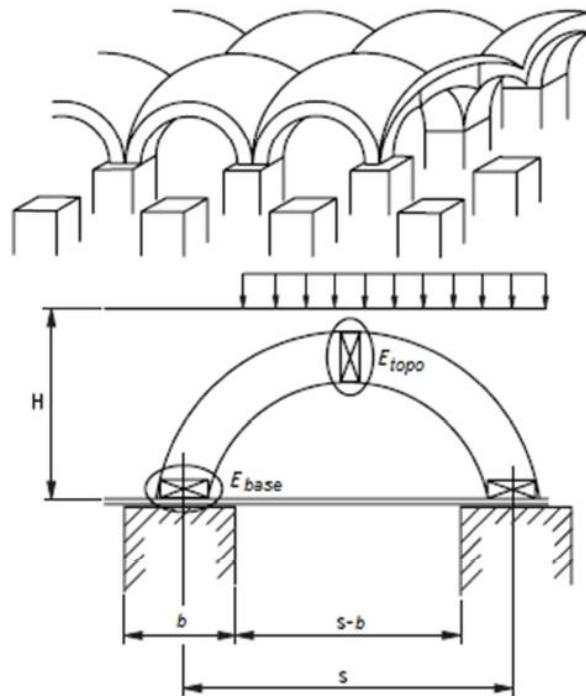


Fonte: Hewlett e Randolph (1988).

Por meio deste método é possível estimar as parcelas do carregamento imposto pelo aterro que são direcionadas às estacas e ao vão entre os capitéis em função da altura do aterro ( $H$ ), do peso específico do material de enchimento ( $\gamma$ ), da largura dos capitéis quadrados ( $b$ ), do espaçamento entre as estacas adjacentes ( $s$ ) e do ângulo de atrito efetivo do solo utilizado no aterro ( $\varphi'$ ).

Os autores identificaram duas regiões críticas do equilíbrio limite de ruptura: no ponto mais alto do arco (“coroa”) e no capitel das estacas. Eles descobriram que, para aterros de menores alturas (relativo ao espaçamento das estacas), a região crítica está no topo. Já, quando essa altura aumenta, essa região é transferida ao capitel. Portanto, neste método, a eficiência do aterro estruturado deve ser tomada como a menor entre os valores para o equilíbrio limite de ruptura:  $E_{topo}$  (Equação (2.17)) ou  $E_{base}$  (Equação (2.22)), conforme indicado na Figura 2.13. O menor valor obtido nessas duas estimativas deve ser utilizado para cálculo do carregamento sobre o solo e o reforço.

Figura 2.13 - Arcos semiesféricos do modelo 3D e o equilíbrio limite no topo do arco (“coroa”) e sobre o capitel propostos por Hewlett e Randolph (1988).



Fonte: adaptado de BS 8006 (2017).

A eficiência na região da coroa do arco ( $E_{topo}$ ) é determinada pela Equação (2.17):

$$E_{topo} = 1 - \left[ 1 - \left( \frac{b}{s} \right)^2 \right] (X - XY + Z) \quad (2.17)$$

Na qual X, Y e Z são coeficientes de cálculo, obtidos pelas Equações (2.18), (2.19) e (2.20):

$$X = \left[ 1 - \left( \frac{b}{s} \right) \right]^{2(K_p-1)} \quad (2.18)$$

$$Y = \frac{s}{\sqrt{2H}} \left( \frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right) \quad (2.19)$$

$$Z = \frac{s - b}{\sqrt{2H}} \left( \frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right) \quad (2.20)$$

Sendo  $K_p$  o coeficiente de empuxo passivo, obtido através da Equação (2.21):

$$K_P = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi'}{1 - \operatorname{sen} \varphi'} \quad (2.21)$$

Já a eficiência do arqueamento no capitel ( $E_{base}$ ) pode ser determinada pela Equação (2.22):

$$E_{base} = \frac{\beta}{(1 + \beta)} \quad (2.22)$$

Na qual  $\beta$  é o coeficiente expressado pela Equação (2.23):

$$\beta = \frac{2K_P}{(K_P + 1) \left(1 + \frac{b}{s}\right)} \left[ \left(1 - \frac{b}{s}\right)^{-K_P} - \left(1 + K_P \cdot \frac{b}{s}\right) \right] \quad (2.23)$$

A tensão vertical aplicada no solo (ou reforço geossintético)  $\sigma_s$  é transformada em uma carga linear  $W_T$ , igualmente distribuída sobre uma faixa de geossintético situada entre estacas e de mesma largura que elas, conforme indicado na Figura 2.14. O valor de  $W_T$  pode ser obtido através da Equação (2.24), a qual, segundo Fagundes (2016), foi retirada na revisão da norma BS 8006 (2017) realizada em 2012. A sobrecarga no solo nesta equação é dada por  $w_s$ .

$$W_T = \frac{\gamma H + w_s}{2(s - b)} (1 - E_{\min}) s^2 \quad (2.24)$$

Na qual,  $E_{\min}$  é o menor valor entre  $E_{topo}$  e  $E_{base}$ . É importante ressaltar que:

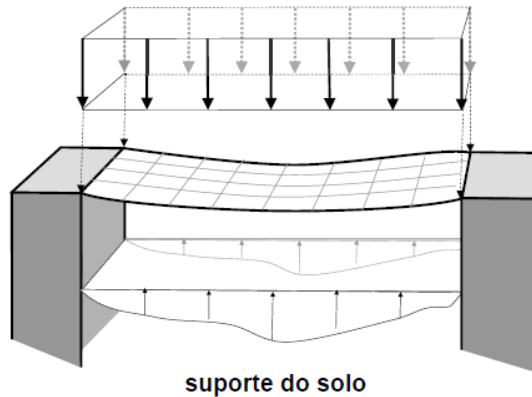
$$W_T = s\sigma_s \quad (2.25)$$

Por conseguinte, a tensão no solo ( $\sigma_s$ ) pode ser obtida pela Equação (2.26):

$$\sigma_s = (\gamma H + w_s)(1 - E_{\min}) \frac{s^2}{s^2 - b^2} \quad (2.26)$$

A Figura 2.14 representa a carga linear  $W_T$  aplicada sobre a faixa de geossintético entre duas estacas:

Figura 2.14 - Representação da carga uniforme atuante sobre a faixa de reforço de geossintético entre duas estacas.



Fonte: adaptado de Fagundes (2016).

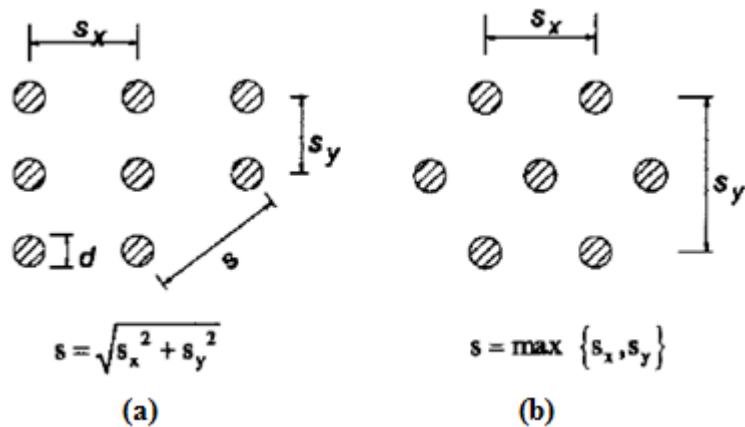
Segundo Fagundes (2016), para aterros abaixo de  $H \cong 0.7(s - b)$  o método considera que o arqueamento não foi formado e toda a carga é aplicada diretamente no solo de fundação, ou seja,  $\sigma_s = (\gamma H + w_s)$ , sendo  $w_s$  a sobrecarga aplicada.

### 2.6.2 EBGEO (2011) e Modelo Kempfert *et al.* (2004)

O Modelo de Kempfert *et al.* (2004), adotado pela norma alemã EBGEO (2011), foi desenvolvido a partir de testes realizados em um aterro estruturado sobre uma turfa, com enchimento de material arenoso e a presença de geogrelha. Em sua primeira etapa, o método desconsidera a ação do reforço geossintético para o dimensionamento dos esforços sobre a coluna/capitel e sobre o solo de fundação. Nesta etapa, leva-se em consideração a geometria e espaçamento das estacas (Figura 2.15); a altura do aterro e dos arcos formados devido à diferença de rigidez da coluna e solo; sobrecarga da superfície e índices do material de enchimento, tais como ângulo de atrito e massa unitária.

As estacas, em geral, são executadas em malhas quadradas e triangulares. A Figura 2.15 mostra os espaçamentos nas direções X e Y, horizontal e vertical, entre centros de colunas para cada tipo de malha e como “s” é calculado a partir desses valores.

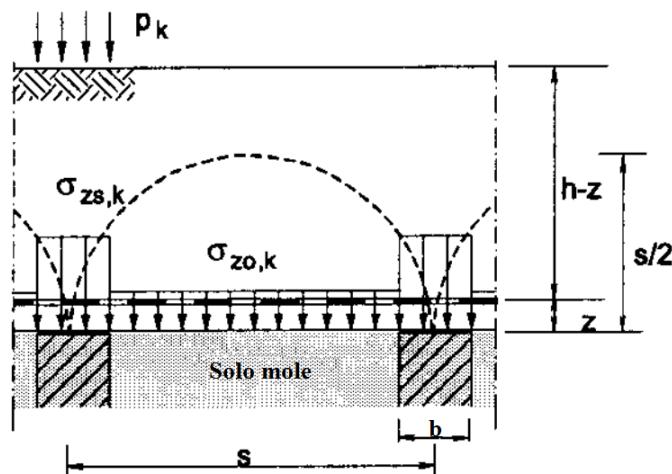
Figura 2.15 - Espaçamento entre as estacas: (a) malha quadrada e (b) malha triangular.



Fonte: adaptado de Kempfert *et al.* (2004).

A carga transmitida às colunas ( $\sigma_{zs,k}$ ), mecanismo A, é todo o carregamento oriundo do peso próprio do solo acima dos arcos e da sobrecarga de superfície. Na Figura 2.16 estão indicadas as tensões atuantes no solo de fundação e sobre as colunas:

Figura 2.16 - Esquema das tensões verticais atuantes na estaca e no solo mole.



Fonte: adaptado de Kempfert *et al.* (2004).

Assim, determina-se a carga incidente sobre o solo mole ( $\sigma_{zo,k}$ ), mecanismos B+C, a partir da Equação (2.27), que provém do equilíbrio de tensões de um modelo analítico baseado no teorema do equilíbrio limite da Teoria da Plasticidade (Zaske, 2001):

$$\sigma_{zo,k} = \lambda_1^x \cdot \left( \gamma_k + \frac{p_k}{h} \right) \cdot \left\{ h \cdot (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-x} + h_g \cdot \left[ \left( \lambda_1 + \frac{h_g^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-x} - (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-x} \right] \right\} \quad (2.27)$$

Na Equação (2.27), “ $h_g$ ” é a altura do arco formado no solo e, para tal, adota-se o menor valor entre “ $h$ ” e “ $s/2$ ”,  $P_k$  é a sobrecarga aplicada sobre o aterro e  $\gamma_k$ , o peso específico do material de enchimento do aterro. As variáveis “ $\chi$ ”, “ $K_{crit}$ ”, “ $\lambda_1$ ”, e “ $\lambda_2$ ” são obtidas através das Equações (2.28), (2.29), (2.30) e (2.31). Vale ressaltar que o solo fora da região de arqueamento está sujeito a um empuxo passivo.

$$\chi = \frac{d \cdot (K_{crit} - 1)}{\lambda_2 \cdot s} \quad (2.28)$$

$$K_{crit} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'_k}{2} \right) \quad (2.29)$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} \cdot (s - d)^2 \quad (2.30)$$

$$\lambda_2 = \frac{s^2 + 2 \cdot d \cdot s - d^2}{2 \cdot s^2} \quad (2.31)$$

A tensão incidente sobre a estaca ( $\sigma_{zs,k}$ ) pode ser determinada pela Equação (2.32):

$$\sigma_{zs,k} = [(\gamma h + p_k) - \sigma_{zo,k}] \cdot \frac{A_{Lxy}}{A_p} + \sigma_{zo,k} \quad (2.32)$$

A área de influência da estaca é uma aproximação geométrica da porção de solo cuja carga é suportada pela estaca. Para uma malha retangular, a área de influência nas direções x e y pode ser expressa pelas Equações (2.33) e (2.34) :

$$A_{Lx} = \frac{1}{2} \cdot (S_x \cdot S_y) - \frac{b^2}{2} \cdot \arctg \left( \frac{S_y}{S_x} \right) \cdot \frac{\pi}{180} \quad (2.33)$$

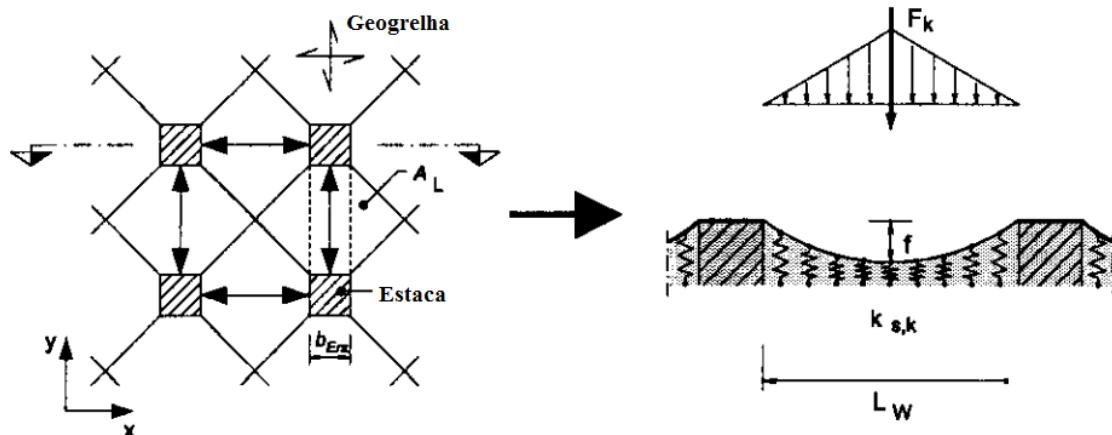
$$A_{Ly} = \frac{1}{2} \cdot (S_x \cdot S_y) - \frac{b^2}{2} \cdot \arctg \left( \frac{S_x}{S_y} \right) \cdot \frac{\pi}{180} \quad (2.34)$$

Já para uma malha triangular, a área de influência das estacas é representada pela Equação (2.35):

$$A_{Lxy} = \frac{1}{2} \cdot (S_x \cdot S_y) - \frac{b^2}{4} \cdot \pi \quad (2.35)$$

Na segunda etapa, a tensão vertical ( $\sigma_{zo,k}$ ) é aplicada ao reforço geossintético como um carregamento externo. A deformação máxima no reforço é concentrada na faixa entre duas estacas vizinhas, portanto, o modelo assume que a tensão máxima ocorre numa região de largura “b”. A tensão é calculada em um sistema plano de deformações e o carregamento aplicado tem formato triangular, conforme indicado na Figura 2.17. Assim, a resultante ( $F_k$ ) do carregamento incidente sobre a faixa da geogrelha é calculada a partir da área de influência da estaca.

Figura 2.17 - Modelo esquemático de carregamento no reforço.



Fonte: Kempfert *et al.* (2004).

A Equações (2.36) e (2.37) representam a força resultante em malha retangular, nas direções x e y, respectivamente. De maneira análoga, as Equações (2.38) e (2.39) resultam na força  $F_k$  para as duas direções indicadas, porém para a condição de malha triangular.

$$F_{x,k} = A_{Lx} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (2.36)$$

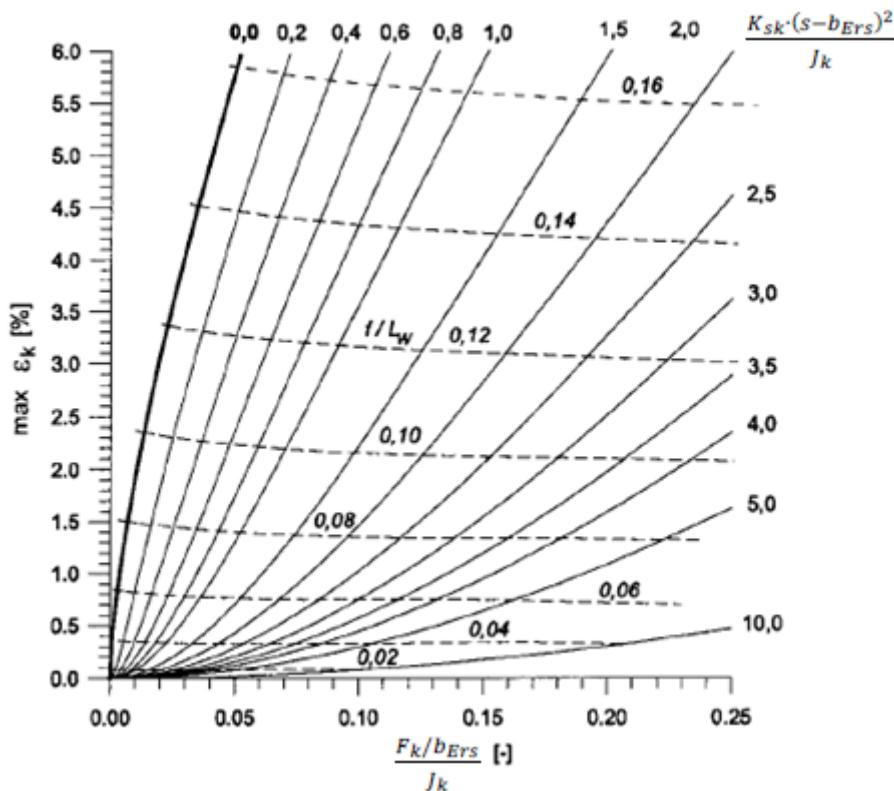
$$F_{y,k} = A_{Ly} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (2.37)$$

$$F_{x,k} = \frac{J_x}{J_x + J_y} A_{Lxy} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (2.38)$$

$$F_{y,k} = \frac{J_y}{J_x + J_y} A_{Lxy} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (2.39)$$

Com base nesses dados, pode-se calcular a deformação máxima no geossintético. Sabe-se que o reforço pode ter sua tração reduzida devido à contribuição do solo subjacente em contato com este. No entanto, tal contribuição pode ser nula se a plataforma de trabalho sofrer recalque e perder contato com o geossintético. Portanto, pode-se afirmar que o dimensionamento sem considerar essa contribuição mostra-se a favor da segurança. Assim, conhecendo-se o módulo de rigidez do material ( $J_k$ ), valor obtido no catálogo do fabricante, a deformação máxima de projeto ( $\varepsilon_k$ ) pode ser obtida a partir do ábaco representado na Figura 2.18:

Figura 2.18 - Ábaco para determinação da deformação específica máxima no reforço.



Fonte: Kempfert *et al.* (2004).

A variável “ $K_{s,k}$ ” apresentada no gráfico da Figura 2.18 é o módulo de reação vertical do solo mole adotado para o valor da constante de mola  $K$ . É obtido através da razão entre o módulo de elasticidade do solo ( $E$ ) e a espessura da camada de solo abaixo do geossintético ( $z$ ) ( $K_{s,k} = E/z$ ). Já “ $b_{ERS}$ ” é determinado pela relação apresentada na Equação (2.40):

$$b_{ERS} = \frac{d}{2} \sqrt{\pi} \quad (2.40)$$

Baseado na Lei de Hooke, o esforço de tração máxima de projeto ( $E_{m,k}$ ) é obtido pela relação entre a deformação máxima de projeto ( $\varepsilon_k$ ) e o módulo de rigidez do reforço ( $J_k$ ), como indicado na Equação (2.41):

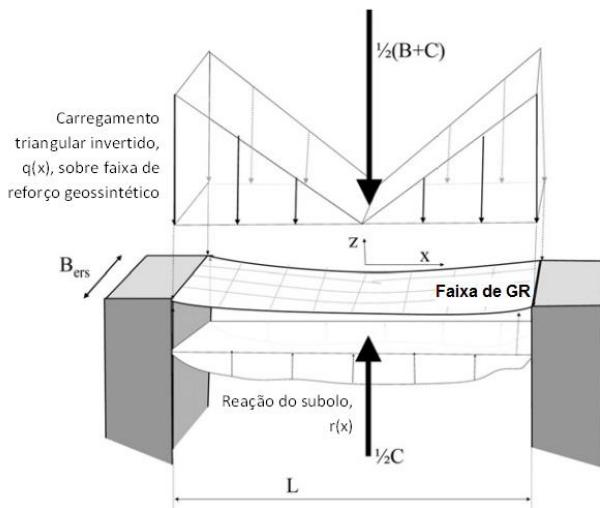
$$E_{m,k} = \varepsilon_k \cdot J_k \quad (2.41)$$

### 2.6.3 CUR 226 (2015) e Modelo de van Eekelen *et al.* (2013)

O método de van Eekelen *et al.* (2013), adotado pela norma holandesa CUR 226 (2015), é baseado nos métodos de Hewlett e Randolph (1988) e Kempfert *et al.* (2004), porém apresenta uma melhor representação do arqueamento medido nos experimentos do que os outros dois. O método apresenta um modelo de equilíbrio limite no qual o arqueamento do solo ocorre por meio de arcos concêntricos, levando em consideração a participação do reforço de geossintético.

Diferentemente do modelo de Kempfert *et al.* (2004), van Eekelen *et al.* afirmam que, ao analisar o carregamento sobre a faixa de geossintético entre duas estacas, a presença do reforço geossintético faz com que haja uma maior concentração de tensões na região próxima às colunas. Essa concentração faz com que o carregamento se assemelhe a um modelo com carga distribuída no formato de triângulo invertido, como indicado na Figura 2.19. Isso diverge do método de Kempfert *et al.* (2004), que considera essa distribuição com formato triangular, conforme indicado na Figura 2.17.

Figura 2.19 - Carregamento em formato de triângulo invertido proposto por van Eekelen *et al.* (2012b).

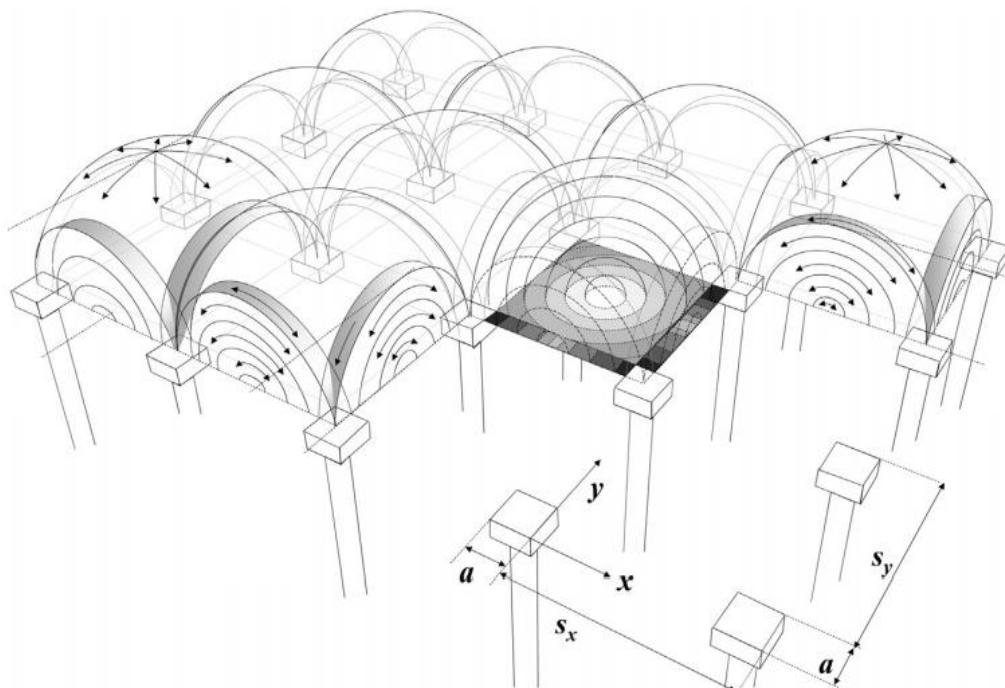


Fonte: adaptado de van Eekelen *et al.* (2012b)

Além disso, à medida que o solo mole e o reforço geossintético sofrem deformação, além dos arcos que surgem entre as estacas, há o desenvolvimento de uma série de arcos concêntricos sobre o geossintético, o que aumenta o carregamento sobre as estacas (Figura 2.20). O carregamento, assim, se assemelha a um triângulo invertido, como indicado na Figura 2.19, indicando também que, com o aumento do carregamento sobre as colunas, reduz-se a tensão sobre o reforço. Assim, van Eekelen *et al.* (2012a) concluíram que o método Kempfert *et al.* (2004) superestima as deformações no reforço em cerca de 40%, o que gera uma demanda por um geossintético mais rígido que o necessário, e, por conseguinte, mais oneroso.

Na Figura 2.20 está representado o modelo de arcos concêntricos, indicando o aumento da concentração de tensões sobre as estacas.

Figura 2.20 - Modelo de arcos concêntricos proposto por van Eekelen *et al.* (2013).



Fonte: van Eekelen *et al.* (2013)

Como a modelagem de aterros estaqueados não é o foco deste trabalho, a descrição completa do método pode ser obtida em van Eekelen *et al.* (2013).

## 2.7 ALTURA CRÍTICA E CRITÉRIOS DE PROJETO

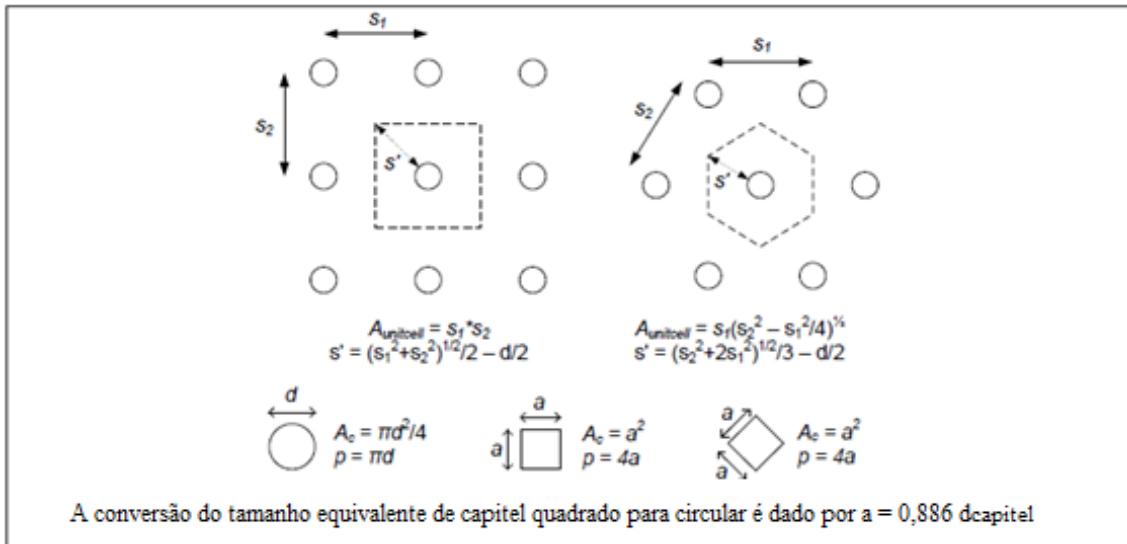
Ao submeter o aterro estruturado a um determinado carregamento, surgem recalques diferenciais em sua superfície, na região acima da cabeça das estacas. Esse movimento do material de enchimento ocasiona o surgimento de tensões de cisalhamento, que se movimentam para cima, em direção à superfície, a partir do capitel. Quando o aterro apresenta altura suficiente, essas forças cisalhantes terminam em um plano horizontal, que recebe o nome de plano de igual recalque (McKelvey, 1994). Esse plano de igual recalque e os planos verticais de cisalhamento estão indicados na Figura 2.9 e foram comprovados experimentalmente por Hewlett e Randolph (1988).

Naughton (2007), baseado nos estudos de Hewlett e Randolph (1988), conceitua altura crítica como sendo a distância entre o capitel das estacas e a altura do aterro onde não haja mais recalques diferenciais. Borba (2007) comenta que, acima da altura crítica, toda a carga originada pelo aterro e sobrecarga é transmitida diretamente às estacas, entrando na parcela A de carga do arqueamento.

O valor da altura crítica é função do espaçamento entre eixos de estacas ( $s$ ) e o diâmetro ou largura dos capitéis ( $d$ ). Um dos estudos mais recentes a respeito desse assunto é o de McGuire (2011), que fez uma série de experimentos com várias configurações possíveis para as colunas, na qual variava: diâmetro e espaçamento das colunas, altura do aterro, a presença e a rigidez do reforço geossintético, tensão de sobrecarga e recalque da base do aterro.

A Figura 2.21 ilustra os parâmetros  $s'$  e  $d$ , além do cálculo da célula unitária ( $A_{unitcell}$ ).

Figura 2.21 - Esquema representativo dos parâmetros utilizados na determinação da altura crítica.



Fonte: adaptado de McGuire *et al.* (2012)

McGuire (2011) observou que, ao analisar as tensões nas colunas por um modelo tridimensional de células unitárias, para um intervalo de  $0,55 \leq s'/d \leq 6,10$  e para um carregamento anterior à ocorrência de tráfego, a altura crítica ( $H_{\text{crit}}$ ) pode ser representada pela Equação (2.42):

$$H_{\text{crit}} = 1,15s' + 1,44d \quad (2.42)$$

Se for considerado um modelo plano de deformações das células unitárias, multiplica-se  $s'$  por 1.50, como um fator de correlação. Assim, para um intervalo de  $0,75 \leq s'/d \leq 2,75$  e para um carregamento anterior à ocorrência de tráfego, a altura crítica ( $H_{\text{crit}}$ ) pode ser representada pela Equação (2.43):

$$H_{\text{crit}} = 1,15 \cdot (1,50s') + 1,44d$$

$$H_{\text{crit}} = 1,72s' + 1,44d \quad (2.43)$$

A altura crítica aumenta após a aplicação do carregamento do tráfego. No entanto, McGuire (2011) comenta que esse valor não excede a 20% da situação sem tráfego, para as geometrias típicas de aterro e as condições normais de carregamento oriundo das rodovias. Além disso, o autor comenta sobre estudos que indicam que o arqueamento do solo não é fortemente influenciado para cargas de tráfego inferiores a

15 kPa. Assim, para esse carregamento especial e para valores de  $s'/d \geq 1.62$ , a altura crítica ( $H_{crit,träfego}$ ) pode ser representada pela Equação (2.44):

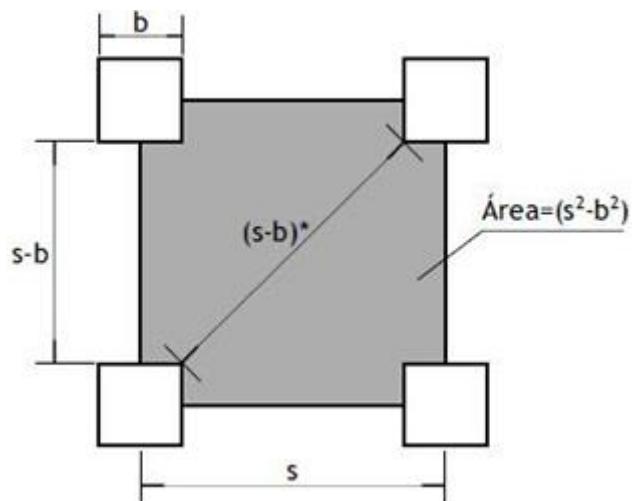
$$H_{crit,träfego} = H_{crit} + \text{Máx} \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.2H_{crit} \end{cases} \quad (2.44)$$

Por fim, nos seus ensaios, McGuire (2011) concluiu que, para aterros de material arenoso, a densidade relativa da areia não influencia no valor da altura crítica. Além disso, a presença de reforço com geossintético também não influencia de forma significativa, porém reduz a magnitude dos recalques diferenciais nas camadas de areia abaixo da altura crítica.

Conforme visto anteriormente, os modelos de dimensionamento de aterros estaqueados têm como base as características geométricas do aterro: o espaçamento entre as estacas ( $s$ ) e a sua disposição em planta, a largura do capitel ( $b$ ) e a altura do aterro ( $H$ ).

Para escolher a geometria de aterro adequada para o projeto, Kempfert *et al.* (2004) sugerem usar os critérios apresentados nas Equações (2.45), (2.46), (2.47) e (2.48), sendo os parâmetros geométricos nos quais essas recomendações se baseiam apresentados na Figura 2.22, para o caso de colunas dispostas em uma malha quadrada com capitéis quadrados.

Figura 2.22 - Capitéis quadrados em malha quadrada.



Fonte: Almeida e Marques (2010).

Dessa forma, “ $b$ ” é a largura do capitel quadrado e  $(s - b)^*$  é o vão livre da distância diagonal entre as estacas. A área delimitada pelas estacas é  $(s^2 - b^2)$ . A

atribuição do tamanho equivalente de capitel quadrado para circular é dado por  $a = (d\sqrt{\pi/2}) = 0,886 d$ .

O critério de projeto utilizado para o caso de cargas fixas é:

$$(s - b) \leq 3,0 \text{ m} \quad (2.45)$$

Já para o caso de cargas móveis elevadas:

$$(s - b) \leq 2,5 \text{ m} \quad (2.46)$$

Como condições gerais, tem-se:

$$b/s \geq 0,15 \quad (2.47)$$

$$(s - b) \leq 1,4H \quad (2.48)$$

Adicionalmente, a distância entre a membrana de geossintético e a estaca tem de ser a menor possível. Contudo, eles recomendam que haja uma distância mínima entre a geogrelha e o capitel, para que as bordas desse não danifiquem por atrito o reforço. Ademais, é permitido o transpasse da geogrelha, desde que ele fique sobre o topo das estacas, na direção secundária de carregamento, e tenha medida maior que a do diâmetro delas. A norma britânica BS 8006 (2017), por sua vez, recomenda que:

$$h \geq 0,7(s - b) \quad (2.49)$$

Já as recomendações da EBGEO (2011) são baseadas nas dimensões da diagonal entre os capitéis das estacas  $(s-b)^*$ . Desse modo, para carregamento estáticos, tem-se que:

$$h \geq 0,8(s - b)^* \quad (2.50)$$

Além disso:

$$(s - b)^* \leq 2,50m \quad (2.51)$$

Por fim, no caso de cargas de cíclicas ou elevadas:

$$h \geq 2,0(s - b)^* \quad (2.52)$$

$$(s - b)^* \leq 3,00m \quad (2.53)$$

## 2.8 COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foi apresentado o conceito de arqueamento do solo e foram feitas considerações a respeito de alguns aspectos e elementos de projetos de aterros estruturados, como geometrias de malha usualmente adotadas, utilização de reforço de geossintético e capitéis nas colunas/estacas, bem como conceitos que possibilitam a determinação da eficiência do sistema. Esse conceito de eficiência de aterros estruturados diz respeito à porcentagem das cargas que são direcionadas às colunas.

Ademais, foram abordados os mecanismos de transferência de carga do aterro executado para a malha de colunas e solo subjacente. O primeiro mecanismo, A, corresponde à carga transmitida diretamente às colunas devido à formação dos arcos. O carregamento residual atuante sobre o solo subjacente pode ser dividido em dois mecanismos, B e C. Quando há a utilização de reforço geossintético, devido ao efeito de membrana, ocorre a transmissão das cargas atuantes nesse geossintético para as colunas, sendo este o mecanismo B. Já o mecanismo C seria a parcela que carrega o subsolo, que ocorre quando há o contato entre a geogrelha e a fundação.

Além disso, foram apresentadas as três famílias de modelos nas quais se baseiam os métodos de dimensionamento desses aterros. As famílias descritas foram, inicialmente, a dos modelos de fricção, da qual faz parte o método de Terzaghi (1943), que considera que o carregamento é transferido à coluna por dois planos verticais de cisalhamento.

A segunda família foi a dos modelos rígidos, que considera dois blocos rígidos com formato trapezoidal ou triangular sobre e entre as colunas, de forma que toda a carga existente acima do arco rígido formado é transferida diretamente às colunas.

Por fim, a terceira é a dos modelos de estado de equilíbrio limite, a qual considera a formação de arcos hemisféricos ou concêntricos, das quais fazem parte os métodos de dimensionamento mais rigorosos e largamente utilizados atualmente, que são utilizados como referência pelas principais normas e recomendações internacionais, sendo eles o de Hewlett e Randolph (1988), adotado pela norma britânica BS 8006 (2017), o de Kempfert *et al.* (2004), adotado pela norma alemã EBGEO (2011), e o de van Eekelen *et al.* (2013), na qual se baseia a referência normativa holandesa CUR 226 (2015).

### 3 PARÂMETROS E CORRELAÇÕES POR MEIO DE CPT<sub>U</sub>

Neste capítulo é feita uma breve revisão bibliográfica acerca de equações que utilizam parâmetros empíricos e valores de leituras obtidas por meio de ensaio de piezocone (CPT<sub>U</sub>). São apresentadas algumas correlações empíricas utilizadas para obtenção de parâmetros do solo por meio do CPT<sub>U</sub> (ensaio de piezocone).

#### 3.1 INTRODUÇÃO

Massad (2010) conceitua o ensaio de piezocone (CPT<sub>U</sub>) como sendo um ensaio *in situ* penetrométrico, no qual o solo é levado à ruptura por deslocamento. O princípio do ensaio de cone, segundo o autor, consiste na cravação de uma ponteira cônica com dimensões básicas de 10 cm<sup>2</sup> de área transversal e ângulo de 60°, a uma velocidade constante de 20 mm/s ± 5 mm/s. Muitas outras variações com relação às dimensões do cone existem, contudo, a configuração apresentada é mais usual.

Durante a cravação, são medidas a resistência de ponta ( $q_c$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e, devido à presença de uma pedra porosa (elemento filtrante) na sua extremidade, consegue-se medir, quando gerado, o excesso de pressão neutra ( $u$ ). Um parâmetro derivado do ensaio e utilizado para a classificação de solo é a razão de atrito, que é a razão entre o atrito lateral e a resistência de ponta medidos no ensaio ( $R_F = f_s/q_c$ ), cujo valor é informado em porcentagem (Schnaid e Odebrecht, 2012).

A Figura 3.1 mostra os principais componentes de um piezocone: a ponteira cônica, a luva de atrito, o elemento poroso e o transdutor de pressão.

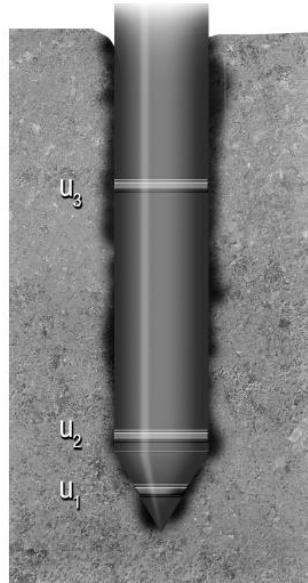
Figura 3.1 - Componentes do piezocone.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

O elemento filtrante tem a forma de um anel constituído de metal sinterizado, cerâmica ou plástico. A escolha da sua posição, ponta ( $u_1$ ), base ( $u_2$ ) ou luva ( $u_3$ ), conforme indicado na Figura 3.2, dependerá da aplicação dos resultados das medidas de poropressão (Schnaid e Odebrecht, 2012). Cabe ressaltar que a posição padrão é a relativa à medida  $u_2$ .

Figura 3.2 - Posições dos elementos filtrantes.



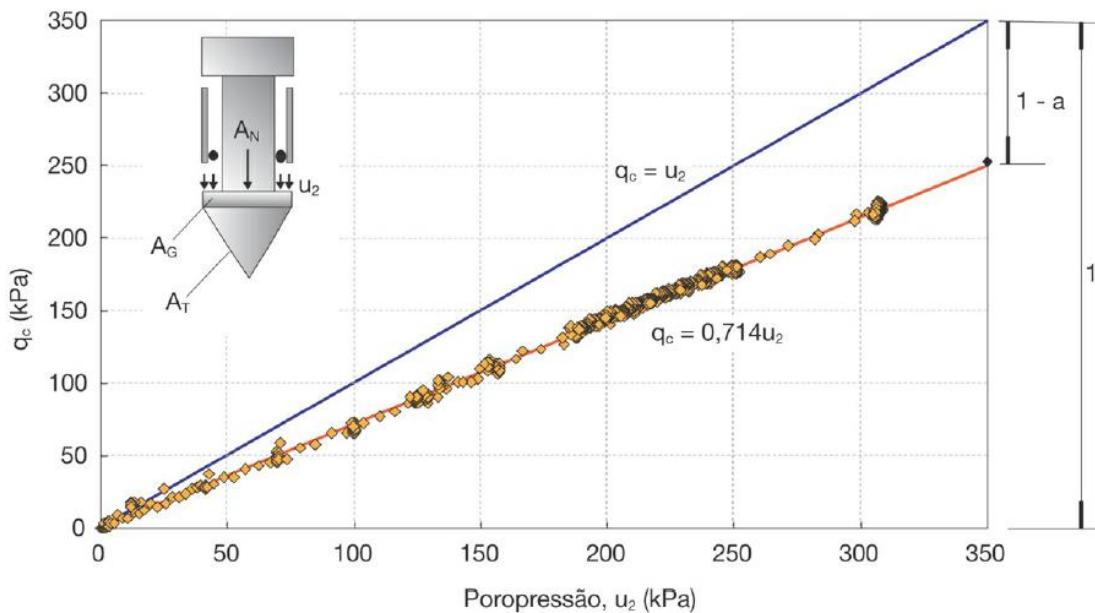
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Rémai (2013) comenta que é especialmente importante que seja feita a correção da resistência de ponta ( $q_c$ ) e, por conseguinte, a determinação da resistência à penetração real ( $q_t$ ) mobilizada em argilas moles. Isso se deve ao fato de que, em solos muito moles, a poropressão medida pode chegar a valores próximos da resistência de ponta e, por conseguinte, a diferença entre “ $q_c$ ” e “ $q_t$ ” pode ser significante.

Para a correção da resistência de ponta ( $q_c$ ) é preciso mensurar o efeito de poropressões atuantes em áreas desiguais da geometria do cone. Esse cálculo tem como base a medida da pressão neutra na base do cone ( $u_2$ ), conforme indicado na Equação (3.1), onde  $a = A_N/A_T$ . Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o coeficiente “a” é medido por meio de calibração, conforme ilustrado na Figura 3.3.

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (3.1)$$

Figura 3.3 - Fatores de correção das medidas do ensaio de piezocone.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Cabe comentar que, durante a execução do CPT<sub>U</sub>, Thá e Guimarães (2019) comentam que se pode realizar o ensaio de dissipação. Tal ensaio consiste na paralisação da cravação do cone em uma certa profundidade desejada, sendo realizado o monitoramento da dissipação do excesso de poropressão gerado. A partir dos resultados obtidos, pode-se determinar o coeficiente de adensamento horizontal do solo, diretamente relacionado à sua permeabilidade e ao tempo de adensamento.

Os autores explicam que, em geral, o ensaio é conduzido até que se obtenha dissipação de 50% do excesso de poropressão. Ressalte-se, contudo, que a definição desse valor de referência é realizada apenas quando se conhece a poropressão de equilíbrio na profundidade ensaiada. Normalmente, essa poropressão de equilíbrio é tomada como sendo a hidrostática, determinada a partir da altura da coluna de água no local. No entanto, como os autores comentam, em locais onde ocorre percolação ou nos quais o solo esteja em processo de adensamento, a poropressão de equilíbrio não é a hidrostática. Por conseguinte, nesses casos, o ensaio deve ser levado até que as pressões neutras se estabilizem ou até que se possa determinar a poropressão de equilíbrio através de extração da curva

Destaca-se que, a partir dos resultados do CPT<sub>U</sub>, pode-se estimar uma série de parâmetros dos solos, dentre os quais Lunne *et al.* (1997) destacam, entre outros:

- razão de sobreadensamento, OCR

- resistência ao cisalhamento não-drenada,  $S_u$
- tensão de pré-adensamento,  $\sigma'_{vm}$
- coeficiente de adensamento,  $c_h$

Usam-se, na maioria dos casos, equações empíricas para determinação desses parâmetros. Dessa forma, neste capítulo, serão apresentadas algumas dessas equações utilizadas para a obtenção dos mesmos.

### 3.2 EQUAÇÕES EMPÍRICAS DO CPT<sub>U</sub>

Nos próximos itens serão apresentadas as equações empíricas para a determinação dos seguintes parâmetros:  $S_u$ ,  $\sigma'_{vm}$ , OCR e  $c_h$ .

#### 3.2.1 Resistência ao cisalhamento não-drenada ( $S_u$ )

A resistência ao cisalhamento diz respeito à máxima tensão que pode atuar no solo sem que haja ruptura. Como a argila é um material de baixa permeabilidade, um carregamento externo, quando aplicado sobre ela, gera excesso de poropressão. Assim, em uma situação como a construção de um aterro, é importante que se conheça a resistência ao cisalhamento não-drenada do material para o dimensionamento da capacidade de suporte do solo. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a correlação empírica entre “ $S_u$ ” e a resistência à penetração real do cone é determinada pela Equação (3.2).

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (3.2)$$

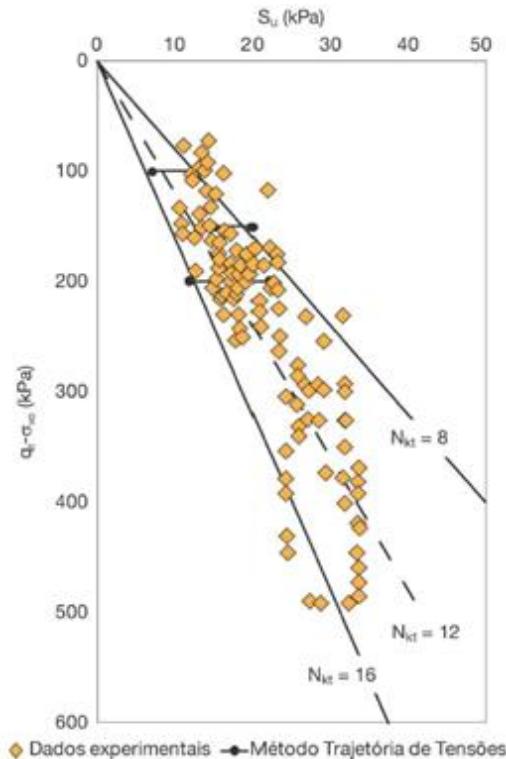
Na Equação (3.2), “ $N_{kt}$ ” é o fator de capacidade de carga empírico, cuja escolha pode ser baseada em fatores teóricos, empíricos e/ou estatísticos. Já “ $q_t$ ” é a resistência total de ponta do cone e o “ $\sigma_{vo}$ ”, a tensão vertical total no ponto considerado. A calibração do CPT<sub>U</sub> para cada local de ensaio pode ser baseada em ensaios triaxiais realizados em laboratório, ou, para alternativas mais simples, correlacionada com os resultados obtidos a partir do ensaio de palheta (*Vane Test*) (Mayne e Peuchen, 2018). Assim, obtém-se o valor de “ $N_{kt}$ ” através da Equação (3.3).

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{S_{u,palheta}} \quad (3.3)$$

Na Equação (3.3), “ $S_{u,palheta}$ ” é a resistência ao cisalhamento não-drenada medida pelo ensaio de palheta. Em geral, segundo Mantaras *et al.* (2015), os valores de  $N_{kt}$  variam entre 10 e 20 e são influenciados pela plasticidade do solo, razão de pré-adensamento, grau de perturbação da amostra, taxa de deformação, bem como o tipo de ensaio que se utilizou como referência para obtenção do valor de  $S_u$  (ensaio de palheta, por exemplo). Contudo, os autores comentam que, no caso de argilas pré-adensadas, os valores de  $N_{kt}$  são superiores a esse intervalo e não existem modelos constitutivos para obtenção de correlações empíricas.

A Figura 3.4 mostra um exemplo de obtenção do fator “ $N_{kt}$ ” a partir da correlação entre ensaios de cone e palheta, obtido em um programa de investigação geotécnica no depósito de argilas moles da região da Grande Porto Alegre, RS. A grande dispersão nos valores medidos pode ser atribuída, como Schnaid e Odebrecht (2012) explicam, a fatores associados à execução do ensaio (velocidade de penetração e amolgamento), bem como à variabilidade do solo. Neste exemplo, os valores de “ $N_{kt}$ ” variaram entre 8 e 16 e foi adotado um valor médio de 12.

Figura 3.4 - Fator “ $N_{kt}$ ” para a região metropolitana de Porto Alegre.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Outra possibilidade de se calcular a resistência ao cisalhamento não drenada é a sua correlação com a resistência à penetração efetiva do cone ( $q_e$ ), conforme indicado na Equação (3.4), sendo  $q_E = q_t - u_2$ , em que “ $u_2$ ” é o excesso de poropressão medido na base do cone.

$$S_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \quad (3.4)$$

Na Equação (3.4), “ $N_{ke}$ ” é o fator empírico do cone para correlação da resistência ao cisalhamento não drenada com a resistência à penetração efetiva e, assim como “ $N_{kt}$ ”, pode ser determinado a partir do resultado de “ $S_u$ ” obtido pelo ensaio de palheta. Contudo, destaca-se que a utilização de “ $q_e$ ” para obtenção de “ $S_u$ ”, em alguns casos, não eliminaria as incertezas relativas à medição da resistência de ponta do cone, tais como foi mencionado anteriormente por Schnaid e Odebrecht (2012), a velocidade de execução de ensaio e amolgamento da amostra.

Dessa forma, uma alternativa para a eliminação das incertezas relativas à utilização de “ $q_t$ ” para a obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada do solo, segundo Mantaras *et al.* (2015), seria a obtenção de “ $S_u$ ” a partir do excesso de poropressão medido durante o ensaio. De acordo com os autores, essa correlação seria possível, uma vez que a resistência de ponta do cone e o excesso de poropressão gerado durante o ensaio em solos argilosos são dependentes das mesmas variáveis: estado de tensões, histórico de tensões e rigidez do solo.

A Equação (3.5) representa essa correlação, sendo  $\Delta u$  a diferença entre a medida de pressão neutra na base do cone ( $u_2$ ) e a poropressão hidrostática ( $u_0$ ) e “ $N_{\Delta u}$ ” o fator empírico do cone. Segundo Powell e Lunne (2005), baseados na teoria de expansão de cavidade, o valor de “ $N_{\Delta u}$ ” pode variar entre 2 e 20.

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (3.5)$$

Contudo, Mantaras *et al.* (2015) comentam que “ $S_u$ ” não pode ser correlacionado a “ $\Delta u$ ” sem que se leve em consideração o histórico de tensões do solo argiloso. Isso se deve ao fato de que solos pré-adensados (com maiores valores de OCR) têm maior resistência ao cisalhamento não drenada, porém não necessariamente apresentam uma maior dissipação de poropressão durante o ensaio. Foram

desenvolvidos, por esse motivo, métodos semiempíricos para permitir a determinação de “ $S_u$ ” de argilas sobredensadas.

A metodologia desenvolvida por Mantaras *et al.* (2015) baseia-se na teoria de expansão de cavidade e permite correlacionar o excesso de poropressão máximo medido no ensaio de dissipação ( $\Delta u_{máx} = u_{2,máx} - u_0$ ) com a resistência não drenada do solo. Dessa forma, a Equação (3.6) representa o método de Mantaras *et al.* (2015) e, cabe destacar, que essa foi obtida por derivações matemáticas e independe do histórico de tensões do solo.

$$S_u = \frac{\Delta u_{máx}}{4,2(\pm 0,2) \cdot \log(I_r)} \quad (3.6)$$

Na Equação (3.6), “ $I_r$ ” representa o índice de rigidez do solo, que é a razão entre o módulo cisalhante e a resistência ao cisalhamento não drenada do solo. Para as argilas quaternárias brasileiras, segundo os autores, “ $I_r$ ” apresenta, em geral, um valor próximo a 100.

O método de Mantaras *et al.* (2015) apresenta boa aplicabilidade em relação às argilas normalmente adensadas e levemente sobredensadas ( $OCR \leq 2$ ), uma vez que as mesmas, durante o ensaio de dissipação, em geral, não apresentam variação da poropressão medida durante o ensaio. Dessa forma, os valores de resistência não drenada obtidos pela Equação (3.6) são os mesmos obtidos através da Equação (3.5).

No caso das argilas sobredensadas, no entanto, segundo os autores, há um aumento dos valores de  $u_2$  medidos após a interrupção da penetração do cone, uma vez que ocorre a dilatação do solo. Assim, quanto maior o valor de  $OCR$ , maior será a dilatação do solo ao redor da sonda e, por conseguinte, maiores serão as leituras de poropressão feitas no primeiro estágio do ensaio de dissipação.

### 3.2.2 Tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ )

O conhecimento da magnitude das tensões de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) do solo é de fundamental importância para se prever o comportamento de depósitos de argilas moles quando sujeitos a carregamentos externos. Assim, com base nessa informação, consegue-se determinar se as deformações serão pequenas e elásticas ou de magnitude

considerável e plásticas, dependendo se o carregamento aplicado é menor ou maior que a tensão de pré-adensamento.

De modo a permitir determinar a tensão de pré-adensamento de um solo coesivo com base nos resultados do ensaio de piezocone, Chen e Mayne (1996) analisaram uma base de dados de 205 depósitos de argila de diferentes locais ao redor do mundo. Essa base de dados foi utilizada em um estudo estatístico que permitiu correlacionar o histórico de tensões de um solo aos parâmetros mais comumente utilizados do CPT<sub>U</sub>, sendo eles a resistência da ponta do piezocone ( $q_t - \sigma_{vo}$ ) e o excesso de poropressão gerado durante a cravação ( $q_t - u_2$ ), conforme apresentado nas Equações (3.7) e (3.8).

$$\sigma'_{vm} = K_1(q_t - \sigma_{vo}) \quad (3.7)$$

$$\sigma'_{vm} = K_2(q_t - u_2) \quad (3.8)$$

Na Tabela 3.1 encontram-se resumidos valores de  $K_1$  encontrados na literatura internacional, e na Tabela 3.2, valores apresentados na literatura brasileira. As referências podem ser encontradas em Schnaid e Odebrecht (2012).

Tabela 3.1 - Valores de  $K_1$  para argilas internacionais

Referência	Valor médio de $K_1$	Local
Mayne e Holtz (1988)	0,400	Argilas de todas as partes do mundo <sup>(1)</sup>
Chen e Mayne (1996)	0,305	Argilas de todas as partes do mundo <sup>(2)</sup>
Larsson e Mulabdic (1991)	0,251	Argilas orgânicas da Escandinávia
Leroueil <i>et al.</i> (1995)	0,277	Argilas do leste canadense
Demers e Leroueil (2002)	0,294	Argilas de Quebec
Powell e Quarterman (1988)	0,20 a 0,33	Argilas intactas da Inglaterra
Lee, Salgado e Paik (2003)	0,210	Argila marinha da Coreia do Sul

<sup>(1)</sup>Mayne e Holtz (1988 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012) fizeram a média do valor de  $K_1$  obtido de amostras de argilas de 36 locais diferentes ao redor do mundo.

<sup>(2)</sup>Chen e Mayne (1996 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012) fizeram a média do valor de  $K_1$  obtido de amostras de argilas de 205 locais diferentes ao redor do mundo, totalizando 1.256 amostras, sendo a maioria deles localizado nos Estados Unidos, sul do Canadá, Europa ocidental e sudeste asiático.

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

Tabela 3.2 - Valores de K<sub>1</sub> das argilas brasileiras

Referência	Valor médio de K <sub>1</sub>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Local
Massad (2009)	0,333	15,5	Santo Amaro (SP)
Massad (2009)	0,333	15,0	Unisanta (SP)
Massad (2009)	0,256	14,9	Barnabé (SP)
Almeida <i>et al.</i> (2005 <i>apud</i> Massad, 2009)	0,290	12,9	Sarapuí (RJ)
Futai, Almeida e Lacerda (2001 <i>apud</i> Massad, 2009)	0,143	12,8	Duque de Caxias (RJ)
Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000 <i>apud</i> Massad, 2009)	0,222	15,6	Recife (PE) (RRS1) <sup>(1)</sup> Camada 1
Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000 <i>apud</i> Massad, 2009)	0,244	16,6	Recife (PE) (RRS1) <sup>(1)</sup> Camada 2 ( $4 \leq z \leq 11$ m)
Brugger <i>et al.</i> (1997 <i>apud</i> Massad, 2009)	0,313	16,0	Sergipe (SE) TPS <sup>(2)</sup> ( $14 \leq z \leq 21$ m)
Oliveira <i>et al.</i> (2001 <i>apud</i> Massad, 2009)	0,263	13,6	Santa Catarina (SC) $16$ ( $z \leq 8$ m)
Odebrecht, Schnaid e Mantaras (2012)	0,180	15,0	Santos (SP)
Jannuzzi (2009)	0,150	12,5	Sarapuí II (RJ)
Baroni (2010)	0,150	12,0	Barra da Tijuca (RJ)
Soares (1997)	0,301	14,0	Porto Alegre (RS)
Teixeira, Sayão e Sandroni (2012)	0,200	12,5	Barra da Tijuca (RJ)

<sup>(1)</sup>RRS1 é o código utilizado pelos autores Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012) para amostras de argila retiradas do local onde fica o Clube Internacional do Recife, localizado em Recife (PE).

<sup>(2)</sup>TPS é a sigla para Terminal Portuário de Sergipe, localizado em Aracaju (SE)  
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

A Tabela 3.3 apresenta um resumo dos valores de K<sub>2</sub> encontrados na literatura nacional e internacional. As referências se encontram em Schnaid e Odebrecht (2012).

Tabela 3.3 - Valores de  $K_2$  de argilas internacionais e brasileiras

Referência	Valor médio de $K_2$	Local
Mayne (1991)	0,600	-
Chen e Mayne (1996)	0,500	Argilas de todas as partes do mundo <sup>(1)</sup>
Konrad e Law (1987)	0,500	-
Demers e Leroueil (2002)	0,546	Argilas de Quebec
Lee, Salgado e Paik (2003)	0,170	Argila marinha da Coreia do Sul
Baroni (2010)	0,265	Argilas orgânicas muito moles da Barra da Tijuca (RJ)
Januzzi (2009)	0,265	Argilas orgânicas muito moles de Sarapuí (RJ)
Soares (1997)	0,530	Argila de Porto Alegre (RS)

<sup>(1)</sup>Chen e Mayne (1996 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012) fizeram a média do valor de  $K_2$  obtido de 884 amostras de argilas diferentes ao redor do mundo.

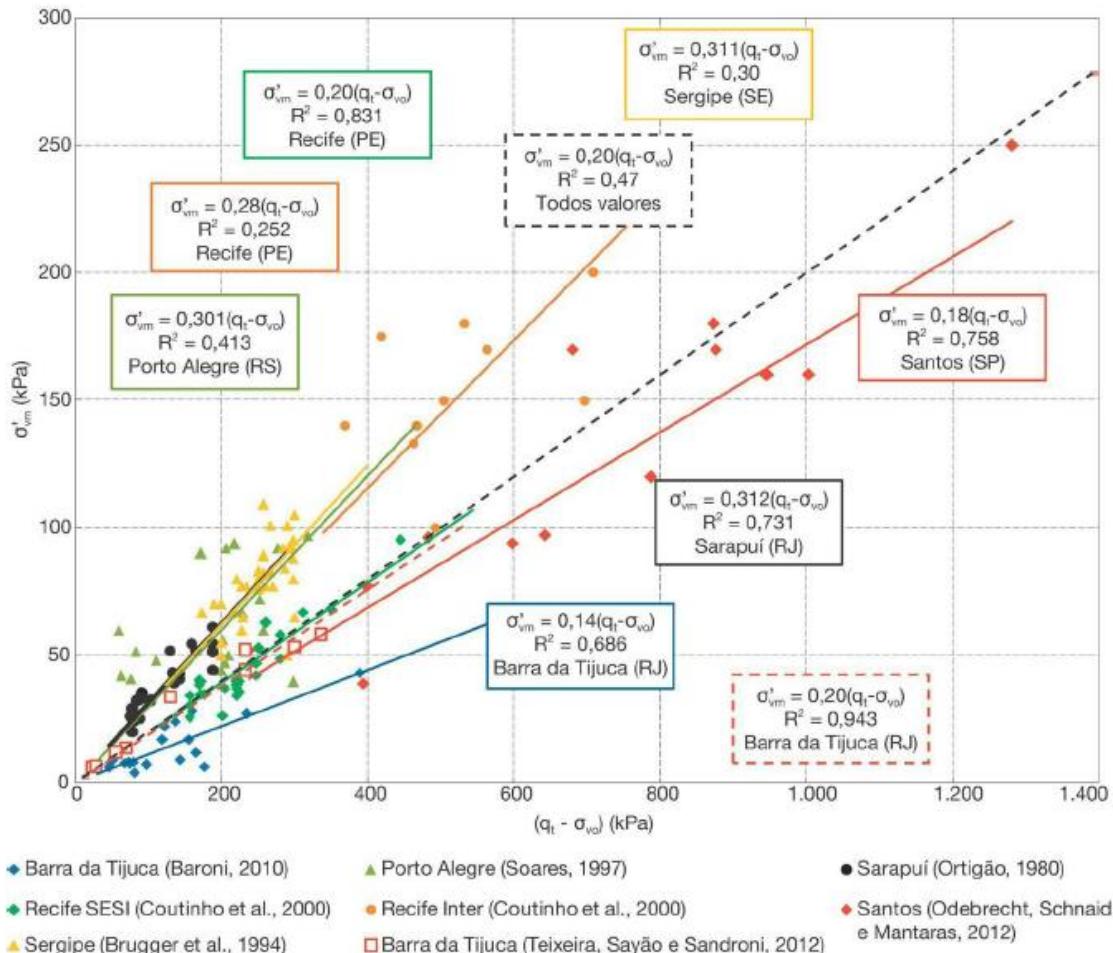
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

Chen e Mayne (1996) comentam que os valores de “ $K_1$ ” apontam para um valor médio da ordem de 0,30, contudo outros autores indicam variações na faixa entre 0,1 e 0,5, que podem estar associadas ao limite de liquidez e à presença de matéria orgânica. Já para as argilas brasileiras, como pode ser observado na Tabela 3.2, esse valor varia entre 0,15 e 0,33, com destaque para um estudo conduzido por Soares (1997), que atribuiu o valor de 0,301 ao “ $K_1$ ” de um depósito de argila com peso específico natural de 14,0 kN/m<sup>3</sup>, situado em Porto Alegre (RS).

Os autores ainda apontam que valores característicos de “ $K_2$ ” variam na faixa entre 0,5 e 0,6, porém esse valor diminui na presença de matéria orgânica, de teores de umidade muito elevados (maiores que 100%) e/ou de argilas muito moles. Ressalte-se que, para o depósito de argila situado em Porto Alegre (RS), no estudo conduzido por Soares (1997), o valor médio de “ $K_2$ ” encontrado foi de 0,530.

Na Figura 3.5, encontram-se compiladas as estimativas da tensão de pré-adensamento de várias das argilas brasileiras.

Figura 3.5 - Estimativa da tensão de pré-adensamento para argilas brasileiras.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

### 3.2.3 Razão de sobreadensamento (OCR)

Para determinar o valor da razão de sobreadensamento, o método teórico de cálculo desenvolvido por Mayne (1991) combinou a medida do excesso de poropressão ( $u_2$ ) em argilas normalmente ou levemente sobreadensadas com a teoria da expansão de cavidade. Assim, o valor de OCR pode ser determinado pela Equação (3.9):

$$OCR = 2 \left[ \frac{1}{1,95M + 1} \left( \frac{q_c - u_2}{\sigma'_{vo}} \right) \right]^{1/\Lambda} \quad (3.9)$$

Na Equação (3.9),  $M$  é a projeção da inclinação da linha de estados críticos de um gráfico  $p'$  x  $q$ , em que  $p'$  é a média das tensões efetivas e  $q$  é a tensão desviadora, sendo  $M = 6 \sin \varphi' / (3 - \sin \varphi')$ ;  $\Lambda$  é a taxa de deformação plástica volumétrica. No

entanto, segundo Mayne (2007), para valores baixos de OCR, há pouca variação dos valores  $M$  ou  $\Lambda$  e, portanto, pode-se adotar valores representativos de  $M = 1,2$  (correspondendo a  $\phi' = 30^\circ$ ) e de  $\Lambda = 0,75$  na prática de engenharia. Além disso, Chen e Mayne (1996), com base em dados de 205 depósitos de argila, propõem uma abordagem simplificada, indicada nas Equações (3.10), (3.11) e (3.12).

$$OCR = \frac{0,305(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \quad (3.10)$$

$$OCR = \frac{0,530(q_t - u_2)}{\sigma'_{vo}} \quad (3.11)$$

$$OCR = \frac{0,750(q_t - u_2)}{\sigma'_{vo}} \quad (3.12)$$

No entanto, Baroni (2010) explica que, baseado em seus estudos, os valores de OCR fornecidos pelas Equações (3.10), (3.11) e (3.12) encontram-se muito acima da faixa de argilas levemente pré-adensadas (1,0 – 2,0) e também maiores do que os valores determinados por ensaios de adensamento oedométricos. Assim, como as expressões têm origem estatística, o autor sugere multiplicar esses fatores por 0,5. Dessa forma, OCR seria determinado pelas Equações (3.13), (3.14) e (3.15). Cabe mencionar que, nos estudos conduzidos por Januzzi (2009) para a análise de um depósito de argila mole de Sarapuí II, concluiu-se que a expressão fornecida pela Equação (3.13) teve um ajuste melhor às referências utilizadas para a determinação do valor de OCR se comparada com a proposta de Chen e Mayne (1996).

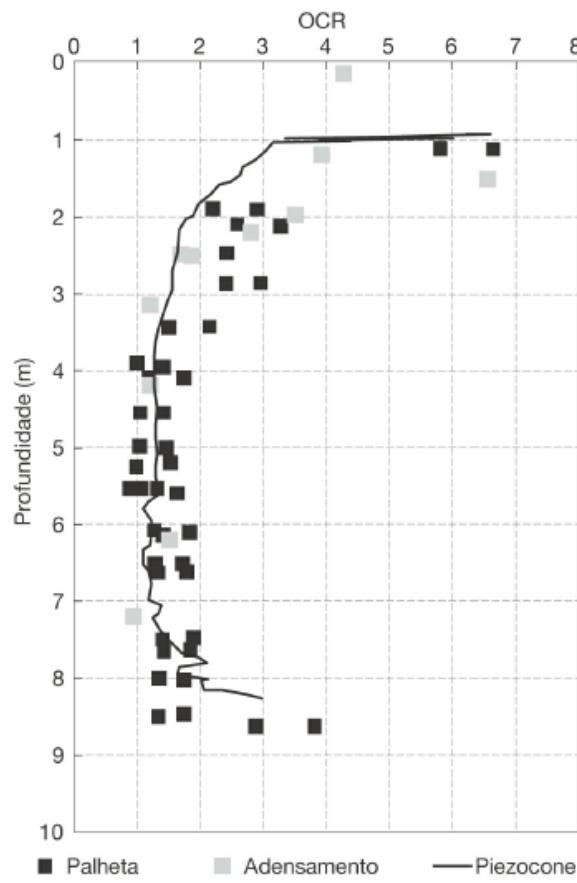
$$OCR = \frac{0,150(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \quad (3.13)$$

$$OCR = \frac{0,265(q_t - u_2)}{\sigma'_{vo}} \quad (3.14)$$

$$OCR = \frac{0,375(q_t - u_2)}{\sigma'_{vo}} \quad (3.15)$$

Schnaid e Odebrecht (2012) comentam que, embora haja limitações da utilização de equações empíricas, tais como a Equação (3.11), necessitando de validação para as condições brasileiras, existem inúmeras experiências que demonstram a validade dessa abordagem. A Figura 3.6 mostra um exemplo de aplicação desse método empírico, na qual se compara os valores de OCR obtidos pelo CPT<sub>U</sub> com os medidos em ensaios de adensamento e estimados por meio de ensaios de palheta. Os resultados dos três ensaios são consistentes e a distribuição de OCR com a profundidade, para uma argila de Porto Alegre, indica a presença de uma crosta pré-adensada, seguida de uma camada normalmente adensada ( $OCR \sim 1$ ) até a profundidade de aproximadamente 8 m.

Figura 3.6 - Distribuição dos resultados de OCR em relação à profundidade, a partir de ensaios de piezocone, adensamento e palheta, de uma argila de Porto Alegre, RS.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

### 3.2.4 Coeficiente de adensamento horizontal

A determinação do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) é importante para o dimensionamento do adensamento do aterro com drenagem radial e seu valor está

diretamente relacionado ao coeficiente de permeabilidade do solo. Além disso, segundo Teixeira (2012), o processo de adensamento que ocorre ao redor do piezocone é função de “ $c_h$ ”, que determina a velocidade de dissipaçāo das poropressões.

Assim, o coeficiente de adensamento horizontal pode ser determinado pelo método de Housby e Teh (1988), conforme a Equação (3.16):

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T^* \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad (3.16)$$

Na equação (3.16):

$R$  é o raio do piezocone;

$T^*$  é o fator tempo teórico modificado, em função da porcentagem de dissipaçāo da poropressão (50%, no caso);

$I_r$  é o índice de rigidez do solo; e

$t_{50}$  é o tempo necessário para a dissipaçāo de 50% das poropressões durante o ensaio de dissipaçāo.

Na Tabela 3.4 estão indicados os valores de  $T^*$  para as porcentagens de dissipaçāo e a posição do filtro no piezocone.

Tabela 3.4 - Fator tempo  $T^*$  para análise dos ensaios de dissipaçāo.

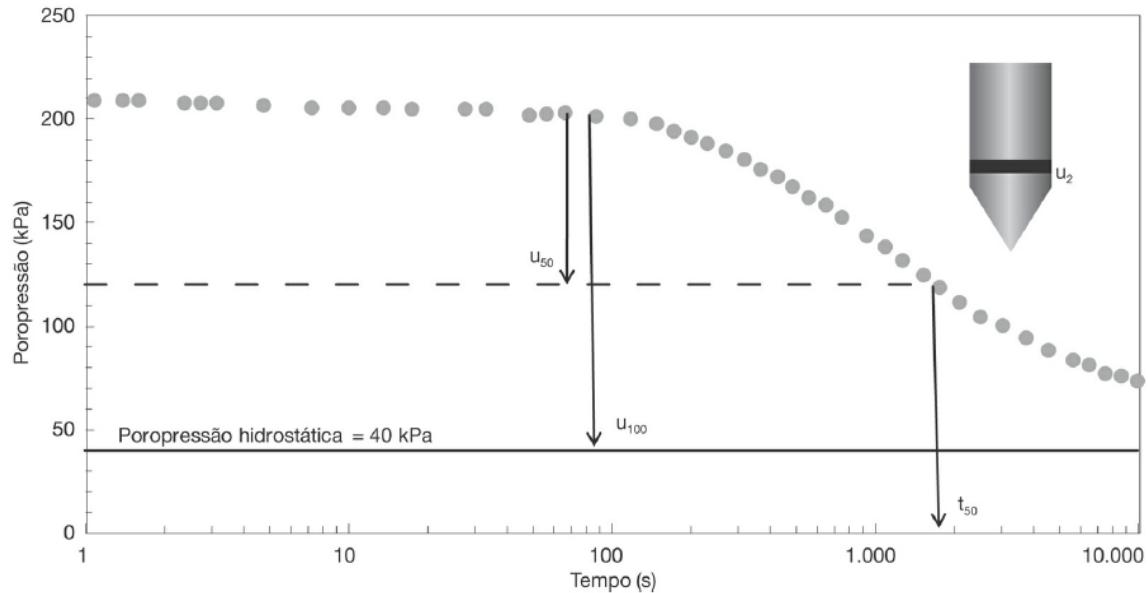
U (%)	Posição do filtro	
	Face do cone ( $u_1$ )	Base do cone ( $u_2$ )
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804
80	1,040	1,600

Fonte: Housby e Teh (1988).

O  $t_{50}$ , conforme dito anteriormente, é o tempo necessário para que ocorra 50% da dissipaçāo de poropressões, em relação à poropressão hidrostática ( $u_0$ ). Na Figura 3.7

está indicado um exemplo de determinação do  $t_{50}$ , a partir da diferença de poropressões  $\Delta u = u_2 - u_0$ .

Figura 3.7 - Exemplo de um ensaio de dissipação para ilustrar o procedimento de cálculo de “ $c_h$ ”.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Cabe ressaltar que, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), tal coeficiente de adensamento horizontal obtido por esse método se refere à propriedade de um solo pré-adensado, uma vez que, durante a execução do ensaio, o solo sofre grandes deformações e comporta-se como um material em recompressão. Dessa forma, para se estimar o “ $c_h$ ” de um solo na faixa normalmente adensada, utiliza-se a Equação (3.17), proposta por Jamiolkowski *et al.* (1985 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012).

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} c_h(Piezocone) \quad (3.17)$$

Na Equação (3.17):

$c_h(NA)$ : coeficiente de adensamento horizontal do solo na faixa normalmente adensada;  
 $c_h(Piezocone)$ : coeficiente de adensamento horizontal obtido no ensaio de piezocone (ensaio de dissipação);

RR: Razão de Recompressão  $\left( RR = \frac{c_r}{1+e_0} \right)$

CR: Razão de Compressão  $\left( CR = \frac{c_c}{1+e_0} \right)$

As razões de recompressão e compressão são determinadas a partir da curva de compressão do solo obtida através do ensaio de adensamento oedométrico, que é representada em função do índice de vazios *versus* o logaritmo da tensão vertical.

### 3.3 CORRELAÇÃO COM OUTROS TIPOS DE ENSAIO

Para ampliar o entendimento em relação à estratigrafia do solo e aos parâmetros geotécnicos dos materiais, bem como avaliar os resultados obtidos no ensaio de piezocone, podem ser realizados conjuntamente aos ensaios CPT<sub>U</sub> outros ensaios de campo, tais como SPT (*Standard Penetration Test*) e palheta. Além disso, pode ser realizada a coleta de amostras indeformadas para a realização de ensaios de laboratório, tais como ensaio de compressão triaxial, adensamento oedométrico, entre outros.

#### 3.3.1 Ensaio de palheta

Das e Sobhan (2019) explicam que podem ser obtidos resultados confiáveis para a resistência ao cisalhamento não drenada do solo a partir de correlações semiempíricas do ensaio de palheta, que assume a hipótese de superfície de ruptura cilíndrica do solo. Cabe destacar que a palheta especificada na norma brasileira NBR 10.905 (ABNT, 1989) apresenta desempenho satisfatório em solos de matriz predominantemente argilosa com resistências inferiores a 50 kPa.

Conforme comentado anteriormente, os resultados dos ensaios de palheta podem ser utilizados para a determinação da resistência não drenada do solo a partir do ensaio de piezocone, com a obtenção dos fatores de cone  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  e  $N_{\Delta u}$ .

Assim, de acordo com Das e Sobhan (2019), a resistência não-drenada do solo ( $S_u$ ) pode ser determinada pela Equação (3.18):

$$S_u = 0,86 \cdot \frac{T}{\pi D^3} \quad (3.18)$$

Na Equação (3.18):

T: torque máximo medido durante o ensaio;

D: diâmetro da palheta.

Já a sensibilidade da argila ( $S_t$ ), que é a razão entre a resistência ao cisalhamento não drenada medida na condição normal ( $S_u$ ) e a resistência na condição amolgada ( $S_{u,r}$ ), pode ser determinada pela Equação (3.19), segundo a norma NBR 10.905 (ABNT, 1989):

$$S_t = \frac{S_u}{S_{u,r}} \quad (3.19)$$

### 3.3.2 Ensaio SPT

Os ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) são realizados para a identificação da estratigrafia do solo, bem como avaliação dos parâmetros geotécnicos dos materiais a partir do valor de  $N_{SPT}$  de cada camada. Segundo Rodríguez *et al.* (2015), pode-se determinar empiricamente a resistência não drenada ( $S_u$ ) do solo a partir dos resultados da sondagem percussiva através da Equação (3.20):

$$S_u = \frac{F_e - \gamma L A_b}{(N_c A_b + \alpha A_l)} \quad (3.20)$$

Na Equação (3.20):

$L$ : profundidade do ensaio;

$\gamma$ : peso específico do solo ( $\text{kN/m}^3$ );

$A_b$ : a área da base do amostrador:  $A_b = (d_e^2 - d_i^2) \cdot \pi / 4$  ( $d_e = 0,0508\text{m}$  e  $d_i = 0,0349\text{m}$ );

$N_c$ : fator de capacidade de carga (igual a 9 para argila de Porto Alegre/RS, segundo Soares (1997));

$\alpha$ : adesão do solo (0,4, segundo Schnaid e Odebrecht (2012));

$A_l$ : área lateral da haste ( $A_l = (d_e + d_i) \cdot \pi \cdot l$ ).

$F_e$  é a força de reação do amostrador, que pode ser determinada pela Equação (3.21):

$$F_e = \left( \frac{E_{amostrador}}{1,5 \cdot \Delta \rho} \right) \quad (3.21)$$

Na Equação (3.21),  $\Delta\rho$  é a penetração por golpe do amostrador, que, em geral, é a razão entre a penetração total (0,30 m) e o NSPT. Já  $E_{amostrador}$  é a energia fornecida pelo golpe do martelo sobre a composição de haste, que pode ser determinada pela Equação (3.22), segundo Rodríguez *et al.* (2015):

$$E_{amostrador} = \eta_3[\eta_1(H + \Delta\rho)M_{mart} \cdot g + \eta_2(M_{haste} \cdot g \cdot \Delta\rho)] \quad (3.22)$$

Na Equação (3.22):

$\eta$ : correspondem às perdas do sistema relativas ao golpe ( $\eta_1 = 0,76$ ), às hastes ( $\eta_2 = 1$ ) e às perdas ao longo do sistema ( $\eta_3 = 1 - 0,0042l$ ), em que  $l$  é o comprimento da haste;

$H$ : altura de queda do martelo (0,75 m);

$M_{mart}$ : massa do martelo (65 kg);

$M_{haste}$ : massa da haste (3,23 kg por metro linear);

$g$ : aceleração da gravidade (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Além da metodologia apresentada anteriormente, pode-se determinar a resistência ao cisalhamento não drenada de solos muito moles, os quais apresentam NSPT inferior a um e a haste penetra apenas com o peso próprio da composição, a partir de uma nova interpretação do ensaio de SPT proposta por Lopes *et al.* (2021). Nessa metodologia, os autores consideram que a penetração, seguida de estabilização, do amostrador padrão pela ação do peso próprio do conjunto de cravação seria equivalente à ruptura de uma estaca em uma prova de carga estática.

Dessa forma, Lopes *et al.* (2021) explicam que a estabilização de um elemento cilíndrico, devido à resistência do solo ao longo de sua superfície externa e região da ponta, seria o equivalente a uma estaca atingindo sua máxima capacidade de carga em uma argila. Nesse caso, o elemento cilíndrico seria o conjunto de cravação composto pelo amostrador-padrão, martelo e haste.

Isto posto, considerando a argila um meio homogêneo e indeformado, a capacidade de carga última da estaca pode ser obtida pela Equação (3.23):

$$Q_{ult} = (S_u N_c + \sigma_{vo})A + ULS_u \quad (3.23)$$

Na Equação (3.23):

$Q_{ult}$ : capacidade de carga última da estaca;

$S_u$ : resistência ao cisalhamento não drenada do solo;

$N_c$ : fator de resistência de ponta;

$\sigma_{vo}$ : tensão vertical total;

A: área da ponta do amostrador;

U: perímetro da base do amostrador;

L: comprimento penetrado do amostrador.

Caso o comprimento penetrado do amostrador-padrão seja inferior ao seu comprimento (aproximadamente 800 mm), a Equação (3.23) pode ser modificada, conforme indicado na Equação (3.24):

$$Q_{ult} = (S_u N_c + \sigma_{vo}) A + U L \eta S_u \quad (3.24)$$

Na Equação (3.24), “ $\eta$ ” é o coeficiente de perturbação para a argila ao longo do eixo do amostrador. Após penetrar 45 centímetros, o amostrador fica cheio de solo e funciona como uma estaca de ponta fechada, de forma que a Equação (3.24) pode ser reescrita substituindo a resistência última ( $Q_{ult}$ ) pela soma dos pesos do amostrador, hastes e martelo, conforme indicado na Equação (3.25):

$$P_{amostrador} + P_{mart} + P_{haste} = (S_u N_c + \sigma_{vo}) \frac{\pi D^2}{4} + \pi D L \eta S_u \quad (3.25)$$

Na Equação (3.25):

$P_{amostrador}$ : peso do amostrador-padrão (60 N);

$P_{mart}$ : peso do martelo (650 N);

$P_{haste}$ : peso da haste (32,3 N por metro linear).

Para a resistência de ponta, “ $N_c$ ”, segundo Lopes *et al.* (2021), pode-se adotar o valor de 9, conforme sugerido por Skempton (1951 *apud* Lopes *et al.*, 2021).

O coeficiente de perturbação, “ $\eta$ ”, é a razão entre a resistência ao cisalhamento mobilizada da argila na lateral do amostrador ( $f_s$ ) e a resistência não drenada ( $S_u$ ). Os autores comentam que, para argilas de pequena a moderada sensibilidade ( $S_t \leq 5$ ), o

atrito lateral, em geral, é cerca de metade do valor de  $S_u$ , de forma que  $\eta \sim 0.5$ . Assim, para o caso de ensaios SPT em que há a completa perturbação da argila durante a cravação, pode-se considerar que o coeficiente de perturbação seria tão pequeno quanto o inverso de  $S_t$  ( $\eta = 1/S_t$ ). Dessa forma, considerando  $S_t$  máximo de 5, o valor de “ $\eta$ ” variaria entre 0,2 e 0,5.

### 3.3.3 Ensaio de adensamento unidimensional

O ensaio de compressão oedométrica, segundo Pinto (2006), consiste na compressão de uma amostra de solo contida no interior de um molde, de forma a impedir sua deformação radial. Dessa forma, consegue-se avaliar o comportamento do solo quando esse é sujeito a um carregamento vertical oriundo da construção de um aterro sobre o mesmo.

O autor ainda destaca que esse ensaio de adensamento deve ser realizado em amostras indeformadas do material a ser analisado. Quando essa amostra se encontra amolgada, significa que ocorreram deformações ou modificações que fizeram com que houvesse perda expressiva de suas características *in situ*. Baroni (2010) comenta que os efeitos da amostragem são particularmente importantes em argilas moles. Dessa forma, para a determinação da qualidade da amostra analisada, pode-se utilizar a metodologia de Coutinho (2007) para avaliação do grau de amolgamento da amostra.

A metodologia de Lunne *et al* (1997) é baseada na diferença entre o índice de vazios inicial da amostra ( $e_0$ ) e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo ( $e_{\sigma \cdot v_0}$ ). Dessa forma, com base nessa diferença, pode-se classificar as amostras como: excelentes a muito boas; boas a regulares; pobres; e muito pobres. Os valores de referência para essa classificação são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Critério de classificação da qualidade das amostras por Lunne *et al.* (1997).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Excelente a Muito boa	Boa a regular	Pobre	Muito Pobre
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
3-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10

Fonte: Lunne *et al* (1997).

O método de avaliação da qualidade de amostras de Coutinho (2007) adaptou os valores de referência de Lunne *et al.* (1997), com base na experiência com argilas brasileiras. Dessa forma, os valores base para a classificação de Coutinho (2007) estão apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Critério de classificação da qualidade das amostras por Coutinho (2007).

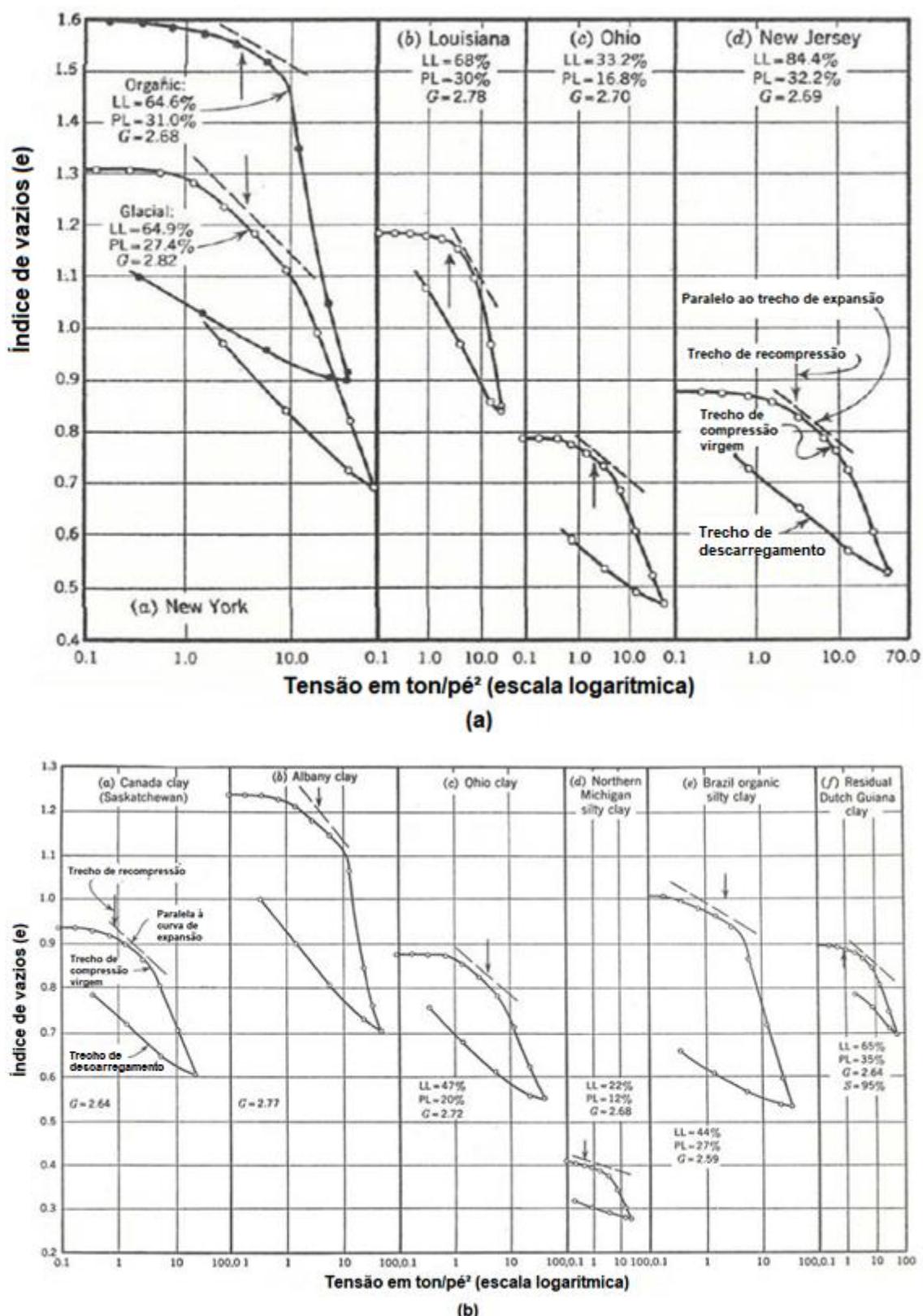
OCR	$\Delta e/e_0$			
	Excelente a Muito boa	Boa a regular	Pobre	Muito Pobre
1-2,5	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14

Fonte: Coutinho (2007).

Almeida e Marques (2010) comentam que uma amostra de má qualidade apresenta menor tensão de pré-adensamento, bem como deformação da curva de compressão, além de permeabilidade reduzida. Dessa forma, pode resultar em uma estimativa de recalques menores do que os reais e, além disso, os prazos previstos para a evolução desses recalques são maiores.

Para a correção da curva de adensamento, na tentativa de obtenção de valores de índices de compressão e recompressão, bem como tensão de pré-adensamento mais próximos ao real, pode-se utilizar o método de Schmertmann (1955). Para a aplicação desse método, inicialmente é necessário se conhecer o comportamento das amostras indeformadas, sem perturbação. Na Figura 3.8 (a) e (b) são apresentados alguns exemplos de ensaios oedométricos realizados em amostras de boa qualidade.

Figura 3.8 - Exemplos de ensaios oedométricos realizados em amostras indeformadas.



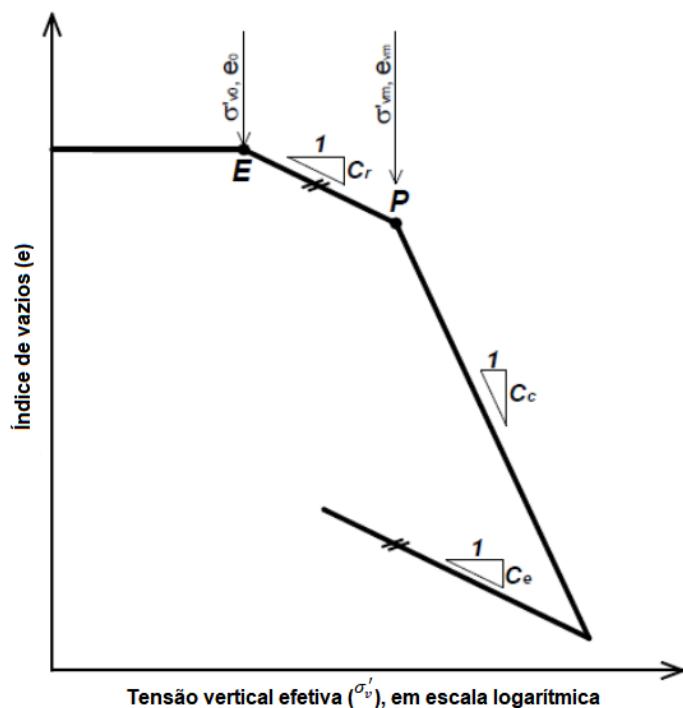
Fonte: adaptado de Schmertmann (1955).

Como pode ser observado nas curvas representadas na Figura 3.8 (a) e (b), Schmertmann (1955) divide a curva de adensamento oedométrico em três trechos:

- O primeiro trecho é relativo ao carregamento da amostra até à tensão geoestática ( $\sigma'_{v0}$ ), que o autor denominou de ponto E, na qual a expansão do corpo é impedida e o trecho apresenta índice de vazios praticamente constante em relação ao aumento da tensão vertical aplicada na amostra;
- O segundo trecho é relativo ao carregamento da amostra até a tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), que o autor denominou de ponto P, na qual ocorre a recompressão do corpo de prova. Esse trecho, segundo o autor, é paralelo ao trecho de expansão, relativo à descompressão do CP;
- Por fim, o terceiro trecho representa a reta de compressão virgem da amostra, que ocorre a partir do ponto P, na qual há uma variação significativa do índice de vazios com o aumento da tensão vertical aplicada sobre o corpo de prova, apresentando uma maior inclinação quando comparado aos outros dois trechos.

Os três trechos característicos descritos por Schmertmann (1955) estão representados de forma esquemática na Figura 3.9.

Figura 3.9 – Representação dos trechos característicos da curva de adensamento conforme proposto por Schmertmann (1955).

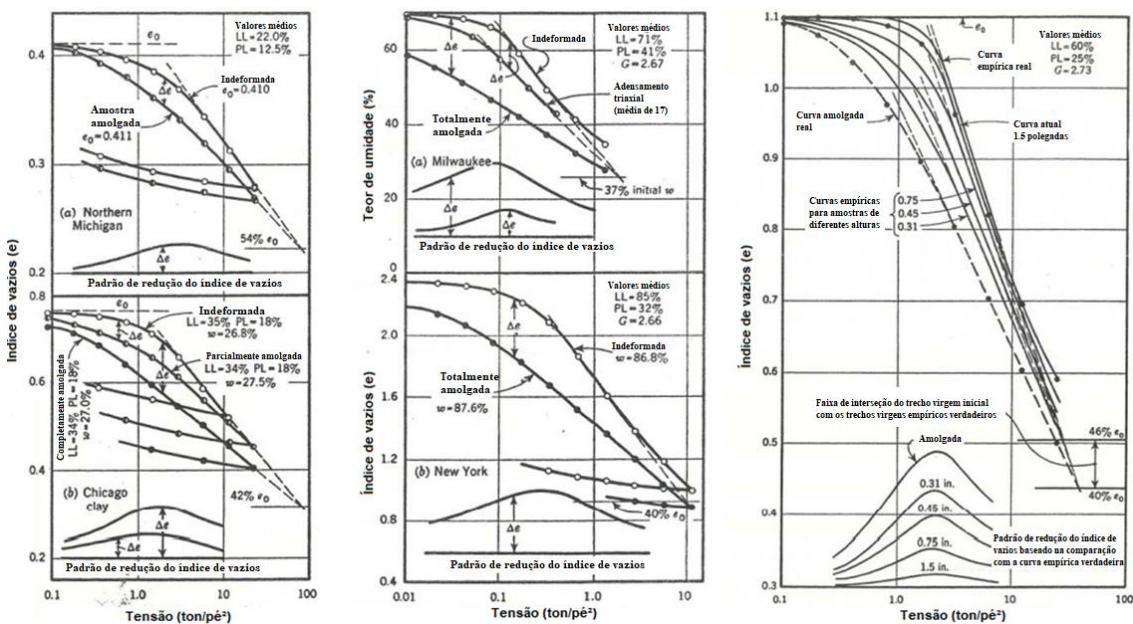


Fonte: adaptado de Schmertmann (1955).

Como pode ser observado na Figura 3.8 (a) e (b), bem como na Figura 3.9, o trecho da curva de recompressão é, aproximadamente, paralelo ao trecho de descompressão. Assumindo esta hipótese, conhecendo-se apenas o trecho de descompressão da curva de compressibilidade de uma amostra indeformada, poder-se-ia estimar a inclinação de seu trecho de recompressão ( $C_r$ ) considerando-o igual ao índice de descompressão ( $C_e$ ).

Para estimar o padrão de comportamento de uma amostra amolgada, são apresentados na Figura 3.10 ensaios de adensamento realizados em amostras com diferentes graus de perturbação, que Schmertmann (1995) utilizou como base para o desenvolvimento de sua metodologia.

Figura 3.10 – Exemplos de ensaios oedométricos realizados em amostras com diferentes graus de amolgamento.



Fonte: adaptado de Schmertmann (1955).

Para a correção da curva de adensamento de uma amostra amolgada, Schmertmann (1955) assume algumas hipóteses, sendo a primeira delas que o índice de descompressão não é afetado de forma significativa pela perturbação da amostra, conforme pode ser observado nas curvas apresentadas na Figura 3.10. Além disso, o autor considera que o trecho de recompressão de uma amostra amolgada mantém-se paralelo ao trecho de descompressão e, dessa forma, os índices de descompressão e recompressão são idênticos.

Schmertmann (1955) estima que as retas iniciais do trecho de compressão virgem de amostras de uma mesma argila, com diferentes graus de perturbação, se interceptam em um ponto cuja ordenada apresenta um índice de vazios de 42% de  $e_0$ . Por fim, o autor estima que o trecho relativo à compressão virgem de amostras com diferentes níveis de amolgamento apresentam um “padrão de redução do índice de vazios” relativamente simétrico em relação à tensão de pré-adensamento da amostra indeformada. Esse padrão corresponderia à diferença entre o índice de vazios da reta de compressão virgem experimental e o índice de vazios corrigido plotado em função de “ $\sigma'_v$ ”, em escala logarítmica, correspondente.

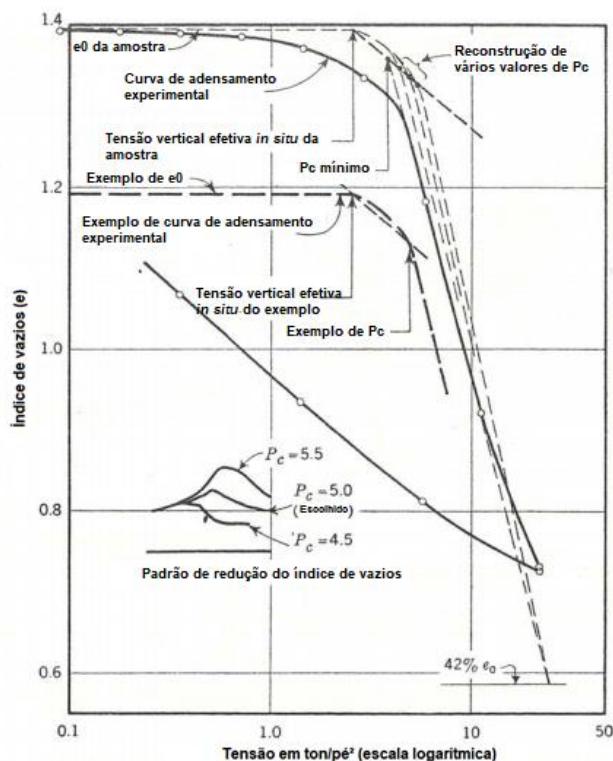
Dessa forma, tendo como base os aspectos descritos, é possível traçar a curva corrigida da argila amolgada pelo método de Schmertmann (1955), através das seguintes etapas:

1. Identifica-se o ponto E, que representa a tensão geostática efetiva ( $\sigma'_{v0}$ ) e o índice de vazios correspondente relativos às condições da amostra *in situ*. A partir da ordenada do índice de vazios inicial ( $e_0$ ), traça-se uma reta horizontal até o ponto de coordenadas ( $\sigma'_{v0}, e_0$ ). Esta reta representa o primeiro trecho da curva de adensamento corrigida;
2. Traça-se uma reta horizontal de ordenada correspondente a 42% do índice de vazios inicial ( $e_0$ );
3. Adota-se um valor para a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) igual ou superior ao obtido no ensaio, que pode ser determinado através do Método de Casagrande (1936) ou Pacheco Silva (1970), e traça-se uma reta vertical de ordenada “ $\sigma'_{vm}$ ”;
4. Traça-se uma linha reta paralela ao trecho de descarregamento da curva de adensamento experimental a partir do ponto E até interceptar a reta vertical determinada na etapa 2. O ponto de intersecção das duas retas é o ponto P, relativo às condições de pré-adensamento, da curva de adensamento corrigida e essa reta corresponde à tentativa de se determinar o trecho de recompressão da curva corrigida;
5. Prolonga-se a reta de compressão virgem “amolgada” até atingir interceptar a reta traçada na etapa 4. Esse ponto de intersecção é denominado de ponto i;

6. Traça-se uma reta entre os pontos P e i. Esta reta corresponde à primeira tentativa de determinar a reta de compressão virgem da curva de adensamento corrigida;
7. Estima-se uma curva de recompressão correspondente ao trecho de recompressão E-P. Segundo o autor, essa curva, em geral, se une à reta de compressão virgem inicial corrigida de forma que a construção gráfica no ponto de menor raio de curvatura irá recair no ponto P;
8. Constrói-se a reta do “padrão de redução do índice de vazios” correspondente à tensão de pré-adensamento arbitrada. O procedimento é repetido da etapa 3 à 7 para diferentes valores de “ $\sigma'_{vm}$ ”. A reta de compressão virgem corrigida corresponde ao maior valor de “ $\sigma'_{vm}$ ” arbitrado que conduz na etapa 7 a um padrão de redução de índice de vazios simétrico em relação à tensão de pré-adensamento.

Na Figura 3.11 é apresentado um exemplo da aplicação desse procedimento.

Figura 3.11 - Exemplo de correção da curva de adensamento experimental de uma amostra amolgada pelo Método de Schertmann (1955).



Fonte: adaptado de Schmertmann (1955).

### 3.4 COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foram apresentadas correlações empíricas e semiempíricas para estimar parâmetros do solo fundamentais para a obra geotécnica que será analisada. Dentre os parâmetros analisados, ressalte-se que o entendimento da resistência ao cisalhamento não drenada do solo permite estimar a capacidade do subsolo de suportar cargas, de forma a analisar se o solo da região é competente para receber o carregamento externo previsto. Ademais, a partir da determinação de  $S_u$ , pode-se avaliar a necessidade de utilização de técnicas para melhoramento da capacidade de suporte do subsolo (Baroni, 2010).

Além disso, a análise do histórico de tensões do solo, como a estimativa da tensão de pré-adensamento, bem como a razão de sobreadensamento da argila, possibilita estimar se ocorrerão recalques quando for aplicado um certo carregamento externo, caso este exceda a maior tensão a qual a argila foi sujeita. Por fim, a determinação do coeficiente de adensamento horizontal está associada à compressibilidade e à permeabilidade do solo que, por sua vez, influenciam a velocidade de dissipaçāo do excesso de poropressão (Houlsby e Teh, 1988).

Cabe ressaltar, por fim, que tais parâmetros têm de ser confirmados a partir da comparação com outros ensaios de campo, bem como ensaios de laboratório. Contudo, sua estimativa através do ensaio de CPTu é fundamental para a compreensão do comportamento do solo quando sujeito a carregamentos como a construção do aterro e camadas da pista de pouso e decolagem.

## 4 A TÉCNICA DEEP SOIL MIXING (DSM)

Este capítulo apresenta uma introdução aos conceitos fundamentais referentes à técnica *Deep Soil Mixing* (DSM). Inicialmente, foi feita uma breve descrição sobre os métodos de mistura em profundidade existentes no mercado. Em seguida, foram analisados os tipos de ligantes que podem ser utilizados, aspectos da concepção de projeto, os procedimentos construtivos, controle de qualidade e vantagens e desvantagens da aplicação dessa técnica.

### 4.1 INTRODUÇÃO

Kitazume e Terashi (2013) explicam que as misturas de solo, denominadas *Soil Mixing* (SM), são uma técnica de tratamento *in-situ*, na qual se mistura ao solo cal, cimento ou uma composição desses com outros ligantes especiais. Comparada a outras técnicas de melhoramento de solos, a *Soil Mixing* tem vantagens como o grande aumento da resistência à compressão já no primeiro mês, baixo impacto ambiental e alta aplicabilidade em vários tipos de solo, se houver a correta escolha do ligante e sua dosagem. Os autores comentam que o método pode ser aplicado a obras em terra ou submersas, tais como: reforço de fundação de edifícios; estabilização de aterros; estruturas de contenção de terra; reforma de infraestrutura urbana; ilhas artificiais e controle de percolação em barragens.

As misturas de solo se dividem em duas categorias: método de mistura superficial (SMM – *Shallow Mixing Method*) e método de mistura profunda (DMM – *Deep Mixing Method*), para solos com profundidade mínima de 3 metros, de acordo com o *European Standard on Deep Mixing* (EN 14679). O método tratado neste trabalho será o DMM ou, como também pode ser chamado, método de mistura profunda do solo, também denominado *Deep Soil Mixing* (DSM).

Bruce *et al.* (2013) afirmam que os solos mais adequados à técnica DSM são os coesivos com alto teor de umidade e granulares finos, fofos e saturados, podendo ainda ser aplicada a solos menos coesivos e aterros pré-existentes. No entanto, eles explicam que não é aplicável a solos muito densos e rígidos ou com obstruções, como matacões. O material produzido tem maior resistência à compressão, além de menor permeabilidade e compressibilidade que o solo nativo. As propriedades do material tratado dependem das características do solo *in situ*, do tipo de ligante e dosagem,

tempo de cura, condições de carregamento e outros parâmetros operacionais. Os autores ressaltam que a dosagem prévia em laboratório da mistura é necessária, podendo ser feita a partir de amostras retiradas em profundidade.

#### 4.2 BREVE HISTÓRICO DA TÉCNICA DSM

Segundo Bruce *et al.* (2013), a técnica DSM foi inventada nos Estados Unidos, em 1954, porém os métodos adotados atualmente são baseados em pesquisas realizadas paralelamente no Japão e nos países escandinavos. Na Escandinávia, o primeiro registro da técnica ocorreu, conforme Topolnicki (2016) comenta, no final dos anos 1960, quando foi investigado um método de estabilização de argila mole com cal viva. Já no Japão, em 1968, foi publicado um artigo sobre estabilização com cal de argilas marinhas por Yanase (1968, apud Kitazume e Terashi, 2013).

Durante os anos 1970, com a confirmação da eficácia da cal na estabilização do solo, iniciaram-se vários estudos no Japão, como: a investigação da reatividade da cal e do cimento nas argilas marinhas; o desenvolvimento de equipamento que permitisse o fornecimento constante e uniforme da mistura à profundidade; o entendimento das propriedades do material estabilizado e; o estabelecimento de um procedimento de projeto (Kitazume e Terashi, 2013). Os japoneses desenvolveram o método úmido de mistura (*wet method*), no qual o ligante, cimento, no caso, era pré-misturado com água e introduzido no solo como uma calda (Moseley e Kirsch, 2004).

Já na Europa, o uso comercial do método das colunas de cal começou na Suécia, em 1975, para suporte de escavações, estabilização de aterros e fundações rasas. Outros tipos de ligantes secos, como cimento e combinação de cal viva e cimento, também foram estudados, posteriormente, e aplicados em obras. Nas outras regiões do continente, as primeiras atividades do método úmido tiveram lugar na Alemanha, França e Itália nos anos 1980 e foi largamente utilizado no Reino Unido e na Polônia a partir dos anos 1990.

Por fim, no Brasil, a técnica ainda é muito incipiente, tendo sido aplicada a partir de meados da década de 2010.

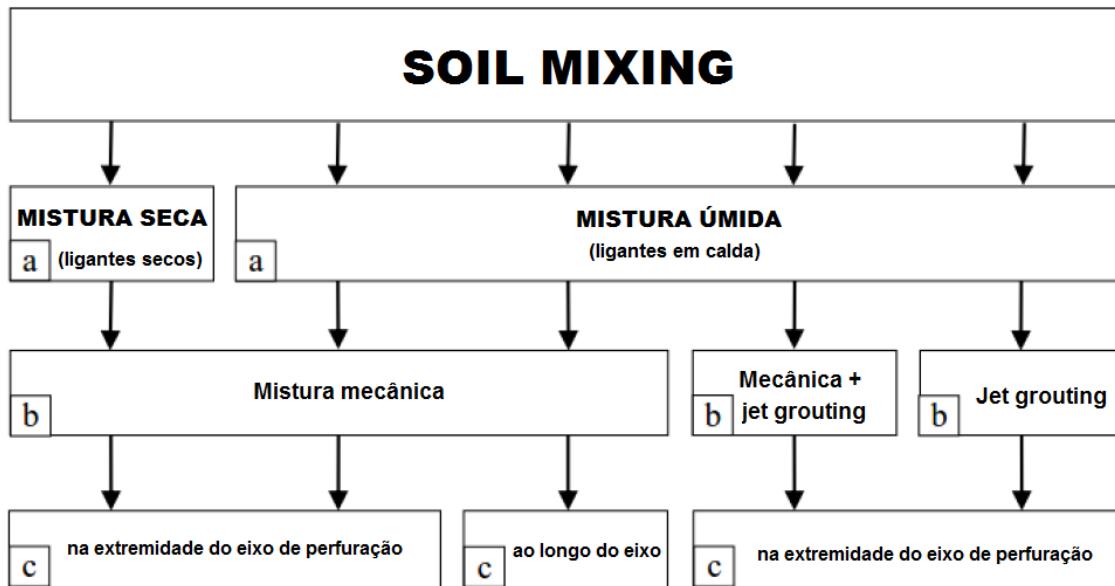
#### 4.3 TÉCNICAS DE DEEP SOIL MIXING

As técnicas de mistura profunda do solo são aplicadas, segundo Kitazume e Terashi (2013), para profundidades superiores a 3 metros. Topolnicki (2016) explica que, como existem muitas tecnologias diferentes e equipamentos usados no *Soil Mixing*, foi proposto um sistema de classificação para acompanhar os desenvolvimentos da técnica. O sistema de classificação adotado é baseado em três características operacionais, sendo elas:

- A primeira característica e principal delas é a forma com que o ligante é misturado ao solo: método seco ou úmido (em calda);
- A segunda é relativa ao método usado para misturar o ligante: mecânico e com velocidade relativamente baixa; injeção hidráulica a altas velocidades (*jet grouting*), ou então uma combinação dos dois métodos, chamada de mistura híbrida;
- Por fim, a terceira característica reflete o local onde será feita a mistura: na ponta ou ao longo de uma ferramenta específica.

A Figura 4.1 resume a classificação geral dos métodos de mistura de solo.

Figura 4.1 - Classificação geral do *Soil Mixing* com base em: (a) estado do ligante; (b) princípio de mistura; (c) seção do eixo na qual o ligante será adicionado ao solo.



Fonte: adaptado de Topolnicki (2016).

As diferentes técnicas utilizadas refletem as demandas e limitações dos mercados regionais, bem como as características do solo típico de cada local. Além

disso, é importante levar em consideração que a variedade de sistemas operacionais atende diferentes exigências de projetos de melhoramento de solos. Apesar dessas variações, o principal objetivo de qualquer um dos métodos é o de garantir a distribuição uniforme do ligante, com teor de umidade constante e sem bolsões significativos de solo nativo ou ligante puro (Topolnicki, 2016).

#### 4.4 MÉTODO DE MISTURA SECA – DRY MIXING METHOD

O método de mistura seca (*dry mixing method*) consiste, segundo Bruce *et al.* (2013), na desagregação mecânica do solo e sua mistura a um ligante, que reagirá com a água já presente no solo. Algumas ferramentas usadas nesse processo estão indicadas na Figura 4.2. Massarsch e Topolnicki (2005) explicam que, nesse método, o ligante é um pó, em geral, uma mistura de cimento e cal virgem. Contudo, pode-se adicionar também gesso, escória de alto forno e cinza volante, entre outros. Esses materiais são incorporados ao solo através de ar comprimido.

Figura 4.2 - Tipos de ferramenta usados no método seco de mistura profunda do solo - (a) e (b).

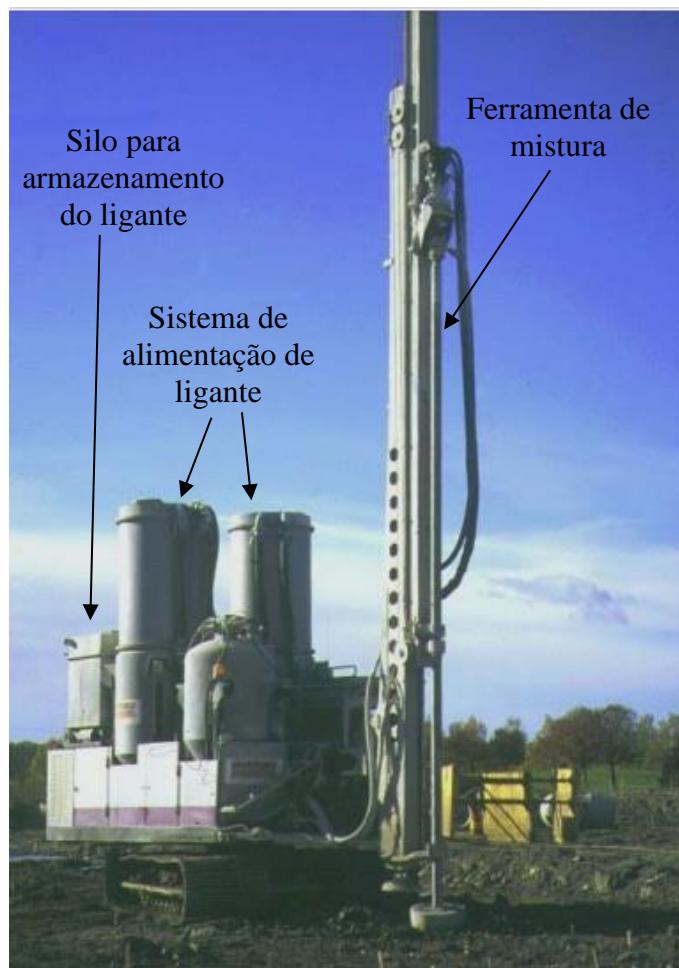


Fonte: Machado (2016)

No método seco, segundo Kitazume e Terashi (2013), emprega-se a mistura mecânica, que consiste em eixos de rotação vertical com lâminas misturadoras na ponta de cada eixo. As lâminas giram em um plano horizontal e misturam o solo ao ligante durante a penetração e/ou retirada da perfuratriz. Em apenas uma operação, uma coluna de solo estabilizado é executada. Os autores explicam que, atualmente, os métodos mais utilizados são o japonês e o nórdico que, no entanto, não sofreram alterações

significativas na técnica nos últimos trinta anos. A Figura 4.3 mostra um equipamento utilizado nesse processo.

Figura 4.3 - Equipamento de *deep dry mixing*.



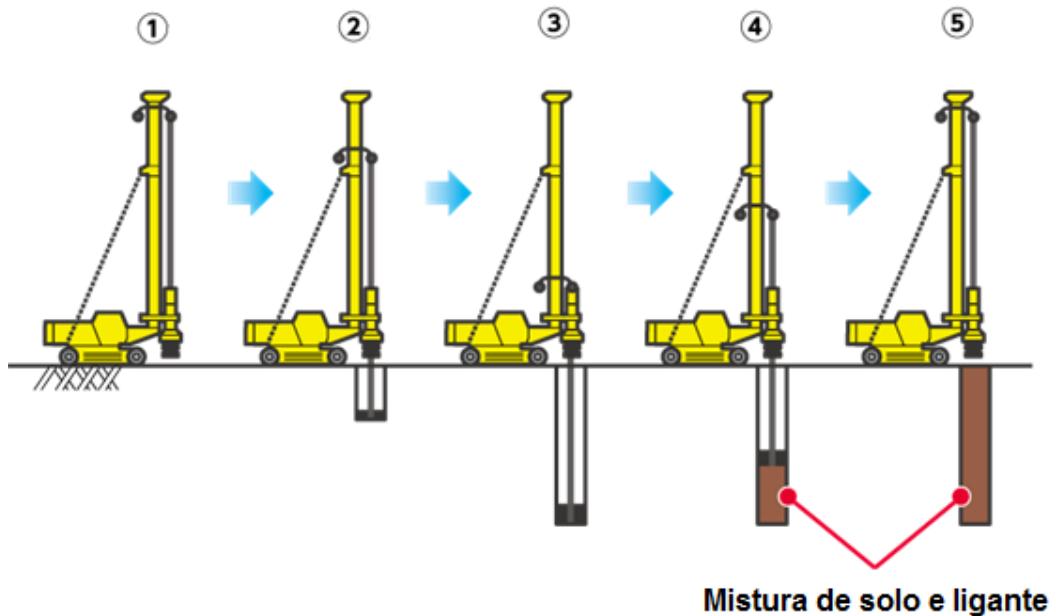
Fonte: adaptado de Massarsch e Topolnicki (2005).

Topolnicki (2004) comenta que, para que essa técnica seja empregada de maneira eficaz, a resistência ao cisalhamento não drenada do solo coesivo ( $S_u$ ) deve ser inferior a 70 kPa. Além disso, o método tem maior aplicabilidade em solos de maior índice de sensibilidade, que têm o teor de umidade natural próximo ao limite de liquidez. Isso se deve ao fato de que valores baixos de sensibilidade demandam mais energia para que a mistura seja efetiva, além de muitas vezes ser necessária a adição de água para melhorar a homogeneidade.

Bredenberg *et al.* (1999) afirmam que esse método permite a execução de colunas cujo diâmetro varia de 0,5 a 1,2 metros, até uma profundidade entre 16 e 33 metros. As colunas, em geral, são instaladas verticalmente, mas a instalação de colunas

inclinadas pode ser realizada para suporte da escavação ou abaixo de estruturas pré-existentes. O processo de mistura e monitoramento foi modernizado gradualmente, e, atualmente, a execução é controlada por sistema eletrônico, apesar de, conforme Kitazume e Terashi (2013) comentarem, o cerne da técnica não ter sofrido grandes alterações. O processo de instalação está apresentado na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Processo de instalação de colunas.



Fonte: Massarsch e Topolnicki (2005).

Na Figura 4.4, o passo 1 representa o posicionamento do equipamento no local demarcado; o 2 representa a penetração do eixo no solo até a profundidade designada em projeto e, simultaneamente, a desagregação do solo pela ferramenta de mistura; o 3, a remoção progressiva do eixo após atingida a profundidade de projeto e, simultaneamente, a realização da injeção de ligante; o 4, o giro da ferramenta de mistura no plano horizontal para misturar o ligante ao solo; o 5, a finalização da coluna de solo tratado.

#### 4.5 MÉTODO DE MISTURA ÚMIDA– WET MIXING METHOD

O método de mistura úmido (*wet mixing method*), segundo Bruce *et al.* (2013), consiste na desagregação mecânica do solo seguida da sua mistura a uma calda que é composta de água e ligantes, como o cimento e a cal, dentre outros. A adição de outros ligantes além dos dois, no entanto, é muito mais comum no método seco. Cabe ressaltar

que, quando necessário, um *filler* também pode ser adicionado. A resistência à compressão das colunas executadas com essa técnica varia de 0,5 MPa, aos 28 dias, podendo chegar a 5 MPa. Maiores resistências são mais seguramente obtidas no método úmido, em comparação com o método seco, salvo exceção de solos com altos teores de umidade (Topolnicki, 2005).

Quanto à aplicabilidade do método úmido, Topolnicki (2005) explica que ele é preferencialmente utilizado em solos cujo teor de umidade é inferior a 20%, visto que, quando esse teor se encontra abaixo do limite de plasticidade, a água presente não está totalmente disponível para a hidratação do ligante. Já em solos coesivos com teores entre 60 e 200%, utiliza-se, em geral, o método seco, por ser mais econômico. O autor comenta que o *wet mixing method* também é mais eficiente em solos estratificados, devido ao efeito lubrificante da injeção de calda e à alta capacidade de torque do equipamento, que faz com que seus eixos consigam penetrar a maiores profundidades e em camadas com diferentes parâmetros de ângulo de atrito e coesão.

É importante comentar sobre os equipamentos usados para a execução de colunas de mistura úmida, *que* consistem, basicamente, de uma central dosadora para produzir a calda e uma máquina para injetar e misturar essa calda ao solo (Bruce *et al.*, 2013). A central dosadora (Figura 4.5) pode contar com silos, tanque de água, sistema de dosagem, tanques de armazenamento temporário para a calda, bombas para levar a calda até o equipamento de injeção, entre outros. Já as máquinas que irão injetar a calda ao solo (Figura 4.6) podem ter de um a quatro eixos, que possuem lâminas especiais de corte para quebrar a estrutura do solo e que podem girar em sentidos opostos para promover uma mistura mais homogênea (Topolnicki, 2009).

Figura 4.5 - Conjunto de equipamentos de apoio para a fabricação da calda de ligante.



Fonte: a autora (2020).

Figura 4.6 – Equipamento de perfuração do solo e injeção da calda com um eixo.

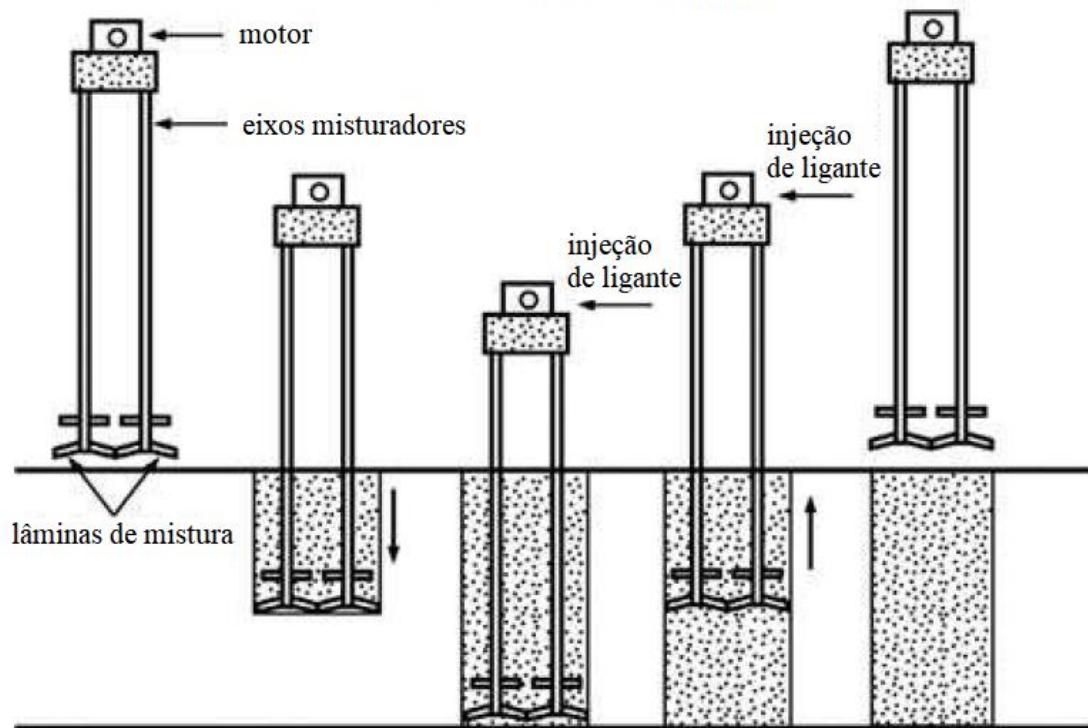


Fonte: a autora (2020).

O processo típico de instalação, como Topolnicki (2009) explica, está representado esquematicamente na Figura 4.7. Ele consiste no posicionamento dos eixos no local demarcado, seguido da penetração da ferramenta até a camada inferior competente, que é mais resistente, o que provoca um aumento da resistência à descida do eixo. Verificada a “chegada” à profundidade de projeto, é feito um tratamento mais efetivo dessa zona de transição entre o solo mole e o mais resistente. Logo em seguida, é realizada a remoção do instrumento, de forma a garantir a distribuição uniforme da calda ao longo da coluna.

Figura 4.7 - Típico processo de instalação com melhoramento da zona de transição da base da coluna.

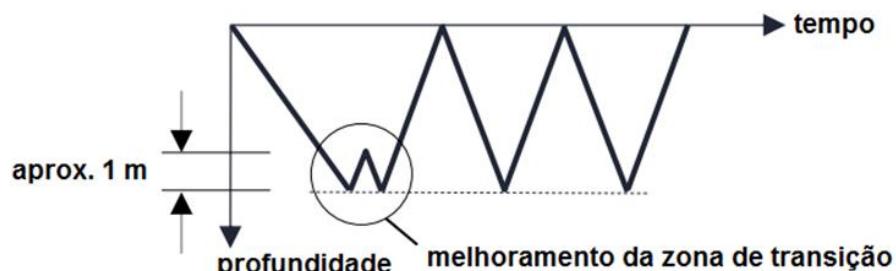
Posicionamento	Penetração	Tratamento da base da coluna	Remoção da ferramenta	Conclusão
----------------	------------	------------------------------	-----------------------	-----------



Fonte: adaptado de Kitazume e Terashi (2013)

O autor ainda detalha como é feito o tratamento da base da coluna na região da “zona de transição”, que tem espessura aproximada de 1 metro, no qual é realizada a repetição do movimento de subida e descida por até três vezes, conforme indicado na Figura 4.8. Em seguida, a ferramenta de mistura é retirada e repete-se esse ciclo, reduzindo-se cada vez mais o volume de calda injetado. A força centrífuga causada pela rotação da ferramenta auxilia na distribuição uniforme da calda de ligante.

Figura 4.8 – Esquema do processo de melhoramento de base da coluna na zona de transição.



Fonte: Topolnicki (2009).

Durante a primeira penetração, entre 50 e 70% do volume da calda é injetado. A velocidade de penetração varia entre 0,5 a 1,5 metros por minuto e é maior na retirada e no processo de repetição da mistura. Já o volume bombeado é de cerca de 80 a 250 L/min (Topolnicki, 2009). Cabe comentar que os orifícios de injeção do ligante estão localizados, em geral, próximos à ponta de perfuração, conforme pode ser observado na Figura 4.9. O método úmido, em comparação com o seco, garante uma maior homogeneidade da mistura, visto que há uma pré-hidratação do cimento e o tempo de mistura é maior.

Figura 4.9: Eixo misturador com alguns orifícios de injeção abertos, indicando sua posição na ponta da ferramenta.



Fonte: Machado (2016).

Na execução das colunas de DSM, é importante se atentar quanto à relação entre a velocidade de rotação e a penetração da ferramenta em relação à resistência mecânica do solo tratado. Sabe-se que, em geral, maiores resistências estão relacionadas a maiores velocidades de rotação e menores taxas de penetração (mm/s). Assim, numa tentativa de uniformizar e medir a efetividade das misturas oriundas dos diferentes métodos de mistura úmida profunda existentes, criou-se o conceito de “número de rotações da lâmina” (BRN – *Blade Rotation Number*). Esse índice é um parâmetro indicativo da quantidade de energia usada na mistura do ligante ao material pedológico, a fim de medir sua influência na qualidade do produto final. Assim, BRN é definido como o número de passadas das lâminas (eixo simples) ao longo de um metro de profundidade de solo, após a injeção do ligante (CDIT, 2002).

O número de rotações da lâmina (T) pode ser expresso pela Equação (4.1):

$$T = \sum M \cdot \left( \frac{R_p}{V_p} + \frac{R_w}{V_w} \right) \quad (4.1)$$

O número total de lâminas de mistura,  $\sum M$ , é avaliado pela contagem de todas as lâminas que são eficazes no processo de mistura. O diâmetro total da lâmina é contado como duas lâminas (Topolnicki e Pandrea, 2012). No eixo indicado na Figura 4.10, pode-se contar 8 lâminas, portanto,  $\sum M = 8$ .

Figura 4.10 - Ferramenta de DSM com um eixo e 4 lâminas montadas ao longo do diâmetro ( $\sum M = 8$ ).



Fonte: Topolnicki e Pandrea (2012).

Estudos indicam que, para solos coesivos e granulares finos (areias fofas e argilas), o BRN deve ser de cerca de 400 rpm para garantir um coeficiente pequeno de variação da resistência à compressão simples da mistura solo-calda. Em solos não-coesivos e granulares, valores um pouco menores de BRN podem ser suficientes para garantir a homogeneidade de resistência mecânica das amostras (Topolnicki e Pandrea, 2012).

#### 4.6 LIGANTES

A escolha do ligante é o primeiro passo e fundamental no projeto de aterro estruturado com a técnica do *Deep Soil Mixing*. Kitazume e Terashi (2013) comentam que o mecanismo básico da estabilização de solos, usando cal, cimento e alguns aditivos, como pozolanas e resíduos industriais, foi extensivamente estudado por

engenheiros de rodovias e engenheiros geotécnicos. Esses estudos, então, podem ser estendidos para a mistura profunda de solos.

Ahnberg (2016) explica que, ao se misturar ao solo cal, que contém uma grande quantidade de óxido de cálcio (CaO), ela sofre hidratação com a água contida no solo, bem como com a da calda, no método úmido. O hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) formado causa uma troca de íons, o que provoca a floculação das partículas do material terroso e, por conseguinte, uma diminuição do índice de plasticidade (IP). O Ca(OH)<sub>2</sub> não consumido na troca de íons está livre para reagir com os minerais pozolânicos (sílica e alumina) existentes no solo, sobretudo em materiais argilosos. Essa reação pozolânica, no caso da cal, é relativamente lenta, e dá origem a aluminatos e silicatos que aumentam a resistência mecânica da mistura. Justamente por esse processo ser lento, Broms (2004) sugere que, diferentemente do padrão do projeto de aterros estruturados que levam em consideração a resistência mecânica das colunas aos 28 dias, no caso da cal, poderia se adotar a resistência como a estimada aos 90 dias.

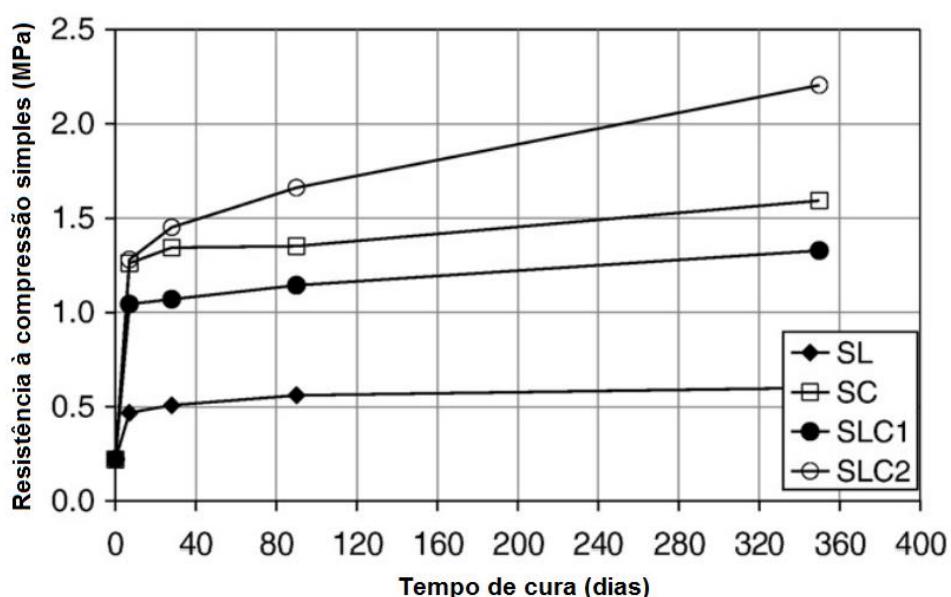
Em geral, para que as colunas de DSM apresentem maior resistência, faz-se uma liga de cal e cimento, podendo-se utilizar também exclusivamente cimento. A maior rigidez do solo se deve às reações pozolânicas, que se iniciam mais rapidamente com cimento do que com a cal. No caso do tratamento com cimento, grande parte do ganho de resistência devido à hidratação é completada em algumas semanas. Isso se deve ao fato de nesse processo ser formado o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), responsável por grande parte da resistência final da mistura, além do Ca(OH)<sub>2</sub>. Esse composto, assim como no processo com a cal, participará de reações pozolânicas que aumentam a resistência em longo prazo da mistura (Ahnberg, 2016).

Os solos argilosos tratados com cal apresentam menor resistência, em relação aos tratados com cimento, conforme pode ser observado na Figura 4.11 (nomenclatura SL). Isso se deve ao fato de, em curto prazo, o aumento da resistência à compressão simples do solo misturado à cal depender da redução do teor de água de solo. Essa redução é proveniente da hidratação da cal, da floculação do solo e da redução do índice de plasticidade pela troca de cátions. As reações pozolânicas, que endurecem significativamente o solo, são mais lentas, podendo durar anos. Já as misturas com cimento (nomenclatura SC) e uma liga de cal-cimento (SLC1 e SLC2) apresentam maior resistência mecânica, visto que aos 28 dias a mistura com cimento já atingiu cerca de 90% da resistência esperada (Okyay e Dias, 2010). Quanto maior o teor de cimento

na liga de cal e cimento, maior a resistência à compressão, visto que as partículas do material funcionam como *filler* para os flocos gerados na hidratação da cal.

A Figura 4.11 apresenta o gráfico de evolução da resistência à compressão simples medidas de amostras de com diferentes teores de ligantes, sendo que SL é a mistura de solo com 3% em massa de cal; SC é a mistura com 6% em massa de cimento; SLC1 tem 2% de cal e 3% de cimento; SLC2 consiste de 2% de cal e 5% de cimento.

Figura 4.11 - Evolução da resistência à compressão simples de misturas de solo com ligante.



Fonte: Okyay e Dias (2010)

A escolha do ligante depende, primeiramente, do tipo do solo a ser estabilizado. É necessário conhecer suas propriedades físicas, químicas e mineralógicas, principalmente em se tratando de argilas, o teor de matéria orgânica, seu pH e, por fim, o teor de umidade natural, para se prever a resistência à compressão do material estabilizado, além de possíveis reações químicas adversas (Kitazume e Terashi, 2013). Sendo assim, a dosagem é experimental.

Okyay e Dias (2010) comentam que a cal é mais indicada para solos finos, como os argilosos, devido à reação pozolânica com argilominerais, mas também pode ser utilizada em siltos. Vale ressaltar que eles não devem apresentar alto teor de matéria orgânica, visto que isso diminui drasticamente a reatividade da cal. O cimento, por outro lado, apresenta maior eficiência em solos granulares, como areias. Ele tem maior

aplicabilidade e pode ser usado em materiais ricos em matéria orgânica. No entanto, não é indicado em situações em que haja alto teor de umidade, acima de 200%, visto que a água em excesso diminui significativamente a resistência mecânica da mistura. Já a liga cal-cimento é eficiente em todos os tipos de solo (EN 14679, 2005).

Além de se atentar a essas peculiaridades, para garantir que as colunas atinjam a resistência mecânica de projeto, é necessário que se tenha, além de um controle eficiente da mistura, cuidado com o processo de cura. É importante ressaltar que a cura no campo é muito mais difícil de controlar do que no laboratório e, por esse motivo, Broms (2004) explica que a resistência em campo pode ser de duas a cinco vezes menor que a obtida em condições controladas.

#### 4.7 FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DO SOLO TRATADO

Existem inúmeros fatores que podem afetar o aumento de resistência *in situ* do solo tratado, devido ao fato de as propriedades mecânicas estarem intimamente relacionadas às reações químicas entre solo e ligante. Esses fatores podem ser grosseiramente divididos em quatro categorias, segundo Kitazume e Terashi (2013): características do ligante, características e condições do solo, condições do processo de mistura e condições de cura. Na Tabela 4.1 encontra-se um resumo desses fatores.

Tabela 4.1 - Fatores que influenciam no ganho de resistência da mistura de solo

	1. Tipo de ligante
I. Características do ligante	2. Qualidade
	3. Água e aditivos
	1. Propriedades físico-químicas e mineralógicas
II. Características e condições do solo (principalmente argilas)	2. Teor de matéria orgânica
	3. pH da água do solo
	4. Teor de umidade
III. Condições do processo de mistura	1. Grau de mistura
	2. Tempo de mistura e remistura
	3. Quantidade de ligante
	1. Temperatura
IV. Condições de cura	2. Tempo de cura
	3. Umidade
	4. Umedecimento e secagem
	5. Sobrecarga

Fonte: adaptado de Terashi *et al.* (1983) e Terashi (1997) *apud* Kitazume e Terashi (2013)

Kitazume e Terashi (2013) comentam que o controle do processo de mistura é muito importante para garantir que todas as colunas apresentem resistências à compressão similares, visto que a falha de apenas uma delas pode influenciar a estabilidade global do sistema. Além disso, os autores afirmam ainda que a observância das condições de cura também é fundamental, a fim de garantir que não haja fissuras que podem reduzir significativamente a capacidade de carga.

#### 4.8 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Para os projetos de *Deep Soil Mixing*, o parâmetro fundamental das colunas e mais simples de ser determinado é a resistência à compressão simples. A partir do valor de resistência característica dos elementos, é possível determinar, com razoável precisão, segundo explicitado por Kitazume e Terashi (2013), as resistências à tração e ao cisalhamento, bem como o módulo de elasticidade.

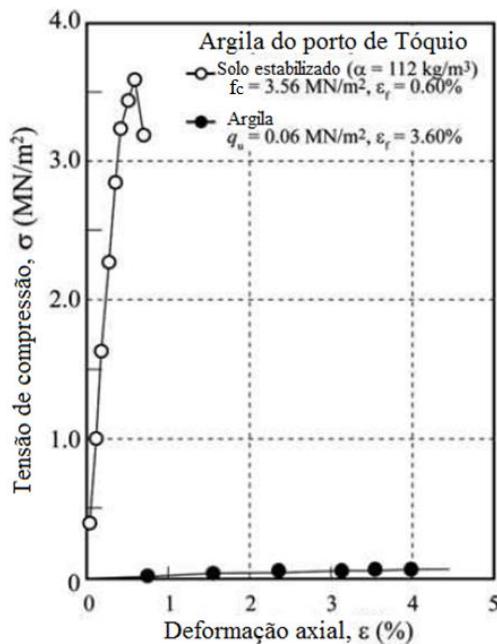
Além disso, em alguns contextos, é interessante determinar a massa unitária e a permeabilidade (relativa à condutividade hidráulica) dos elementos. Cabe comentar que todas essas propriedades são influenciadas pela composição granulométrica do solo,

teor de matéria orgânica, tipo de ligante e quantidade de ligante adicionado à mistura, entre outros fatores, como exposto a seguir.

#### 4.8.1 Resistências à compressão e à tração

Kitazume e Terashi (2013) comentam que os solos misturados a ligante têm maior resistência à compressão e apresentam uma menor deformação quando levados à ruptura que o solo natural, conforme indicado na Figura 4.12. Isso indica que eles apresentam um maior módulo de elasticidade e um ganho significativo na resistência à compressão simples (RCS). Os autores afirmam que, no caso de solos coesivos, eles apresentam comportamento de argilas altamente sobreadensadas. No entanto, não existem correlações precisas entre o teor de ligante e o valor de RCS, sendo necessários ensaios de laboratório para avaliar essa propriedade.

Figura 4.12 - Comparativo da tensão-deformação de solo estabilizado e solo natural, sendo “ $q_u$ ” e “ $f_c$ ” valores da resistência à compressão simples obtidos em ensaio.

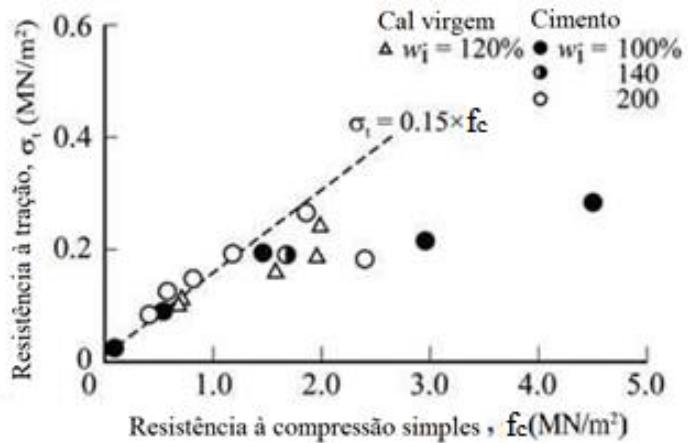


Fonte: adaptado de Kitazume e Terashi (2013).

Além disso, como as resistências à tração e ao cisalhamento, bem como o módulo de elasticidade podem ser correlacionados com o valor de resistência à compressão simples, todos esses parâmetros têm uma melhoria no material estabilizado (Topolnicki, 2004). Nas pesquisas conduzidas por Kitazume e Terashi (2013), a

correlação entre a resistência à tração indireta e a resistência à compressão simples de uma amostra é praticamente linear, tendo aquela 15% do valor dessa, conforme indicado na Figura 4.13.

Figura 4.13 - Correlação entre a resistência à tração indireta ( $\sigma_t$ ) e a resistência à compressão simples ( $f_c$ ) de uma amostra.

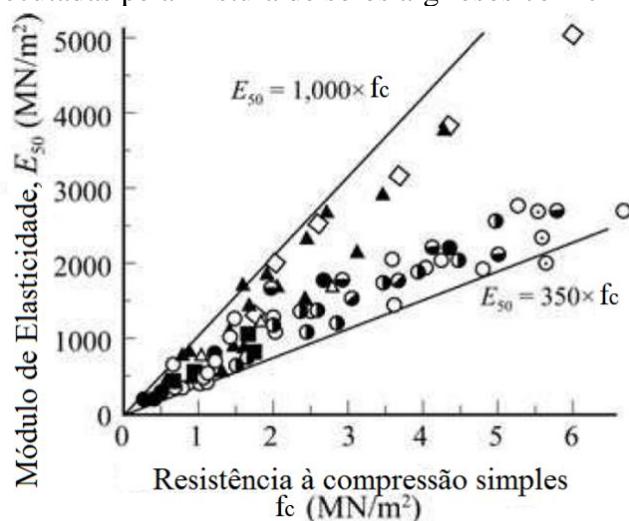


Fonte: adaptado de Kitazume e Terashi (2013).

#### 4.8.2 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade  $E_{50}$  é definido como o módulo secante de elasticidade na curva tensão-deformação relativa à metade da resistência à compressão simples. Em estudos conduzidos por Kitazume e Terashi (2013) em 16 argilas e siltos arenosos estabilizados com cimento, constatou-se que a magnitude do módulo de elasticidade aumenta exponencialmente com a RCS, variando entre 350 e 1000  $\times f_c$ , para amostras de laboratório, conforme indicado na Figura 4.14.

Figura 4.14 - Módulo secante ( $E_{50}$ ) vs. resistência à compressão simples ( $f_c$ ) de amostras de colunas executadas pela mistura de solos argilosos com cimento Portland.



Fonte: adaptado de Kitazume e Terashi (2013).

Já em um estudo conduzido por Navin e Filz (2006), nos quais foram realizados 2.672 ensaios de compressão simples em amostras de colunas executadas pelo método úmido, determinou-se que, independentemente do método de execução (usando eixos simples ou múltiplos), a razão entre  $E_{50}$  e  $f_{ck}$  é aproximadamente igual a 300. Cabe ressaltar que, segundo os autores, essa razão foi determinada eliminando-se os valores extremos de  $E_{50}$  (*outliers*) do conjunto de dados.

#### 4.8.3 Coeficiente de Poisson

De acordo com CDIT (2002) e Terashi (2003), o coeficiente de Poisson das colunas DSM varia entre 0,2 e 0,5, independentemente da resistência à compressão simples das mesmas. Porbaha *et al.* (2005 *apud* Bruce *et al.*, 2013) obtiveram valores variando entre 0,3 e 0,4 para pequenas deformações dos elementos executados pelo método úmido. Kitazume e Terashi (2013) ainda comentam que, além de o coeficiente de Poisson não ser, em geral, dependente do tipo de solo, os valores obtidos para os mesmos são praticamente idênticos tanto para amostras obtidas em laboratório quanto para aquelas oriundas do campo.

#### 4.8.4 Permeabilidade

Kitazume e Terashi (2013) explicam que, quando se utiliza cimento como ligante nas colunas DSM, há uma redução significativa do coeficiente de permeabilidade, o que faz com que o material se torne praticamente impermeável. Assim, tais colunas não podem ser consideradas elementos drenantes nas previsões de recalques do aterro. No entanto, os autores comentam que, quando se utiliza cal virgem na estabilização de argilas moles, ocorre um aumento da permeabilidade que se acentua com o tempo, podendo essas colunas serem consideradas como elementos drenantes. Já quando há uma combinação dos dois ligantes, a condutividade hidráulica é reduzida, principalmente com o aumento das tensões de confinamento.

#### 4.8.5 Peso específico

Quanto à massa unitária, no método seco, quando o ligante é cimento, há um aumento desse valor com o aumento do teor de cimento. Já no caso do método úmido, não há uma variação significativa, mesmo com o aumento do teor de cimento (Kitazume e Terashi, 2013). Dessa forma, como não há uma variação significativa, nos projetos considera-se que a massa unitária do solo tratado é a mesma do solo natural.

### 4.9 PROJETO DE DSM

Bruce *et al.* (2013) explicam que, para que possa ser feito adequadamente o planejamento do uso da técnica de mistura de solo, primeiramente, o projetista deve estar de posse de informações como a geometria do aterro, sobrecarga relativa ao tráfego e critérios de performance (fatores de segurança e recalque permitido). Além disso, ele deve ter informações a respeito das condições representativas do subsolo, tais como a estratigrafia, profundidade do lençol freático e a caracterização das propriedades do subsolo. Assim, conforme Topolnicki (2009) descreve, o projeto de *Deep Soil Mixing* consiste em duas etapas.

A primeira etapa, segundo o autor, é relativa às propriedades da mistura do ligante ao solo, como a avaliação e seleção das propriedades mecânicas do solo estabilizado sob condições específicas de campo. Nela é realizado um programa detalhado de ensaios de campo e laboratório, a fim de prover informações necessárias

para o projeto (Bruce *et al.*, 2013). Já a segunda, é relativa ao projeto geotécnico, na qual há uma definição do padrão geométrico de instalação, além das dimensões das colunas. Ambas as etapas estão inter-relacionadas e, como Topolnicki (2009) comenta, é necessário um projeto iterativo a fim de que se atendam aos requisitos estruturais e funcionais do projeto.

#### 4.9.1 Primeira etapa: determinação do teor de ligante a ser utilizado

O projeto que envolve colunas DSM é baseado nos parâmetros geotécnicos do solo tratado, sendo os mais relevantes as resistências à compressão e ao cisalhamento, o módulo de compressibilidade, a massa específica e o coeficiente de permeabilidade. Como as colunas de *Soil Mixing* são mais rígidas que o solo ao redor delas, há uma concentração de tensões sobre elas e, por isso, o parâmetro mais importante a ser levado em consideração é a resistência à compressão simples característica (Denies *et al.*, 2013).

Para se estimar a RCS de um dado conjunto de colunas DSM, levam-se em consideração as características físico-químicas do solo a ser analisado e seu teor de umidade para a seleção dos ligantes mais adequados. A relação entre resistência esperada e teor de ligante ainda é bastante empírica, como Denies *et al.* (2013) comenta. Dessa forma, a dosagem do ligante a ser utilizado se baseia largamente baseada em experiências acumuladas. A Tabela 4.2 resume a correlação entre “ $f_{ck}$ ”, que é a RCS característica de campo, com 90% de confiabilidade e os diferentes tipos de solo e teores de cimento adicionados, conforme determinado na Equação (4.2).

Tabela 4.2 - Teores de cimento usados para a estabilização de diferentes tipos de solo e a resistência à compressão simples característica de campo típica obtida.

<b>Tipo de solo</b>	<b>Teor de cimento (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>f_{ck}</math> (MPa)</b>
Turfas, argilas/siltes orgânicos	150 - 350	0,2 - 1,2
Argilas Mole	150 - 300	0,5 - 1,7
Argilas média/rija	120 - 300	0,7 - 2,5
Siltes e siltes arenosos	120 - 300	1,0 - 3,0
Areias fina/média	120 - 300	1,5 - 5,0
Areias grossas e pedregulhos	120- 250	3,0 - 7,0

Fonte: Egorova *et al.* (2017).

Dessa forma, com base no tipo de solo a ser estabilizado e na resistência de projeto requerida,  $f_{cd}$ , seleciona-se uma faixa de teores de cimento e são ensaiados um número mínimo de 8 amostras por idade, nas idades de 3, 7, 14 e 28 dias, podendo também ser realizado ensaios na idade de 56 dias (Topolnicki, 2016). A resistência à compressão simples característica do material estabilizado,  $f_{ck}$ , é baseada na avaliação estatística dessas amostras ensaiadas.

Para tanto, são moldados corpos de prova cilíndricos, cujas dimensões são 7,50 cm de diâmetro e 15 cm de altura, conforme preconizado por Puppala *et al.* (2008). Destaca-se que, durante os ensaios, são descartados resultados provenientes de corpos de prova que apresentem defeitos grosseiros devido à moldagem e cura para que não haja discrepância nas análises, tais como excesso de vazios e irregularidades na superfície do topo e da base. A Figura 4.16 exemplifica a realização desse ensaio em um corpo de prova de solo misturado com cimento pela técnica DSM.

Figura 4.15 - Ensaio de resistência à compressão simples em corpo de prova de material oriundo de uma coluna DSM.



Fonte: Machado (2016).

Guimond-Barret (2013) comenta que, a partir da análise de projetos completos de DSM, concluiu-se que a curva de distribuição log-normal é a que melhor se adequa aos resultados obtidos de resistência à compressão simples, conforme observado na Figura 4.16. Assim, deve ser calculada a média,  $f_{cm}$ , e o desvio padrão,  $S_d$ , dos valores de RCS dos corpos de prova de uma determinada idade. O valor de  $f_{ck}$ , dessa forma, pode ser determinado a partir da Equação (4.2):

$$f_{ck} = e^{[f_{cm}(\ln f_c) - m \cdot S_d(\ln f_c)]} \quad (4.2)$$

Na Equação (4.2):

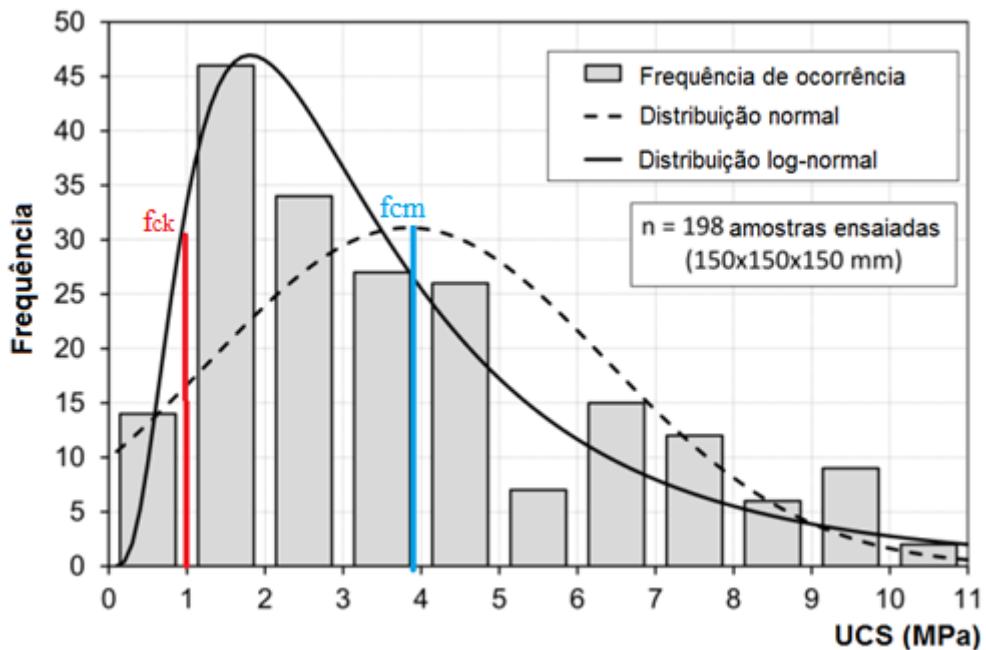
$f_{cm}(\ln f_c) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(f_{c,i})$  : representa a média aritmética do logaritmo neperiano dos valores de resistência à compressão simples obtidos nos ensaios de cada amostra coletada;

$S_d(\ln(f_c)) = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n [\ln(f_{c,i}) - \mu(\ln(f_c))]^2}$ : representa o desvio padrão do logaritmo neperiano dos valores de resistência à compressão simples obtidos nos ensaios de cada amostra coletada, sendo  $n$  o número de colunas amostradas.

Segundo Bruce *et al.* (2013), o coeficiente “m” determina a confiança de que qualquer valor de resistência à compressão simples medido de uma determinada amostra, “ $f_{ci}$ ”, é maior ou igual à resistência de projeto,  $f_{cd}$ . O coeficiente pode ser obtido pela integral da curva log-normal, observando a região correspondente a 10% da área abaixo da curva. Assim, para um intervalo de confiança de 90%, adota-se  $m = 1,28$ . Esse valor é aplicado quando o tratamento do solo por DSM é utilizado para satisfazer o Estado Limite Último (ELU). No entanto, em geral, a qualidade individual de cada coluna é menos importante e pode ser associada ao Estado Limite de Serviço (ELS), diminuindo o fator de segurança adotado. Os autores ainda comentam que esse intervalo de confiança deve ser de, no mínimo, 80% para um projeto bem executado.

Cabe ressaltar que a Equação (4.2) pode ser utilizada para verificar, após a execução das colunas, se a RCS característica das mesmas atende aos requisitos de projeto. A Figura 4.16 representa um exemplo de controle estatístico de amostras coletadas de colunas após a sua execução, indicando que a curva log-normal, além de se encaixar melhor ao histograma de frequência das amostras ensaiadas, o valor de  $f_{ck}$  determinado é mais conservador.

Figura 4.16: Controle estatístico da resistência à compressão simples, indicando as curvas de distribuição normal.



Fonte: adaptado de Topolnicki (2016).

Assim, a partir da determinação de  $f_{ck}$  para fins de dosagem, pode-se estabelecer o valor de resistência à compressão de projeto,  $f_{cd}$ , que pode ser calculada pela Equação (4.3):

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_m} \quad (4.3)$$

Na Equação (4.3):

0,85: fator de redução para potenciais efeitos que, em longo prazo, podem afetar a resistência da mistura de solo;

$\gamma_m$ : fator de segurança parcial para o DSM, aplicando-se  $\gamma_m = 1,5$  para carregamentos permanentes e  $\gamma_m = 1,3$  para cargas acidentais.

Para avaliar estatisticamente os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples das amostras de campo, pode-se estimar o Coeficiente de Variação (COV), que é a razão entre o desvio padrão e a média ( $COV = S_d/f_{cm}$ ), obtida a partir da distribuição normal dos resultados das amostras. O valor de COV não deve exceder 0.38, para solos coesivos e 0.31 para solos não-coesivos (CDIT, 2002).

Além disso, Topolnicki (2016) comenta sobre a importância de se correlacionar a resistência à compressão simples das amostras coletadas em campo e daquelas oriundas de misturas feitas em laboratório. As estimativas das resistências em campo, inclusive, segundo o autor, são baseadas nos resultados obtidos em análises de laboratório, utilizando-se um fator de correção. Bruce *et al.* (2013) explicam que, nos Estados Unidos, geralmente se espera que a resistência de campo seja, pelo menos, metade da obtida em laboratório. No entanto, os engenheiros devem, primeiramente, considerar experiências anteriores de projetos similares, em regiões de solos parecidos, para estimar, de fato a correlação entre os valores de RCS de campo e laboratório.

Adicionalmente, cabe comentar que, baseados no valor de RCS característico das amostras de campo, outros parâmetros podem ser obtidos por correlações experimentais, tais como a resistência ao cisalhamento e à tração, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson (Guimond-Barrett, 2013). Essas correlações estão resumidas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Parâmetros típicos de solo estabilizado, com base no valor de RCS característico de campo.

Parâmetros	Valores Esperados
Resistência ao Cisalhamento	0,4 a 0,5 x $f_{ck}$ , para $f_{ck} < 1$ MPa
(cisalhamento direto, sem tensão normal aplicada)	0,3 a 0,35 x $f_{ck}$ , para $1 < f_{ck} < 4$ MPa
	0,2 x $f_{ck}$ , para $f_{ck} > 4$ MPa
Resistência à Tração	0,08 a 0,15 x $f_{ck}$ , mas não superior a 2 MPa
Coeficiente de Poisson	0,3 a 0,4

Fonte: adaptado de Topolnicki (2009).

Por fim, é importante ressaltar que a qualidade da *Soil Mixing* tem impacto direto no custo do tratamento, visto que está intimamente relacionada ao teor de ligante utilizado e a energia empregada na mistura. Guimond-Barrett (2013) explica que as amostras ensaiadas podem apresentar grande variação nos valores de RCS de cada coluna, devido ao processo executivo do DSM, em que, muitas vezes, não se consegue misturar uniformemente o ligante ao solo, além do fato de o solo se apresentar heterogêneo ao longo da profundidade.

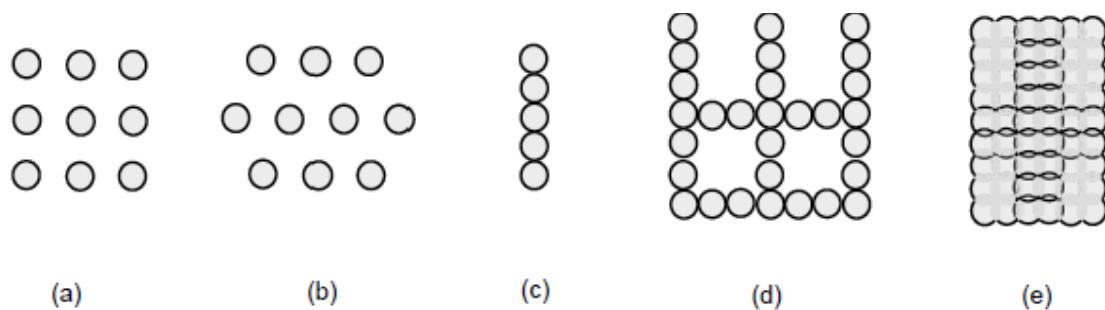
#### 4.9.2 Segunda etapa: determinação da geometria de execução das colunas

O projeto geotécnico tem como objetivo determinar o padrão da malha de colunas, bem como suas dimensões, a fim de se adequar às exigências funcionais da estrutura de suporte. Tradicionalmente, essas características geométricas são baseadas no conceito da máxima tensão admissível, principalmente no que diz respeito à estabilidade interna do solo estabilizado e aos recalques admissíveis da superestrutura (Topolnicki, 2009).

No caso da aplicação da técnica DSM, Bruce *et al.* (2013) explicam que, primeiramente, são estabelecidos os requisitos de projetos, tais como a geometria do aterro (alinhamento, altura, largura da crista e inclinação taludes laterais), sobrecarga devido ao tráfego e critérios de performance (valores dos fatores de segurança e recalque admissível). Depois os engenheiros discutem um layout mais geral para a região de instalação das colunas de DSM e definem os parâmetros geométricos, calculando a área mínima de substituição necessária no centro do aterro e nos taludes laterais. Posteriormente é feito o dimensionamento dos recalques da estrutura e uma análise da estabilidade global.

A Figura 4.13 apresenta alguns arranjos típicos de instalação da coluna DSM. Nota-se que o arranjo em bloco, representado pela letra (e) ocorre quando a taxa de substituição é de 100%.

Figura 4.17 - Arranjo típico das colunas de DSM: (a) colunas malha quadrada; (b) malha triangular; (c) linha; (d) grelha; (e) bloco.



Fonte: adaptado de Topolnicki (2016).

Massarsch e Topolnicki (2005) explicam que, para a maioria dos projetos, há uma tendência de se utilizar padrões de instalação mais econômicos do que o tratamento em bloco. Opta-se, portanto, por arranjos formados por colunas singulares, como

representado nas letras (a) e (b) da Figura 4.17 como solução empregada para reduzir os recalques e melhorar a estabilidade dos taludes laterais. Assim, em geral, tem-se uma taxa de substituição variando de 15 a 50%, o que requer uma rigorosa análise da interação entre o solo tratado e o solo mole ao seu redor.

É importante ressaltar que, segundo Bruce *et al.* (2013), quando a mistura de solos é aplicada sob aterros para reduzir o recalque diferencial e aumentar a capacidade de carga do subsolo, pode-se notar que a qualidade de cada coluna, individualmente, é menos importante do que a performance geral do grupo. Assim, há uma redução dos fatores de segurança necessários. No entanto, quando a técnica é aplicada sobre aterros altos e regiões onde há carregamentos horizontais e tensões de cisalhamento significativas, a capacidade de carga de cada coluna, individualmente, é levada em consideração, o que aumenta os fatores de segurança.

O mesmo cuidado com cada elemento de solo estabilizado, por extensão, serve para regiões com baixas taxas de substituição (Topolnicki, 2016). Dependendo da aplicação pode-se necessitar de uma maior resistência à compressão das colunas ou mesmo associar esta resistência a uma resistência à flexão. Por essa razão, as colunas DSM podem ser armadas e dimensionadas como no caso do concreto armado.

#### 4.10 CONTROLE DE QUALIDADE APÓS A EXECUÇÃO

O controle de qualidade das colunas após a execução é fundamental para o sucesso do tratamento do solo. Ele pode ser realizado, primeiramente, através do controle de instalação das colunas (como o *Blade Rotation Number*) e, posteriormente por ensaios de laboratório e testes realizados em campo.

Para ensaios de laboratório, Chaumeny *et al.* (2018) explicam que as amostras podem ser obtidas em campo pelos seguintes métodos:

- **Amostras recolhidas ainda úmidas (*wet grab sample*):** é uma opção válida apenas para o *wet mixing method*. Consiste em retirar amostras da mistura de solo e ligante, de diferentes profundidades, logo após a execução das colunas, com o auxílio de uma haste oca, acoplada ao equipamento de perfuração, com uma caixa ou um tubo de amostragem na sua ponta (Figura 4.18). Isso permite que o material recolhido seja representativo de determinadas camadas sem que

haja contaminação. Esse material coletado é utilizado para moldar corpos de prova para serem ensaiados *a posteriori* no laboratório.

- **Perfuração do núcleo (core sample):** é realizado após a execução das colunas para obter amostras indeformadas de campo, com diâmetro entre 50 e 100 mm, que serão submetidas a ensaios de compressão simples, entre outros. Além disso, por esse método é possível inspecionar a uniformidade e continuidade das colunas DSM.
- **Exumação de colunas:** método realizado quando há a oportunidade de se escavar o solo tratado. Permite examinar a continuidade da coluna, sua geometria e integridade, além de possibilitar a retirada de blocos indeformados que serão ensaiados em laboratório.

A Figura 4.18 mostra uma caixa para retirada de amostras pelo método *wet grab sampling* acoplada ao eixo de perfuração:

Figura 4.18 - Equipamento para execução de colunas DSM com caixa para retirada de amostras de solo e ligante.



Fonte: Lew et al. (2014)

Machado (2016) explica que a frequência de amostragem pelo método *wet grab* é definida pelo projetista em função da sensibilidade da obra. Entretanto, a autora comenta que uma frequência comum de coleta de amostras seria, por exemplo, a partir de duas colunas por turno em diferentes profundidades. Além disso, é necessário que haja volume de material suficiente para verificar a resistência aos 3, 7, 14, 28 e 56 dias de cura, conforme especificado no projeto.

No entanto, Topolnicki (2004) comenta que, como as amostras recolhidas para ensaios de laboratório representam apenas alguns pontos da coluna executada, e não o todo, podem existir algumas regiões com falhas que não são detectadas pelos métodos de amostragem descritos acima. Assim, segundo o autor, existe a possibilidade de se executar alguns ensaios *in situ*, que podem ser de penetração, utilizando métodos geofísicos ou testes de carregamento. Os mais utilizados são os de penetração, que podem ser realizados em colunas já executadas, quando a mistura utilizada apresenta menor resistência, ou nas colunas frescas, recém-executadas, quando a mistura apresenta maior resistência.

Em geral, de acordo com Larsson (2005), são realizados ensaios de SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*), para materiais com resistência inferior a 1 MPa e para profundidades máximas de 10 m, no caso do CPT. Já os ensaios de penetração rotativos (RPT) foram desenvolvidos para atingir grandes profundidades. Os testes pressiométricos (PMT) são realizados dentro de um orifício perfurado no centro da coluna. O autor ainda comenta que os testes de carga podem ser realizados na superfície do solo ou em profundidade, através de poços de teste ou no interior das colunas. Eles permitem o monitoramento de recalques pós-constitutivos das colunas e fornecem dados mais objetivos do desempenho global do solo tratado.

Por fim, o autor destaca que os programas de controle de qualidade são largamente utilizados na Europa, Japão e Estados Unidos, com critérios de controle que, além de serem adequados ao objetivo do tratamento do solo, fazem uma avaliação criteriosa dos estados limites de projeto. Sabe-se que, mesmo com a execução monitorada das colunas, ainda há uma variabilidade significativa das propriedades do solo tratado *in situ*, o que é intrínseco à técnica DSM. Por conseguinte, tais programas de controle de qualidade não podem ser muito rigorosos para a baixa resistência ocasional do solo tratado, desde que seja adequada ao desempenho geral do solo estabilizado.

#### 4.11 VANTAGENS E DESVANTAGENS E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A técnica *Deep Soil Mixing*, assim como todas as outras utilizadas em soluções para construções sobre solos moles, não tem aplicação universal. No entanto, permite uma construção mais rápida do que seria possível ao se executar o aterro por etapas, ou ainda a aceleração de recalques por drenos verticais, reduz a necessidade de

emprestimos de materiais de outras jazidas, reduz os recalques que poderiam impactar estruturas adjacentes e é ideal para locais com construções adjacentes, que limitam a área destinada ao canteiro de obras (Bruce *et al.*, 2013).

Bruce *et al.* (2013) listam alguns contextos nos quais a técnica DSM é mais vantajosa por ser mais prática, econômica ou rápida que outras aplicadas a suporte de aterros e fundações:

- Ela apresenta baixo custo relativo por unidade de volume, para profundidades de até 40 metros;
- Pode ser aplicada em vários tipos de layout;
- Produz pequena quantidade de resíduos para o método seco e, no caso do método úmido, os resíduos produzidos podem ser utilizados como material de enchimento do aterro;
- Produz baixa vibração e barulho considerado de médio para baixo;
- Pode ser aplicada a diversos tipos de solo, desde que não haja obstruções como matacões;
- Apresenta alta produtividade em certas condições;
- Pode ser usada em projetos *off-shore*;
- É considerada econômica para grandes projetos em solos muito compressíveis;
- Tem execução relativamente constante;
- A resistência do solo estabilizado está na faixa de 0,5 a 4,0 MPa.

No entanto, os autores também citam condições de obra nas quais a técnica de *Soil Mixing* pode não ser vantajosa:

- A técnica apresenta limitação prática de profundidade de 40 metros;
- Precisa de um espaço grande, visto que os equipamentos são robustos e, além disso, são altos, não podendo ser usados em locais com restrições verticais;
- Existe certa limitação de alguns equipamentos em executar colunas inclinadas;
- O método úmido produz um volume significativo de bota-fora;
- Apresenta alto custo de mobilização;
- As colunas não podem ser instaladas muito próximas a estruturas pré-existentes;

- O peso do equipamento pode ser um fator problemático em locais com solo de baixo suporte;
- Apresenta significante variabilidade na resistência mecânica do solo tratado, o que pode ser um problema em certas aplicações.

Dessa forma, conforme analisado neste capítulo de revisão bibliográfica, percebe-se que, apesar de a técnica *Deep Soil Mixing* apresentar algumas desvantagens, tais como o peso e a altura do equipamento e, principalmente, a não-uniformidade das colunas executadas, tal técnica tem sido utilizada por muitos anos com considerável sucesso e competitividade econômica.

Ressalte-se que, como garantia para o bom desempenho da obra, são necessários ensaios de laboratório para a escolha da dosagem de ligante, um controle eficaz da execução em campo e, *a posteriori*, a realização de ensaios para a verificação da resistência à compressão simples. Cabe comentar que, mesmo com um controle de qualidade adequado, a inconstância das propriedades do solo tratado *in situ* é intrínseca ao método DSM. Portanto, se o desempenho geral do solo estabilizado estiver satisfeito, não é necessário rigor com os possíveis valores baixos de resistência pontuais do solo tratado.

## 5 DESCRIÇÃO DO CASO DE OBRA

O presente capítulo tem como objetivo descrever o caso de obra no qual esta pesquisa se baseou. Primeiramente, são descritos os equipamentos utilizados para a instrumentação do aterro e o local de instalação deles no campo. Depois, é explicado como foi feita a coleta de material das colunas *Deep Soil Mixing* e como foram realizados os ensaios de compressão simples das amostras, além de serem informadas a quantidade de colunas analisadas e a frequência desses ensaios. Por fim, são indicados os locais em que foram realizados os ensaios de campo, sendo eles piezocone, SPT, palheta e coleta de material utilizando o amostrador *Shelby*.

### 5.1 INTRODUÇÃO

O caso de obra a ser analisado é a ampliação da pista do Aeroporto Internacional Salgado Filho, localizado em Porto Alegre, RS. Esse aeroporto é um dos principais do Brasil e, em 2019, movimentou 8,3 milhões de passageiros, 24,4 mil toneladas de carga e 77,7 mil aeronaves (Porto Alegre *Airport*, 2020). Atualmente, a capacidade máxima de carga transportada está limitada em decorrência do comprimento da pista, que impede a operação de aeronaves de grande porte como o Boeing 777-400 (Prado, 2020). Assim, para atender a demanda crescente por transporte aéreo, foi realizado um projeto para ampliação da pista de pouso e decolagem, passando de 2.280 metros para 3.200 metros de extensão.

A Figura 5.1 é uma imagem de satélite do dia 18 de maio de 2020 e mostra a pista de pouso e decolagem do aeroporto, com as obras da extensão assinaladas por uma elipse preta.

Figura 5.1 - Imagem de satélite do local da obra.

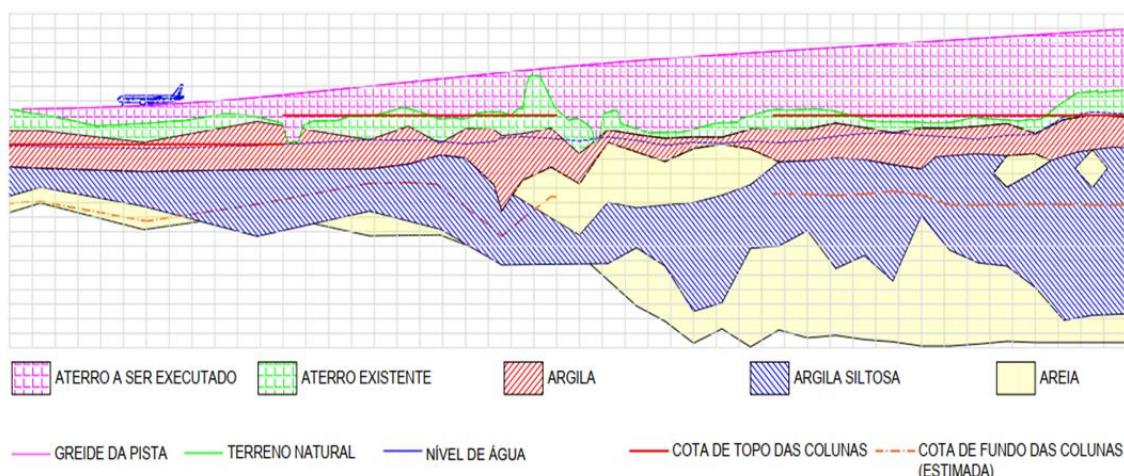


Fonte: Google Earth (2020)

Essa obra, no entanto, exigiu a construção de um aterro sobre um depósito de argila onde foram identificados valores baixos de  $N_{SPT}$ , com espessura média de 5,00 metros, indicada pelas hachuras vermelha e azul na Figura 5.2. Para a investigação geotécnica, os trabalhos de campo compreenderam sondagens a trado (ST), sondagens a percussão (SPT), ensaios de piezocone (CPTu) e palheta (*Vane Test*), bem como coleta de amostras com amostrador *Shelby*.

Na Figura 5.2 está indicado o perfil geotécnico longitudinal da pista.

Figura 5.2 - Seção geológica-geotécnica longitudinal da pista.

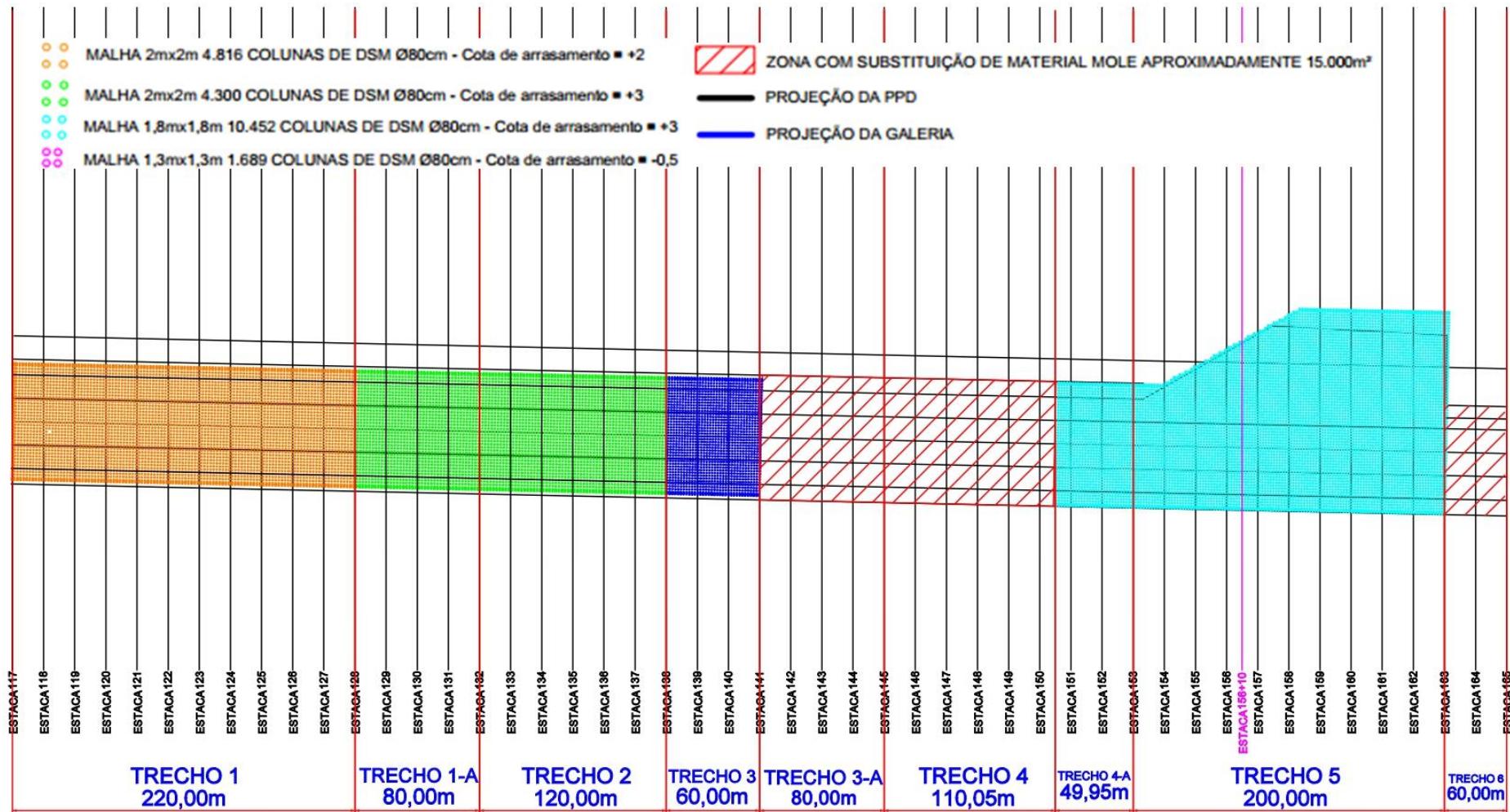


Fonte: IQS (2019)

Devido ao prazo da obra e à compressibilidade do material do subsolo, a projetista adotou duas técnicas: aterro estruturado sobre colunas com diâmetro de 0,80 m, executadas com a técnica *Deep Soil Mixing* (DSM), e substituição de solo no meio da pista, nos trechos onde há uma camada espessa de areia sob a argila mole, na qual foram identificados blocos rochosos nas sondagens (hachura amarela na Figura 5.2).

A geometria da malha, o espaçamento e a profundidade das colunas variam conforme o trecho da pista, como pode ser observado na Figura 5.3, que mostra a divisão da pista de pouso e decolagem (PPD) por trechos e a técnica utilizada em cada um.

Figura 5.3 - Divisão da PPD por trechos e técnica utilizada em cada um.



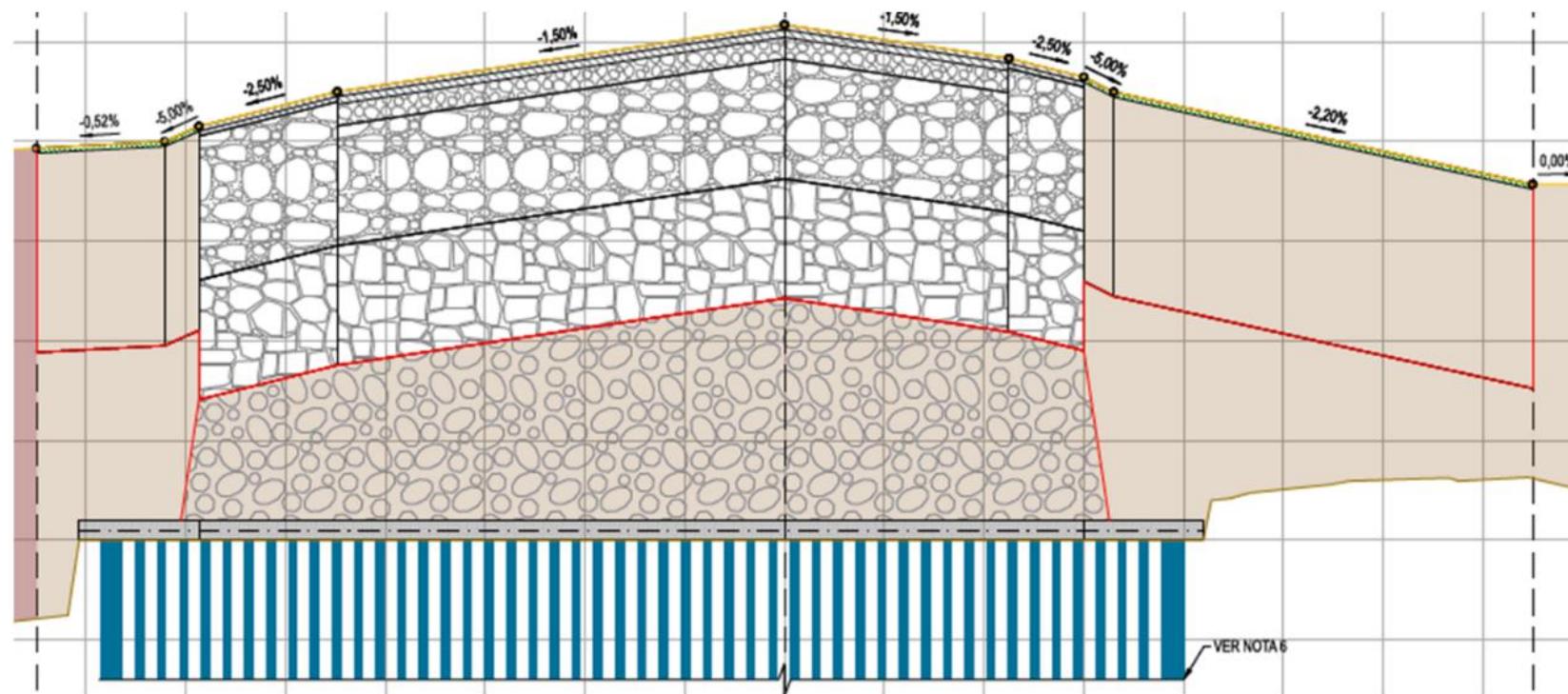
Fonte: IQS (2019)

O trecho analisado em relação aos ensaios básicos e instrumentações de campo, bem como análise do controle de qualidade das colunas executadas foi o Trecho 5, cuja seção típica está indicada na Figura 5.4. Essa seção representa o *as built* do aterro relativo à estaca 156+10,000, indicada em magenta na Figura 5.3. Neste trecho, a geogrelha foi instalada entre duas camadas de 10 centímetros de areia fina, de forma a proteger o geossintético do atrito com a superfície das estacas, bem como de danos causados pela circulação de maquinário sobre o mesmo.

O material de enchimento do aterro foi rachão, de espessura 2,50 metros, sobre o qual foi executada uma camada de 1,00 metro de macadame seco sotoposta a outra de espessura de 1,50 metro de BGS (Brita Graduada Simples). Para acelerar o processo de adensamento do solo, executou-se um aterro de sobrecarga de espessura 1,50 metro. Após a estabilização dos recalques, essa sobrecarga de solo solto foi escavada e as camadas finais do pavimento foram instaladas, sendo elas a base em BGTC (Brita Graduada Tratada com Cimento) e o pavimento em CBUQ polimérico (Concreto Betuminoso Usinado a Quente modificado por polímeros), conforme detalhado na Figura 5.4.

Mais informações relevantes sobre esta obra podem ser extraídas da Figura 5.4, que apresenta um recorte de prancha disponibilizada pela empresa Infraway Engenharia (2019), cuja estaca de referência, conforme mencionado anteriormente, está indicada na Figura 5.3 em magenta.

Figura 5.4 - Corte transversal, estaca 156+10,000.



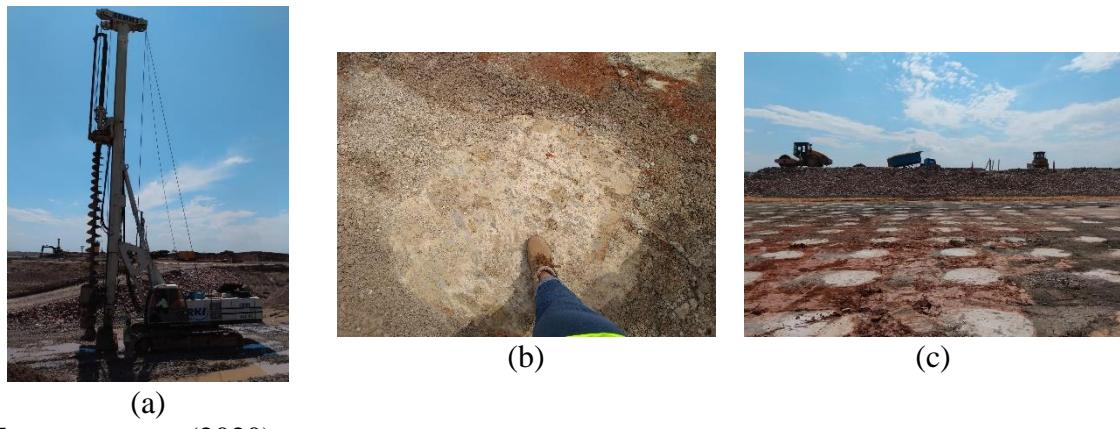
## LEGENDA:

SUPERFÍCIE LIMPA E NIVELADA	BASE - BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO	MATERIAL DE BOTA-FORA	ARGILA DE JAZIDA DE EMPRÉSTIMO
SUPERFÍCIE DE PROJETO	SUBBASE - BRITA GRADUADA SIMPLES	COLCHÃO DE AREIA COM GEOGRELHA	
SUPERFÍCIE ACABADA	REFORÇO DE SUBLITO - MACADAME SECO	COLUMNAS DSM	
REVESTIMENTO - CBUQ POLIMÉRICO	ATERRO COMPACTADO - RACHÃO	GRAMA EM PLACAS	

Fonte: Infraway Engenharia (2019).

Além disso, na Figura 5.5 a Figura 5.7 são apresentados registros fotográficos da obra para ilustração do *As Built*.

Figura 5.5: Construção das colunas DSM: (a) equipamento durante a execução, (b) coluna executada e (c) malha de colunas.



Fonte: a autora (2020).

Figura 5.6: Finalização da instalação da geogrelha no Trecho 5 (a) e execução de camada de areia de proteção (b).



Fonte: a autora (2020).

Figura 5.7: Execução do aterro de rachão (a); vista superior do aterro de rachão (b) e camada executada de BGS (c).



Fonte: a autora (2020).

## 5.2 DEFINIÇÕES DO PROJETO GEOTÉCNICO

Além da geometria adequada das colunas, para satisfazer os requisitos de projeto, a resistência à compressão simples característica das colunas DSM precisaria atingir o valor mínimo de 1,40 MPa após 28 dias de cura. Como reforço, sobre as colunas instalou-se uma geogrelha biaxial do modelo Fortrac®140/140-25MT(SE), cuja tração de trabalho é 140kN/m e módulo de rigidez de, aproximadamente, 3.000 kN/m a 5% de deformação, nas duas direções, conforme apresentado no catálogo do fabricante. O intuito da aplicação desse reforço era otimizar a transmissão de esforços para as colunas pelo efeito de membrana “Mecanismo B” (Figura 2.6) e reduzir os recalques na argila subjacente.

O trecho analisado em relação aos ensaios básicos e instrumentações de campo foi o Trecho 5, no qual as colunas DSM foram executadas em malha quadrada, com 1,80m de espaçamento. Nessa região, a profundidade média das colunas é de 6 metros.

Dessa forma, para esse projeto, conforme comentado no item 2.7, a diferença entre  $s$  (espaçamento) e  $b$  (largura do capitel quadrado que, neste caso, será considerado como o diâmetro da coluna, uma vez que a mesma é circular e não possui capitel) seria igual a 1,00 m, o que atenderia ao critério de Kempfert *et al.* (2004) tanto para cargas fixas (3,0 m) quanto para cargas móveis elevadas (2,5 m). Além disso, o projeto geotécnico atende às demais condições gerais, conforme os critérios estabelecidos nas Equações (2.47) e (2.48), como pode ser observado a seguir.

$$b/s \geq 0,15 \quad (2.47)$$

$$0,80/1,80 \geq 0,15$$

$$0,45 \geq 0,15$$

$$(s - b) \leq 1,4 \cdot H \quad (2.48)$$

$$(1,80 - 0,80) \leq 1,4 \cdot 5$$

$$1,00 \leq 7,00$$

Ademais, para que não ocorram recalques diferenciais na superfície do aterro, é necessário que haja uma altura mínima de aterro acima da cota das colunas, denominada de altura crítica, de forma a permitir que o desenvolvimento do arqueamento do solo seja completo.

A determinação da altura crítica para o projeto em questão, segundo EBGEO (2011), é realizada através da Equação (2.50):

$$h \geq 0,8(s - b)^* \quad (2.50)$$

$$h \geq 0,8(1,80\sqrt{2} - 0,80)$$

$$h \geq 1,40 \text{ m}$$

Já a definição de altura crítica, segundo McGuire (2011), pode ser representada pela Equação (2.42), na qual  $s' = s/2 - d/2 = 0,50$ , conforme estabelecido na Figura 2.21.

$$H_{crit} = 1,15s' + 1,44d \quad (2.42)$$

$$H_{crit} = 1,15 \cdot 0,50 + 1,44 \cdot 0,80$$

$$H_{crit} = 1,73 \text{ m}$$

Isto posto, destaca-se que tal aterro encontra-se em acordânciam com as normas internacionais relativas a aterros estruturados e, nessas condições, não são esperados recalques diferenciais significativos na pista de pouso e decolagem construída.

### 5.3 LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO

Para o projeto básico e executivo da obra da pista de pouso e decolagem, foram realizados ensaios de campo a fim de caracterizar o material do subsolo. Dentre eles, foram analisados os resultados do SPT (*Standard Penetration Test*), Ensaio de Palheta (*Vane Test*), Ensaio de Piezocone (CPT<sub>U</sub>) e ensaio de laboratório realizado em material coletado por amostrador Shelby. A partir desses resultados, pôde-se estimar importantes propriedades do solo.

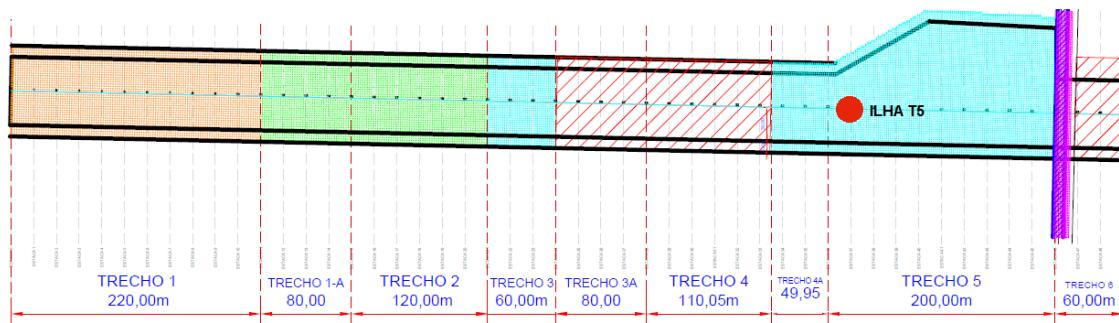
No Capítulo 3 foram apresentadas equações empíricas para a determinação dos seguintes parâmetros do solo, com base nos resultados dos ensaios de piezocone:  $S_u$ ,  $\sigma'_{vm}$ , OCR e  $c_h$ . Além disso, foram apresentadas equações empíricas para a obtenção da resistência não drenada do solo pela correlação com outros ensaios de campo, tais como *Vane Test* e SPT.

Assim, objetivando-se uma análise conjunta de todos os resultados e a comparação dos dados do CPT<sub>U</sub> com ensaios de campo e laboratório, as verticais de ensaios realizadas em cada local foram agrupadas em uma ilha de investigação. A ilha

selecionada está localizada junto ao SPT-58, sendo denominada ilha T5 (Trecho 5 da PPD- estacas 153 a 163). A ilha T5 está localizada na estaca 156+10,00 m e suas coordenadas UTM são 6.681.758,910 m N e 485.365,154 m E (*Datum Sirgas 2000, Fuso 22J*).

A Figura 5.8 indica a posição da Ilha T5 na PPD.

Figura 5.8 - Locação da ilha de sondagens na pista.



Fonte: adaptado de IQS (2019).

### 5.3.1 Ensaio de piezocone

Para o ensaio de CPT<sub>U</sub> realizado foi utilizado um piezocone padrão, de 10 cm<sup>2</sup> de seção, com medição de resistência de ponta, atrito lateral, inclinação vertical e poropressão (na ponta,  $u_1$  e base,  $u_2$ ). O piezocone foi cravado com velocidade contínua e padrão de 2 cm/s e o ensaio foi executado conforme a norma ASTM D5778-20 (ASTM, 2020). Concomitantemente ao ensaio de piezocone, foram realizados ensaios de dissipação a diferentes profundidades, que consistiram basicamente na interrupção da cravação por um certo período até se atingir 50% de dissipação do excesso de poropressões.

Na Tabela 5.1 estão indicados a profundidade máxima de sondagem, as profundidades de realização dos ensaios de dissipação e o NA aparente no início do ensaio.

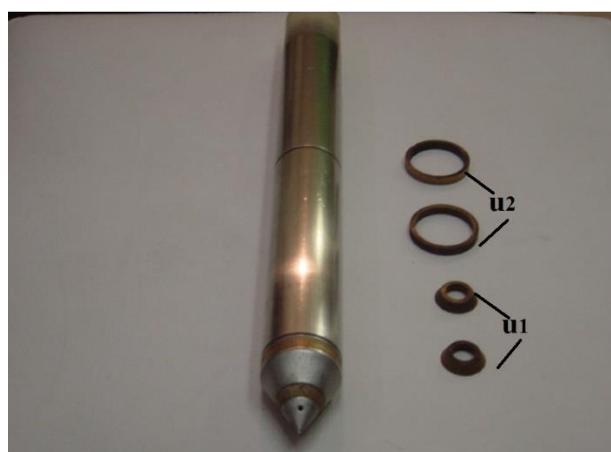
Tabela 5.1 – Tabela-resumo do ensaio de piezocone analisado.

Código do ensaio	Prof. Máxima (m)	Prof. Dissipação (m)	NA aparente (m)
CPT <sub>U</sub> 58	6,26	1,70 6,26	0,82

Fonte: a autora (2021)

A Figura 5.9 mostra o piezocone utilizado no ensaio de CPT<sub>U</sub> 58 na ilha T5.

Figura 5.9 - Detalhe do piezocone utilizado no ensaio, indicando, à direita, os anéis de metal sinterizado para a medição do excesso de poropressão.



Fonte: cortesia IQS (2019)

Na Figura 5.10, pode-se observar a execução do ensaio de piezocone realizado na ilha T5.

Figura 5.10 - Ensaio CPTU 58 em andamento.



Fonte: cortesia IQS (2019).

### 5.3.2 Ensaio de palheta

Na ilha de investigação foi realizado o ensaio de palheta em duas profundidades distintas. As profundidades ensaiadas, bem como a dimensão do equipamento utilizado estão indicadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Tabela-resumo do ensaio de palheta analisado.

<b>Código do ensaio</b>	<b>Profundidade</b>	<b>Dimensões da palheta</b>	
	(m)	<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Altura (mm)</b>
VT-PL-02	1,60	65	130
	3,00	50	100

Fonte: a autora (2021)

Para o primeiro ensaio, mais superficial, foi utilizado equipamento padrão para a aplicação do torque, com palheta de altura 130 mm, diâmetro 65 mm (relação altura/diâmetro de 2) e espessura da lâmina da palheta igual a 2 mm. Já para o ensaio mais profundo, foi utilizada palheta retangular menor (diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm), que é admissível, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), em situações nas quais o ensaio é realizado em argilas rijas ( $S_u > 50$  kPa). Ressalte-se que os ensaios

foram conduzidos com base no procedimento preconizado na norma NBR 10.905 (ABNT, 1989).

### 5.3.3 Ensaio SPT

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) realizado na ilha de investigação estudada foi executado em acordo com os procedimentos preconizados na norma NBR 6.484 (ABNT, 2020) para a identificação da estratigrafia do solo, bem como avaliação dos parâmetros geotécnicos do material a partir do valor de  $N_{SPT}$  de cada camada. A profundidade máxima atingida, bem como a identificação do nível de água no furo após 24 horas estão indicadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Tabela-resumo da sondagem SPT analisada.

Código do ensaio	Profundidade máxima (m)	Nível de água (m)	Critério de parada
SPT-58	20,10	0,82	Impenetrável ao amostrador-padrão

Fonte: IQS (2019)

### 5.3.4 Ensaios de laboratório

Para a realização de ensaio de adensamento oedométrico, foi extraída por amostrador Shelby uma amostra do solo na região da ilha de investigações, a uma profundidade de 1,70 m. Devido ao fato de o nível de água estar muito superficial na região investigada, não foi possível a coleta de amostras através da abertura de PI (Poço de Inspeção).

Para a realização do ensaio de adensamento unidimensional, utilizou-se como referência normativa a NBR 16.853 (ABNT, 2020), sendo conduzidos com dupla drenagem (topo e base). Assim, através dos resultados obtidos, pôde-se determinar a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e a razão de sobreadensamento (OCR) para a calibração dos resultados obtidos com o CPT<sub>U</sub>.

## 5.4 CONTROLE DE QUALIDADE DAS COLUNAS DSM

Nos Trecho 5 foram executadas 7.275 colunas DSM, das quais 450 tiveram as amostras do seu material recolhido para ensaios de resistência à compressão simples, o que representa cerca de 6% do total de colunas executadas na região. Tal valor foi definido pela empresa que executou as colunas, de forma que foram coletadas, em geral, entre duas a quatro amostras de material de diferentes colunas por dia.

Os corpos de prova cilíndricos foram moldados a partir de amostras obtidas pelo método *wet grab*, descrito no capítulo 4. Cabe destacar que foram analisadas apenas as amostras do Trecho 5, pois foi a única região da PPD em que todas as amostras seriam ensaiadas e disponibilizadas a tempo para inclusão no presente trabalho, bem como devido ao fato de tal trecho ser o objeto de estudo deste trabalho.

Dessa forma, após o preenchimento dos moldes, eles foram adensados em uma mesa vibratória para eliminar possíveis bolhas de ar e, posteriormente, submetidos à cura por imersão, até atingirem a idade necessária para a realização dos ensaios aos quais foram submetidos, conforme procedimento descrito por Machado (2016).

Destaca-se que a coleta de amostras e a realização dos ensaios foi feita por uma empresa terceirizada, sendo que os resultados foram disponibilizados para a autora mensalmente, até que todas os ensaios nas idades programadas fossem realizados. Dessa forma, a autora foi responsável por realizar o controle estatístico dos resultados dos ensaios, de forma a verificar se a resistência à compressão simples (RCS) característica das colunas após 28 e 56 dias atendeu aos requisitos de projeto.

O ensaio de resistência à compressão simples foi realizado nos corpos de prova cilíndricos moldados com dimensões de 7,50 cm de diâmetro e 15 cm de altura, conforme preconizado por Puppala *et al.* (2008). Destaca-se que, durante os ensaios, foram descartados corpos de prova que apresentaram defeitos grosseiros devido à moldagem e cura, de forma a não permitir que houvesse discrepância nas análises. Dessa forma, aqueles que apresentaram anomalias, tais como excesso de vazios, irregularidades na superfície do topo e da base e cura inadequada, não foram ensaiados.

Objetivando observar a evolução do valor de RCS das colunas DSM executadas no Trecho 5, foram realizados ensaios nas idades de 3, 7, 14, 28 e 56 dias. Para cada coluna amostrada, foram realizados, no geral, três ensaios por idade, sendo descartados os corpos de prova que apresentaram anomalias como as descritas anteriormente. Devido ao fato de não existir referência normativa para o controle de qualidade da

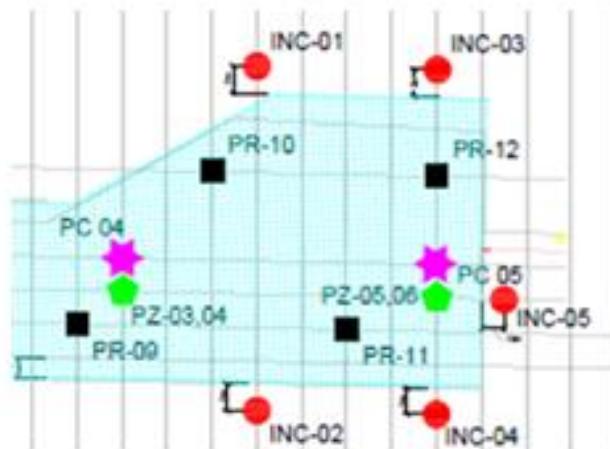
mistura DSM após a sua execução, tal número de corpos de prova, bem como a frequência de amostragem, foram determinados com base na experiência internacional da empresa que executou as colunas.

Desse modo, foram executados um total de 5.011 ensaios. Levou-se em consideração como a resistência à compressão simples de uma determinada amostra o maior valor obtido nos ensaios dos três corpos de prova. Ressalte-se que os ensaios objetivaram observar a conformidade das resistências de campo em relação aos requisitos de projeto.

## 5.5 INSTRUMENTAÇÃO PARA MONITORAMENTO DA OBRA

Com o intuito de analisar a distribuição de tensões no aterro estruturado, bem como acompanhar a evolução dos recalques, foram instaladas células de tensão total, placas de recalque e piezômetros. Na Figura 5.11 está representado o croqui da locação dos instrumentos no Trecho 5. As células de tensão total estão representadas pelo símbolo “PC”, as placas de recalque pelo símbolo “PR”, os piezômetros por “PZ” e os inclinômetros por “INC”.

Figura 5.11 - Croqui do Trecho 5 com o posicionamento da instrumentação.



Fonte: COPPETEC (2020)

### 5.5.1 Piezômetros

Foram instalados quatro piezômetros de corda vibrante (PZ-03, PZ-04, PZ-05 e PZ-06) no Trecho 5, conforme indicado na

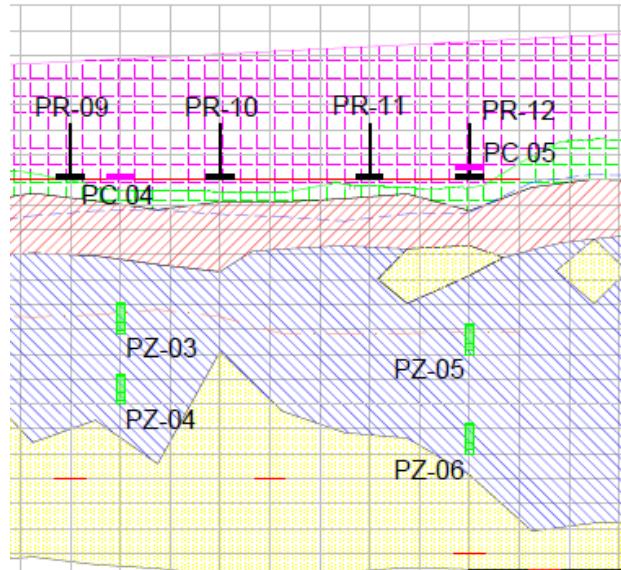
Figura 5.12, para a determinação do nível piezométrico na camada de argila e o acompanhamento da evolução das poropressões *pari passu* com a execução do aterro. Eles foram colocados em pares na camada de argila siltosa mole, a diferentes profundidades, como se pode observar na Tabela 5.4. Cabe destacar, contudo, que serão apenas avaliados os resultados dos piezômetros PZ-05 e PZ-06, uma vez que estão instalados próximos à Ilha T5.

Tabela 5.4 - Relação dos piezômetros, sua profundidade média de instalação e local.

Piezômetro	Profundidade de instalação (m)
PZ-03	7,1
PZ-04	9,1
PZ-05	4,0
PZ-06	8,0

Fonte: IQS (2019)

Figura 5.12 - Corte transversal do terreno indicando o posicionamento dos piezômetros.



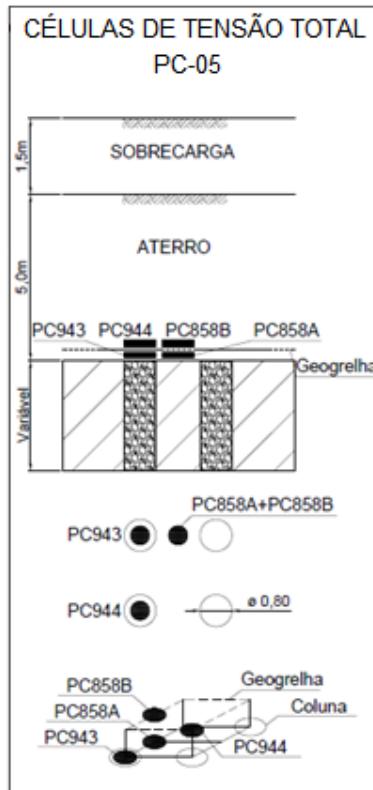
Fonte: IQS (2019).

### 5.5.2 Células de Tensão Total

No Trecho 5 foi instalada a ilha de instrumentação PC-05, que contava com quatro células de tensão total, cujo intuito era obter uma estimativa da magnitude dos mecanismos A, B e C de distribuição de tensões. Portanto, foram instaladas duas células

sobre a geogrelha e duas abaixo dela, sendo que estavam posicionadas duas sobre as colunas e duas no vão entre duas colunas adjacentes. Na Figura 5.13 está representado o croqui de instalação das células de tensão total da ilha de instrumentação PC-05, com a localização dos instrumentos e o respectivo código.

Figura 5.13 - Croqui da instalação das células de tensão total da ilha de instrumentação PC-05, com a localização dos instrumentos e o respectivo código.



Fonte: a autora (2021).

As células de tensão total PC944 e PC858B da ilha PC-05, instaladas sobre a geogrelha, estão representadas na Figura 5.14.

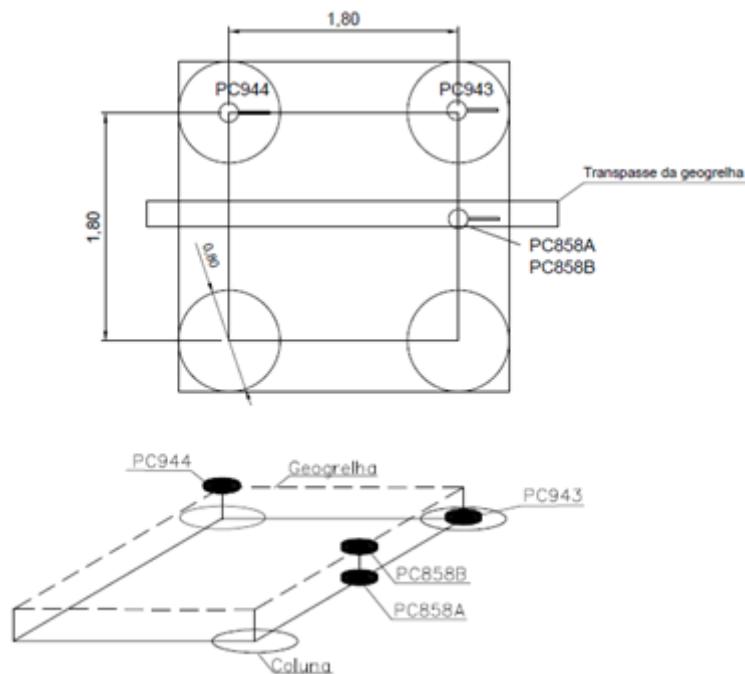
Figura 5.14 - Instalação das células de tensão total PC858B (à esquerda) e PC944 (à direita) da ilha PC-05.



Fonte: a autora (2020).

O *as built* da instalação dos instrumentos da ilha PC-05 está representado na Figura 5.15.

Figura 5.15 - *As built* da instalação dos instrumentos da ilha PC-05.

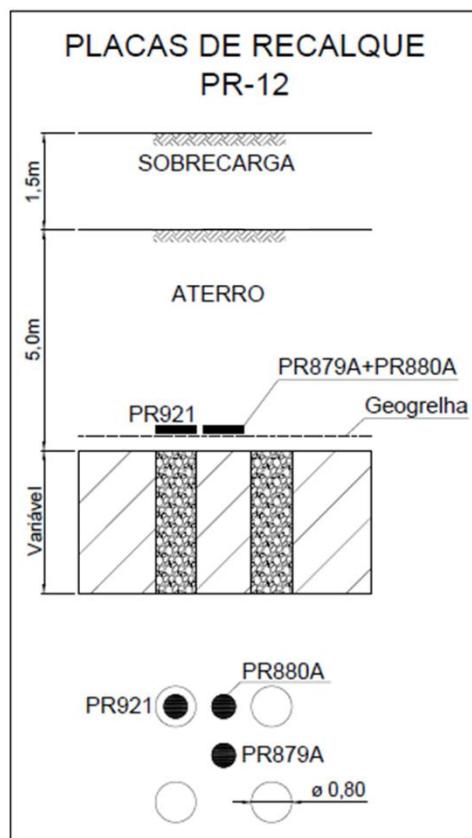


Fonte: a autora (2021)

### 5.5.3 Placas de Recalque

Com o intuito de avaliar a evolução dos recalques no aterro, foram instaladas na ilha PR-12 do Trecho 5 três placas de recalque sobre a geogrelha, sendo uma delas sobre a coluna, uma entre duas colunas adjacentes e a última na diagonal entre colunas, conforme indicado na Figura 5.16, em que estão representados os croquis da ilha PR-12.

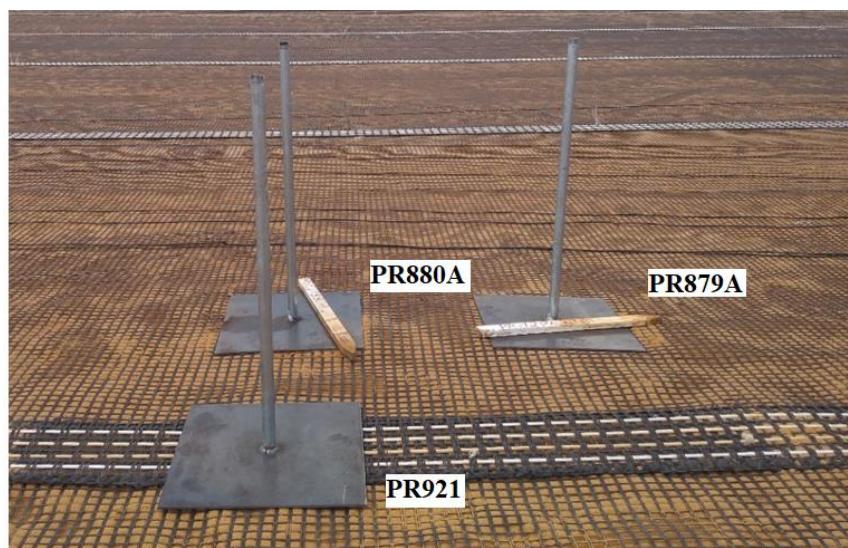
Figura 5.16 - Croqui da instalação da ilha de placa de recalque PR-12.



Fonte: a autora (2021)

As placas de recalque PR879A, PR880A e PR921 estão representadas na Figura 5.17.

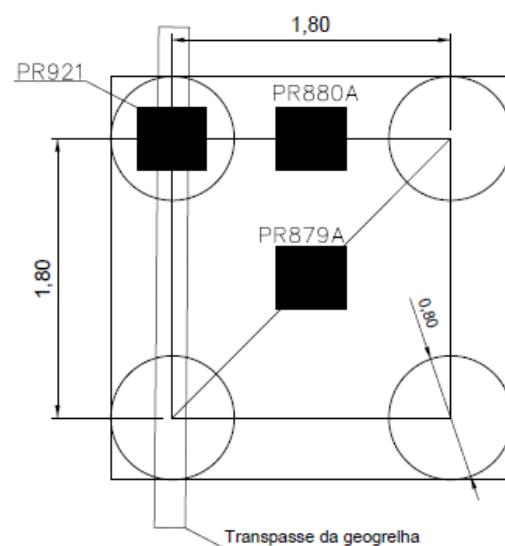
Figura 5.17 - Instalação das placas de recalque PR921 (à frente e à esquerda), P880A (atrás e à esquerda) e PR879A (à direita) da ilha PR-12.



Fonte: a autora (2020).

O *as built* da instalação dos instrumentos da ilha PR-12 está representado na Figura 5.18.

Figura 5.18 - *As built* da instalação das placas de recalque da ilha PR-12.



Fonte: a autora (2021)

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para acompanhar a execução do aterro estruturado com colunas de DSM na obra da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Internacional Salgado Filho, foi empregado um intenso controle de qualidade. Tal controle foi realizado tanto durante a execução das colunas e do aterro quanto após a sua conclusão. Neste capítulo são apresentados os resultados desse controle de qualidade, relativo à caracterização da resistência à compressão simples das colunas e das leituras dos instrumentos para monitoramento geotécnico instalados, além dos parâmetros obtidos pela correlação com os ensaios de piezocone previamente executados. Também são apresentadas as análises e discussões relativas a esses resultados.

### 6.1 ENSAIOS DE CAMPO

A realização dos ensaios de campo teve como objetivo, conforme comentado anteriormente, compreender a estratigrafia do solo e determinar/estimar parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento e deformabilidade. Dessa forma, seria possível analisar o comportamento do subsolo quando aplicadas as cargas oriundas da construção do aterro e pista, de modo a selecionar possíveis alternativas para solucionar problemas como a baixa capacidade de carga da fundação e a ocorrência de recalques de grande magnitude.

Na ilha de investigações analisada, foram realizados ensaios de piezocone, palheta e SPT, bem como foi coletada amostra para a execução de ensaio de adensamento oedométrico.

Inicialmente, para a caracterização da estratigrafia do subsolo, na ilha T5, foi realizada uma sondagem à percussão, cujo resultado está apresentado no Anexo I, na qual foi identificada uma camada de argila mole com  $N_{SPT}$  de dois golpes. Essa camada se encontra na profundidade entre 1,50 m e 3,00 m. Pela análise tático-visual realizada, ela foi caracterizada como uma argila siltosa muito mole, cinza e amarela. Dessa forma, destaca-se que será essa camada de argila mole, com espessura 1,50 m, que será analisada neste capítulo.

Dessa forma, neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados obtidos na campanha de investigações de campo e laboratório para a caracterização da camada de baixa resistência identificada.

#### 6.1.1 Resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ )

Para a determinação do “ $S_u$ ” da camada de solo mole identificada, foram analisados, inicialmente, os resultados do ensaio de palheta (VT-PL-02) realizado na área.

O boletim dos ensaios realizados está apresentado no Anexo I. Na Tabela 6.1 estão indicados os valores de “ $S_u$ ” determinados a partir da Equação (3.18) para cada camada ensaiada, bem como a sensibilidade da argila determinada pela Equação (3.19).

Tabela 6.1 – Análise dos resultados dos ensaios de palheta realizados na ilha de investigação estudada.

Prof. (m)	Torque máximo (kN.m)	Diâmetro palheta (m)	$S_u$ (kPa)	Torque amolgada (kN.m)	$S_u$ amolgada (kPa)	Sensibilidade
1,60	0,02946	0,065	29,37	0,00363	3,62	8,12
3,00	0,05035	0,05	110,27	0,02476	54,22	2,03

Fonte: a autora (2021)

Como pode ser observado nos resultados obtidos, a resistência ao cisalhamento não drenada do material na profundidade de 1,60 m é de 29,37 kPa, sendo esse material caracterizado como argila mole, segundo Terzaghi e Peck (1967), uma vez que apresenta resistência inferior a 50 kPa. Cabe destacar que esse valor de  $S_u$  é consideravelmente inferior (cerca de 30%) à resistência encontrada para o material na profundidade de 3,00 m. Além disso, esse material apresenta sensibilidade superior a 8, sendo classificado como extrassensível de acordo com a classificação de Skempton e Northe (1952), indicando que apresenta uma substancial redução da resistência quando amolgada.

Tais resultados corroboram, de maneira qualitativa, com os valores de  $N_{SPT}$  encontrados para as camadas analisadas, uma vez que na profundidade de 1,60 m foi identificada uma argila com resistência à penetração de dois golpes, sendo classificada como mole segundo a NBR 6.484 (ABNT, 2020). À profundidade de 3,00 m já foi

encontrada uma camada de argila de consistência média e, portanto, de maior resistência à penetração do amostrador-padrão identificada na sondagem SPT realizada.

Destaca-se que os resultados de resistência não drenada obtidos para o ensaio de palheta foram utilizados para a obtenção dos fatores de capacidade de carga empíricos do cone. Contudo, devido ao fato de ter sido encontrada uma camada mais resistente de argila subjacente ao material menos competente e não ter sido realizado pré-furo para ensaio de camadas mais profundas, foram realizados apenas dois ensaios de palheta ao longo da vertical de sondagem.

Dessa forma, os coeficientes  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  e  $N_{\Delta u}$  foram determinados por regressão linear simples, com base nas correlações entre os ensaios de piezocone e os apresentados pelo *Vane Test*. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6.2

Tabela 6.2 – Análise dos resultados dos ensaios de palheta realizados na ilha de investigação estudada.

$N_{kt}$	$N_{ke}$	$N_{\Delta u}$
12,48	13,19	-0,71

Fonte: a autora (2021)

Cabe comentar que, ao se determinar  $N_{\Delta u}$ , identificando-se o valor de  $u_2 - u_0$  para as profundidades ensaiadas, obteve-se um valor negativo para esse fator empírico do cone, devido ao fato de ter havido uma redução da dissipação de poropressão com a profundidade, como se pode observar nos resultados do ensaio apresentados no Anexo I. Essa argila de maior rigidez apresenta-se normalmente ou levemente sobredensada e, segundo Mantaras *et al.* (2015), durante o ensaio de dissipação, em geral, pode não apresentar variação da poropressão medida. Dessa forma, não serão considerados os valores de resistência não drenada estimados a partir de  $N_{\Delta u}$  para a argila analisada, uma vez que não representa uma boa aproximação estatística, visto que se esperaria valores maiores que 1 para esse coeficiente.

Em relação ao valor de  $N_{kt}$ , 12,48, este é muito próximo do encontrado por Soares (1997), 12, para uma argila da região de Porto Alegre/RS. Já o valor de  $N_{ke}$ , 13,19, é próximo ao valor médio encontrado por Baroni (2010), 13, para uma argila orgânica mole da região da Barra da Tijuca/RJ. Cabe ressaltar, contudo, que tais valores

são específicos da camada analisada e, além disso, para que houvesse sua confirmação, seriam necessários um maior número de ensaios de palheta para calibração.

Como foi comentado no item 5.3.1, foram realizados ensaios de dissipação, concomitantemente ao ensaio de piezocone, nas profundidades de 1,70 m e 6,26 m. Dessa forma, pode-se estimar a resistência não drenada da camada de argila entre as profundidades de 1,50 m e 3,00 m pelo método de Mantaras *et al.* (2015) para o ensaio realizado na profundidade de 1,70 m, apresentado no Anexo I. Desse modo, com base na Equação (3.6), considerando-se o índice de rigidez igual a 135, conforme obtido por Soares (1997) para uma argila da região de Porto Alegre/RS, tem-se que a resistência não drenada para a argila da camada analisada é de 18,52 kPa. Esse valor indica que a argila analisada é mole, segundo Terzaghi e Peck (1967), e é similar ao valor encontrado no ensaio de palheta, bem como com o NSPT de dois golpes identificado para a camada.

Por fim, foi determinado empiricamente o valor da resistência não drenada da camada estudada através dos resultados obtidos na sondagem SPT realizada na área, com base nas Equações (3.20), (3.21) e (3.22), de acordo com a metodologia apresentada em Rodríguez *et al.* (2015). A Tabela 6.3 apresenta um resumo dos valores encontrados.

Tabela 6.3 – Resumo dos valores encontrados de resistência não drenada do solo com base nas sondagens percussivas realizadas na área estudada.

Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>SPT</sub>	Penetração total (cm)	Penetração p/ golpe $\Delta p$ (m)	Energia (J)	Força (kN)	Su (kN/m <sup>2</sup> )
1,00	17,00	17,00	1/45	45	0,450	301,08	0,669	10,61
2,00	20,00	37,00	2	30	0,150	441,73	1,774	45,79
3,00	20,00	57,00	5	30	0,060	393,06	3,946	102,60

Fonte: a autora (2021).

Como pode ser observado, o valor de Su obtido para a camada estudada, a uma profundidade de 3,00 m é próximo ao valor encontrado com base no ensaio de palheta. Já o valor de Su da camada de profundidade 2,00 m é cerca de 50% maior que o valor determinado no ensaio de palheta para a profundidade 1,60 m. Contudo, cabe comentar que, pelos resultados obtidos no ensaio de palheta, pode-se observar que a resistência do solo aumenta com a profundidade no caso analisado. Ademais, o valor obtido é ainda

inferior a 50 kPa. Por fim, a camada com  $S_u$  de 10 kPa, a uma profundidade de 1,00 m, representa uma camada classificada como “aterro” nas sondagens, sendo composta por uma areia média fofa.

Além disso, pode-se estimar a resistência não drenada do solo a partir da metodologia proposta por Lopes *et al.* (2021), com base na Equação (3.25). Na Tabela 6.4 é apresentada a determinação do valor de  $S_u$  do solo para o trecho mais superficial que apresentou N<sub>SPT</sub> igual a 0 (1/45), de acordo com o proposto pelos autores.

Tabela 6.4 – Determinação da resistência não drenada no solo a partir do resultado de SPT conforme metodologia proposta por Lopes *et al.* (2021).

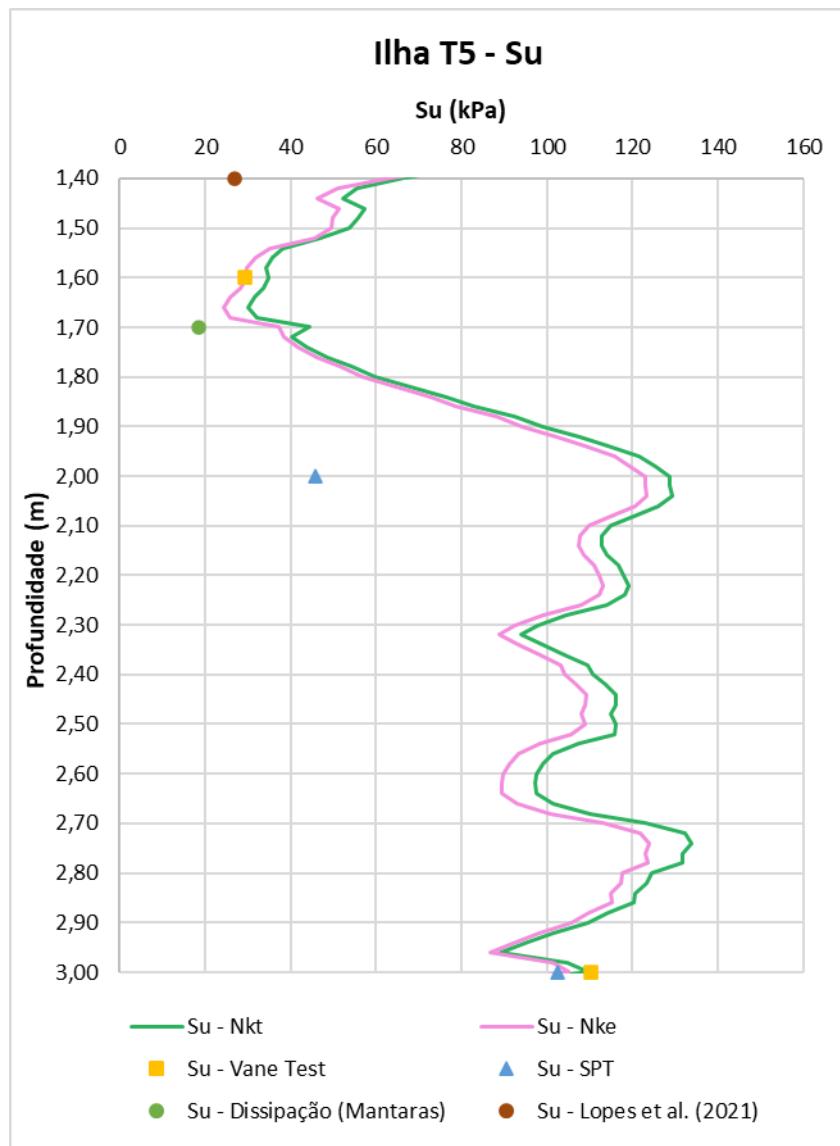
Prof (m)	L (m)	Haste		Peso martelo (N)	Peso amostrador (N)	Peso composição (N)	$\sigma_{vo}$ (ponta) (kN/m <sup>2</sup> )	$\eta$	$S_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
		Comp (m)	Peso (N)						
1,00	0,45	2,00	32,30	650,00	60,00	774,60	26,10	0,20	26,86

Fonte: a autora (2021)

Conforme pode-se observar na Tabela 6.4, o valor de  $S_u$  obtido é similar ao determinado pelo ensaio de palheta utilizado para calibrar os fatores de cone e tem melhor aproximação do que o resultado para a camada mais superficial apresentado na Tabela 6.3. Destaca-se, contudo, que tal valor pode ser mais baixo, uma vez que na determinação do N<sub>SPT</sub> mede-se apenas o comprimento final (45 centímetros), de forma que nesse solo, o comprimento penetrado pode ser superior a esse valor. No entanto, por não se ter essa informação do ensaio, considerou-se “L” como sendo 0,45 m.

Em suma, com base nos valores dos fatores empíricos do cone obtidos ( $N_{kt}$  e  $N_{ke}$ ), bem como os resultados dos ensaios de dissipação, palheta e SPT, foi traçado o perfil de resistência ao cisalhamento não drenada da camada analisada, sendo representado no Gráfico 6.1.

Gráfico 6.1 - Perfil de resistência ao cisalhamento não drenada do solo até a profundidade de 3,00 m.



Fonte: a autora (2021).

Como se pode observar no Gráfico 6.1, as curvas de resistência ao cisalhamento não drenada obtidas a partir de  $N_{kt}$  e  $N_{ke}$ , através do ensaio de piezocone realizado na área, indicam que a camada de solo mole se encontra, de fato, entre as profundidades de 1,40 m e 2,00 m. Além disso, o valor de  $Su$  médio para camada abaixo da profundidade de 2,00 m, em geral, apresenta valor próximo a 100 kPa, o que confirma o resultado obtido no ensaio de palheta realizado na amostra a 3,00 m de profundidade.

Por fim, destaca-se que para determinação da resistência ao cisalhamento do solo é necessário um maior número de ensaios na região, de forma a permitir comparar os resultados obtidos e ter representatividade estatística ao se correlacionar os diversos

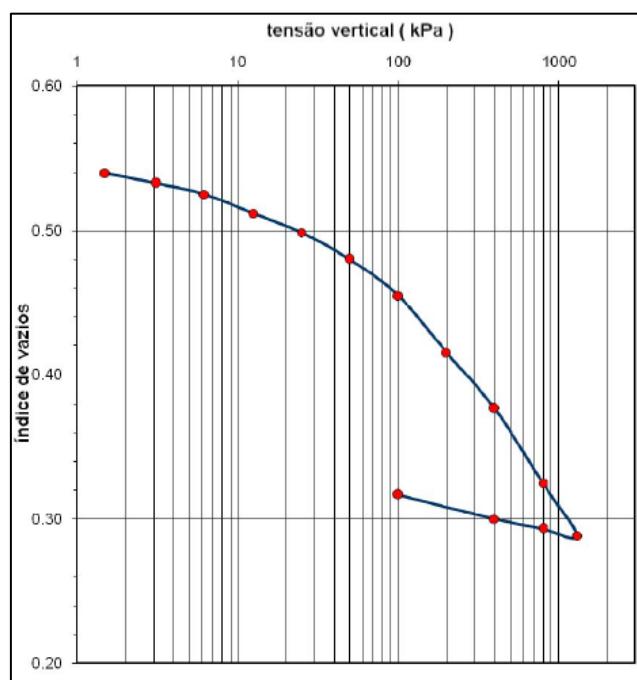
ensaios realizados. Contudo, cabe ressaltar que, para o presente trabalho, essa análise teve como intuito estimar a resistência ao cisalhamento não drenada do perfil do solo, de forma a compreender o comportamento do aterro estruturado à medida em que tal aterro era executado, sobretudo em relação ao adensamento do solo e concentração de cargas nas colunas.

### 6.1.2 Tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ )

Com o intuito de prever o comportamento da camada de argila mole identificada na campanha de investigações realizadas, faz-se necessário o estudo da tensão de pré-adensamento das camadas do subsolo onde a pista de pouso e decolagem será implantada. Para a determinação da  $\sigma'_{vm}$  através das leituras realizadas durante o ensaio de piezocone, utilizam-se as Equações (3.7) e (3.8) apresentadas no item 3.2.2.

Para a determinação dos coeficientes  $K_1$  e  $K_2$  da camada de argila estudada neste capítulo, utiliza-se como referência a tensão de pré-adensamento obtida no ensaio de adensamento oedométrico realizado em amostra coletada a uma profundidade de 1,70 m. A curva de adensamento do ensaio está apresentada na Figura 6.1.

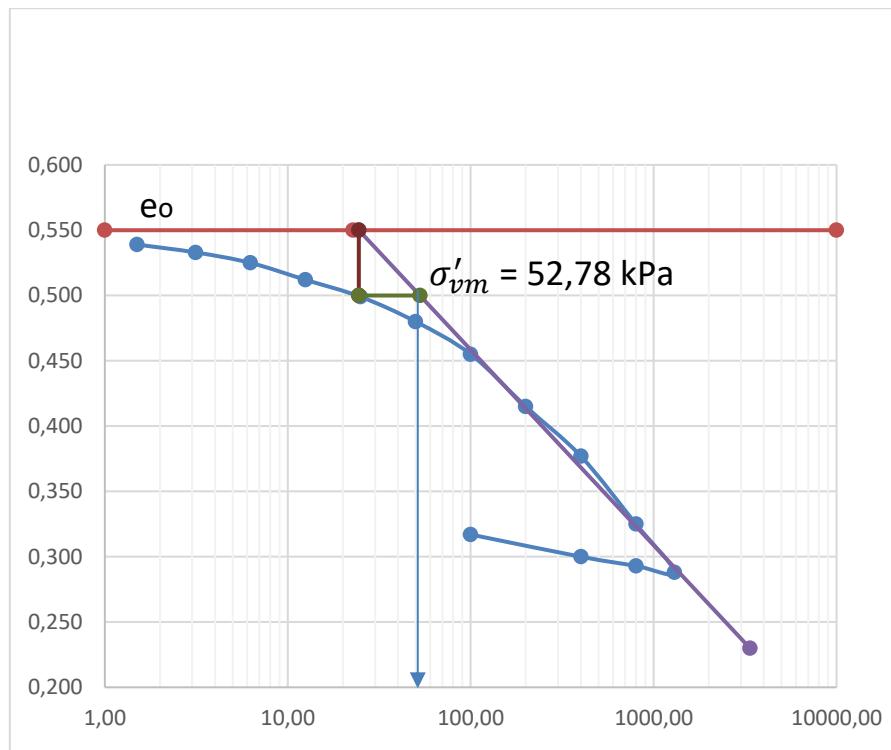
Figura 6.1 – Curva de adensamento do ensaio de compressão oedométrica realizado em amostra coletada na ilha de investigações estudada.



Fonte: IQS (2019).

Para avaliar a qualidade da amostra, são utilizadas as metodologias de Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007). Dessa forma, para a determinação da razão de sobreadensamento (OCR), é necessário identificar a tensão efetiva *in situ* ( $\sigma'_{v0}$ ) e a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ). No Gráfico 6.2 está representada a tensão de pré-adensamento da amostra, obtida através do método de Pacheco Silva (1970).

Gráfico 6.2 – Determinação da tensão de pré-adensamento da amostra pelo método de Pacheco Silva (1970).



Como pode ser observado no Gráfico 6.2, a tensão de pré-adensamento desse solo é 52,78 kPa. Já a tensão efetiva *in situ* é determinada pela Equação (6.1):

$$\sigma'_{v0} = \gamma_{nat} \cdot 0,82 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (1,70 - 0,82) \quad (6 \cdot 7)$$

$$\sigma'_{v0} = 19,00 \cdot 0,82 + (20,41 - 9,81) \cdot (1,70 - 0,82)$$

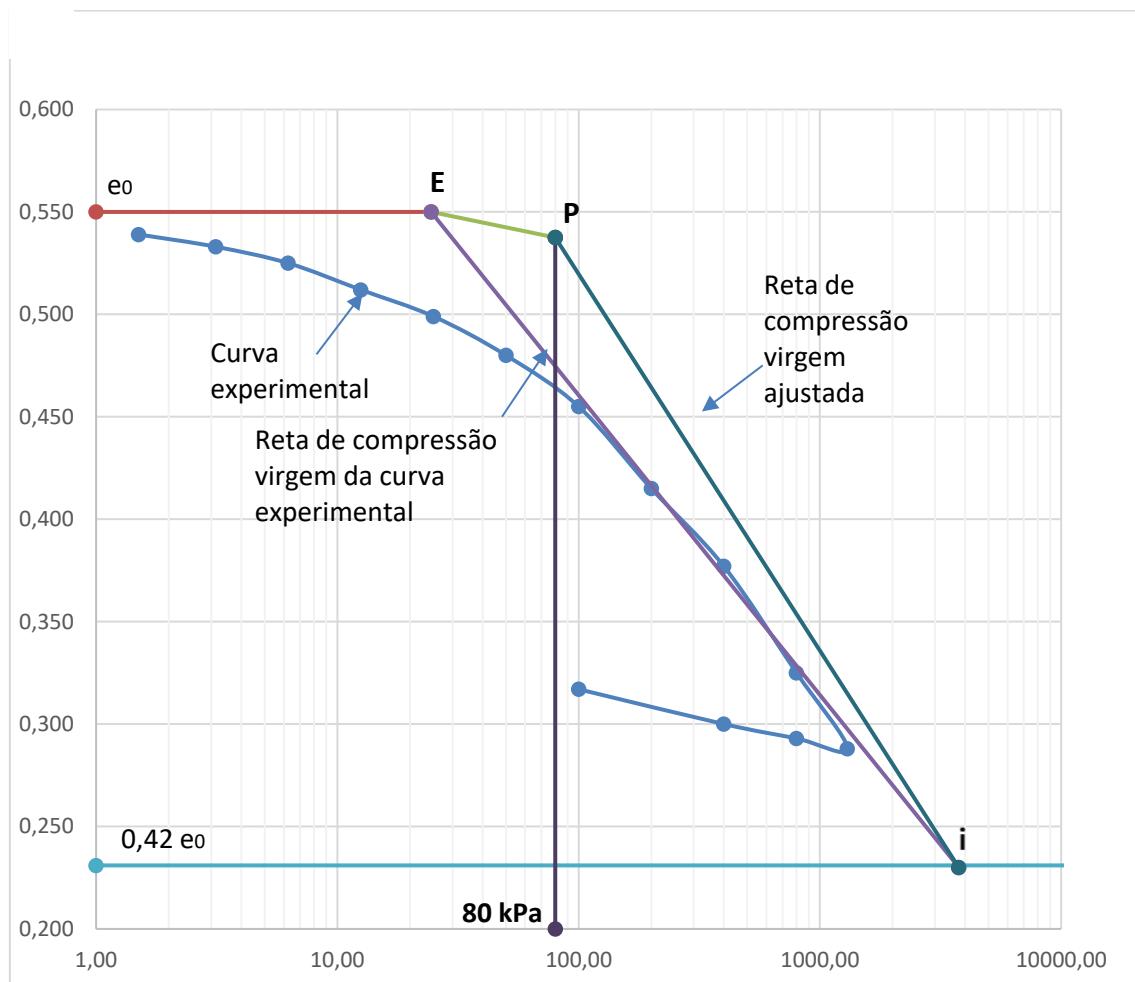
$$\sigma'_{v0} = 24,50 \text{ kPa}$$

Dessa forma, a razão de sobreadensamento será  $OCR = 52,78/24,50 = 2,15$ . Assim, pode-se considerar que a argila analisada é levemente sobreadensada. Quanto ao

índice de vazios inicial, esse é igual a 0,550. Já o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo ( $e_{\sigma_{\text{v}_0}}$ ) é igual a 0,499. Portanto, o valor de  $\Delta e/e_0$  seria igual a 0,09, aproximadamente, e a amostra é considerada pobre, tanto pelo critério de classificação de Lunne *et al.* (1997) quanto por Coutinho (2007), isto é, essa amostra está amolgada.

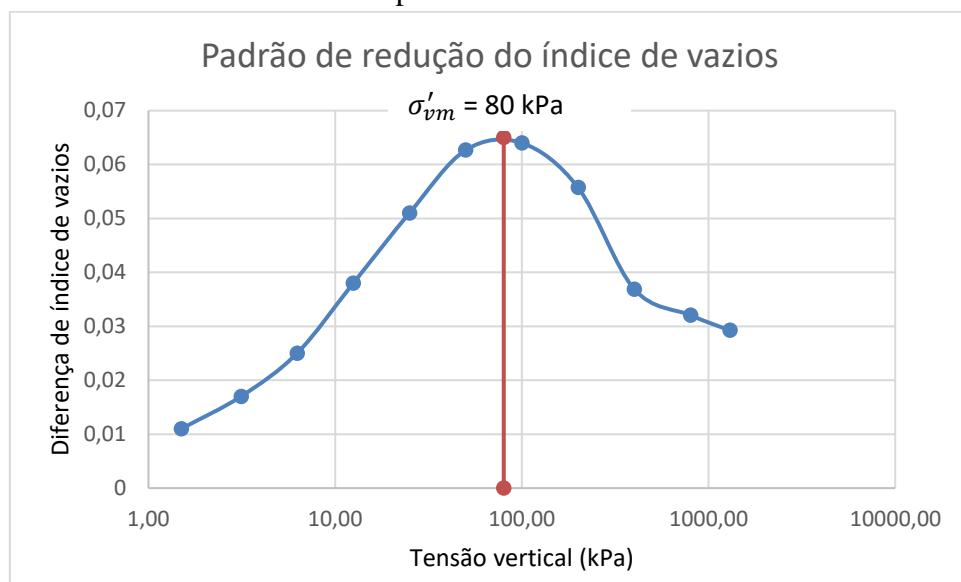
Para corrigir a curva de adensamento da amostra é utilizado o Método de Schmertmann (1955), conforme descrito no item 3.3.3. A curva corrigida é apresentada no Gráfico 6.3 e a curva do “padrão de redução do índice de vazios” no Gráfico 6.4.

Gráfico 6.3 – Curva corrigida pelo Método de Schmertmann (1955).



Fonte: a autora (2021).

Gráfico 6.4 – Padrão de redução do índice de vazios mais simétrico em relação à tensão de pré-adensamento.



Fonte: a autora (2021).

Nas tentativas de traçar uma curva de adensamento corrigida para a amostra, aquela que produziu a curva de “padrão de redução de índice de vazios” mais simétrica em relação à tensão de pré-adensamento adotada foi a relativa à  $\sigma'_{vm} = 80 \text{ kPa}$ . Dessa forma, o valor de  $K_1$  para a Equação (3.7), considerando o peso específico do solo como  $20 \text{ kN/m}^3$ , conforme estabelecido no ensaio realizado é:

$$\begin{aligned} \sigma'_{vm} &= K_1(q_t - \sigma_{vo}) & (3.7) \\ 80 &= K_1(435,72 - 34,00) \\ K_1 &= 0,199 \end{aligned}$$

Já o valor de  $K_2$  determinado pela equação (3.8) será:

$$\begin{aligned} \sigma'_{vm} &= K_2(q_t - u_2) & (3.8) \\ 80 &= K_2(435,72 - 97,382) \\ K_2 &= 0,232 \end{aligned}$$

Cabe destacar que, para a ilha de investigações analisada, foi realizado apenas um ensaio de piezocone e um ensaio de adensamento oedométrico. Dessa forma, a determinação de  $K_1$  e  $K_2$  pode não apresentar representatividade estatística por não terem sido feitos outros ensaios em um raio próximo do local investigado. Os pontos de

sondagem no caso da obra analisada se encontram, em geral, a uma distância média de 100 m um do outro.

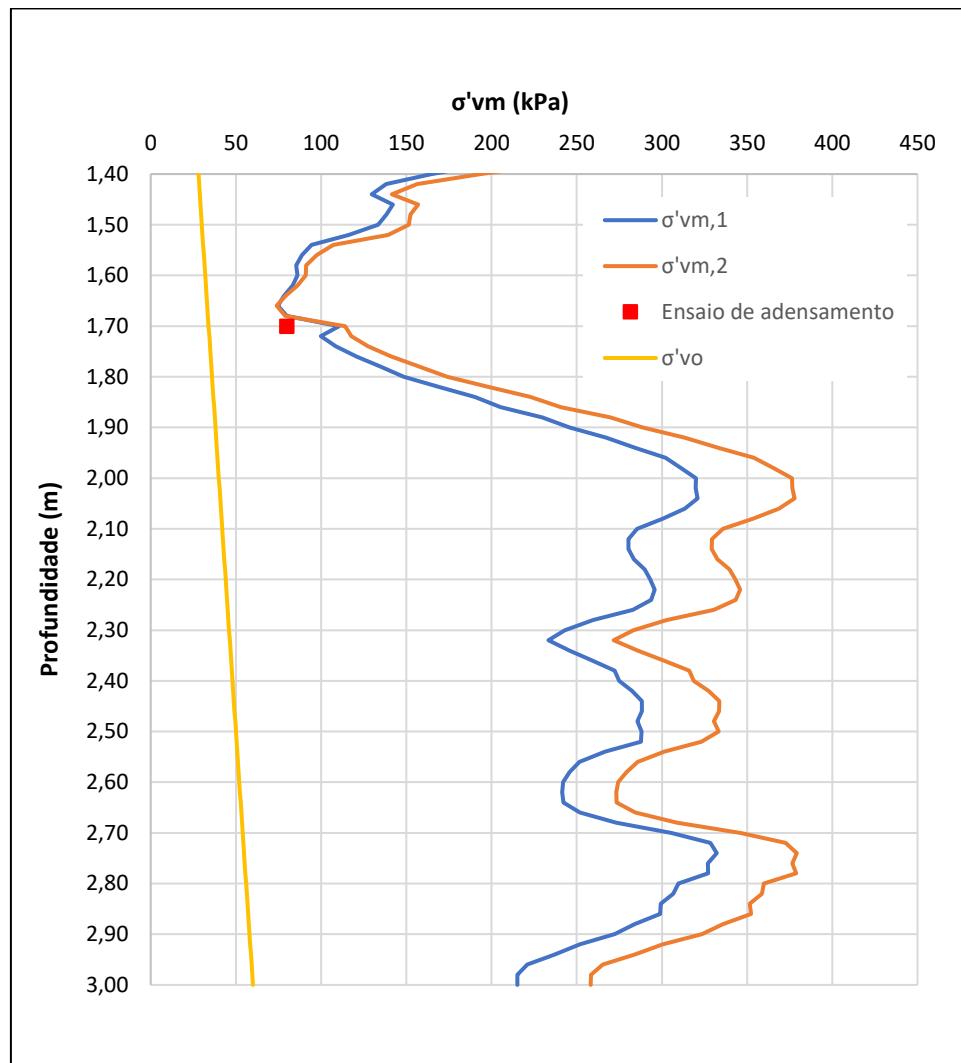
Contudo, a determinação desses coeficientes para a argila analisada auxilia na ampliação do entendimento do comportamento desse depósito de argila frente a carregamentos externos. Além disso, contribui para a ampliação do banco de dados relativo à aplicação do ensaio de piezocone para a obtenção de parâmetros geotécnicos do solo.

Como pode ser observado, o valor de  $K_1$  obtido foi de 0,199. Esse valor é muito próximo ao valor médio de 0,200 encontrado por Odebrecht *et al.* (2012) para depósitos quaternários da costa brasileira. Além disso, como pode ser observado nos resultados do ensaio de piezocone apresentados no Anexo I, a argila ensaiada apresentou valores de resistência de ponta do cone altos. Dessa forma, um valor mais baixo de  $K_1$  se torna mais representativo para a argila analisada, uma vez que não representaria valores de tensão de sobreadensamento muito maiores que o que de fato ocorre no campo.

Tal análise para o coeficiente  $K_1$  pode ser reproduzido para  $K_2$ . Schnaid e Odebrecht (2012) comentam, como apontado anteriormente no item 3.2.2, que os valores mais usualmente encontrados para esse coeficiente variam entre 0,5-0,6, podendo ser identificados valores inferiores para depósitos de argila muito moles, como é o caso apresentado por Baroni (2010). Contudo, ressalte-se que o ensaio CPTU realizado na área apresentou valores baixos de dissipação de poropressão ( $u_2$ ), indicando que a argila analisada apresenta, em geral, maior rigidez e, dessa forma, o excesso de poropressão dissipado é menor.

Isto posto, as curvas da tensão de pré-adensamento da argila analisada com a profundidade são apresentadas no Gráfico 6.5.

Gráfico 6.5 – Tensão de pré-adensamento da argila em relação à profundidade do perfil do solo.



Fonte: a autora (2021).

Como pode ser observado no Gráfico 6.5, a camada entre as profundidades 1,40m e 1,80 m, aproximadamente, apresenta tensão de pré-adensamento, em geral, inferior a 100 kPa. Dessa forma, esperando-se um acréscimo de tensão ocasionado pela implantação de uma camada de 6,50 m de aterro e sobrecarga, com peso específico de 18kN/m<sup>3</sup>, aproximadamente, tem-se um acréscimo de tensões próximo a 120 kPa, o que pode ocasionar deformações verticais sensíveis nessa camada, em uma região em que são toleráveis recalques apenas de pequena magnitude, visto que se deve manter a integridade do pavimento para garantir a segurança da pista de pouso e decolagem. Dessa forma, pode-se fazer necessária a adoção de uma alternativa para mitigar os recalques nessa região.

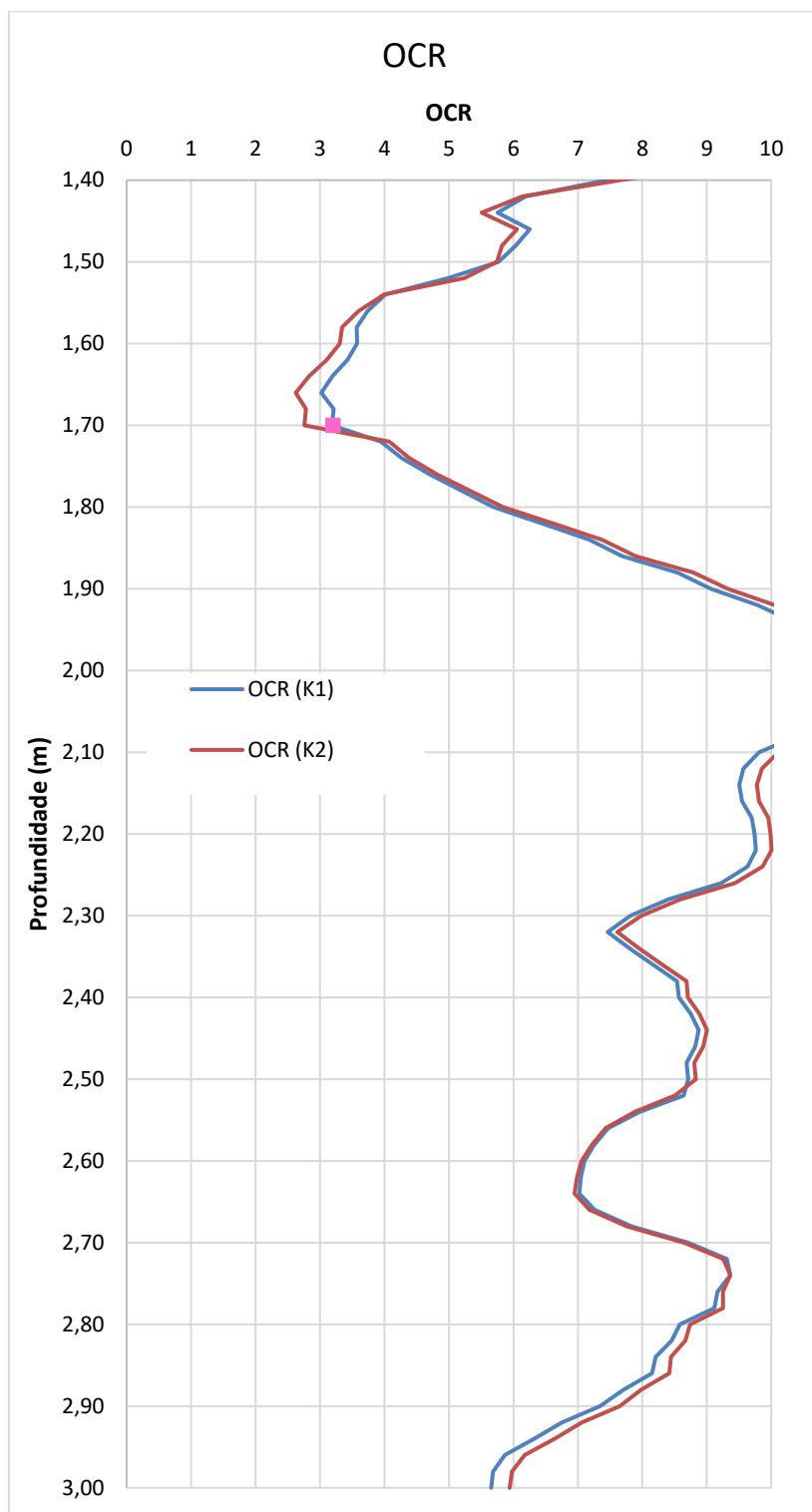
### 6.1.3 Razão de sobreadensamento (OCR)

Após a correção da curva de adensamento da amostra no item 6.1.2 pelo método de Schmertmann (1955), é possível determinar a razão de sobreadensamento do solo na profundidade ensaiada, 1,70 m e, dessa forma, calibrar a equação empírica para determinação do OCR do solo ao longo da profundidade.

Assim, a razão de sobreadensamento do solo nessa profundidade será:  $OCR = 80/24,50 = 3,25$ . Dessa forma, pode-se determinar os coeficientes das Equações (3.10) e (3.11) que melhor definem a previsão da razão de sobreadensamento das camadas desse solo. Cabe destacar que essa previsão de OCR, conforme comentado por Schnaid e Odebrecht (2012) é apenas uma estimativa, e tem como função ampliar o entendimento da história de tensões do solo e estimar as deformações que possam ocorrer com a aplicação da sobrecarga ocasionada pela implantação da pista de pouso e decolagem.

Dessa forma, a definição do OCR a partir dos coeficientes calculado no item 6.1.2 em relação à profundidade do solo está apresentada no Gráfico 6.6.

Gráfico 6.6 – Determinação da razão de sobreadensamento com a profundidade



Fonte: a autora (2021).

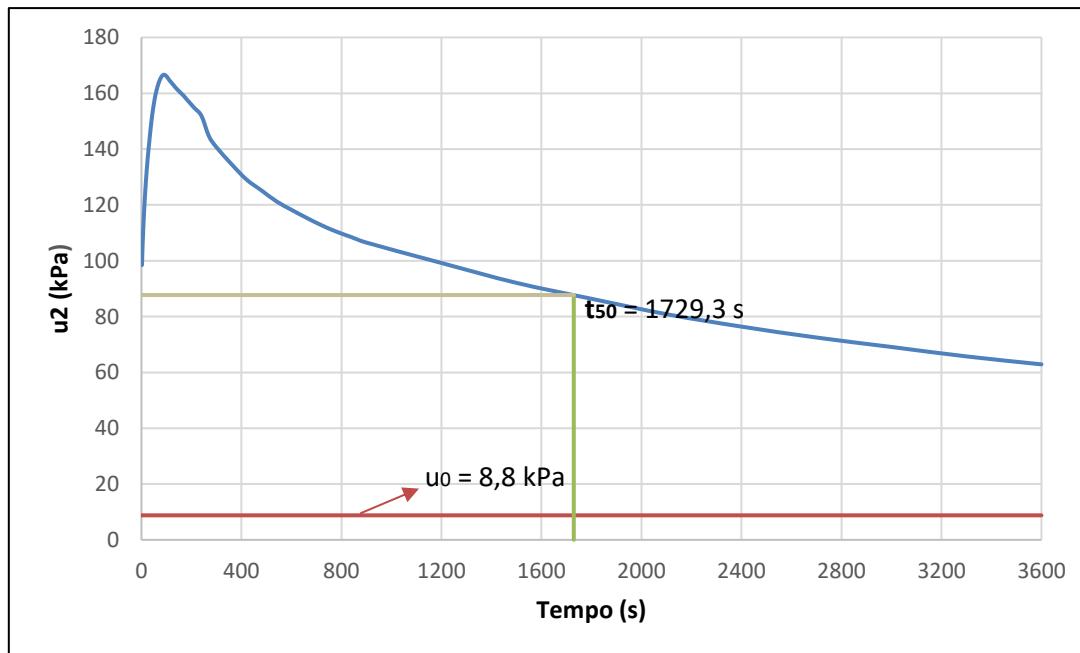
Como pode ser observado no Gráfico 6.6 o solo analisado apresenta valores altos de OCR, assim como observado em Battaglio *et al.* (1986, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012) e Lunne *et al.* (1986, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012), o que é um indicativo que esse depósito de argila se encontra, em geral, sobreadensado. Porém, devido ao

nível freático alto na região, bem como maior sensitividade da argila, podem ser esperados recalques na área e, dessa forma, devem ser tomadas medidas de forma a mitigar a ocorrência de deformações no subsolo.

#### 6.1.4 Coeficiente de adensamento horizontal

A determinação do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) é importante para avaliar a permeabilidade do solo e a velocidade de dissipação do excesso de poropressões no interior do depósito de argila quando sujeito à sobrecarga do aterro. Tendo como base o ensaio de dissipação realizado a uma profundidade de 1,70m, pode-se determinar o coeficiente de adensamento horizontal do piezocone. O Gráfico 6.7 representa a evolução da dissipação da poropressão com o tempo, com a indicação do “ $t_{50}$ ” para o ensaio realizado, tendo como base a medida de  $u_2$ .

Gráfico 6.7 – Evolução da dissipação da poropressão com o tempo para o ensaio de dissipação realizado na profundidade de 1,70 m.



Fonte: a autora (2021).

Assim, conforme apontado no item 3.2.4, o coeficiente de adensamento horizontal pode ser determinado conforme a Equação (3.16):

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T^* \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad (6.2)$$

$$c_h = \frac{(0,0178)^2 \cdot 0,245 \cdot \sqrt{135}}{1729,3}$$

$$c_h = 5,21 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

O coeficiente de adensamento horizontal obtido foi de  $5,21 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ . Contudo, cabe ressaltar que, conforme apontado no item 3.2.4, Schnaid e Odebrecht (2012) comentam que esse coeficiente se refere à propriedade de um solo pré-adensado e, para se estimar o “ $c_h$ ” de um solo na faixa normalmente adensada, utiliza-se a Equação (3.17), proposta por Jamiolkowski *et al.* (1985 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012).

Para tanto, precisa-se determinar a razão de recompressão (RR) e a razão de compressão (CR), que podem ser obtidas a partir curva de adensamento corrigida no item 6.1.2. Os índices  $C_r$  e  $C_c$  representam o coeficiente angular das retas que melhor se ajustam aos trechos de recompressão e compressão virgem, respectivamente. Dessa forma, segundo Sousa Pinto (2016), pode-se determinar  $C_c$  a partir da Equação (6.3).

$$C_c = \frac{(e_1 - e_2)}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \quad (6.3)$$

$$C_c = \frac{(0,537 - 0,230)}{\log (3764,63) - \log (80)}$$

$$C_c = 0,183$$

A partir desse resultado, a razão de compressão (CR) pode ser determinada pela Equação (6.4).

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad (6.4)$$

$$CR = \frac{0,183}{1 + 0,550} = 0,118$$

Já o coeficiente  $C_r$ , segundo Sousa Pinto (2016), pode ser determinado a partir da Equação (6.5).

$$C_r = \frac{(e_1 - e_2)}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \quad (6.5)$$

$$C_r = \frac{(0,317 - 0,288)}{\log (1300) - \log (100)}$$

$$C_r = 0,026$$

A partir desse resultado, a razão de recompressão (RR) pode ser determinada pela Equação (6.6).

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_0} \quad (6.6)$$

$$RR = \frac{0,026}{1 + 0,550} = 0,017$$

Assim, o coeficiente de adensamento horizontal do solo na faixa normalmente adensada, conforme proposto por Jamiolkowski *et al.* (1985 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012), pode ser determinado pela Equação (3.17),

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} c_h(\text{Piezocone}) \quad (3.17)$$

$$c_h(NA) = \frac{0,017}{0,118} \cdot 5,21 \times 10^{-7}$$

$$c_h(NA) = 7,50 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

O valor do coeficiente de adensamento horizontal obtido para a amostra analisada indica que esse solo apresenta um comportamento típico de argilas e que a dissipação das poropressões pela aplicação de uma sobrecarga ocorre de maneira lenta. Dessa forma, pode-se concluir que o uso de sobrecarga associada a drenos verticais para acelerar os recalques nessa região analisada seria uma alternativa, que, em alguns casos é inviável, visto que é um processo que pode levar alguns meses. No caso particular desta construção, esta técnica aplicada, utilizando o  $c_h$  encontrado, não atenderia ao cronograma restrito da obra.

## 6.2 CONTROLE DE QUALIDADE DAS COLUNAS

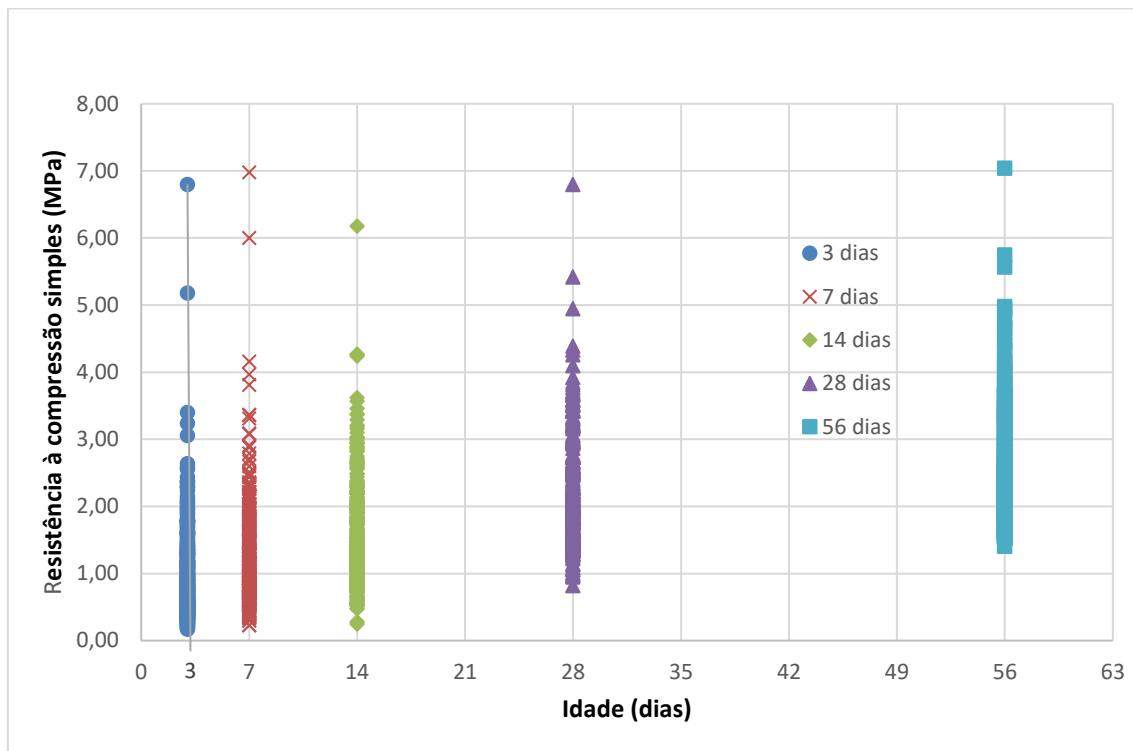
Durante a execução das colunas pelo método *Deep Soil Mixing*, foi realizado, em tempo real, o controle de qualidade e produtividade com o auxílio de um

computador de bordo instalado na cabine do operador, segundo informado nos relatórios disponibilizados pela empresa IQS (2019). Assim, conseguiu-se supervisionar, dentre outros, o índice de perfuração e penetração da ferramenta de mistura, a profundidade de penetração dessa ferramenta e a sua taxa de retirada, bem como a quantidade de calda utilizada e o consumo total de ligante.

Devido ao seu processo executivo, os elementos executados com a técnica DSM apresentam grande variabilidade de UCS e, portanto, faz-se necessário ensaiar um número significativo de amostras para se ter representatividade estatística. Dessa forma, para a verificação da compatibilidade das resistências com o estabelecido em projeto, além da averiguação da estabilidade global do aterro, foi realizado o ensaio de resistência à compressão simples de amostras extraídas de 450 colunas da PPD no Trecho 5. Tais ensaios foram realizados por empresa contratada pelo consórcio que realizou a obra em questão, sendo que os relatórios dos ensaios foram disponibilizados para a elaboração do presente trabalho.

Como pode ser observado no Gráfico 6.8, conforme esperado, houve uma grande dispersão dos valores. Essa dispersão, como comentado ao longo do Capítulo 4, se deve ao fato de, apesar de ser feito um controle durante a execução, não se consegue garantir, com exatidão, que o equipamento consiga desagregar por completo o solo nem que a calda seja distribuída de maneira completamente uniforme por todo o comprimento da coluna. Além disso, a composição mineralógica do solo pode se alterar conforme a profundidade, uma vez que o solo da região é do tipo transportado, conforme Schnaid *et al.* (2001) comentam. Assim, as reações pozolânicas podem ser diferentes e ocorrerem em também diferentes intervalos de tempo.

Gráfico 6.8 - Dispersão dos resultados de resistência à compressão simples de campo em relação ao tempo de cura.

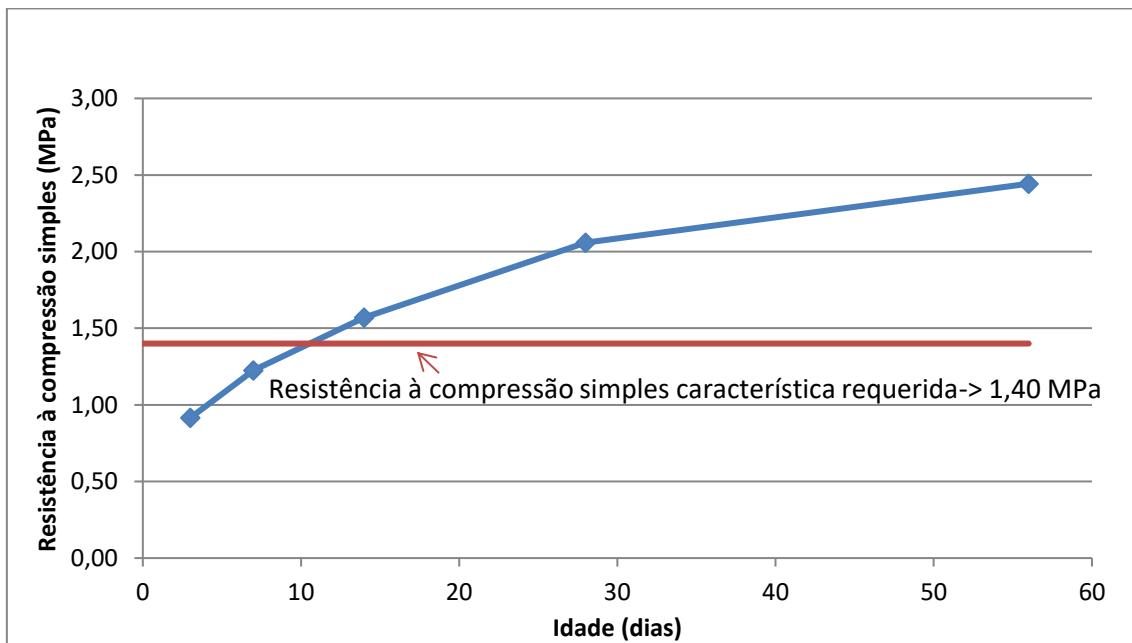


Fonte: a autora (2021).

Aos 3 dias de cura, os resultados de resistência à compressão simples variam entre 0,17 MPa e 6,80 MPa; aos 7 dias a variação está entre 0,23 MPa e 6,98 MPa, aos 14 dias, está entre 0,25 MPa e 6,18 MPa, aos 28 dias, entre 0,82 MPa e 6,80 MPa e, por fim, aos 56 dias, a dispersão dos valores varia entre 1,41 MPa e 7,04 MPa. Os valores máximos foram considerados como “outliers”, ou seja, eles são muito discrepantes em relação à média e foram desconsiderados na análise estatística, por distorcer a curva de distribuição log-normal.

Com base nos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples realizados nas amostras retiradas de cada coluna, foi representada, no Gráfico 6.9, a evolução da resistência à compressão simples média para a idade de 3, 7, 14, 28, 56 dias. Pela linha de tendência inserida no gráfico, nota-se que, em média, as colunas atingiram o valor da resistência de projeto antes dos 9 dias. Além disso, aos 28 dias, a UCS é 47% maior que o valor de projeto e, aos 56 dias, 75% maior.

Gráfico 6.9 - Evolução da resistência à compressão simples média de amostras coletadas de colunas DSM em campo.



Fonte: a autora (2021).

Conforme apresentado no item 4.9.1 do presente trabalho, a curva de distribuição log-normal é a que melhor se adequa aos valores obtidos de resistência à compressão simples de colunas DSM. A avaliação do valor de  $f_{ck}$  de confiança foi baseada na análise estatística desses dados fornecidos e foi relacionado ao valor médio da resistência medida ( $f_{cm}$ ) e o desvio padrão,  $S_d$ .

O valor de  $f_{ck}$  pode ser obtido pela integral da curva log-normal, observando a região correspondente a 10% da área abaixo da curva, ou considerando que o valor de  $f_{ck}$  é o valor fornecido pela Equação (4.2), conforme estabelecido no item 4.9.1:

$$f_{ck} = e^{[f_{cm}(\ln f_c) - m \cdot S_d(\ln f_c)]} \quad (4.2)$$

Na Equação (4.2):

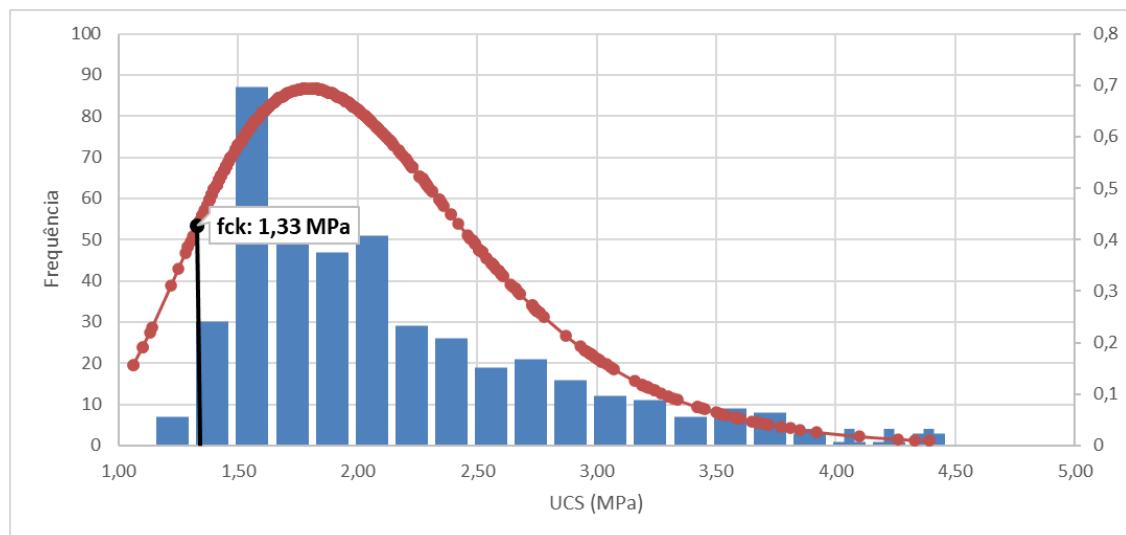
$f_{cm}(\ln f_c) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(f_{c,i})$  : representa a média aritmética do logaritmo neperiano dos valores de resistência à compressão simples obtidos nos ensaios de cada amostra coletada;

$S_d(\ln(f_c)) = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n [\ln(f_{c,i}) - \mu(\ln(f_c))]^2}$ : representa o desvio padrão do logaritmo neperiano dos valores de resistência à compressão simples obtidos nos ensaios de cada amostra coletada, sendo  $n$  o número de colunas amostradas.

Como o nível de confiança preconizado no projeto é de 90%, a fim de garantir que 90% dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras tenham resultado igual ou superior a 1,40 MPa, adota-se  $m = 1.28$ . Já a análise dos dados pode ser feita admitindo-se uma distribuição normal da resistência à compressão, introduzindo o coeficiente de variação (COV), onde  $COV = S_d/f_{cm}$  sendo que esse valor não deve exceder  $COV = 0.38$ , para solos coesivos e  $COV = 0.31$ , para solos não coesivos (Machado, 2016).

Com base nesses dados, a curva log-normal de distribuição dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples está indicada no Gráfico 6.10 com o valor de  $f_{ck}$  assinalado, juntamente com o histograma para facilitar a compreensão da análise estatística.

Gráfico 6.10. - Análise estatística das resistências à compressão simples obtidas em campo aos 28 dias de cura para amostras de colunas DSM ensaiadas em laboratório.



Fonte: a autora (2021).

Como se pode observar, as colunas não atingiram o valor de  $f_{ck}$  requerido de 1,40 MPa aos 28 dias, devido à grande dispersão dos resultados, bem como o fato de algumas amostras terem apresentado valores de  $f_{ci}$  relativamente baixos. Contudo, esse

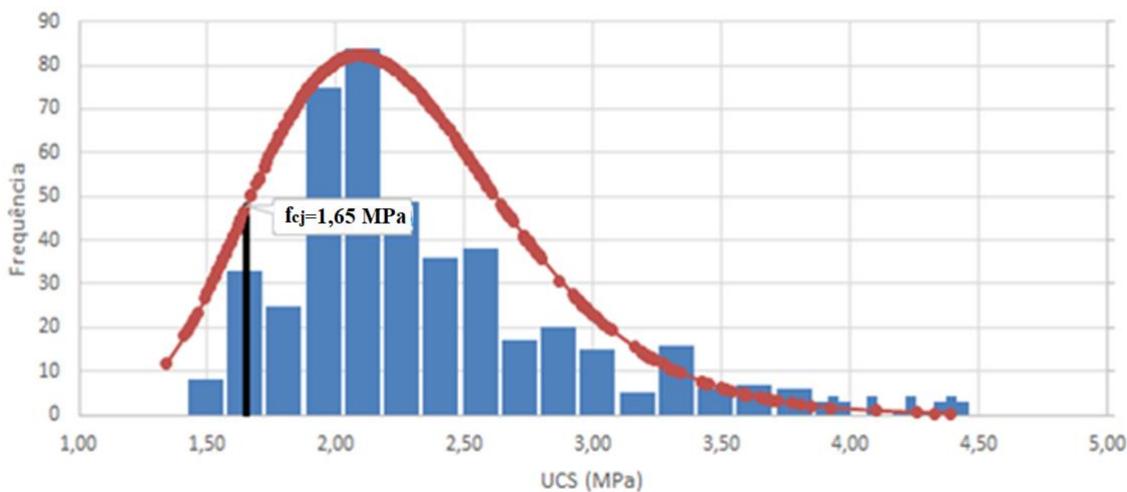
valor foi muito próximo ao requerido no projeto. Aos 28 dias de cura, os resultados dos ensaios à compressão simples característica, levando em consideração o nível de confiança de 90% chegou ao valor de  $f_{ck} = 1.33$  MPa aos 28 dias.

Para 28 dias, o desvio padrão da amostra foi de 0.66 MPa e a resistência à compressão simples média foi de 2,05 MPa e, por conseguinte, o coeficiente de variação dos resultados, obtido através da razão  $COV = Sd/f_{cm}$ , apresentou valor de 0,32. Tal valor está dentro da faixa aceitável para colunas de DSM (inferior a 0,38, para solos coesivos).

Como forma de avaliar o ganho de resistência das colunas, bem como verificar se as amostras atingiriam, aos 56 dias, o valor de  $f_{cj}$  superior a 1,40 MPa, foi feita nova análise estatística dos ensaios, levando em consideração os resultados dos ensaios realizados após os 28 dias inicialmente propostos.

Com base nesses ensaios, a curva log-normal de distribuição dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples aos 56 dias foi calculada e está indicada no Gráfico 6.11, com o valor de  $f_{cj}$  assinalado.

Gráfico 6.11 - Análise estatística das resistências à compressão simples obtidas em campo aos 56 dias de cura para amostras de colunas DSM ensaiadas em laboratório.



Fonte: a autora (2021).

O Gráfico 6.11 indica que, aos 56 dias de cura, os resultados dos ensaios à compressão simples obtidos a partir de amostras coletadas em campo apresentaram um valor médio  $f_{cm} = 2,40$  MPa. Já a resistência à compressão das colunas, tendo em vista um nível de confiança de 90% chegou ao valor de  $f_{cj} = 1.65$  MPa.

O desvio padrão da amostra foi de 0.61 MPa e, portanto, coeficiente de variação dos resultados, obtido através da razão  $COV = Sd/f_{cm}$ , apresentou valor de 0.25 que está dentro da faixa aceitável para colunas de mistura solo-cimento. Os valores de  $f_{cj}$  e COV indicaram que as colunas executadas satisfizeram os requisitos de projeto aos 56 dias.

Por fim, cabe comentar que o módulo de elasticidade, conforme indicado na Tabela 4.3, apresenta boa correlação com o valor de resistência à compressão simples das colunas ensaiadas. Dessa forma, devido ao fato de as colunas terem apresentado valor de RCS característica aderente aos requisitos de projeto, garantiu-se que os elementos do aterro estruturado tenham, por conseguinte, módulo de elasticidade superior ao do solo sem tratamento. Dessa forma, esses elementos apresentam rigidez maior que o solo de fundação circundante, o que faz com que haja uma maior concentração de tensões sobre eles e um alívio do carregamento no subsolo.

### 6.3 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

Com o intuito de avaliar a eficiência das colunas DSM executadas com reforço da geogrelha, bem como estudar a evolução dos recalques na região, foram analisados os dados de monitoramento de dois piezômetros, quatro células de tensão total e três placas de recalque no total instalados no Trecho 5 da PPD. A locação da instrumentação é apresentada no item 5.4.

Neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados obtidos do monitoramento da instrumentação realizado até julho de 2020. São apresentados os gráficos de cada um dos instrumentos para análise da evolução da distribuição das tensões, bem como é realizada a avaliação dos resultados obtidos em comparação a valores encontrados na literatura.

#### 6.3.1 Piezômetros

Os piezômetros de corda vibrante foram instalados em diferentes profundidades na camada de argila siltosa com baixos valores de  $N_{SPT}$  observados durante os ensaios percussivos realizados na área. O intuito desses instrumentos era de realizar a medição do nível piezométrico na camada de argila, bem como observar a evolução das poropressões à medida que o aterro era executado, além de possibilitar o

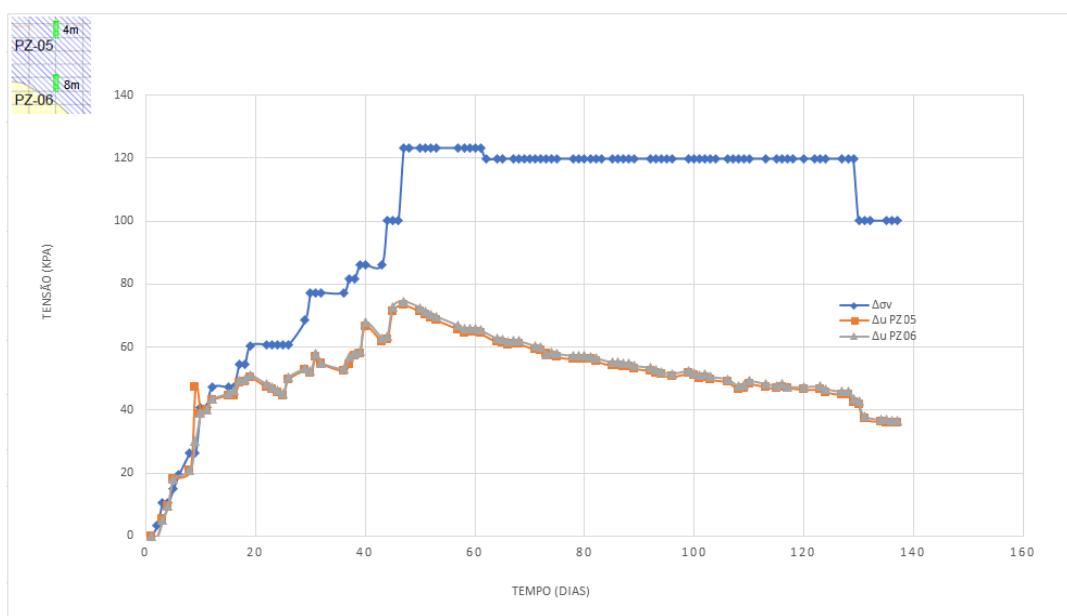
acompanhamento do processo de adensamento do solo. O instrumento PZ-05 foi instalado a uma profundidade aproximada de 4,0 m e o PZ-06 a uma profundidade de cerca de 8,0 m.

Sabe-se que, quando solos saturados são sujeitos a uma tensão vertical, inicialmente, toda a carga aplicada é absorvida pela água que ocupa os poros do solo e, à medida que ocorre o adensamento e a expulsão dessa água, as tensões são transmitidas progressivamente ao arcabouço sólido. Dessa forma, espera-se que, quando há transmissão de carga para uma argila saturada, ocorra uma elevação das poropressões e, por conseguinte, aumento das leituras dos piezômetros instalados. Com o passar dos dias, em geral, é esperada a redução progressiva desses valores em comparação ao pico das leituras.

Destaca-se que os instrumentos foram instalados cerca de um mês antes do início das obras, de forma a haver um equilíbrio das pressões neutras após sua instalação e se determinar as poropressões hidrostáticas nos respectivos pontos. Deste modo, para acompanhar a transmissão de cargas do aterro para o solo, foi plotada a variação das poropressões (em relação à poropressão hidrostática) a partir dos dados de monitoramento geotécnico dos piezômetros.

No Gráfico 6.12, são apresentados os dados de monitoramento dos piezômetros PZ-05 e PZ-06, instalados na região da ilha PC-05 em comparação à variação de tensões (gráfico em azul) resultante da construção do aterro.

Gráfico 6.12 - Resultado piezometria PZ-05 e PZ-06.



Fonte: a autora (2021).

No Gráfico 6.12 foi possível observar o comportamento do nível piezométrico na camada de argila analisada à medida que o aterro é executado. Há a indicação de um pico de poropressões que é coincidente com o alteamento do aterro de 6,50 m e uma redução causada por drenagem e pela remoção da camada de sobrecarga de 1,50 m de espessura. Dessa forma, são observados dois picos de variação de poropressão, coincidentes com as duas maiores etapas de alteamento do aterro, a primeira de 2,70m e a outra de 3,80m.

Na primeira etapa de alteamento do aterro, constata-se que o pico de poropressão é de mesma magnitude que a carga vertical aplicada, indicando que há transmissão de cargas para a camada de solo subjacente à geogrelha. A contribuição do solo de fundação também pode ser observada no trecho final do gráfico, após 130 dias, uma vez que há uma progressiva redução dos valores lidos nos piezômetros até que há a estabilização das leituras. Ademais, ressalte-se que a variação das pressões neutras é, em geral, inferior à tensão vertical aplicada, o que é um indício da efetividade da geogrelha e das colunas em reduzir a parcela de carga transmitida ao solo.

Cabe comentar, contudo, que, no período monitorado, não se observou a completa dissipação do excesso de poropressões, uma vez que, próximo ao término dos quase 140 dias de monitoramento, a variação de poropressão ( $\Delta u$ ) registrada pelos piezômetros era ainda próxima a 10,50 kPa. Devido ao fato de os recalques registrados, conforme indicado no item 6.3.3, serem pouco significativos e apresentarem tendência de estabilização, esse excesso de poropressão pode ser ocasionado pelo fato de os instrumentos terem sido instalados no período de estiagem e as chuvas que ocorreram no período úmido subsequente terem elevado o nível freático/piezométrico na região.

Por fim, cabe ressaltar que é possível observar que os gráficos de variação de poropressão medida em ambos os piezômetros se sobrepõem, indicando que há coincidência nos valores medidos e uniformidade de variação do nível piezométrico na camada de argila instrumentada.

### 6.3.2 Células de Tensão Total

Para o acompanhamento da distribuição de tensões no solo à medida que o aterro da PPD era executado, foram instaladas células de tensão total, conforme indicado na Figura 5.13.

Dessa forma, foi feito o acompanhamento das leituras desses instrumentos com a evolução do acréscimo de tensões devido à construção do aterro. Para avaliar essa variação de tensões, foi estimado o peso específico dos diferentes materiais utilizados, com base em valores encontrados na literatura para materiais semelhantes. Tais valores tiveram de ser estimados, uma vez que não foram realizados ensaios para a determinação do peso específico dos mesmos. Os valores de  $\gamma$  adotados para os componentes do aterro estão indicados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Peso específico dos materiais componentes do aterro.

Material	Peso específico ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )
Areia	20
Rachão	15
BGS	22
Macadame seco	16
Sobrecarga	17

Fonte: a autora (2021).

Já na Tabela 6.6 está representada a evolução das tensões no aterro com base nas espessuras das diferentes camadas.

Tabela 6.6 - Cálculo da evolução da tensão vertical à medida que o aterro era executado.

Camada	Material	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Tensão Total ( $\sigma$ ) (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	Altura camada (m)
1	Areia	20	4,00	4,00	0,2
2	BGS	22	6,60	10,60	0,3
3	Rachão	15	33,00	43,60	2,2
4	Macadame seco	16	16,00	59,60	1,0
5	BGS	22	33,00	92,60	1,5
6	Sobrecarga	17	25,50	118,10	1,5

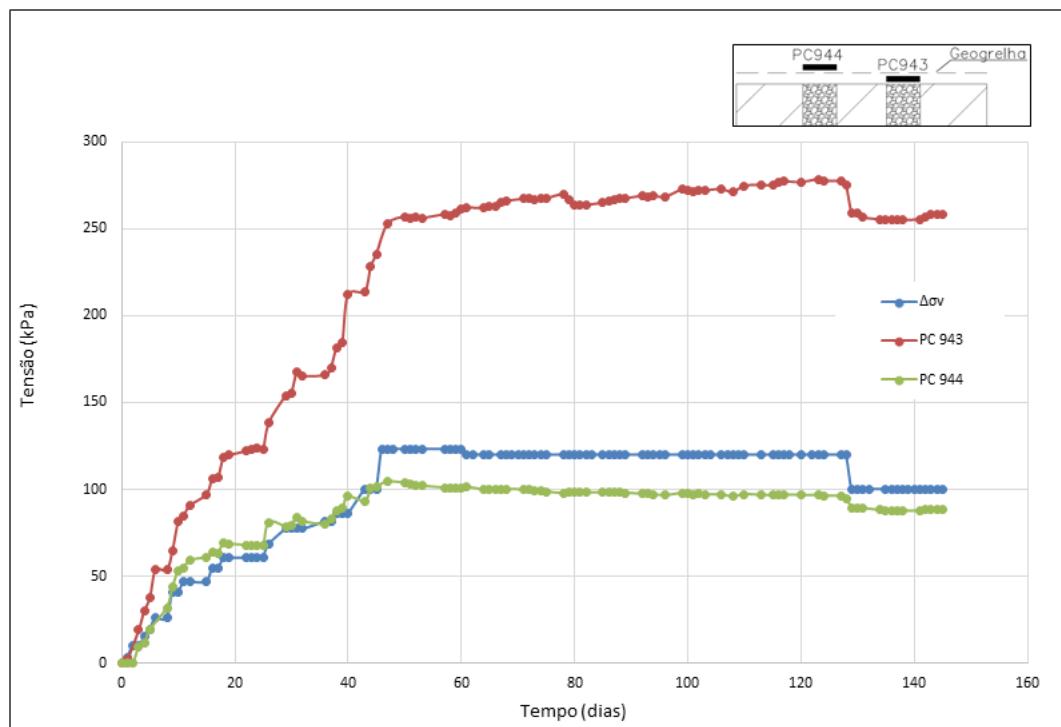
Fonte: a autora (2021).

No Gráfico 6.13 estão indicados os resultados das células de tensão total da ilha PC-05 instalados sobre a coluna, sendo o PC943 o instrumento instalado abaixo da geogrelha e PC944, acima dela. Como pode ser observado, sobretudo na célula instalada abaixo da geogrelha, por efeito do arqueamento do solo, as tensões apresentadas são

mais altas do que o peso próprio do solo ( $\gamma \cdot H$ ), o que indica haver uma concentração de tensões sobre as colunas.

Além disso, devido ao efeito de membrana, os valores fornecidos pela célula instalada sob o geossintético são ligeiramente superiores aos valores registrados pela célula localizada sobre ele, indicando que a geogrelha está absorvendo parte da carga que iria para o solo subjacente à coluna.

Gráfico 6.13 - Leituras das células de tensão total instaladas sobre colunas: PC943, localizada abaixo da geogrelha, e PC944, localizada acima da geogrelha.

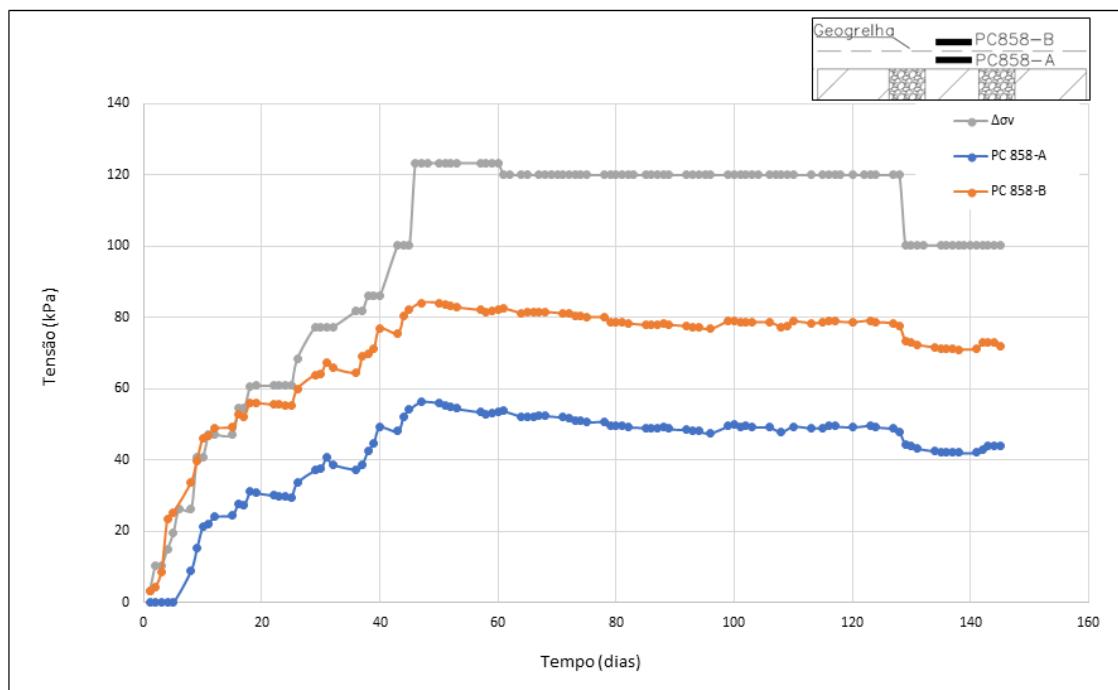


Fonte: a autora (2021)

No Gráfico 6.14 estão representados os resultados das células de tensão total da ilha PC-05 instalados entre duas colunas, estando a PC858-A abaixo da geogrelha e a PC858-B acima da geogrelha. Assim como observado no aterro instrumentado estudado por Assis (2016), a célula abaixo da geogrelha registrou valores inferiores às leituras obtidas naquela instalada acima dela, porém o valor não é igual a zero. Isso indica, inicialmente, que não houve perda de contato entre a geogrelha, o aterro e o solo de fundação. Os valores oriundos da célula instalada abaixo do reforço de geossintético evidenciam, ainda, que a geogrelha está sendo mobilizada, de forma a reduzir, em parte, o carregamento sobre o solo de fundação.

Além disso, cabe ressaltar que o carregamento do solo subjacente à geogrelha, o que corresponderia ao mecanismo C de transferência de carga residual, indica que a fundação auxilia no suporte ao aterro executado. Em aterros estruturados, onde se espera que a plataforma de trabalho recalque suficientemente a ponto de o solo subjacente perder o contato com o geossintético, no dimensionamento, tendo em vista a condição de longo prazo, não se deve considerar a contribuição deste solo subjacente.

Gráfico 6.14 - Leituras da célula de tensão total PC858-B (entre colunas e sobre a geogrelha) e da célula PC858-A (entre colunas e abaixo da geogrelha).



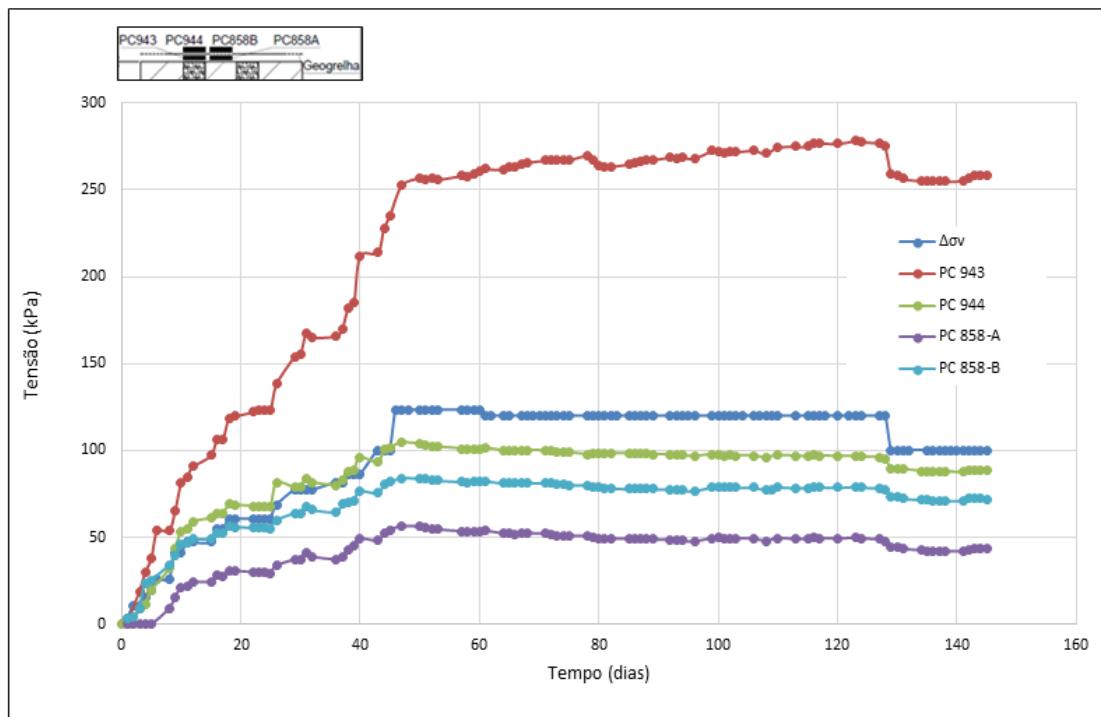
Fonte: a autora (2021).

Por fim, o Gráfico 6.15 apresenta um resumo das leituras dos instrumentos da ilha PC-05, de forma a permitir a visualização global dos resultados obtidos. Como pode ser observado, há uma concentração de tensões sobre as colunas, em comparação com a região de solo entre elas, indicando a ocorrência do fenômeno do arqueamento. Além disso, cabe ressaltar que se constata também a presença do efeito de membrana, que promove um aumento da concentração das cargas sobre as colunas. Neste caso a célula sobre a coluna e abaixo do geossintético recebe mais carga que a célula nesta mesma posição, porém localizada acima do geossintético.

Dessa forma, as tensões registradas pela célula PC 944 representariam o mecanismo A de transferência de carga para as colunas, devido à inserção de elemento

mais rígido que o solo circundante. Já os dados do monitoramento da célula PC 943 representariam a soma do mecanismo A com o B, que é relativo ao efeito de membrana da geogrelha, que aumenta a concentração de tensões sobre a coluna. Dessa forma, pode-se afirmar que a execução de colunas DSM foi efetiva em provocar um alívio de tensões no solo da região.

Gráfico 6.15: Leituras das células de tensão total PC 943, PC 944, PC 858-A e PC 858-B.



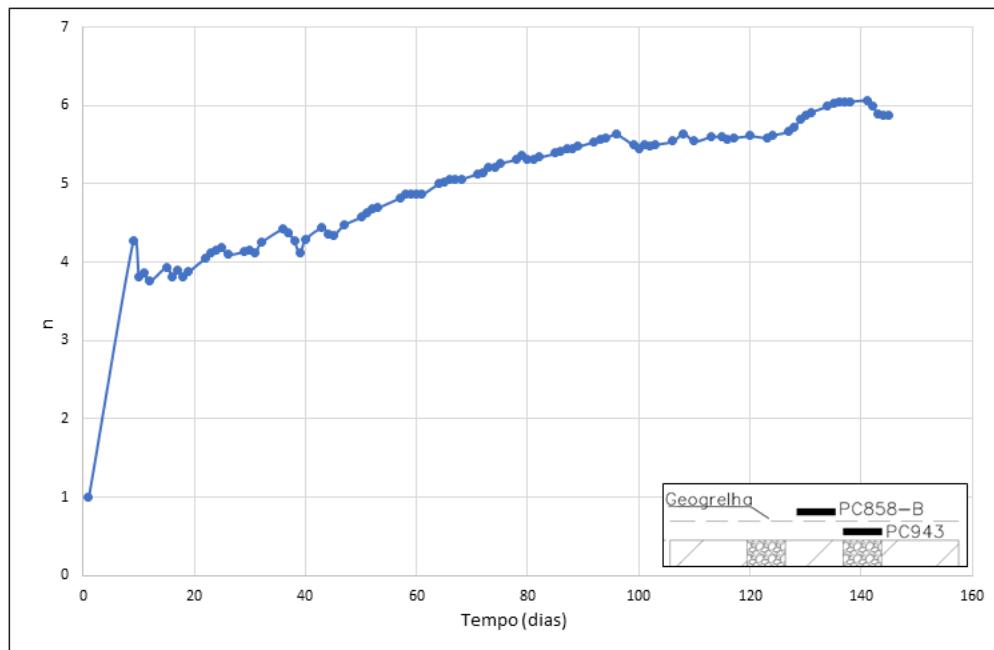
Fonte: a autora (2021)

Com o intuito de avaliar a magnitude da concentração de tensões sobre a coluna, em comparação com o carregamento do solo ao redor, bem como a evolução desse comportamento à medida que o aterro ia sendo construído, determinou-se o fator de concentração “n” para o aterro em estudo. Dessa forma, “n” representa a razão entre a leitura da célula de tensão total PC 943 (sobre a coluna, abaixo da geogrelha) e a célula PC 858-B (localizada entre duas colunas adjacentes, acima da geogrelha).

No Gráfico 6.16 está indicado a evolução de “n” com o alteamento do aterro. Como apontado anteriormente, devido ao fenômeno do arqueamento, percebe-se uma grande concentração de tensões sobre as colunas, cerca de cinco vezes o valor atuante na região entre dois elementos adjacentes. Além disso, pode-se perceber que a concentração de tensões sobre as colunas cresceu mesmo com a retirada de parte da

sobrecarga sobre o aterro, o que corrobora o comportamento observado na literatura de que a carga acima da altura crítica é transferida diretamente às colunas (Hewlett e Randolph, 1988).

Gráfico 6.16 - Fator de concentração de tensões “n” relativo às células de tensão total PC 943 (sobre a coluna) e a célula de tensão total PC 858-B (no vão entre duas colunas adjacentes).



Fonte: a autora (2021)

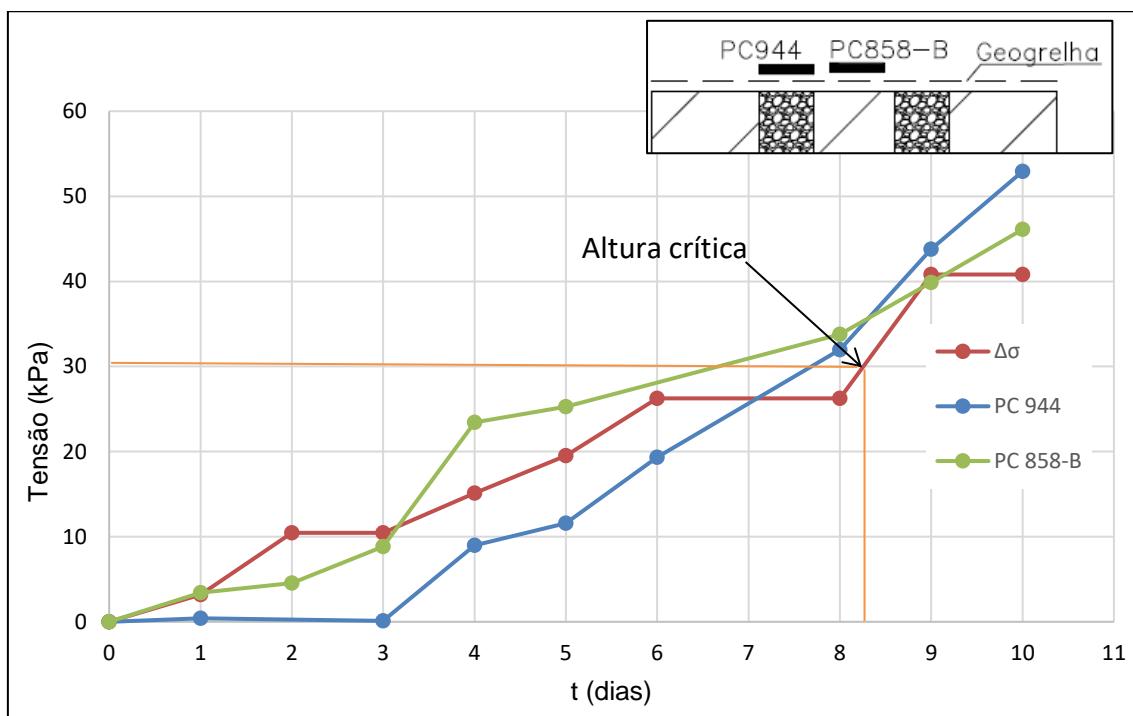
Em relação ao fator de concentração de tensões, ainda, pode-se evidenciar que, no aterro estruturado estudado, esse valor ficou próximo a 5,5, similar ao comportamento do aterro estruturado. Tal valor de  $n$  encontra-se dentro da faixa usual de valores encontrados para colunas granulares de areia e brita, que varia entre 4 e 7, segundo pesquisas realizadas por Aboshi & Suematsu (1985, *apud* Jiangtao, 2009). Além disso, é próximo ao valor de 4,6 obtido para o aterro estruturado construído para o Terminal de Cargas do Aeroporto Salgado Filho, conforme apresentado em Assis (2016).

Com o intuito de verificar, qual a distribuição teórica de carga que se aproxima mais das medições quando o aterro atinge sua altura crítica, foi analisada a evolução das tensões monitoradas pelas células de tensão instaladas acima da geogrelha – PC 944 (sobre a coluna) e PC 858B (entre colunas). Cabe destacar que as possibilidades de formato teórico de distribuição de cargas presentes nas normativas são: uniforme

(BS8006, 2017) (Figura 2.14), triangular (Figura 2.17) e triangular invertido (Figura 2.19).

Portanto, a altura crítica do aterro estudado é 1,40 m. Devido ao fato de o material de enchimento do aterro ser rachão, que não necessita de controle de compactação, tendo, assim, rápida execução, segundo informação dos boletins de campo, o aterro passou da cota 4,300 m (equivalente a cerca de 1,300 m de espessura de aterro) para 5,270 m (equivalente a cerca de 2,270 m) em um dia. Dessa forma, não foi possível realizar, com acurácia, a determinação do formato de carregamento. No entanto, foi possível estimar, com base nos dados de monitoramento das células de tensão instaladas, a variação das tensões aplicadas com o avanço da execução do aterro e o formato do carregamento, por conseguinte. A variação das tensões obtidas em cada célula está representada no Gráfico 6.17.

Gráfico 6.17 – Evolução das tensões medidas nas células de tensão PC 944 e PC 858-B até se atingir a altura crítica do aterro.

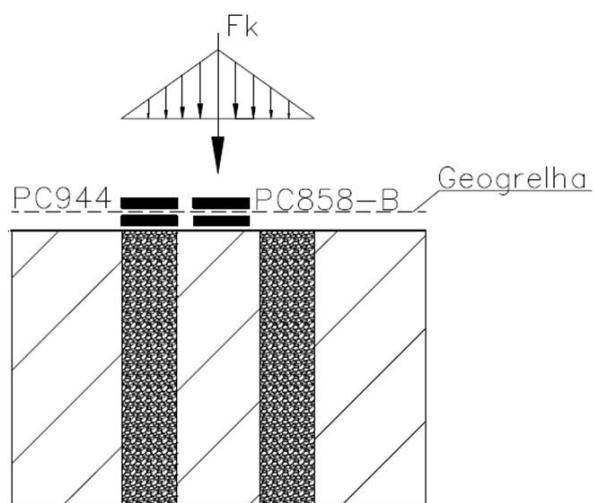


Fonte: a autora (2021)

Como pode ser observado no Gráfico 6.17, há uma concentração de tensões sobre a célula PC 858-B, uma vez que as tensões lidas representam cerca de 2,5 vezes o valor obtido na célula PC 944. Após atingida a altura crítica, sendo ela um valor intermediário entre 1,40 m e 1,73 m, conforme estabelecido anteriormente, há um

acréscimo progressivo de tensões sobre a célula localizada acima da coluna (PC 944), indicando a ocorrência do fenômeno do arqueamento e corroborando com o fato de que o carregamento abaixo do arco é suportado pelo conjunto geogrelha e solo (mecanismo B+C). Dessa forma, pode-se concluir com base nos dados fornecidos que a distribuição de tensões teria um formato triangular, tal qual fora indicado na Figura 2.17 e presente na norma EBGEO (2011). Um esquema da distribuição de tensões no aterro em questão até atingir a altura crítica está indicado na Figura 6.2.

Figura 6.2 – Distribuição teórica de cargas sobre o aterro estruturado até atingir a altura crítica

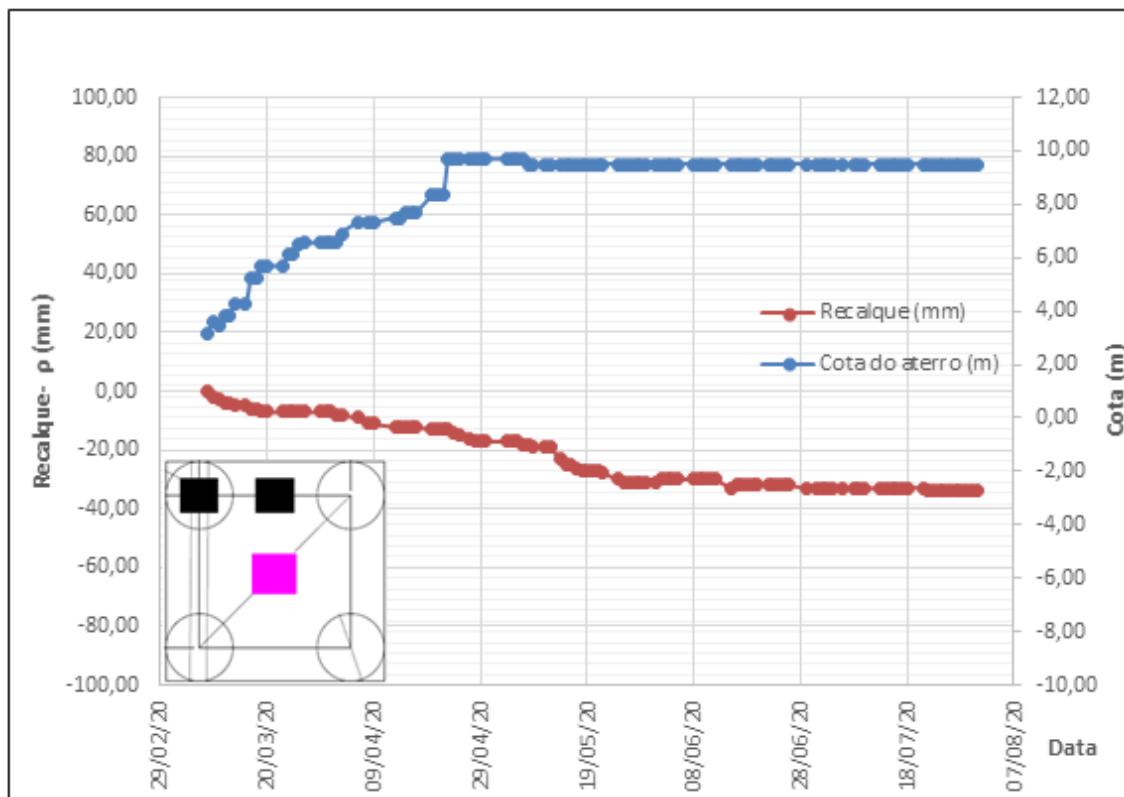


Fonte: a autora (2021).

### 6.3.3 Placas de Recalque

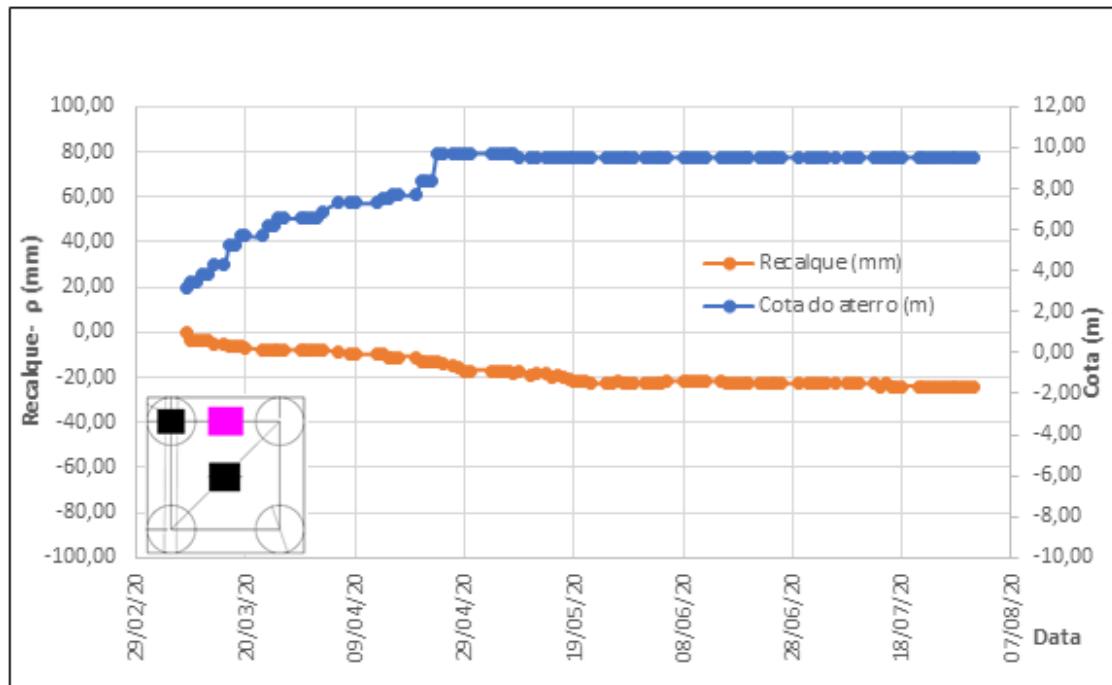
Na ilha de instrumentação PR-12 do Trecho 5, foram instaladas três placas de recalque sobre a geogrelha, estando o esquema de instalação desses instrumentos representado na Figura 5.15. Os resultados das leituras das placas de recalque estão indicados no Gráfico 6.18, Gráfico 6.19 e Gráfico 6.20.

Gráfico 6.18- Resultados da leitura da PR879-A, localizada na diagonal entre duas colunas (vide Figura 5.16).



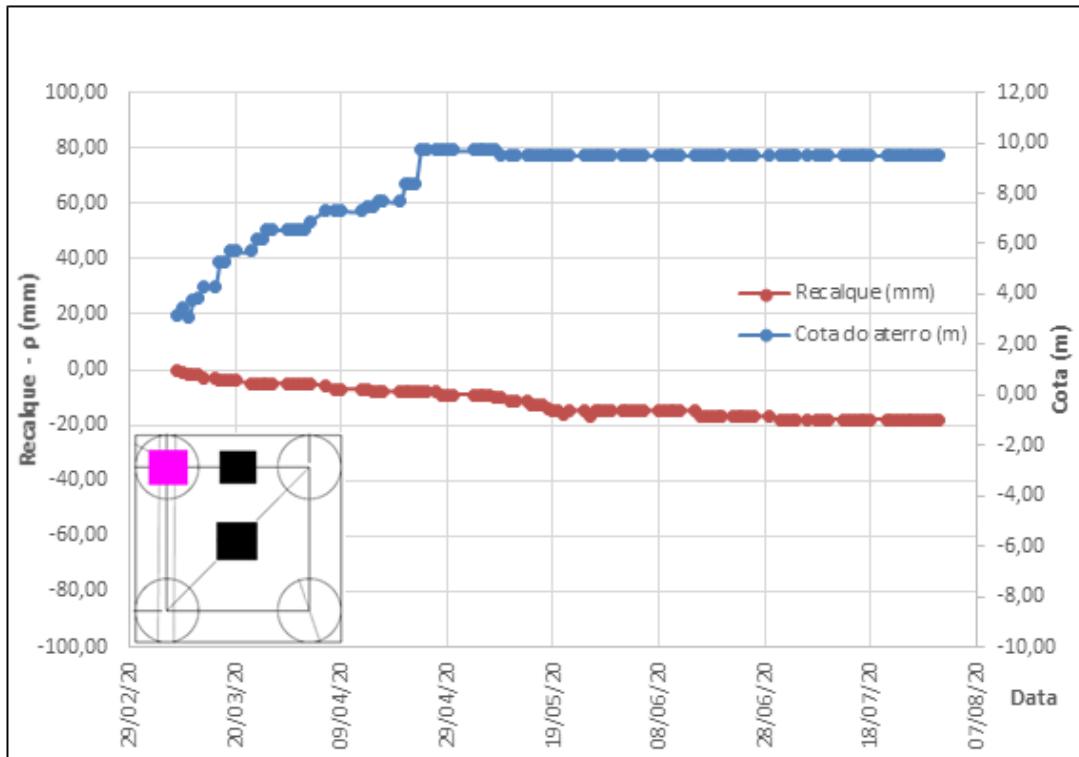
Fonte: a autora (2021)

Gráfico 6.19 - Resultados da leitura da PR880-A, localizada entre duas colunas adjacentes (vide Figura 5.16).



Fonte: a autora (2021)

Gráfico 6.20 - Resultados da leitura da PR921, localizada sobre coluna (vide Figura 5.16).



Fonte: a autora (2021)

Em um aterro estruturado, espera-se que, na cota relativa ao topo das colunas, o recalque medido sobre as colunas (Gráfico 6.18) seja menor que o medido na região entre duas colunas adjacentes (Gráfico 6.19) e, esse por sua vez, seja menor que o atuante na diagonal entre elas (Gráfico 6.20). No aterro estudado, os recalques registrados são muito pequenos, inferiores a 35 mm, o que indica a eficiência do aterro construído.

Ademais, cabe ressaltar que, assim como esperado, os recalques de maior magnitude foram observados na placa instalada na diagonal entre as estacas, uma vez que nessa área há um vão maior do que entre estacas adjacentes. Além disso, o deslocamento observado na PR instalada sobre a coluna é menor do que as outras duas placas, devido ao atrito lateral atuante no elemento decorrente do processo de execução da coluna DSM, de forma que o recalque observado é, na prática, insignificante.

Para determinar a evolução da eficiência do sistema à medida que ocorria o adensamento do solo subjacente, utilizou-se como referência os recalques medidos pela placa de recalque PR 879-A, localizada na diagonal entre as estacas. Destaca-se que eficiência é a fração do carregamento total devido ao peso do aterro e sobrecarga

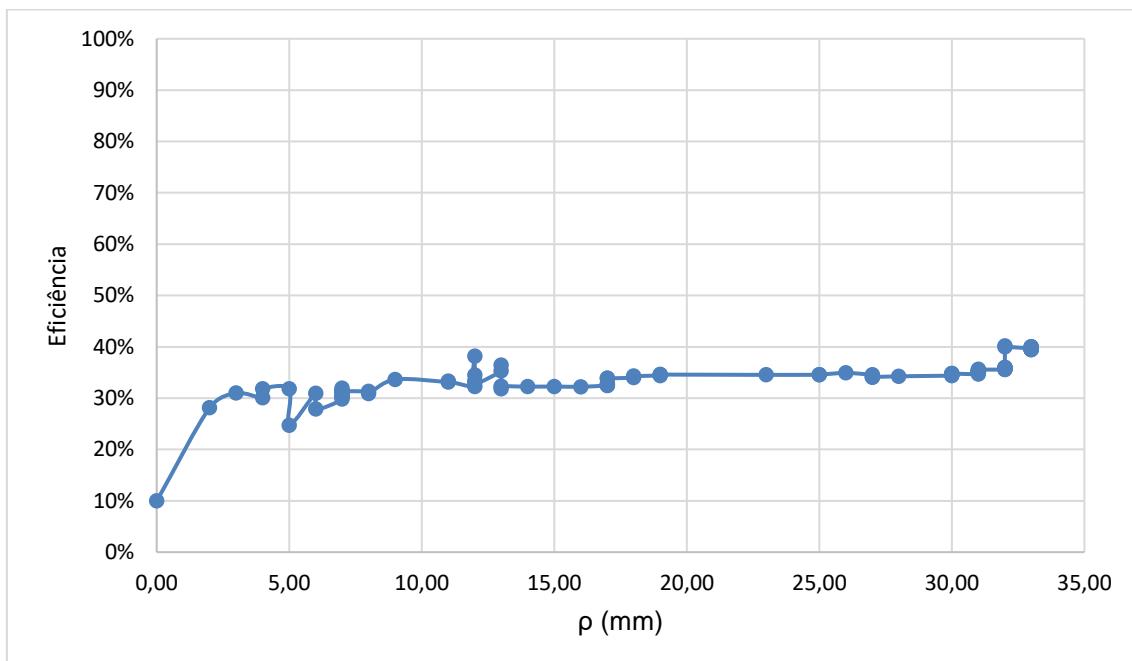
externa que é transferida diretamente para as colunas e, por conseguinte, para as camadas competentes do solo.

A eficiência do sistema pode ser medida através da Equação (2.9), na qual  $Q_P$  representaria a força exercida sobre a coluna, que é a razão entre a leitura da célula de tensão total instalada sobre a coluna e abaixo da geogrelha e a área da estaca ( $\pi d^2/4$ ). Já  $s$  é o espaçamento entre as colunas (1,80 m) e o peso do aterro e sobrecarga ( $\gamma H + q$ ) evoluiu conforme indicado na Tabela 6.6.

$$E = \frac{Q_P}{(\gamma H + q)s^2} \times 100\% \quad (2.9)$$

A evolução da eficiência do sistema em relação aos recalques medidos ( $\rho$ ) está representada no Gráfico 6.21, no qual o valor de  $\Delta\omega$  representa a deformação medida, em milímetros, pela PR 879-A e eficiência seria o valor, em porcentagem, tendo como referência os dados de monitoramento da célula PC943.

Gráfico 6.21 – Evolução da eficiência do sistema em relação à deformação do aterro (ilha T5).



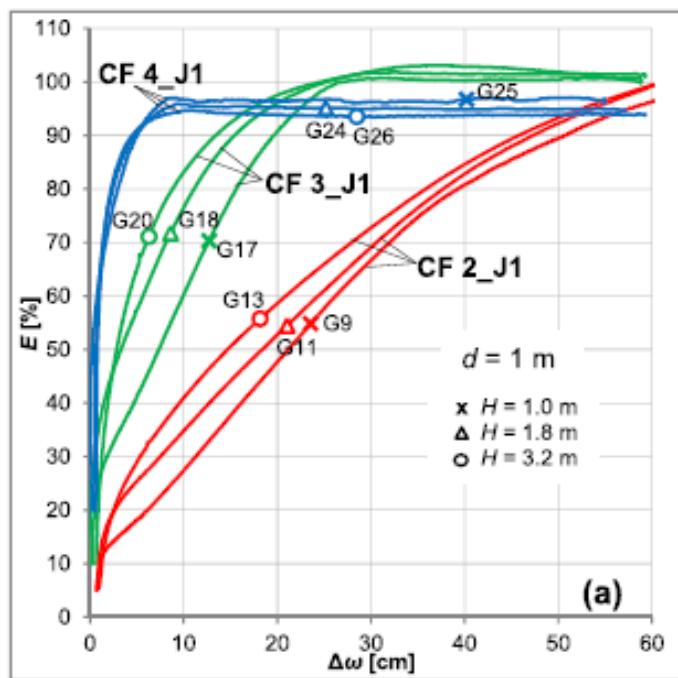
Fonte: a autora (2021)

Como pode ser observado no Gráfico 6.21, ocorre um aumento da eficiência do sistema com a evolução da execução do aterro e a ocorrência do processo de

adensamento da fundação. Ao se atingir a altura máxima, no entanto, essa eficiência se estabiliza em torno de 34%, sem apresentar grandes variações, até que ocorre a remoção da sobrecarga e a eficiência do sistema se estabiliza próximo ao valor de 40%. Tal comportamento é similar ao que foi observado em Fagundes *et al.* (2017) para malhas com menor espaçamento, representada pelo gráfico em azul na Figura 6.3. Contudo, nos modelos analisados pelos autores, a eficiência se estabiliza em valores próximos de 100%.

Destaca-se, contudo, que as condições de contorno dos ensaios em centrífuga executados por Fagundes *et al.* (2017) são um pouco diferentes das condições verificadas neste trabalho de campo. No presente estudo a menor eficiência (em torno de 35 a 40%) pode ser explicada pela pequena magnitude do recalque relativo do topo da coluna-solo subjacente ao geossintético.

Figura 6.3 – Resultados obtidos em ensaios realizados em centrífuga para diferentes espaçamentos de malha de estacas.



Fonte: Fagundes *et al.* (2017).

Dessa forma, não foram observados recalques de maior magnitude entre colunas, que provocariam grande mobilização da geogrelha e, por conseguinte, provocariam um aumento da eficiência do sistema.

Cabe ressaltar que esse valor de eficiência é idêntico ao observado em Assis (2016) para um aterro estruturado executado na mesma localidade que o aterro estudado no presente trabalho, no Aeroporto Internacional Salgado Filho. Devido ao fato de o solo de fundação de ambos os aterros terem a mesma origem, são solos argilosos transportados de origem lacustre, esperava-se comportamentos similares do aterro estruturado. Além disso, Assis (2016) também observou recalques de pequena magnitude, o que indica que a solução de colunas DSM foi eficiente em provocar a mitigação dos recalques e aumentar a capacidade de carga da fundação do aterro.

## 7 CONCLUSÕES

Este trabalho teve por objetivo avaliar o projeto de um aterro executado sobre solo mole para construção de pavimento aeroportuário. As investigações iniciais realizadas na área, sobretudo sondagens à percussão, indicaram a ocorrência de uma espessa camada de argila com  $N_{SPT}$  inferior a 5 golpes e, além disso, o nível de água na região era pouco profundo. Por conseguinte, como complemento para a campanha de investigações, foram realizados ensaios de palheta (*Vane Test*), ensaios de piezocone e coleta de amostras *Shelby* para ensaios de laboratório.

Dessa forma, como solução escolhida para mitigar os recalques pós construtivos, optou-se pela execução do aterro sobre colunas DSM, com profundidade média de 6 metros no trecho avaliado, apresentando, ainda, reforço de geogrelha biaxial. Tal solução fora adotada com sucesso em obra anterior para ampliação do Aeroporto Internacional Salgado Filho, conforme apresentado em Assis (2016), de modo que fora selecionada para essa nova etapa de ampliação do aeroporto em questão.

Para o acompanhamento dos recalques decorrentes da execução do aterro, bem como avaliação da distribuição de tensões entre as colunas e o solo de fundação, foi instalada uma ilha de instrumentação no Trecho 5 da PPD, sendo que os instrumentos consistiam em células de tensão total, placas de recalque e piezômetros.

Isto posto, inicialmente, foram estimadas as propriedades geotécnicas do solo subjacente à ilha de instrumentação a partir de ensaio de piezocone realizado na área, sendo utilizado como base os dados da ilha de investigações mais próxima. Tais propriedades foram determinadas a partir de correlações empíricas e semiempíricas dos dados fornecidos no ensaio de CPTu em comparação aos ensaios de campo e laboratório realizados na região. Essas correlações permitiram concluir que, no trecho avaliado, o solo apresentava maior capacidade de carga e menor compressibilidade do que o indicado nas sondagens preliminares, de forma que não seria esperada a ocorrência de recalques de grande magnitude.

Além disso, foi avaliada a resistência à compressão simples das colunas DSM executadas utilizando cimento como ligante, a partir dos resultados de ensaios realizados em amostras coletadas de 450 colunas pelo método *wet grab*, sendo essas amostras ensaiadas nas idades de 3, 7, 14, 28 e 56 dias. A análise dos dados fornecidos indicou que as colunas, aos 28 dias de cura, apresentaram resistência característica próxima à estabelecida no projeto, que era de 1,40 MPa, porém um pouco inferior (1,33

MPa). Porém, tendo como base os ensaios realizados aos 56 dias, tais colunas atingiram RCS característica de 1,65 MPa, superior ao requisito de projeto. Dessa forma, além de transmitirem de forma eficaz as cargas do aterro para uma camada de solo competente, esses elementos apresentavam módulo de elasticidade significativamente superior ao do solo no qual foram instalados, de forma a promover uma concentração de tensões sobre as colunas. Esse fenômeno de concentração de cargas num elemento de maior rigidez é denominado arqueamento do solo.

Por fim, foram avaliados os dados de monitoramento geotécnico dos instrumentos instalados na ilha de instrumentação T5. Tais dados indicaram que houve a ocorrência do fenômeno de arqueamento do solo, uma vez que foi observado um fator de concentração de tensões sobre as colunas DSM, *pari passu* à execução do aterro, da ordem de 5. Além disso, o solo subjacente exerceu papel de suportação importante no mecanismo de distribuição de esforços, o que foi confirmado através das leituras da célula de tensão total instalada no vão entre as colunas e abaixo da geogrelha, em comparação com os dados de dissipação do excesso de poropressão fornecidos pelos piezômetros instalados na região. Ademais, observou-se um comportamento global do aterro satisfatório em relação à medida dos recalques, que apresentaram pequena magnitude e tendendo a se estabilizar de maneira rápida.

Dessa forma, pode-se concluir que a solução adotada de aterro estruturado com reforço de geossintético foi eficiente em mitigar o adensamento do solo de fundação devido à execução do aterro, bem como reduzir recalques pós construtivos. Além disso, permitiram a rápida execução da obra, uma vez que não foi necessário esperar o adensamento do solo, de forma a atender o cronograma limitado para a execução da ampliação da pista do aeroporto.

Como análise preliminar, considera-se que a aplicação da tecnologia *Deep Soil Mixing* no Brasil foi positiva, uma vez que a obra atendeu de maneira satisfatória os critérios do projeto em questão, mostrando-se ser uma alternativa economicamente viável, uma vez que reduziu o período de construção do aterro, visto que não foi necessário esperar o adensamento do subsolo. Além disso, diminuiu a demanda por jazida, uma vez que os recalques foram reduzidos, de forma que não houve submersão do material.

## 7.1 TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros, sugere-se a análise estatística da resistência à compressão simples de colunas com diferentes proporções de mistura solo-cimento, bem como utilizando-se outros tipos de ligante, como a cal. Além disso, pode-se comparar esses resultados com amostras elaboradas em laboratório, a fim de determinar com maior exatidão a discrepância entre os valores de resistência obtidos das misturas feitas em campo e laboratório.

## REFERÊNCIAS

- AHNBERG, H. **Strength of stabilised soils – A laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Lund University. Estocolmo, p. 197, 2016.
- ALMEIDA, M. S.S. e MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho.** São Paulo: Editora Oficina de Textos, v. 2, p. 254, 2010.
- ARIYARATHNE, Priyanath; LIYANAPATHIRANA, D. S. Review of existing design methods for geosynthetic-reinforced pile-supported embankments. **Soils and Foundations**, v. 55, n. 1, 2015. p. 17-34.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D5778-20, **Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils**, ASTM International, West Conshohocken, 17p., 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905 (MB-3122) – Solo – Ensaios de Palheta in Situ (VST).** Rio de Janeiro, 9p., 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853 - Solo - Ensaio de adensamento unidimensional.** Rio de Janeiro, 16p., 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484 - Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 28p., 2020.
- BARONI, M. **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 279. 2010.
- BREDENBERG, H.; BROMS, B. B.; HOLM, G. **Dry mix methods for deep soil stabilization.** CRC Press, 1999.
- BRIANÇON, L.; SIMON, B. Pile-supported embankment over soft soil for a high-speed line. **Geosynthetics International**, v. 24, n. 3, p. 293-305, 2017.
- BRITISH STANDARD, BS 8006-1. **Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Others Fills**, British Standard Institution, ISBN 978-0-580-53842-1. 2017.
- BROMS, B. B. Lime and lime/cement columns. **Ground improvement**, v. 2, p. 252-330, 2004.
- BRUCE, M. E. *et al.* **Federal Highway Administration design manual: Deep mixing for embankment and foundation support.** United States. Federal Highway Administration. Offices of Research & Development, 2013.

CASAGRANDE, A. The determination of pre-consolidation load and its practical significance. In: **Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Cambridge, Mass., 1936**, p. 60, 1936.

CDIT - COASTAL DEVELOPMENT INSTITUTE OF TECHNOLOG. **The Deep Mixing Method: Principle, Design, and Construction**, Balkema, 2002.

CHAUMENY, J. L.; KANTY, P.; REITMEIER, T. Remarks on wet deep soil mixing quality control. In: **ce/papers**, v. 2, n. 2-3, p. 427-432, 2018.

CHEN, B. S. Y. e MAYNE, P. W. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, p. 488-498, 1996.

COUTINHO, R. Q. Characterization and engineering properties of Recife soft clays-Brazil. In: **Characterisation and Engineering Properties of Natural Soil: Proceedings of the International Workshop**, Cingapura, p. 2049-2099, 2007.

DAS, B.; M.; SOBAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 9<sup>a</sup> Edição, São Paulo: Cengage Learning, 2019.

DENIES, N, VAN LYSEBETTEN, G., HUYBRECHTS, N., DE COCK, F., LAMEIRE, B., MAERTENS, J. e VERVOORT, A. Design of Deep Soil Mix Structures: considerations on the UCS characteristic value. In: **Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Paris, p. 2465-2468, 2013.

DIAMOND, S.; KINTER, E. B. Mechanisms of soil-lime stabilization. **Highway research record**, v. 92, p. 83-102, 1965.

DOMINGUES, T. S. S. **Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto, p. 208, 2005.

EGOROVA, A. A. *et al.* Basic aspects of deep soil mixing technology control. In: **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, v. 245, no 2. IOP Publishing, p. 022019, 2017.

EN 14679. **Execution of Special Geotechnical Works: Deep Mixing**. CEN versão inglesa, Bruxelas, 2005. p. 52.

FAGUNDES, D. F. **Modelagem centrífuga de aterros estruturados**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 274, 2016.

FAGUNDES, D. F. *et al.* **Load transfer mechanism and deformation of reinforced piled embankments**. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 2, p. 1-10, 2017.

FU, Y. *et al.* Prediction Method for Overconsolidation Ratio of Marine Soft Soil Based on the Piezocone Penetration Tests. **Advances in Civil Engineering**, v. 2019, 2019.

FUNDAÇÃO COPPETEC. Relatório R2C: instalação dos instrumentos e análise estatística da resistência à compressão simples das colunas DSM. Rio de Janeiro; 2020

FUNDAÇÃO COPPETEC. Relatório: ensaio de adensamento edométrico. Rio de Janeiro; 2017

GOOGLE EARTH. [Aeroporto Internacional Salgado Filho]: 484.744,55 m E e 6.682.128,49 m S (Datum SIRGAS 2000, Fuso 22 J). elev 0 m. Altitude do ponto de visão 4,11 km., 18 mai. 2020.

GUIMOND-BARRETT, A. **Influence of mixing and curing conditions on the characteristics and durability of soils stabilised by deep mixing**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Université du Havre. Le Havre, França, p. 277, 2013.

HACHICH, W. C.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C., S. e NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e Prática**, Pini. São Paulo, p. 751, 1998.

HARTMANN, D. A. **Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 153, 2012.

HEWLETT, W.J. e RANDOLPH, M. F., Analysis of Piled Embankment. **Ground Engineering**, V. 21, n. 3, p. 12 – 18, 1988.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analyis of the piezocone in clay. In: **International Symposium on penetration testing**; ISOPT-1. 1, p. 777-783, 1988.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Brasil: 500 anos de povoamento**. Rio de Janeiro: IBGE, 2000.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Projeção da população do Brasil e das Unidades da Federação**. Rio de Janeiro: IBGE, 2020. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/apps/populacao/projecao/>. Acesso em: 29 jun. 2020.

INFRAWAY ENGENHARIA. **Pista de Pouso e Decolagem. Terraplenagem/Planta. Seções Transversais – Projeto 41/50**. Desenho n° SBPA-PPD-104-3180-OD-601, folha 41/50, elaborado pela Infraway Engenharia. São José dos Campos: 2019.

IQS. **Relatório de ensaios de campo e ensaios de laboratório**: relatório técnico. Relatório n° POA GEOTEC 001, elaborado pela IQS Engenharia. Brasília: 2019.

JANNUZZI, G. M. F. **Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaios de Campo**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 279. 2009.

JENCK, O.; DIAS, D. e KASTNER, R. Three-dimensional numerical modeling of a piled embankment. **International Journal of Geomechanics**, v. 9, n. 3, p. 102-112. 2009.

JIANGTAO, Y. **Centrifuge and numerical modelling of sand compaction pile installation.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Nacional de Cingapura. Cingapura, p. 247. 2009.

JONES, B. M.; PLAUT, R. H.; FILZ, G. M. Analysis of geosynthetic reinforcement in pile-supported embankments. Part I: 3D plate model. **Geosynthetics International**, v. 17, n. 2, p. 59-67, 2010.

KEMPFERT, H-G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D. e HEITZ, C. German Recommendations for reinforced Embankments on Pile-Similar Elements, In: **Proceedings of Third European Geosynthetics Conference**. Munique: p. 279 – 284, 2004.

KEMPFERT, H-G; RAITHEL, M. Soil improvement and foundation systems with encased columns and reinforced bearing layers. In: Elsevier Geo-Engineering Book Series. Elsevier, 2005. p. 923-946.

KEMPTON, G. *et al.* Two-and three-dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments. In: **Proceedings, 6th International Conference on Geosynthetics**. 1998. p. 767-772.

KITAZUME, M., OKANO, K., E MIYAJIMA, S. Centrifuge Model Tests on Failure Envelope of Column-Type DMM-Improved Ground, **Soils and Foundations**, 40(4), p. 43–55, 2000.

KITAZUME, M. e TERASHI, M. **The deep mixing method.** 1<sup>a</sup> edição. CRC press. Boca Raton, Flórida, EUA. 2013.

KNAPPETT, J.; CRAIG, R. **Craig's soil mechanics.** 9<sup>a</sup> edição. CRC press. Boca Raton, Flórida, EUA. 2019.

KULHAWY, F.; MAYNE, P. **Manual on estimating soil properties for foundation design.** Electric Power Research Institute (EPRI), Palo Alto, 250 p. 1990.

LARSSON, S. State of Practice Report–Execution, monitoring and quality control. **Deep Mixing**, v. 5, p. 732-786, 2005.

LEW, M. *et al.* Mitigation of soil liquefaction by deep soil mixing for hospitals. In: **Proceedings do Décimo National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute**. Anchorage, p. 21-25, 2014.

LOPES, F.; OLIVEIRA, O.; ALMEIDA, M. Assessing the undrained strength of very soft clays in the SPT. **Soils And Rocks**, [S.L.], v. 44, n. 4, p. 1-6, 2021.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. Blackie Academic & Professional, 312 p, 1997.

MACHADO, M.C.B. **Tratamento de solos argilosos moles por mistura de cimento em profundidade**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 116, 2016.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2<sup>a</sup> edição. Oficina de Textos: São Paulo, 2010.

MASSARSCH, K. R.; TOPOLNICKI, M. Regional report: European practice of soil mixing technology. In: **Proceeding of International Conference on Deep Mixing–Best Practice and Recent Advances**, Estocolmo, 2005.

MAYNE, P. W. Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts. **Soils and Foundations**, vol. 31, no. 2, p. 65–76, 1991.

MAYNE, P. W. e PEUCHEN, J. Evaluation of CPT<sub>U</sub> Nkt cone factor for undrained strength of clays. **Cone Penetration Testing**. CRC Press, p. 423-429, 2018.

MCKELVEY, J.A. The anatomy of soil arching. **Geotextiles and Geomembranes**, 13, p. 317-329, 1994.

MAYNE, P. W. In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. In: **Characterization & Engineering Properties of Natural Soils**. Taylor & Francis Group London, 2007. p. 1601-1652.

MŁYNAREK, Z.; WIERZBICKI, J.; WOŁYŃSKI, W. **Use of CPTU for the assessment of the stiffness model of subsoil**. In: Proceedings of 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation. Australian Geomechanics Society, v. 1, Sydney, p. 1241-1246, 2016.

NAVIN, M. P.; FILZ, G. M. **Simplified Reliability-Based Procedures for Design and Construction Quality Assurance of Foundations Improved by the Deep Mixing Method**. National Deep Mixing Program, Projeto n° NDM 205 e Federal Highway Administration, Project n° DTFH61-03-P-00300, 2006.

OKYAY, U. S.; DIAS, D. Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. **Engineering Geology**, v. 114, n. 1-2, p. 34-44, 2010.

PACHECO SILVA, F. Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos**, 4, v.2, tomo I., Publicação IPT, n° 968, p. 225-232, 1970.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3.ed São Paulo: Oficina de Textos, p. 367, 2006.

PORTO ALEGRE AIRPORT. **Movimentação Aeroportuária.** Porto Alegre, 2020. Disponível em: <https://portoalegre-airport.com.br/pt/informacoes-operacionais/movimentacao-aeroportuaria>. Acesso em 12 mai. 2020.

POWELL, J.J.M.; LUNNE, T. Use of CPT<sub>U</sub> data in clays/fine grained soils. **Studia Geotechnica et Mechanica**, v. 27, n. 3-4, p. 29-66, 2005.

PRADO, L. Aeroporto Salgado Filho alça novos voos com ampliação da pista em Porto Alegre. **Jornal do Comércio**, Porto Alegre, 25 de out. de 2020. Empresas e Negócios. Disponível em: [https://www.jornaldocomercio.com/\\_conteudo/cadernos/empresas\\_e\\_negocios/2020/10/762226-o-novo-voo-do-salgado-filho.html](https://www.jornaldocomercio.com/_conteudo/cadernos/empresas_e_negocios/2020/10/762226-o-novo-voo-do-salgado-filho.html). Acesso em: 02 nov. 2020.

PUPPALA, A. J., MADHYANNAPU, R.S. e NAZARIAN, S. **Special specification for deep soil mixing**: relatório técnico. Departamento de Transportes do Texas, Texas: p. 7, 2008.

RÉMAI, Z. Correlation of undrained shear strength and CPT resistance. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, v. 57, n. 1, p. 39-44, 2013.

RODRÍGUEZ, C.; SCHNAID, F., e ODEBRECHT, E. Estimativa da resistência não drenada através da energia de cravação do SPT. **Revista Geotecnica**, n° 133, p. 35-49, 2015.

RUI, R., VAN TOL, A., XIA, Y., VAN EKELEN e HU, G. Investigation of Soil-Arching Development in Dense Sand by 2D Model Tests. **Geotechnical Testing Journal** 39, n. 3, p.415-430, 2016.

SCHMERTMANN, J. H. **The undisturbed consolidation behavior of clay**. Trans. Soc. Civ. Eng., n. 120, p. 1201-1233, 1955.

SCHNAID, F.; SILLS, G. C.; SOARES, J. M.; NYIREND, Z. Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests. **Canadian Geotech. Journal**, v. 34, n. 2, p. 143-159, 1997.

SCHNAID, F. *et al.* Caracterização Geotécnica e Parâmetros de Projeto na Ampliação do Aeroporto Internacional Salgado Filho. **Revista Solos e Rochas**, v. 24, n. 2, p. 155-170, 2001.

SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. **Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos, v.2. São Paulo, 2012.

SKEMPTON, A.W. e NORTHEY, R.D. The sensitivity of clays, In: **Géotechnique**, v. 3 (1), p. 72-78, 1952.

SOARES, J.M.D. **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila mole da grande Porto Alegre**. Tese de Doutorado, UFRGS. Porto Alegre, 1997

TAN, Y. C. **Design and Construction of Road Embankment on Soft Ground**. Sabah Road Day 2016. Sustainable Road for Development Conference. Paper No. 10, 2016.

TEIXEIRA, C. F. **Análise dos recalques de um aterro sobre solos muito moles da Barra da Tijuca–RJ**. Tese de Doutorado, PUC-Rio. Rio de Janeiro, 2012.

TERASHI, M. **The State of Practice in Deep Mixing Methods**, Grouting and Ground Treatment: Proceedings da Terceira Conferência Internacional da Sociedade Americana de Engenheiros Civis. Geotechnical Special Publication 120, Reston, EUA, p. 25–49, 2003.

TERZAGHI, K., **Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door**. Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics, Cambridge (EUA), v.1, p. 35-39, 1936.

TERZAGHI, K., **Theoretical Soil Mechanics**, John Wiley & Sons, Nova Iorque, 1943.

TERZAGHI, K. e PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley, Nova York, 1967.

THÁ, P.C.; GUIMARÃES, J. Execução de Ensaios de Dissipação em Sondagens CPTu: critério de paralisação e definição da poropressão de equilíbrio. In: SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, SEFE 9. **Anais** [...]. São Paulo: ABEF; ABMS, 2019

TIEN, H-J. **A literature study of the arching effects**. Tese de Doutorado. Massachusetts Institute of Technology, 1996.

TOPOLNICKI, M. **Design and execution practice of wet Soil Mixing in Poland**. Int. Symp. on Deep Mixing & Admixture Stabilization, Okinawa, p. 195-202, 2012.

TOPOLNICKI, M.; PANDREA, P. Design of in-situ soil mixing. In: **Proceedings of International Symposium on Ground Improvement**, ISSMGE TC-211, Bruxelas. 2012.

TOPOLNICKI, M. General overview and advances in Deep Soil Mixing. In: **XXIV geotechnical conference of torino design, construction and controls of soil improvement systems**, p. 1-30, 2016.

VAN EKELEN, Suzanne JM; BEZUIJEN, Adam. **Design of piled embankments, considering the basic starting points of the British standard BS8006**. Proceedings, EuroGeo4, 2008.

VAN EKELEN, S.J.M. van; BEZUIJEN, Adam; VAN TOL, A. F. Analysis and modification of the British Standard BS8006 for the design of piled embankments. Geotextiles and Geomembranes, v. 29, n. 3, p. 345-359, 2011.

VAN EKELEN, S.J.M. *et al.* Model experiments on piled embankments. Part I. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 32, p. 69-81, 2012a.

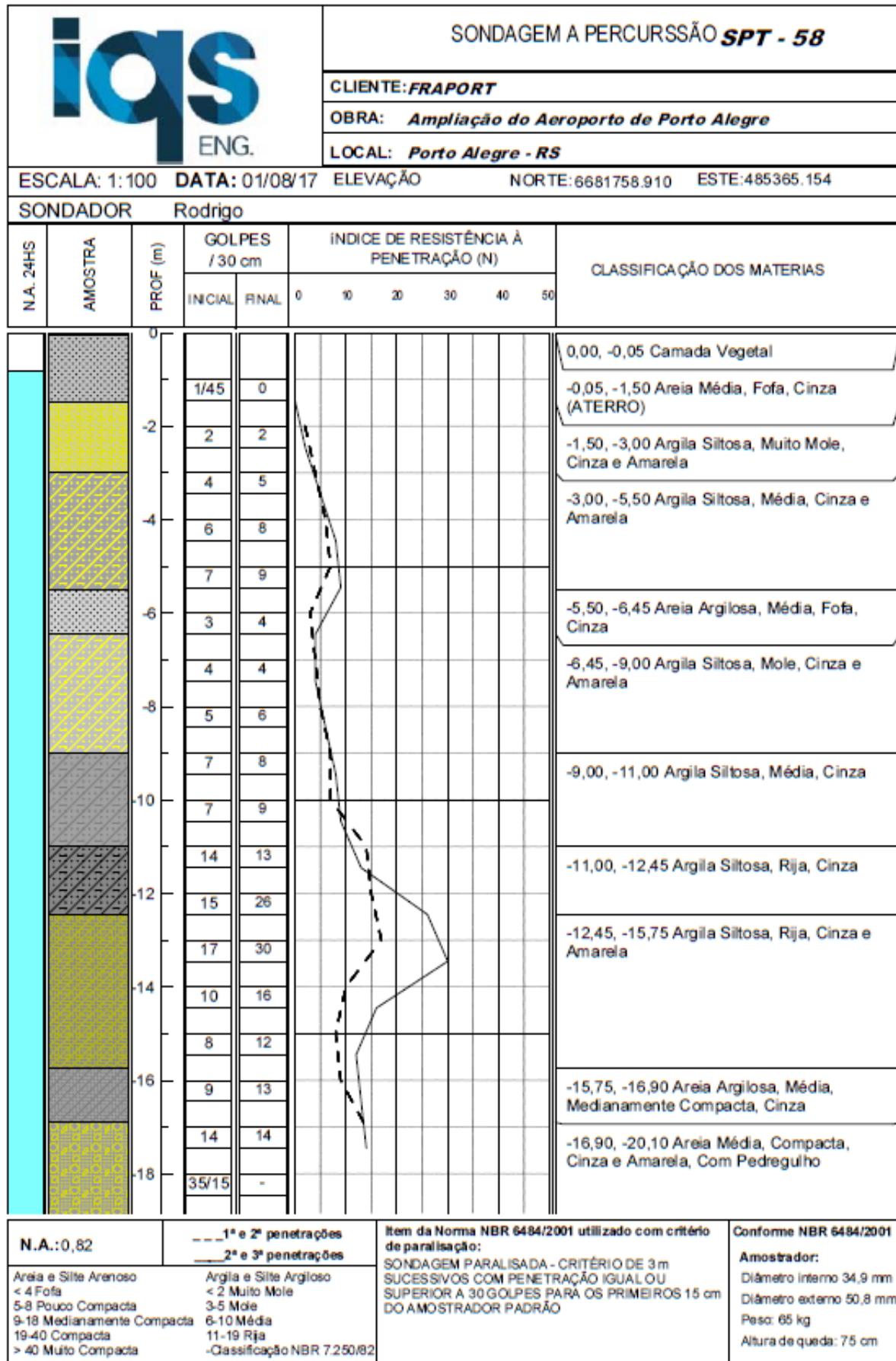
VAN EKELEN, Suzanne JM *et al.* Model experiments on piled embankments. Part II. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 32, p. 82-94, 2012b.

VAN EKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., VAN TOL, A.F. **An analytical model for arching in piled embankments.** *Geotextiles and Geomembranes.*, 39, p. 78 – 102, 2013.

ZHUANG, Y. **Numerical modeling of arching in piled embankments including the effects of reinforcement and subsoil.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), University of Nottingham, Nottingham, 278 p., 2009.

#### **ANEXO A: Resultados dos ensaios de campo e laboratório**

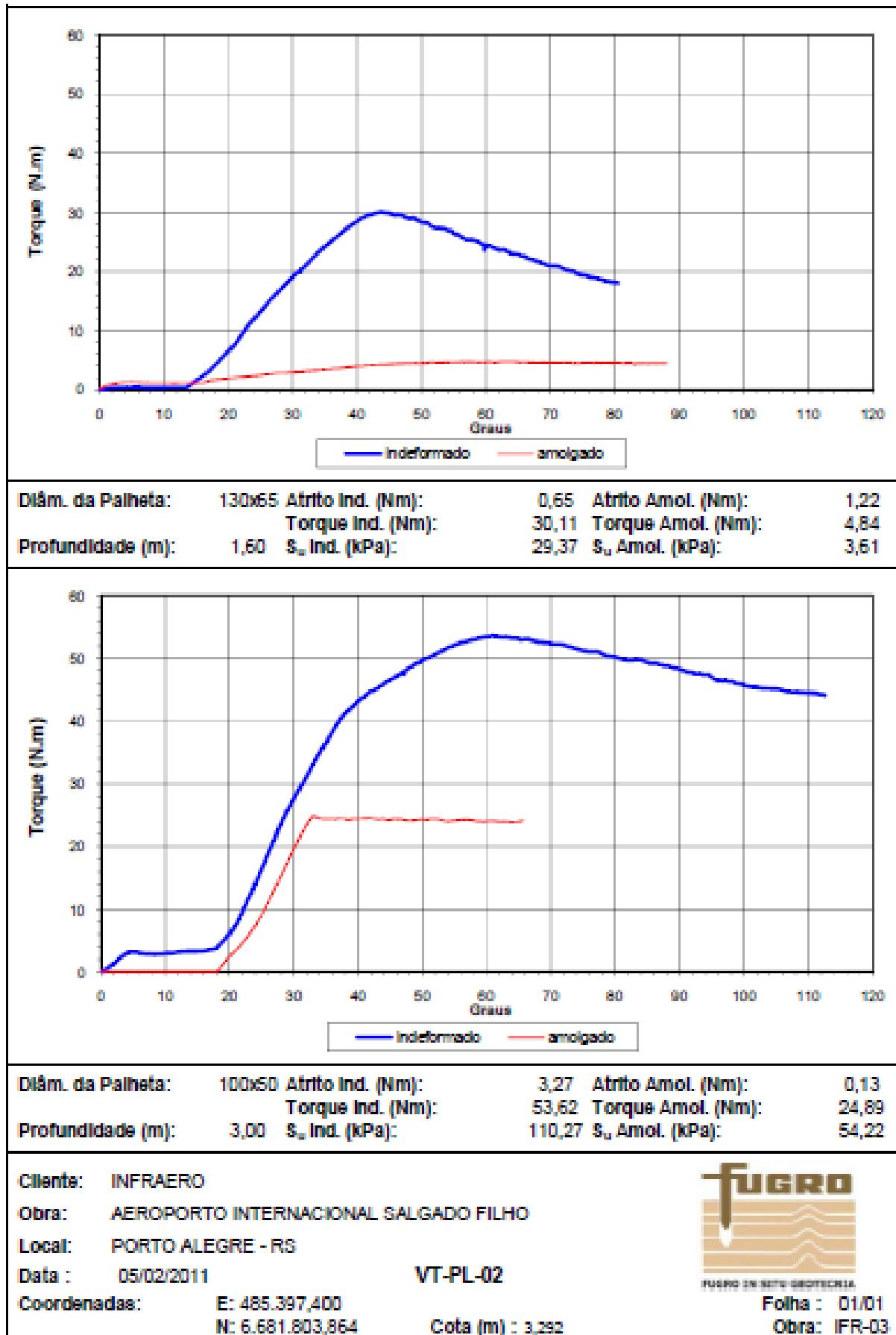
## 1. Sondagem à Percussão:



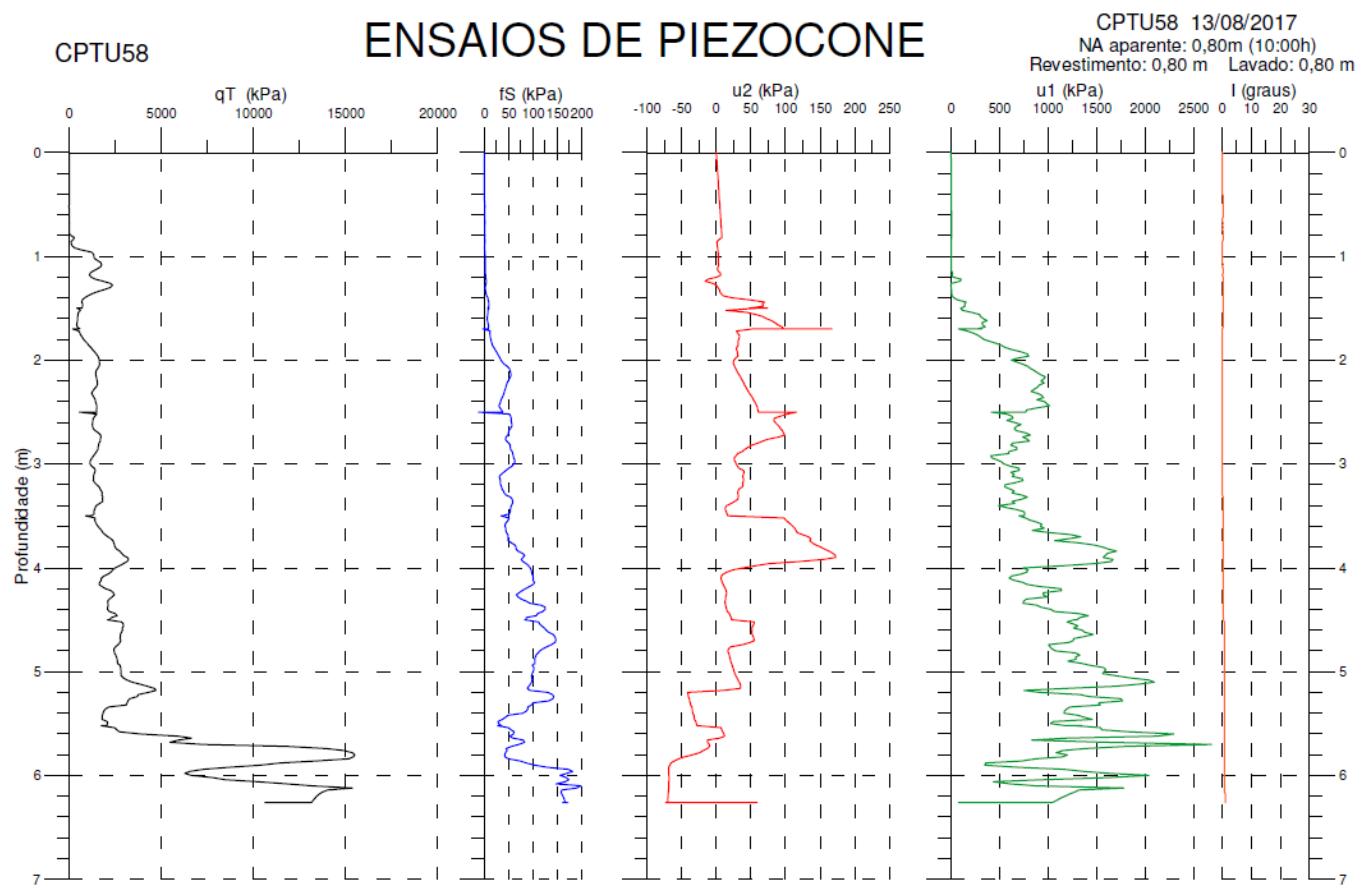
	SONDAGEM A PERCURSSÃO <b>SPT - 58</b>									
	CLIENTE: <b>FRAPORT</b>									
	OBRA: <i>Ampliação do Aeroporto de Porto Alegre</i>									
	LOCAL: <i>Porto Alegre - RS</i>									
ESCALA: 1:100 DATA: 01/08/17 ELEVAÇÃO				NORTE: 6681758.910 ESTE: 485365.154						
SONDADOR Lorena										
N.A. 24HS	AMOSTRA	PROF (m)	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)					CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAS
			INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	
20	35/12	-								

N.A.: 0,82	1 <sup>a</sup> e 2 <sup>a</sup> penetrações		Item da Norma NBR 6484/2001 utilizado com critério de paralisação:		Conforme NBR 6484/2001
	2 <sup>a</sup> e 3 <sup>a</sup> penetrações		SONDAGEM PARALISADA - CRITÉRIO DE 3 m SUCESSIVOS COM PENETRAÇÃO IGUAL OU SUPERIOR A 30 GOLPES PARA OS PRIMEIROS 15 cm DO AMOSTRADOR PADRÃO		
Areia e Sílite Arenoso < 4 Fofa 5-8 Pouco Compacta 9-18 Medianamente Compacta 19-40 Compacta > 40 Muito Compacta	Argila e Sílite Argiloso < 2 Muito Mole 3-5 Mole 6-10 Média 11-19 Rija -Classificação NBR 7.250/82				Amostrador: Diâmetro interno 34,9 mm Diâmetro externo 50,8 mm Peso: 65 kg Altura de queda: 75 cm

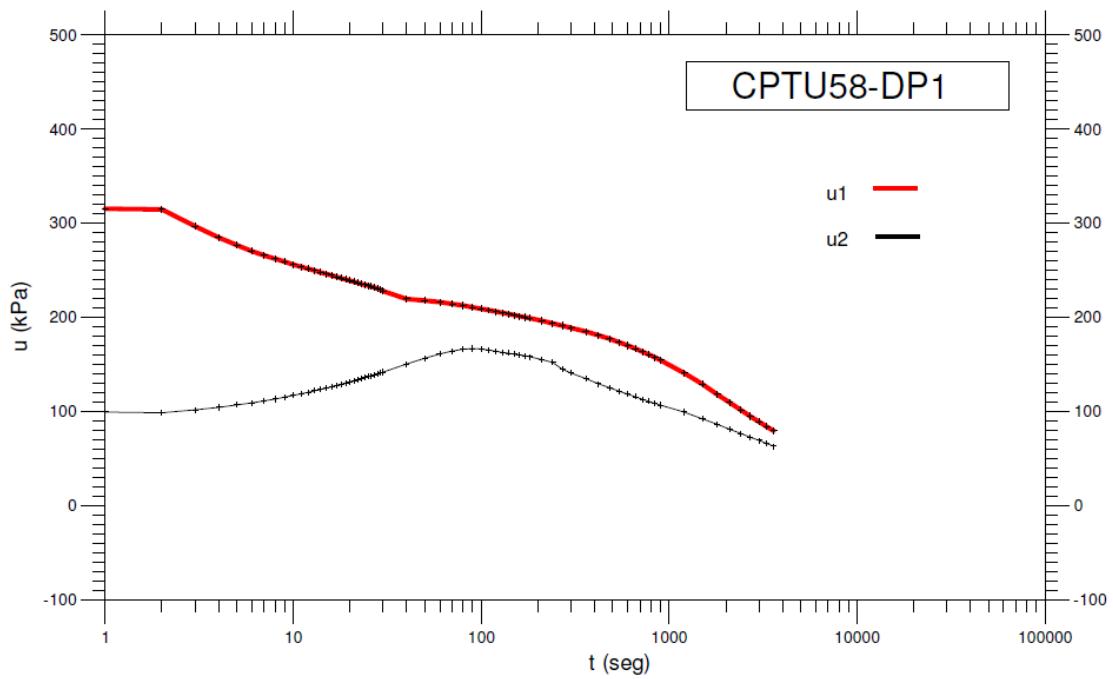
## 2. Ensaio de Palheta:



### 3. Ensaio de Piezocone e dissipação:

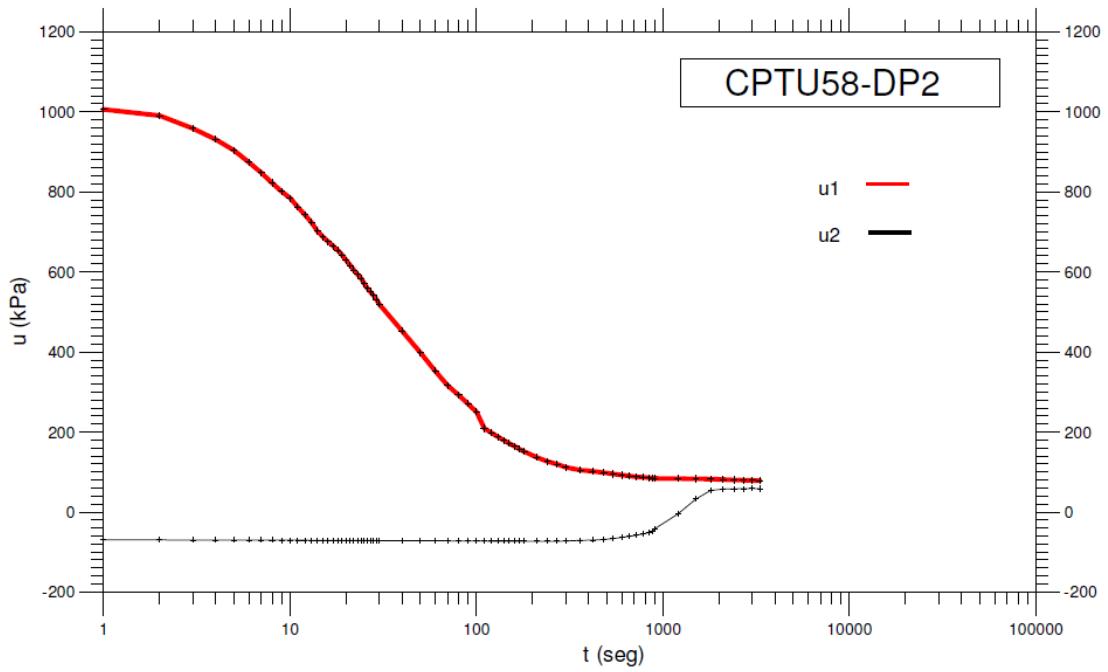


## ENSAIOS DE PIEZOCONE - SIGEO



CPTU58-DP1 - Ensaio de dissipação à profundidade de 1,70m

## ENSAIOS DE PIEZOCONE - SIGEO



CPTU58-DP2 - Ensaio de dissipação à profundidade de 6,26m

#### 4. Ensaio de adensamento unidimensional:

## Ensaio de Adensamento Edométrico

