

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

**Análise dos Efeitos das Tensões Residuais em Estacas Escavadas:  
abordagem computacional**

**Augusto Bopsin Borges**

Porto Alegre  
2019

### CIP - Catalogação na Publicação

Borges, Augusto Bopsin  
Análise dos Efeitos das Tensões Residuais em  
Estacas Escavadas: abordagem computacional / Augusto  
Bopsin Borges. -- 2019.  
121 f.  
Orientador: Samir Maghous.

Coorientador: Renato Vaz Linn.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,  
BR-RS, 2019.

1. tensões residuais. 2. estacas escavadas. 3.  
modelagem numérica. 4. parâmetros de projeto. 5.  
atrito lateral. I. Maghous, Samir, orient. II. Linn,  
Renato Vaz, coorient. III. Título.

AUGUSTO BOPSIN BORGES

**ANÁLISE DOS EFEITOS DAS TENSÕES RESIDUAIS EM  
ESTACAS ESCAVADAS: ABORDAGEM COMPUTACIONAL**

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

Porto Alegre  
2019

**AUGUSTO BOPSIN BORGES**

**ANÁLISE DOS EFEITOS DAS TENSÕES RESIDUAIS EM  
ESTACAS ESCAVADAS: ABORDAGEM COMPUTACIONAL**

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

Porto Alegre, 15 de abril de 2019

Prof. Samir Maghous  
Dr. pela École Nationale des Ponts et Chaussées  
Orientador

Prof. Renato Vaz Linn  
Dr. pelo PPGEC-UFRGS  
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Ph.D. pela Concordia University, Canadá  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)**  
Ph.D. pela Oxford University, Reino Unido

**Prof. Jorge Palomino Tamayo (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Edgar Odebrecht (UDESC)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Dr. Fernando Maria Mántaras (Geoforma Engenharia)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

À minha família, que sempre esteve do meu lado em todos os momentos importantes da minha vida.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, inicialmente, ao professor Samir Maghous pela delicadeza no tratamento com as situações adversas que a vida me reservou durante a elaboração deste trabalho. Agradeço a confiança no meu potencial, a amizade demonstrada nas atitudes e as oportunidades dadas. Saiba que, ainda na graduação, quando eu estava decidindo qual área seguir e falando com os professores para me engajar em alguma pesquisa, tu foste literalmente o primeiro professor que eu entrei em contato por e-mail, depois de ter olhado tuas linhas de pesquisa e as achado interessantes. À época, me respondeu que te procurasse na tua sala para conversarmos, mas fui umas 3 ou 4 vezes e não te encontrei (~~agora sei que devia ter procurado no café~~). Hoje me sinto grato às situações que fizeram com que pudesse pesquisar contigo.

Agradeço ao professor Renato Vaz Linn pela grande ajuda dada na coorientação. Pela disposição, interesse e suporte dados sempre que foi preciso.

Ao professor Fernando Schnaid, agradeço muito pelo conhecimento transmitido, confiança e pela disponibilidade de sempre.

À minha família, por ser minha base, por estar do meu lado em todas as situações, por toda a ajuda dada no período do mestrado. Pai, mãe, mana e Laura, amo vocês e se fosse escrever um agradecimento realmente à altura, ele não caberia aqui.

Agradeço a todos os colegas de turma do PPGEC, muitos hoje amigos, que tive a prazerosa experiência de conhecer. Convivi com colegas grandes engenheiros e, principalmente, grandes pessoas nestes dois anos de mestrado, aos quais agradeço a companhia nessa trajetória acadêmica.

Particularmente, muito obrigado pela amizade e convívio aos colegas Samuel Bandeira, Max Deluan, Luciana Queiroz, Luciana Prado, Daniel Farias, Bruna Spricigo, Matheus Wanglon e Matheus Benincá.

Aos colegas do CEMACOM agradeço muito pelo convívio amigo, discussões ‘filosóficas’ estrutural-geotécnicas, almoços e jantas juntos e toda a parceria de sempre. Rose e Chepel, Paulo Baumbach, Evandro Pandia, Miguel Aguirre, Felipe Quevedo (espero que descubra o que são *squeezing rocks* em tempo), Cássio Barros, Luisa Rossini, Lúcia Sangalli, grande

abraço a todos vocês. Mateus Forcelini, perdemos várias horas de vida e trabalho fumando juntos e conversando esse ano, mas todas elas foram muito bem investidas; muito obrigado pelas discussões, apoio e auxílio sempre que necessário, meu amigo.

Agradeço à UFRGS toda minha formação superior pública, gratuita e de excelência, incluindo este mestrado acadêmico, e às agências de fomento à pesquisa CAPES e CNPq pela bolsa recebida.

A gente quer passar um rio a nado, e passa; mas vai dar na  
outra banda é num ponto muito mais abaixo, bem diverso  
do em que primeiro se pensou. Viver nem não é muito  
perigoso?

*Grande Sertão: Veredas – Guimarães Rosa*



## RESUMO

BORGES, A. B. **Análise dos efeitos das tensões residuais em estacas escavadas: abordagem computacional.** 2019. 123p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Procedimentos tradicionais para a interpretação de resultados de provas de carga em estacas escavadas instrumentadas assumem como zero as deformações – e consequentes tensões mobilizadas – no instante imediatamente anterior ao início da prova de carga. Evidências experimentais mostram que o concreto em estacas escavadas sofre deformações volumétricas devidas ao processo de cura que, por sua vez, podem induzir a mobilização de atrito lateral na interface solo-estaca comparáveis em magnitude àquele mobilizado em provas de carga. Alguns autores realizaram análises experimentais e numéricas em vista de quantificar a influência destas deformações de cura na capacidade de carga medida usando diferentes abordagens. O presente trabalho busca estabelecer um quadro de referência para trabalhos existentes e futuros nesta área avaliando qualitativamente a influência das deformações de cura e suas consequências no atrito lateral mobilizado pré prova de carga (tensões residuais) e na capacidade de carga de estacas escavadas imersas em solo granular. Desta forma, foram realizadas análises considerando a retração na cura para a estaca de concreto, a estaca como material isotrópico elástico linear e o solo como material elasto-plástico utilizando o modelo constitutivo não associado de Mohr-Coulomb, nativamente implementado no ABAQUS. Os resultados são interpretados com foco nos erros potenciais na capacidade de carga e na distribuição de carga ao longo da estaca para cenários considerando e desconsiderando o processo de cura para a estaca. Apesar da utilização de modelo não associado e de o processo de cura e deformações correspondentes modificar a distribuição de carga ao longo da estaca, os resultados obtidos das análises numéricas corroboram o teorema clássico da teoria da plasticidade que estipula que a capacidade de carga para modelos associados é independente do estado inicial e, portanto, independente da consideração ou desconsideração do processo de cura do concreto e deformações associadas em fase pré prova de carga. Por último, é realizada uma contextualização da interpretação de parâmetros de projeto comumente utilizados.

**Palavras-chave:** *tensões residuais; estacas escavadas; parâmetros de projeto; atrito lateral; estacas em areia.*

## ABSTRACT

BORGES, A. B. **Análise dos efeitos das tensões residuais em estacas escavadas: abordagem computacional.** 2019. 123p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Traditional procedures for interpretation of load-tests results on instrumented bored piles assume as zero strain measures – and consequent mobilized stresses – at the instant immediately prior to the start of the load-test. Experimental evidences show that the concrete in bored piles undergoes volumetric strains due to the curing process that can induce some mobilization of shaft friction at the pile-soil interface comparable in magnitude to that mobilized in load-tests. Several authors have performed numerical and experimental analyses in order to quantify the influence of these curing strains in the measured bearing capacity using different approaches. The present work aims to establish a reference framework for existing and future work on this topic qualitatively evaluating the influence of the concrete curing strains and their consequences on the pre-load-test mobilized shaft friction (residual stresses) and on the bearing capacity of bored piles immersed in granular soil. Several finite element numerical analyses were performed considering the imposition of thermal, autogenous and drying concrete curing strains for the concrete pile, considering the pile as an isotropic linear-elastic material and the soil as an elastoplastic material using Mohr-Coulomb constitutive model, natively implemented in ABAQUS. The results are interpreted focusing on the potential errors in bearing capacity and load distribution along the pile for scenarios considering and not the concrete curing process for the pile. In spite of modifying the load distribution along the pile, the results obtained from the numerical analyses corroborate the classic theorem of the theory of plasticity, which stipulates that the bearing capacity for associated models is independent of the initial state and, therefore, independent of the consideration or not of the concrete curing process, correspondent strains and consequent pre-load-test shaft friction mobilization in the soil. Finally, a contextualization about the interpretation of commonly used design parameters is presented.

**Keywords:** *residual stresses; bored piles; design parameters; shaft friction; piles in sand; drilled piles.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Distribuição de carga axial com a profundidade para uma estaca escavada no evento de previsão realizado no campo experimental de Araquari-SC (adaptado de Schnaid, 2015) .....	23
Figura 2.1 – Etapas de Construção de Estacas Escavadas (adaptado de página da internet) .....	28
Figura 2.2 – Diagrama de equilíbrio para estaca escavada (a), distribuição da carga ao longo da estaca (b) e comportamento qualitativo carga-deslocamento de estacas escavadas solicitadas em compressão (c) .....	29
Figura 2.3 – Fatores de capacidade de carga .....	36
Figura 2.4 – Resultados de (a) Uesugi e Kishida, (1986b) em ensaio de cisalhamento simples com interface e (b) Lings e Dietz (2005) em ensaios de cisalhamento direto com interface .....	42
Figura 2.5 – Estados limites de tensão para um elemento de solo .....	45
Figura 2.6 – Valores de $K_s$ com a profundidade medidos em provas de carga com fronteiras de $K_0$ e $K_p$ (fonte: Rollins <i>et al.</i> , 2005) .....	46
Figura 2.7 – Exemplo ilustrativo (adaptado de Kulhawy, 1991) .....	47
Figura 2.8 – Modelo físico de dilatância dos solos (a) e comparação entre equações 2.34, 2.35 e relação de Rowe (b) (fonte: Bolton, 1986) .....	49
Figura 2.9 – Valores de $K_0$ em função de $\phi'_{crit}$ para diferentes valores de $\beta_{int}$ (fonte: Lee <i>et al.</i> , 2013) .....	51
Figura 3.1 – Estimativas da evolução da resistência (a) e do módulo de elasticidade (b) com o tempo para um concreto até 28 dias .....	55
Figura 3.2 – Estimativa da evolução das deformações por retração autógena (a), retração por secagem (b) e da retração total (c) com o tempo para um concreto até 28 dias – Nota: deformações de retração positivas .....	58
Figura 3.3 – Comportamento do concreto curado dentro e fora d'água (fonte: Gatti <i>et al.</i> 1980a) .....	61
Figura 3.4 – Resultados de deformações ao longo do tempo em tronco de estaca de concreto não armado (fonte: Gatti <i>et al.</i> , 1980a) .....	61
Figura 3.5 – Variação da temperatura no tempo (fonte: Mehta e Monteiro, 2006) .....	63
Figura 3.6 – Leituras típicas de deformações medidas pelos extensômetros e não corrigidas – estaca C17 (fonte: adaptado de Pennington, 1995) .....	63

Figura 3.7 – Leituras de deformações medidas pelos extensômetros corrigidas considerando variação térmica nos extensômetros – estaca C17 (fonte: adaptado de Pennington, 1995) .....	64
Figura 3.8 – Variação nas deformações com a profundidade após máxima temperatura – estaca C16 (fonte: Pennington, 1995) .....	66
Figura 3.9 – Tensões residuais com a profundidade após máxima temperatura – estaca C16 (fonte: Pennington, 1995) .....	66
Figura 3.10 – Comparação entre o atrito lateral residual e o atrito lateral estabelecido na prova de carga – estaca C16 (fonte: Pennington, 1995) .....	67
Figura 3.11 – Tensões residuais fruto da deformação durante a cura do concreto de estaca em solo (a) na condição úmida e (b) na condição seca e (c) curvas de transferência de carga (fonte: adaptado de Mascarucci <i>et al.</i> , 2013) .....	68
Figura 4.1 – Deslocamento de um ponto em um elemento de solo .....	71
Figura 4.2 – Variação de volume de um cubo elementar .....	72
Figura 4.3 – Relação entre as fases que compõem o solo .....	74
Figura 4.4 – Critério de plastificação de Mohr-Coulomb .....	77
Figura 4.5 – Superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no plano meridional ( $R_{MC}q - p$ ) (a) e representações no plano desviador (b) .....	78
Figura 4.6 – Função potencial plástico proposta por Menétrey e William (1995) no plano desviador .....	79
Figura 4.7 – Família de curvas para a função potencial plástico no plano meridional ( $R_{MW}q - p$ ) .....	80
Figura 4.8 – Coeficiente de dilatação térmica fictício .....	81
Figura 4.9 – Croqui da geometria no plano $r-z$ e vínculos adotados no modelo em elementos finitos .....	82
Figura 4.10 – Ordenamento dos nós, faces e pontos de integração de elementos quadriláteros axissimétricos disponíveis no ABAQUS (fonte: adaptado de DESSAULT SYSTEMES, 2016) .....	83
Figura 4.11 – Tensão cisalhante pela tensão normal na interface (a) com tensão máxima limite (b) sem tensão máxima limite .....	86
Figura 4.12 – Aspecto global da malha utilizada (a), detalhe da malha na ponta da estaca (b) e detalhe da malha no entorno da estaca (c) .....	87
Figura 4.13 – Curva carga-deslocamento obtidas na cabeça da estaca – validação numérica .....	88

Figura 4.14 – Atrito lateral ao longo da superfície da estaca em solo arenoso – validação numérica .....	89
Figura 4.15 – Resultados obtidos para curvas carga-deslocamento para uma estaca de 10 m de comprimento e 0,3 m de diâmetro – validação numérica .....	91
Figura 5.1 – Deformações impostas à estaca de concreto durante o processo de cura para análises realizadas .....	95
Figura 5.2 – Esquema do processo de carregamento nas simulações realizadas por elementos finitos .....	96
Figura 5.3 – Ilustração das tensões principais atuantes na estaca ao final da imposição das deformações de cura para a análise SIM-04 .....	97
Figura 5.4 – Curvas carga-deslocamento para análises SIM-01 e SIM-02 – $L/D = 40$ ..	98
Figura 5.5 – Curvas carga-deslocamento para análises SIM-01 e SIM-02 – $L/D = 20$ ..	98
Figura 5.6 – Curvas carga-deslocamento para análises SIM-01 e SIM-02 – $L/D =$ 13,33 .....	99
Figura 5.7 – Distribuição de carga normalizada ao longo da estaca para as análises (a) SIM-01 e SIM-02 – $L/D = 40$ – (b) SIM-03 e SIM-04 – $L/D = 20$ – (c) SIM-05 e SIM-06 – $L/D = 13,33$ – e (d) conjunto com todas análises realizadas considerando e não considerando o processo de cura do concreto .....	103
Figura 5.8 – Atrito lateral mobilizado nos elementos de solo adjacentes à superfície lateral da estaca de concreto nas análises SIM-01 e SIM-02 .....	106
Figura 5.9 – Atrito lateral mobilizado nos elementos de solo adjacentes à superfície lateral da estaca de concreto nas análises SIM-03 e SIM-04 .....	106
Figura 5.10 – Atrito lateral mobilizado nos elementos de solo adjacentes à superfície lateral da estaca de concreto nas análises SIM-05 e SIM-06 .....	107
Figura 5.11 – Valores de $K_s$ com a profundidade .....	112
Figura 5.12 – Valores de $\beta$ com a profundidade .....	114

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Categorias de métodos de avaliação de capacidade de carga de estacas ...	32
Tabela 2.2 – Modificadores do cálculo da capacidade de carga para fundações circulares .....	37
Tabela 3.1 – Coeficiente $s$ a ser utilizado na equação 3.2 para diferentes tipos de cimento .....	54
Tabela 3.2 – Efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade .....	54
Tabela 3.3 – Coeficientes $\alpha_i$ usados nas equações 3.7 e 3.9 .....	56
Tabela 4.1 – Características físicas básicas da areia <i>Ottawa sand</i> .....	89
Tabela 4.2 – Valores de resistência total, lateral e de ponta em validação do modelo ...	91
Tabela 5.1 – Características gerais dos modelos numéricos utilizados nas análises .....	93
Tabela 5.2 – Relação entre cargas laterais, de ponta e últimas para análises numéricas com e sem consideração de cura para $w/D = 10\%$ .....	99
Tabela 5.3 – Carga de ponta e lateral e respectivas porcentagens com relação à carga última .....	104

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>22</b>
1.1 OBJETIVOS .....	24
1.2 DELINEAMENTO .....	25
<b>2 ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO ARENOSO .....</b>	<b>27</b>
2.1 CONSTRUÇÃO E PADRÕES GERAIS .....	27
2.1.1 Padrões de comportamento .....	29
2.2 CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA EM COMPRESSÃO AXIAL	30
2.2.1 Métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga .....	32
2.2.2 Métodos racionais ou teóricos de previsão de capacidade de carga ....	35
2.2.2.1 Resistência de Ponta em Condições Drenadas .....	35
2.2.2.2 Resistência Lateral em Condições Drenadas .....	38
2.2.3 Considerações sobre o Ângulo de Atrito de Interface .....	41
2.2.4 Considerações sobre o Coeficiente de Empuxo Lateral .....	43
<b>3 CURA DO CONCRETO E FENÔMENOS ASSOCIADOS NO CONTEXTO DE TENSÕES RESIDUAIS EM ESTACAS ESCAVADAS .....</b>	<b>53</b>
3.1 EVOLUÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS NO CONCRETO EM CURA .....	53
3.2 EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DE RETRAÇÃO NO CONCRETO DURANTE A CURA .....	55
3.2.1 Efeito da temperatura ambiente de cura .....	59
3.3 EVIDÊNCIAS EXPERIMENTAIS DE DEFORMAÇÕES EM ESTACAS DEVIDAS À CURA DO CONCRETO .....	60
3.4 EFEITOS DE TENSÕES RESIDUAIS NA EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA LATERAL EM ESTACAS ESCAVADAS .....	67

<b>4 MODELAGEM NUMÉRICA .....</b>	<b>71</b>
4.1 ELEMENTOS DE MECÂNICA DO MEIO CONTÍNUO APLICADA À MECÂNICA DOS SOLOS .....	71
4.1.1 Deformações no meio contínuo .....	71
4.1.2 Tensões no meio contínuo .....	75
4.2 MODELAGEM DO COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICO DO SOLO .....	76
4.2.1 Modelo de Mohr-Coulomb no ABAQUS .....	76
4.3 MODELAGEM DA EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES NO PROCESSO DE CURA DO CONCRETO .....	80
4.4 MODELO NUMÉRICO PARA O SISTEMA SOLO-ESTACA .....	81
4.4.1 Condições de contorno .....	83
4.5 ETAPAS DA ANÁLISE NUMÉRICA .....	83
4.6 VALIDAÇÃO DO MODELO E ANÁLISES DE CONVERGÊNCIA .	84
4.6.1 Comparação com os resultados da análise numérica de Zhan <i>et al.</i> (2012) .....	85
4.6.2 Comparação com os resultados da análise numérica de Han <i>et al.</i> (2017) .....	89
<b>5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS .....</b>	<b>92</b>
5.1 CONFIGURAÇÃO DAS ANÁLISES REALIZADAS .....	92
5.2 SIMULAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DEVIDAS AO PROCESSO DE CURA DO CONCRETO DA ESTACA .....	94
5.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE PROVAS DE CARGA REALIZADAS E RESULTADOS .....	97
5.3.1 Contextualização da interpretação dos resultados das análises numéricas .....	100
5.3.2 Distribuição de carga ao longo da profundidade .....	101
5.4 DISTRIBUIÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO .....	105



5.5 INFLUÊNCIA DO PROCESSO DE CURA EM PARÂMETROS DE PROJETO E OBSERVAÇÕES SOBRE SUAS INTERPRETAÇÕES ...	108
5.5.1 Valores de $K_s$ .....	109
5.5.2 Valores de $\beta$ .....	113
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	115
6.1 CONCLUSÕES .....	115
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	117
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	118



## LISTA DE SÍMBOLOS

### *Símbolos Romanos*

$A_c$	Área da seção transversal do concreto da estaca
$A_l$	Área lateral da estaca
$A_p$	Área da seção transversal da ponta da estaca
$a$	parâmetro de ajuste para modelo de Lee <i>et al.</i> (2013)
$b$	parâmetro de ajuste para modelo de Lee <i>et al.</i> (2013)
$c$	Intercepto coesivo do solo
$d$	Densidade
$D$	Diâmetro da estaca
$D_{10}$	Diâmetro de partícula abaixo do qual se situam 10% em peso de material
$D_{50}$	Diâmetro médio de partícula, abaixo do qual se situam 50% em peso de material
$D_{60}$	Diâmetro de partícula abaixo do qual se situam 60% em peso de material
$\underline{e}$	Tensor de deformações de Green-Lagrange
$e_0$	Índice de vazios do solo na configuração inicial
$e$	Índice de vazios natural do solo
$e_c$	Parâmetro de não circularidade da superfície potencial plástico no $\Pi$
$\underline{e}_i$	Vetor unitário na direção $i$
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo do solo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo do solo
$e_t$	Índice de vazios do solo na configuração atual
$E_s$	Módulo de Young do solo
$E_a$	Módulo de Young do aço de armadura
$E_c$	Módulo de Young ou módulo de elasticidade do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade do concreto a uma tensão especificada
$E_{conj.}$	Módulo de Young equivalente para estaca de concreto armado

$\underline{F}$	Gradiente da transformação
$f_{ck}$	Valor característico da resistência à compressão do concreto
$f_{cm}$	Valor médio da resistência à compressão do concreto
$f_{cm,28}$	Valor médio da resistência à compressão do concreto aos 28 dias
$f_{MC}$	Superfície de plastificação para o modelo de Mohr-Coulomb
$G$	Módulo cisalhante do solo
$g_{MC}$	Função potencial plástico para o modelo de Mohr-Coulomb
$h$	Razão entre a área da seção transversal e perímetro da estaca (em mm)
$I_1$	Primeiro invariante do tensor de tensões de Cauchy
$I_D$	Densidade relativa
$I_r$	Índice de rigidez do solo
$I_{rr}$	Índice de rigidez reduzido do solo
$J$	Jacobiano da deformação
$J_2$	Segundo invariante do tensor desviador
$J_3$	Terceiro invariante do tensor desviador
$K_a$	Coefficiente de empuxo ativo
$K_p$	Coefficiente de empuxo passivo
$K_s$	Coefficiente de empuxo do solo – parâmetro de projeto
$K_0$	Coefficiente de empuxo ao repouso
$L$	Comprimento da estaca
$L_B$	Parâmetro de Bolton (1986), função do modo de cisalhamento
$L_w$	Comprimento da estaca até o início do nível d'água
$N_c, N_\gamma$ e $N_\sigma$	Fatores adimensionais de capacidade de carga
$N_{SPT}$	Número de golpes em ensaio SPT
$N_{60}$	Valor $N_{SPT}$ para 60% da energia teórica de queda do martelo
OCR	Razão de sobreadensamento ( <i>overconsolidation ratio</i> )
$p$	Tensão média

$p_{atm}$	Pressão atmosférica ao nível do mar ( $p_{atm} = 100$ kPa)
$p_l$	Pressão limite em ensaio pressiométrico
$Q_B$	Parâmetro de Bolton (1986), função da mineralogia dos grãos do solo
$Q_l$	Carga de lateral última de uma estaca
$Q_p$	Carga de ponta última de uma estaca
$Q_{ult}$	Carga última de uma estaca (definida como carga axial a $w/D = 10\%$ )
$q$	Tensão equivalente de Von Mises (tensão cisalhante generalizada)
$q_c$	Resistência à penetração estática em ensaio CPT/CPTu não corrigida
$q_{ult}$	Resistência unitária última no nível da ponta da estaca
$R$	Parâmetro genérico de resistência do solo medida em ensaio de campo
$R_{abs}$	Rugosidade absoluta
$R_B$	Parâmetro de ajuste da formulação de Bolton (1986)
$R_{MC}$	Medida de tensão desviadora no modelo de Mohr-Coulomb
$R_{MW}$	Medida de tensão desviadora proposta por Menétrey e William (1995)
$R_{rel}$	Rugosidade relativa
$r$	Invariante ligado ao terceiro invariante do tensor desviador
$S$	Grau de saturação do solo
$\underline{s}$	Tensor desviador
$s$	Coefficiente dependente da classe de resistência do concreto
$s_{MC}$	Média entre $\sigma_1$ e $\sigma_3$
$t$	Tempo ou idade do concreto, contado a partir de sua produção
$t_{MC}$	Metade da diferença entre $\sigma_1$ e $\sigma_3$ – raio do círculo de Mohr
$t_s$	Idade do concreto no início do período de secagem
$u$	Perímetro da estaca
$UR$	Umidade relativa (em %)
$W$	Peso próprio da estaca
$\underline{x}$	Vetor posição final

$\underline{X}$	Vetor posição inicial
$z$	Profundidade

### *Símbolos Gregos*

$\alpha_{as}, \alpha_{ds1}$ e $\alpha_{ds2}$	Coefficientes função do tipo de cimento utilizado no concreto
$\alpha_E$	Coefficiente função do tipo de agregado utilizado no concreto
$\alpha_c$	Coefficiente de expansão térmica do concreto
$\alpha_{fio}$	Coefficiente de expansão térmica do fio do extensômetro de corda vibrante
$\alpha_v$	Coefficiente de expansão térmica fictício para o concreto
$\beta$	Coefficiente de resistência lateral – parâmetro de projeto
$\beta_{as}$	Coefficiente que descreve a evolução da deformação autógena no tempo
$\beta_{cc}$	Coefficiente que descreve a evolução da resistência do concreto no tempo
$\beta_{ds}$	Coefficiente que descreve a evolução da deformação de retração no tempo
$\beta_{int}$	Parâmetro que expressa grau de mobilização friccional no solo
$\beta_{s1}$	Coefficiente função da resistência à compressão média do concreto
$\beta_{UR}$	Coefficiente que função da umidade relativa do ambiente
$\underline{\underline{\varepsilon}}$	Tensor de deformações linearizado
$\varepsilon_{cs}$	Retração ou expansão total do concreto em idade $t$
$\varepsilon_{cas}$	Retração ou expansão autógena do concreto
$\varepsilon_{cas0}$	Coefficiente de retração/expansão autógena do concreto
$\varepsilon_{cds}$	Retração por secagem do concreto
$\varepsilon_{cds0}$	Coefficiente de retração por secagem do concreto
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$d\varepsilon^{pl}$	Incremento de deformação plástica
$\Delta\varepsilon$	Diferença de deformações entre dois níveis instrumentados em uma estaca
$\Delta l$	Distância entre níveis instrumentados com extensômetros em uma estaca
$\Delta t_i$	Número de dias nos quais prevalece certa temperatura de cura

$\delta$	Ângulo de atrito mobilizado na interface solo-estaca
$\phi$	Ângulo de atrito modelo Mohr-Coulomb / Ângulo de atrito total do solo
$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo do solo
$\phi'_{crit}$	Ângulo de atrito do estado crítico do solo
$\phi'_{pico}$	Ângulo de atrito efetivo de pico do solo
$\phi'_{mob}$	Ângulo de atrito mobilizado
$\phi'_{m/m}$	Ângulo de atrito mineral-mineral
$d\Omega_0$	Volume elementar de solo na configuração inicial
$d\Omega_t$	Volume elementar de solo na configuração atual
$\Omega_0$	Domínio geométrico ocupado por um volume de solo na configuração inicial
$\Omega_t$	Domínio geométrico ocupado por um volume de solo na configuração atual
$\Omega_s$	Domínio geométrico ocupado por um volume de sólidos do solo
$\omega$	Teor de umidade do solo
$\eta_0$	Porosidade na configuração inicial
$\eta_t$	Porosidade na configuração atual
$\gamma$	Peso específico natural (total) do solo
$\gamma'$	Peso específico submerso (efetivo) do solo
$\gamma_c$	Peso específico do concreto
$\gamma_w$	Peso específico da água ( $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ )
$\nu_c$	Coefficiente de Poisson do concreto
$\nu_s$	Coefficiente de Poisson do solo
$\underline{\xi}$	Vetor deslocamento
$\varrho$	Coefficiente empírico de proporcionalidade para resistência de ponta unitária
$\sigma$	Tensão normal
$\underline{\underline{\sigma}}$	Tensor de tensões de Cauchy
$\sigma'_h$	Tensão horizontal efetiva atuante

$\sigma'_{h0}$	Tensão horizontal efetiva inicial
$\sigma'_p$	Tensão de pré-adensamento ou “ <i>yield stress</i> ”
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva atuante
$\sigma_{v0}$	Tensão vertical total inicial
$\sigma'_{v0}$	Tensão vertical efetiva inicial
$\sigma_1$	Tensão principal maior
$\sigma_3$	Tensão principal menor
$\sigma'_1$	Tensão principal maior efetiva
$\sigma'_3$	Tensão principal menor efetiva
$\theta$	Temperatura
$\theta_L$	Ângulo de Lode
$\tau$	Resistência (ou atrito) lateral unitária ou tensão cisalhante
$\tau_{virtual}$	Resistência (ou atrito) lateral unitária virtualmente medida em prova de carga
$\tau_r$	Resistência (ou atrito) lateral residual unitária
$\tau_{real}$	Resistência (ou atrito) lateral unitária final real mobilizada
$\tau_{ult}$	Resistência (ou atrito) lateral unitária última
$\tau_{real}$	Resistência (ou atrito) lateral unitária verdadeira em prova de carga
$\chi$	Coefficiente empírico de proporcionalidade para resistência lateral unitária
$\psi$	Ângulo de dilatação do solo
$\zeta$	Fator modificador de capacidade de carga para condições de campo
$\underline{\underline{1}}$	Tensor identidade de segunda ordem

*Observação:* no capítulo 4 todas as análises são realizadas em termos de tensões efetivas, sendo dispensado o uso do apóstrofo para expressá-las.



# 1 INTRODUÇÃO

Um dos campos fundamentais da Engenharia Geotécnica é o estudo do comportamento de fundações, sejam elas superficiais ou profundas. Em particular, no tocante a fundações profundas, diversos estudos nas últimas décadas têm objetivado trazer cada vez mais racionalidade e cientificidade aos métodos a serem utilizados no exercício profissional para projeto das mesmas. Passa-se cada vez mais de métodos puramente empíricos, baseados principalmente no ensaio SPT e resultados de provas de carga e utilizados amplamente na prática de engenharia ainda hoje, a métodos de projeto que levam em conta as propriedades geotécnicas dos solos de fundação e sua interação com a estrutura tanto da fundação em si quanto da superestrutura. Novas formulações analíticas, assim como o emprego de métodos numéricos computacionais utilizando modelos constitutivos adequados, que simulem de maneira satisfatória o comportamento observado dos materiais e o comportamento global do sistema de fundação, têm sido cada vez mais utilizados na prática e desenvolvidos em nível de pesquisa.

A maior parte dos métodos de dimensionamento de fundações ainda em desenvolvimento ou em estudo nos dias de hoje, assim como o estudo de certos aspectos de comportamento de estacas em ensaios de provas de carga estáticos e dinâmicos, buscam entender e explicar os fenômenos físicos que dão origem ao comportamento global e/ou local observado na prática em escala real ou por meio de modelos reduzidos com ou sem o uso de centrífuga geotécnica. Tem-se cada vez mais a consciência de que para avançar no conhecimento é preciso rigor científico, estudando e conhecendo as implicações no comportamento final da estaca de cada um dos fenômenos individuais que formam o conjunto dos resultados globais.

Nesta linha de pensamento diferentes abordagens possíveis têm sido exploradas, focando a atenção em um ou mais fatores que sejam considerados relevantes para o entendimento global e aplicação prática posterior (TEHRANI *et al.*, 2016). Porém, vale ressaltar que, por mais completo que um modelo pretenda ser, ainda é um modelo; ou seja, tem limitações intrínsecas na capacidade de prever a realidade e explicá-la totalmente, seja por limitações do modelo em si, seja pela dificuldade e custo em se obter parâmetros geotécnicos de qualidade e representativos das situações reais.

Muito embora hoje se tenha à disposição modelos de previsão de capacidade de carga com capacidade preditiva bastante satisfatória, há ainda grande dispersão entre previsões de

capacidade de carga para estacas. Prova disso são eventos de previsão (*benchmarks*) organizados de tempos em tempos, nos quais diversos projetistas de fundações e acadêmicos da área testam suas previsões de capacidade de carga e seus métodos contra resultados reais de provas de carga para determinado tipo de estaca, carregamento e de solo, dentre outras considerações específicas de cada evento. Como exemplo, são apresentados na figura 1.1 os resultados de um destes eventos, realizado em 2014 no Campo Experimental de Araquari com estacas escavadas de concreto em solo arenoso. Na figura 1.1 as diversas curvas de pequena espessura são as previsões dos diversos profissionais e acadêmicos na área de engenharia fundações.

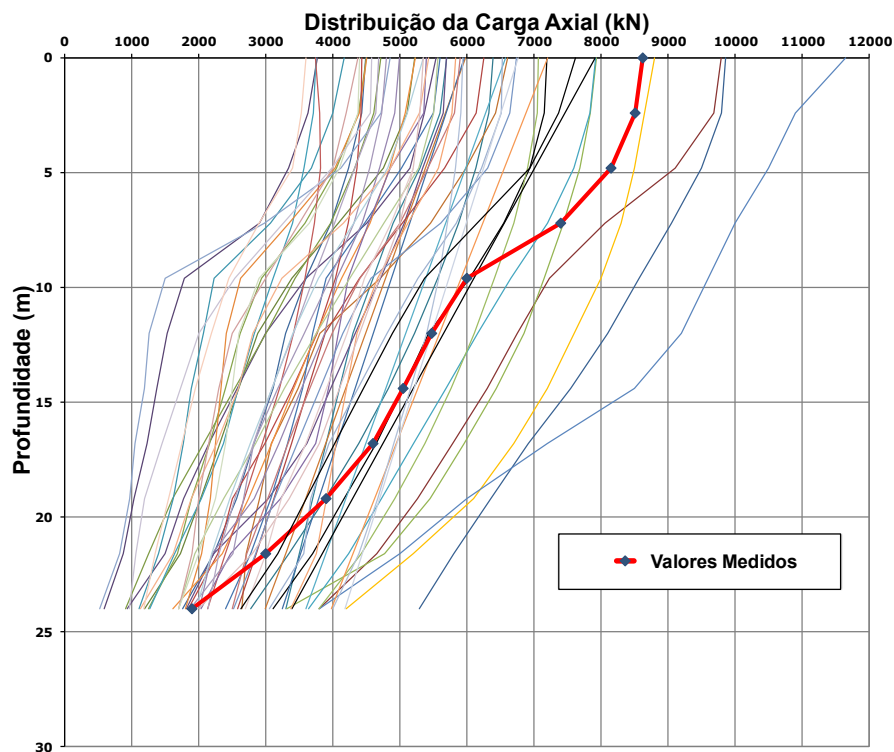


Figura 1.1 – Distribuição de carga axial com a profundidade para uma estaca escavada no evento de previsão realizado no campo experimental de Araquari-SC (adaptado de Schnaid, 2015)

Apesar das diferenças claras entre as previsões dos diversos profissionais, eventos como estes mostram uma realidade importante: embora todos os métodos de previsão de capacidade de carga existentes sejam altamente dependentes de seus parâmetros de entrada, provindos de resultados de ensaios de campo ou de laboratório, independentemente de sua formulação, em última análise, são validados quanto à sua precisão em confronto com resultados de provas de carga reais. Ou seja, a capacidade de um método de se aproximar com suficiente acurácia do resultado tido como real dependerá tanto da qualidade dos ensaios realizados e sua interpretação

(que fornecem os parâmetros de entrada dos métodos) quanto da correspondência à realidade das medições realizadas em provas de carga e, salienta-se, de que estas medições estejam corretas.

O presente trabalho se encaixa no contexto do que ocorre em etapas pré prova de carga, especificamente no que diz respeito a estacas escavadas de concreto em solo arenoso, cujo comportamento é puramente friccional. Ou seja, procura-se tanto investigar quais são os eventos pré-carregamento que podem influenciar no que será lido na instrumentação no momento da prova de carga quanto qual a possível influência destes eventos na capacidade de carga medida. Para tanto, são realizadas análises numéricas com uso do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para o solo.

Investigações numéricas sobre o tema são ainda raras e, as existentes (FALCONIO, 2003; MASCARUCCI, 2012), buscaram analisar a possível influência das tensões induzidas no solo pelas deformações de cura do concreto partindo de hipóteses para o solo de fundação baseadas em evidências experimentais para definição dos parâmetros utilizados, história de tensões, etc. Esta pesquisa procura voltar uma etapa e apresentar um quadro de referência para melhor entendimento dos efeitos que as deformações de cura induzem no solo nesta situação de referência. Análises de referência em modelos constitutivos simples, mas robustos e com comportamento bem conhecido formam um quadro comparativo necessário para análises que objetivam focar em características mais complexas de comportamento.

Entender o mecanismo e a parcela influente de certo fenômeno na resposta global acrescenta ao conhecimento como que uma peça de um quebra-cabeça do qual já temos uma ideia da figura a ser formada, mas ainda não conhecemos completamente os detalhes de como as peças se encaixam e quais os detalhes que cada peça guarda em si, quando acrescentada ao conjunto.

## 1.1 OBJETIVOS

Dado que ainda hoje há a discussão no meio técnico-acadêmico sobre a existência e relevância que tensões iniciais têm nos resultados finais de provas de carga e sua consequente interpretação, tensões estas prévias ao carregamento externo e fruto da interação entre o concreto em cura e o solo de fundação, esta pesquisa nasce com o propósito de focar a atenção nesta questão. Admite-se então, como objetivos deste trabalho:

- a) avaliar a influência das condições de cura do concreto e a evolução das deformações no concreto durante a cura na capacidade de carga de estacas escavadas isoladas através de uma abordagem numérica computacional;
- b) utilizar metodologias de interpretação de resultados de provas de carga em estacas com a consideração das tensões e deformações desenvolvidas em etapas prévias ao início das provas de carga;
- c) realizar o confronto de resultados calculados em simulações numéricas de provas de carga com e sem a simulação das deformações durante o processo de cura, a fim de avaliar a importância relativa das tensões iniciais pré prova de carga, chamadas aqui também de tensões residuais;
- d) avaliar resultados de análises numéricas considerando as tensões iniciais prévias à prova de carga resultantes das deformações na cura do concreto em comparação com resultados publicados em outros trabalhos.

## 1.2 DELINEAMENTO

Como este trabalho trata de como tensões mobilizadas previamente à prova de carga afetam a capacidade de carga de estacas escavadas em solos arenosos, este tipo de estaca e os métodos de previsão de capacidade de carga existentes, assim como considerações sobre os parâmetros geotécnicos envolvidos, são tratados no segundo capítulo. Há diversas formulações para estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas, com abordagens que variam de puramente empíricas a abordagens que utilizam formulações teóricas analíticas ou numéricas baseadas em modelos constitutivos não-lineares capazes de reproduzir com elevada precisão o comportamento mecânico dos solos. Neste trabalho é dada preferência à apresentação dos métodos de abordagens mais racionais possíveis, com modelos teóricos que ilustrem com suficiente clareza os fenômenos envolvidos.

No capítulo 3 volta-se a atenção para o concreto e seu processo de cura, deformações presentes nesta etapa, suas causas e modelos propostos, assim como do seu comportamento no subsolo quando utilizado na construção das estacas, através da apresentação de evidências experimentais.

O capítulo 4 é dedicado à apresentação da modelagem numérica realizada nesta pesquisa como um todo. Faz-se inicialmente uma breve apresentação de elementos de mecânica do contínuo aplicada à mecânica dos solos, apresentação do modelo constitutivo utilizado para o contínuo, modo de implementação das deformações de cura do concreto da estaca. Apresenta-se neste capítulo também o modelo numérico utilizado como um todo e resultados de validações numéricas do mesmo.

O capítulo 5 apresenta os resultados das análises numéricas realizadas e analisa-se a influência das tensões residuais calculadas em função de diferentes configurações de solo, geometria da estaca e deformações de cura impostas à estaca, preconizadas pelo modelo de deformações utilizado, na transferência de carga ao longo do fuste da estaca, além de observações interpretativas relevantes quanto a parâmetros de projeto. A conclusão, conjuntamente com recomendações e sugestões de pesquisas futuras no tema são apresentadas no capítulo 6.

## 2 ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO ARENOSO

O presente capítulo versará sobre a construção de estacas escavadas em solos não coesivos, métodos de projeto e previsão de capacidade de carga existentes, suas formulações e considerações e parâmetros geotécnicos envolvidos.

### 2.1 CONSTRUÇÃO E PADRÕES GERAIS

Estacas escavadas compõem um sistema de fundações extremamente versátil, sendo muito utilizado há décadas por sua capacidade de adaptação às especificações de projeto como comprimento e diâmetro desejados para as estacas, havendo equipamentos capazes de escavar, segundo Kulhawy (1991), diâmetros de até 6 m e profundidades superiores a 76 m, embora limites para diâmetros e comprimentos usualmente utilizados situem-se em até 1,70 m e 30 m, respectivamente (PINI, 1998). Na sua forma clássica, uma estaca escavada é construída por meio de uma escavação cilíndrica de comprimento e diâmetros pré-determinados, mantida estável com ou sem o uso de camisa guia e/ou fluido estabilizante. Após a escavação, posiciona-se a armadura, quando especificada, e lança-se concreto. Uma vez terminado o processo de cura do concreto e desenvolvida a resistência adequada, finaliza-se o processo construtivo, restando ser realizada apenas a preparação da cabeça da estaca e sua ligação à estrutura ou bloco que transmitirá o carregamento externo a ser suportado.

Tanto normas internacionais (API, 2003; EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004; STANDARD AUSTRALIA LIMITED, 2009) quanto a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010) para projetos e execução de fundações, trazem recomendações para os procedimentos executivos de estacas escavadas e especificações para uso de equipamentos e materiais; porém, dado que a análise de tais especificações não é diretamente o objetivo deste trabalho, estas não serão extensamente detalhadas aqui. Um esquema ilustrativo da execução de uma estaca escavada segue na figura 2.1.

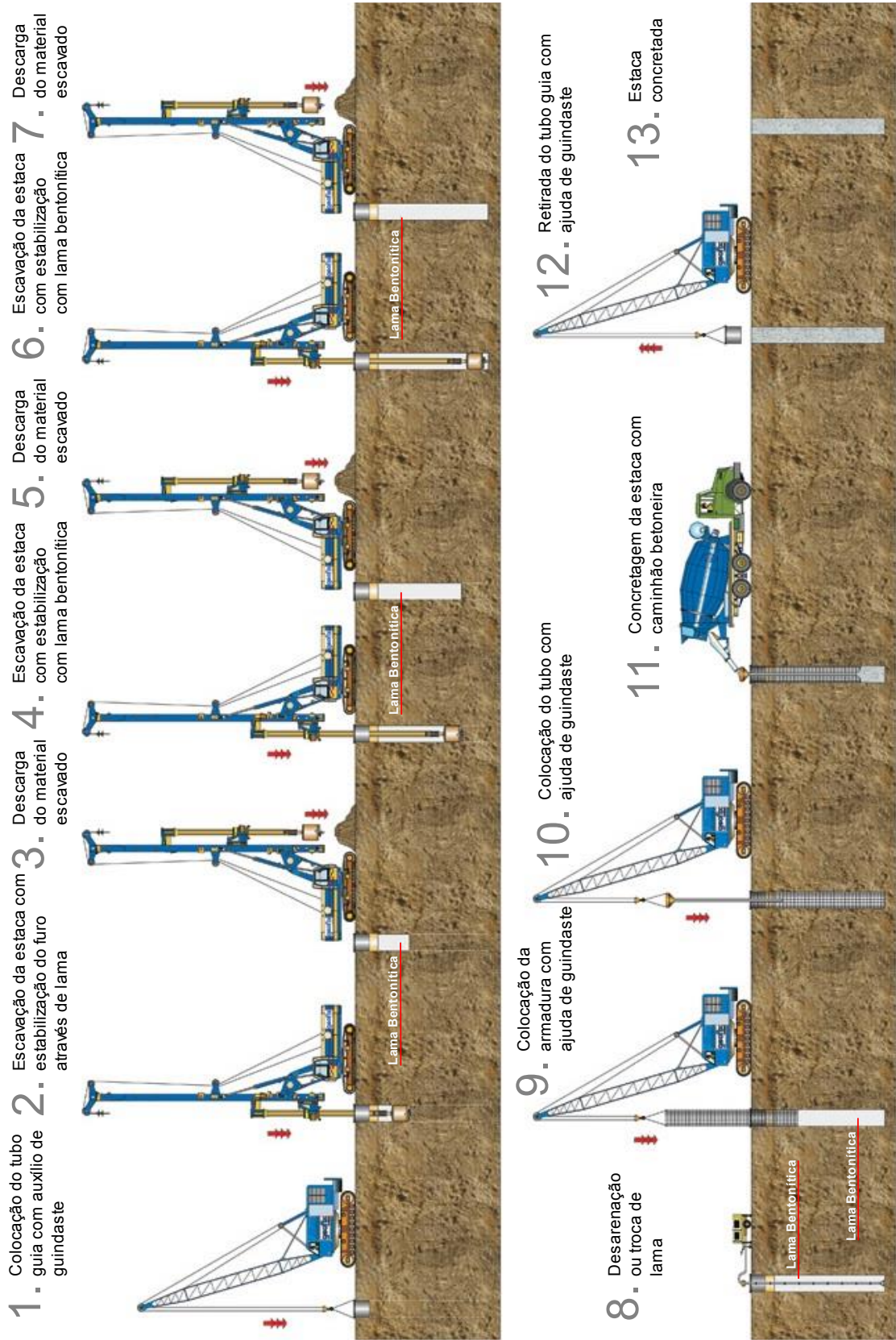


Figura 2.1 – Etapas de Construção de Estacas Escavadas (adaptado de <<http://bit.ly/construcao-estaca-escavada>>)

### 2.1.1 Padrões de Comportamento

Quando uma estaca é carregada em compressão axial até sua carga última, o carregamento para o qual a estaca é considerada como tendo alcançado a ruptura ( $Q_{ult}$ ) e o peso próprio da estaca ( $W$ ) são resistidos pela estaca tanto por mobilização de resistência lateral ( $Q_l$ ) como de resistência de ponta ( $Q_p$ ), conforme ilustrado na figura 2.2(a). A distribuição da carga ao longo da estaca e o comportamento carga-deslocamento típico são apresentados, qualitativamente, na figura 2.2 (b) e (c), onde o deslocamento referido em (c), na mesma figura, se refere ao medido no topo da estaca (cabeça da estaca).

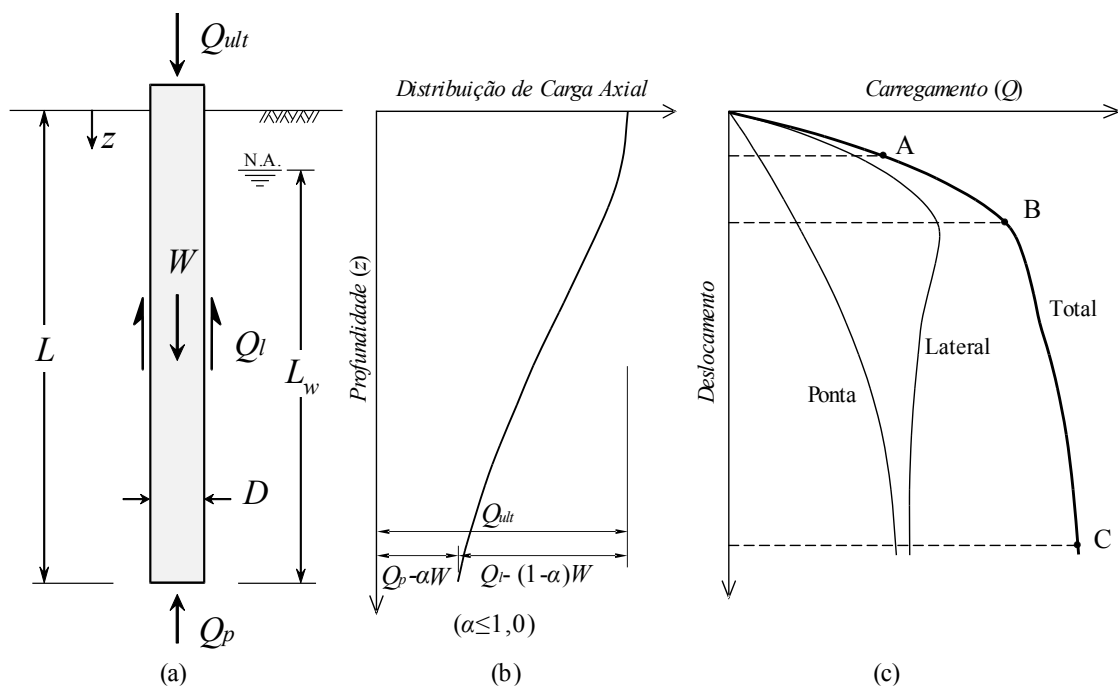


Figura 2.2 – Diagrama de equilíbrio para estaca escavada (a), distribuição da carga ao longo da estaca (b) e comportamento qualitativo carga-deslocamento de estacas escavadas solicitadas em compressão (c)

Da figura 2.2(c) pode-se perceber que a resistência lateral é mobilizada rapidamente (ponto A) e a deslocamentos relativamente pequenos quando comparada à mobilização da resistência de ponta que, se há alguma mobilização nesse estágio, é ainda pequena. Aumentando a carga ( $Q$ ) aplicada até o ponto B, a resistência lateral é totalmente mobilizada ao longo do fuste e, a partir deste ponto, qualquer aumento da carga aplicada será transferida para a ponta da estaca, mobilizando maior resistência de ponta. Dependendo das características do solo de fundação em contato com a superfície lateral da estaca, a resistência lateral desde o ponto B até o ponto C pode aumentar, diminuir ou permanecer constante.



No que se refere à resistência de ponta para estacas escavadas em solos relativamente homogêneos, ou seja, nas quais a ponta não esteja apoiada diretamente sobre rocha ou estrato claramente mais resistente, mas sobre o mesmo solo que a circunda, Kulhawy (1991) adverte que essas mobilizam apenas uma pequena parcela de resistência de ponta, de 5 a 20% da resistência total, em níveis de carregamentos de trabalho e, portanto, são dimensionadas levando em conta esta realidade. Considera-se que a estaca resiste praticamente apenas por atrito lateral, dado que há grandes incertezas quanto à mobilização da ponta, devido à possível limpeza deficiente do fundo da escavação e outros fatores como alívio de tensões, atraso na concretagem, dentre outros.

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA EM COMPRESSÃO AXIAL

No projeto de fundações em estacas requer-se que, quando solicitadas com cargas de serviço, as estacas – ou grupos de estacas – satisfaçam dois critérios básicos, a saber: as estacas ou grupos de estacas devem ser capazes de suportar as cargas que as solicitam sem que haja ruptura geotécnica ou estrutural do elemento de fundação e os recalques devem estar dentro de limites admissíveis. Embora estacas, de tipo escavada ou não, sejam raramente utilizadas como estacas isoladas, a avaliação da capacidade de carga última é tradicionalmente avaliada para esta configuração.

Para fins de projeto, a avaliação da capacidade de carga última geotécnica ( $Q_{ult}$ ), em métodos estáticos de dimensionamento, é baseada no equilíbrio de forças com relação à situação descrita na figura 2.2(a). Seja a estaca de qualquer tecnologia construtiva, a resistência mobilizada pode ser dividida em duas componentes (resistência lateral e de ponta) e calculada pela equação 2.1

$$Q_{ult} = Q_l + Q_p - W$$

$$Q_{ult} = \tau_{ult} A_l + q_{ult} A_p - W \quad (2.1)$$

Na equação 2.1,  $\tau_{ult}$  é a resistência lateral unitária última mobilizada atuante ao longo da área da superfície lateral da estaca ( $A_l$ ),  $q_{ult}$  é a resistência unitária no nível da ponta da estaca e  $A_p$  é a área da seção da ponta da estaca. O peso da estaca ( $W$ ), considerando uma estaca cilíndrica, é dado por

$$W = \frac{\pi D^2}{4} [\gamma_c L_w + (\gamma_c - \gamma_w)(L - L_w)] \quad (2.2)$$

onde  $D$  é o diâmetro da estaca,  $\gamma_c$  é o peso específico do concreto utilizado,  $\gamma_w$  é o peso específico da água ( $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ ),  $L$  é o comprimento da estaca e  $L_w$  é o comprimento da estaca até o início do nível d'água.

Segundo Poulos (1989), os métodos de avaliação da capacidade de carga de estacas podem ser divididos em 3 grandes grupos, conforme apresentado na tabela 2.1. Cabe destacar que esta divisão feita pelo autor explicita níveis de complexidade dos modelos, assim como de racionalidade na abordagem.

Para uma descrição mais detalhada dos métodos e modelos apresentados por Poulos (1989), referentes à cada categoria, remete-se a esta bibliografia.

Velloso e Lopes (2010) dividem em duas grandes categorias os métodos estáticos existentes para previsão de capacidade de carga: métodos racionais – ou teóricos – e métodos semi-empíricos. No texto, segue uma descrição das características destas duas categorias.

Tabela 2.1 – Categorias de métodos de avaliação de capacidade de carga de estacas

Categoria	Subdivisão	Características	Método de determinação de parâmetros
1	-	Métodos Empíricos, não baseados em princípios da Mecânica dos solos	Ensaio simples de campo ou laboratório, com uso de correlações
2	2A	Baseado em cartas ou teorias simplificadas – uso de princípios básicos da mecânica dos solos – realizável por cálculos manuais. Teoria é linear elástica (deformação) rígido-plástica (estabilidade)	Ensaio de campo de rotina – pode requerer algum uso de correlações
	2B	Como 2A, mas a teoria é não-linear (deformação) ou elasto-plástica (estabilidade)	
3	3A	Baseado no uso de análises específicas de campo, uso de princípios da mecânica dos solos. Teoria é elástica linear (deformação) ou rígido-plástica (estabilidade)	Ensaio cuidadosos de campo e laboratório com trajetórias de tensões apropriadas
	3B	Como 3A, mas não-linearidade é permitida de maneira relativamente simples	
	3C	Como 3A, mas não-linearidade é permitida e modelada com modelos constitutivos apropriados para comportamento de solos	

(fonte: Poulos, 1989)

### 2.2.1 Métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga

Métodos semi-empíricos são aqueles baseados em resultados de provas de carga para diferentes tipos de solo e estaca. Estes métodos correlacionam resultados de provas de carga a medidas de resistência à penetração dinâmica, estática ou de outro tipo, obtidas por ensaios de campo como o ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (Ensaio de Cone), DMT (Ensaio Dilatométrico), PMT (Ensaio Pressiométrico) e/ou outros, para previsão de capacidade de carga de estacas de fundação. Por fazer uso de bancos de dados de provas de carga e de ensaios de

campo estes métodos são, em sua maioria, formulados com base em resultados de provas de carga realizadas em regiões geográficas, comprimento e diâmetro de estacas, procedimentos de execução, tipos de solos e configuração de ensaios de campo muitas vezes próprios dos locais em que foram desenvolvidos. Seu uso para outras localidades deve ser feito com adequado julgamento geotécnico no tocante à correspondência e representatividade do método, observando suas premissas e limitações.

Os conhecidos métodos brasileiros de previsão de capacidade de carga de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), são exemplos clássicos de abordagem semi-empírica e, na classificação de Poulos exibida anteriormente na tabela 2.1, estariam classificados como métodos de categoria 1.

Embora nem todos os métodos semi-empíricos sigam o mesmo padrão de formulação, de forma geral, Jamiolkowski (2003) salienta que estes métodos avaliam a resistência lateral e de ponta de estacas relacionando-as a um parâmetro de resistência ( $R$ ) medido em ensaio de campo, de modo que estas podem ser expressas, respectivamente, com formato similar ao das equações 2.3 e 2.4.

$$q_{ult} = \varrho R \quad (2.3)$$

$$\tau_{ult} = \chi R \quad (2.4)$$

Nas equações acima  $\varrho$  e  $\chi$  são coeficientes empíricos de ajuste do respectivo método semi-empírico e  $R$  (parâmetro genérico de resistência do solo) correspondente, por exemplo, à resistência à penetração estática ( $q_c$ ) em ensaio CPT, número de golpes em ensaio SPT para penetração de 30 cm do amostrador padrão ( $N_{SPT}$ ), pressão limite ( $p_l$ ) em ensaio pressiométrico e, de forma análoga, medidas de resistência de outros ensaios. Tais métodos também levam a denominação de *semi-empíricos*, embora nem todos sigam a mesma lógica, pois muitos foram inicialmente elaborados valendo-se da semelhança física entre a cravação de um cone de CPT ou de um amostrador de SPT – e instrumentos semelhantes – à cravação e modo de mobilização de resistência de estacas. Esta analogia foi posteriormente estendida à aplicação a outros ensaios não penetrométricos. A ideia é que o comportamento resistente das estacas, por analogia física, deveria ser de alguma forma proporcional a medidas de resistências à cravação em ensaios penetrométricos.

Além dos métodos que têm o formato de cálculo das equações 2.3 e 2.4, é relevante mencionar o chamado método de Reese e O'Neill (1989) para cálculo da resistência lateral. Este método avalia o atrito lateral unitário último em estacas escavadas ( $\tau_{ult}$ ) por meio da equação 2.5:

$$\tau_{ult} \text{ (kPa)} = \beta \cdot \sigma'_{v0} \leq 200 \text{ kPa} \quad (2.5)$$

onde  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva inicial na profundidade avaliada e  $\beta$  é um coeficiente de resistência lateral originalmente introduzido por Burland (1973). O coeficiente  $\beta$  engloba em si parâmetros fundamentais para análise teórica de  $\tau_{ult}$  em termos de tensões efetivas. Vale ressaltar, porém, que no método proposto por Reese e O'Neill (1989) o coeficiente  $\beta$  é função apenas do valor  $N_{60}$  (valor de  $N_{SPT}$  para 60% da energia teórica de queda do martelo) e da profundidade  $z$ . Para solos arenosos é proposta uma dependência de  $\beta$  com a profundidade e de  $N_{60}$ , como segue nas equações 2.6 e 2.7 abaixo.

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,135\sqrt{z}) \quad \text{para } N_{60} < 15 \quad (2.6)$$

$$\beta = 1,5 - 0,135\sqrt{z} \quad \text{para } N_{60} \geq 15 \quad (0,25 \leq \beta \leq 1,2) \quad (2.7)$$

É importante perceber a limitação imposta tanto sobre os valores do coeficiente  $\beta$  quanto, por consequência direta, sobre  $\tau_{ult}$ . Esta limitação, ver-se-á adiante, torna a análise restrita a valores não flexíveis e muitas vezes extremamente conservadores para  $\tau_{ult}$ , especialmente a profundidades rasas.

Os métodos semi-empíricos descritos de forma geral acima sofrem revisão de valores de seus coeficientes tanto para uso profissional e pessoal por projetistas de fundações como por trabalhos acadêmicos de seus autores originais e outros pesquisadores ao longo dos anos que, também com base em resultados de um maior número de provas de carga, os atualizam. Tais métodos têm grande importância e ainda hoje são utilizados tanto diretamente na previsão da capacidade de carga de estacas como na verificação de consistência de análises mais sofisticadas. Nestes métodos geralmente o peso próprio do elemento de fundação ( $W$ ), presente na equação 2.1, é omitido – ou desprezado – nas análises e considerado implicitamente na calibração de cada método.

## 2.2.2 Métodos racionais ou teóricos de previsão de capacidade de carga

Métodos racionais para previsão da capacidade de carga de estacas se baseiam em soluções teóricas de capacidade de carga, parâmetros de resistência e propriedades físicas dos solos. Neste sentido, o cálculo da carga lateral última ( $Q_l$ ) deriva de formulações baseadas classicamente na teoria de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb, com envoltória de ruptura assumida como linear, e a carga de ponta última ( $Q_p$ ) na dedução teórica, por análise limite e/ou formulações mistas, de expressões para os mecanismos de ruptura supostos. Da equação 2.1, para estacas cilíndricas, a componente de resistência de ponta e lateral são dadas, respectivamente, pelas equações 2.8 e 2.9 abaixo.

$$Q_p = q_{ult} A_p = q_{ult} \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) \quad (2.8)$$

$$Q_l = \int_{\text{sup.lateral}} \tau(z) dA = \pi D \int_0^L \tau(z) dz \quad (2.9)$$

### 2.2.2.1 Resistência de Ponta em Condições Drenadas

Embora os mecanismos de ruptura do solo sob fundações superficiais possam variar com o tipo de solo, taxa de carregamento e outros fatores (VESIĆ, 1974), o solo sob a ponta de estacas rompe sempre por punção. A resistência de ponta unitária última ( $q_{ult}$ ) em condições drenadas pode ser avaliada, por exemplo, pela formulação generalizada de Terzaghi *et al.* (1996) para fundações superficiais.

$$q_{ult} = c' N_c + \gamma L N_\sigma + (1/2) \gamma D N_\gamma \quad (2.10)$$

onde  $c'$  é o intercepto coesivo ou coesão do solo,  $\gamma$  é o peso específico e  $N_c$ ,  $N_\sigma$  e  $N_\gamma$  são fatores adimensionais de capacidade de carga, dependentes do mecanismo de ruptura considerado e do ângulo de atrito total ( $\phi$ ) ou efetivo ( $\phi'$ ) do solo, a depender do caso. Para o mecanismo de Prandtl (1923), considerado por Terzaghi,  $N_c$  e  $N_\sigma$  são dados pelas equações 2.11 e 2.12, respectivamente, e  $N_\gamma$  é dado pela equação 2.13, sendo esta a expressão da aproximação de Vesić (1974) para a solução numérica de Caquot e Kérisel (1953). Estes fatores seguem graficamente na figura 2.3.

$$N_{\sigma} = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.11)$$

$$N_c = \cot \phi' (N_{\sigma} - 1) \quad (2.12)$$

$$N_{\gamma} \approx 2(N_{\sigma} + 1) \tan \phi' \quad (2.13)$$

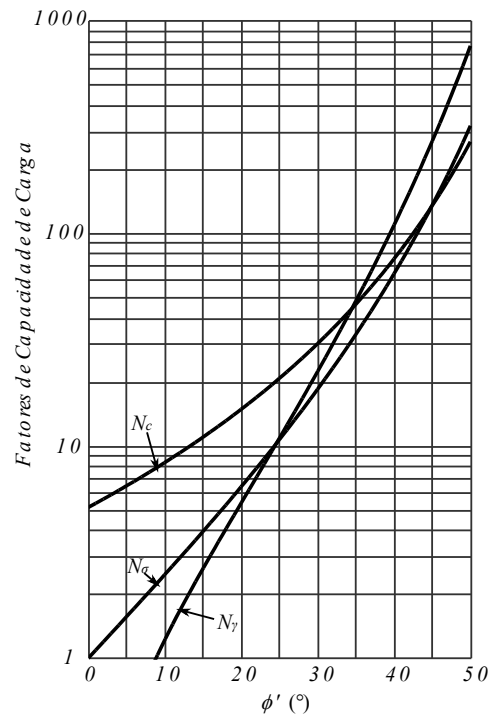


Figura 2.3 – Fatores adimensionais de capacidade de carga

A equação 2.10 foi desenvolvida para condições ideais de ruptura generalizada por cisalhamento para uma sapata corrida infinita apoiada sobre solo a pequenas profundidades. Hansen (1970), Kulhawy (1984) e Vesíć (1974) propuseram uma forma generalizada (equação 2.14) com uso de fatores modificadores ( $\zeta$ ) que estendem o uso da teoria para condições de campo e para estacas.

$$q_{ult} = c'N_c \zeta_{cf} \zeta_{cp} \zeta_{cr} + \gamma L N_{\sigma} \zeta_{\sigma f} \zeta_{\sigma p} \zeta_{\sigma r} + (1/2) \gamma D N_{\gamma} \zeta_{\gamma f} \zeta_{\gamma p} \zeta_{\gamma r} \quad (2.14)$$

Os modificadores  $\zeta$  em cada termo da equação levam dois sub índices, o primeiro indicando a qual termo se aplica ( $N_c$ ,  $N_{\sigma}$  ou  $N_{\gamma}$ ) e o segundo indicando em função de qual característica se aplica ( $f$  de forma,  $p$  de profundidade e  $r$  de rigidez e resistência do solo). O cálculo destes

modificadores para fundações circulares, segundo Kulhawy (1991), pode ser feito segundo conteúdo da tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Modificadores do cálculo da capacidade de carga para fundações circulares

Modificação	Símbolo	Valor
Forma	$\zeta_{cf}$	$1 + (N_\sigma / N_c)$
	$\zeta_{\gamma f}$	0,6
	$\zeta_{\sigma f}$	$1 + \tan \phi'$
Profundidade	$\zeta_{cp}$	$\zeta_{\sigma p} - [(1 - \zeta_{\sigma p}) / (N_c \tan \phi')]$
	$\zeta_{\gamma p}$	1
	$\zeta_{\sigma p}$	$1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 [(\pi/180) \tan^{-1}(L/D)]$
Rigidez	$\zeta_{cr}$	$\zeta_{\sigma r} - [(1 - \zeta_{\sigma r}) / (N_c \tan \phi)] \leq 1$
	$\zeta_{\gamma r}$	$\zeta_{\sigma r}$
	$\zeta_{\sigma r}$	$\exp \{ [-3,8 \tan \phi'] + [(3,07 \sin \phi') (\log 2I_{rr}) / (1 + \sin \phi')] \} \leq 1$

(fonte: Kulhawy, 1991)

Na tabela 2.2,  $I_{rr}$  é o índice de rigidez reduzido que considera deformações volumétricas, calculado a partir do índice de rigidez do solo ( $I_r$ ), introduzido por Vesić (1972), que representa a razão entre o módulo cisalhante do solo ( $G$ ) e sua resistência ao cisalhamento inicial ( $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$ ), para o caso onde não há deformações volumétricas.

Tomando, para areias, a coesão ( $c$ ) como nula,  $\zeta_{\gamma p}$  igual a 1 e  $\zeta_{\gamma f}$  igual a 0,6 (tabela 2.2), e fazendo o cálculo em termos de tensões efetivas, a equação 2.14 toma a forma:

$$q_{ult} = \gamma'_i L N_\sigma \zeta_{\sigma f} \zeta_{\sigma p} \zeta_{\sigma r} + 0,3 \gamma'_p D N_\gamma \zeta_{\gamma r} \quad (2.15)$$

onde  $\gamma'_p$  é o peso específico submerso (efetivo) médio na região entre a ponta da estaca ( $z = L$ ) e um diâmetro abaixo dela ( $z = L + D$ ) e  $\gamma'_i$  é o peso específico efetivo (submerso) médio do solo ao longo do comprimento da estaca.



O índice de rigidez reduzido do solo ( $I_{rr}$ ) e o índice de rigidez ( $I_r$ ), para areias, seguem nas equações 2.16 e 2.17, respectivamente.

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \varepsilon_v} \quad (2.16)$$

$$I_r = \frac{G}{\sigma'_v \tan \phi'} = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s) \sigma'_v \tan \phi'} \quad (2.17)$$

Nas equações acima  $E_s$ ,  $\sigma'_v$ ,  $\phi'$  e  $\nu_s$  são, respectivamente, o módulo de Young, a tensão vertical efetiva, o ângulo de atrito efetivo e o coeficiente de Poisson, todos parâmetros drenados (efetivos) do solo e médios, calculados entre a ponta da estaca e um diâmetro abaixo dela.  $\varepsilon_v$  é a deformação volumétrica na mesma profundidade.

Para o cálculo de  $\nu_s$ , Trautmann e Kulhawy (1987) propõem que o mesmo possa ser estimado através da equação 2.18, onde  $\phi_{rel}$  é definido na equação 2.20 para areias não cimentadas, não calcárias e sem *ageing*, seguindo as diretrizes de Vesic (1972). Ademais, os autores propõem que  $\varepsilon_v$  possa ser calculada de forma aproximada pela equação 2.19, onde  $\sigma'_v$  se refere, como na equação 2.17, à tensão vertical efetiva média calculada entre a ponta da estaca e um diâmetro abaixo dela e  $p_{atm} = 100$  kPa é a pressão atmosférica.

$$\nu_s = 0,1 + 0,3\phi_{rel} \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_v = 0,005(1 - \phi_{rel}) \left( \frac{\sigma'_v}{p_{atm}} \right); \quad (\sigma'_v / p_{atm}) \leq 10 \quad (2.19)$$

$$\phi_{rel} = \frac{\phi' - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ}; \quad 0 \leq \phi_{rel} \leq 1 \quad (2.20)$$

#### 2.2.2.2 Resistência Lateral em Condições Drenadas

Segundo O'Neill (2001), o próprio Karl Terzaghi confessava não saber muito à sua época sobre resistência lateral em estacas e, por isso, recomendava a seus colegas a realização de provas de carga para que se pudesse medi-la. Com estes resultados e o conhecimento dos parâmetros efetivos de cada solo, seja ele coesivo ou não coesivo, muitos autores propuseram abordagens

racionais para correlacionar o que é medido em provas de carga a parâmetros do solo e variação dos mesmos em relação às situações pré e pós instalação da estaca.

Idealiza-se que quando uma estaca, seja ela de qualquer tecnologia construtiva, é construída e carregada axialmente, é possível expressar o atrito lateral unitário ( $\tau$ ) entre o solo e a estaca ao longo de sua superfície lateral como o deslizamento de um corpo rígido em contato com o solo, através da equação 2.21. Burland (1973) destaca que, embora a abordagem da equação 2.21 seja talvez questionável e requeira atento exame, ela é um ponto de partida simples e lógico.

$$\tau = \sigma'_h \tan \delta \quad (2.21)$$

Na equação 2.21,  $\sigma'_h$  é a tensão horizontal efetiva que atua normalmente à estaca e  $\delta$  é o ângulo de atrito efetivo mobilizado na interface solo-estaca.

Pode-se assumir, simplificadamente, que  $\sigma'_h$  é proporcional à  $\sigma'_v$  a uma dada profundidade que, por estar a uma certa profundidade constante, é também constante e igual à  $\sigma'_{v0}$  naquele ponto, de forma que se pode escrever:

$$\tau = K_s \sigma'_{v0} \tan \delta \quad (2.22)$$

onde  $K_s$  é o coeficiente de empuxo lateral atuante na estaca, definido como

$$K_s = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_{v0}} \quad (2.23)$$

Tal formulação (equação 2.22) para o atrito lateral unitário tem sido e ainda é utilizada amplamente como hipótese em pesquisas acadêmicas. Os parâmetros da formulação,  $K_s$  e  $\delta$ , serão comentados e detalhados adiante neste trabalho.

Burland (1973) propõe que o produto  $K_s \tan \delta$  possa ser denotada por um fator  $\beta$ , de acordo com a equação 2.24, tomando a equação 2.22 a forma da equação 2.25.

$$\beta = \frac{\tau}{\sigma'_{v0}} = K_s \tan \delta \quad (2.24)$$

$$\tau = \beta \sigma'_{v0} \quad (2.25)$$

Este fator  $\beta$  é o mesmo exposto nas equações 2.6 e 2.7, mas aqui toma um significado *quase* físico, semelhante à definição de coeficiente de atrito, e tem sido amplamente utilizado, uma vez que pode ser obtido diretamente de resultados de provas de carga, por meio da primeira igualdade da equação 2.24 e por agrupar em si todas as características que influenciam a resistência lateral, como o tipo de solo, história de tensões, variação do estado de tensões devido à construção e instalação da estaca, resistência ao cisalhamento disponível na interface, nível de tensões, etc., assim como as incertezas associadas a estas características. Este fator conserva em si ainda a vantagem de ser expressão de grandezas mecânicas em termos efetivos e de guardar em si uma tendência relativamente clara e qualitativamente repetitiva no comportamento das estacas sob carregamento, o que fez com que fosse usado também de forma empírica apesar de sua origem ser, idealmente, teórica. Ressalta-se ainda que o coeficiente  $\beta$ , como expresso pela equação 2.24 é diretamente proporcional ao coeficiente de empuxo lateral  $K_s$  e ao ângulo de atrito mobilizado na interface  $\delta$ . Pelo fato de  $\delta$  ter uma faixa de variação relativamente pequena quando comparada à faixa de variação de  $\beta$  com a profundidade, assume-se que o comportamento global seja muito mais dependente de  $\beta$  e que este guarde a mesma tendência de variação com a profundidade em provas de carga de  $K_s$ .

Kulhawy (1991) argumenta, porém, que o fator  $\beta$  não tem sido útil na compreensão dos fenômenos e na geração de guias de projetos, justamente por agrupar em si variáveis demais. O autor, em vez disso, recomenda o uso da equação 2.22 por permitir um melhor entendimento dos parâmetros que controlam o projeto.

Integrando  $\tau$  ao longo do comprimento da estaca, multiplicada pela área lateral da estaca ao longo da profundidade para uma estaca escavada cilíndrica, temos que a resistência lateral da estaca pode ser expressa, finalmente, de acordo com a observação de autores como O'Neill (2001) e Kulhawy e Chen (2007), pela equação 2.26:

$$Q_l = \pi \int_0^L \tau(z) D dz = \pi \int_0^L \sigma'_{v0}(z) \left( \frac{K_s(z)}{K_0(z)} \right) K_0(z) \tan \left[ \phi'(z) \left( \frac{\delta}{\phi'(z)} \right) \right] D dz \quad (2.26)$$

na qual a razão  $K_s/K_0$  pode ser tomado como um coeficiente de variação na tensão horizontal entre a situação instantânea e inicial, como explicitado na equação 2.26, e  $\delta/\phi'$  como um fator que expressa a rugosidade da interface.

### 2.2.3 Considerações sobre o Ângulo de Atrito de Interface

O ângulo de atrito efetivo na interface solo-estaca ( $\delta$ ) é importante para determinação da resistência friccional na interface. Diversos autores (BRUMUND e LEONARDS, 1973; KULHAWY e PETERSON, 1979; POTYONDY, 1961), pesquisando este tema, têm expressado  $\delta$  em termos de  $\phi'$ , a depender da rugosidade relativa no contato solo-estaca. Diferentes definições para medidas de rugosidade foram propostas, a fim de relacionar o ângulo de atrito de interface à rugosidade quantificada no contato através de medidas relativas. Uma medida usual de rugosidade absoluta de um material granular ( $R_{abs}$ ) em função de características granulométricas do solo ou dos agregados do componente estrutural de concreto é dada na equação 2.27, onde  $D_{10}$ ,  $D_{50}$  e  $D_{60}$  são, respectivamente, os diâmetros médios abaixo dos quais se situam 10, 50 e 60% em peso das partículas.

$$R_{abs} = \frac{D_{10}D_{60}}{D_{50}} \quad (2.27)$$

Kulhawy e Peterson (1979), sendo pioneiros no assunto, a fim de reproduzir as condições verificadas em campo, realizaram ensaios de cisalhamento direto com diferentes interfaces de estacas de concreto (pré-moldado rugoso, pré-moldado de rugosidade intermediária, pré-moldado com interface lisa, moldado *in situ* com areia bem graduada e moldado *in situ* com areia uniforme). Os autores, como é mandatário em ensaios de cisalhamento direto, impõem superfícies de ruptura e, para estas interfaces, encontram valores de  $\delta/\phi'$  que variam em função de uma medida de rugosidade relativa ( $R_{rel}$  – equação 2.28) entre o concreto e o solo.

$$R_{rel} = \frac{R_{abs,concreto}}{R_{abs,solo}} \quad (2.28)$$

Os valores de  $R_{rel}$  investigados no estudo são divididos em valores para superfície lisa ( $R_{rel} < 1$ ) e rugosa ( $R_{rel} > 1$ ). Utilizando estas definições, a razão  $\delta/\phi'$  pode ser examinada como uma função de  $R_{rel}$ . Para  $R_{rel} < 1$ ,  $\delta/\phi'$  é sempre menor que 1 e varia de 0,84 para areias bem graduadas até 0,94 para areias uniformes. Para  $R_{rel} = 1$ , ou seja, ensaio apenas com solo, sem interface,  $\delta/\phi'$  é igual a 1. Para  $R_{rel} > 1$  são encontrados valores para  $\delta/\phi'$  iguais ou maiores que 1, levando à conclusão de que, se fosse livre para romper sem a imposição da superfície de ruptura, romperia no interior do solo e não na interface.

Diversas outras medidas de rugosidade foram propostas e relacionadas à razão  $\delta/\phi'$ , a  $\tan\delta$  ou mesmo diretamente a  $\delta$  (FIORAVANTE, 2002; LINGS e DIETZ, 2005; SUBBA RAO *et al.*, 1996; UESUGI e KISHIDA, 1986a, 1986b), definindo também a faixa de localização das deformações cisalhantes que ocorrem na interface: a chamada banda de cisalhamento. Em linhas gerais, quanto maior a rugosidade na interface solo-estaca e maior a densidade relativa em que o solo se encontra, maior  $\delta$ , com valores variando entre o valor do ângulo de atrito do solo no estado crítico ( $\phi'_{crit}$ ) para superfícies de baixa rugosidade ao ângulo de atrito de pico do solo ( $\phi'_{pico}$ ) para superfícies muito rugosas, como é o caso para estacas escavadas, onde a interface toma a forma irregular do fuste da escavação.

Na figura 2.4 seguem resultados apresentados por Uesugi e Kishida (1986b) para  $\tan\delta$  em função de uma medida de rugosidade da interface em ensaios de cisalhamento simples a diferentes densidades relativas e por Lings e Dietz (2005) para valores de  $\delta$  em ensaios de cisalhamento direto com interface também a diferentes densidades relativas. Para valores de rugosidade na interface suficientemente altos para os quais mobiliza-se uma banda de cisalhamento no solo de entorno, o comportamento do sistema tende a ser independente das características da interface e passa a ser aquele observado em ensaios sem a interface, apenas com o solo.

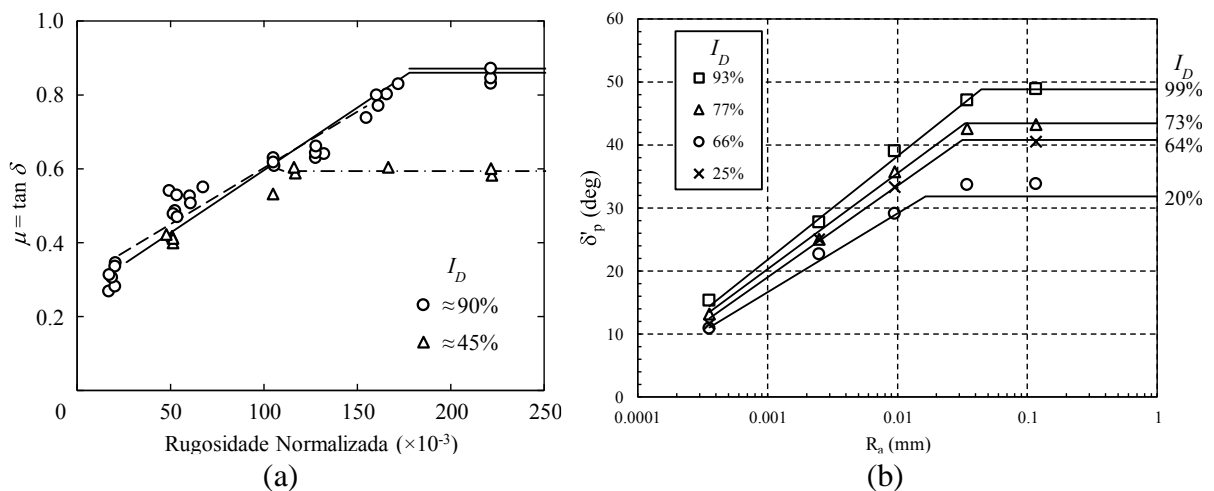


Figura 2.4 – Resultados de (a) Uesugi e Kishida, (1986b) em ensaio de cisalhamento simples com interface e (b) Lings e Dietz (2005) em ensaios de cisalhamento direto com interface

### 2.2.4 Considerações sobre o Coeficiente de Empuxo Lateral

O coeficiente de empuxo lateral  $K_s$ , como parâmetro de projeto em métodos racionais é, sem dúvida, o parâmetro mais importante e de maior dificuldade de determinação para o cálculo da resistência lateral. Kulhawy (1991) coloca este coeficiente como função do coeficiente de empuxo ao repouso do solo ( $K_0 = \sigma'_{h0}/\sigma'_{v0}$ ), do estado de tensões induzido pela construção da estaca, pelo carregamento imposto e pelo tempo decorrido desde a construção da estaca até seu carregamento. Lehane (2009) separa estas contribuições, que resultam em aumento de  $K_s$ , em função das variações de tensão horizontal devidas à procedimentos construtivos da estaca, como a escavação, lançamento e cura do concreto ( $\Delta\sigma'_{h,c}$ ) e desenvolvidas durante o cisalhamento na interface ( $\Delta\sigma'_{h,i}$ ), quando da aplicação do carregamento externo. Deste modo, segundo o autor e conforme a definição dada na equação 2.23, pode-se expressar  $K_s$  através da equação 2.29.

$$K_s = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_{v0}} = \frac{\sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_{h,c} + \Delta\sigma'_{h,i}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.29)$$

Na prática de engenharia considera-se que a variação da magnitude de  $K_s$ , visando respeitar o critério de resistência, deve estar entre valores correspondentes ao coeficiente de empuxo lateral no estado ativo ( $K_a$ ) e no estado passivo ( $K_p$ ).

Para o coeficiente de empuxo ao repouso  $K_0$  é amplamente difundida na prática de engenharia geotécnica, pelo seu bom ajuste a dados experimentais, a formulação teórica de Jaky (1944) e simplificada em Jaky (1948), segundo a qual o  $K_0$  para um solo normalmente adensado pode ser estimado através da equação 2.30.

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (2.30)$$

Esta formulação não leva em conta a história de tensões, cujo efeito é significativo no valor de  $K_0$ . Para um dado solo, o valor de  $K_0$  na condição sobreadensada é maior que na condição normalmente adensada (MAYNE e KULHAWY, 1982; MEYERHOF, 1973). Schmidt (1966) propõe que para levar em conta a história de tensões no cálculo de  $K_0$  é apropriado multiplicar a formulação de Jaky (1948), dada na equação 2.30, pelo valor da razão de sobreadensamento ou, do inglês, *overconsolidation ratio* (OCR), elevada em um determinado expoente. A OCR é definida de acordo com a equação 2.31 abaixo, onde  $\sigma'_p$  é a tensão de pré-adensamento, definida tradicionalmente como a maior tensão vertical efetiva a qual o solo já esteve submetido e  $\sigma'_{v0}$  é

a tensão vertical efetiva na condição atual. Jardine *et al.* (2003) e Laroueil e Barbosa (2000) comentam que um termo mais geral para  $\sigma'_p$  seria “*yield stress*”, dado que muitos outros fatores geológicos e processos ambientais além do pré-adensamento tradicional podem resultar em efeito de *pseudo* ou *quasi* pré-adensamento, como *ageing*, cargas cíclicas, dessecação, ciclos de molhagem e secagem, mudanças no nível do lençol freático, gelo e degelo, cimentação biológica, etc.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (2.31)$$

Meyerhof (1976) propôs 0,5 como valor apropriado para este coeficiente enquanto outros autores, como Mayne e Kulhawy (1982) e Mesri e Hayat (1993) relacionam  $K_0$  à história de tensões do solo empiricamente através da equação 2.32 abaixo, utilizando como expoente da OCR o termo  $\text{sen}\phi'$ , com razoavelmente boa concordância com dados de laboratório tanto de solos coesivos quanto não coesivos.

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \cdot \text{OCR}^{\text{sen}\phi'} \quad (2.32)$$

Hanna e Al-Romhein (2008), através de uma campanha experimental própria, apenas em areia, apresenta ainda um ajuste que melhor concorda com os valores medidos para solos granulares através da equação 2.33.

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \cdot \text{OCR}^{(\text{sen}\phi' - 0,18)} \quad (2.33)$$

Convém também recordar que os estados ativo e passivo são limites inferior e superior, respectivamente, para mobilização de tensão horizontal, limitados pelo critério de ruptura do solo a partir, por exemplo, de uma envoltória de Mohr-Coulomb, partindo-se de certo valor de tensão vertical inicial e considerando envoltória de ruptura linear e puramente friccional, para os quais os círculos de Mohr limites destes estados tocam a envoltória. O cálculo  $K_a$  e  $K_p$ , respectivamente, deduzidos geometricamente a partir dos estados limites mostrados na figura 2.5, são dados pelas equações 2.34 e 2.35.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.34)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.35)$$

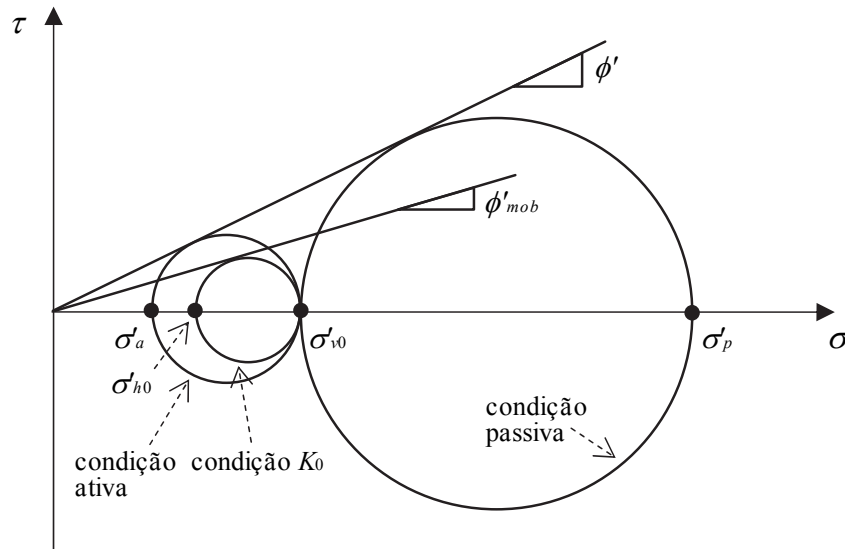


Figura 2.5 – Estados limites de tensão para um elemento de solo

Assumindo como válida a consideração de que os valores do coeficiente de empuxo lateral ( $K_s$ ) devem ser tais que  $K_a \leq K_s \leq K_p$ , tem-se que para um solo de areia quartzosa com ângulo de atrito de, por exemplo,  $37^\circ$ , os valores possíveis de  $K_s$  estariam entre 0,25 a 4,02. Resultados de retroanálises de provas de carga em estacas escavadas em solos arenosos, porém, apresentam valores de  $K_s$  calculados a partir da equação 2.22 que variam desde o valor de  $K_0$  (raramente valores tão pequenos quanto  $K_a$ ) até valores superiores a  $K_p$  (KULHAWY e CHEN, 2007; LEHANE, 2009; ROLLINS *et al.*, 2005) considerando um perfil de solo com ângulo de atrito relativamente uniforme com a profundidade; tais valores de  $K_s$ , *a priori*, seriam fisicamente impossíveis.

Por exemplo, Rollins *et al.* (2005) reportam valores médios de  $K_s$  de provas de carga de tração axial em estacas escavadas em areia e pedregulho (figura 2.6) que se mostram algumas vezes maiores que o valor de  $K_0$  calculado pela equação 2.30 para profundidades menores que cerca de 10 m, sendo este comportamento marcadamente mais acentuado em pedregulhos.



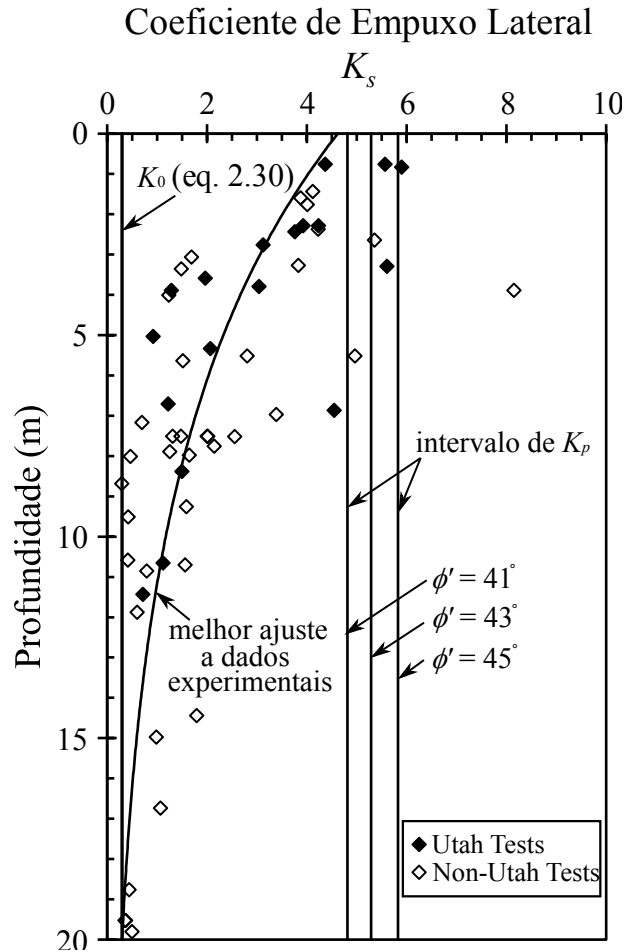


Figura 2.6 – Valores de  $K_s$  com a profundidade medidos em provas de carga com fronteiras de  $K_0$  e  $K_p$  (fonte: Rollins *et al.*, 2005)

Kulhawy e Chen (2007) apontam que valores de  $K_s$  supostamente maiores que  $K_p$ , na realidade, seriam fruto de uma interpretação equivocada da história de tensões do perfil geotécnico, considerando como normalmente adensado um solo que, na realidade, seria sobreadensado.

Segundo Kulhawy (1991), a importância de um pré-adensamento poderia ser ilustrada através de um exemplo de um perfil de solo uniforme como o mostrado na figura 2.7, no qual há uma “crosta sobreadensada” sobrejacente a um solo normalmente adensado.

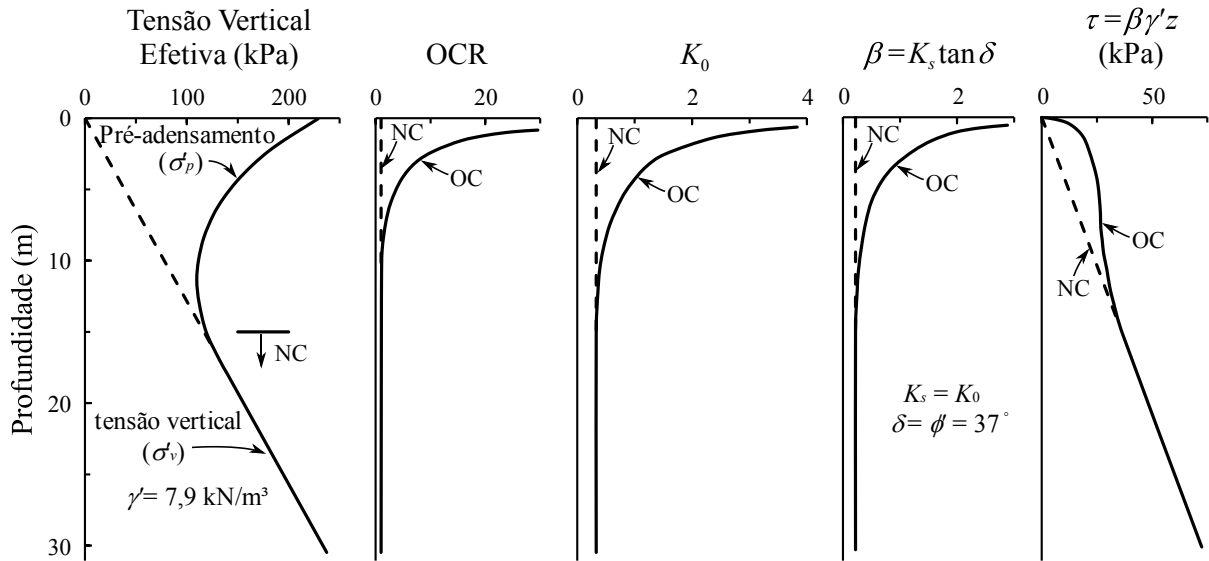


Figura 2.7 – Exemplo ilustrativo (adaptado de Kulhawy, 1991)

Por simplicidade, o autor considera  $K_s = K_0$  e  $\delta = \phi'$ , com  $\phi' = 37^\circ$  e constante com a profundidade. Ainda segundo o autor, assumindo um  $\gamma' = 7,9 \text{ kN/m}^3$  e nível d'água superficial no depósito, se o perfil fosse considerado inteiramente como normalmente adensado,  $K_0$  e, portanto, a OCR e o coeficiente  $\beta$  seriam também constantes com a profundidade, o que levaria a uma resistência lateral unitária  $\tau$  que cresceria linearmente com a profundidade. Para justificar a não linearidade que resulta na resistência lateral unitária  $\tau$  com a profundidade, o autor considera um perfil fortemente sobreadensado em profundidades mais rasas, ainda conforme a figura 2.7.

Há duas considerações importantes a respeito da figura 2.7. Em primeiro lugar, há métodos, como o método de Reese e O'Neill (1989) apresentado em 2.2.1, que estabelecem um limite superior para a resistência lateral unitária  $\tau$ . Tal prática é consequência da mudança de forma na tendência da resistência lateral unitária com a profundidade, que induz à ideia de que após um rápido crescimento não linear da resistência lateral unitária a profundidades mais rasas, seu valor estabiliza e uma situação de resistência limite teria sido atingida. Porém, este não é o caso e, mesmo que o perfil fosse totalmente homogêneo, a resistência lateral unitária, além deste ponto de pseudo estabilização, continuaria a crescer com a profundidade, agora linearmente e em menor taxa, mas ainda crescente.

Em segundo lugar, Kulhawy (1991) não faz distinção entre diferentes tipos de solo quando faz referência ao perfil mostrado na figura 2.7; porém, embora haja evidências de que exista também efeitos devidos à história de tensões em solos granulares, como citado anteriormente, que se refletem em valores maiores de  $K_0$  (HANNA e AL-ROMHEIN, 2008; LEE *et al.*, 2013;

MAYNE e KULHAWY, 1982; MONACO *et al.*, 2014; SANTANA e CANDEIAS, 2015), Rollins *et al.* (2005) argumentam que, mesmo com valores exageradamente altos de  $\phi'$ , seriam necessárias OCR's de magnitudes que não são consistentes com histórias de carregamentos geológicos usualmente encontrados em campo e isso implicaria que deveria haver altíssimas poropressões negativas devidas à sucção, por exemplo, por água capilar, que tampouco parecem ser prováveis quando se trata de solos não coesivos, com baixo teor de finos.

Rollins *et al.* (2005) sugerem, ainda que de forma postular, que os altos valores de  $K_s$  não seriam apenas função das condições iniciais das tensões horizontais ( $K_0$ ), mas que seriam devidos a um aumento de tensão horizontal (confinamento da estaca) durante o cisalhamento devido à dilatância do solo na interface; este efeito da dilatância se reflete no termo  $\Delta\sigma'_{h,i}$  da equação 2.29. A baixas tensões confinantes, em regiões mais próximas à superfície, o solo tenderia a dilatar durante o cisalhamento e pressionar a lateral da estaca, causando um aumento significativo nas tensões horizontais. Já a maiores profundidades o maior confinamento suprimiria a dilatância e o aumento nas tensões horizontais seria menor ou mesmo inexpressivo e, portanto, com o aumento da profundidade  $K_s$  tende a  $K_0 \approx 1 - \text{sen}\phi'$ , conforme o observado experimentalmente.

A fim de correlacionar dados disponíveis da literatura, Bolton (1986), através de um modelo físico simples mostrado na figura 2.8(a), expressa a resistência friccional disponível em solos granulares através da soma de uma propriedade intrínseca do material, função principalmente da sua mineralogia e representada pelo ângulo de atrito no estado crítico ( $\phi'_{crit}$ ), definido pelo cisalhamento do solo a volume constante, e de uma parcela correspondente à dilatância através da equação 2.36 abaixo.

$$\phi' = \phi'_{crit} + \psi \quad (2.36)$$

Na equação 2.36  $\psi$  é o ângulo de dilatância do solo.

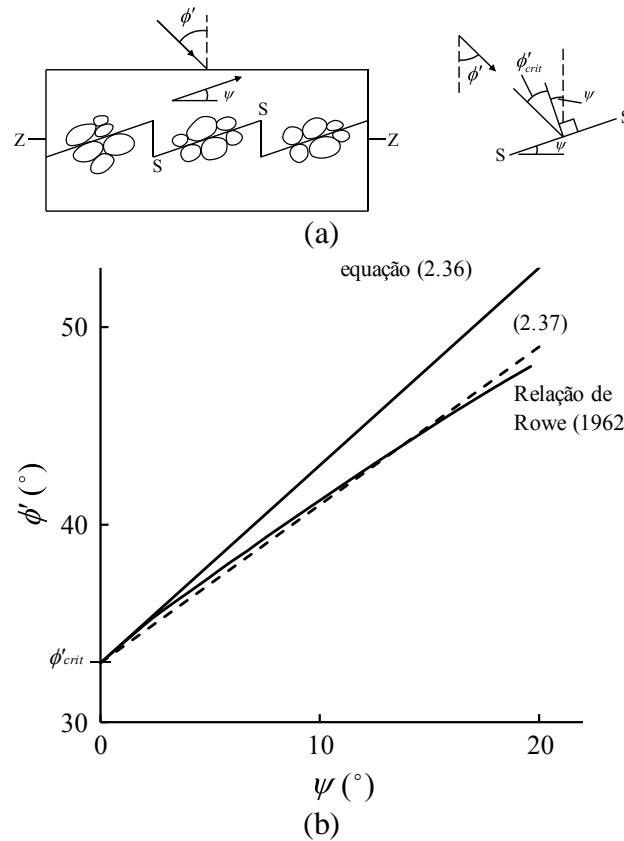


Figura 2.8 – Modelo físico de dilatância dos solos (a) e comparação entre equações 2.36, 2.37 e relação de Rowe (b) (fonte: Bolton, 1986)

A figura 2.8(b) compara a proposta básica de Bolton (1986) da equação 2.36 com a relação resistência-dilatância proposta por Rowe (1962, 1969) para estado plano de deformações que, embora concorde bem com dados experimentais, exige grande esforço para obtenção de dados de calibração. Bolton (1986), guardando a vantagem explanatória da analogia física e geométrica demonstrada na figura 2.8(a) e a expressão da relação resistência-dilatância em função de parâmetros bem conhecidos e fisicamente de simples entendimento ( $\phi'$  e  $\psi$ ) da equação 2.36, demonstra (figura 2.8(b)) que a solução de Rowe resulta operacionalmente equivalente à equação 2.37 abaixo.

$$\phi' = \phi'_{crit} + 0,8\psi \quad (2.37)$$

Ademais, analisando o comportamento dilatante em areias e os fatores físicos influentes no seu comportamento, Bolton (1986) foi capaz de expressar, para a condição de máxima dilatância (aproximadamente resistência de pico em curvas tensão-deformação) a relação  $\phi'_{pico} - \phi'_{crit} - \psi$  através da equação 2.38 abaixo.

$$\phi'_{pico} = \phi'_{crit} + L_B \left( I_D (Q_B - \ln(p')) - R_B \right) \quad (2.38)$$

Na equação,  $L_B$  é um parâmetro função do modo de cisalhamento ( $L_B = 5$  para estado plano de deformações e  $L_B = 3$  para estado triaxial),  $Q_B$  é um parâmetro função da mineralogia dos grãos ( $Q_B = 10$  para areias quartzosas),  $p'$  é a tensão média na condição de pico na curva tensão-deformação e  $R_B = 1$  é outro parâmetro de ajuste.  $I_D$  é a densidade relativa da areia, definida pela equação 2.39 abaixo:

$$I_D = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (2.39)$$

onde  $e_{máx}$  é o índice de vazios máximo da areia (condição mais fofa possível, naturalmente),  $e_{mín}$  o índice de vazios mínimo (condição mais densa possível para areia quando vibrada em condição saturada e sem quebra de grãos) e  $e$  o índice de vazios natural do solo.

Dado que há diferentes ângulos de atrito que podem ser definidos para expressar a resistência ao cisalhamento de um material granular – como o ângulo de atrito de pico ( $\phi'_{pico}$ ), do estado crítico ( $\phi'_{crit}$ ) e mineral-mineral ( $\phi'_{m/m}$ ) – é importante clarificar qual é afinal o ângulo de atrito apropriado para uso nas correlações existentes para o cálculo do coeficiente de empuxo lateral ao repouso,  $K_0$ . De acordo com a formulação analítica de Jaky (1944), Mesri e Hayat (1993) demonstram que para uma areia nunca densificada, em condição normalmente adensada, onde o efeito da dilatância não é marcante, o ângulo de atrito a ser utilizado é  $\phi'_{crit}$ , o que se desvia da realidade em areias onde há significativa dilatância com ângulo de atrito maior que o crítico.

Lee *et al.* (2013), buscando responder a esta questão, investigaram resultados experimentais usando diferentes tipos de materiais granulares, focando na relação de  $K_0$  com a resistência ( $\phi'$ ), considerando diferentes níveis de tensão, densidade relativa ( $I_D$ ) e intertravamento entre as partículas. Os autores sugerem que uma possível razão que pode explicar a correlação entre  $K_0$ , uma variável de estado, e  $\phi'$ , que representa um estado limite de resistência do solo, são as tensões interparticulares mobilizadas que podem ser relacionadas à resistência friccional superficial das partículas e, portanto, à resistência do solo, e ao intertravamento das partículas. Desta forma, no estado ao repouso, o ângulo de atrito mobilizado no solo de forma global ( $\phi'_{mob}$ ), conforme ilustrado na figura 2.5, seria relacionado ao ângulo de atrito mineral-mineral ( $\phi'_{m/m}$ ) ou ao ângulo de atrito do estado crítico ( $\phi'_{crit}$ ), como propriedade intrínseca do solo que leva em

conta suas características globais. A partir da figura 2.5, então, pode-se expressar  $K_0$  através da equação abaixo.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 - \text{sen } \phi'_{mob}}{1 + \text{sen } \phi'_{mob}} = \frac{1 - \text{sen}(\beta_{int} \phi'_{crit})}{1 + \text{sen}(\beta_{int} \phi'_{crit})} \quad (2.40)$$

A equação 2.40 indica que  $K_0$  é controlado tanto pelas características de resistência intrínsecas que existem entre partículas quanto pelo grau de intertravamento, representado pelo parâmetro  $\beta_{int}$ . O efeito de  $\beta_{int}$  sobre  $K_0$  a partir da utilização da equação 2.40 segue ilustrado na figura 2.9.

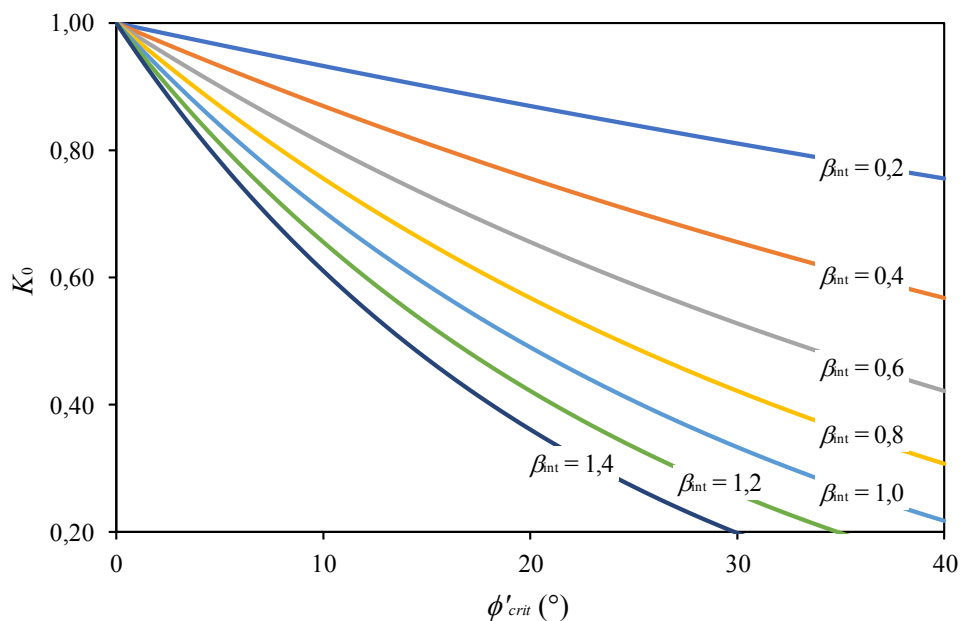


Figura 2.9 – Valores de  $K_0$  em função de  $\phi'_{crit}$  para diferentes valores de  $\beta_{int}$  (fonte: Lee *et al.*, 2013)

Ainda neste estudo, Lee *et al.* (2013) constata experimentalmente que os valores de  $\beta_{int}$  crescem com  $I_D$  crescente e esta correlação expressa-se bem através da equação 2.41.

$$\beta_{int} = a [I_D (\%)]^b \quad (2.41)$$

onde  $a$  e  $b$  são parâmetros de ajuste. Valores experimentais de  $\beta_{int}$  estão na faixa entre 0,4–0,9.

Com relação a valores de  $\phi'$  a serem utilizados na equação 2.30, proposta por Jaky (1948), os autores afirmam que  $\phi'_{crit}$  é válido e efetivo desde que a angulosidade dos grãos, que proporciona maior intertravamento, não resulte em um fator importante na mobilização de resistência. Além

disso, a utilização de  $\phi'_{pico}$  na equação de Jaky resulta em valores de  $K_0$  subestimados e com maior erro quanto maior for a angulosidade dos grãos.

### 3 CURA DO CONCRETO E FENÔMENOS ASSOCIADOS NO CONTEXTO DE TENSÕES RESIDUAIS EM ESTACAS ESCAVADAS

Este capítulo apresenta uma breve descrição mecânica da cura do concreto, mecanismos associados e suas consequências no comportamento de estacas escavadas. A não ser que sejam dadas instruções especiais as relações abaixo são válidas para concretos estruturais ordinários ( $20 \text{ MPa} \leq f_{cm,28} \leq 130 \text{ MPa}$ ) sujeitos a tensões de compressão  $|\sigma_c| \leq 0,4f_{cm,28}(t_0)$  e expostos a umidade relativa média entre 40 e 100% em uma temperatura média de 5 a 30°C.

#### 3.1 EVOLUÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS NO CONCRETO EM CURA

Durante o processo de cura, as propriedades do concreto, como sua rigidez e resistência, evoluem com o tempo dependendo do tipo de cimento, classe de resistência, tipo e quantidade de adições, fator água/cimento e condições ambientais como temperatura e umidade. Segundo FIB (2010), a evolução da resistência média à compressão do concreto com o tempo a uma temperatura média de 20°C e curado de acordo com a ISO 1920-3, pode ser estimada através da equação 3.1,

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm,28} \quad (3.1)$$

com

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

onde  $f_{cm}(t)$  é a resistência média à compressão em idade  $t$  (em dias) em MPa,  $f_{cm,28} = f_{ck} + \Delta f$  ( $\Delta f = 8 \text{ MPa}$ ) é a resistência média à compressão aos 28 dias e  $f_{ck}$  é a resistência à compressão característica do concreto, ambos em MPa. A função  $\beta_{cc}(t)$  descreve a evolução da resistência no tempo e  $s$  é um coeficiente dependente da classe de resistência do concreto, de acordo com a tabela 3.1. O tempo  $t$  é contado a partir do tempo de produção do concreto.



Tabela 3.1 – Coeficiente  $s$  a ser utilizado na equação 3.2 para diferentes tipos de cimento

$f_{cm,28}$ [MPa]	classe de resistência do cimento	$s$
$\leq 60$	32.5 N	0,38
	32.5 R, 42.5 N	0,25
	42.5 R, 52.5 N, 52.5 R *	0,20
$> 60$	todas as classes	0,20

\* Nota: N – cimento com evolução ordinária de resistência; R – cimento com alta resistência inicial.

(fonte: FIB, 2010)

A evolução da rigidez no tempo para idades diferentes de 28 dias, por sua vez, segue um modelo análogo, podendo ser estimada através da equação 3.3.

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \cdot \left( E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{cm,28}}{10} \right)^{1/3} \right) \quad (3.3)$$

Na equação 3.3,  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto,  $E_{c0} = 21,5 \times 10^3$  MPa,  $\alpha_E$  é um coeficiente função do tipo de agregado utilizado (tabela 3.2). Uma ilustração da evolução de  $f_{cm}(t)$  e de  $E_{ci}(t)$  de um concreto com  $f_{ck} = 35$  MPa, agregado granítico ( $\alpha_E = 1,0$ ) com evolução ordinária de resistência é apresentada na figura 3.1.

Tabela 3.2 – Efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade

<i>Tipos de agregados</i>	$\alpha_E$	$E_{c0} \cdot \alpha_E$ [MPa]
Basalto e diabásio	1,2	25.800
Granito e Gnaisse	1,0	21.500
Calcário	0,9	19.400
Arenito	0,7	15.100

(fonte: FIB, 2010)

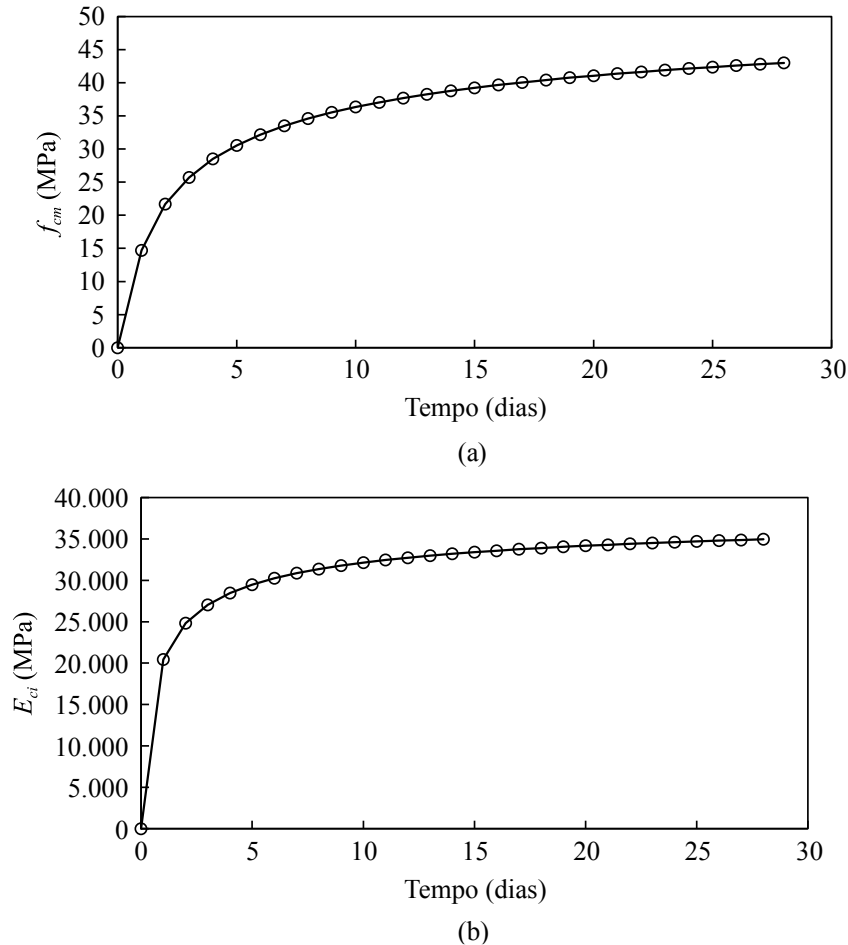


Figura 3.1 – Estimativas da evolução da resistência (a) e do módulo de elasticidade (b) com o tempo para um concreto até 28 dias

### 3.2 EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DE RETRAÇÃO NO CONCRETO DURANTE A CURA

Devido a mecanismos microestruturais distintos, a retração total do concreto deve ser separada em retração autógena e retração por secagem (FIB, 2010; HOLT, 2001).

Reduz-se a retração por secagem com a diminuição do fator água/cimento e com a diminuição do teor de cimento; já a retração autógena, segundo Holt (2001), é maior com a diminuição do fator água/cimento e com a diminuição do teor de cimento. A retração total do concreto em si não depende diretamente da resistência à compressão do concreto. Porém, a resistência à compressão do concreto serve como um parâmetro indireto e conveniente para modelar a evolução das deformações de retração no tempo, dado que é definido já na fase de projeto e independe do traço final escolhido para a produção do concreto. Recomenda-se a realização de

ensaios específicos quando se tratam de concretos diferentes dos concretos estruturais ordinários.

A evolução das deformações de retração (ou expansão) totais no concreto durante o período de cura podem ser estimadas pela equação 3.4.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (3.4)$$

Na equação 3.4  $\varepsilon_{cas}(t)$  é a parcela autógena da retração, estimada pela equação 3.5, e  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$  é a parcela de retração por secagem, estimada pela equação 3.6.

$$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm,28}) \cdot \beta_{as}(t) \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm,28}) \cdot \beta_{UR} \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \beta \quad (3.6)$$

O tempo  $t_s$ , na equação 3.6, é a idade do concreto no início do período de secagem. A parcela autógena da retração pode ser estimada por meio de um coeficiente de retração autógena  $\varepsilon_{cas0}$ , função da classe de resistência do concreto, dado na equação 3.7, onde  $\alpha_{as}$  depende do tipo de cimento (tabela 3.3), e por uma função do tempo  $\beta_{as}(t)$ , dada na equação 3.8.

$$\varepsilon_{cas0}(f_{cm,28}) = -\alpha_{as} \left( \frac{f_{cm,28}/10}{6 + f_{cm,28}/10} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (3.7)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} \quad (3.8)$$

Tabela 3.3 – Coeficientes  $\alpha_i$  usados nas equações 3.7 e 3.9

classe de resistência do cimento	$\alpha_{as}$	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
32,5 N	800	3	0,013
32,5 R; 42,5 N	700	4	0,012
42,5 R; 52,5 N; 52,5 R	600	6	0,012

(fonte: FIB, 2010)

A retração por secagem, por sua vez, pode ser estimada por meio de um coeficiente de retração por secagem  $\varepsilon_{cds0}$ , dado na equação 3.9, pelo coeficiente  $\beta_{UR}(UR)$  que leva em conta a umidade

relativa do ambiente ( $UR$ ), dado na equação 3.10, e pela função  $\beta_{ds}(t - t_s)$  que descreve sua evolução no tempo, dada na equação 3.12. Os coeficientes  $\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$  são também dados na tabela 3.3.

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm,28}) = \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm,28}} \right] \cdot 10^{-6} \quad (3.9)$$

$$\beta_{UR} = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{UR}{100} \right)^3 \right] & \text{para } 40\% \leq UR < 99\% \cdot \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{para } UR \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases} \quad (3.10)$$

$$\beta_{s1} = \left( \frac{35}{f_{cm,28}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (3.11)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left[ \frac{t - t_s}{0,035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right]^{0,5} Y(t - t_s) \quad (3.12)$$

Na equação 3.12  $h$  [mm] =  $A_c/u$ , onde  $A_c$ , em mm<sup>2</sup>, é a área da seção transversal da estaca e  $u$ , em mm, é o perímetro da estaca em contato com o solo. O comportamento com relação às deformações de retração, para o mesmo concreto utilizado na elaboração da figura 3.1, com  $UR = 100\%$  (estaca abaixo no nível freático), seção cilíndrica de diâmetro de 1,0 m e tempo  $t_s = 1$  dia, segue na figura 3.2. A função  $Y(t - t_s)$  na equação 3.12 é a função Heaviside, definida na equação 3.13.

$$Y(t - t_s) = \begin{cases} 0 & \text{se } t < t_s \\ 1 & \text{se } t \geq t_s \end{cases} \quad (3.13)$$

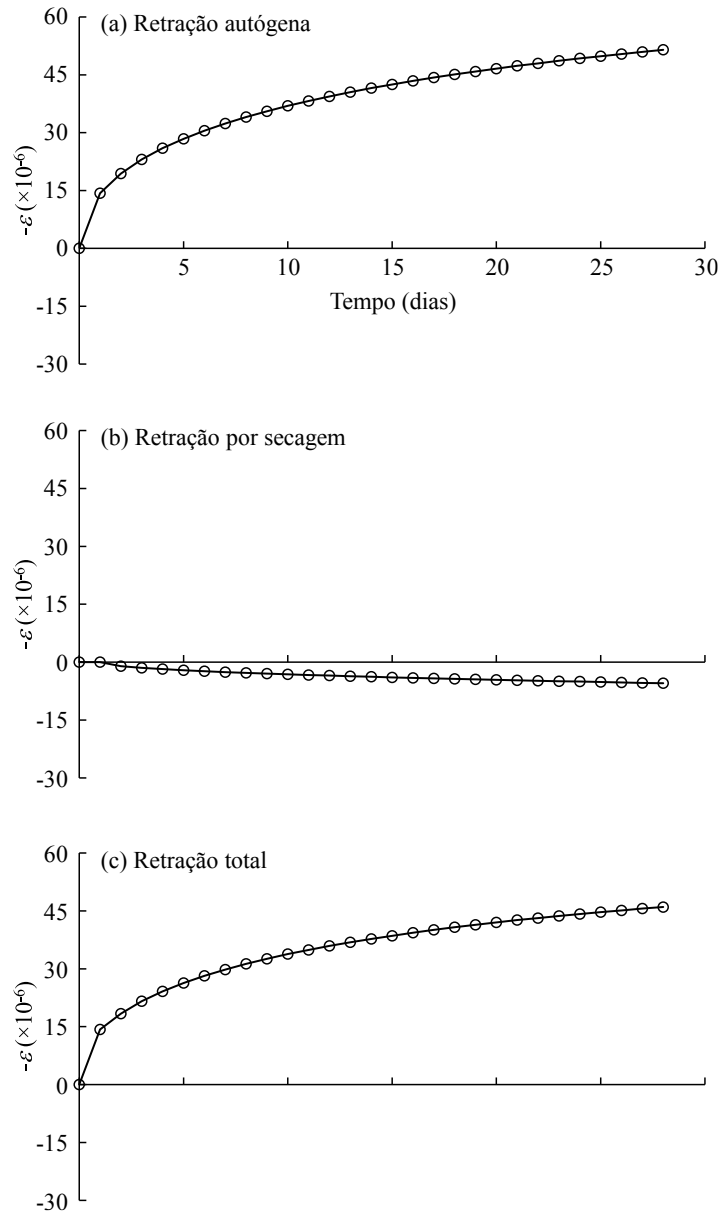


Figura 3.2 – Estimativa da evolução das deformações por retração autógena (a), retração por secagem (b) e da retração total (c) com o tempo para um concreto até 28 dias – Nota: deformações de retração negativas

O concreto apresenta deformações elásticas e inelásticas devido a carregamento mecânico e deformações de retração quando exposto à secagem ou resfriamento. Quando restringido de alguma forma, seja pelo solo de entorno, no caso elementos de fundação, seja pelo aço de armadura, as deformações resultam em padrões complexos que podem levar até mesmo à fissuração do elemento.

As deformações térmicas de retração resultam mais importantes em elementos massivos como estacas de grande diâmetro ( $D > 1$  m) e sua magnitude é função de propriedades do concreto

como o coeficiente de expansão térmica dos agregados, teor e tipo de cimento, proporção da mistura e temperatura de lançamento do concreto.

Quando o concreto está apenas endurecido, estando sob carga externa ou não, e é exposto à temperatura do ambiente e sua umidade, elementos massivos têm como dominantes as deformações térmicas – fruto do resfriamento devido à cessão das reações exotérmicas entre a água e componentes do cimento que tendem a elevar a temperatura – sendo as parcelas de deformações por secagem e autógena menos importantes de forma global, mas ainda presentes e, portanto, devem ser consideradas.

### 3.2.1 Efeito da temperatura ambiente de cura

É importante salientar que temperaturas de cura entre 0 e 80°C afetam ambas as componentes de deformação do concreto expostas anteriormente ( $\varepsilon_{cas}$  e  $\varepsilon_{cds}$ ). O efeito da cura em temperatura diferente de 20°C no desenvolvimento de  $\varepsilon_{cas}$  e  $\varepsilon_{cds}$  é também prescrito no Model Code da FIB (2010).

Para retração autógena  $\varepsilon_{cas}$  a influência está principalmente no seu desenvolvimento com o tempo e leva-se em conta o efeito de temperaturas de cura diferentes de 20°C através do uso de uma idade efetiva para o concreto ajustada para a temperatura de cura  $t_0$ , de acordo com a equação 3.14, substituindo  $t$  por  $t_0$  na equação 3.8. Na equação 3.14,  $\theta(\Delta t_i)$  é a temperatura em °C durante o período de tempo  $\Delta t_i$ , que por sua vez é o número de dias nos quais prevalece a temperatura  $\theta$ .

$$t_0 = \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{\left(13,65 - \frac{4000}{273 + \theta(\Delta t_i)}\right)} \quad (3.14)$$

O efeito de uma temperatura de cura diferente de 20°C na evolução da retração por secagem  $\varepsilon_{cds}$  no tempo é levado em consideração pelo uso do coeficiente  $\alpha_{s\theta}(\theta)$ , dependente da temperatura e dado na equação 3.15, em substituição ao produto  $0,035 \cdot h^2$  na equação 3.12.

$$\alpha_{s\theta}(\theta) = 0,035 \cdot h^2 e^{\left[-0,06(\theta - 20)\right]} \quad (3.15)$$

Já o efeito da temperatura de cura na magnitude da retração por secagem é considerado pelo uso de  $\beta_{UR,\theta}$  em lugar de  $\beta_{UR}$  na equação 3.6. O coeficiente  $\beta_{UR,\theta}$  é calculado através da equação 3.16, utilizando-se de  $\beta'_{UR}$  (dado na equação 3.17) e  $\beta_{s0}$  (dado na equação 3.20).

$$\beta_{UR,\theta} = \beta'_{UR} \cdot \beta_{s0} \quad (3.16)$$

$$\beta'_{UR} = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{UR}{100} \right)^3 \right] & \text{para } 40\% \leq UR < UR_\theta \\ 0,25 & \text{para } UR \geq UR_\theta \end{cases} \quad (3.17)$$

$$UR_\theta = 99 \cdot \beta_{s1} + \beta_{s1,\theta} \leq 100\% \quad (3.18)$$

$$\beta_{s1,\theta} = \left( \frac{\theta - 20}{25} \right)^3 \quad (3.19)$$

$$\beta_{s0} = 1 + \left( \frac{4}{103 - UR} \right) \cdot \left( \frac{\theta - 20}{40} \right) \quad (3.20)$$

Há ainda os efeitos de fluência do concreto, abordados no Model Code da FIB (2010), que podem ser relevantes no concreto da estaca devido a deformações restringidas ao longo do fuste, mas que não serão levados em conta neste trabalho. Igualmente são desconsideradas neste trabalho diferenças entre tipos de endurecimento da mistura e entre velocidades de hidratação do cimento.

### 3.3 EVIDÊNCIAS EXPERIMENTAIS DE DEFORMAÇÕES EM ESTACAS DEVIDAS À CURA DO CONCRETO

Poucos são os casos, na literatura geotécnica, nos quais foram monitoradas as deformações no concreto em estacas escavadas durante sua cura através de instrumentação adequada desde o seu lançamento até o momento de execução da prova-de-carga. Trabalhos que observaram os fenômenos associados à cura do concreto em estacas (GATTI *et al.*, 1980a; GATTI *et al.*, 1980b; MARCHETTI e D'ANGELO, 1976; PENNINGTON, 1995; PICARELLI e SAPIO, 1979; VIGGIANI e VINALE, 1983) não resultaram em uma uniformização dos métodos de

medição e instrumentação e, muitas vezes, apresentam tendências de comportamento distintas entre si, não deixando clara a generalidade do fenômeno observado.

Neste sentido, pesquisa como a de Gatti *et al.* (1980a), na busca do entendimento dos fenômenos associados à cura do concreto em estacas através da produção de troncos de estaca em concreto instrumentadas com *strain gauges* a ponte completa – que compensam o efeito da variação de temperatura – analisou o comportamento de tais troncos quando submetidos a diferentes condições ambientais. Foram produzidos 10 troncos de estacas de 50 cm de diâmetro e 150 cm de altura, dois dos quais armados com armadura longitudinal (8 barras de Ø16) e armadura transversal em espiral (Ø8 com passo de 25 cm), dois moldados dentro de camisa metálica e seis sem qualquer armadura. Um resumo das deformações medidas é mostrado na figura 3.3. Na figura 3.4 são apresentados resultados de deformações ao longo do tempo de uma seção típica de tronco não armado, curado em água a partir de 9 dias. São indicadas as posições da instrumentação correspondente à cada curva da mesma seção.

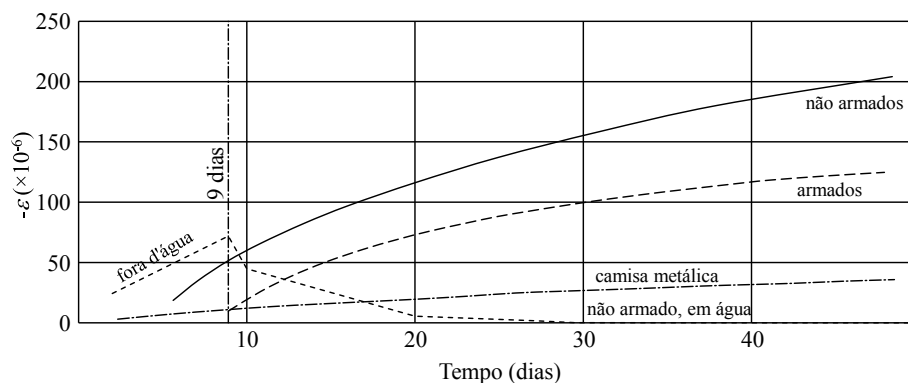


Figura 3.3 – Comportamento do concreto curado dentro e fora d'água (fonte: Gatti *et al.*, 1980a)

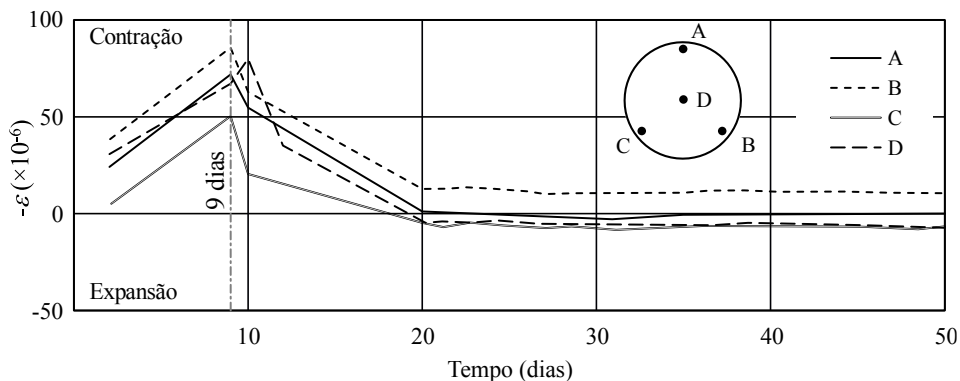


Figura 3.4 – Resultados de deformações ao longo do tempo em tronco de estaca de concreto não armado (fonte: Gatti *et al.*, 1980a)



Observa-se nas figuras 3.3 e 3.4 para os troncos não armados e imersos em água aos 9 dias que, após o período inicial de cura fora d'água, durante o qual ocorre retração no concreto de forma análoga aos demais troncos de estaca, quando imersos, os troncos não armados apresentam expansão. O fenômeno manifesta-se imediatamente após a imersão e cessa em um intervalo de tempo bastante breve (cerca de 10 dias). Além disso, o sensor mais interno (ponto D) apresenta um atraso de cerca de 1 dia nas deformações de expansão, não apresentando posteriormente qualquer diferenciação quanto ao seu comportamento e o dos demais sensores. Não armados e não confinados, os troncos apresentam expansão máxima para a situação descrita de  $75 \times 10^{-6}$  a partir de sua imersão em água aos 9 dias iniciais de cura.

É importante salientar, porém, antes que o fenômeno de expansão do concreto quando curado imerso em água seja tomado como comportamento típico que, na sua pesquisa, Gatti *et al.* (1980a) submeteu apenas os troncos de estaca não armados à cura em água e que, caso fossem imersos também os troncos armados, a armadura tenderia a exercer uma forte restrição à expansão, dado que a armadura, no concreto armado, confere maior rigidez ao conjunto, como será discutido adiante. Ademais, na pesquisa em questão, os troncos foram moldados e curados na superfície, desconsiderando o confinamento que o solo exerce nas estacas e a interação solo-estaca na cura do concreto sob estas condições.

A pesquisa de Pennington (1995), oferece uma abordagem de interpretação para resultados de medições de deformações durante a cura do concreto, anteriores à prova de carga, em duas estacas escavadas reais de grande diâmetro ( $D = 1,50$  m) executadas em Bangkok. Os dados apresentados pelo autor buscam demonstrar a influência de deformações térmicas sofridas pelo concreto em processo de cura no desenvolvimento de tensões laterais residuais.

A medição das deformações nas estacas de Pennington (1995) foram realizadas através de extensômetros de corda vibrante, calibrados para funcionarem em um certo intervalo de temperatura coerente com as aplicações usuais deste tipo de extensômetro. Na cura do concreto, porém, a hidratação dos compostos do cimento envolve reações exotérmicas que liberam energia e aumentam a temperatura (figura 3.5) da massa de concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2006); tal elevação de temperatura ( $\Delta\theta$  usualmente entre 10 e 40°C em estacas) resulta em expansão térmica também dos próprios extensômetros, que deve ser quantificada para correção destes efeitos e quantificação das deformações mecânicas reais. Os valores de máxima temperatura são usualmente atingidos entre 0,6 e 1,5 dias após a concretagem (FIB, 2010; MEHTA e MONTEIRO, 2006; PENNINGTON, 1995).

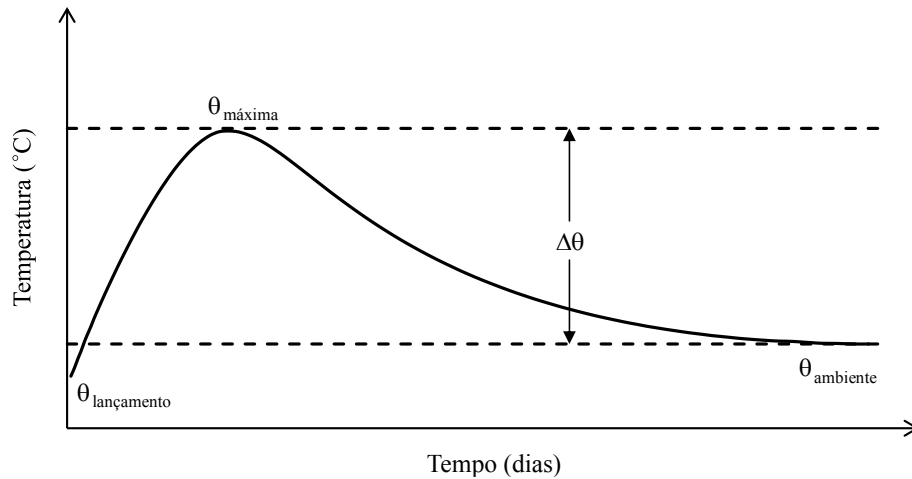


Figura 3.5 – Variação da temperatura no tempo (fonte: Mehta e Monteiro, 2006)

Os dados das leituras de deformações medidas nos extensômetros, não levando em conta a variação de temperatura, são apresentados na figura 3.6. Para consideração da variação térmica nos extensômetros devida à cura do concreto o autor, monitorando dados de sensores térmicos instalados em estacas análogas, chega-se a perfis de temperatura consistentes, como o apresentado na parte superior da figura 3.7.

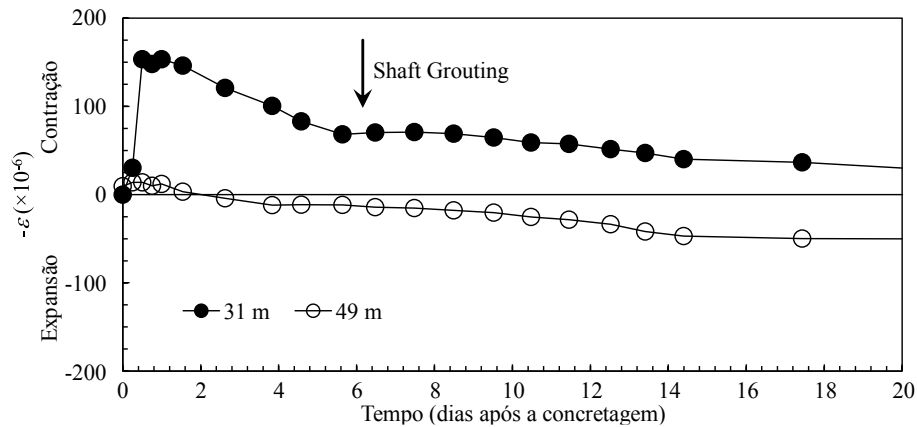


Figura 3.6 – Leituras típicas de deformações medidas pelos extensômetros e não corrigidas – estaca C17 (fonte: adaptado de Pennington, 1995)

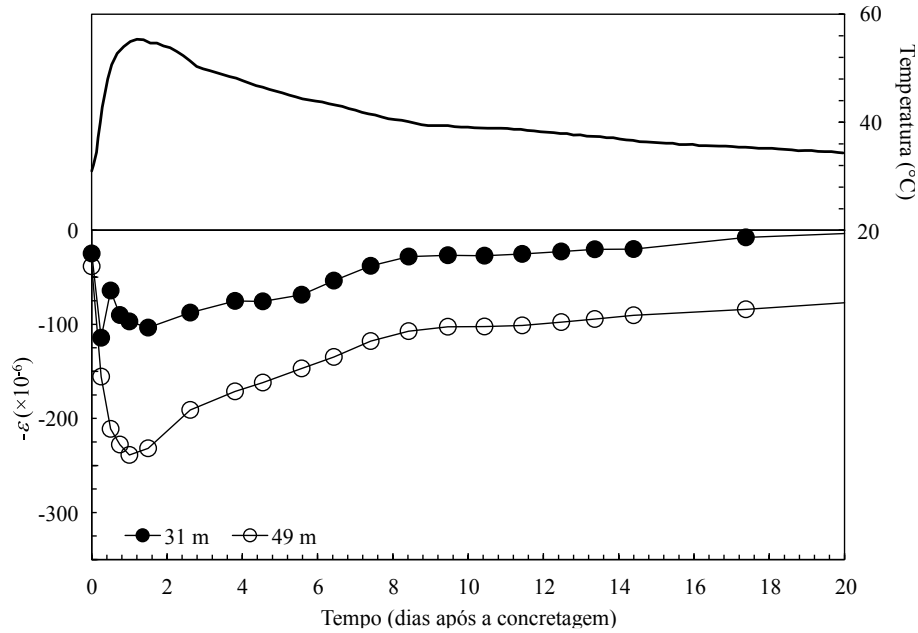


Figura 3.7 – Leituras de deformações medidas pelos extensômetros corrigidas considerando variação térmica nos extensômetros – estaca C17 (fonte: adaptado de Pennington, 1995)

A correção das leituras dos extensômetros leva em conta as deformações térmicas sofridas pelo fio do extensômetro de corda vibrante em si ( $\varepsilon_{\text{térmica(estensômetro)}}$ ) em termos dos componentes de deformação dados na equação 3.21.

$$\varepsilon_{\text{estensômetro (medido)}} = \varepsilon_{\text{mecânica (estaca)}} + \varepsilon_{\text{térmica (estaca)}} + \varepsilon_{\text{térmica (estensômetro)}} \quad (3.21)$$

Ou seja, a variação da deformação tanto térmica quanto mecânica da estaca imersa no solo, corrigida pelo efeito térmico nos extensômetros, pode ser estimada como:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{\text{corrigida (estaca)}} &= \Delta \varepsilon_{\text{estensômetro (medido)}} - \Delta \varepsilon_{\text{térmica (estensômetro)}} \\ &= \Delta \varepsilon_{\text{estensômetro (medido)}} - \alpha_{\text{fio}} (\theta - \theta_{\text{inicial}}) \end{aligned} \quad (3.22)$$

onde  $\alpha_{\text{fio}}$  é o coeficiente de expansão térmica do fio que compõe o extensômetro,  $\theta$  e  $\theta_{\text{inicial}}$  são, respectivamente, a temperatura corrente e inicial no nível de cada extensômetro. Considerando  $\alpha_{\text{fio}} = 10,8 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  e a correção segundo a equação 3.22 as leituras de deformação corrigidas seguem na parte inferior da figura 3.7.

Este aumento de temperatura (parte superior da figura 3.7) causa expansão na massa de concreto. Tal expansão, porém, restringida pelo solo ao longo do fuste da estaca, embora cause tensões de tração no concreto propriamente dito, resultaria em tensões de compressão nas

paredes externas da estaca pelo confinamento do solo de entorno. No entanto, a pequenas idades – primeiras horas – o módulo de Young do concreto (ou a razão entre o módulo do concreto e do solo) é ainda pequeno e, portanto, tais tensões de compressão seriam muito pequenas, mesmo nas regiões de contato solo-estaca, sendo desprezível seu efeito na interface solo-estaca.

Para determinação das tensões que as deformações térmicas no concreto induzem na interface, o autor considera que o concreto tem sua completa resistência desenvolvida a partir do tempo de máxima temperatura e, então, pode assim estimar as deformações diferenciais entre a estaca contraente e o solo desenvolvidas após este instante. Por consequência a expansão da massa de concreto em qualquer tempo anterior à máxima temperatura não transfere carga ao solo. Assume-se, portanto, que existe um estado de deformações nulas na interface no instante de máxima temperatura e o desenvolvimento de deformações na interface se dá após este instante. Dessa forma, o autor pode estimar as deformações nas mesmas ao longo do tempo para cada uma das seções instrumentadas ao longo das duas estacas (C16 e C17), após o instante de máxima temperatura.

A variação das deformações ao longo do tempo pode então ser assumida como sendo consequência da contração da estaca – por retração térmica do concreto. A magnitude das tensões laterais  $\tau$  é avaliada por Pennington (1995) através da equação 3.23.

$$\tau = \frac{E_c \Delta \varepsilon \pi D^2 / 4}{\pi D \Delta l} \quad (3.23)$$

onde  $E_c$  é o módulo de Young do concreto,  $\Delta \varepsilon$  é a diferença de deformação medida entre dois níveis adjacentes na estaca separados uma distância  $\Delta l$ , medida na vertical. As tensões laterais residuais  $\tau_r$  desenvolvidas, considerando as deformações ao longo do tempo dadas na figura 3.8 e calculadas pela equação 3.23 são apresentadas na figura 3.9, onde a tensão cisalhante positiva atua para cima. Para a obtenção das tensões no solo de interface, deve-se multiplicar as tensões calculadas pela equação 3.23 pela razão entre os módulos do solo e da estaca ( $E_s/E_c$ ).

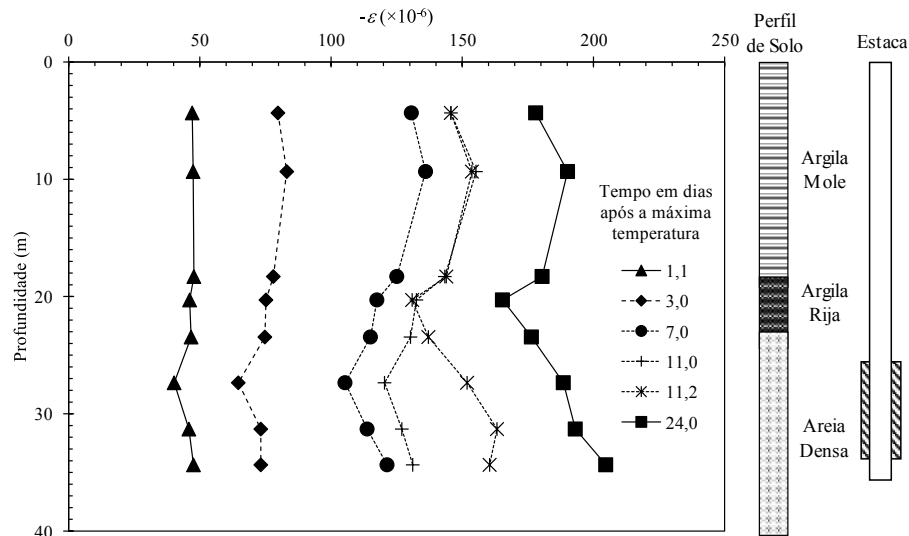


Figura 3.8 – Variação nas deformações com a profundidade após máxima temperatura – estaca C16 (fonte: Pennington, 1995)

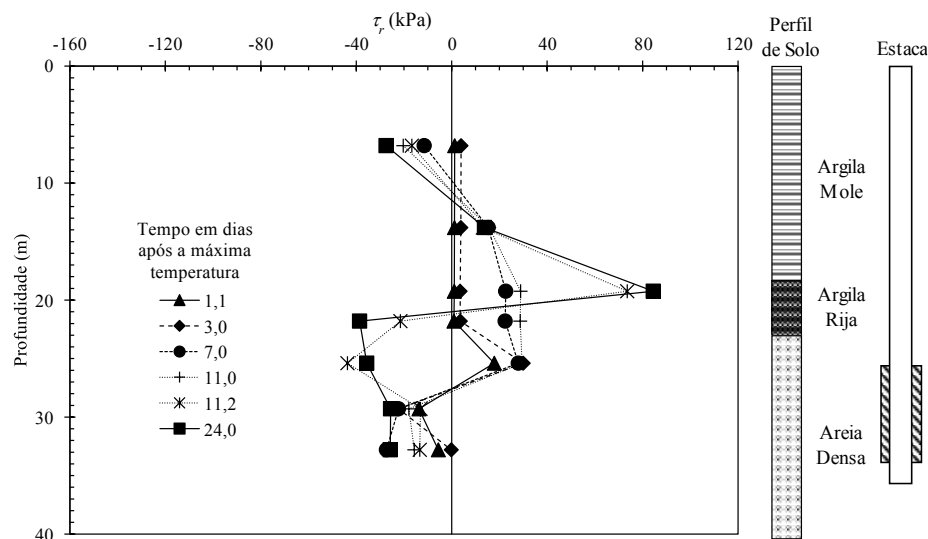


Figura 3.9 – Tensões residuais com a profundidade, após máxima temperatura – estaca C16 – Nota: tensões cisalhantes positivas para cima (fonte: Pennington, 1995)

Na realidade, a relação entre o módulo do solo e do concreto é já similar em algum instante entre o começo da pega (aproximadamente 6 h após a concretagem) e o tempo de máxima temperatura, fazendo com que possa haver alguma mobilização de tensões laterais já antes do instante de máxima temperatura e, portanto, a escolha do tempo “zero” para as deformações pode afetar o perfil de tensões laterais calculado. Uma comparação do atrito lateral desenvolvido na estaca C16 durante a prova de carga e o atrito lateral residual calculado é apresentado na figura 3.10 abaixo.

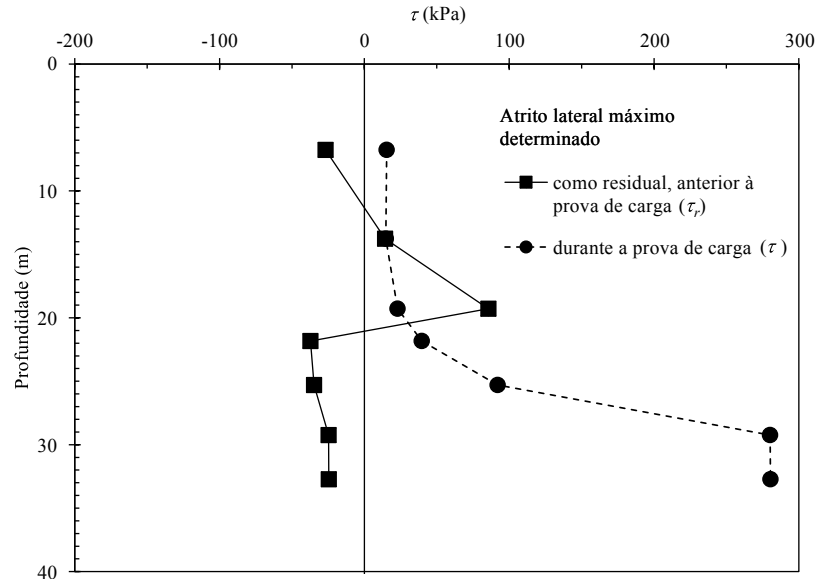


Figura 3.10 – Comparação entre o atrito lateral residual e o atrito lateral estabelecido na prova de carga – estaca C16 (fonte: Pennington, 1995)

### 3.4 EFEITOS DE TENSÕES RESIDUAIS NA EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA LATERAL EM ESTACAS ESCAVADAS

Como apresentado anteriormente no item 3.2, o concreto em cura sofre deformações e, estas deformações, sendo elas de retração ou expansão – a depender das condições ambientais, características do concreto e características geométricas da estaca – quando o concreto está em cura confinada, como no caso de estacas escavadas, tende a induzir tensões na interface entre a estaca e o solo que a confina.

Pode-se idealizar, por simplicidade que, como as deformações volumétricas no concreto em cura ocorre de forma isotrópica, o concreto com deformações totais de retração ou expansão aliviarão ou aumentariam, respectivamente, as tensões horizontais impostas pelo concreto ao solo. Da mesma forma, considerando a expansão ou retração da estaca ao longo do seu comprimento, desenvolver-se-iam tensões cisalhamento na interface solo-estaca e consequente mobilização de atrito lateral devido a deformações de cura prévias ao carregamento externo.

Mascarucci (2012) e Mascarucci *et al.* (2013) propõem, como modelo conceitual para o mecanismo de mobilização de tensões residuais em estacas escavadas, o esquema mostrado na figura 3.11 para duas situações opostas: condição úmida, com nível d'água superficial (figura 3.11(a)) e condição seca, sem nível d'água detectável (figura 3.11(b)). Segundo o modelo de deformações para o concreto em processo de cura assumido pelos autores citados na idealização

do modelo conceitual apresentado na figura 3.11, deformações de expansão no concreto podem ser significativas e mobilizarem parcela de atrito lateral disponível. Porém, como modelo para quantificar tais deformações, os autores consideram apenas deformações por secagem do concreto, o que leva a deformações de expansão sempre que a umidade relativa é maior que 95%.

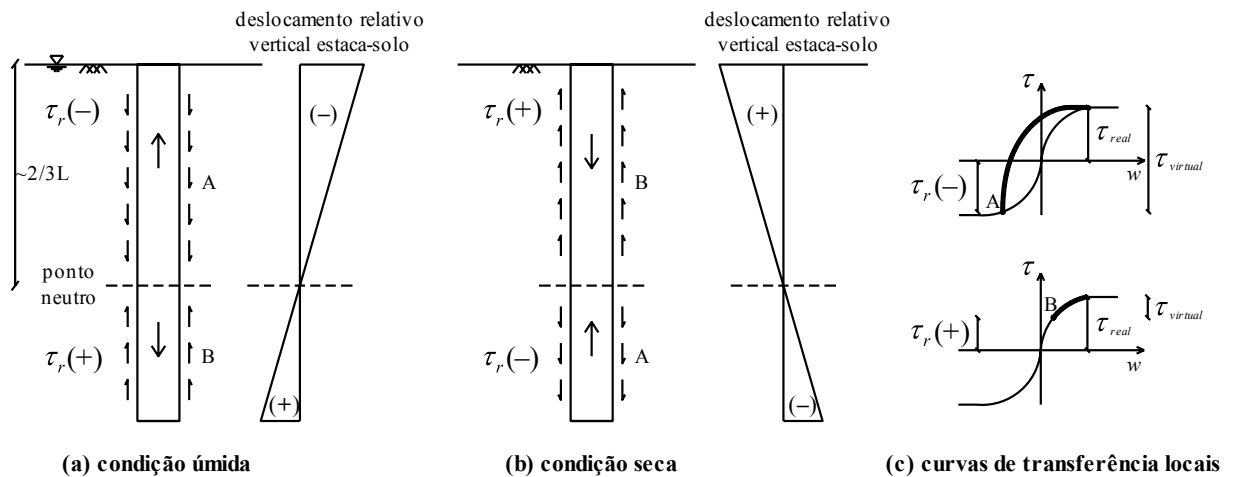


Figura 3.11 – Tensões residuais fruto da deformação durante a cura do concreto de estaca em solo (a) na condição úmida e (b) na condição seca e (c) curvas de transferência de carga (fonte: adaptado de Mascarucci *et al.*, 2013)

Neste modelo conceitual, para condição úmida (figura 3.11(a)), a expansão do concreto na inteireza da estaca produziria deslocamentos relativos na interface estaca-solo devidos a um alongamento da estaca para cima na porção superior da estaca e para baixo, na porção inferior. Portanto, é intuitiva a ideia de um ponto neutro ao longo do fuste no qual não há mobilização de tensões cisalhantes na interface. Acima deste ponto neutro as tensões cisalhantes mobilizadas seriam negativas (para baixo) e, abaixo deste ponto, positivas (para cima). Para o caso hipotético de uma estaca suspensa (mobilização de resistência de ponta desprezível) em solo homogêneo em toda profundidade, pode-se assumir que as tensões residuais auto equilibram o peso da estaca e, portanto, o ponto de inversão de sinal das tensões cisalhantes resulta em cerca de  $2/3L$ .

Na figura 3.11(b), para condição seca, as deformações resultantes no concreto são de retração e os deslocamentos relativos na interface estaca-solo seriam opostos aos da condição úmida, com valores positivos para as tensões cisalhantes acima do ponto neutro e negativos abaixo dele.

A importância potencial destas tensões iniciais pré prova de carga devidas às deformações do concreto em cura está em que as mesmas podem modificar a distribuição local de transferência de carga lateral ao solo e, eventualmente, a resposta da estaca em prova de carga, resultando localmente em uma resistência lateral medida na prova de carga ( $\tau_{virtual}$ ) diferente daquela a qual o solo foi de fato submetido ( $\tau_{real}$ ). Vale observar que, no contexto de um comportamento elasto-plástico associado, um teorema clássico da teoria da plasticidade (HALPHEN e SALENÇON, 1987; SALENÇON, 1983) estipula que a capacidade de carga é independente do estado inicial de tensões. Tal teorema não é válido para modelos de comportamento não associados e o comportamento em tais modelos desvia em maior ou menor grau do resultado esperado de independência do estado inicial em modelos associados. Na figura 3.11(c) nota-se que, para os pontos marcados como A na figura 3.11(a) e (b),  $\tau_r$  em fase pré carregamento da estaca são negativas e, portanto, na inversão de carga quando do carregamento da estaca  $\tau_{virtual}$  é – potencialmente – maior que  $\tau_{real}$  que estaria disponível e que seria a resistência medida caso não houvesse desenvolvimento de tensões residuais. Já para os pontos marcados como B na figura 3.11(a) e (b) o contrário ocorre; ou seja, parte da resistência lateral disponível originalmente na interface ( $\tau_{real}$ ) é consumida localmente quando do desenvolvimento das tensões residuais e, por consequência, valores de  $\tau_{real}$  seriam maiores que  $\tau_{virtual}$ .

Dado que tais tensões residuais relatadas estão auto equilibradas em etapa anterior à prova de carga, o efeito da alteração local da transferência de carga lateral tende a ser desprezível no comportamento global com relação à resistência lateral. Sua importância, porém, está principalmente no fato de que, caso não se conheça sua presença e influência nas curvas locais de transferência de carga lateral, ao se estabelecer como o “zero” das leituras dos extensômetros para provas de carga em estacas instrumentadas um momento imediatamente anterior à prova de carga, o que se está medindo na instrumentação corresponde a uma medida “virtual” e não à resistência lateral local que o solo realmente dispôs desde quando solicitado pela primeira vez.

No desenvolvimento de métodos teóricos de capacidade de carga para estacas, por exemplo, é importante que o comportamento do solo medido em prova de carga corresponda ao comportamento esperado do solo pelo conhecimento de suas propriedades mecânicas, parâmetros constitutivos, características de deformabilidade, etc. Se as deformações medidas em prova de carga não correspondem às deformações que realmente foram impostas ao solo ou se a resistência medida ( $\tau_{virtual}$ ) não corresponde realmente à resistência que o solo ofereceu



quando solicitado pela estaca ( $\tau_{real}$ ), a previsão de comportamento em prova de carga através do conhecimento do comportamento mecânico real do material e o desenvolvimento de métodos teóricos que não considerem estes fenômenos acabam tendo sua capacidade de previsão de comportamento comprometida em certo nível.

## 4 MODELAGEM NUMÉRICA

Este capítulo é dedicado à modelagem numérica e formulações utilizadas. Ao longo deste capítulo será utilizada a convenção de sinais da mecânica do contínuo (compressão negativa) e todas as análises serão realizadas em termos de tensões efetivas, sendo dispensado o uso generalizado da plica (linha) para expressá-las.

### 4.1 ELEMENTOS DE MECÂNICA DO MEIO CONTÍNUO APLICADA À MECÂNICA DOS SOLOS

Modelos numéricos, como o empregado nesta pesquisa, são implementados e formulados ordinariamente com base na Mecânica do Meio Contínuo, fazendo com que uma breve revisão de alguns conceitos da Mecânica do Contínuo aplicados à Mecânica dos Solos seja relevante.

#### 4.1.1 Deformações no meio contínuo

Pode-se definir o vetor deslocamento ( $\underline{\xi}$ ) de uma partícula do domínio geométrico  $\Omega$  ocupado por um volume de solo, idealizado como um meio contínuo, conforme a figura 4.1, de sua configuração inicial ( $\Omega_0$ ), no tempo  $t = 0$ , até sua configuração atual ( $\Omega_t$ ), no tempo  $t$ , como a diferença entre os vetores que descrevem a posição final e inicial do ponto em um sistema cartesiano de coordenadas.

$$\underline{\xi}(\underline{X}, t) = \underline{x}(\underline{X}, t) - \underline{X} \quad (4.1)$$

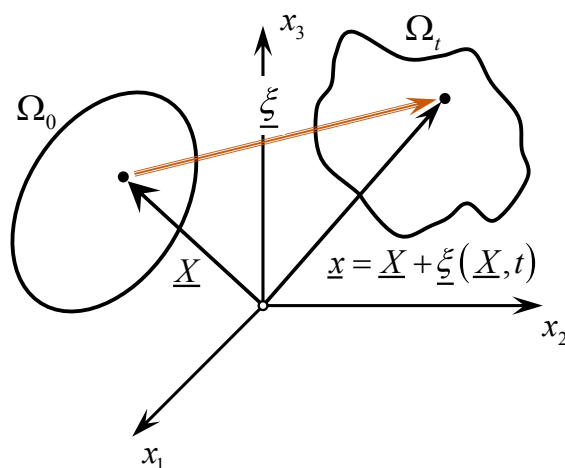


Figura 4.1 – Deslocamento de um ponto em um elemento de solo

Dessa forma, empregando-se uma descrição lagrangiana pode-se escrever

$$d\underline{x} = \underline{F}(\underline{X}, t) \cdot d\underline{X} \quad (4.2)$$

$$\underline{F}(\underline{X}, t) = \nabla_{\underline{x}} \underline{1} + \nabla \underline{\xi} \quad (4.3)$$

onde  $\underline{1}$  é o tensor identidade e  $\underline{F}$ , como explicitado na equação 4.3, é o gradiente da transformação.

Para a transformação representada na figura 4.2 pode-se escrever

$$d\Omega_0 = \det(dL_1 \underline{e}_1, dL_2 \underline{e}_2, dL_3 \underline{e}_3) = dL_1 dL_2 dL_3 \quad (4.4a)$$

$$d\Omega_t = \det(dL_1 \underline{F} \cdot \underline{e}_1, dL_2 \underline{F} \cdot \underline{e}_2, dL_3 \underline{F} \cdot \underline{e}_3) = dL_1 dL_2 dL_3 \det(\underline{F}) = \det(\underline{F}) d\Omega_0 \quad (4.4b)$$

onde  $d\Omega_0$  e  $d\Omega_t$  representam um volume elementar de solo na configuração inicial e atual, respectivamente.

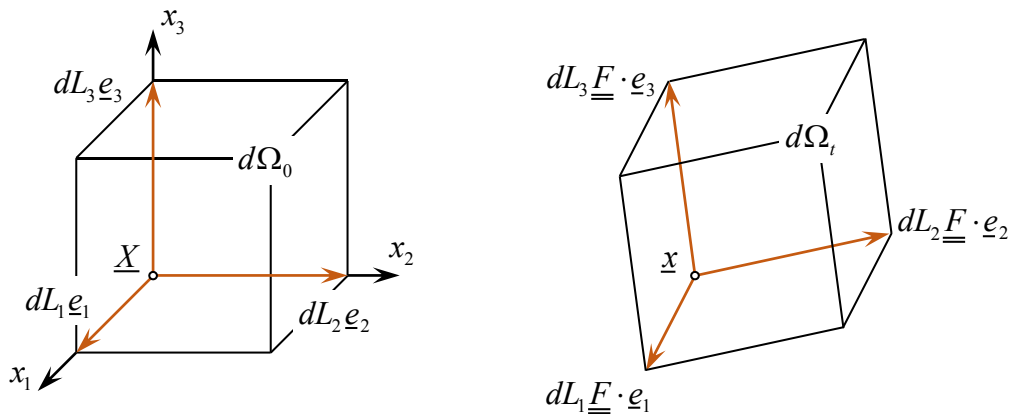


Figura 4.2 – Variação de volume de um cubo elementar

Logo, tem-se que

$$d\Omega_t = \det(\underline{F}) d\Omega_0 \quad (4.5a)$$

$$d\Omega_t = \det(\nabla_{\underline{x}}) d\Omega_0 \quad (4.5b)$$

$$d\Omega_t = J(\underline{X}, t) d\Omega_0 \quad (4.5c)$$

onde  $J$  é o jacobiano da transformação.  $J$  é tal que

$$\forall t \quad J(\underline{X}, t) > 0 \quad (4.6)$$

No caso geral, em termos lagrangianos, tem-se que as deformações podem ser escritas como o tensor de deformações de Green-Lagrange,

$$\underline{\underline{e}}(\underline{X}, t) = \frac{1}{2} (\underline{\underline{F}} \cdot \underline{\underline{F}} - \underline{\underline{1}}) = \frac{1}{2} (\nabla \underline{\underline{\xi}} + {}^t \nabla \underline{\underline{\xi}} + {}^t \nabla \underline{\underline{\xi}} \cdot \nabla \underline{\underline{\xi}}) \quad (4.7)$$

e, na Hipótese de Transformações Infinitesimais (HTI), onde  $\|\nabla \underline{\underline{\xi}}\| \ll 1$ , pode-se desprezar o termo de segunda ordem na equação 4.7, obtendo-se

$$\underline{\underline{e}} \approx \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{X}, t) = \frac{1}{2} (\nabla \underline{\underline{\xi}} + {}^t \nabla \underline{\underline{\xi}})(\underline{X}, t) \quad (4.8)$$

onde  $\underline{\underline{\varepsilon}}$  é o tensor de deformações linearizado. Como  $\underline{\underline{e}}$  é diretamente proporcional a  $\nabla \underline{\underline{\xi}}$ , a hipótese HTI implica automaticamente na Hipótese de Deformações Infinitesimais (HDI) (i.e.  $\|\underline{\underline{e}}\| \ll 1 \leftrightarrow \underline{\underline{e}} \approx \underline{\underline{\varepsilon}}$ ). A equação 4.8, em notação indicial, pode ser escrita

$$\forall (i, j); \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \xi_i}{\partial X_j} + \frac{\partial \xi_j}{\partial X_i} \right) = \frac{1}{2} (\xi_{i,j} + \xi_{j,i}) \quad (4.9)$$

O uso da HTI, e conseqüentemente da HDI, na resolução de problemas geotécnicos é restrito e questionável quando se tratam problemas onde a configuração deformada possui considerável mudança de geometria e grandes deslocamentos em relação à configuração original, dado que as componentes de  $\varepsilon_{ij}$  são hipotetizadas como realmente muito pequenas (muito menores que a unidade).

Ainda no contexto da figura 4.2, fazendo uso da HTI, pode-se demonstrar que

$$J \approx 1 + \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}) \quad (4.10)$$

Portanto, a partir da 4.5c, tem-se que as deformações volumétricas podem ser escritas como

$$d\Omega_t \approx (1 + \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}})) d\Omega_0 \quad (4.11a)$$

$$\varepsilon_v = J - 1 = \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}) = \varepsilon_{ii} \approx \frac{d\Omega_t - d\Omega_0}{d\Omega_0} \quad (4.11b)$$

Em meios porosos, como solos, constituídos de partículas sólidas (considerando-as elástica e plasticamente incompressíveis) e poros interconectados preenchido por fluidos, define-se porosidade ( $\eta$ ) e índice de vazios ( $e$ ) nas configurações inicial e atual, respectivamente e de acordo com representação da figura 4.3 como

$$\eta_0 = \frac{d\Omega_0 - d\Omega_s}{d\Omega_0}, \quad \eta_t = \frac{d\Omega_t - d\Omega_s}{d\Omega_t} \quad (4.12)$$

$$e_0 = \frac{\eta_0}{1 - \eta_0}, \quad e_t = \frac{\eta_t}{1 - \eta_t} \quad (4.13)$$

onde  $\Omega_0$ ,  $\Omega_t$  e  $\Omega_s$  são, respectivamente, o volume total inicial, o volume total atual e o volume de sólidos, este último constante devido à consideração de incompressibilidade da fase sólida.

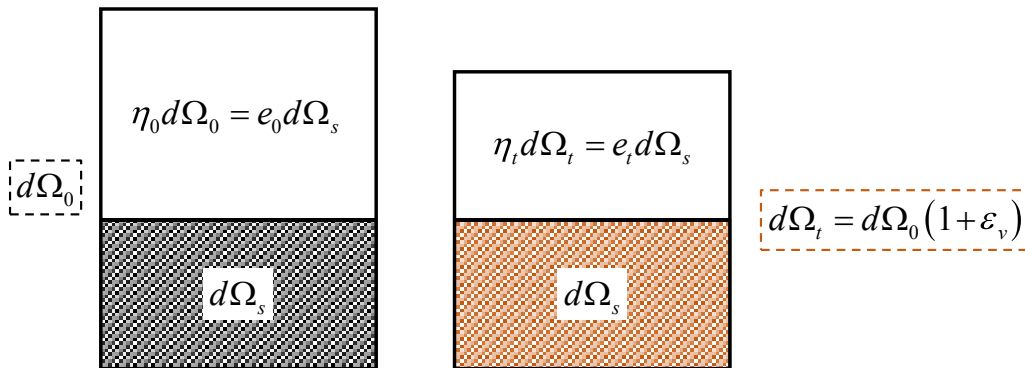


Figura 4.3 – Relação entre as fases que compõem o solo

Da definição de  $\varepsilon_v$ , referente à deformação volumétrica do esqueleto sólido dada na equação 4.11b, e das definições das equações 4.12 e 4.13, tem-se que, na validade da HTI,

$$\varepsilon_v = \frac{e_t - e_0}{1 + e_0} \quad (4.14)$$

Tal relação é utilizada ordinariamente para o cálculo das deformações volumétricas na mecânica dos solos, mas, *a priori*, ela é válida apenas quando se aplica a HTI e a HDI. Na prática, raramente tais hipóteses são totalmente verdadeiras em problemas geotécnicos; porém, a definição de  $J$  continua válida para uma transformação qualquer, tornando-se

$$J = \det(\underline{\underline{F}}) = \frac{d\Omega_t}{d\Omega_0} = \frac{1+e_t}{1+e_0} \quad (4.15)$$

#### 4.1.2 Tensões no meio contínuo

Dado que as forças atuantes no meio contínuo são definidas sobre a configuração atual (deformada), o campo de tensões no solo, modelado como meio contínuo, é representado através do tensor simétrico de Cauchy ( $\underline{\underline{\sigma}}$ ),

$$\underline{\underline{\sigma}} = \sigma_{ij} \underline{e}_i \otimes \underline{e}_j = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}, \quad \text{com } \sigma_{ij} = \sigma_{ji} \quad (4.16)$$

Ressalta-se o fato de que na HTI a configuração atual é aproximadamente igual à configuração de referência e grandezas lagrangianas e eulerianas são equivalentes. O tensor de Cauchy pode ser decomposto como

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{s}} - p \underline{\underline{1}} \quad (4.17)$$

onde  $\underline{\underline{s}}$  é o tensor desviador e  $p$  é a tensão média, esférica ou hidrostática, dada por

$$p = -\frac{1}{3} \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{1}} = -\frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) = -\frac{1}{3} I_1 \quad (4.18)$$

onde  $I_1 = \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})$  é o primeiro invariante do tensor de Cauchy.

Como modelos o modelo de Mohr-Coulomb, que será aqui utilizado, é expresso em termos de invariantes de tensão, define-se já aqui, por brevidade no restante do texto, a tensão equivalente de von Mises  $q$ , dada por

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} \underline{\underline{s}} : \underline{\underline{s}}} = \sqrt{\frac{3}{2} \text{tr}(\underline{\underline{s}}^2)} = \sqrt{3J_2} \quad (4.19)$$

onde  $J_2 = (1/2)\text{tr}(\underline{\underline{s}}^2)$  é o segundo invariante do tensor desviador e o invariante  $r$ , ligada ao terceiro invariante do tensor desviador,  $J_3 = (1/3)\text{tr}(\underline{\underline{s}}^3)$ , como

$$r = \sqrt[3]{\frac{9}{2} \text{tr}(s^3)} = \sqrt[3]{\frac{27J_3}{2}} \quad (4.20)$$

O ângulo de Lode (CHEN e HAN, 1988; LODE, 1926; NAYAK e ZIENKIEWICZ, 1972), relacionado com a representação da superfície de plastificação no plano octaédrico no contexto da isotropia, é dado por

$$\cos 3\theta_L = \left(\frac{r}{q}\right)^3 \quad (4.21)$$

## 4.2 MODELAGEM DO COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICO DO SOLO

Nesta pesquisa é utilizada uma versão do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, implementada no *software* ABAQUS nativamente e apresentada na documentação do *software* (DESSAULT SYSTÈMES, 2016); esta seção será baseada nas definições apresentadas nesta documentação. Na fase elástica, o solo é considerado como material elástico linear isótropo.

### 4.2.1 Modelo de Mohr-Coulomb no ABAQUS

O modelo de Mohr-Coulomb tem sido utilizado amplamente como um clássico e robusto critério de falha/resistência em aplicações geotécnicas. De fato, parâmetros de resistência como  $c$  e  $\phi$  baseados neste critério são amplamente utilizados ordinariamente ainda hoje em dia na área geotécnica.

O critério de Mohr-Coulomb assume que a plastificação (ou falha) do material ocorre quando as tensões cisalhantes em qualquer ponto do material atingem um valor limite, que depende linearmente das tensões normais no plano considerado. A figura 4.4 apresenta círculos de Mohr para estados de tensão nos quais ocorrem a plastificação do material em termos das tensões principais máxima ( $\sigma_1$ ) e mínima ( $\sigma_3$ ). A superfície de plastificação para o modelo é a linha que melhor se ajusta à tangência dos círculos que representam estados de falha do material.

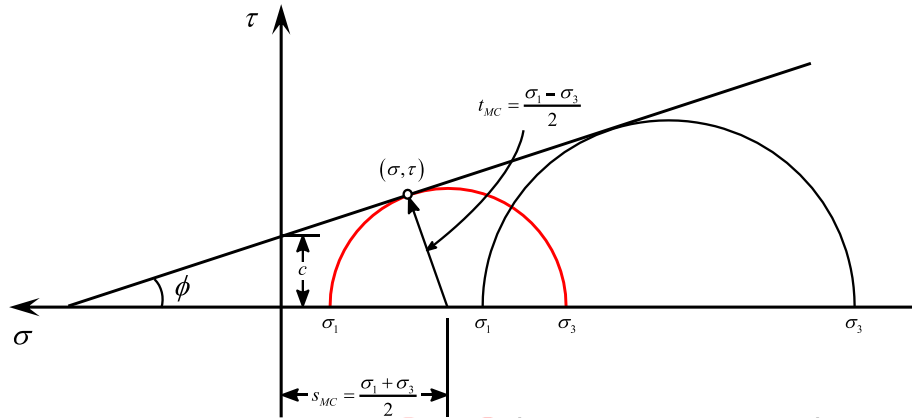


Figura 4.4 – Critério de plastificação de Mohr-Coulomb

Portanto, o critério de Mohr-Coulomb pode ser escrito simplesmente através da equação desta reta (equação 4.22).

$$\tau = c - \sigma \tan \phi \quad (4.22)$$

Do círculo de Mohr destacado na figura 4.4 tem-se que a tensão cisalhante ( $\tau$ ) e normal ( $\sigma$ ) correspondente ao ponto de tangência com a envoltória são dadas, respectivamente, pelas equações 4.23 e 4.24.

$$\tau = t_{MC} \cos \phi \quad (4.23)$$

$$\sigma = s_{MC} + t_{MC} \sin \phi \quad (4.24)$$

Onde  $t_{MC} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$  é metade da diferença entre  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  ou raio do círculo de Mohr e  $s_{MC} = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$  é a média das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . Para um estado generalizado de tensões, a superfície de plastificação ( $f_{MC}$ ) pode ser escrita convenientemente em termos de invariantes de tensão conforme a equação 4.25 abaixo, onde  $R_{MC}$  é uma medida de tensão desviadora, dada na equação 4.26.

$$f_{MC}(\underline{\underline{\sigma}}) = R_{MC} q - p \tan \phi - c \quad (4.25)$$

$$R_{MC}(\theta_L, \phi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \phi} \operatorname{sen} \left( \theta_L + \frac{\pi}{3} \right) + \frac{1}{3} \cos \left( \theta_L + \frac{\pi}{3} \right) \tan \phi \quad (4.26)$$



O ângulo de atrito  $\phi$  controla o formato da superfície de plastificação no plano desviador, como apresentado na figura 4.5(b). Para o caso de  $\phi = 0^\circ$  o critério de Mohr-Coulomb se resume ao critério de Tresca, independente de pressão; já para o caso  $\phi = 90^\circ$ , o critério se equipara ao modelo de Rankine, apresentando um formato triangular no plano desviador e  $R_{MC} = \infty$ , porém este caso limite não é permitido no modelo Mohr-Coulomb implementado nativamente no ABAQUS.

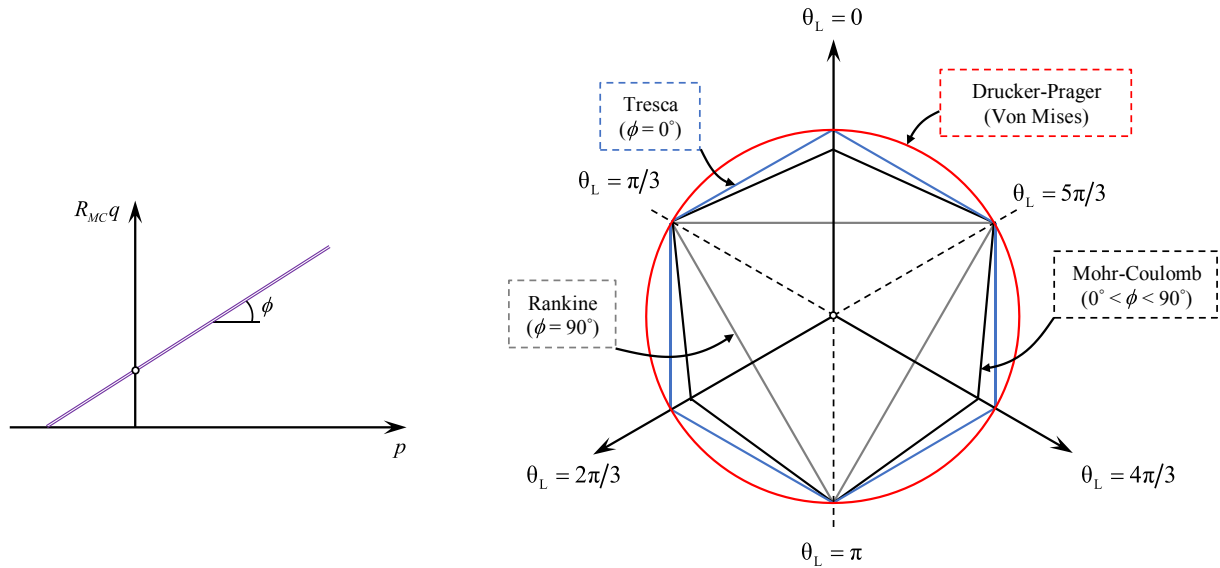


Figura 4.5 – Superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no plano meridional ( $R_{MC}q - p$ ) (a) e representações no plano desviador (b)

Os incrementos de deformações plásticas são calculados a partir da função potencial plástico  $g_{MC}$ , dada na equação 4.27, sendo, portanto, *a priori* assumido fluxo não associado em função do ângulo de dilatação ( $\psi$ ) do material ( $g_{MC}(\underline{\sigma}) = R_{MC}(\theta_L, \psi) q - p \tan \psi$ ). Para o caso particular onde  $\psi = \phi$ , tem-se que  $g_{MC} \equiv f_{MC}$  e, portanto, o fluxo é associado. A função  $g_{MC}$ , dada na equação 4.27 é simplesmente uma regularização  $R_{MC}$  utilizando a função  $R_{MW}(\theta_L, e_c)$ , dada por Menétrey e William (1995) conforme equação 4.28, que resulta em uma função elíptica por partes no plano desviador (figura 4.6) onde  $e_c$  é um parâmetro que descreve o desvio da forma circular da seção no plano desviador em termos da razão entre a tensão cisalhante limite para o caso de extensão ( $\theta_L = 0$ ) e compressão ( $\theta_L = \pi/3$ ) triaxial; por padrão  $e_c$  é função de  $\phi$  e é calculado através da equação 4.29 por compatibilização entre  $g_{MC}$  e  $f_{MC}$  tanto em tração como compressão triaxial no plano desviador.

$$g_{MC}(\underline{\sigma}) = \sqrt{(0,1c \tan \psi)^2 + (R_{MW} q)^2} - p \tan \psi \quad (4.27)$$

$$R_{MW} = \frac{4(1-e_c^2)\cos^2\theta_L + (2e_c-1)^2}{2(1-e_c^2)\cos\theta_L + (2e_c-1)\sqrt{4(1-e_c^2)\cos^2\theta_L + e_c(5e_c-4)}} R_{MC}\left(\frac{\pi}{3}, \phi\right) \quad (4.28)$$

$$e_c = \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi} \quad (4.29)$$

Alternativamente,  $e_c$  pode ser adotado de forma independente do ângulo de atrito do material, desde que a condição de convexidade e suavidade da função elíptica seja respeitada ( $1/2 \leq e_c < 1$ ). O limite superior  $e_c = 1$  (equivalente a  $\phi = 0^\circ$ ) e o limite inferior (equivalente a  $\phi = 90^\circ$ ) descrevem, respectivamente, o círculo de Von Mises e o triângulo de Rankine no plano desviador.

A função potencial plástico, dada na equação 4.27 é contínua e diferenciável no seu domínio, garantindo que a direção dos incrementos de deformação plástica  $d\varepsilon^{pl}$  sempre seja definida e única. A figura 4.7 mostra uma família de curvas para a função potencial plástico hiperbólicas no plano meridional de tensões e, na figura 4.6, a função potencial plástico é apresentada no plano desviador.

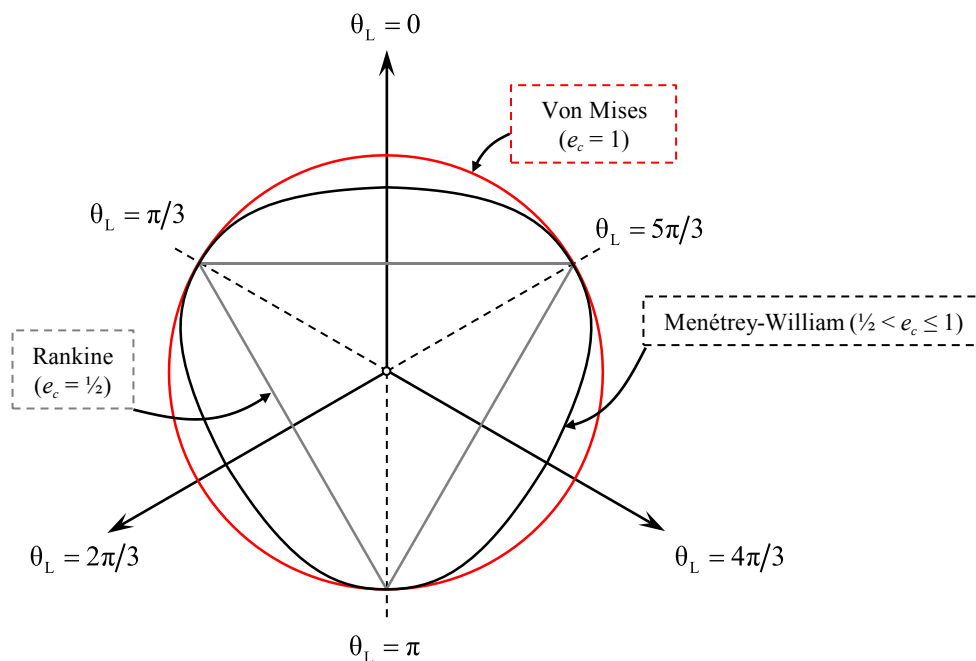


Figura 4.6 – Função potencial plástico proposta por Menétréy e William (1995) no plano desviador

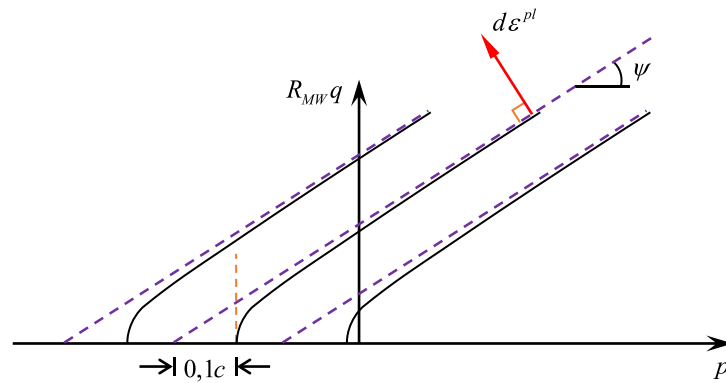


Figura 4.7 – Família de curvas para a função potencial plástico no plano meridional ( $R_{MW}q - p$ )

### 4.3 MODELAGEM DA EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES NO PROCESSO DE CURA DO CONCRETO

Para a evolução das deformações no concreto da estaca pode-se adotar procedimento análogo ao apresentado no item 3.2 no qual, com uma evolução linear da temperatura no tempo é possível variar o coeficiente de dilatação do material tomando igualmente a temperatura como medida do tempo.

Assumindo o concreto da estaca como um material isótopo, as deformações térmicas são puramente volumétricas ( $\underline{\underline{\varepsilon}} = (\varepsilon_v/3)\underline{\underline{1}}$ ) e dadas por:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \alpha_v \Delta\theta \quad (4.30)$$

onde  $\Delta V$  é a variação de volume,  $V_0$  é o volume inicial,  $\alpha_v$  é o coeficiente de expansão térmica fictício e  $\Delta\theta$  é a variação de temperatura.

Considerando, por exemplo, valores de deformações ao longo do tempo para um dado concreto, calculadas segundo o modelo da (FIB, 2010), apresentado no item 3.2, e considerando a temperatura como medida de tempo cinemático, pode-se associar valores de temperatura e sua variação no campo de temperatura imposto à estaca a diferentes valores de  $\alpha_v$  que resultam na deformação volumétrica predita pelo modelo para o período de cura. De forma explícita, calcula-se  $\alpha_v$  para cada  $\varepsilon_v$  e cada  $\Delta\theta$  (como tempo cinemático) como:

$$\alpha_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta\theta} \quad (4.31)$$

Neste caso, a evolução do coeficiente  $\alpha_v$  para o concreto (características descritas no item 3.2) associadas à evolução da temperatura, apresentadas na figura 3.2(c), é ilustrado na figura 4.8 abaixo, fornecendo valores discretos de propriedades para cada temperatura, em forma tabular. O software, então, interpola linearmente os valores das propriedades mecânicas entre os pontos fornecidos para valores intermediários de temperatura.

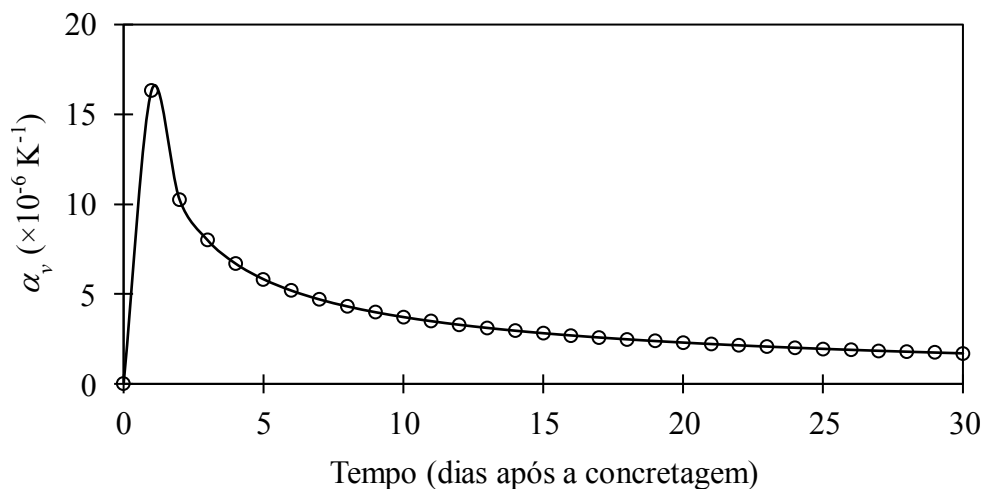


Figura 4.8 – Coeficiente de dilatação térmica fictício

Nesta pesquisa considerou-se um campo de temperatura imposto apenas à estaca, em etapa prévia à prova de carga, na qual simula-se as deformações durante a cura com variações de temperatura variando linearmente entre  $\Delta\theta = 0$  K e 28 K, mantendo-se constante  $\Delta\theta$  quando se atinge  $\Delta\theta = 28$  K imediatamente antes da etapa de simulação da prova de carga subsequente, cessando as deformações térmicas previstas. A variação da temperatura de  $\Delta\theta = 28$  K, representa o tempo cinemático de 28 dias de cura do concreto.

#### 4.4 MODELO NUMÉRICO PARA O SISTEMA SOLO-ESTACA

A discretização do contínuo no modelo numérico foi elaborada prevendo dimensões globais adequadas, a fim de tornar desprezíveis os efeitos de borda sobre o comportamento do sistema de fundação profunda. As análises foram realizadas considerando um modelo bidimensional axissimétrico com eixo de simetria passante pelo centro da estaca. As dimensões globais do modelo utilizado para validação e nas simulações numéricas deste trabalho, em termos relativos ao comprimento da estaca  $L$  e seu diâmetro  $D$ , são apresentadas na figura 4.9.

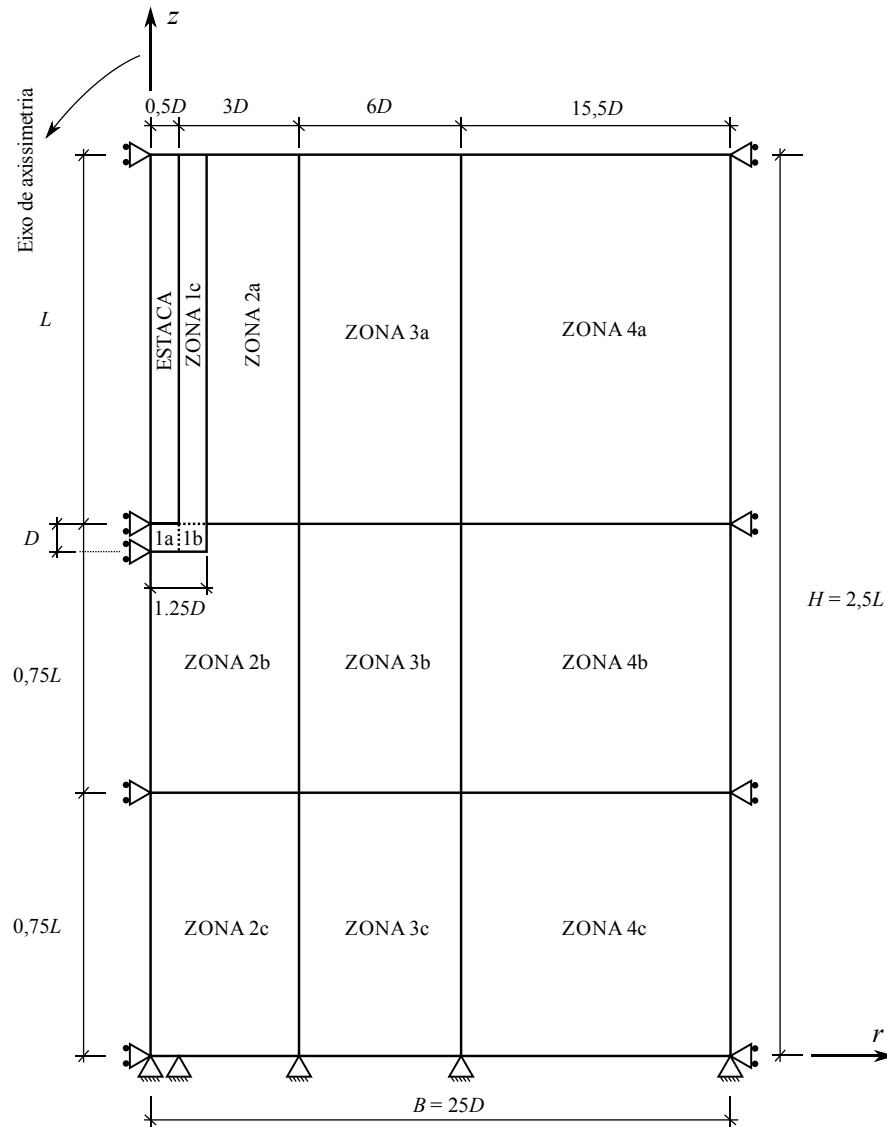


Figura 4.9 – Croqui da geometria no plano  $r-z$  e vínculos adotados no modelo em elementos finitos

A largura total do modelo seguiu o utilizado por Randolph e Wroth (1978), fixando-a em  $B = 25D$  e atentando-se para que esta largura não afetasse a solução.

Para a altura do modelo, de Nicola e Randolph (1993) e Loukidis e Salgado (2008) utilizam, em problemas análogos,  $H = 1,5L$ . A altura do modelo foi fixada em  $H = 2,5L$ . Segundo Banerjee (1970) esta altura é pequena o suficiente para afetar a solução em um semi-espaço elástico em menos de 5%.

Os elementos sólidos do contínuo utilizados neste trabalho para discretização da geometria da estaca e do solo estão disponíveis na biblioteca de elementos axissimétricos nativa do ABAQUS. O tipo de elemento utilizado tanto para o concreto quanto para o solo foi o CAX4,

elemento sólido quadrilátero axissimétrico de primeira ordem, de 4 nós, com deslocamento bilinear. O ordenamento dos nós, faces e pontos de integração seguem ilustrados na figura 4.10.

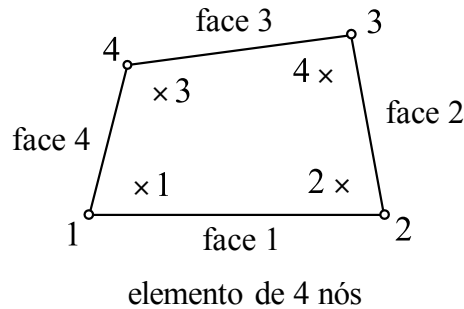


Figura 4.10 – Ordenamento dos nós, faces e pontos de integração de elementos quadriláteros axissimétricos disponíveis no ABAQUS (fonte: adaptado de DESSAULT SYSTÈMES, 2016)

#### 4.4.1 Condições de contorno

As condições de contorno para o problema discretizado são apresentadas na figura 4.9. A borda esquerda do modelo, que corresponde à vertical que passa pelo eixo de axissimetria do problema possui restrição ao deslocamento na direção radial (horizontal), podendo os nós dos elementos ao longo deste eixo apenas transladar verticalmente; da mesma forma, na borda vertical direita os nós podem transladar apenas na direção vertical, sendo restrita a translação na direção radial (horizontal). Ao longo da borda inferior são restritos os deslocamentos dos nós tanto na direção radial quanto na direção vertical.

#### 4.5 ETAPAS DA ANÁLISE NUMÉRICA

As análises numéricas para simular o processo de carregamento definindo as provas de carga foram desenvolvidas com a hipótese de uma escavação perfeita; ou seja, tanto a estaca quanto o solo, com seus respectivos materiais, estão presentes no modelo desde o início da análise, cada um com suas próprias características.

Referindo-se à terminologia utilizada no ABAQUS, as análises foram divididas em 3 etapas (*steps*): etapa *geostatic*, etapa *curing\_process* e etapa *load\_test*.

Na etapa *geostatic* é invocado o procedimento *Geostatic* no ABAQUS. Este é o procedimento geralmente utilizado como primeira etapa em análises geotécnicas e, nestes casos, o carregamento de peso próprio é aplicado para todos os elementos do modelo através de uma

aceleração da gravidade igual a  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  usando um esquema automático de incremento de tempo sob condições de pequenas deformações. Idealmente a aplicação do peso próprio e o estado de tensões inicial, indicado através de um campo de tensões geostáticas iniciais, devem equilibrar-se totalmente e produzir deformações nulas. O ABAQUS estabelece o equilíbrio inicial verificando o equilíbrio durante a etapa do procedimento *Geostatic* e itera, se necessário, para obter um estado de tensões que equilibra o sistema, dadas as condições de contorno e cargas prescritas. Este novo estado de tensões equilibrado, que é uma modificação do campo de tensões geostáticas definida nas condições iniciais, é então utilizado como o campo de tensões geostáticas nas duas etapas subsequentes.

Objetivando a quantificação dos efeitos de tensões residuais devidas à cura do concreto no comportamento da estaca, na etapa *curing\_process* impõe-se um campo pré-definido de temperatura com variação  $\Delta\theta = 0 \text{ K}$  já na etapa inicial, apenas o domínio geométrico da estaca e uniforme na sua inteireza, variando linearmente com o tempo até  $\Delta\theta = 28 \text{ K}$ , conforme descrito previamente no item 4.3, de forma que a temperatura possa atuar como um tempo cinemático, fazendo com que uma variação de temperatura corresponda a uma dada variação de tempo de cura. Tal artifício foi utilizado para as deformações de cura da estaca, calculadas conforme o modelo apresentado no item 3.2. Esta etapa não está presente nas simulações de validação do modelo numérico e será utilizada apenas nas análises apresentadas no capítulo 5.

Na etapa *load\_test* é prescrito na cabeça da estaca um deslocamento de 10% do diâmetro  $D$  da estaca, aplicado de forma linear ao longo do tempo total da etapa. O tempo total desta etapa foi definido como igual a 1.000, resultando em taxas de deslocamentos diferentes impostos à cabeça da estaca a depender do diâmetro da mesma, atentando-se para que os efeitos inerciais sejam desprezíveis.

#### 4.6 VALIDAÇÃO DO MODELO E ANÁLISES DE CONVERGÊNCIA

A validação do modelo numérico e configuração da malha de elementos finitos utilizados nas análises que avaliam as tensões residuais pré prova de carga foi realizada por comparação e análise de convergência com resultados de simulações numéricas de provas de carga encontradas nos trabalhos publicados de Zhan *et al.* (2012) e Han *et al.* (2017) e os respectivos comportamentos carga-deslocamento para as configurações analisadas.

#### 4.6.1 Comparação com os resultados da análise numérica de Zhan *et al.* (2012)

Utilizando o ABAQUS para determinar numericamente a capacidade de carga de estacas submetidas a carregamento puramente axial, Zhan *et al.* (2012) investigaram questões ligadas à coerência do modelo de interface de Coulomb, tipo de elemento utilizado e procedimento para aplicação do campo de tensões geostáticas iniciais. São apresentados resultados de simulações numéricas de provas de carga em gráficos carga-deslocamento medido na cabeça da estaca, assim como a distribuição do atrito lateral ao longo da estaca.

Os autores utilizam na análise uma estaca de concreto elástico linear com comportamento isotrópico ( $E_c = 25$  GPa e  $\nu_c = 0,20$ ) e, para os elementos correspondentes ao solo, o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, com módulo de elasticidade do solo  $E_s = 45$  MPa, ângulo de atrito  $\phi = 30^\circ$ , ângulo de dilatância  $\psi = 2/3\phi' = 20^\circ$  e coeficiente de Poisson  $\nu_s = 0,35$ . Uma pequena coesão ( $c = 1$  kPa) foi utilizada para evitar problemas de convergência. O coeficiente de empuxo lateral ao repouso foi definido como sendo  $K_0 = \nu_s / (1 - \nu_s) = 0,538$ . Tanto para a estaca como para o solo foi atribuída uma densidade  $d = 1.600$  kg/m<sup>3</sup>. A estaca utilizada na análise possui comprimento  $L = 4$  m e diâmetro  $D = 200$  mm.

O comportamento da interface solo estaca foi modelado considerando uma interação tipo *hard* para o contato normal. Tal interação normal transfere força apenas quando a estaca e o solo estão em estreito contato, sendo nula a transferência de força caso contrário. O comportamento tangencial no contato foi modelado através do modelo friccional de interface de Coulomb, que tem como entrada um coeficiente de atrito  $\mu = \tan \delta$ , conforme ilustrado na figura 4.11. A resistência ao cisalhamento da interface depende do coeficiente de atrito e da tensão normal, se não há a definição de uma tensão de cisalhamento máxima limite (figura 4.11(b)); caso contrário, a tensão cisalhante se mantém constante após atingido seu valor limite (figura 4.11(a)). Na análise realizada para validação do modelo, assim como no trabalho de Zhan *et al.* (2012), não foi estabelecida uma tensão limite e um coeficiente de atrito  $\mu = 0,42$  ( $\delta = 22,78^\circ$ ) foi utilizado. As tensões cisalhantes se relacionam com a tensão normal na interface através da equação 2.21, reescrita na equação 4.32 abaixo no contexto do modelo de Coulomb para a interface.

$$\tau = \mu \sigma'_n \quad (4.32)$$



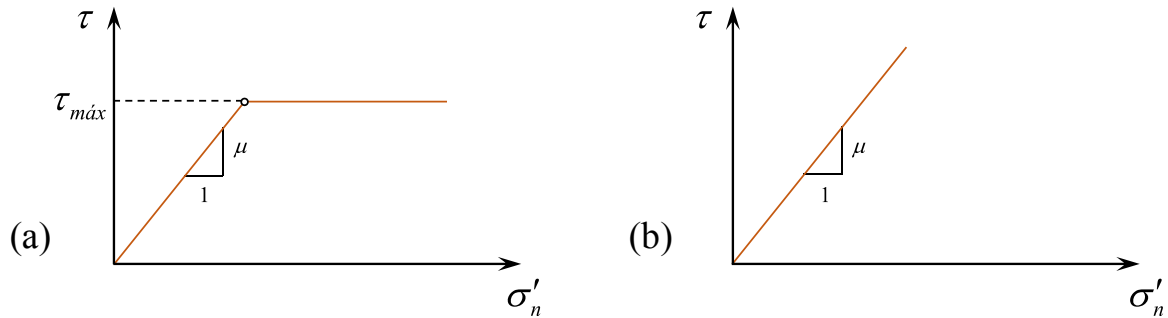


Figura 4.11 – Tensão cisalhante pela tensão normal na interface (a) com tensão máxima limite (b) sem tensão máxima limite

O modelo utilizado pelos autores tem seu domínio geométrico estabelecido por uma altura  $H = L + 10D = 6$  m e uma largura de  $B = 10,5D = 2,1$  m e o elemento do contínuo utilizado para o solo e a estaca utilizado foi o CAX4, com integração reduzida.

Para a validação do modelo utilizado neste trabalho, buscou-se verificar a convergência dos resultados das simulações numéricas utilizando o mesmo modelo constitutivo e parâmetros associados utilizados por Zhan *et al.* (2012) para os elementos do contínuo. As dimensões do modelo foram estabelecidas conforme critérios apresentados no item 4.4, resultando em uma altura  $H = 10$  m e uma largura  $B = 5$  m. Na interface solo-estaca o menor elemento finito do contínuo para o solo tem altura de 0,025 m ( $D/8$ ) e espessura de 0,0125 m ( $D/16$ ). Para os elementos finitos do solo na ponta da estaca (zona 1a) foram utilizados elementos com altura de 0,02 m ( $D/10$ ) e espessura 0,0125 m ( $D/16$ ). Uma visão global do aspecto da malha utilizada é apresentada na figura 4.12. Idêntica configuração de malha e razão de aspecto para os elementos foi utilizada em todas as análises subsequentes nesta pesquisa. A malha é estruturada nas zonas 1a, 1b, 1c, 2c e nas zonas 3 e 4, enquanto a transição entre os elementos menores junto à ponta e interface solo-estaca e os elementos maiores distantes da estaca é feita com malha não estruturada de elementos quadriláteros axissimétricos nas zonas 2a e 2b.

Para a validação com relação aos resultados de Zhan *et al.* (2012) a malha é composta de um total de 16.025 elementos finitos, sendo 14.745 de solo e 1.280 de concreto.

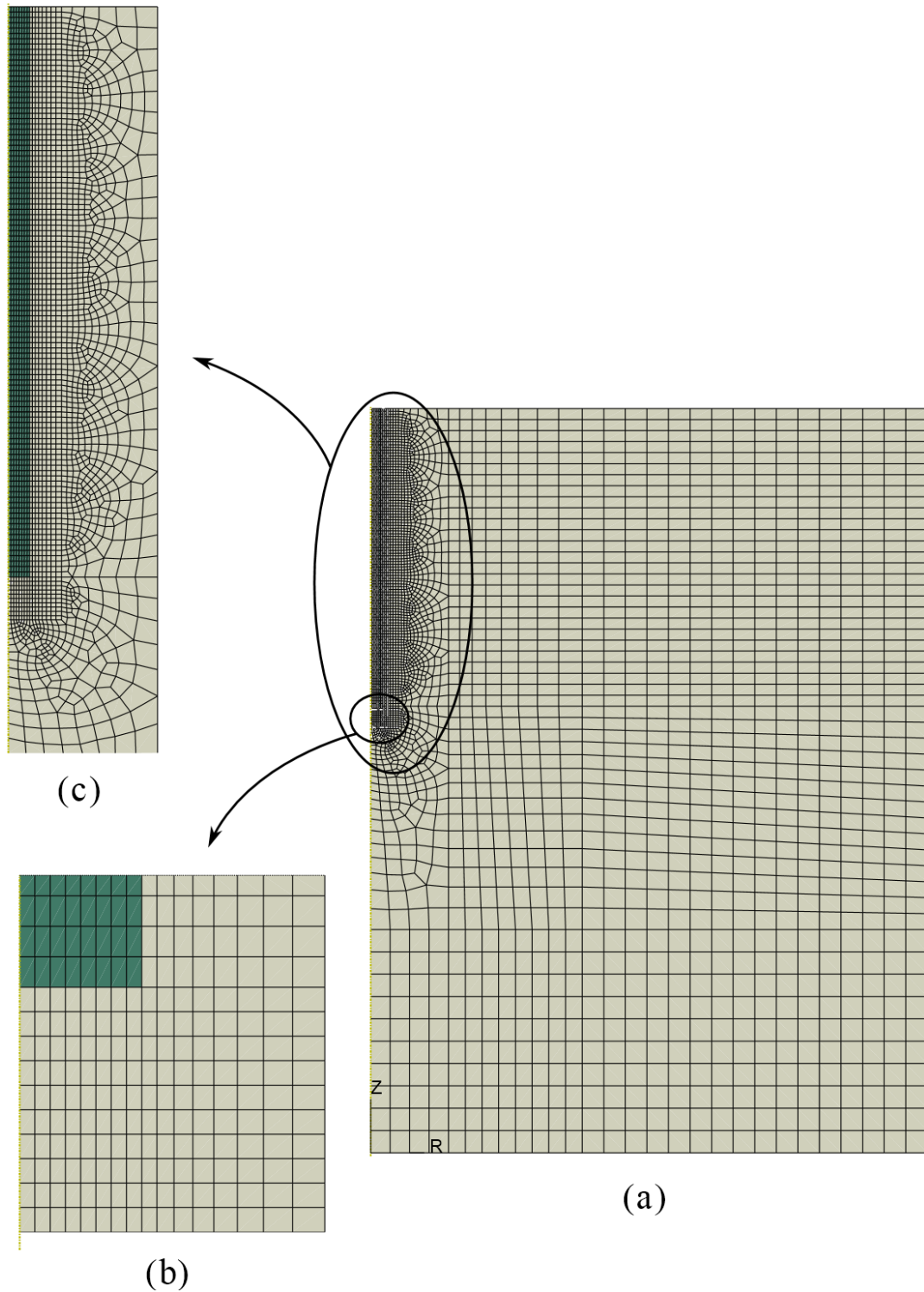


Figura 4.12 – Aspecto global da malha utilizada (a), detalhe da malha na ponta da estaca (b) e detalhe da malha no entorno da estaca (c)

Os resultados para as curvas carga-deslocamento obtidas na cabeça da estaca obtidos por Zhan *et al.* (2012) e neste trabalho seguem apresentados na figura 4.13 para um deslocamento total imposto na face superior da estaca igual a  $w = 0,1D$ , considerado nesta pesquisa como critério para carga última  $Q_{ult}$ . Salienta-se que, com configurações de malha menos refinada obteve-se

resultados semelhantes aos obtidos por Zhan *et al.* (2012). Porém, ao continuar o refinamento da malha, os resultados estabilizaram-se na curva apresentada. O resultado obtido neste trabalho para  $w/D \approx 10\%$  representa 95,10% do valor obtido por Zhan *et al.* (2012).

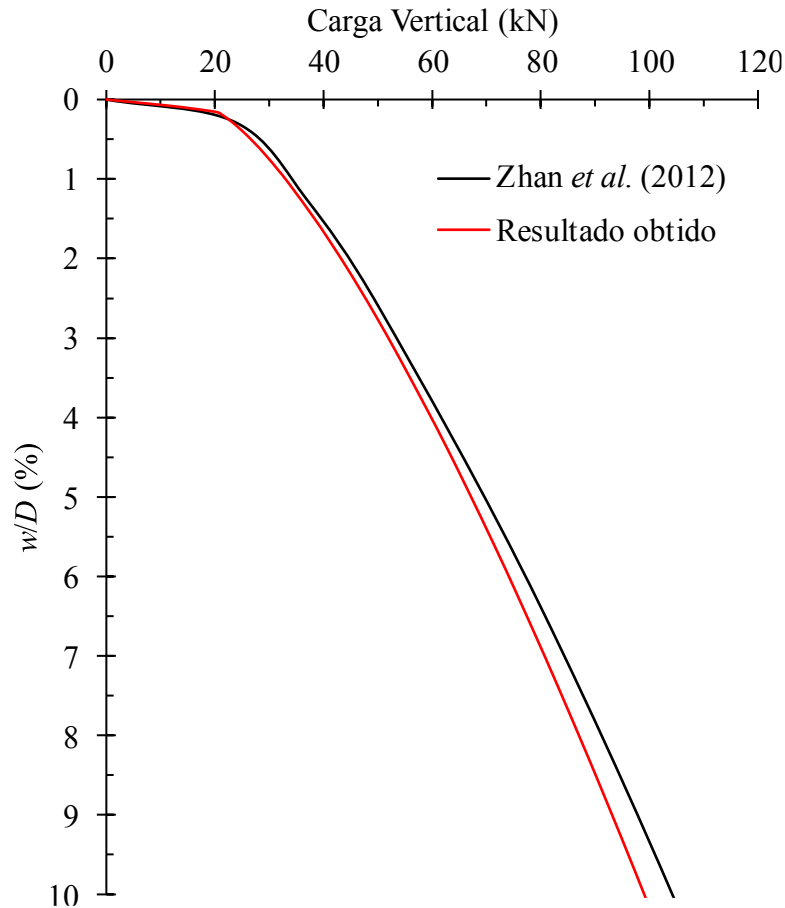


Figura 4.13 – Curva carga-deslocamento obtidas na cabeça da estaca – validação numérica

Na figura 4.14 segue apresentada a distribuição da tensão cisalhante ( $\tau$ ) na interface solo-estaca obtida pelos autores e neste trabalho, conjuntamente, para um deslocamento de 100 mm na cabeça da estaca ( $w/D = 50\%$ ). Apesar das diferenças na distribuição local de atrito lateral, possivelmente devidas às diferenças no tipo de integração do elemento e no procedimento para aplicação do campo de tensões geostáticas iniciais utilizada neste trabalho e pelos autores do trabalho comparado, o perfil de distribuição das tensões tangenciais segue o mesmo comportamento típico.

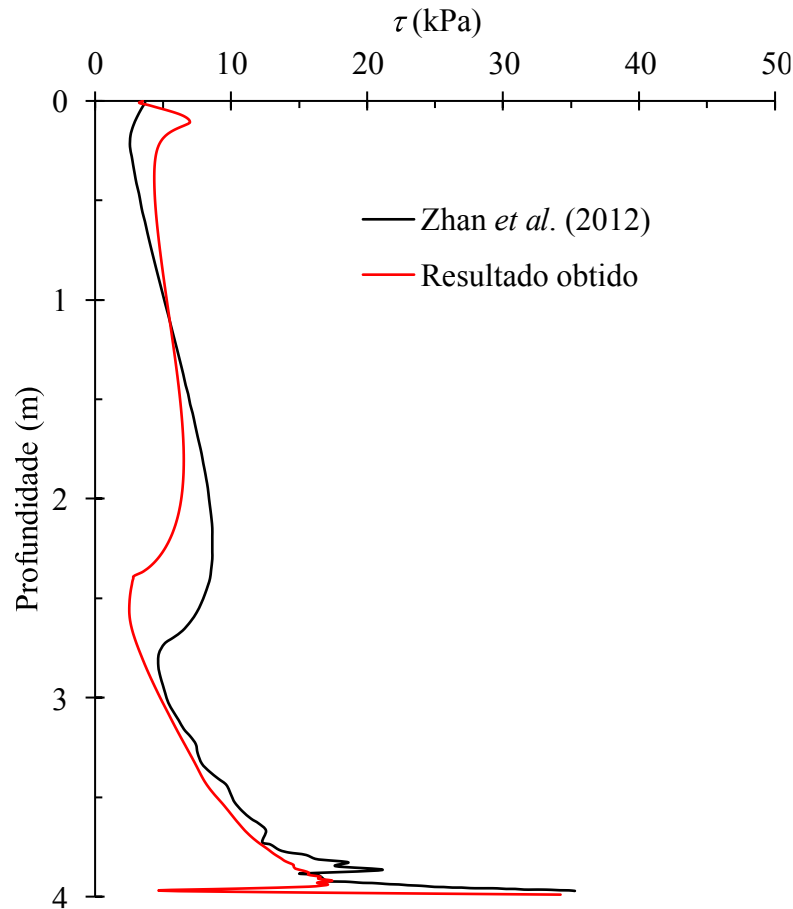


Figura 4.14 – Atrito lateral ao longo da superfície da estaca em solo arenoso – validação numérica

#### 4.6.2 Comparação com os resultados da análise numérica de Han *et al.* (2017)

No contexto de uma pesquisa dedicada à formulação e implementação computacional de um modelo constitutivo de solos de fundação arenosos, Han *et al.* (2017) apresentam o resultado de simulação de prova de carga tridimensional utilizando ABAQUS no caso de um solo elasto-plástico com critério de Mohr-Coulomb. Estes resultados são comparados nesta seção aos resultados obtidos através de análise axissimétrica realizada neste trabalho. Os autores fornecem algumas informações principais para os dados de entrada do modelo, como o módulo de elasticidade do solo  $E_s = 50$  MPa, ângulo de atrito  $\phi = 29^\circ$ , ângulo de dilatância  $\psi = 1^\circ$  e coeficiente de Poisson  $\nu_s = 0,2$ . Foi considerado um coeficiente de empuxo ao repouso de  $K_0 = 0,4$  e a interface solo-estaca considerada na análise é do tipo aderência perfeita.

A estaca utilizada na análise possui comportamento elástico linear para o concreto ( $E_c = 30$  GPa e  $\nu_c = 0,20$ ), comprimento  $L = 10$  m e diâmetro  $D = 300$  mm. Segundo os autores, a comparação realizada com seu modelo constitutivo proposto se utiliza de dados físicos do solo relativos à

areia conhecida como *Ottawa sand*. Esta areia é um material de referência amplamente usada na literatura e com resultados publicados. Um resumo das propriedades básicas da areia em questão segue na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Características físicas básicas da areia *Ottawa sand*

$D_{50}$ (mm)	0,39
$G_s$	2,65
$e_{mín}$	0,48
$e_{máx}$	0,78

Os autores consideram nas suas análises numéricas dois diferentes valores para densidade relativa do solo ( $I_D = 50$  e  $80\%$ ). Na falta de indicação direta assumiu-se que a prova de carga com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb apresentada no artigo tenha sido realizada considerando  $I_D = 50\%$ , com resposta do solo é totalmente drenada e ausência de nível d'água. É possível assim, através da equação 2.39, obter-se um índice de vazios do solo  $e = 0,63$ . Com este índice de vazios é possível calcular o peso específico natural do solo para estas condições através da equação 4.33, considerando solo totalmente seco (teor de umidade  $\omega = 0\%$ ).

$$\gamma = \frac{G_s \gamma_w (1 + \omega)}{1 + e} \quad (4.33)$$

O peso específico natural do solo resulta em  $\gamma = 15,95 \text{ kN/m}^3$  ( $d = 1.625,77 \text{ kg/m}^3$ ) e este mesmo peso específico foi utilizado tanto para o solo quanto para a estaca. Os resultados obtidos neste trabalho e em Han *et al.* (2017) são apresentados na figura 4.15. Os valores das resistências total, lateral e de ponta obtidas pelos autores e neste trabalho, para  $w/D \approx 10\%$ , seguem apresentados na tabela 4.2. Os critérios para a malha em elementos finitos e dimensões dos elementos segue o mesmo padrão utilizado para a verificação pelos resultados de Zhan *et al.* (2012) apresentados no item anterior e esquematicamente mostrados nas figuras 4.9 e 4.12.

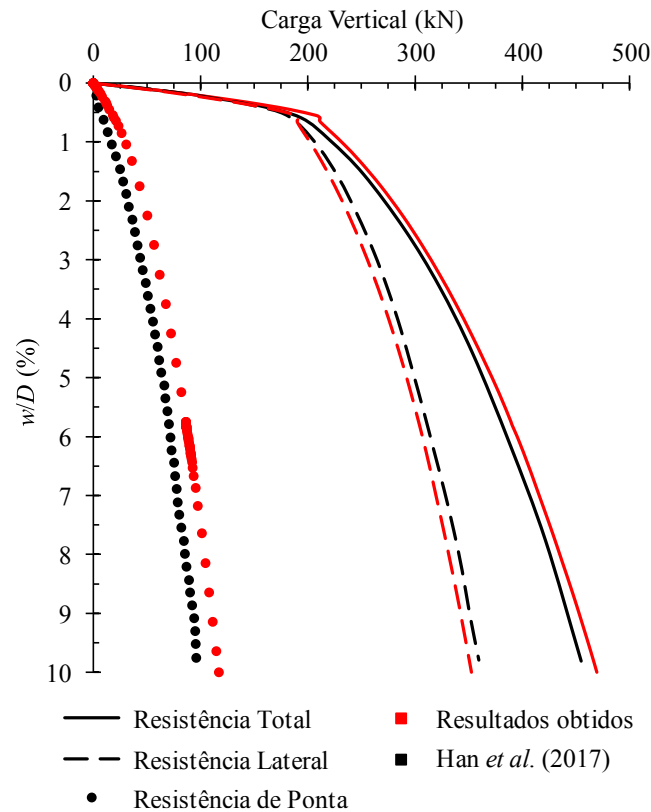


Figura 4.15 – Resultados obtidos para curvas carga-deslocamento para uma estaca de 10 m de comprimento e 0,3 m de diâmetro – validação numérica

Tabela 4.2 – Valores de resistência total, lateral e de ponta em validação do modelo

Parcela de Resistência	Resultados obtidos neste trabalho	Resultados de Han <i>et al.</i> (2017)
$Q_{ult}$ (kN)	463,85	454,93
$Q_l$ (kN)	352,57	359,49
$Q_p$ (kN)	114,80	96,19

Cabe salientar que os autores utilizam um modelo tridimensional para a prova de carga numérica, com elementos hexaédricos lineares de oito nós, enquanto neste trabalho utilizou-se análise axissimétrica, com elemento quadrilátero axissimétrico de quatro nós com deslocamento bilinear.

## 5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Neste capítulo são apresentadas as análises numéricas realizadas, descrição das hipóteses quanto aos parâmetros utilizados e, finalmente, os resultados das simulações numéricas que são objeto desta dissertação.

### 5.1 CONFIGURAÇÃO DAS ANÁLISES REALIZADAS

Com o objetivo de verificar a influência das tensões induzidas no solo pelo concreto da estaca na fase de cura e estabelecer um quadro de referência para análises já existentes e futuras sobre o tema, foram realizadas análises numéricas em 6 distintas configurações, considerando três valores de esbeltez distintos de estaca ( $L/D = 13,33, 20$  e  $40$ ) e, para cada esbeltez, duas diferentes configurações hipotéticas de estados de tensões geostáticas, considerando o caso de solo totalmente seco e solo totalmente saturado, com nível d'água superficial. A hipótese de configuração saturada foi idealizada variando-se apenas o peso específico (e, portanto, a densidade) do solo, considerando o peso específico submerso (efetivo) do solo  $\gamma'$ . Para o solo utilizado em todas as análises numéricas foi modelado por meio do modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb implementado nativamente no ABAQUS com mesmos parâmetros constitutivos e características físicas (tabela 4.1) do utilizado no item 4.6.2, correspondente aos parâmetros apresentados para a areia *Ottawa sand*, a saber:  $E_s = 50$  MPa,  $\nu_s = 0,2$ ,  $\phi = 29^\circ$  e  $\psi = 1^\circ$ , constantes a toda profundidade. O concreto em todas as análises tem comportamento elástico linear isotrópico com  $E_c = 30$  GPa e  $\nu_c = 0,2$ , sendo o valor do módulo de elasticidade o resultante pelo modelo da FIB apresentado no item 3.1 para um concreto com  $f_{ck} = 20$  MPa e agregado granítico – sendo o maior valor de  $f_{ck}$  permitido para elementos de fundação pela NBR 6122 (ABNT, 2010). O peso específico (inserido no ABAQUS como valor da densidade do material) foi tomado como o mesmo para o solo e para a estaca, o que garante a não mobilização de tensões cisalhantes na etapa geostática.

Todas as análises foram realizadas considerando  $I_D = 50\%$  para o solo, correspondendo a um índice de vazios  $e = 0,63$ . O solo seco com grau de saturação  $S = 0\%$  e teor de umidade  $\omega = 0\%$  possui  $\gamma' = 15,95$  kN/m<sup>3</sup>, correspondendo a uma densidade  $d = 1.625,77$  kg/m<sup>3</sup>. O solo saturado ( $S = 100\% - \omega = 23,77\%$ ) possui  $\gamma' = 9,93$  kN/m<sup>3</sup>, correspondendo a uma densidade  $d = 1.012,27$  kg/m<sup>3</sup>. O valor de  $K_0 = 0,4$  para o solo foi arbitrariamente adotado; este valor é compatível com

o critério de resistência, dado que  $K_a = \tan^2(45^\circ + 29^\circ/2) = 0,35$  e  $K_p = \tan^2(45^\circ - 29^\circ/2) = 2,88$  e, portanto,  $K_a < K_0 < K_p$ .

As análises realizadas seguem resumidas em suas características gerais na tabela 5.1. O comprimento da estaca foi tomado como constante e igual a  $L = 20$  m, variando-se a esbeltez a partir da variação do diâmetro  $D$  da estaca. O contato solo-estaca é do tipo perfeitamente aderente em toda a superfície da estaca em contato com o solo.

Por conveniência, neste capítulo, o uso dos termos atrito lateral ou tensão cisalhante se referem sempre às tensões cisalhantes calculadas dos pontos de Gauss 1 e 3 dos elementos de solo adjacentes à superfície lateral da estaca (conforme ordenamento dado na figura 4.10).

Tabela 5.1 – Características gerais dos modelos numéricos utilizados nas análises

Nome da Análise	$S$	Diâmetro da estaca	$L/D$	Número de elementos – solo	Número de elementos – estaca
SIM-01	0%	0,50 m	40	9.676	2.560
SIM-02	100%				
SIM-03	0%	1,0 m	20	4.880	1.280
SIM-04	100%				
SIM-05	0%	1,50 m	13,33	3.359	856
SIM-06	100%				

Todas as simulações foram realizadas no plano  $r-z$  de axissimetria da geoestrutura. As dimensões globais dos modelos numéricos discretizados utilizados nas análises seguiram os mesmos critérios resultantes das análises de convergência realizadas para validação do modelo numérico (croqui da figura 4.9), assim como a razão de aspecto dos elementos finitos e dimensões dos elementos de solo junto à superfície lateral da estaca e ponta da estaca, baseados em frações do diâmetro  $D$  da estaca. Elementos correspondentes ao solo adjacentes à superfície lateral da estaca (zona 1c) têm largura e altura iguais a, respectivamente,  $D/16$  e  $D/8$ . Elementos junto à ponta da estaca (zona 1a) têm largura e altura iguais a, respectivamente,  $D/10$  e  $D/16$ . Elementos de solo junto à fronteira inferior possuem dimensões máximas entre os elementos da discretização e com largura e altura iguais ao diâmetro da estaca; na fronteira lateral direita os elementos finitos possuem largura constante e igual a  $D$ , diminuindo sua altura gradualmente até  $D/2$  em altura correspondente à ponta da estaca e mantendo tal dimensão até a fronteira superior do modelo. O aspecto global da discretização dos modelos utilizados nas análises é o



mesmo do exposto na figura 4.12. Os elementos finitos utilizados tanto para o solo quanto para a estaca são do tipo CAX4: elemento sólido quadrilátero axissimétrico de primeira ordem, de 4 nós, com deslocamento bilinear. Tal elemento faz parte da biblioteca de elementos finitos disponível no ABAQUS.

## 5.2 SIMULAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DEVIDAS AO PROCESSO DE CURA DO CONCRETO DA ESTACA

As componentes de deformação autógena e de secagem durante o processo de cura a serem impostas à estaca, em cada caso, seguem o modelo FIB (2010) como apresentado no item 3.2 e implementadas na modelagem segundo procedimento apresentado no item 4.3. Além das componentes de deformação autógena e de secagem o concreto, levou-se em conta também as deformações devidas ao resfriamento do concreto após o pico de temperatura atingido durante a cura, conforme apresentado no item 3.3.

Nesta pesquisa foi assumido que o módulo de elasticidade do concreto é constante durante todas as etapas das simulações numéricas. Esta hipótese foi utilizada também por Pennington (1995) sob uma ótica de interpretação de dados experimentais em estacas instrumentadas, mas equivalente ao utilizado nesta pesquisa. Segundo o autor, argumenta-se que, em muitos casos, é suficiente considerar que o concreto atinge sua resistência e rigidez total no ponto de máxima temperatura durante o processo de cura. Na prática, isso ocorre algum tempo após o pico de temperatura, mas para o propósito da presente pesquisa, o pico de temperatura foi tomado como instante inicial da consideração das deformações devidas à cura do concreto. Por consequência, a expansão térmica da estaca que fisicamente tomaria lugar antes deste instante foi implicitamente considerada como incapaz de transferir de carga para o solo até que a máxima temperatura seja atingida, assumindo que a expansão térmica do concreto não induz tensões no solo, dado que o concreto nesta etapa seria considerado como ainda fluido e incapaz de transferir tensões cisalhantes ao solo. A hipótese de módulo de elasticidade constante desde o princípio das análises tende a superestimar as tensões induzidas na interface solo estaca devido à elevada rigidez da estaca, mas como será verificado adiante, a diferença na capacidade de carga final da estaca é pequena em todo caso analisado. Por simplicidade foi considerado que o concreto da estaca é curado, em sua inteireza, em solo com temperatura ambiente igual 20°C.

As deformações impostas nas análises, resultantes da superposição das deformações calculadas através do modelo FIB e devidas ao resfriamento, em cada uma das análises, seguem apresentadas na figura 5.1. A figura está expressa em função do tempo de cura real, numericamente correspondente a  $\Delta\theta$  ( $\Delta\theta \in [0 \text{ K}, 28 \text{ K}]$ ) e sua variação linear no tempo da etapa numérica. Há na literatura resultados em estacas de medições dos perfis de temperatura do concreto durante a cura em função do tempo; por conveniência, nesta pesquisa utilizou-se o perfil de temperatura já apresentado no texto (figura 3.7) e igual para todo ponto no domínio da estaca. O coeficiente de expansão térmica do concreto para o cálculo das deformações térmicas foi assumido como  $\alpha_c = 10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  (MEHTA e MONTEIRO, 2006; FIB, 2010).

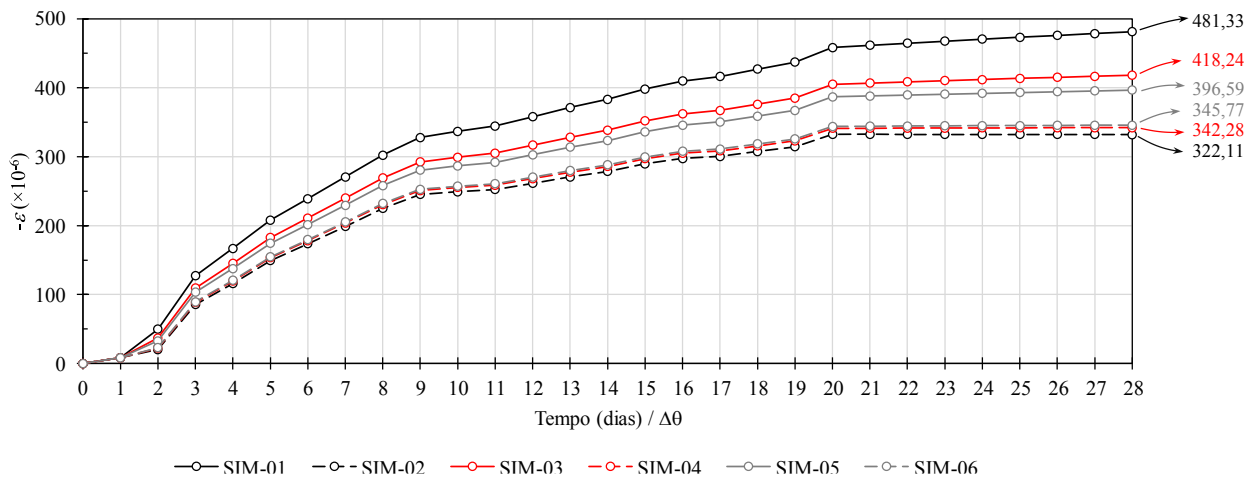


Figura 5.1 – Deformações impostas à estaca de concreto durante o processo de cura para análises realizadas

Assume-se que, para os níveis de deformações induzidas pela cura ( $\Delta\theta$ ), o concreto da estaca permanece elástico. As deformações seguindo os caminhos de deformação dados na figura 5.1 para as análises numéricas foram impostas durante a etapa *curing\_process*, onde a variação de temperatura é tomada como tempo cinemático. O solo foi considerado durante todas as análises como independente da temperatura, não havendo transferência de calor entre estaca e solo.

Um esquema geral do processo de carregamento nas simulações é apresentado na figura 5.2 abaixo.

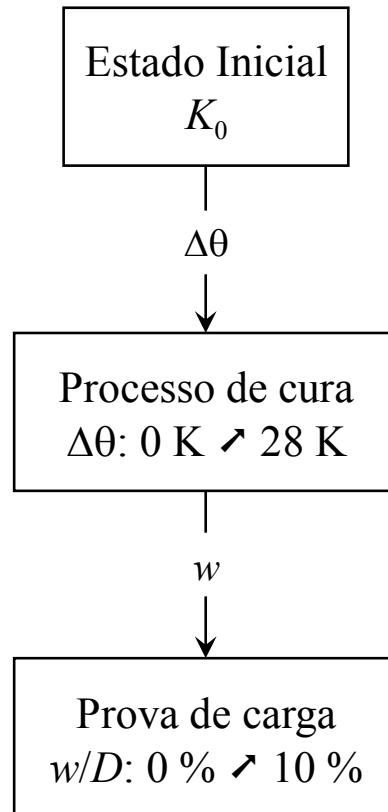


Figura 5.2 – Esquema do processo de carregamento nas simulações realizadas por elementos finitos

A fim de verificar, para as análises realizadas, se as tensões de tração no concreto desenvolvidas durante a cura poderiam causar fissuração durante a simulação do período de cura do concreto, realizou-se comparações entre as tensões induzidas no concreto durante a imposição das deformações de cura e comparou-se tais tensões com a resistência à tração do concreto em cada idade. Uma estimativa da resistência à tração do concreto em cada idade foi feita simplificadamente considerando que a resistência à tração é de 10% da resistência à compressão média do concreto  $f_{cm}$  a cada idade, cuja evolução no tempo é dada pela equação 3.1. Verificou-se para todas as análises realizadas que os valores estimados para resistência à tração em cada idade estão acima dos valores calculados para a tensão principal maior  $\sigma_1 = \sigma_{máx}$  atuante. A figura 5.3 ilustra as tensões principais atuantes ao final da imposição das deformações de cura, imediatamente antes da simulação da prova de carga para uma das análises realizadas.

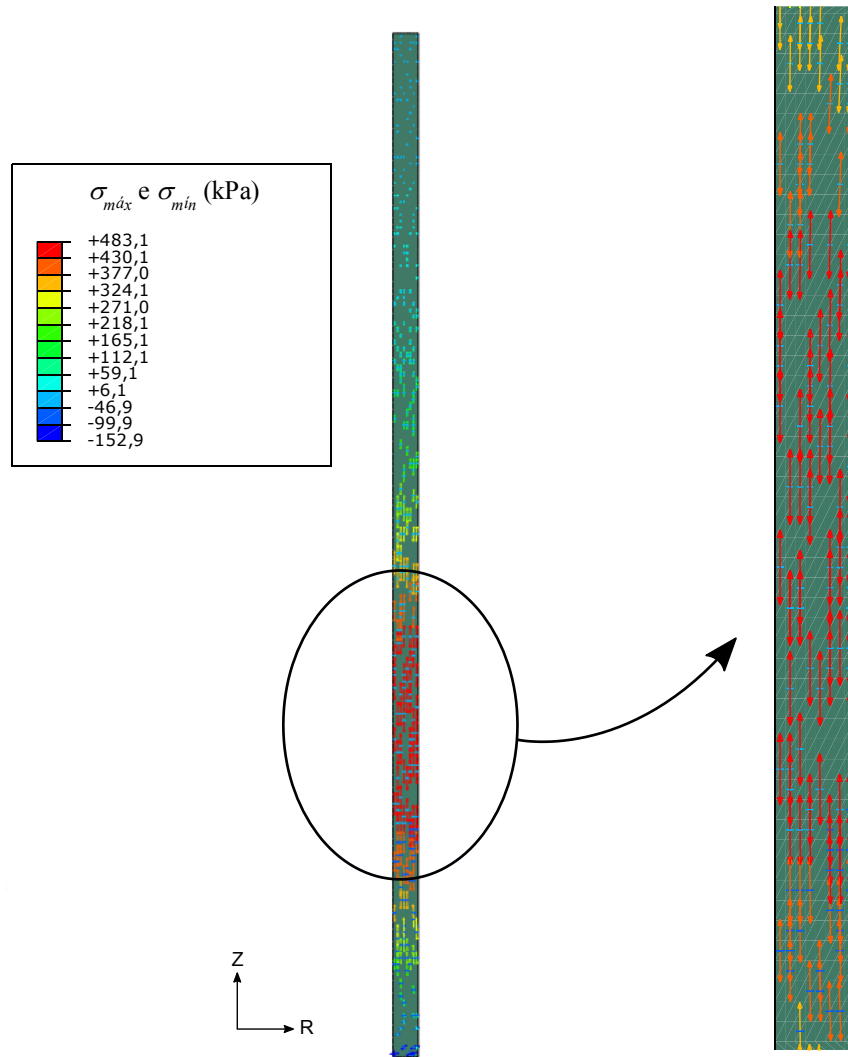


Figura 5.3 – Ilustração das tensões principais atuantes na estaca ao final da imposição das deformações de cura para a análise SIM-04

Na situação mostrada na figura 5.3, as máximas tensões de tração atuantes são  $\sigma_{m\acute{a}x} = 483,1$  kPa, menor que a correspondente resistência à tração para este instante ( $f_{ct,28} = 0,1 \cdot f_{cm,28} = 2,8$  MPa).

### 5.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE PROVAS DE CARGA REALIZADAS E RESULTADOS

Na etapa *load-test* foram impostos deslocamentos totais equivalentes a  $10\%D$  na cabeça da estaca para cada uma das simulações aplicados em incrementos de forma linear durante o tempo da etapa *load\_test* em cada uma das análises. Para cada esbeltez e condição de saturação considerados foram executadas análises numéricas com e sem a imposição das deformações devidas ao processo de cura. Para as análises que consideraram a imposição destas deformações, o deslocamento prescrito para atingir a carga última (considerada como a carga

atingida a um deslocamento da cabeça da estaca de 10%D) foi acrescido ao deslocamento resultante na cabeça da estaca ao final da etapa *curing\_process*. Os resultados de cada par de análises, separadas por esbeltez e, em cada caso, considerando solo seco e saturado, seguem nas figuras 5.4 a 5.6 considerando e não considerando as deformações de cura.

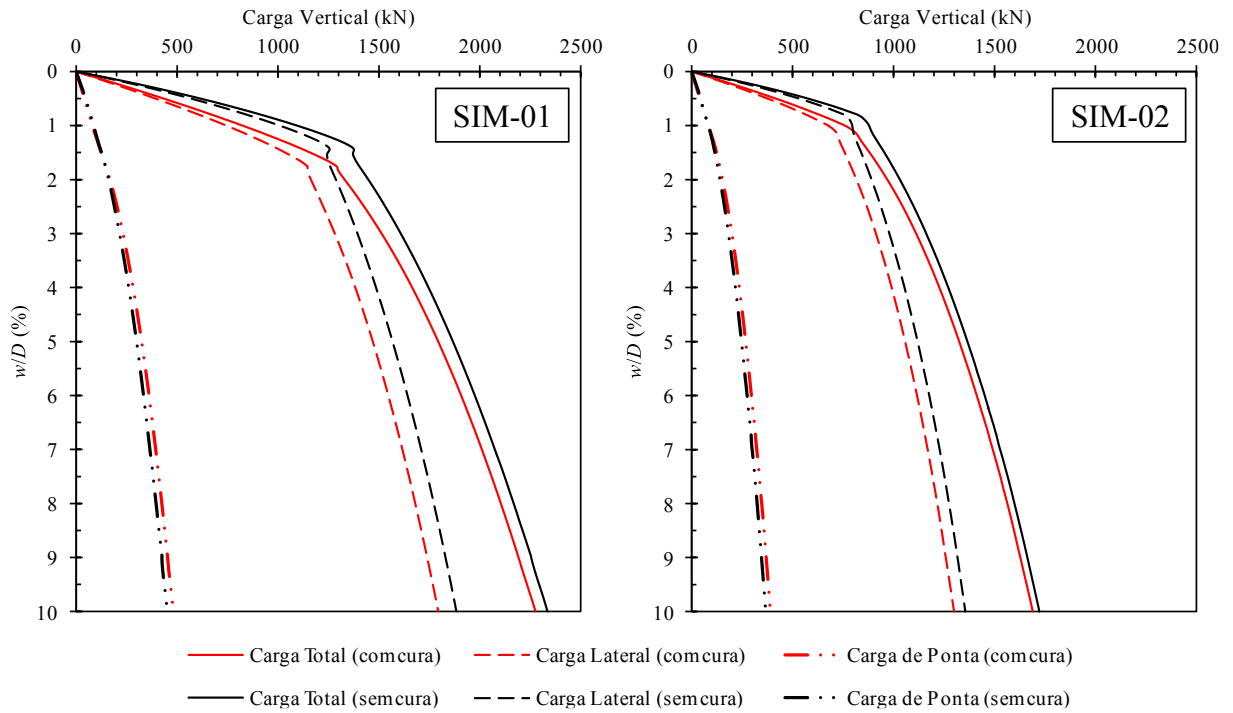


Figura 5.4 – Curvas carga-deslocamento para análises SIM-01 e SIM-02 –  $L/D = 40$

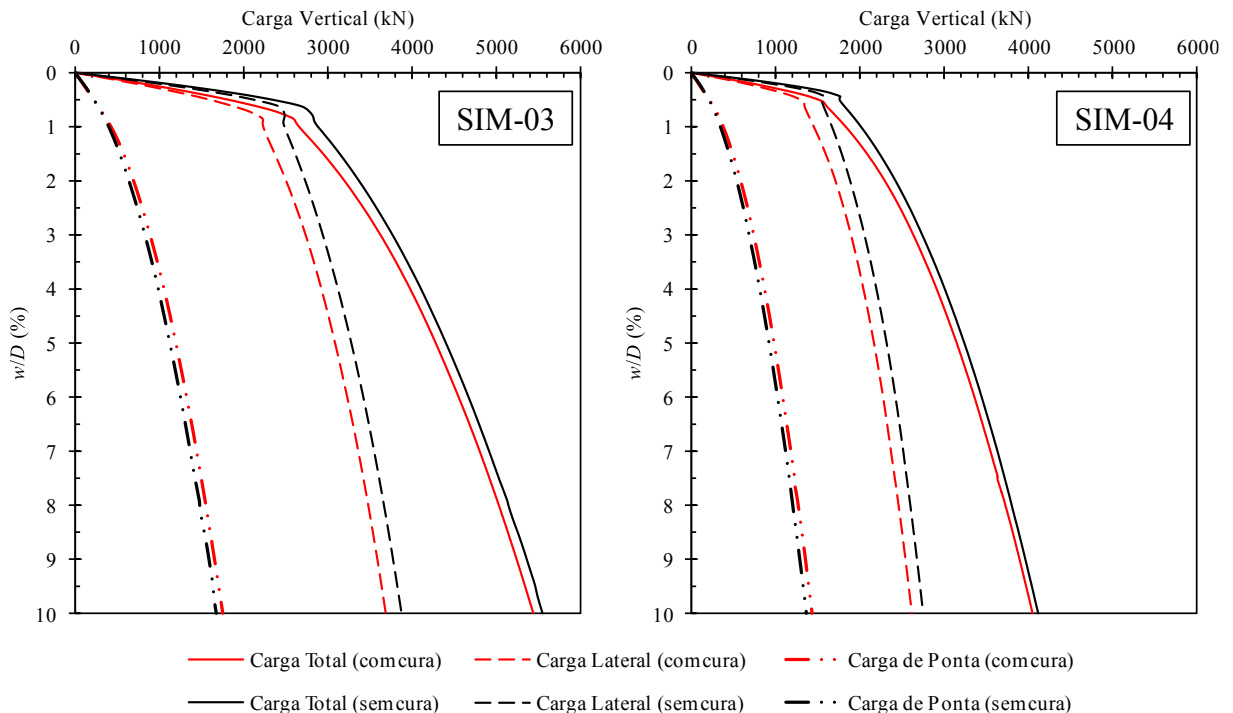


Figura 5.5 – Curvas carga-deslocamento para análises SIM-03 e SIM-04 –  $L/D = 20$

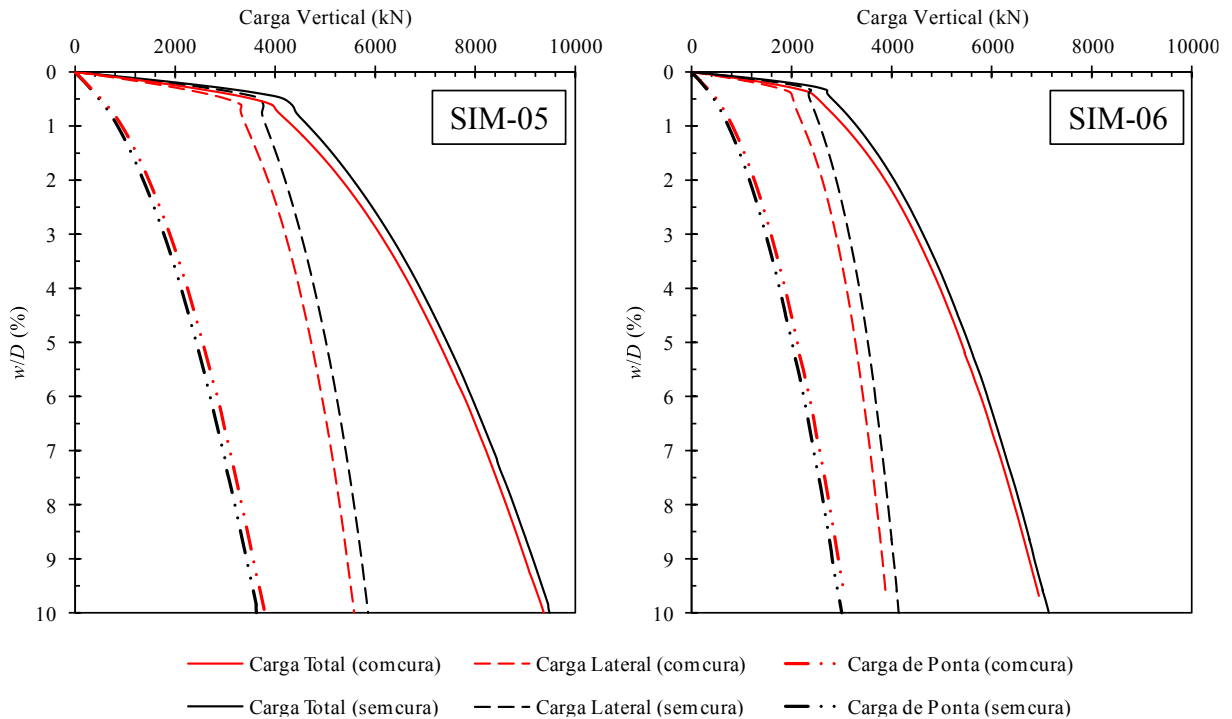


Figura 5.6 – Curvas carga-deslocamento para análises SIM-05 e SIM-06 –  $L/D = 13,33$

Das figuras 5.4 a 5.6 pode-se verificar que, com relação ao comportamento carga-deslocamento analisado de forma global, a consideração das deformações impostas à estaca devidas à cura do concreto calculadas através do modelo FIB e consideração da respectiva retração térmica do concreto apresentam, para os casos analisados, pouca influência na carga última calculada. Este resultado parece corroborar os resultados da plasticidade, que indicam que a carga limite (capacidade de carga) é insensível às tensões (térmicas, neste caso) iniciais. A tabela 5.2 apresenta um resumo dos valores de cargas a um deslocamento de  $10\%D$  em cada caso e das diferenças entre os valores calculados com e sem a consideração do processo de cura do concreto.

Tabela 5.2 – Relação entre cargas laterais, de ponta e últimas para análises numéricas com e sem consideração de cura para  $w/D = 10\%$

Nome da Análise	$Q_{l,c/c}^*$ (kN)	$Q_{l,c/c}/Q_{l,s/c}^*$	$Q_{p,c/c}$ (kN)	$Q_{p,s/c}/Q_{p,c/c}$	$Q_{ult,c/c}$ (kN)	$Q_{ult,c/c}/Q_{ult,s/c}$
SIM-01	1.794,37	95,24%	481,47	93,74%	2.275,85	97,45%
SIM-02	1.299,62	95,88%	389,57	94,14%	1.689,18	98,08%

SIM-03	3.687,05	95,18%	1.752,05	95,59%	5.439,10	98,03%
SIM-04	2.617,98	95,13%	1.433,29	95,30%	4.051,28	98,38%
SIM-05	5.576,58	95,19%	3.791,08	95,63%	9.367,66	98,77%
SIM-06	3.885,15	93,83%	3.058,89	98,13%	6.944,05	97,22%

\* subíndices *s/c* e *c/c* significam sem cura e com cura do concreto, respectivamente.

Embora o formato das curvas com e sem a consideração do processo de cura é globalmente o mesmo e as cargas últimas em todas as análises variem em menos de 3% (tabela 5.2), percebe-se para todas as análises que as trajetórias de carga, considerando as deformações impostas no processo de cura, apresentam-se ligeiramente menores. O mesmo ocorre para a parcela de carga lateral, com mobilização a deslocamentos ligeiramente maiores quando comparados às análises sem a consideração da cura. Para as parcelas de carga de ponta, o processo de cura resulta em parcelas ligeiramente maiores. O comportamento global, apesar das diferenças indicadas, não apresenta diferenças significativas que justifiquem a consideração da cura a nível de projeto e determinação da carga última para estacas isoladas. Tal afirmativa é verificada na prática de engenharia, dado que, embora ordinariamente ignore-se os efeitos da cura do concreto em estacas escavadas em projeto, esta não consideração do fenômeno nunca foi indicada como causa maior de erros de projeto, sendo sua consideração um acréscimo ao entendimento dos mecanismos presentes, mas não um fator determinante na capacidade de carga última. Os fenômenos presentes nas análises que resultam nas diferenças de mobilização de carga, principalmente quanto à distribuição de carga lateral ao longo da profundidade, e que contribuem para o entendimento dos mecanismos envolvidos serão analisados separadamente abaixo.

### 5.3.1 Contextualização da interpretação dos resultados das análises numéricas

Como citado no capítulo um, quando se realizam provas de carga em estacas escavadas instrumentadas com extensômetros de qualquer tipo ao longo da profundidade, é usual estabelecer como zero das medições de deformações o instante imediatamente anterior ao início do carregamento da estaca, assumindo implicitamente que não houve qualquer mobilização de carga ao longo da estaca em etapa anterior a este instante. Ao assim proceder-se, é ignorado qualquer movimento relativo entre a estaca e o solo, de qualquer natureza, que tenha ocorrido desde o lançamento do concreto até o momento da prova de carga.

Dado que esta pesquisa objetiva precisamente avaliar a influência do atrito lateral induzido pela cura do concreto como um dos possíveis fatores de influência na distribuição da carga final na estaca e que podem modificar o padrão observado nos resultados de provas de carga em estacas instrumentadas, os resultados apresentados que se referem a valores calculados numericamente zerando as tensões cisalhantes e deformações após o processo de cura e, estabelecendo como zero de uma hipotética instrumentação da estaca o instante imediatamente anterior ao início da prova de carga, serão referidos como *valores virtualmente medidos* ou simplesmente *virtuais*, enquanto os resultados apresentados que considerem os valores desenvolvidos desde o início das análises – incluindo os resultantes da simulação do processo de cura – serão referidos como valores *reais*. É importante salientar que, em rigor, o termo ‘*valores reais*’ só pode referir-se a observações/medidas experimentais. Este termo é empregado aqui no contexto de simulações numéricas de maneira abusiva para facilitar a análise comparativa. As tensões cisalhantes desenvolvidas durante a etapa *curing\_process* são as chamadas *tensões residuais*. Cabe salientar que as curvas carga-deslocamento apresentadas anteriormente nas figuras 5.4 a 5.6 que consideram o processo de cura e as deformações envolvidas correspondem a valores do tipo virtualmente medidos, seguindo a mesma lógica. Ainda, entre si, as análises que consideram a simulação do processo de cura diferem apenas na distribuição e consideração dos valores quando tomados valores *reais* ou *virtualmente medidos* e não quanto á carga última.

### 5.3.2 Distribuição de carga ao longo da profundidade

Uma forma usual para a apresentação de resultados para a distribuição de carga em estacas considerando carga de ponta e o desenvolvimento da carga lateral ao longo do fuste da estaca até a superfície é do tipo apresentado nas figuras 1.1 e 2.2(b). Através de tal representação evidencia-se a contribuição relativa de eventuais camadas distintas de solo para a resistência lateral da estaca e sua evolução na profundidade até o valor final de carga medido na cabeça da estaca, assim como a parcela de resistência de ponta mobilizada.

Uma vez que os resultados de capacidade de carga para cada uma das análises realizadas foram apresentados nas figuras 5.4 a 5.6 e explicitados na tabela 5.2, para efeito de comparação entre as análises no que diz respeito à variação da esbeltez da estaca, grau de saturação e influência da simulação do processo de cura do concreto na distribuição da carga ao longo da estaca, são apresentadas na figura 5.7 curvas de distribuição de carga normalizadas pelo valor da carga última de cada uma das correspondentes análises realizadas, de forma que, independentemente do nível de carga, evidencia-se a influência que resulta das deformações – e consequente



mobilização de tensões – devidas ao processo de cura para cada uma das esbeltezes consideradas e grau de saturação utilizado.

Ademais, na figura 5.7(a) é apresentada conjuntamente a distribuição de carga normalizada para a análise SIM-01 desconsiderando a imposição das deformações devidas à cura do concreto. Como fica evidente, a distribuição de carga entre as parcelas lateral e de ponta, assim como a distribuição da carga ao longo do fuste não é diferenciável do caso no qual foram consideradas as deformações de cura (SIM-01 real); o mesmo ocorre para demais simulações. Tal comportamento mostra que a distribuição final de carga lateral com a profundidade e a divisão de carga entre carga de ponta e lateral nas análises realizadas resulta independente da simulação da cura do concreto, apesar da pequena diferença existente entre as cargas últimas para estes casos, como mostrado anteriormente.

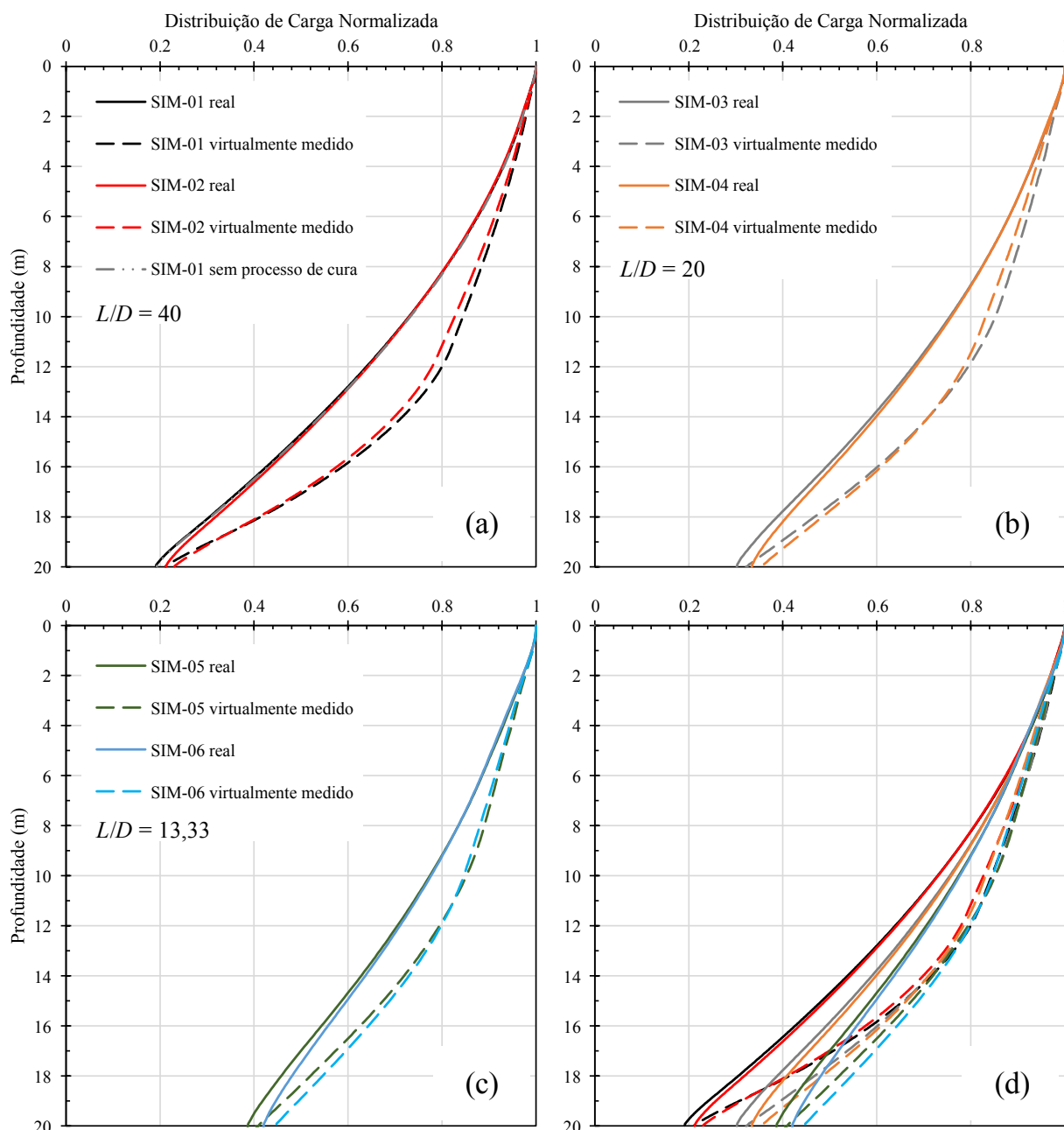


Figura 5.7 – Distribuição de carga normalizada ao longo da estaca para as análises (a) SIM-01 e SIM-02 –  $L/D = 40$  – (b) SIM-03 e SIM-04 –  $L/D = 20$  – (c) SIM-05 e SIM-06 –  $L/D = 13,33$  – e (d) conjunto com todas análises realizadas considerando e não considerando o processo de cura do concreto

Características independentes da introdução da simulação do processo de cura podem ser salientadas e separadas. A contribuição da parcela de carga de ponta para a capacidade de carga é maior quanto maior o diâmetro da estaca considerado (quanto menor a esbeltez). A divisão de carga entre parcela de carga de ponta e carga lateral para cada uma das análises em questão é apresentada na tabela 5.3. Qualitativamente, verifica-se também que, independente do estado de tensões efetivas (solo seco ou saturado) considerado, a distribuição entre carga de ponta e

lateral, assim como a distribuição da carga lateral ao longo da profundidade tende a ser aproximadamente a mesma para cada valor de esbeltez considerado, inclusive para os casos considerados como virtualmente medidos entre si, com pequenas diferenças quanto à mobilização de carga na ponta da estaca, desprezível do ponto de vista prático, considerando as incertezas práticas associadas à mobilização da resistência de ponta. Isto é, não há, considerando os resultados das análises para os casos de solo seco e solo saturado, variação considerável na distribuição da carga lateral ao longo do fuste da estaca, seja para valores *reais*, seja para valores *virtualmente medidos*, que poderiam resultar em considerável influência das deformações impostas pelo modelo considerado, acrescidas das deformações térmicas, nas leituras de instrumentações de estacas ao longo do seu fuste.

Tabela 5.3 – Carga de ponta e lateral e respectivas porcentagens com relação à carga última

Nome da Análise	$L/D$	$Q_{ult}$ (kN)	$Q_l$ (kN)	$Q_l / Q_{ult}$	$Q_p$ (kN)	$Q_p / Q_{ult}$
SIM-01	40	2.275,85	1.794,37	78,84%	481,47	21,16%
SIM-02		1.689,18	1.299,62	76,94%	389,57	23,06%
SIM-03	20	5.439,10	3.687,05	67,79%	1.752,05	32,21%
SIM-04		4.051,28	2.617,98	64,62%	1.433,29	35,38%
SIM-05	13,33	9.367,66	5.576,58	59,53%	3.791,08	40,47%
SIM-06		6.944,05	3.885,15	55,95%	3.058,89	44,05%

Analisando a figura 5.7(d) é possível salientar características relevantes quanto ao comportamento resultante observado da aplicação do modelo de deformações do concreto em cura adotado (modelo FIB e contração térmica) e suas consequências na distribuição de carga ao longo do fuste. Como pode ser visto, quanto maior a esbeltez considerada, maior a diferença entre os valores virtualmente medidos e os valores reais; ou seja, maior o erro implicado na distribuição de carga lateral ao longo da profundidade da estaca. Tal característica é consequência das deformações impostas à estaca através do modelo FIB e deformações térmicas, que resultam em maiores deformações volumétricas para as estacas de seção de menor diâmetro ( $L/D$  maior) e menores para estacas de maior diâmetro ( $L/D$  menor). Esta aparente contradição resulta do modelo FIB e sua construção, dado que as deformações de contração térmica são as mesmas para cada caso (característica do material e não da estaca como estrutura), uma vez que dependentes apenas de  $\alpha_c$  e de  $\Delta\theta$  final. Assume-se que o modelo foi

construído com base em medidas experimentais de deformações autógenas e de secagem em função de cada um dos seus parâmetros de entrada.

Pelos resultados apresentados, a diferença entre a carga de ponta para valores reais e virtuais para cada uma das esbeltezes e grau de saturação considerados não apresentam diferença considerável.

A diferença na distribuição de carga lateral ao longo da profundidade entre os valores virtualmente medidos e os valores reais, conforme figura 5.7, resulta da desconsideração das tensões cisalhantes mobilizadas na interface solo-estaca na simulação do processo de cura e definição do zero das medidas de mobilização de tensões como o instante imediatamente anterior à prova de carga, como é corrente na prática.

#### 5.4 DISTRIBUIÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO

Para melhor entendimento dos resultados apresentados no item 5.3 é conveniente analisar o desenvolvimento do atrito lateral unitário  $\tau$  ao longo da estaca. Nas figuras 5.8 a 5.10 são apresentados os resultados para  $\tau$  mobilizado considerando diferentes abordagens. A nomenclatura do atrito lateral unitário segue o mesmo critério apresentado anteriormente no item 5.3.1. Ou seja, por  $\tau_{real}$  entende-se o atrito lateral resultante quando tomam-se os valores desenvolvidos desde o instante imediatamente anterior à simulação do processo de cura até o final da prova de carga; por  $\tau_{virtual}$  entende-se o valor de atrito lateral desenvolvido até o final da prova de carga zerando o valor corrente das tensões cisalhantes em instante imediatamente anterior à prova de carga, por  $\tau_r$  entende-se o atrito lateral desvio entre a situação *real* e *virtual* na simulação do processo de cura devido até instante imediatamente anterior ao início da prova de carga: tensão residual. Pode-se introduzir este desvio entre a situação real e virtual definindo  $\tau_r$  pela relação da equação 5.1.

$$\tau_r = \tau_{real} - \tau_{virtual} \quad (5.1)$$

Conjuntamente, são apresentados os perfis de atrito lateral unitário mobilizado em análises sem a etapa de simulação da cura do concreto. Salienta-se que os resultados numéricos para  $\tau_{real}$  são menores que os valores resultantes calculados sem o processo de cura, dado que para as análises que consideram o processo de cura a retração da estaca causa alívio nas tensões horizontais.

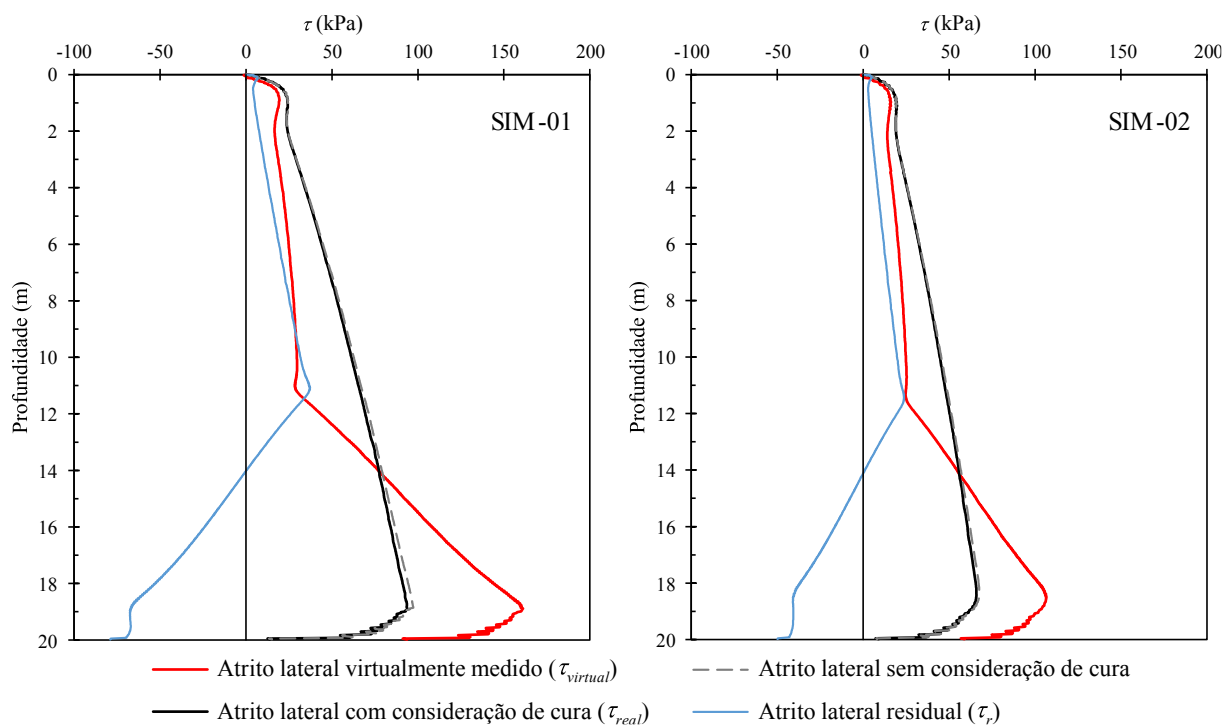


Figura 5.8 – Atrito lateral mobilizado nos elementos de solo adjacentes à superfície lateral da estaca de concreto nas análises SIM-01 e SIM-02

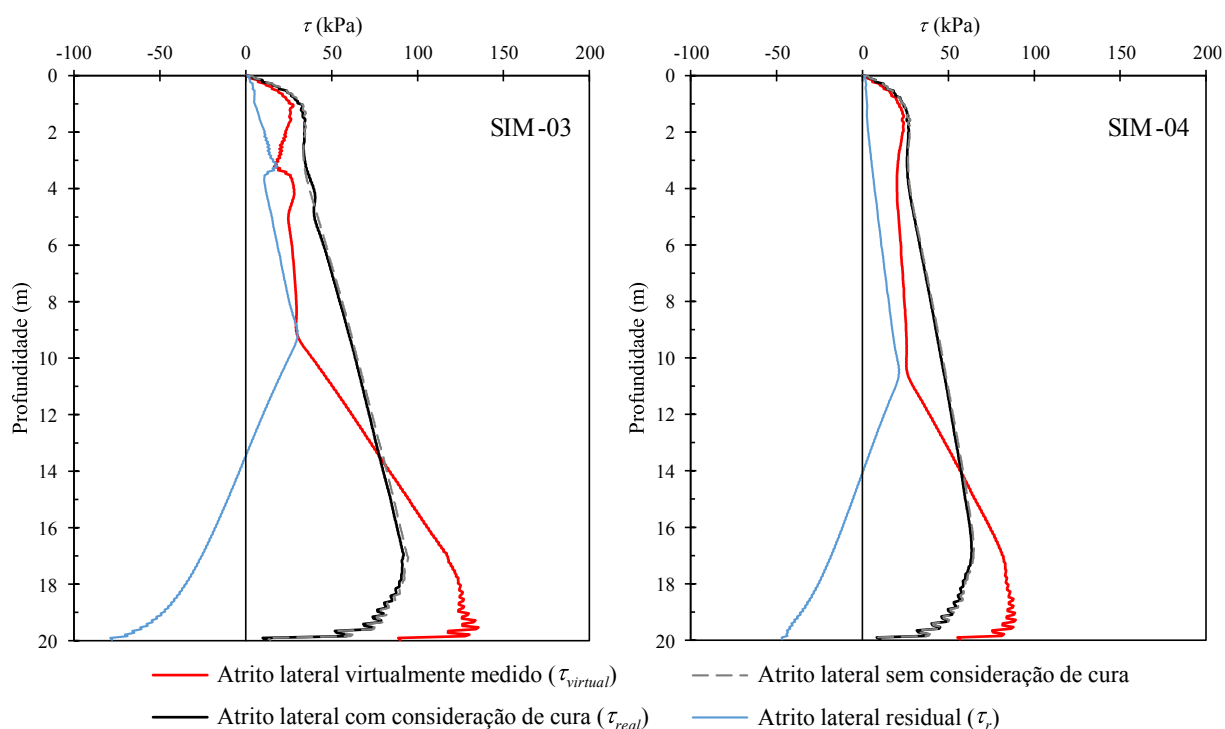


Figura 5.9 – Atrito lateral mobilizado nos elementos de solo adjacentes à superfície lateral da estaca de concreto nas análises SIM-03 e SIM-04

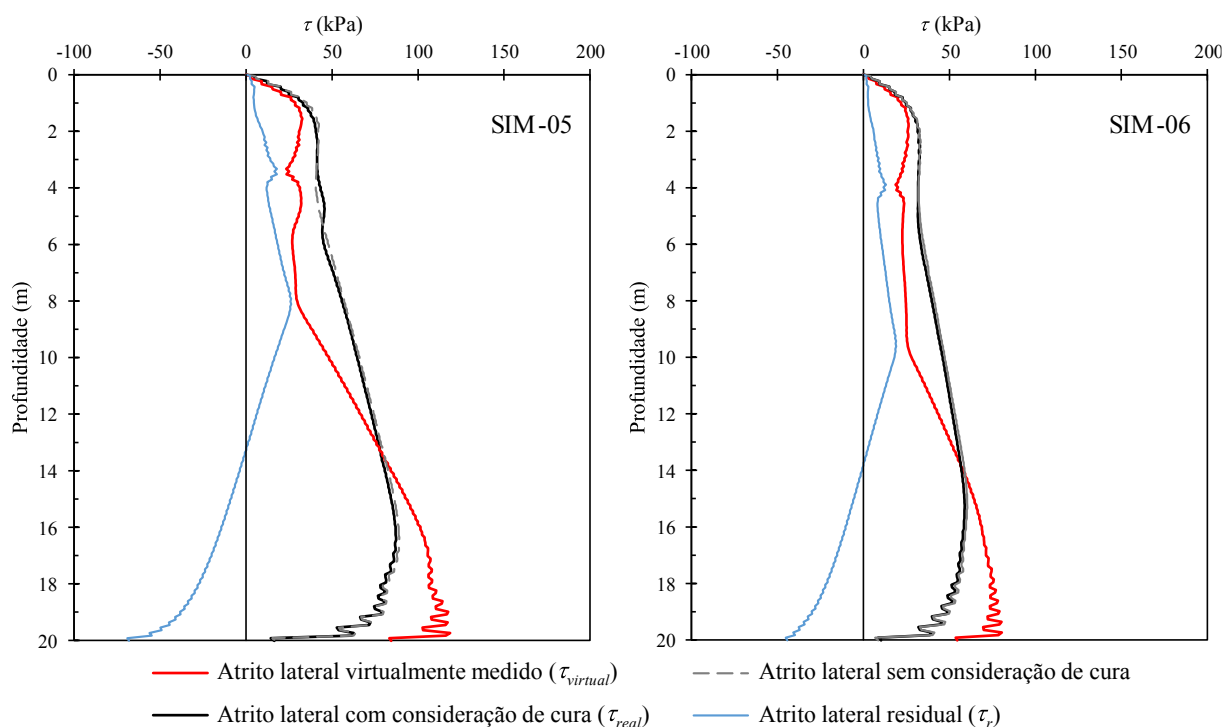


Figura 5.10 – Atrito lateral mobilizado nos elementos de solo adjacentes à superfície lateral da estaca de concreto nas análises SIM-05 e SIM-06

Os resultados mostrados nas figuras 5.8 a 5.10 exibem comportamentos similares em função do modo como são consideradas as tensões cisalhantes. Em todos os casos de análise durante o processo de cura são mobilizados valores significativos de atrito lateral unitário. Interpretando os resultados tomando o modelo conceitual ilustrativo proposto por Mascarucci *et al.* (2013) (figura 3.11(b)), que ilustra bem o fenômeno associado ao problema, ao menos em consideração à condição seca na qual a estaca sofre contração durante seu processo de cura, deslocamentos verticais na estaca geram movimentos descendentes (portanto, atrito lateral ‘positivo’) na porção inferior da estaca e movimentos ascendentes (portanto, atrito lateral ‘negativo’) na porção superior. Tal consideração pode ser facilmente deduzida a partir das condições de equilíbrio na estaca na situação *real* e *virtual*. Para a situação *real* e *virtual* temos que o equilíbrio é dado pelas equações 5.2 e 5.3, respectivamente. Por consequência, considerando o desvio entre tais condições, dada na equação 5.4 com base na definição da equação 5.1 e que  $\Delta Q_p = Q_p^{real} - Q_p^{virtual} \approx 0$ , como evidenciado nos resultados da figura 5.7, deve existir um ponto onde há inversão no sinal de  $\tau_r$  para que a equação 5.4 seja satisfeita. Nas análises realizadas este ponto, chamado aqui ponto neutro, resulta em profundidade próxima a  $z = 2/3L$ .

$$\pi D \int_0^L \tau_{real}(z) dz + Q_p^{real} = \gamma_c L \quad (5.2)$$

$$\pi D \int_0^L \tau_{virtual}(z) dz + Q_p^{virtual} = \gamma_c L \quad (5.3)$$

$$\pi D \int_0^L \tau_r(z) dz = -\Delta Q_p \approx 0 \quad (5.4)$$

A profundidade do ponto neutro resultante nas análises realizadas varia em função da parcela mobilizada na ponta da estaca em cada caso que, ainda que pequena é presente (figura 5.7), e da mobilização de deslocamentos de valores diferentes ao longo da estaca durante a simulação do processo de cura, de acordo com o nível de confinamento. Mascarucci (2012), independente da consideração de estado de tensões correspondente à condição de solo seco ou saturado, verifica em suas análises ponto neutro também próximo a  $z = 2/3L$ .

A distribuição de  $\tau_r$  deve modificar a distribuição de  $\tau_{virtual}$  (equação 5.1). De fato, resultados da medição do atrito lateral unitário desenvolvido em provas de carga reais em estacas instrumentadas tomando-se como zero das leituras o instante imediatamente anterior ao início da prova de carga apresentam tipicamente perfis de crescimento do atrito lateral unitário mais que linear, como os apresentados nas figuras 5.8 a 5.10 para  $\tau_{virtual}$ . A figura 3.10 ilustra uma situação típica e análoga a registros de campo também encontrados em vários outros trabalhos (ALTAEE *et al.*, 1993; PEREIRA, 2012; VESÍĆ, 1970; entre outros), dando evidências que, de fato, apesar do resultado global da capacidade de carga resultar idêntico, o fato de considerar  $\tau_{virtual}$  modifica a distribuição considerada de  $\tau$  com a profundidade e, conseqüentemente, a distribuição de carga considerada na estaca ao longo da superfície lateral da estaca.

## 5.5 INFLUÊNCIA DO PROCESSO DE CURA EM PARÂMETROS DE PROJETO E OBSERVAÇÕES SOBRE SUAS INTERPRETAÇÕES

No projeto de estacas segundo métodos ditos racionais ou teóricos de capacidade de carga, apresentados com suas características gerais no item 2.2.2 e que buscam utilizar parâmetros de resistência do solo, geralmente enquadrados e com resistência do solo expressa através do modelo clássico de Mohr-Coulomb (parâmetros constitutivos  $\phi'$  e  $c'$ ), utilizam-se para a estimativa do atrito lateral unitário a abordagem apresentada na equação 2.21. No contexto da hipótese do uso desta equação para o atrito lateral unitário em estacas, os parâmetros adimensionais  $K_s$  (equação 2.23) e  $\beta$  (equação 2.24) são largamente utilizados como parâmetros que expressam de forma adimensional e implícita o atrito lateral unitário disponível e guardam

em si informações em termos de parâmetros efetivos do solo. O atrito lateral unitário, então, pode ser expresso como qualquer das igualdades apresentadas abaixo na equação 5.5.

$$\tau(z) = \sigma'_h(z) \tan \delta(z) = K_s(z) \sigma'_{v0}(z) \tan \delta(z) = \beta(z) \sigma'_{v0}(z) \quad (5.5)$$

Com o uso destes parâmetros ao longo dos anos, suas características de variação com a profundidade são bem conhecidas e, ainda hoje, não bem compreendidas. O crescimento de  $K_s$  e  $\beta$  a profundidades rasas, calculados por retroanálise de resultados de provas de carga em estacas instrumentadas, é muitas vezes explicado por variações nas características do solo em campo, como sugerido por Vesić (1977). Kulhawy (1984) aponta o perfil de  $K_0$  com valores decrescentes com a profundidade e o decréscimo do ângulo de atrito de pico do solo com o aumento do nível de tensões como as características dominantes para o atrito lateral unitário; outros autores, como Kraft (1991) e Randolph (1993) no contexto de refuto ao conceito de profundidade crítica, definida como profundidade onde o atrito lateral unitário manteria-se constante com a profundidade.

Nesta pesquisa, os valores de  $K_s$  e  $\beta$  calculados segundo as equações 2.22 e 2.24, respectivamente, serão designados  $K_{s,virtual}$  e  $\beta_{virtual}$  quando calculados utilizando os valores *virtualmente medidos*. Para  $K_{s,real}$  e  $\beta_{real}$  calculados a partir dos valores *reais*. Serão utilizadas as definições das equações 2.23 e 2.24, respectivamente. Ademais, como apresentado no item 2.2.3, o ângulo de atrito mobilizado na interface solo-estaca ( $\delta$ ) em estacas escavadas é comumente tomado como igual ao ângulo de atrito mesmo do solo, assumindo-se que a ruptura do solo se dá no interior do próprio solo e não na interface concreto-solo, onde devido à eventual cimentação do solo por migração de cimento e alta rugosidade resultante, se mostra mais resistente. Portanto, para cálculo dos valores de  $K_{s,virtual}$ , buscando aproximar-se das hipóteses ordinariamente assumidas em projeto, utiliza-se equação 2.22 considerando a hipótese do ângulo de atrito mobilizado na interface  $\delta = \phi = 29^\circ$ .

### 5.5.1 Valores de $K_s$

Os valores calculados para  $K_s$  para cada profundidade segundo as equações 2.22 e 2.23 são apresentados na figura 5.11 para cada uma das análises numéricas realizadas nesta pesquisa. Para a análise SIM-01 é apresentado conjuntamente o valor de  $K_s$  calculado em simulação da prova de carga sem a etapa correspondente ao processo de cura e consequentes deformações; novamente, os valores calculados sem a simulação do processo de cura resultam em valores



finais para  $K_s$  virtualmente idênticos aos valores de  $K_{s,real}$  para todos os casos e, por esta razão, foram omitidos na apresentação dos valores de  $K_s$  das demais análises, dado que são apenas consequência da anterior similaridade entre os perfis de  $\tau_{real}$  e  $\tau$  para as análises sem o processo de cura (figuras 5.8 a 5.10). Percebe-se da distribuição do atrito lateral unitário ao longo do fuste da estaca que a potencial influência da cura do concreto na capacidade de carga não é factual, mas apenas fruto do ‘zero’ tomado para as leituras de deformações tomadas em estacas instrumentadas. São apresentadas também as linhas que demarcam o valor assumido para  $K_0$  ( $K_0 = 0,4$ ) e o valor calculado de  $K_p$  ( $K_p = 2,88$ ).

Os resultados dos valores calculados para  $K_s$  trazem características comumente encontradas na prática de engenharia em resultados de provas de carga em estacas instrumentadas, como já comentado anteriormente no item 2.2.4. Antes de analisar a influência das deformações de cura nos valores calculados de  $K_s$ , cabem algumas observações sobre sua definição e uso.

O parâmetro  $K_s$  foi definido na equação 2.23 como uma medida do coeficiente de empuxo considerando a razão tensão horizontal efetiva *atuante* e a tensão vertical efetiva *inicial* ( $K_s = \sigma'_h / \sigma'_{v0}$ ). Esta é a definição corrente em engenharia geotécnica e de fundações e a razão para tal definição de  $K_s$  pode ser dividida em dois motivos principais:

- a)  $\sigma'_{v0}$  é de simples estimativa, dependente apenas do peso específico efetivo do solo e da profundidade considerada e, portanto, torna-se uma medida de uso conveniente, dado que a medida instantânea da tensão vertical efetiva não determinada na prática geotécnica;
- b) mantém o caráter intuitivo de expressar o coeficiente de empuxo lateral como a razão entre as tensões horizontais e verticais.

O coeficiente de empuxo ao repouso  $K_0$ , por exemplo, que deve necessariamente respeitar o critério de resistência, conforme apresentado no item 2.2.4, diz respeito à condição geostática onde define a razão entre as tensões principais menor ( $\sigma'_{h0} = \sigma'_3$ ) e maior ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_1$ ) no estado geostático de tensões. Portanto, fisicamente, uma definição de  $K$  como razão de tensões que deva respeitar o critério de resistência a todo instante deve ser tomado da mesma forma como a razão entre a  $\sigma'_3$  e  $\sigma'_1$  a cada instante. Quando elementos de solo adjacentes à superfície lateral da estaca sofrem cisalhamento, porém, tensões verticais e horizontais não correspondem mais

a tensões principais e, portanto, perde sentido físico a consideração de que  $K_s$  deva respeitar o critério de resistência através da limitação de que  $K_a < K_s < K_p$ . A definição de  $K$  genericamente como a razão entre a tensão horizontal e vertical efetivas é ainda útil em outros casos. Porém, a obrigação de  $K_s$  – que é definido aqui sempre como se referindo à  $\sigma'_{v0}$  – ser limitado por  $K_a$  e  $K_p$  não deve ser entendido como uma questão anômala que fere o critério de resistência do material, como tem sido ordinariamente relatado na literatura geotécnica, nem buscado seu entendimento à luz deste *framework*.

A figura 5.11 mostra os valores calculados de  $K_{s,real}$  a partir da tensão horizontal efetiva *atuante* no final da prova de carga ( $\sigma'_h$ ). Tais valores calculados são úteis na medida em que mostram a variação de  $\sigma'_h$  resultante durante a prova de carga, porém tampouco tal tensão é medida diretamente para a determinação de  $K_s$ . O parâmetro  $K_s$  na prática é calculado através da equação 2.22, na qual grande parte da discussão envolve a estimativa do ângulo de atrito mobilizado na interface ( $\delta$ ).

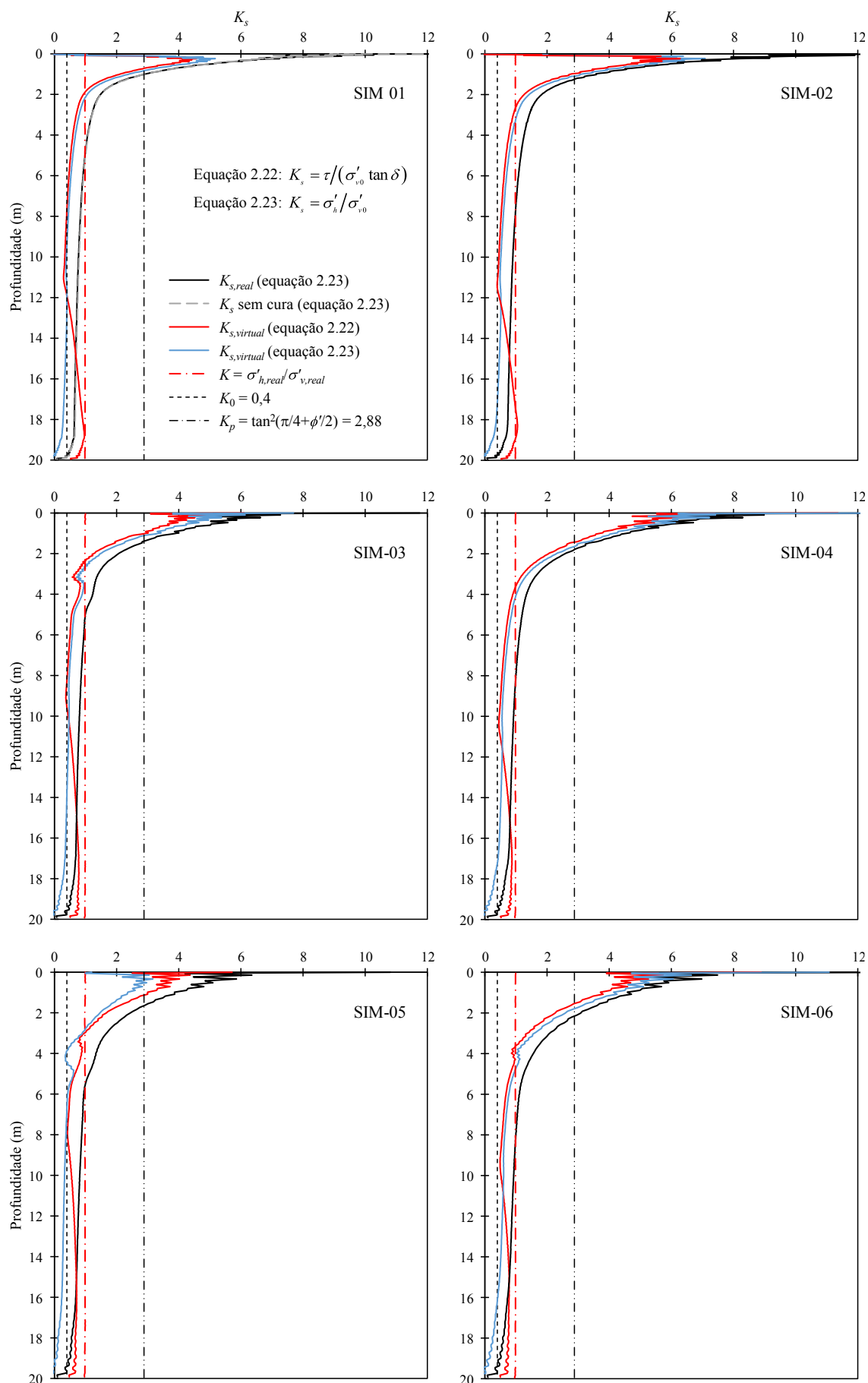


Figura 5.11 – Valores de  $K_s$  com a profundidade

Como comentado anteriormente, tanto neste item como no item 2.2.4, a justificativa principal aceita para o aumento de  $K_s$  a pequenas profundidades está no perfil de  $K_0$  com valores decrescentes com a profundidade e o decréscimo do ângulo de atrito de pico do solo com o aumento do nível de tensões como as características dominantes para o atrito lateral unitário. Nas análises desta pesquisa, realizadas a fim de estabelecer um quadro de referência, foi definido valores de  $K_0$ ,  $E_s$ ,  $\nu_s$ ,  $\phi$  e  $\psi$  constantes a toda profundidade e como resultado, perfis de  $K_s$  (figura 5.11),  $\beta$  (figura 5.12) e  $\tau$  (figuras 5.8 a 5.10) apresentam comportamento análogo ao explicado pela consideração de características do solo variáveis com a profundidade, segundo os autores citados (figura 2.7).

No contexto da elaboração desta pesquisa não foi encontrada outra referência que apresentasse numericamente este comportamento análogo sem a consideração da citada variação dos parâmetros do solo com a profundidade. O aprofundamento dos motivos deste resultado, porém, foge do escopo da pesquisa.

Resultados experimentais para valores de  $K_s$  apresentam grande dispersão; porém, é comumente aceito que  $K_s$  tende a valores próximos de  $K_0$  com a profundidade. Valores calculados de  $K_{s,virtual}$  pelas equações 2.22 e 2.23 apresentam este mesmo comportamento típico em todas as análises.

### 5.5.2 Valores de $\beta$

Os valores calculados para  $\beta$  a cada profundidade segundo a equação 2.24, em cada uma das análises realizadas nesta pesquisa, são apresentados na figura 5.12.

O parâmetro  $\beta$ , na realidade, resulta em comportamento totalmente análogo a  $K_s$ , uma vez que se refere também às tensões verticais efetivas iniciais e ao atrito lateral unitário calculado e, portanto, apresenta perfil de variação similar com a profundidade. Nota-se dos resultados que valores de  $\beta_{virtual}$  e  $\beta_{real}$  resultam, da mesma forma, compatíveis com aqueles verificados em campo para solos arenosos.

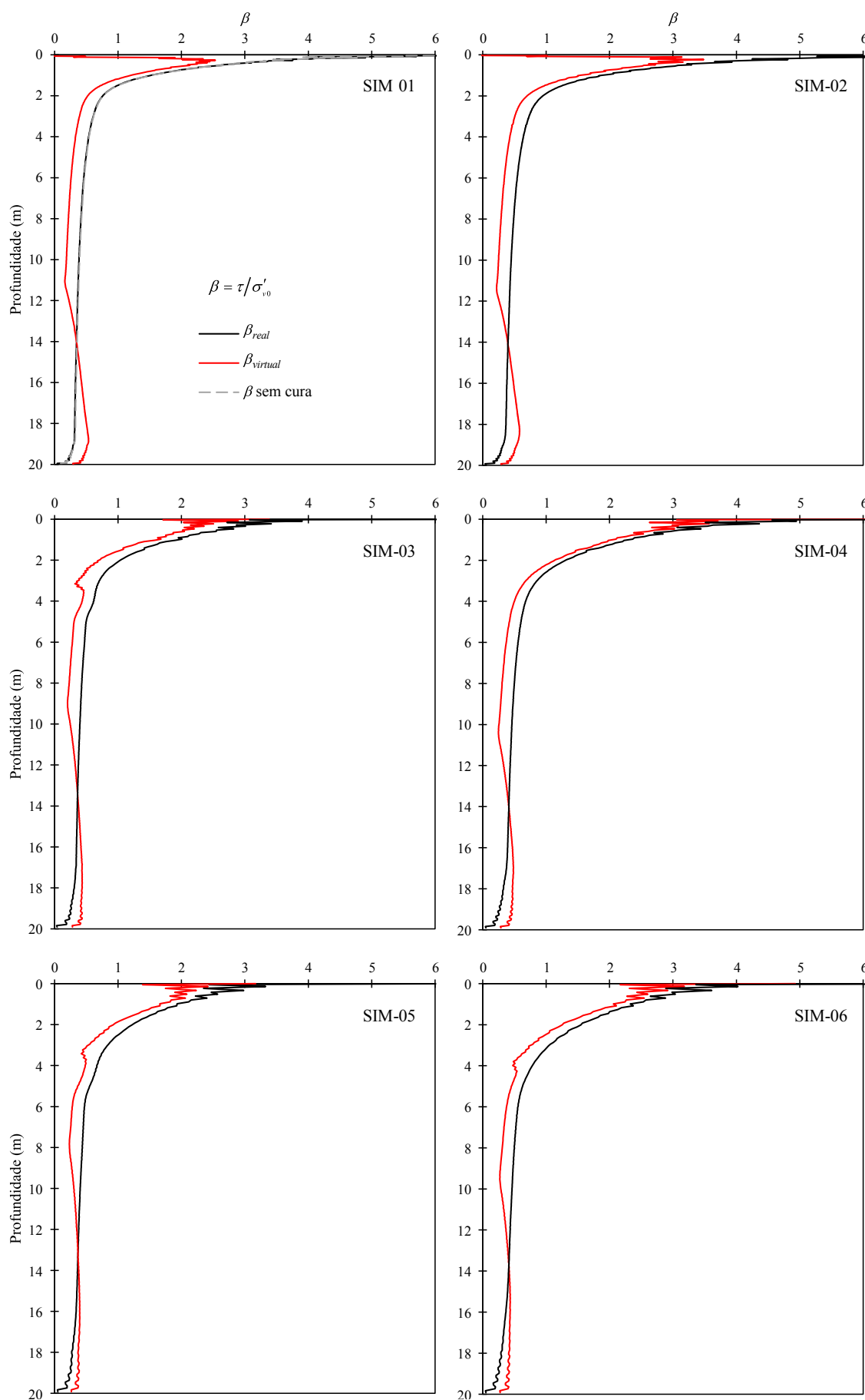


Figura 5.12 – Valores de  $\beta$  com a profundidade

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No termo deste trabalho, convém apresentar as principais conclusões com base nos objetivos descritos no início desta dissertação. Convém igualmente esboçar sugestões para desenvolvimentos futuros na extensão desta pesquisa.

### 6.1 CONCLUSÕES

Com base principalmente no comportamento típico em resultados de medidas por instrumentação de estacas escavadas *in situ* e considerações interpretativas de trabalhos como Caputo *et al.* (1993), Falconio (2003), Leung *et al.* (1988), Mascarucci (2012), Mascarucci *et al.* (2013) e Pennington (1995), esta pesquisa consistiu no desenvolvimento de um quadro de referência com base em análises numéricas para a avaliação da influência do atrito lateral desenvolvido previamente à prova de carga devido ao processo de cura do concreto, deformações presentes durante este fenômeno e consequências de formas interpretativas de tais tensões. Por se tratar de análises numéricas de referência, o solo de fundação foi modelado como material elasto-plástico com modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com parâmetros de resistência constantes em toda profundidade. A estaca de concreto foi considerada como material elástico isotrópico com módulo de elasticidade constante e a cura do concreto da estaca simulada através da imposição de um caminho de deformações baseado nas deformações prescritas pelo modelo FIB para deformações autógena e de secagem e pelas deformações térmicas resultantes do resfriamento do concreto a partir da máxima temperatura atingida no processo de cura.

Foram realizadas simulações numéricas de provas de carga considerando tanto as deformações no processo de cura prescritas pelo modelo de deformações adotado quanto desconsiderando-as. Verificou-se que a capacidade de carga última resultante das análises que consideram tais deformações, definida como a carga alcançada a um deslocamento da cabeça da estaca na prova de carga de 10% do diâmetro da estaca, é pouco influenciada pelo processo de cura. O mesmo ocorre para as parcelas de resistência de ponta e atrito lateral mobilizadas para o mesmo nível de deslocamentos. Neste contexto, as análises desenvolvidas corroboram os resultados gerais da teoria da plasticidade e análise limite.

A consideração do processo de cura passa a ter importância relativa quando se considera o cenário de estacas instrumentadas e a definição do momento no qual se considera como zero para as leituras de deformações, dado que tal escolha pode impactar na distribuição final do atrito lateral unitário disponível ao longo do fuste da estaca. Os resultados das análises considerando a metodologia clássica de registro de leituras de deformação medidas nos extensômetros em estacas instrumentadas que tomam como zero das leituras o instante imediatamente anterior ao início da prova de carga apresentam comportamento qualitativo concordantes com resultados comumente obtidos para o atrito lateral tomando estabelecendo como estado de deformações nulas na estaca o início da prova de carga.

A capacidade de carga calculada considerando o processo de cura do concreto resulta a mesma e independente do momento anterior à prova de carga que é considerado como zero das medições. Porém, modifica-se a distribuição da carga, principalmente lateral, ao longo da profundidade da estaca, tornando as leituras realizadas pela metodologia tradicional não representativas da resistência realmente mobilizada no solo e desprezando, por exemplo, casos de reversão de carga, passivos de ocorrerem na parte inferior da estaca durante a cura. Estes últimos podem eventualmente ser críticos, em particular, em casos de solos argilosos onde o pico de resistência pode ser alcançado para pequenos deslocamentos relativos.

A despeito do proposto em outros trabalhos, não foram verificadas evidências experimentais em resultados de estacas instrumentadas em campo, resultados consistentes de ensaios de laboratório ou modelos propostos de deformações do concreto durante o processo de cura que justificassem o uso ou prescrição de deformações de expansão para o concreto, independentemente das condições de umidade do solo, sendo desconsiderada esta hipótese.

Ademais, foi verificado que a distribuição do atrito lateral unitário resultante em todas as análises numéricas realizadas apresentam comportamento concordantes com resultados de medições que são normalmente justificadas na prática pela consideração de características de resistência variáveis do solo com a profundidade e história de tensões associadas a valores variáveis de  $K_0$ . Tal resultado parece evidenciar que, embora parte dos fenômenos possam ser associados, e de fato sejam, a características de resistência variáveis do solo e sua história de tensões, tais padrões de comportamento são mais prováveis de resultarem de mecanismos internos ao problema que resultam localmente, a cada profundidade, nos padrões reconhecidos em resultados experimentais encontrados.

É comum na literatura geotécnica a ideia de que o parâmetro  $K_s$  deva respeitar o critério de resistência do solo através da imposição de que  $K_a < K_s < K_p$ . Tal ideia vem do fato de  $K_s$  ser uma medida do empuxo lateral atuante a cada instante na lateral da estaca e de que, como uma medida de empuxo lateral, deveria ter tal limitação assim como  $K_0$  deve respeitá-la. Na realidade tal limitação não tem significado físico, uma vez que a limitação  $K_a < K_0 < K_p$  pelo critério de resistência de Mohr-Coulomb diz respeito à razão entre a tensão principal menor ( $\sigma'_3$ ) e maior ( $\sigma'_1$ ) atuante em um elemento de solo, como é o caso da situação de repouso onde  $\sigma'_{h0} = \sigma'_3$  e  $\sigma'_{v0} = \sigma'_3$ . Embora  $K_s$  conserve seu valor prático e o conceito de empuxo lateral, uma vez que a estaca cisalha o solo em contato com sua superfície lateral, há rotação das tensões principais e, portanto,  $\sigma'_h$  e  $\sigma'_{v0}$ , que definem  $K_s = \sigma'_h / \sigma'_{v0}$  deixam de ser as tensões principais e tampouco  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva atuante em qualquer ponto junto à superfície lateral da estaca, de tal forma que perde sentido físico a tentativa de enquadrar  $K_s$  entre valores de  $K_a$  e  $K_p$ .

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Na elaboração desta pesquisa foram identificadas limitações que podem ser objetos de pesquisas futuras, a saber:

- a) avaliação da influência de tensões residuais considerando condições reais de campo e confronto de previsões com resultados experimentais de provas de carga em estacas instrumentadas;
- b) avaliação conjunta dos efeitos das tensões residuais geradas no processo de cura e de demais efeitos geradores de tensões residuais em estacas escavadas presentes na literatura técnica;
- c) estudo dos mecanismos específicos que resultam nos padrões típicos para perfis de  $K_s$  e  $\beta$  com a profundidade com a consideração de eventual história de tensões do solo.
- d) utilizar modelos constitutivos mais sofisticados para avaliação da distribuição de atrito lateral mobilizado ao longo da estaca, avaliação dos efeitos das tensões residuais e padrões de comportamento.



## REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**Rio de Janeiro, BrasilABNT, , 2010.
- ALTAEE, A. A.; EVGIN, E.; FELLENIUS, B. H. Load transfer for piles in sand and the critical depth. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 30, n. 3, p. 455–463, 1993.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. DE A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. Proceedings of the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...**Buenos Aires: 1975
- API - AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design RP 2A-WSD**Washington, D.C.API, , 2003.
- BANERJEE, P. K. **A Contribution to the Study of Axially Loaded Pile Foundations**. Southampton, Inglaterra: Southampton University, 1970.
- BOLTON, M. D. The strength and dilatancy of sands. **Géotechnique**, v. 36, n. 1, p. 65–78, mar. 1986.
- BRUMUND, W. F.; LEONARDS, G. A. Experimental Study of Static And Dynamic Friction Between Soil And Typical Construction Materials. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 1, n. 2, p. 162–165, 1973.
- BURLAND, J. B. Shaft friction of piles in clay. **Ground Engineering**, v. 6, n. 3, p. 30–42, 1973.
- CAPUTO, V.; MANDOLINI, A.; VIGGIANI, C. **Large diameters bored piles in pyroclastic soils**. (V. Impe, Ed.)Deep Foundations on Bored and Auger Piles. **Anais...**Rotterdam: Milpress, 1993
- CAQUOT, A. I.; KÉRISEL, J. L. Sur le Terme de Surface dans le Calcul des Fondations en Milieu Pulvérulent. **Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 1, p. 336–337, 1953.
- CHEN, W.-F.; HAN, D. J. **Plasticity for Structural Engineers**. New York, NY: Springer New York, 1988.
- DE NICOLA, A.; RANDOLPH, M. F. Tensile and Compressive Shaft Capacity of Piles in Sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 12, p. 1952–1973, dez. 1993.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT**. Anais do 6º COBRAMSEF. **Anais...**Rio de Janeiro: 1978

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules** EN 1997-1 Brussels, 2004.

FALCONIO, G. **Tensioni residue in pali gettati in opera**. [s.l.] Università degli Studi di Napoli Federico II, 2003.

FIB. Model Code 2010. In: **FIB Model Code for Concrete Structures 2010**. [s.l.: s.n.].

FIORAVANTE, V. On the shaft friction modeling of non-displacement piles in sand. **Soils and Foundations**, v. 42, n. 2, p. 23–33, 2002.

GATTI, G.; COLLOTTA, T.; CROCE, U. Comportamento di tronchi di palo in c.a. strumentati con barrette estensimetriche. **Rivista Italiana di Geotecnica**, p. 32–54, 1980.

GATTI, G. F.; COLLOTTA, T.; TRIPICIANO, L. M. Osservazioni sui risultati su pali strumentati. **Associazione Geotecnica Italiana**, n. 3, p. 208–224, 1980.

HALPHEN, B.; SALENÇON, J. **Élastoplasticité**. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1987.

HAN, F. et al. Shaft and base resistance of non-displacement piles in sand. **Computers and Geotechnics**, v. 83, p. 184–197, mar. 2017.

HANNA, A.; AL-ROMHEIN, R. At-rest earth pressure of overconsolidated cohesionless soil. **Journal of geotechnical and ...**, v. 134, n. 3, p. 408–412, 2008.

HANSEN, J. B. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. **Danish Geotechnical Institute**, n. 28, p. 5–11, 1970.

HOLT, E. E. Early age autogenous shrinkage of concrete. **VTT Publications**, n. 446, p. 2–184, 2001.

JAKY, J. A nyugalmi nyomas tenyezozje. **Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye**, p. 355–358, 1944.

JAKY, J. **Pressure in silos** Proceedings fo the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Rotterdam, Países Baixos, 1948.

JAMIOLKOWSKI, M. B. **Soil parameters relevant to bored pile design from laboratory and in situ tests**. (W. F. van Impe, P. O. van Impe, Eds.) Deep foundations on Bored Piles and Auger Piles. **Anais...**2003

JARDINE, R. J.; SMITH, P. R.; NICHOLSON, D. P. **Properties of the soft Holocene Thames estuary clay from Queensborough, Kent**. (T. S. Tan, Ed.) Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. **Anais...**Lisse: Swets & Zeitlinger, 2003

KRAFT, L. M. Performance of axially loaded pipe piles in sand. **Journal of Geotechnical Division**, v. 117, n. 2, p. 272–296, 1991.

KULHAWY, F. H. **Limiting tip and side resistance - Fact or fallacy**. Analysis and Design of Pile Foundations. **Anais...**New York, N.Y.: American Society of Civil Engineers, 1984

KULHAWY, F. H. Drilled Shaft Foundations. In: **Foundation Engineering Handbook SE - 14**. Boston, MA: Springer US, 1991. p. 537–552.

KULHAWY, F. H.; CHEN, J.-R. Discussion of “Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils” by Kyle M Rollins, Robert J. Clayton, Rodney C. Mikesell and Bradford C. Blaise. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 10, p. 1325–1328, 2007.

KULHAWY, F. H.; PETERSON, M. S. **Behavior of Sand-Concrete Interfaces**. Proceedings of the Sixth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...**Lima: 1979

LAROUÉIL, S.; BARBOSA, P. S. DE A. **Combined effect of fabric, bonding, and partial saturation on yielding of soils**. Proc. Unsaturated Soils for Asia. **Anais...**2000

LEE, J. et al. Assessment of  $K_0$  correlation to strength for granular materials. **Soils and Foundations**, v. 53, n. 4, p. 584–595, ago. 2013.

LEHANE, B. M. **Relationships between axial capacity and CPT  $q_c$  for bored piles in sand**. 5th International Symposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles (BAP V). **Anais...**2009

LEUNG, C. F.; RADHAKRISHNAN, R.; WONG, Y. K. Observations of an instrumented pile-raft foundation in weak rock. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 84, n. 4, p. 693–711, ago. 1988.

LINGS, M. L.; DIETZ, M. S. the Peak Strength of Sand-Steel Interfaces and the Role of Dilation. **Soils and Foundations**, v. 45, n. 6, p. 1–14, 2005.

LODE, W. Versuche über den Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Fließen der Metalle Eisen, Kupfer und Nickel. **Zeitschrift für Physik**, v. 36, n. 11–12, p. 913–939, 1926.

LOUKIDIS, D.; SALGADO, R. Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand. **Géotechnique**, v. 58, n. 4, p. 283–296, 2008.

MARCHETTI, S.; D’ANGELO, L. Misure di sollecitazione nei pali di fondazione in calcestruzzo. **Associazione Geotecnica Italiana**, v. 3, p. 178–205, 1976.

MASCARUCCI, Y. **Un nuovo approccio per la valutazione della resistenza laterale dei pali trivellati in terreni sabbiosi**. Roma: La Sapienza, 2012.

MASCARUCCI, Y.; MANDOLINI, A.; MILIZIANO, S. Effects of residual stresses on shaft friction of bored cast in situ piles in sand. **Journal of Geo-Engineering Sciences**, v. 1, p. 37–51, 2013.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H.  $K_0$  - OCR relationships in soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division (1982)**, v. 108, n. 6, p. 851–872, 1982.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete - Microstructure, Properties, and Materials**. Terceira E ed. [s.l.] McGraw-Hill, 2006.

MENÉTREY, P.; WILLIAM, K. J. Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization. **ACI Structural Journal**, v. 92, n. 3, p. 311–318, 1995.

MESRI, G.; HAYAT, T. M. The coefficient of earth pressure at rest. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 30, n. 4, p. 647–666, ago. 1993.

MEYERHOF, G. G. **General theories of earth pressure and deformation**. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...Madrid, Espanha: 1973**

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 102, n. 3, p. 195–228, 1976.

MONACO, P. et al. Overconsolidation and Stiffness of Venice Lagoon Sands and Silts from SDMT and CPTU. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 140, n. 1, p. 215–227, 2014.

NAYAK, G. C.; ZIENKIEWICZ, O. C. Convenient Form of Stress Invariants for Plasticity. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 98, n. 4, p. 949–954, 1972.

O'NEILL, M. W. Side resistance in piles and drilling shafts. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 1, p. 3–16, 2001.

PENNINGTON, D. S. Cracked? Exploring post construction evidence in the interpretation of trial pile data. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, v. 113, n. 3, p. 132–143, jul. 1995.

PEREIRA, T. A. B. P. **Análise e Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Compressão Axial. Aplicações na Região Administrativa Especial de Macau**. [s.l.] Universidade do Porto, 2012.

PICARELLI, L.; SAPIO, G. L'attrito negativo su di un palo trivellato in terreni piroclastici. **Rivista Italiana di Geotecnica**, p. 137–144, 1979.

PINI. **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1998.

POTYONDY, J. G. Skin Friction between Various Soils and Construction Materials.

**Géotechnique**, v. 11, n. 4, p. 339–353, 1961.

POULOS, H. G. Pile behaviour - theory and application. **Géotechnique**, v. 39, n. 3, p. 365–415, set. 1989.

PRANDTL, L. Anwendungsbeispiele zu Einem Henchyschen Satz über das Plastische Gleichgewicht. **Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik**, v. 3, p. 401–406, 1923.

RANDOLPH, M. F. Pile capacity in sand - the critical depth myth. **Australian Geomechanics Journal**, n. 24, p. 30–34, 1993.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, n. 12, p. 1465–1488, 1978.

REESE, L. C.; O'NEILL, M. W. Criteria for the Design of Axially Loaded Drilled Shafts. n. 89, 1989.

ROLLINS, K. M. et al. Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 8, p. 987–1003, 2005.

ROWE, P. W. The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. **Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences**, v. 269, n. 1339, p. 500–527, 1962.

ROWE, P. W. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. **Géotechnique**, v. 19, n. 1, p. 75–86, 1969.

SALENÇON, J. **Calcul à la rupture et analyse limite**. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1983.

SANTANA, T.; CANDEIAS, M. K<sub>0</sub> Measurement in a Sand Using Back Volume Change. **Soils and Rocks**, v. 38, n. 1, p. 3–8, 2015.

SCHMIDT, B. Earth Pressures at Rest Related to Stress History. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 3, n. 4, p. 239–242, nov. 1966.

STANDARD AUSTRALIA LIMITED. **Piling - Design and Installation AS 2159-2009** Sydney, New South Wales, Austrália, 2009.

SUBBA RAO, K. S.; ALLAM, M. M.; ROBINSON, R. G. A note on the choice of interfacial friction angle. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 119, p. 123–128, 1996.

SYSTÈMES, D. **Abaqus 2016 Documentation**, 2016.

TEHRANI, F. S. et al. Effect of surface roughness on the shaft resistance of non-displacement

piles embedded in sand. **Géotechnique**, v. 66, n. 5, 2016.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3. ed. [s.l: s.n.].

TRAUTMANN, C. H.; KULHAWY, F. H. **CUFAD - A computer program for compression and uplift foundation analysis and design** Report N° EL-4540-CCMPalo Alto, 1987.

UESUGI, M.; KISHIDA, H. Influential factors of friction between steel and dry sands. **Soils and Foudantions**, v. 26, n. 2, p. 33–46, 1986a.

UESUGI, M.; KISHIDA, H. Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. **Soils and Foudantions**, v. 26, n. 4, p. 139–149, 1986b.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. v. 1

VESIĆ, A. S. Tests on instrumented piles - Ogeechee River site. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division**, v. 96, n. SM2, p. 561–584, 1970.

VESIĆ, A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, n. 3, p. 265–290, 1972.

VESIĆ, A. S. Bearing Capacity of Shallow Foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (Eds.). **Foundation Engineering Handbook**. 1. ed. New York: Van Nostrand Reinhold Company, 1974. p. 121–147.

VESIĆ, A. S. **Design of Pile Foundations**: National Cooperative Highway Research Program. Washington, D.C. Transportation Research Board, , 1977.

VIGGIANI, C.; VINALE, F. Comportamento di pali trivellati di grande diametro in terreni piroclastici. **Rivista Italiana di Geotecnica**, v. 2, p. 59–84, 1983.

ZHAN, Y. G.; WANG, H.; LIU, F.-C. Modeling vertical bearing capacity of pile foundation by using ABAQUS. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 17 M, p. 1855–1865, 2012.