UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
PROGRAMA DE POS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

ZORANY SULEY ZAPATA MOSQUERA

**ESTUDO PROBABILÍSTICO DO COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS
HELICOIDAIS BASEADO EM DADOS DE CAMPO E DE MODELOS TESTADOS
EM CENTRÍFUGA**

Versão corrigida

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos-SP

2015

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

M894e Mosquera, Zorany Suley Zapata
Estudo probabilístico do comportamento de ancoragens helicoidais baseado em dados de campo e de modelos testados em centrífuga / Zorany Suley Zapata Mosquera; orientadora Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha. São Carlos, 2015.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2015.

1. fundações. 2. ancoragem helicoidal. 3. estaca helicoidal . 4. modelagem numérica. 5. análise probabilística. 6. análise de confiabilidade. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **ZORANY SULEY ZAPATA MOSQUERA**.

Título da dissertação: "Estudo probabilístico do comportamento de ancoragens helicoidais baseado em dados de campo e de modelos testados em centrífuga".

Data da defesa: 13/04/2015

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dra. **Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha**
(Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dra. **Bernadete Ragoni Danziger**
(Universidade Estadual do Rio de Janeiro/UERJ)

Aprovado

Prof. Associado **André Teófilo Beck**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**

ZORANY SULEY ZAPATA MOSQUERA

**ESTUDO PROBABILÍSTICO DO COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS
HELICOIDAIS BASEADO EM DADOS DE CAMPO E DE MODELOS TESTADOS
EM CENTRÍFUGA**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Pós Graduação em Geotécnica.

**ORIENTADORA: Prof.^a. DRA. CRISTINA DE HOLLANDA CAVALCANTI
TSUHA**

São Carlos-SP

2015

Ao *Cristian* por seu apoio, paciência,
amizade e amor.

À minha mãe *Maria Elena*, a quem devo
amor e gratidão.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela vida, saúde e oportunidades.

À minha família porque lhes devo muito do que eu sou.

Ao Cristian por seu esforço durante todo este tempo.

À minha orientadora, Profa. Dra. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha, pelo grande apoio e confiança depositada em mim para a realização desta pesquisa.

Ao Prof. Dr. Abdul-Hamid Soubra por seu apoio, por tudo o que me ensinou à distância.

Ao Prof. Dr. André Beck, por sua colaboração, paciência, ensinamentos e disponibilidade.

À minha família durante o tempo que morei no Brasil: Kate, Guido, Loana e sua família, Juliana, Julieth, Sergio, Moises e Tatiane.

Aos professores do Departamento de Geotecnia, que contribuíram para a minha formação, e aos funcionários pela amizade e ajuda que me brindaram sempre.

À CNPQ, por investir em minha formação.

Ao programa Itasca Educational Partnership pela disponibilização da licença do FLAC3D.

Ao Sr. Augusto Lucarelli por resolver muitas dúvidas relacionadas com os modelos numéricos.

Ao Prof. Dr. Daniel Dias pela ajuda na modelagem numérica.

RESUMO

MOSQUERA, Z.Z., Estudo probabilístico do comportamento de ancoragens helicoidais baseado em dados de campo e de modelos testados em centrífuga. 2015. 132 p. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

Na prática de fundações por estacas helicoidais submetidas a esforços de tração (também conhecidas como ancoragens helicoidais) frequentemente são observadas discrepâncias entre valores de capacidade de carga previstos por métodos teóricos e medidos em provas de carga. Entre outros fatores, estas diferenças ocorrem pelo fato de nenhum dos métodos teóricos existentes considerarem adequadamente o efeito da instalação no comportamento deste tipo de ancoragem. Durante a penetração por rotação das hélices da estaca/ancoragem no terreno, os parâmetros de resistência e de rigidez do solo penetrado, e as tensões radiais em torno da estaca são modificados. O nível de degradação do solo que suportará as cargas aplicadas na ancoragem é dependente do tipo e características do solo, e do número e geometria das hélices. Diante deste cenário de incertezas provenientes do efeito da instalação, duas distintas abordagens probabilísticas são apresentadas nesta dissertação. A primeira abordagem tem o intuito de verificar o efeito da variabilidade de distintas variáveis influentes no comportamento de ancoragens helicoidais. Para este fim, foi utilizado o método de expansão em Polinômio de Caos, baseado na modelagem numérica de ancoragens helicoidais em areia, calibrada com os resultados medidos em modelos testados em centrífuga. Foi verificado nesta parte o nível de influência de cada parâmetro de entrada do solo no comportamento carga x deslocamento da ancoragem. No segundo enfoque, foi proposto e avaliado um modelo probabilístico para simular a curva carga x deslocamento, obtida em provas de carga. Nesta parte, foi realizada uma análise de confiabilidade para verificação do estado limite de serviço de ancoragens helicoidais baseada em resultados de provas de carga executadas no Brasil. São também apresentadas nesta análise as incertezas provenientes da variabilidade do fator de torque utilizado na verificação da capacidade de carga durante a instalação da ancoragem.

Palavras chaves: fundações, ancoragem helicoidal, estaca helicoidal, modelagem numérica, análise probabilística, análise de confiabilidade.

ABSTRACT

MOSQUERA, Z.Z. **Probabilistic study of the behaviour of helical anchors based on field data and centrifuge model tests**. 2015. 132 p. Master Thesis- University of São Paulo at São Carlos School of Engineering, São Carlos, 2015.

Discrepancies between predicted and measured results of uplift capacity of helical piles (or helical anchors) have been commonly observed in the practical experience. Among other factors, these differences occur because the existing theoretical methods do not consider adequately the installation effect on the behavior of this type of anchor. During the anchor installation, the penetration by rotation of the helical plates into the ground modifies the soil strength and stiffness parameters, and the radial stresses around the pile. The degradation degree of the soil penetrated is dependent on the type and characteristics of the soil, and also on the number and geometry of helices. Against this background of uncertainty due to the installation effect, two different probabilistic approaches are presented in this dissertation. The first approach is used to verify the effect of the variability of different influential variables on the behavior of helical anchors. For this purpose, the probabilistic method named Sparse Polynomial Chaos Expansion was used, based on the numerical modeling of helical anchors in sand, calibrated with measured results obtained from reduced models tested in centrifuge. As a result, the level of influence of each soil input parameter on the anchor load-displacement behavior is presented. In the second approach, a probabilistic model to simulate the load-displacement curve obtained in load tests was proposed and evaluated. For this part, a reliability analysis was performed to check the serviceability limit state of helical anchors, based on the results of field load tests performed in Brazil. In addition, the uncertainties arising from the variability of the torque factor were evaluated. The torque factor is frequently used to verify the uplift capacity of helical anchors during installation.

Keywords: foundations, helical anchor, helical pile, numerical model, probabilistic analysis, reliability analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Instalação de ancoragem helicoidal (Viking Helical Anchor, 2010).	16
Figura 2. Mecanismo de ruptura individual.....	23
Figura 3. Mecanismo de ruptura cilíndrica (a) ancoragem profunda, (b) ancoragem rasa.	23
Figura 4. Inclinação inicial das curvas de carga versus o número de hélices. Dados de Tsuha et al. (2012) e Clemence et al. (1994).	29
Figura 5. Hipóteses sobre alteração da areia após da instalação de uma ancoragem com três hélices: (a) areia fofa, (b) areia densa (Tsuha et al. 2012).	30
Figura 6. Ilustração do preenchimento da trajetória aberta pela instalação da hélice com nata de cimento (Santos Filho, 2014).	32
Figura 7. Contornos do deslocamento incremental para diferentes configurações de ancoragens helicoidais em argila (Wang et al. 2013).	37
Figura 8. Mecanismos de ruptura observados por Chen et al. (2013).	40
Figura 9. Modelo em FLAC3D de uma ancoragem plana (a) malha para $H/D=2$, (b) vetores de deslocamento, (c) máxima deformação por cisalhamento para $\phi=30^\circ$, $\psi=0$ ou $\phi=\psi$, e $H/D=3$	42
Figura 10. Definição de ponto de projeto, superfície de falha e índice de confiabilidade (Lü et al. 2011)	45
Figura 11. Transformação X-Z-Y (Beck 2012).	48
Figura 12. Ilustração do efeito de instalação causado pela instalação de ancoragem com uma única hélice em areia compacta (Schiavon, 2014).	60
Figura 13. Geometria do Modelo P4.	62
Figura 14. Comparação entre a curva carga-deslocamento modelada sem efeito de instalação e medida na ancoragem P4 de Tsuha (2007).	67
Figura 15. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. (d) Vetores de velocidade (simulação da ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007, sem consideração do efeito de instalação).	68
Figura 16. Fator N_q para ancoragens helicoidais em areia obtidos experimentalmente em Tsuha et al. (2014).	69
Figura 17. (a) Variação do fator de redução com o viés, (b) curva de melhor ajuste para encontrar o fator de redução ótimo (simulação da ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007).	70
Figura 18. Comparação entre a curva carga-deslocamento modelada considerando-se o efeito da instalação e medida na ancoragem P4 de Tsuha (2007).	71
Figura 19. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. (d) Vetores de velocidade (simulação da ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007, com consideração do efeito de instalação).	72

Figura 20. (a) Estado de plasticidade do solo após o carregamento (b) Zoom ao redor da chapa (simulação da ancoragem modelo P4).....	73
Figura 21. Curvas carga-recalque simuladas. Modelo P4 sob carregamento axial compressivo.	74
Figura 22. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. Modelo P4 sob carregamento axial compressivo ...	75
Figura 23. Geometria do Modelo P5.	76
Figura 24. Comparação entre a curva carga-deslocamento modelada considerando-se o efeito da instalação e medida na ancoragem P5 de Tsuha (2007).....	77
Figura 25. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. (d) Vetores de velocidade (simulação da ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007, sem consideração do efeito de instalação).	78
Figura 26. Variação do fator de redução com o viés e curva de melhor ajuste para encontrar o fator de redução ótimo (simulação da ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007).	79
Figura 27. Comparação entre a curva carga-deslocamento modelada considerando-se o efeito da instalação e medida na ancoragem P5 de Tsuha (2007).....	80
Figura 28. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. (d) Vetores de velocidade (simulação da ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007, com consideração do efeito de instalação).	81
Figura 29. Perfil médio de tensões na direção z (Modelo P5).....	82
Figura 30. (a) Estado de plasticidade do solo após o carregamento (b) Zoom ao redor da chapa (simulação da ancoragem modelo P5).....	82
Figura 31. Função de densidade de probabilidade do meta-modelo que representa a capacidade de carga da ancoragem helicoidal em areia para (a) Casos 1 a 5, (b) Casos 6 a 9 (ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007).	88
Figura 32. Índice Sobol para cada variável envolvida na análise probabilística da capacidade de carga da ancoragem com uma hélice.	90
Figura 33. Qualidade da regressão em SPCE (ancoragem com uma hélice).	90
Figura 34. Função de densidade de probabilidade do meta-modelo que representa a capacidade de carga da ancoragem helicoidal em areia para (a) Casos 1 a 7, (b) Casos 8 a 13 (ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007).	93
Figura 35. Índice Sobol para cada variável envolvida na análise probabilística da capacidade de carga da ancoragem com duas hélices.....	94
Figura 36. Qualidade da regressão em SPCE (ancoragem com duas hélices).....	95
Figura 37. (a) Curvas carga-deslocamento de ancoragens helicoidais submetidas a tração, (b) curvas normalizadas.	99
Figura 38. FDA empírica para (a) parâmetro a , (b) parâmetro b	101
Figura 39. Regressão não linear entre os parâmetros a e b de (a) solo argiloso, (b) solo arenoso.....	103
Figura 40. Análise dos resíduos da regressão não linear para (a) solo argiloso, (b) solo arenoso.....	103

Figura 41. Distribuições marginais de (a) parâmetro a para solo argiloso, (b) termo de erro de modelo ε para solo argiloso, (c) parâmetro a para solo arenoso, (d) termo de erro de modelo ε para solo arenoso.....	105
Figura 42. Resultados do modelo probabilístico das curvas carga-deslocamento para (a) solos argilosos, (b) solos arenosos.....	106
Figura 43. Função de distribuição acumulada do fator torque para solos argilosos e arenosos.....	109
Figura 44. Distribuições marginais de (a) KT para solo argiloso, (b) KT para solo arenoso.	109
Figura 45. Geometria da torre utilizada na análise (todas as unidades em metros).	112
Figura 46. (a) Índices de confiabilidade e (b) Probabilidades de ruína.....	119
Figura 47. Ponto de projeto e coeficientes de sensibilidade (a) parâmetro a , (b) termo erro ε , (c) velocidade do vento V , (d) fator torque K_T	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Coeficientes de variação e valores médios reportados na literatura.	21
Tabela 2. Equações de ajuste para curvas carga-recalque, para vários tipos de fundações (Phoon e Kulhawy 2008).....	56
Tabela 3. Parâmetros da areia compacta usada no modelo em centrífuga de Tsuha (2007).....	63
Tabela 4. Propriedades da interface liner-solo.	64
Tabela 5. Resumo da análise de regressão (ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007).	70
Tabela 6. Resumo da análise de regressão (ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007).	79
Tabela 7. Estudo paramétrico para o SPCE aplicado a ancoragem helicoidal com uma hélice.	87
Tabela 8. Momentos estatísticos do meta-modelo (ancoragem com uma hélice).....	87
Tabela 9. Estudo paramétrico para o SPCE aplicado a ancoragem helicoidal com duas hélices.	91
Tabela 10. Momentos estatísticos do meta-modelo (ancoragem com duas hélices).	92
Tabela 11. Parâmetros de ajuste para ancoragens helicoidais instaladas em solo argiloso.....	100
Tabela 12. Parâmetros de ajuste para ancoragens helicoidais instaladas em solo arenoso.	100
Tabela 13. Análise estatística dos parâmetros a e b	101
Tabela 14. Teste de Kolmogorov-Smirnov para parâmetro a e termo de erro do modelo.	105
Tabela 15. Fator de torque K_T para ancoragens helicoidais instaladas em solos argilosos.	107
Tabela 16. Fator torque K_T para ancoragens helicoidais instaladas em solos arenosos.....	108
Tabela 17. Análise estatística do fator KT para solos argilosos e arenosos.	109
Tabela 18. Resumo dos parâmetros de projeto para o exemplo prático.	117

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	ANCORAGENS HELICOIDAIS.....	15
1.2	INCERTEZAS NA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO DE ANCORAGENS HELICOIDAIS.....	16
1.3	ORGANIZAÇÃO DO CONTEÚDO.....	17
2	REVISAO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DO SOLO	20
2.2	CAPACIDADE DE CARGA (TRAÇÃO) DE ANCORAGENS HELICOIDAIS.....	22
2.2.1	<i>Método das capacidades individuais (Adams e Klym, 1972)</i>	<i>24</i>
2.2.2	<i>Deslocamentos admissíveis para ancoragens helicoidais</i>	<i>25</i>
2.2.3	<i>Torque de instalação.....</i>	<i>25</i>
2.3	COMPORTAMENTO À TRAÇÃO E EFEITO DE INSTALAÇÃO.....	26
2.3.1	<i>Compressão versus tração.....</i>	<i>26</i>
2.3.2	<i>Efeitos de instalação</i>	<i>28</i>
2.3.3	<i>Fator de ruptura N_q.....</i>	<i>32</i>
2.3.4	<i>Efeito de instalação no módulo de elasticidade.....</i>	<i>33</i>
2.4	APLICAÇÕES DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ANCORAGENS EM PLACA E DE ANCORAGENS/ESTACAS HELICOIDAIS: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	34
2.4.1	<i>Modelagem numérica com o programa Plaxis</i>	<i>34</i>
2.4.2	<i>Modelagem numérica com o programa Abaqus.....</i>	<i>36</i>
2.4.3	<i>Modelagem numérica com o programa FLAC.....</i>	<i>41</i>
2.5	ANALISE DE CONFIABILIDADE.....	43
2.5.1	<i>Cálculo do índice de confiabilidade</i>	<i>47</i>
2.5.2	<i>Simulação de Monte Carlo</i>	<i>49</i>
2.5.3	<i>Meta-modelagem</i>	<i>51</i>
2.5.4	<i>Análise de confiabilidade baseada em resultados de provas de carga</i>	<i>55</i>
3	PARTE 1: ESTUDO PROBABILÍSTICO DO COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS HELICOIDAIS EM AREIA.....	59
3.1	MODELO NUMÉRICO DE ANCORAGEM HELICOIDAL EM AREIA	59
3.1.1	<i>ANÁLISE 1 - ANCORAGEM COM UMA ÚNICA HÉLICE</i>	<i>61</i>
3.1.2	<i>ANÁLISE 2 - ANCORAGEM COM DUAS HÉLICES</i>	<i>75</i>

3.2 ESTUDO PROBABILÍSTICO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO DE ANCORAGENS HELICOIDAIS EM AREIA.....	83
3.2.1 <i>Acoplamento Matlab-FLAC3D.....</i>	85
3.2.2 <i>Análise probabilística para ancoragem helicoidal com uma hélice.....</i>	86
3.2.3 <i>Análise probabilística para ancoragem helicoidal com duas hélices</i> 90	
4 PARTE 2: ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE ANCORAGENS HELICOIDAIS QUANTO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	96
4.1 MODELOS PROBABILÍSTICOS	97
4.1.1 <i>Modelo probabilístico das curvas carga-deslocamento.....</i>	98
4.1.2 <i>Modelo probabilístico para o fator de torque KT</i>	106
4.1.3 <i>Combinação dos modelos probabilísticos para a análise de confiabilidade</i>	109
4.2 EXEMPLO DE APLICAÇÃO	110
4.2.1 <i>Estado limite de serviço</i>	111
4.2.2 <i>Carga aplicada na fundação.....</i>	111
4.3 INDICES DE CONFIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA	115
5 CONCLUSÕES.....	123
5.1 PARTE 1: ESTUDO PROBABILÍSTICO DO COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS HELICOIDAIS EM AREIA	124
5.1.1 <i>Modelo numérico de ancoragens helicoidais submetidas à tração</i> 124	
5.1.2 <i>Representação probabilística da capacidade de carga à tração ..</i>	126
5.2 PARTE 2: ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE ANCORAGENS HELICOIDAIS QUANTO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	127
5.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	129
6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
APÊNDICE A-MÉTODO DA EXPANSÃO EM POLINÔMIOS DE CAOS	139
APÊNDICE B-EXEMPLO-EXPANSÃO EM POLINOMIOS DE CAOS	145
APÊNDICE C-FORÇA SOBRE OS CABOS E ELEMENTOS VIGA DA TORRE DE TRANSMISSÃO	149

1 INTRODUÇÃO

1.1 Ancoragens helicoidais

As estacas helicoidais, também conhecidas como ancoragens helicoidais quando empregadas para suportarem apenas esforços de tração, são compostas por chapas helicoidais soldadas a uma haste central, como ilustrado na Figura 1. Segundo Wang et al. (2013), a haste central é usada para transmitir o torque durante a instalação (aplicado mediante um motor hidráulico) e transferir as cargas axiais às chapas durante o carregamento. O torque necessário para a penetração da estaca é monitorado durante toda a instalação, visto que como critério de parada da ponta da estaca é comumente utilizada uma relação empírica entre torque final de instalação e capacidade de carga à tração da ancoragem.

De acordo com a profundidade de instalação da hélice superior deste tipo de ancoragem, a superfície de ruptura pode ser estendida até o nível do terreno (ancoragem rasa neste caso). A presente dissertação trata do comportamento de ancoragens helicoidais profundas, em que a profundidade da hélice superior é instalada em profundidade suficiente para que a superfície de ruptura não atinja o nível do terreno.

A expansão do uso de fundações helicoidais deve-se à simplicidade no processo de instalação, imediata capacidade de carga e bom desempenho no suporte de cargas axiais de compressão e de tração.

Figura 1. Instalação de ancoragem helicoidal (Viking Helical Anchor, 2010).

1.2 Incertezas na determinação da capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais

A previsão de capacidade de carga de ancoragens helicoidais é baseada em dois métodos teóricos distintos: método da capacidade de carga individual e da ruptura cilíndrica. O método da capacidade de carga individual considera as contribuições individuais de cada hélice. O método da ruptura cilíndrica avalia a resistência ao cisalhamento da superfície do cilindro de solo contido entre as hélices.

No entanto, em muitos casos de obras suportadas por ancoragens helicoidais (como mostrado em Hoyt e Clemence 1989) são observadas grandes discrepâncias entre valores de capacidades de carga calculados pelos métodos teóricos e medidos em provas de carga.

Entre outros fatores, estas diferenças ocorrem porque esses métodos teóricos não consideram adequadamente o efeito da instalação das hélices no solo atravessado, o qual suportará as cargas axiais de tração aplicadas à ancoragem. Este efeito de instalação varia de acordo com o tipo de solo, número e geometria das hélices que compõem as ancoragens.

Durante a penetração das hélices no terreno (por rotação), o estado de tensões em torno da região atravessada é alterado (alteração das tensões radiais em torno da estaca) e os parâmetros de resistência e rigidez do solo cortado e

deslocado também são modificados em relação ao solo natural. No caso de ancoragens helicoidais em areia, o nível de perturbação do solo depende de sua compactidade. Em argilas saturadas, a instalação provoca uma redução da resistência ao cisalhamento não drenada. Em solos estruturados a penetração das hélices causa a quebra de estrutura natural do solo. Estes efeitos proporcionam um alto grau de incerteza nos parâmetros do solo a serem usados na previsão do comportamento de ancoragens helicoidais.

1.3 Organização do conteúdo

Este trabalho apresenta duas distintas abordagens probabilísticas para analisar o comportamento de ancoragens helicoidais. Portanto, após o capítulo da revisão bibliográfica (Capítulo 2), são apresentados os capítulos 3 e 4, para descreverem a primeira e a segunda abordagem utilizada na dissertação, respectivamente. Em cada um destes capítulos são mostrados os métodos e materiais utilizados, e também discutidos os resultados.

Na primeira parte do capítulo 3 é analisado o comportamento de ancoragens helicoidais em areia, submetidas a esforços de tração, por meio de simulações numéricas de ancoragens testadas em centrífuga, reproduzindo-se os efeitos da instalação na resistência ao cisalhamento e rigidez do solo penetrado. Neste estudo numérico, primeiramente as provas de carga realizadas em centrífuga são simuladas no código de diferenças finitas FLAC3D, através de sub-rotinas FISH, sem avaliação e inclusão dos efeitos de instalação no modelo numérico. Em seguida, é apresentado um estudo paramétrico como uma abordagem alternativa para determinar a razão entre as propriedades do solo alteradas e não alteradas pela instalação (ângulo de atrito e módulo de elasticidade).

Na segunda parte do capítulo 3, a resposta da capacidade de carga frente aos parâmetros alterados e não alterados é avaliada via análise probabilística. O método usado para esta análise é conhecido como Expansão Esparsa em Polinômios de Caos (SPCE, sigla em inglês), o qual permite construir um meta-modelo cuja representação analítica fornece uma relação entre a capacidade de carga à tração da ancoragem e todas as variáveis consideradas como aleatórias

dentro do problema. Este modelo é usado para se conhecer os pesos de cada variável aleatória no desempenho à tração da ancoragem, por meio de uma análise de sensibilidade global.

A segunda abordagem probabilística, mostrada no capítulo 4, é baseada em uma base de dados composta por provas de carga executadas em campo. Nesta parte apresenta-se uma verificação do estado limite de serviço de ancoragens helicoidais usando-se o método de confiabilidade FORM. Nesta análise é considerada a aleatoriedade da forma da curva carga x deslocamento, do método de torque para a previsão de capacidade de carga, e dos esforços de tração aplicados na fundação por uma torre de transmissão de energia elétrica (visto que esta é uma das aplicações mais usuais das ancoragens helicoidais).

No capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões desta dissertação.

OBJETIVOS

Principais

- Verificar a resposta probabilística da capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais em areia, avaliando-se a sensibilidade às propriedades alteradas e não alteradas do solo de instalação da ancoragem, usando-se para este fim uma expansão esparsa em polinômios de caos.
- Realizar uma análise de confiabilidade de ancoragens helicoidais quanto ao estado limite de serviço, utilizando-se dados de provas de carga executadas no Brasil, considerando-se as incertezas decorrentes da forma da curva carga-deslocamento, método de previsão de capacidade de carga, e do carregamento aplicado pela superestrutura.

Secundários

- Avaliar o mecanismo de ruptura de ancoragens helicoidais, quando submetidas à tração e instaladas em areia compacta, por meio de modelagem numérica. Esta modelagem foi necessária nesta dissertação para a realização da primeira abordagem probabilística apresentada no capítulo 3.

- Avaliar pelas análises numéricas os efeitos no solo causados pelo processo de instalação da ancoragem, e por estas análises, quantificar a degradação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e de rigidez da areia compacta testada.

2 REVISAO BIBLIOGRÁFICA

2.1 VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DO SOLO

Em abordagens determinísticas para projetos geotécnicos de fundações, são geralmente utilizados fatores de segurança, com valores típicos entre 2 e 3, para o cálculo de capacidade de carga dos elementos isolados que compõem a fundação de uma estrutura. A seleção deste fator é muito subjetiva e depende do julgamento do engenheiro. No entanto, diferentes valores de fator de segurança implicam em diferentes níveis de confiabilidade da fundação projetada.

Para se projetar a fundação de uma obra com um nível de risco aceitável, é necessário quantificar as incertezas implícitas no projeto. Esta estimativa de risco pode ser feita em projetos baseados em confiabilidade, formulados em termos da teoria de probabilidade (Akbas e Kulhawy, 2010). Contudo, a determinação da variabilidade das propriedades dos solos de apoio da fundação é indispensável para esta análise de confiabilidade.

Neste caso, é preciso levar em conta as incertezas inerentes aos parâmetros do solo, tais como resistência ao cisalhamento (c, Φ), módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson, peso específico, etc., e os coeficientes de correlação existentes entre eles.

As incertezas mencionadas no projeto decorrem de diversas fontes, e de acordo com Phoon e Kulhawy (1999), existem três fontes principais:

- Variabilidade inerente dos solos.
- Erros de medida.
- Incertezas de transformação.

A variabilidade inerente resulta dos processos geológicos naturais que produzem e continuamente modificam a massa do solo in situ. A medida de erro procede dos equipamentos, procedimentos e operação, e do efeito de ensaios aleatórios. Ambas são descritas como a dispersão dos dados. As medidas in situ

também podem estar influenciadas pelas incertezas estatísticas ou erros de amostragem que resultam de uma quantidade limitada de amostras.

As incertezas de transformação estão relacionadas com a necessidade de relacionar as medidas feitas em ensaios de campo ou laboratório, com as propriedades de projeto procuradas. Esta relação é estabelecida comumente através de correlações com o ajuste de dados empíricos.

Phoon e Kulhawy (1999a) utilizaram um enfoque probabilístico de segunda ordem para avaliar as incertezas nas propriedades dos solos, combinando-se apropriadamente suas componentes. Na Tabela 1 são resumidos os coeficientes de variação (CV) e alguns valores médios (μ) de coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade, e valor do N_{SPT} , reportados por este autor e outros na literatura.

Os valores de coeficientes de variação são importantes porque ajudam a criar uma sensibilidade sobre as faixas de variação dos parâmetros geotécnicos.

Tabela 1. Coeficientes de variação e valores médios reportados na literatura.

Parâmetro	Tipo	Referência	Valor médio	CV (%)	Comentário
Coesão	Areia	Beacher e Christian (2003)		25-30	
	Argila	Beacher e Christian (2003)		20-50	
	Argila	Beacher e Christian (2003)		5-20	Triaxial
	Argila siltosa	Beacher e Christian (2003)		10-30	
	Todos	Beacher e Christian (2003)		20-50	
	Argila	Phoon e Kulhawy (1999b)	10-400 kN/m ²	20-55	CU
	Argila	Phoon e Kulhawy (1999b)	10-350 kN/m ²	10-30	UU
	Argila	Phoon e Kulhawy (1999a)		15-55	Correlações
	Argila	Cherubini et al. (1993)		12-45	
Ângulo de atrito	Areia	Beacher e Christian (2003)		5-15	
	Areia	Beacher e Christian (2003)		2-5	
	Argila	Beacher e Christian (2003)		12-56	
	Todos	Phoon e Kulhawy (1999b)	20°-40°	20-40	Laboratório
	Todos	Phoon e Kulhawy (1995a)		10-20	Correlações
	Todos	Lumb (1966)		9	
	Rejeitos	Beacher et al. (1983)		5-20	
Módulo de elasticidade	Areia	Phoon e Kulhawy (1999b)	5-15 MN/m ²	15-65	Pressurômetro
	Areia	Phoon e Kulhawy (1999b)	10-50 MN/m ²	15-65	Dilatômetro
		Bauer e Pula (2000)		15	

Continuação Tabela 1:

Parâmetro	Tipo	Referência	Valor médio	CV (%)	Comentário
		Nour, Slimani e Laouami (2002)		40-50	
		Beacher e Christian (2003)		2-42	
		Beacher e Christian (2003)		27-85	
Argila e Areia		Phoon e Kulhawy (1999b)	10-70 golpes/ft	25-50	
		Kulhawy e Trautmann (1996)		15-45	

2.2 CAPACIDADE DE CARGA (TRAÇÃO) DE ANCORAGENS HELICOIDAIS

Dois métodos teóricos são os mais utilizados para a previsão da capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais: método das capacidades individuais (Adams e Klym 1972) e método da ruptura cilíndrica (Mitsch e Clemence 1985, e Das 1990).

Lutenegger (2011) menciona que o método das capacidades individuais assume que a ruptura da ancoragem ocorre simultaneamente acima de cada hélice individualmente (Figura 2). Isto implica que a capacidade de carga da ancoragem é igual à somatória dos valores de capacidade de carga de cada hélice. Este método é aplicável a ancoragens com grandes espaçamentos entre as chapas helicoidais.

O mecanismo de ruptura individual é admitido quando o espaçamento entre as hélices S é superior a três diâmetros da hélice inferior D (Figura 2). Este limite corresponde a uma hipótese que ainda precisa ser verificada para solos argilosos ou arenosos, como cita Lutenegger (2011).

Lutenegger (2011), e Wang, Merifield e Gaudin (2013) definem o mecanismo de ruptura cilíndrica como aquele que assume ao solo entre as hélices comporta-se como um corpo semirrígido. Uma superfície de ruptura é desenvolvida em forma cilíndrica ou de cone truncado quando este mecanismo ocorre, e pode estender-se até a superfície do terreno, dependendo da profundidade de instalação da hélice superior (Figura 3). A capacidade de carga neste caso é a combinação da resistência ao cisalhamento do solo contido no cilindro ou cone truncado e, da

capacidade de carga da hélice do topo, admitindo-se que este volume de solo é mobilizado quando a estaca é solicitada.

Figura 2. Mecanismo de ruptura individual.

Figura 3. Mecanismo de ruptura cilíndrica (a) ancoragem profunda, (b) ancoragem rasa.

Vários aspectos devem ser considerados para se entender o comportamento à tração de ancoragens helicoidais. Ghaly et al. (1991) efetuaram um estudo experimental (em modelos reduzidos) e teórico sobre o comportamento de uma ancoragem helicoidal de uma única hélice, instalada em areia. Eles encontraram que o mecanismo de ruptura e a capacidade de carga variam de acordo com as

características da areia, diâmetro da ancoragem e profundidade relativa de instalação da hélice superior (H/D). As ancoragens foram classificadas como rasas, intermediárias e profundas. As ancoragens profundas (com uma hélice) apresentam um mecanismo de ruptura em forma de bulbo, cuja altura depende da densidade da areia, sendo igual a $4D$, $5D$ e $6D$ para areias fofas, médias e densas, respectivamente. Meyerhoft e Adams (1968) encontraram superfícies de rupturas similares para ancoragens em placas.

Padrões de comportamento de ancoragens multi-hélices (com mais de uma hélice), segundo a razão H/D e a densidade relativa da areia, foram classificados por Mitsch e Clemence (1985). Ancoragens com $H/D > 5$ comportam-se como profundas, com superfícies de ruptura concentradas acima da hélice superior. Esta superfície segundo os autores, não se estende até o nível do terreno, e é confinada ao solo diretamente acima da hélice superior.

2.2.1 Método das capacidades individuais (Adams e Klym, 1972)

Adams e Klym (1972) realizaram provas de carga à tração em ancoragens multi-hélices instaladas em vários de tipos de solo. Estes autores assumiram um comportamento individual das hélices, já que elas eram suficientemente espaçadas. Neste caso, a capacidade total da ancoragem é a somatória das capacidades de todas as hélices e da resistência por atrito lateral ao longo da haste da estaca. No caso de ancoragem em areia, para cada hélice a capacidade de carga à tração era dada por:

$$Q_h = \gamma' H A_h N_q \quad (1)$$

Onde Q_h representa a capacidade da hélice, γ' é o peso específico efetivo do solo, H a profundidade de instalação da hélice, N_q é o fator de capacidade de carga que varia com o ângulo de atrito do solo, e A_h é área projetada da hélice.

A capacidade de carga total da ancoragem é:

$$Q_u = \sum_i^n Q_h + Q_s \quad (2)$$

A resistência pelo atrito lateral na haste da ancoragem é representada por Q_s .

2.2.2 Deslocamentos admissíveis para ancoragens helicoidais

Segundo Perko (2009), os deslocamentos admissíveis para as ancoragens helicoidais, são da ordem de 13 a 25 mm. Ele encontrou que a relação entre o N_{SPT} ao nível da ponta da ancoragem e os deslocamentos medidos nas provas de carga à tração, é influenciada pelas condições do solo circundante, tais como distribuição das camadas de solo, tensões efetivas, razão de sobre adensamento, adesão na haste, densidade, rigidez, elasticidade, coeficiente de empuxo horizontal e o coeficiente de adensamento, e pela geometria da ancoragem (passo, diâmetro, e espessura das hélices e da haste).

Pelos motivos acima descritos, tem sido difícil estabelecer relações teóricas que permitam calcular adequadamente os deslocamentos de ancoragens helicoidais para a situação de serviço. Um caminho viável nesta situação é a modelagem numérica, que permite encontrar soluções a problemas que envolvem uma mecânica complexa, sobre a qual ainda não se têm soluções analíticas fechadas. No entanto, a acurácia destes métodos numéricos depende entre outros fatores da confiabilidade dos dados de entrada, das condições de contorno, e da definição adequada das condições da interface solo-ancoragem.

2.2.3 Torque de instalação

Diversos autores têm confirmado a relação existente entre a capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais, e o torque final de instalação. O valor de torque necessário à penetração da estaca no terreno é utilizado como uma medida de verificação em campo de sua capacidade.

Hoyt e Clemence (1989) foram os primeiros a publicar a relação empírica entre torque final de instalação T e a capacidade de carga à tração de estacas helicoidais Q_u , mostrada a seguir:

$$Q_u = K_T T \quad (3)$$

Onde K_T , conhecido com fator de torque, é a razão entre a capacidade e o torque, cujas unidades de medida são $\text{ft}^{-1}[\text{m}^{-1}]$. Os valores de fator de torque reportados por esses autores variam de 10 ft^{-1} [33 m^{-1}] para ancoragens com hastes quadradas e circulares com diâmetro inferior a 89mm, 7 ft^{-1} [23 m^{-1}] para hastes tubulares de 89 mm de diâmetro, e 3 ft^{-1} [10 m^{-1}] para hastes de seções tubulares de 219 mm de diâmetro. Segundo estes autores, esta relação empírica entre torque final de instalação e capacidade de carga tem proporcionado valores estimados mais próximos dos valores medidos do que os métodos teóricos.

Livneh e El Naggar (2008) apresentaram valores de fator de torque K_T para ancoragens helicoidais (à tração) variando entre 21.3 m^{-1} [6.5 ft^{-1}] e 36.3 m^{-1} [11.1 ft^{-1}]. Estes autores comentam que o valor de K_T fornece uma razoável estimativa da resistência do solo que circunda a ancoragem. Comentam também que os valores de K_T tendem a ser maiores para estacas helicoidais na compressão do que no caso de tração. Na presente dissertação somente o caso de tração de estacas helicoidais (ancoragens) é abordado.

Sakr (2011a) observou que as estacas helicoidais instaladas em solos pouco coesivos, requerem maior torque para serem penetradas do que em solos coesivos. Esta afirmação baseia-se nos resultados de um programa de ensaios executado em estacas helicoidais instaladas em argila siltosa e em areia compacta.

2.3 COMPORTAMENTO À TRAÇÃO E EFEITO DE INSTALAÇÃO

2.3.1 Compressão versus tração

Diversas pesquisas relatam a diferença entre a capacidade de carga de estacas helicoidais submetidas a esforços de tração ou de compressão (Trofimenkov e Mariupolski 1965, Zhang 1999, Sakr 2009, Santos Filho 2014, Gavin et al. 2014, etc).

Esta diferença pode ser atribuída ao fato de que o solo acima das hélices foi alterado pela penetração da estaca solicitada à tração. Já no caso de compressão, o solo abaixo da hélice inferior não é perturbado pela instalação.

Sakr (2009) realizou onze provas de carga em campo, incluindo carregamento de compressão axial, tração e lateral sobre ancoragens instaladas em areias. O autor percebeu uma relação carga-deslocamento quase idêntica para todos os testes até um nível de deslocamento igual a 3 mm (0.75% D), que representa a resistência pelo atrito lateral desenvolvida ao longo da haste da estaca (fuste). Para níveis maiores de deslocamentos, as estacas helicoidais submetidas à compressão mostraram maior capacidade que as ensaiadas a tração. A redução na capacidade em tração foi da ordem de 40% a 50%, comparada com os valores obtidos em compressão. Ele afirma que as diferenças são decorrentes, entre outros fatores, da menor área que possuíam as hélices testadas a tração (no caso de compressão, a área da ponta da estaca é somada à da hélice inferior projetada).

Este autor também comparou a resposta da estaca à compressão com a de tração em termos da rigidez, definida como a inclinação das curvas carga-recalque. Em geral, foi maior a rigidez das estacas ensaiadas a compressão. A taxa de redução da rigidez para o caso de tração, a partir de níveis altos de deslocamentos, foi maior que a taxa de redução da rigidez para aquelas testadas a compressão.

Sakr (2011b) apresentou outro programa de ensaios à tração e compressão para estacas de grande capacidade, instaladas em solo pouco coesivo. Foi avaliado o comportamento de onze estacas de uma e de duas hélices, com diâmetro de haste variando entre 324 mm e 508 mm. A diferença compressão-tração foi analisada para estacas com duas hélices de 813 mm de diâmetro, instaladas em areia densa. Notou-se que a relação carga-deslocamento foi quase idêntica até um deslocamento igual a 5 mm aproximadamente, reforçando a teoria de que esta parcela corresponde à resistência pelo atrito lateral desenvolvida ao longo do fuste, sendo igual em ambos os tipos de carregamento. No entanto, uma maior resistência foi registrada no caso de carregamento em compressão a grandes níveis de deslocamentos. A rigidez neste estudo também foi comparada, sendo similar nas etapas iniciais de carregamento para ambos os casos e depois um aumento no caso a compressão foi registrado.

2.3.2 Efeitos de instalação

Narasimha Rao e Prasad (1992) descrevem que durante a instalação de ancoragens helicoidais em areia, o solo em contato direto com as hélices é deslocado lateralmente e para cima. O solo que desloca lateralmente transfere tensões ao solo ao redor e o densifica. Ao mesmo tempo no cilindro de solo atravessado é permitido o movimento para cima da areia, causando o seu “afofamento”. Devido à perda de compacidade (afofamento) da coluna cilíndrica de solo entre as hélices, a densidade do solo acima da hélice superior é reduzida no caso de ancoragens multi-hélices.

Este efeito de instalação de ancoragem helicoidal em areia pode ser visualizado após a instalação de um modelo reduzido de estaca helicoidal em centrífuga na Figura 12, de Schiavon (2014), apresentada no capítulo 3 desta dissertação.

Durante os últimos anos têm sido desenvolvidos estudos sobre os efeitos de instalação no comportamento de ancoragens helicoidais. Estes efeitos estão relacionados com a alteração das condições iniciais do solo, após a passagem das hélices até ser atingida a profundidade desejada. Durante a instalação das hélices no terreno ocorre o cisalhamento torsional e vertical do solo atravessado, além de deslocamentos radiais e verticais, (Tsuha et al., 2012). Entre as consequências, são registradas mudanças do estado de tensões nas vizinhanças das hélices, acompanhadas da redução em parâmetros de resistência e rigidez das camadas envolvidas.

Clemence et al. (1994) realizaram uma série de provas de carga à tração em ancoragens de uma, duas e três hélices, em Eaton Dam, Leadwood, Missouri. O solo onde foram instaladas as ancoragens corresponde a um depósito homogêneo de areia média a fina. Nove modelos de ancoragens foram testados. A hélice inferior foi instalada a 6.1 m de profundidade. Todas com haste de seção quadrada, chapas helicoidais de 300 mm de diâmetro, e 13 mm de espessura. Eles notaram diferenças no comportamento à tração entre ancoragens com uma e mais hélices. As curvas carga x deslocamento das ancoragens multi-hélices, exibiram claramente uma tendência à ruptura, enquanto que em ancoragens com uma hélice a carga de

ruptura não foi claramente definida. Uma relação linear entre o número de hélices e módulo tangencial inicial das provas de carga é apresentado na Figura 4.

Figura 4. Inclinação inicial das curvas de carga versus o número de hélices. Dados de Tsuha et al. (2012) e Clemence et al. (1994).

Tsuha et al. (2012) avaliaram a eficiência individual das hélices de ancoragens helicoidais por meio de provas de carga à tração em modelos reduzidos em centrífuga. Nove modelos foram testados, em amostras de areia Fontainebleau NE34, com duas diferentes compacidades relativas (56% e 85%). Os modelos foram divididos em três classes: ancoragens com uma, duas e três hélices. Três diâmetros de hélice foram avaliados 214 mm, 326 mm e 440 mm (dimensões em protótipo). Abaixo são mencionadas suas principais conclusões:

- A contribuição das hélices superiores na capacidade à tração foi menos importante para o caso da areia mais compacta. Os resultados das provas de carga em areia compacta indicaram que a compactidade do solo acima da hélice inferior é maior do que sobre a segunda, e por sua vez esta é maior do que sobre a terceira hélice (Figura 5 b). No entanto ainda não existem estudos que quantifiquem o grau de alteração no grau de compactidade da areia atravessada pelas hélices de estacas helicoidais. Quando instaladas em areia mais fofa, Tsuha et al. (2012) encontraram que o estado do solo após a

instalação da estaca não é relacionado pelo número de vezes que é penetrado por hélices como ilustra a Figura 5.

Figura 5. Hipóteses sobre alteração da areia após da instalação de uma ancoragem com três hélices: (a) areia fofa, (b) areia densa (Tsuha et al. 2012).

- Observou-se uma tendência linear na variação do módulo tangencial inicial da curva carga-deslocamento com o número de hélices, salvo para a ancoragem com três hélices de 440 mm de diâmetro instaladas em areia densa, onde não foi registrado nenhum ganho na capacidade de carga devido à adição da terceira hélice. Provas de cargas executadas em campo por Clemence et al. (1994) foram comparadas com os modelos em centrifuga, que também registraram um aumento linear com o número de hélices (Figura 4).

Tsuha et al. (2012) concluem que os métodos de capacidade de carga à tração formulados até o momento devem ser modificados para levar em conta estes efeitos de instalação. Propõem que o fator N_q deve ser revisado e ajustado no caso de ancoragens helicoidais profundas.

Radhakrishna (1976) realizou um estudo sobre o comportamento de ancoragens multi-hélices submetidas a carregamento de compressão, tração, lateral e de grupo em solo argiloso e arenoso. Em relação ao fator N_q , este autor advertiu que este apresenta uma boa concordância com o valor teórico de 40 para areia

compacta usada em seus testes. No entanto, fatores de N_q encontrados para ancoragens multi-hélices foram da ordem de 60 a 80% dos valores obtidos em ancoragens com uma hélice. Este fato indica a diferença no efeito de instalação no solo de acordo com o número de vezes que é atravessado por uma hélice.

Bagheri e El Nagggar (2013) também encontraram que para uma previsão confiável da capacidade de carga, é preciso estimar o efeito da instalação sobre os parâmetros da resistência do solo. Na formulação de um método teórico para a estimativa da capacidade de carga, eles sugerem utilizar o ângulo de atrito mobilizado residual para o cálculo da capacidade de carga em areias densas ($\phi'_{\max} - \phi'_{\min} = 0.8\psi$). Para areias fofas, os autores citados sugeriram que o ângulo de atrito permanece igual a seu valor inicial.

Kulhawy (1985) observou que para ancoragens com uma hélice, a resistência ao cisalhamento ao longo da interface formada entre o cilindro de solo atravessado pela passagem da hélice e o solo que o envolve, é controlada pelo ângulo de atrito e o estado de tensões do cilindro alterado. Este autor comenta que o efeito de alteração pode ser estimado relacionando-se as propriedades alteradas com as propriedades in-situ, usando-se $\delta/\phi \approx 0.9$, onde δ corresponde ao ângulo de atrito efetivo da interface e ϕ é o ângulo de atrito do solo não alterado.

No caso de ancoragens multi-hélices, Kulhawy (1985) também mencionou que o padrão de comportamento varia segundo a geometria. Para ele, a distância entre hélices a partir da qual aparecem ambos os mecanismos de ruptura (individual ou cilíndrico) não é clara, mas quando as hélices possuem igual diâmetro, um cilindro é bem definido. No caso de ruptura cilíndrica, ele sugeriu que a resistência lateral desenvolvida ao longo do cilindro pode ser computada assumindo que o solo entre as hélices é geralmente comprimido, assim, a alteração pela instalação é minimizada e isto implica que ângulo de atrito e o coeficiente de empuxo lateral, dentro e fora do cilindro, são os mesmos.

Santos Filho (2014) realizou in situ um experimento para visualizar o efeito da instalação de uma ancoragem helicoidal no solo atravessado. Para este fim, este autor instalou uma ancoragem helicoidal em um solo argiloso acima do N.A., para depois escavar e inspecionar visualmente o solo atravessado. Antes de escavar, foi injetada uma nata de cimento em um furo na haste da estaca para o preenchimento

dos vazios deixados no solo após a passagem da hélice. Após a instalação da ancoragem no terreno argiloso, o solo atravessado foi deformado de modo que o local (espiral) de passagem da hélice deixasse um espaço vazio aberto pela hélice na hora da penetração que não foi fechado posteriormente. Este espaço preenchido pela nata de cimento é ilustrado na Figura 6. Esta figura ilustra claramente a perturbação deste solo após ser atravessado, evidenciando o efeito da instalação.

Figura 6. Ilustração do preenchimento da trajetória aberta pela instalação da hélice com nata de cimento (Santos Filho, 2014).

2.3.3 Fator N_q

Tsuha (2014) pesquisou a influência do número e diâmetro das hélices no comportamento à tração de ancoragens multi-hélices em areia. Para esse fim, foi

feita uma retro análise do fator N_q da ancoragem multi-hélice, pela seguinte expressão:

$$N_q = \frac{Q_h}{\gamma' A_h \sum_i^n H_i} \quad (4)$$

Sendo Q_h a somatória das capacidades à tração de todas as hélices soldadas ao fuste da ancoragem:

$$Q_h = \sum_i^n Q_{hi} = Q_u - Q_s \quad (5)$$

Tsuha et al. (2014) formularam duas hipóteses referentes à resistência por atrito lateral na haste Q_s . A primeira, designada “A1”, assume que mesmo para ancoragens com duas e três hélices, a resistência pelo atrito lateral é mobilizada ao longo de todo o comprimento da haste (incluindo o espaço entre as hélices), tal como assumido em Tsuha e Aoki (2010). A segunda hipótese, designada “A2”, considera que a resistência pelo atrito lateral é insignificante, devido à perturbação causada pela passagem das hélices. Na hipótese A2, a capacidade de carga é a soma das capacidades de cada hélice.

Tsuha et al. (2014) encontraram que para ancoragens profundas em areia compacta, para uma mesma razão H/D , o fator N_q diminui ligeiramente conforme aumenta o diâmetro da hélice. Para ancoragens multi-hélices, o fator N_q decresce com o número de hélices. Isto indica que a eficiência das hélices superiores em areia compacta é reduzida devido ao efeito da instalação. Além disso, os mesmos autores notaram que para ancoragens instaladas em areia fofa, a capacidade última e o fator N_q não são influenciados pelo número de hélices.

2.3.4 Efeito de instalação no módulo de elasticidade

George e Clemence (2013) calcularam a redução do módulo de elasticidade de um solo argiloso, causado pela penetração de uma ancoragem helicoidal. Este estudo experimental desenvolveu-se sobre um modelo reduzido (1/4). O estado de tensões foi simulado através da compressão da massa do solo até o nível de tensão desejada. A ancoragem foi instalada a uma taxa de 1 revolução cada 4 segundos e

após isto, foram tomadas amostras em shelby dentro do cilindro de alteração, formado pela passagem da hélice (amostra alterada), e também fora dele, a uma distância de 4 diâmetros (amostra inalterada). Como resultado de vários ensaios triaxiais, os autores encontraram que o módulo de elasticidade do solo alterado é da ordem de 55%-75% do módulo de elasticidade da zona não alterada (solo não penetrado pela hélice).

Esta pesquisa, segundo George e Clemence (2013), baseia-se no fato de que o comportamento à tração de ancoragens com uma ou várias hélices, é dependente da resistência não drenada e da rigidez do solo localizado acima ou entre as hélices. Os autores comentaram que a progressão descendente da ancoragem helicoidal durante a instalação, afrouxa e desloca o solo, criando uma coluna de solo alterado acima e entre as hélices. Consequentemente, o solo alterado apresenta um módulo de elasticidade e uma resistência ao cisalhamento não drenada menor. Isto implica numa redução na capacidade de carga à tração da ancoragem.

2.4 APLICAÇÕES DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ANCORAGENS EM PLACA E DE ANCORAGENS/ESTACAS HELICOIDAIS: Revisão bibliográfica

2.4.1 Modelagem numérica com o programa Plaxis

Dickin e Laman (2007) realizaram modelagem física e numérica para estudar o comportamento à tração de uma ancoragem em placa com 1 m de largura (B), instalada em areia (fofa e compacta) e com profundidade relativa variando entre 1 e 8B. Para a parte numérica foi utilizado o software de elementos finitos Plaxis 2D e foi encontrada uma boa concordância entre os resultados numéricos e os de centrifuga, para um nível de deslocamento igual a 20%D, na região pré-pico.

No trabalho supracitado, o modelo de solo com Endurecimento (Hardening Soil Model, HSM) foi selecionado para descrever o comportamento não linear da areia. Para este modelo constitutivo, é definido o ângulo de atrito, a coesão e a dilatância. A rigidez do solo com o nível de tensão é descrita por três classes de

rigidez: rigidez secante em ensaios triaxiais aos 50% da resistência (E_{50}), rigidez em carga/descarga (E_{ur}), e a rigidez tangente em ensaios oedométricos. Os três parâmetros estão relacionados a uma tensão de referência que usualmente é igual a 100 kPa.

Dickin e Laman (2007) desenvolveram modelos com deformação plana. A malha foi constituída por elementos de 15 nós para prover maior precisão na determinação das tensões. A ancoragem foi representada por meio de elementos tipo viga. Para considerar a interação ancoragem-solo, foram usados elementos de interface com $R_{int}=1$ (isto é, interface totalmente rugosa). Eles afirmam que o efeito da interface sobre o comportamento à tração de ancoragens é pouco significativo, como também mencionado por Rowe e Davis (1982).

O efeito da malha foi pesquisado por Dickin e Laman (2007), que concluíram que um refinamento grosso foi adequado para seus modelos. Para evitar a influência das bordas (limites), foi selecionada uma malha com 16 m de largura. O carregamento foi aplicado em incrementos de 1 kN/m². Neste trabalho, o mecanismo de ruptura para ancoragens rasas e profundas é observado nos contornos de deslocamentos fornecidos pelo Plaxis2D. No caso de ancoragens rasas, os deslocamentos e, portanto, as tensões de cisalhamento se estendem até a superfície. Para ancoragens profundas, o mecanismo de ruptura é localizado ao redor da placa.

Dickin e Laman (2007) concluíram que o comportamento à tração pré-pico deste tipo de ancoragem, instalados em solo pouco coesivos, pode ser bem representado usando o modelo de Solo com Endurecimento. No entanto, as características pós-pico requerem modelos constitutivos mais sofisticados.

Salhi et al. (2013) executaram modelos numéricos axissimétricos com o programa Plaxis 2D para simular uma estaca helicoidal instalada em areia e submetida a esforços de compressão. O solo foi modelado como elástico linear perfeitamente plástico (modelo de Mohr-Coulomb). Um fator de redução de resistência (R_{int}) foi empregado para representar a interação solo-ancoragem. As hélices foram modeladas como discos circulares não porosos (com coeficiente de permeabilidade igual a zero). A malha foi composta por elementos triangulares de 15 nós.

As análises de Salhi et al. (2013) constaram de três fases. Na primeira etapa foram calculadas as tensões iniciais, considerando-se o nível do lençol freático, e um coeficiente de empuxo igual ao de repouso $K_0 = 1 - \sin(\phi)$. Em seguida instalou-se a ancoragem junto com os elementos interface, e finalmente, incrementou-se o carregamento usando “multipliers” (ferramenta disponível em Plaxis 2D).

2.4.2 Modelagem numérica com o programa Abaqus

Wang et al. (2013) realizaram análises axissimétricas, incluindo grandes deformações, por meio de um programa de elementos finitos, com o objetivo de estudar o comportamento à tração (não drenado) de ancoragens helicoidais instaladas em argila, para diferentes combinações geométricas e/ou profundidades de instalação (Figura 7).

Estes autores consideraram que um emaranhamento nos elementos acontece na vizinhança de cada hélice, como consequência dos grandes deslocamentos gerados durante a mobilização da capacidade de carga à tração (deslocamentos da ordem de $0.2D$, onde D é o diâmetro da hélice). Este emaranhamento muda o perfil original de resistência do solo e, como consequência, sugere-se utilizar métodos computacionais diferentes aos convencionais. Softwares de elementos finitos e de diferentes finitas que usam o sistema Lagrangeano total ou atualizado, para atualizar a malha durante uma simulação em “grandes deformações”, não conseguem capturar com precisão a resposta do modelo. A fim de superar este problema, os autores citados propuseram um modelo usando o programa ABAQUS, acoplado com uma ferramenta denominada RITSS (em português, técnica de interpolação e re-malhagem com pequenas deformações). Esta técnica tem sido desenvolvida para superar a distorção da malha quando é executado o processo de regeneração.

As ancoragens de Wang et al. (2013) continham chapas com $0.03D$ de espessura. A contribuição da resistência desenvolvida ao longo do fuste foi ignorada no modelo. A hélice foi assumida como já instalada no local e perfeitamente rugosa. A argila foi modelada como um material elástico perfeitamente plástico, que obedece ao critério de fluência de Tresca. A malha do solo foi construída mediante a utilização de elementos quadráticos triangulares. As alterações causadas na

resistência do solo durante a instalação foram levadas em conta por meio de dados de resistência da argila remoldada, medidos mediante o ensaio de penetração de cilindro conhecido como “T-Bar”.

Neste trabalho citado acima, são registradas diferenças da ordem de 30% entre os resultados numéricos e medidos em modelos reduzidos de ancoragens testados em centrífuga. Não obstante, é importante ressaltar que a carga de pico numérica foi escolhida como aquela correspondente a um deslocamento igual ao deslocamento medido na ruptura em centrífuga. Nos modelos numéricos, as máximas cargas foram superestimadas em termos de deslocamentos e de valor pico.

Figura 7. Contornos do deslocamento incremental para diferentes configurações de ancoragens helicoidais em argila (Wang et al. 2013).

Gavin et al. (2014) avaliaram experimentalmente o comportamento de uma estaca helicoidal, composta de uma hélice, instalada em areia compacta, e submetida a esforços de tração e de compressão. Esta pesquisa foi complementada por uma análise de elementos finitos usando o programa Abaqus/Explicit. A estaca

(diâmetro da haste de 110 mm e diâmetro da hélice de 400 mm) foi instalada com a ponta a 2.6 m de profundidade no campo de ensaios da University College Dublin (UCD).

Nos modelos de Gavin et al. (2014) foi considerada uma condição axissimétrica. A malha usada tinha 3 m de largura e 5.37 m de profundidade. O modelo foi dividido em duas zonas. A zona correspondente à massa de solo principal foi modelada usando elementos C4X4R os quais contam com quatro nós, integração reduzida e são elementos axissimétricos. O grupo de solo ao redor da hélice foi modelado usando elementos CAX3 as quais também são axissimétricos e possuem três nós. Para evitar excessivas distorções da malha, em virtude das grandes deformações que são causadas nas simulações de provas de carga, foi utilizada a técnica Lagrangeana-Euleriana Arbitrária (Arbitrary Lagrangian Eulerian ALE). Esta técnica permite à malha movimentar-se independentemente do material e, portanto, a malha conserva alta qualidade durante as análises de grande deformação. O comportamento do solo foi caracterizado pelo modelo Ducker-Prager linear não associativo. O ângulo de atrito na interface solo-hélice foi assumido igual a 28° . Um deslocamento incremental igual a 40 mm (10% D) foi aplicado na cabeça da estaca para calcular a resposta em termos de carga.

Gavin et al. (2014) encontraram que as análises em elementos finitos superestimam a capacidade de carga à tração e a rigidez desenvolvida durante o carregamento. Eles explicam que isto talvez ocorra porque as propriedades de resistência e de rigidez da areia usadas nos modelos são derivadas de ensaios de compressão triaxial e não de ensaios que considerem o comportamento do solo à tração. Os autores também indicaram que, embora em compressão seja razoável considerar a areia abaixo da hélice como relativamente inalterada pelo processo de instalação, esta hipótese não é apropriada no caso de carregamentos de tração já que o solo acima das hélices é alterado durante a instalação.

A diferença significativa entre os resultados numéricos e experimentais das estacas helicoidais em tração da pesquisa de Gaudin et al. (2014) indica que é fundamental que se considere o efeito da instalação na modelagem numérica.

Qiu et al. (2009) afirmaram que se um meio contínuo é deformado ou flui, a posição de pequenos elementos volumétricos muda com o tempo. Essa posição pode ser descrita de duas formas em função do tempo:

- Por meio de uma descrição Lagrangeana, onde o movimento do contínuo é especificado como função de suas coordenadas iniciais e do tempo. Nesta descrição, a interface entre duas partes é definida e rastreada em forma precisa.
- Por meio de uma descrição Euleriana onde o movimento do contínuo é especificado em função de sua posição instantânea e do tempo. Na formulação Euleriana não ocorre distorção nos elementos.

Estes autores pesquisaram o problema de uma ancoragem de placa circular instalada em um solo não coesivo, combinando-se estes dois métodos (discretização dos elementos estruturais por meio de uma malha Lagrangeana, e do solo mediante uma malha Euleriana). O estado de tensões foi descrito pelo modelo constitutivo Ducker Prager. Os autores encontraram um bom desempenho dos modelos até a carga pré-pico.

Chen et al. (2013) empregaram uma técnica de elementos finitos de grandes deformações baseado em um sistema Euleriano (Eulerian-based large deformation finite element technique) para examinar o comportamento de uma ancoragem de placa quadrada, com diferentes combinações geométricas e de material, instalada em argila. A influência da tensão confinante e da rigidez do solo também foram pesquisadas. A validade dos modelos foi avaliada comparando-se resultados experimentais e numéricos publicados por outros autores.

Chen et al. (2013) modelaram uma ancoragem como um sólido rígido discreto, usando elementos Lagrangeanos de 8 nós. O solo consistiu-se de elementos Eulerianos de 8 nós, obedecendo-se o critério de fluência de Tresca. Um contato liso entre ancoragem-solo foi imposto já que a rugosidade da ancoragem pode ser considerada insignificante, tal como mencionou Merifield (2002). Os autores consideram uma separação imediata entre a ancoragem e a argila. Segundo Merifield (2002) a separação imediata em solos argilosos indica que a interface não sustenta tensão nenhuma, uma vez o carregamento é aplicado. A tensão vertical imediatamente abaixo da ancoragem é reduzida a zero e não está mais em contato com o solo subjacente. Para solos argilosos, separação imediata representa o caso onde não existe adesão ou sucção entre o solo e a ancoragem. No caso de solos pouco coesivos, considerar separação imediata é apropriado, pois estes não sustentam tensão ou sucção a longo prazo.

Três tipos de mecanismo de ruptura foram observados por Chen et al. (2013) durante o processo de arrancamento da ancoragem (Figura 8). O tipo A é caracterizado pelo fluxo ascendente do solo para a superfície, obtido para ancoragens rasas, sem considerar o peso do solo acima dele, nem a coesão. No tipo B não é observada separação do solo tanto acima como abaixo da ancoragem. O tipo B ocorre quando a tensão confinante é suficientemente elevada (ancoragens profundas) para forçar o solo a fluir contra da parte inferior da chapa apesar de ter se assumido separação imediata. O tipo C é um mecanismo de fluxo parcialmente localizado, observado para ancoragens profundas sem consideração do peso do solo acima da ancoragem.

Figura 8. Mecanismos de ruptura observados por Chen et al. (2013).

2.4.3 Modelagem numérica com o programa FLAC

Shiau e Hobson (2011) apresentaram um modelo numérico de uma ancoragem usando FLAC e os resultados foram comparados com modelos físicos. O estudo paramétrico do problema foi elaborado por meio de uma sub-rotina escrita em FISH (linguagem de programação integrada dentro de FLAC). O estado de tensões do solo foi representado mediante o modelo Mohr-Coulomb. Elementos de viga foram utilizados para representar a ancoragem. Para simular a carga de tração, foi aplicada uma velocidade igual a 1×10^{-6} m/ passo, sendo o número total de passos igual a 20000. Um amortecimento nodal artificial foi necessário para remover gradualmente a energia cinética.

Mabrouki e Mellas (2014) empregaram FLAC3D para avaliar a capacidade de carga à tração de uma ancoragem horizontal com placa circular, instalada em solo arenoso. O solo foi considerado elástico linear perfeitamente plástico de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb, com ângulo de atrito variando entre 20 e 35°, coesão zero, módulo volumétrico $K = 2.5 \times 10^4$ kPa, módulo de cisalhamento $G = 1.15 \times 10^4$ kPa ($E = 30$ MPa, $\nu = 0.3$), peso unitário 18 kN/m^3 e razão H/D variando entre 2 e 3 (ancoragem rasa). Quanto à dilatância da areia, duas condições foram analisadas: regra de fluxo associado e não associado.

A interface entre a ancoragem e solo foi modelada por elementos do mesmo tipo, cujo comportamento é representado pelo critério de plasticidade de Mohr-Coulomb. A interface é assumida rugosa, com coesão nula. A rigidez normal e ao cisalhamento foi adotada igual a 10^9 Pa/m. A condição de chapa rígida indeformável foi proporcionada estabelecendo os deslocamentos verticais e horizontais fixos para os nós da ancoragem. A carga última foi calculada aplicando-se uma velocidade de deslocamento pequena nos nós da chapa. Para o refinamento da malha foram utilizados elementos aproximadamente planos. Devido à simetria do modelo, só um quarto dele foi utilizado. Na zona onde se apresentam maiores gradientes de tensões, ou seja, nas proximidades da chapa, foi aplicado um refinamento local. A Figura 9 apresenta um esquema geral do modelo construído por Mabrouki e Mellas (2014).

Figura 9. Modelo em FLAC3D de uma ancoragem plana (a) malha para $H/D=2$, (b) vetores de deslocamento, (c) máxima deformação por cisalhamento para $\phi=30^\circ$, $\psi=0$ ou $\phi=\psi$, e $H/D=3$.

O método Lagrangeano atualizado (updated Lagrangian) é usado em FLAC/FLAC3D para análises incluindo grandes deformações. Segundo Ma et al. (2013) neste código de diferenças finitas, deslocamentos incrementais são adicionados às coordenadas de modo a que a malha se movimente e deforme com o material que representa. Este método constitui uma limitação para o software quando é necessário considerar grandes deformações dentro das análises, uma vez que os cálculos devem parar mesmo que poucos elementos dentro da malha fiquem gravemente distorcidos (Wang et al. 2015).

2.5 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Como introdução à análise de confiabilidade, são descritos a seguir alguns conceitos para o entendimento dos procedimentos utilizados nesta dissertação.

- Equações de estado limite:

Permitem representar os estados limites e, por conseguinte os modos de falha das estruturas analisadas. Para isso denomina-se carga ou solicitação à que está submetido um sistema como S , e sua resistência disponível como R . Solicitações e resistências não só dizem respeito a forças e tensões, mas também a deslocamentos e recalques, ou qualquer outro fenômeno que deva ser avaliado em projeto. Os valores de R e S são desconhecidos, e os seus momentos estatísticos são descritos da seguinte forma (Beacher e Christian 2003):

μ_R, μ_S : Valores médios de R e S

$E[R], E[S]$: Valores esperados de R e S , respectivamente μ_R, μ_S

σ_R, σ_S : Desvio padrão de R e S

CV: Coeficiente de variação σ/μ

σ_R^2, σ_S^2 : Variâncias de R e S

ρ_{RS} : Coeficiente de correlação entre R e S

$COV(R, S)$: Covariância de R e $S = \rho_{RS}\sigma_R\sigma_S$

Assim, a equação do estado limite (que representa a falha do sistema analisado) pode ser formulada em termos da capacidade da estrutura e das solicitações aplicadas:

$$G(R, S) = R - S = 0 \quad (6)$$

Esta comparação também representa a margem de segurança.

Uma equação mais geral pode ser estabelecida em função das variáveis aleatórias do projeto $\mathbf{X}$:

$$G(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (7)$$

Os valores negativos desta equação representam o domínio de falha (D_f), e os valores positivos, o domínio de sobrevivência.

$$D_f = \{x/g(x) \leq 0\} \quad (8)$$

- Probabilidade de falha

De acordo com Beck (2012), é a probabilidade de que as solicitações ou cargas excedam a capacidade máxima do sistema, ou sua resistência. Também corresponde ao evento em que a equação de estado limite seja negativa (domínio de falha).

$$P_f = \{R \leq S\} \quad (9)$$

$$P_f = \{X \in D_f\} \quad (10)$$

Matematicamente, a probabilidade de falha é definida como:

$$P_f = \iint_{D_f} f_{R,S}(r,s) dr ds \quad (11)$$

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) \left[\int_{-\infty}^s f_R(r) dr \right] ds = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(s) F_R(s) ds \quad (12)$$

onde $f_S(s)$ e $f_R(r)$ representam a função marginal de densidade de probabilidade das cargas impostas e da resistência, respectivamente. $F_R(s)$ é a função de distribuição acumulada (FDA) da resistência. $f_{R,S}(r,s)$ é a função conjunta de densidade de probabilidade de R e de S.

De maneira mais geral, a probabilidade de falha pode ser expressa como:

$$P_f = \iint_{D_f} f_x(x) dx \quad (13)$$

onde $f_x(x)$ representa a função conjunta de densidade de probabilidades sobre o domínio de falha.

- Ponto de projeto

Segundo Beck (2012), é o ponto sobre a equação de estado limite que corresponde à mínima distância a origem do espaço normal padrão. O ponto sobre o domínio de falha com maior probabilidade de ocorrência (Figura 10). Constitui o ponto ideal para se linearizar a equação de estado limite quando esta for não linear.

Figura 10. Definição de ponto de projeto, superfície de falha e índice de confiabilidade (Lü et al. 2011)

- Superfície de falha

Conforme a Low e Tang (1997), a superfície de falha é o limite que divide as combinações das variáveis aleatórias que levam à ruptura de aquelas que não. É definida como $F_s=1$ ou equivalentemente pela equação de estado limite $G=F_s-1=0$, onde F_s é o fator de segurança.

- Fatores parciais

Eurocode 7 indica que o ponto de projeto fornece os valores mais críticos das variáveis aleatória imersas no problema, que tornam a resistência do sistema igual à solicitação. Assim, os fatores parciais de segurança podem ser calculados como:

$$F = \frac{\mu_{x_i}}{x_i^*} \quad (14)$$

Sendo μ_{x_i} o valor médio e x_i^* o ponto de projeto da variável aleatória x_i .

- Índice de confiabilidade

Este índice é definido como a razão entre o valor médio da função de desempenho, que representa a equação de estado limite $G(x)$ e seu desvio padrão, assumida para seguir uma distribuição gaussiana:

$$\beta = \frac{E[G(x)]}{\sqrt{\text{Var}[G(x)]}} \quad (15)$$

Neste caso, o índice β representa o número de desvio padrões que separam à equação de estado limite do domínio de falha $G(x) = 0$. As limitações deste

método estão relacionadas com a forma da equação de estado limite uma vez que para equações não lineares ou problemas envolvendo variáveis com distribuições diferentes às gaussianas, não oferece um resultado confiável (Ahmed 2012).

Para variáveis aleatórias com distribuição gaussiana e correlacionadas, o índice de confiabilidade é calculado como:

$$\beta_{HL} = \min_{\mathbf{x} \in F} \sqrt{(\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu})^T \mathbf{C}^{-1} (\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu})} \quad (16)$$

Ou equivalentemente:

$$\beta_{HL} = \min_{\mathbf{x} \in F} \sqrt{\left(\frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i} \right)^T \mathbf{R}^{-1} \left(\frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i} \right)} \quad (17)$$

Onde $\mathbf{x}$ representa o vetor das n variáveis aleatórias $x_i = (i = 1, 2, \dots, n)$, $\boldsymbol{\mu}$ o vetor de suas médias, $\mathbf{C}$ a matriz de covariâncias, $\mathbf{R}$ é a matriz de correlação. A equação 17 pode ser minimizada usando-se métodos de otimização não linear sujeito à restrição $G(\mathbf{x}) = 0$.

Low e Tang (1997) formularam uma interpretação alternativa deste índice no espaço original. As n variáveis aleatórias abarcam um espaço n dimensional, com um elipsoide de dispersão $1\text{-}\sigma$ centrado nos valores médios (Ver Figura 10). As variáveis correlacionadas formam um elipsoide inclinado. Este elipsoide é expandido ou contraído sem alterar sua relação de aspecto original até ser tangente com a superfície de falha. A magnitude em termos da relação de eixo do elipsoide tangente à superfície de falha é β vezes o tamanho do elipsoide de dispersão $1\text{-}\sigma$. Encontrar o ponto de projeto é equivalente a encontrar o elipsoide menor, tangente à superfície de falha.

Existe uma relação entre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade, cuja demonstração pode ser encontrada em diversos livros de confiabilidade estrutural:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (18)$$

A equação 18 corresponde a uma aproximação de primeira ordem da probabilidade de falha.

O problema da confiabilidade envolve a aproximação da função $f_x(\mathbf{x})$, bem como do domínio de integração, permitindo calcular a probabilidade de falha e o

índice de confiabilidade (Beck 2012). Para isso existem diferentes métodos cuja aplicação depende da complexidade do problema. Nas seguintes seções são apresentados os métodos utilizados no desenvolvimento desta dissertação.

2.5.1 Cálculo do índice de confiabilidade

Método de confiabilidade de primeira ordem FORM

Segundo Beck (2012), este método envolve a aproximação da equação de estado limite por uma função linear, e a construção da função de distribuição conjunta $f_x(x)$. A $f_x(x)$ é construída com base nas distribuições marginais normais e não normais e nos coeficientes de correlação entre pares de variáveis. O domínio de integração da equação de probabilidade de falha é aproximado por uma função linear.

A construção da função conjunta de probabilidades demanda uma transformação das distribuições marginais originais (espaço X) em distribuições normais equivalentes conservando ainda a correlação entre elas (espaço Z). Este processo requer utilizar a transformação de Hassofer Lind:

$$z_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{xi}^{neq}}{\sigma_{xi}^{neq}} \quad (19)$$

Quando a variável aleatória segue uma distribuição não normal, a transformação de X para Z (Figura 11) é realizada através do princípio de aproximação normal que permite um mapeamento ponto-a-ponto de uma distribuição real para uma distribuição normal equivalente (Verzenhassi 2008).

$$z_i^* = \Phi^{-1}[F_{xi}^{real}(x_i^*)] \quad (20)$$

$$\mu_{xi}^{neq} = x_i^* - z_i^* \sigma_{xi}^{neq} \quad (21)$$

$$\sigma_{xi}^{neq} = \frac{\phi(z_i^*)}{f_{xi}^{real}(x_i^*)} \quad (22)$$

Onde F_{xi} corresponde a função de distribuição acumulada (FDA) real, f_{xi} é a função de densidade de probabilidades (FDP) real. Φ^{-1} é a inversa da FDA e $\phi(\cdot)$ é FDP, normal padrão.

Após determinar os parâmetros da distribuição normal equivalente, são calculados os coeficientes de correlação equivalente entre as variáveis através da aplicação do modelo de Nataf e finalmente, é eliminada a correlação através da fatoração de Cholesky da matriz de correlação (espaço Y), preservando-se ainda o conteúdo de probabilidade das variáveis.

Figura 11. Transformação X-Z-Y (Beck 2012).

A transformação de X para Z e de Z para X resulta da introdução das matrizes Jacobianas J_{zx} e J_{xz} .

$$z = J_{zx}[x - M_{neq}] \quad (23)$$

$$x = J_{xz} \cdot z + M_{neq} \quad (24)$$

Onde J_{xz} é a matriz diagonal de desvios padrão normais equivalentes D^{neq} , J_{zx} sua inversa, e M_{neq} é o vetor de medias normais equivalentes.

A transformação de Z para Y e de Y para Z, resulta da decomposição de Cholesky H da matriz de correlação das variáveis aleatórias:

$$J_{yz} = H^{-1} \quad (25)$$

$$J_{zy} = H \quad (26)$$

Utilizando também a decomposição de Cholesky obtemos:

$$J_{yx} = H^{-1}(D^{neq})^{-1} \quad (27)$$

$$J_{xy} = D^{neq}H \quad (28)$$

A transformação resultante de X para Y é:

$$y = J_{yx}[x - M_{neq}] \quad (29)$$

$$x = J_{xy}y + M_{neq} \quad (30)$$

O processo de cálculo pelo método FORM em resumo precisa da determinação das matrizes J_{yz} e J_{zy} , escolher um ponto inicial x_k que usualmente é o ponto médio, atualizar as matrizes J_{yx} e J_{xy} . Posteriormente, o ponto x_k é transformado de X para Y (y_k) e a função $g(x)$ é avaliada em x_k . Também é indispensável calcular o gradiente de $g(x)$ $\nabla g(x)$ e depois transformá-lo para Y $\nabla g(y)$.

Fatores de sensibilidade computados como $\alpha = \nabla g(y^*) / \|\nabla g(y^*)\|$, avaliados no ponto de projeto, podem ser determinados para eliminar as variáveis aleatórias envolvidas no problema que tenham pouca influência na probabilidade de falha.

A busca pelo ponto de projeto é um processo iterativo que implica o cálculo de novos pontos y_{k+1} através de algoritmos como o de Hassofer, Lind, Rackwitz e Fiessler HLRF ou sua versão melhorada iHLRF, até atingir o critério de convergência. O índice de confiabilidade é por fim avaliado no ponto final de y_{k+1} que corresponde ao ponto de projeto y^* , $\beta = \|y^*\|$.

2.5.2 Simulação de Monte Carlo

Dentro da simulação de Monte Carlo aplicam-se principalmente dois procedimentos: um denominado simulação de Monte Carlo Crua e outro que utiliza amostragem por importância.

Beck (2012) menciona que a simulação de Monte Carlo Crua baseia-se na geração de n_{si} amostras para x_i variáveis aleatórias. Cada amostra contém n números aleatórios u_k gerados com distribuição uniforme entre 0 e 1. Este procedimento implica a determinação da inversa da função de distribuição acumulativa de:

$$x_k = F_X^{-1}(u_k) \quad (31)$$

Os números aleatórios são gerados a partir de algoritmos recursivos, e as amostras não devem apresentar tendenciosidade nenhuma, precisam ser totalmente

independentes e uniformes. Uns dos testes mais completos para a verificação destes critérios é o hipercubo unitário em sua versão 3D.

Para a definição da probabilidade de falha é utilizada uma função indicadora $I[x]$ que indica quais os pontos avaliados sobre a equação de estado limite pertencem ou não ao domínio de falha D_f .

$$I[x] = 1 \rightarrow x \in D_f \quad (32)$$

$$I[x] = 0 \rightarrow x \notin D_f \quad (33)$$

Assim, a probabilidade de falha é o valor esperado da função indicadora sobre todo o domínio Ω :

$$P_f = \int_{\Omega} I[x] f_x(x) dx \equiv E[I[x]] \quad (34)$$

Com base em uma amostra de tamanho finito, um estimador não tendencioso da probabilidade de falha é:

$$\hat{P}_f = \frac{1}{n_{si}} \sum_{i=1}^{n_{si}} I[x_i] = \frac{n_f}{n_{si}} \quad (35)$$

Onde n_f são os pontos dentro do domínio de falha e n_{si} o número total de simulações.

Também pode ser estimada a variância da probabilidade de falha (erro estatístico de simulação):

$$\text{Var}[\hat{P}_f] = \frac{1}{(n_{si} - 1)} \sum_{i=1}^{n_{si}} (I[x_i] - \hat{P}_f)^2 \quad (36)$$

O coeficiente de variação de P_f é obtido como:

$$CV_{P_f} = \frac{\sqrt{\text{Var}[\hat{P}_f]}}{E[\hat{P}_f]} \simeq \frac{1}{\sqrt{n_{si} P_f}} \quad (37)$$

Quando utilizada a amostragem por importância, é reduzido o número de amostras necessárias para atingir o coeficiente de variação da probabilidade de falha especificado. Este procedimento é muito útil quando trata-se de probabilidades pequenas que precisam de amostras grandes para uma boa estimativa.

Os pontos são gerados a partir de uma função de amostragem $h_x(x)$, que os desloca para regiões importantes do domínio de falha. Neste método, a densidade de amostragem inicial é deslocada ao ponto de projeto com o objetivo de centrar as amostras na região de maior densidade de probabilidade dentro do domínio de falha $G(x) \leq 0$. O ponto de projeto é encontrado a partir de algoritmos de otimização. Utilizando este método, o valor esperado da P_f é:

$$\hat{P}_f = \frac{1}{n_{si}} \sum_{i=1}^{n_{si}} I[x_i] \frac{f_x(x_i)}{h(x_i)} \quad (38)$$

A variância neste caso é estimada como:

$$\text{Var}[\hat{P}_f] = \frac{1}{(n_{si} - 1)} \sum_{i=1}^{n_{si}} \left(I[x_i] \frac{f_x(x_i)}{h(x_i)} - \hat{P}_f \right)^2 \quad (39)$$

2.5.3 Meta-modelagem

A Meta-modelagem ou modelos substitutos são funções analíticas que permitem representar, de forma simplificada, a resposta de um sistema (por exemplo, a capacidade de carga de uma fundação, a estabilidade do frente da escavação de um túnel): Existem várias técnicas de meta-modelagem que incluem representações polinomial, redes neurais, krigagem.

Dentro das representações polinomiais existem métodos como Superfícies de Respostas e Expansão em Polinômios de Caos (PCE). A formulação teórica da expansão em polinômios de caos es apresentada a continuação.

Método de expansão em Polinômio de Caos

Segundo Blatman e Sudret (2010b) o modelo de resposta de um sistema físico pode ser considerado como uma função de um conjunto de parâmetros de entrada. Tal função em muitos casos não possui uma expressão analítica explícita devido à complexidade dos fenômenos envolvidos. Às vezes, a avaliação dos modelos de resposta precisa o emprego de métodos como elementos finitos ou diferenças finitas, usualmente implementados em códigos de computador. No entanto, segundo a mesma referência bibliográfica, as simulações numéricas

forneem resultados realistas só quando os parâmetros de entrada são selecionados com precisão.¹

Existem várias técnicas baseadas em expansão em polinômios de caos. Segundo Mollon et al. (2011), a colocação estocástica baseada no método de superfície de resposta (CSRSM, siglas em inglês) é uma ferramenta útil para determinar a probabilidade de ruína de um sistema, dado um valor de carregamento aplicado. Por meio deste método também é possível determinar a FDP completa para um sistema de resposta (por exemplo, capacidade de carga) por conta das incertezas dos parâmetros de entrada e de suas distribuições de probabilidade.

Conforme Ahmed e Soubra (2012), a CSRSM permite aproximar o sistema de resposta por médio da expansão em polinômios de caos (PCE por suas siglas em inglês) de ordem p , substituindo complexos modelos de elementos finitos ou diferenças finitas por um meta-modelo. Cada modelo possui M parâmetros de incertezas, as quais são representadas por variáveis aleatórias independentes $(X_1, \dots, X_M)$, reunidas em um vetor aleatório $\mathbf{X}$ de FDP conjunta $p_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ (variáveis representadas por uma única FDP). O polinômio de expansão a utilizar dependerá da FDP escolhida. Para distribuições gaussianas são usados os polinômios de Hermite, para distribuição Gamma são utilizados os polinômios de Laguerre, para distribuições Beta são usados os polinômios de Jacobi e para distribuições uniforme, os polinômios de Legendre constituem a melhor opção (Ahmed 2012)

Ahmed e Soubra (2012) indicaram que dentro da estrutura do CSRSM, a resposta de um sistema que envolve M variáveis aleatórias fica bem representada por uma PCE como segue:

$$Y = \sum_{\beta=0}^{\infty} a_{\beta} \Psi_{\beta}(\xi) \approx Y_{app} = \sum_{\beta=0}^{P-1} a_{\beta} \Psi_{\beta}(\xi) \quad (40)$$

Sendo a_{β} os coeficientes desconhecidos a ser avaliados, P o tamanho da expansão (igual ao número de coeficientes da PCE), ξ é um vetor de M variáveis aleatórias não correlacionadas no espaço padrão e Ψ_{β} são os polinômios multivariados de Hermite (Ahmed e Soubra 2012).

¹ Consultar Apêndice B-Exemplo expansão em polinômios de caos

Na equação 41, Y representa o sistema de resposta real, e Y_{app} , o sistema de resposta aproximado.

O tamanho P da expansão em PC corresponde ao número de termos retidos no esquema de truncamento:

$$P = \frac{(M + p)!}{M! p!} \quad (41)$$

Com p igual à ordem da expansão polinomial.

Os coeficientes a_β da representação em PC do modelo de resposta podem ser determinadas através de duas técnicas (Blatman e Sudret 2010b):

- Intrusiva. Os coeficientes são encontrados por meio de uma técnica de minimização de Galerkin. Chama-se intrusiva porque requer a modificação do esquema de solução do problema determinístico.
- Não intrusiva. Permite o cálculo dos coeficientes da expansão polinomial por meio de um conjunto de avaliações do modelo determinístico sem modificação do código número (exemplo, modelo numérico para determinação da capacidade de carga). Dentro desta técnica não intrusiva, destacam-se duas abordagens: regressão e projeção. A abordagem de regressão, a qual será utilizada na presente dissertação, consiste em estimar tais coeficientes mediante a minimização do erro quadrático médio.

Regressão é o método mais utilizado e precisa da avaliação do sistema de resposta em um número dado de pontos de colocação, escolhidos como as combinações das raízes dos polinômios uni variados de Hermite de ordem $p + 1$ para cada variável aleatória. O número de pontos de colocação N pode ser calculado pela fórmula:

$$N = (p + 1)^M \quad (42)$$

Segundo Mollon et al. (2011), os polinômios multivariados de Hermite são os produtos dos polinômios uni variados:

$$\Psi_\beta = \prod_{i=1}^M H_{\alpha_i}(\xi) \quad (43)$$

$H_{\alpha_i}(\xi)$ são os α_i -ésimos polinômios uni variados de Hermite e α_i é uma sequência de M inteiros não-negativos $\{\alpha_1 \dots \alpha_M\}$ (Al-Bittar e Soubra 2014). Os polinômios uni variados são gerados a partir da seguinte fórmula recursiva (Mollon et al. 2011):

$$He_0(\xi) = 1; He_{n+1}(\xi) = \xi He_n(\xi) - n He_{n-1}(\xi) \quad (44)$$

Assim, os primeiros termos dos polinômios uni variados de Hermite são:

$$He_1(\xi) = \xi; He_2(\xi) = \xi^2 - 1; He_3(\xi) = \xi^3 - 3\xi; He_4(\xi) = \xi^4 - 6\xi^2 + 3 \quad (45)$$

As raízes dos polinômios uni variados dependem do número de variáveis aleatórias. Por exemplo, no caso de $M = 2$, as raízes são $\{0, \pm\sqrt{3}\}$, para $M = 3$ $\{\pm\sqrt{3 \pm \sqrt{6}}\}$; para $M = 4$ $\{0, \pm\sqrt{5 \pm \sqrt{10}}\}$; para $M = 5$ $\{\pm 3.324257, \pm 1.889176, \pm 0.616707\}$

Os polinômios multivariados são ortonormais com respeito à função de densidade de probabilidade conjunta do vetor de entradas das variáveis aleatórias, é dizer, $E[\Psi_\alpha(\xi)\Psi_\beta(\xi)] = 1$ se $\alpha = \beta$, de outro modo é zero (Blatman e Sudret 2008). Estes polinômios multivariados também cumprem $E[\Psi_\beta(\xi)] = 0$, para $\beta > 0$.

Por exemplo, para um sistema de resposta que contem $M = 2$ variáveis aleatórias e utilizando uma PCE de ordem $p = 2$, só precisamos 3 raízes do polinômios uni variado. O número de pontos de colocação N vai ser igual a 9. As raízes são $(-\sqrt{3}, 0, \sqrt{3})$ para a primeira variável e $(-\sqrt{3}, 0, \sqrt{3})$ para a segunda. Los 9 pontos de colocação disponíveis são $(-\sqrt{3}, -\sqrt{3})$, $(-\sqrt{3}, 0)$, $(-\sqrt{3}, \sqrt{3})$, $(0, -\sqrt{3})$, $(0, 0)$, $(0, \sqrt{3})$, $(\sqrt{3}, -\sqrt{3})$, $(\sqrt{3}, 0)$ e $(\sqrt{3}, \sqrt{3})$.

Uma variante da PCE, denominada expansão esparsa, será utilizada no desenvolvimento de primeira parte da dissertação. Este método foi escolhido porque conta-se com rotinas implementadas em Matlab por outros autores, que permitem quantificar as incertezas de modelos geotécnicos criados em FLAC3D. A utilidade do método radica em um menor custo computacional comparado com o esquema tradicional. Detalhes matemáticos da expansão esparsa são as no Apêndice A e B.

2.5.4 Análise de confiabilidade baseada em resultados de provas de carga

Phoon e Kulhawy (2008) apresentaram um método para análise de confiabilidade de estacas escavadas no estado limite de serviço, utilizando-se resultados de provas de carga. Eles consideram que as curvas carga-recalque podem ser reduzidas mediante dois parâmetros de ajuste, que dependem do comportamento da estaca. Alguns desses ajustes são resumidos na Tabela 2.

A redução das curvas carga-recalque a dois parâmetros é combinada com a aplicação de um critério de ruptura apropriado nas curvas das provas de carga para o estado limite de serviço.

As curvas são normalizadas pela carga de ruptura interpretada, a fim de reduzir a dispersão dos dados e modelar a dispersão remanescente como um vetor aleatório apropriado, composto pelos parâmetros do ajuste escolhido. Estes parâmetros de ajuste podem ser correlacionados e/ou não normais.

Esta abordagem empírica é facilmente aplicável dada sua simplicidade, não requer parâmetros de entrada difíceis de obter, oferece previsões realísticas, pois são baseadas diretamente em resultados de provas de carga. Este enfoque pode ser ajustado a um modelo estatístico robusto que permita a execução de uma adequada análise de confiabilidade.

Tabela 2. Equações de ajuste para curvas carga-recalque, para vários tipos de fundações (Phoon e Kulhawy 2008).

Tipo de fundação	Modo de carga	Equação de ajuste de curva *	Referência bibliográfica
Fundação superficial	Tração	$Q/Q_m = y/(a+by)$: ajuste hiperbólico entre a carga normalizada e o deslocamento, com parâmetros empíricos a e b .	Phoon et al., 1995, 2003, 2007; Phoon e Kulhawy, 2002b
Estaca escavada	Tração	$Q/Q_m = y/(a+by)$	Phoon et al., 1995; Phoon e Kulhawy, 2002a
	Compressão (não drenada)	$Q/Q_m = (y/B)/[a+b(y/B)]$: ajuste hiperbólico entre a carga normalizada e o deslocamento normalizado, com parâmetros empíricos a e b	Phoon et al., 1995
	Compressão (drenada)	$Q/Q_m = a(y/B)^b$: ajuste descrevendo uma variação potencial da carga normalizada com o deslocamento normalizado. a e b são os parâmetros de ajuste.	Phoon et al., 1995
	Lateral-momento	$Q/Q_m = (y/D)/[a+b(y/D)]$	Phoon et al., 1995; Kulhawy e Phoon, 2004
Estaca hélice continua	Compressão (drenada)	$Q/Q_m = y/(a+by)$	Phoon et al., 2006
Estaca tipo Franki	Tração (drenada)	$Q/Q_m = y/(a+by)$	Phoon et al., 2007

*Capacidade de ruptura interpretada Q_m : método tangente-interseção para fundações superficiais, método L1-L2 para estacas escavadas submetidas a tração e compressão, capacidade hiperbólica para estacas escavadas submetidas a carga lateral, método tangente-inclinação para estacas hélice continua e estacas tipo Franki. B e D correspondem à dimensão maior da estaca ou seu diâmetro. y representa o deslocamento.

Em sistemas de fundação, o estado limite de serviço ocorre quando seu deslocamento “ y ” sob uma condição de carregamento é igual ao deslocamento admissível “ y_a ”. Nesse sentido, a equação (46) constitui uma boa representação desse estado limite:

$$G(x) = y_a - y \quad (46)$$

Neste caso, a probabilidade de falha é dada por:

$$p_f = P(y_a < y) \quad (47)$$

Uma interpretação alternativa da probabilidade de falha é a possibilidade de que uma carga admissível (Q_a) que depende do deslocamento admissível, seja menor que a carga Q aplicada pela estrutura.

$$G(x) = Q_a - Q \quad (48)$$

Assim:

$$p_f = P(Q_a(y_a) < Q) \quad (49)$$

Utilizando-se, por exemplo, um ajuste hiperbólico para representar as curvas carga-recalque, a análise de confiabilidade é feita por equações de estado limite como as apresentadas nas equações 64 ou 65, usando-se um dos métodos mencionados no início deste capítulo:

$$G(x) = \frac{y_a}{a + by_a} Q_u - Q \quad (50)$$

$$G(x) = \frac{y_a}{a + by_a} - \frac{Q}{Q_u} \quad (51)$$

Onde Q_u é a capacidade de carga última calculada por modelos determinísticos.

Stuedlein e Uzielli (2014) usaram este mesmo procedimento para pesquisar os aspectos probabilísticos e estatísticos das incertezas associadas às curvas carga-recalque de uma base de dados de 37 provas de carga à tração, executadas sobre ancoragens helicoidais, instaladas em solo coesivo.

Neste trabalho, um modelo do comportamento carga-recalque foi estabelecido por meio de ajustes hiperbólicos e potenciais, onde as cargas foram normalizadas pela carga de ruptura interpretada geometricamente pela tangente à curva (slope-tangent capacity). Entre os dois modelos bivariados foi escolhido o modelo hiperbólico, por fornecer melhor R^2 e menor erro quadrático médio. A distribuição Beta foi usada para representar a FDP dos dois parâmetros do ajuste hiperbólico.

Uma calibração do modelo de capacidade de carga também foi desenvolvido por Stuedlein e Uzielli (2014), em função das incertezas do fator de capacidade de carga N_{cu} . Estatísticas de N_{cu} foram obtidas por retro análises de provas de cargas. Para $H/D \geq 5$ (ancoragens profundas) a média de N_{cu} foi de 11.1 e seu coeficiente de variação é igual a 19.8%. N_{cu} foi descrito mediante uma distribuição log normal truncada (valores entre 6 e 18).

Dentro da função de estado limite estabelecida por Stuedlein e Uzielli (2014), foi incluído um fator definido como a razão entre a capacidade nominal e a carga aplicada nominal. Com base nesta equação foi praticada uma calibração para fatores parciais de segurança (LRFD - Load and resistance factor design) no estado limite de serviço, onde o projetista pode selecionar o fator de carga que implica uma probabilidade de excedência para cada limite de deslocamento.

3 PARTE 1: ESTUDO PROBABILÍSTICO DO COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS HELICOIDAIS EM AREIA

Para o desenvolvimento da primeira abordagem probabilística desta dissertação, baseada na expansão em polinômio do caos, descrita no capítulo 2, foi fundamental a realização da modelagem numérica da ancoragem helicoidal em FLAC3D. Este programa possibilita o intercâmbio de informação com o código SPCE (implementado em Matlab) usado nesta análise.

Portanto, na primeira parte deste capítulo é pesquisado numericamente o comportamento à tração de ancoragens helicoidais com uma e duas hélices, instaladas em areia compacta.

3.1 MODELO NUMÉRICO DE ANCORAGEM HELICOIDAL EM AREIA

Ensaio de tração em ancoragens helicoidais foram simulados no código de diferenças finitas FLAC3D, usando sub-rotinas FISH (uma linguagem de programação incorporada no FLAC3D que permite ao usuário definir novas variáveis e funções). As curvas carga-deslocamento obtidas dos modelos numéricos foram comparadas e validadas usando-se ensaios em modelos reduzidos de ancoragens helicoidais em centrifuga, apresentados em Tsuha (2007) e Tsuha et al. (2012).

A trajetória que seguem as hélices até a profundidade final de instalação forma uma zona cilíndrica de solo revolvido durante o processo de penetração da ancoragem no terreno. O desempenho da ancoragem à tração depende das propriedades mecânicas do solo desta zona cilíndrica acima da hélice inferior, que suportará as cargas aplicadas (modificadas em comparação com as propriedades da massa de solo natural ao seu redor).

Deste modo, o estudo numérico foi dividido em duas partes. Na primeira fase, a resposta carga-deslocamento foi calculada para uma massa de solo sem consideração dos efeitos de instalação. Posteriormente, um estudo paramétrico é apresentado como uma alternativa para a determinação de fatores de redução para

ângulo de atrito e módulo de elasticidade do solo penetrado pela hélice durante a instalação. As reduções na resistência ao cisalhamento e na rigidez do solo ocorrem devido ao processo de instalação, onde uma zona cilíndrica é definida pelo diâmetro da hélice (Figura 12). Esta zona cilíndrica pode ser subdividida se mais hélices são acrescentadas dentro na ancoragem helicoidal. Deste modo, espera-se que a degradação do solo sobre a hélice superior seja maior do que a degradação sobre a hélice localizada abaixo da mesma.

Figura 12. Ilustração do efeito de instalação causado pela instalação de ancoragem com uma única hélice em areia compacta (Schiavon, 2014).

A importância de quantificar a diminuição destas propriedades deve-se ao fato de que a resistência à tração da ancoragem é provida pelo solo situado dentro dessa massa cilíndrica de solo alterado. Claramente, o desempenho desta porção de solo é diferente à fornecida pelo maciço não perturbado durante a penetração da ancoragem.

O nível de degradação varia em função da geometria da hélice (diâmetro e número), profundidade de instalação e grau de compactação do solo, razão pela qual as estimativas apresentadas aqui não devem ser extrapoladas a outros casos, cujas características geométricas e condições do solo são diferentes.

As provas de carga numéricas foram levadas até um deslocamento correspondente a 10% do diâmetro médio da hélice. Esta parte da curva está dentro do segmento elástico linear. O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb foi escolhido para representar o comportamento geomecânico da areia. A influência das mudanças na geometria da malha sobre as condições de equilíbrio é ignorada, visto que o modelo é operado no modo pequenas deformações (small-strain mode).

3.1.1 ANÁLISE 1 - ANCORAGEM COM UMA ÚNICA HÉLICE

Geometria do modelo

Da base de dados de provas de carga apresentada por Tsuha (2007) e Tsuha et al. (2012) foi escolhida a ancoragem identificada como P4 para ilustrar a degradação sofrida na resistência ao cisalhamento e na rigidez da areia compacta, quando a ancoragem consta de uma única hélice. Este modelo foi selecionado por possuir as dimensões habitualmente utilizadas na indústria. Os resultados experimentais fornecidos por Tsuha (2007) e Tsuha et al. (2012), são comparados com as curvas carga-deslocamento derivadas das análises em FLAC3D. Na presente análise foi assumido que a curva experimental utilizada é relativa apenas à capacidade de carga da hélice, já que normalmente a resistência por atrito lateral na haste costuma ser insignificante devido ao efeito da instalação prévia da hélice.

A geometria do modelo numérico implementado em FLAC3D, é apresentada na Figura 13. Só um quarto da geometria foi utilizado. As dimensões em direção x,y, e z foram escolhidas de modo a evitar efeitos de borda sobre a capacidade de carga à tração. O modelo de maciço possui 8m de altura e 8m de largura. Dois grupos foram especificados: o grupo identificado como “Unds” representa a massa de solo que não é afetada pelo processo de instalação. O grupo reconhecido como “effect”

pertence ao solo localizado acima da chapa e que contém a massa de solo cilíndrica alterada pela penetração da hélice. Inicialmente, o grupo “effect” tem as mesmas propriedades do solo inalterado quando nenhum efeito de instalação é contemplado.

O diâmetro da haste é igual a 0.098 m, e foi considerado como uma seção circular oca sem preenchimento. Visto que a resistência pelo atrito lateral da ponta não contribui significativamente ao valor da capacidade à tração, esta foi ignorada. A hélice foi simplificada a uma chapa circular de diâmetro D igual a 0.326 m.

Ambos, haste e chapa, foram construídos usando elementos estruturais tipo liner integrado (embedded liner). Estes elementos podem ser descritos, segundo o manual de FLAC3D v5, como elementos finitos planos de três nós, os quais possuem dois lados feitos para interatuar com as zonas que representam o solo. Um material isotrópico com módulo de elasticidade de 210 GPa, coeficiente de Poisson de 0.3 e densidade de 7800 kg/m^3 foi usado para ambas as partes, haste e hélice. A haste tubular apresenta espessura de 0.011 m. A espessura da chapa helicoidal foi assumida igual a 0.013 m. A hélice foi instalada a uma profundidade relativa $H/D=13.5$ (ancoragem profunda), sendo H a profundidade de instalação.

Uma malha gradada radialmente contendo todos os elementos da geometria, foi construída usando o a ferramenta “Extrusion” do FLAC3D. Todas suas zonas mantêm uma razão de tamanho menor a 1.1 (ou 0.9) em todas as direções. Os liners incorporaram-se posteriormente usando o comando “gen separate”.

Figura 13. Geometria do Modelo P4.

Propriedades dos materiais e modelo constitutivo

A ancoragem helicoidal foi instalada em areia tipo Fontainebleau (NE34), com densidade relativa de 85%, peso unitário de 16.3 kN/m³ e ângulo de atrito de 41°. Todas as propriedades do maciço do solo são resumidas na Tabela 3, e foram obtidas de ensaios de caracterização realizados por Tsuha (2007). Apenas o módulo de elasticidade (a 50% da resistência máxima ao cisalhamento) para um tensão de 100 kPa, foi obtido do relatório de Andria-Ntoanina et al. (2010), para um material com densidade relativa igual a 82%, ângulo de atrito máximo de 40° e um ângulo de atrito crítico de 30°. Este relatório apresenta uma caracterização da areia Fontainebleau NE34, baseada em triaxiais monôtonicos. O coeficiente de Poisson corresponde a um valor típico para areias densas, tomado de Das (2010). A dilatação é assumida como $\psi = \phi' - 30$.

O comportamento mecânico da areia foi modelado mediante o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (MC). Este modelo representa adequadamente a relação carga-recalque para o nível desejado de deslocamento (até 10% do diâmetro médio da chapa helicoidal). A tensão limite foi assumida como zero neste caso.

Tabela 3. Parâmetros da areia compacta usada no modelo em centrífuga de Tsuha (2007).

Propriedades	Símbolo	Unidades	Valor
Densidade Relativa	I	-	0.85
Peso Específico	γ	(kN/m ³)	16.3
Ângulo de atrito	ϕ	(°)	41
Módulo de Young	E	(MPa)	40
Coeficiente de Poisson	ν	-	0.3

Parâmetros de Interface

Tsuha (2007) realizou ensaios de cisalhamento direto para avaliar a resposta da interface entre chapas fabricadas com o mesmo material utilizado na construção dos modelos de ancoragens helicoidais usadas na centrifuga, e areia Fontainebleau NE34. A autora encontrou que o ângulo de atrito residual médio na interface é igual a 15°.

É importante destacar que a interação solo-ancoragem foi representada através dos links que conectam os nós do liner com os pontos da malha que representam o solo. As propriedades da interface liner-solo (em ambos os lados 1 e 2), são controladas pela rigidez normal, pela resistência à tensão, pela rigidez ao cisalhamento, pela coesão e pelo ângulo de atrito, e seus valores característicos são resumidos na Tabela 4. A resistência à tensão foi considerada igual a zero como mencionado por Merifield (2002), que indicou que um solo puramente arenoso não pode sustentar tensão ou pressão de sucção ao longo prazo.

Tabela 4. Propriedades da interface liner-solo.

Propriedades	Símbolo	Unidades	Valor
Rigidez normal	kn	(Pa/m)	1×10^{10}
Rigidez ao cisalhamento	ks	(Pa/m)	1×10^{10}
Ângulo de atrito	φ	(°)	15
Coesão	c	(Pa)	0
Tensão	τ	(Pa)	0

Prova de carga à tração e efeito da velocidade

O cálculo da capacidade à tração é realizado como segue. Uma vez que a malha e os elementos de interface são criados, são definidos os modelos constitutivos e as propriedades dos materiais, e as condições de contorno são especificadas. O topo do modelo (localizado em $z=0$) é uma superfície livre. Os

lados do modelo são fixados na direção x e y. A base do modelo ($z=-8$) é um extremo fixo nas três direções.

As tensões geostáticas foram calculadas resolvendo-se o modelo elasticamente para encontrar o equilíbrio estático (razão entre a força não balanceada no equilíbrio e a máxima, igual 1×10^{-5}). A convergência do modelo foi melhorada especificando o valor inicial das tensões nas direções x, y e z mediante uma sub rotina escrita em FISH. A relação entre as tensões na direção horizontal e vertical foi adotada como $\sigma_v = K_0 \cdot \sigma_h$, onde K_0 é o coeficiente de empuxo lateral em repouso dado na fórmula de Jacky $K_0 = 1 - \sin \varphi$.

Trabalhos experimentais de Clemence e Pepe (1984) para uma ancoragem helicoidal de uma única hélice (modelo reduzido a 1g) mostraram que, durante instalação de ancoragens helicoidais em areia densa, o valor do coeficiente de empuxo K ao redor das hélices é aumentado.

Adicionalmente, estes mesmos autores observaram que o valor de K na ruptura (denominado como K_u) é 40% menor que os valores propostos por Meyerhoft para ancoragens em placa instaladas em areia. Eles concluíram que K_u é reduzido devido ao efeito de instalação. No entanto, essas ancoragens da referência foram ensaiadas em areias muito compactas (compactadas mediante vibração). Além disso, os tipos de células de carga usadas nessa pesquisa relativamente antiga (30 anos aproximadamente), são grandes em relação ao tamanho do modelo, e podem ter influenciado o resultado (é como ter blocos de rocha ao redor da estaca). Portanto, é racional assumir no presente trabalho que o incremento do coeficiente K após a instalação, surge exclusivamente como consequência das mudanças do valor de ângulo de atrito.

A prova de carga à tração foi realizada aplicando-se uma velocidade constante no topo da ancoragem (em direção ascendente). Um determinado deslocamento pode ser controlado em FLAC3D por meio de uma velocidade prescrita, durante um determinado número de passos. Esta velocidade deve ser pequena para minimizar as perturbações no sistema e manter a força não balanceada máxima pequena em todos os pontos das malha. Encontrou-se que uma prova de carga onde é aplicada uma velocidade igual a 1×10^{-6} m/ passo, o tempo de duração foi ao redor de 60 minutos. Por outro lado, quando uma velocidade

constante de 1×10^{-5} m/passo é aplicada, o modelo leva 9 minutos para executar todos os cálculos. As discrepâncias entre as curvas carga-deslocamento obtidas com velocidades entre 1×10^{-6} e 1×10^{-5} m/passo, reduzem-se a pequenas mudanças no começo da curva. As capacidades de carga obtidas com as duas velocidades, não apresentam diferenças significativas (ao redor de 0.8%). O efeito da velocidade foi estudado com o propósito de reduzir ao máximo o tempo de cálculo. Este fator é relevante nas análises probabilísticas que são apresentadas a seguir.

Modelo numérico executado sem considerar o efeito de instalação (ancoragem com uma hélice)

A capacidade de carga à tração (carga equivalente a um deslocamento igual a 0.1D) calculada usando os parâmetros iniciais do solo (não alterados), sem considerar algum efeito de instalação, e com uma velocidade de 1×10^{-6} m/passo, é igual a 236.07 kN. Para o mesmo nível de deslocamento, a carga medida experimentalmente é igual a 136.77 kN. Nota-se na Figura 14 que as curvas derivadas de simulações numéricas, onde não há uma consideração preliminar dos efeitos de instalação, estão longe de ser uma representação realista do comportamento experimental observado nos ensaios em centrífuga.

Esta diferença significativa entre o resultado experimental e numérico para ancoragens helicoidais instaladas em areia também foi observada no trabalho de Gavin et al. (2014), o que indica que não se pode estimar numericamente o comportamento de uma ancoragem helicoidal a tração sem considerar o efeito da instalação no solo solicitado durante o carregamento.

Figura 14. Comparação entre a curva carga-deslocamento modelada sem efeito de instalação e medida na ancoragem P4 de Tsuha (2007).

Observa-se que o viés entre a capacidade de carga experimental e numérica (definido na equação 52) é igual a 0.58. Este resultado evidencia que a capacidade de carga de uma ancoragem com uma única hélice é superestimada numericamente quando o efeito de instalação é desconsiderado.

$$\text{Viés} = \frac{Q_{u \text{ experimental } 10\%D}}{Q_{u \text{ FLAC3D } 10\%D}} \quad (52)$$

Os contornos de deslocamentos (m), de tensões na direção z (Pa) e de deformações por cisalhamento (%) (Ver Figura 15), apresentam padrões típicos de ensaios de arrancamento executados em ancoragens em placa instaladas em solo homogêneo. Os vetores de velocidade mostram que o mecanismo de falha corresponde à superfície de deslizamento típico relatada por autores como Liu et al. (2012) para uma ancoragem em placa submetida a tração. Diferentemente de ancoragens helicoidais, no processo executivo de ancoragens em placa primeiramente é feita a escavação, depois colocada a placa, e em seguida é feito um aterro compactado acima da placa.

Figura 15. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. (d) Vetores de velocidade (simulação da ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007, sem consideração do efeito de instalação).

Modelo numérico considerando-se os efeitos de instalação (ancoragem com uma hélice)

Conforme mencionado anteriormente, uma coluna cilíndrica de solo perturbado é formada pela passagem das hélices. Como ainda não foram executados experimentos ou estudos teóricos para se determinar o nível de redução do módulo de elasticidade E para solos arenosos penetrados pela hélice, um estudo paramétrico é apresentado nesta dissertação como alternativa para encontrar a razão entre o módulo de elasticidade alterado e não alterado. Esta razão, adiante designada “Fator de Redução do Módulo E ”, RF_E , definida na equação 53:

$$RF_E = \frac{E_{\text{alterado}}}{E_{\text{não alterado}}} \quad (53)$$

Inicialmente, três valores de ângulo de atrito para o solo alterado foram calculados. Os dois primeiros correspondem às hipóteses A1 e A2 (explicadas na secção 2.3.3) para a estaca P4 (uma hélice e $D=0.326$ m), cujos fatores N_q são apresentados na Figura 16 de Tsuha et al. (2014).

Figura 16. Fator N_q para ancoragens helicoidais em areia obtidos experimentalmente em Tsuha et al. (2014).

O fator N_q pode ser relacionado com o ângulo de atrito por meio da equação 54. Esta equação é uma adaptação do fator de capacidade de carga de Meyerhof, calibrada para ancoragens helicoidais (Hubbell 2003). O outro ângulo de atrito alterado foi calculado de acordo com Kulhawy (1985), que considera uma redução de 10% do ângulo de atrito da areia penetrada pela hélice. Esses valores são apresentados na Tabela 5.

$$N_q = 0.5(12. \phi)^{\phi/54} \quad (54)$$

Um conjunto de fatores RF_E , com valores entre 0.1 a 1, foram verificados para determinação do módulo E do cilindro de solo modelado no grupo “effect”, bem como os três ângulos de atritos acima calculados. Na Figura 17 são exibidas as curvas construídas para representar a variação de RF_E com o viés, para cada ângulo

de atrito de solo alterado calculado. Ajustes potenciais da forma $y = \theta_1 \cdot x^{\theta_2}$, foram aplicados aos pontos de cada combinação para encontrar sua expressão analítica.

O comportamento das três curvas é similar, por este motivo, a sugestão de Kulhawy (0.9 de ϕ natural) pode ser considerada um valor prático para o fator de redução do ângulo de atrito natural em relação ao ângulo de atrito alterado.

É interessante ressaltar que quando $Viés = 1$ significa uma boa concordância entre a capacidade de carga numérica e experimental. Assim, o coeficiente θ_1 representa o fator de redução ótimo do módulo de elasticidade que leva a uma curva carga-deslocamento realista para o modelo de ancoragem P4 testado em centrífuga. Um resumo completo das regressões e suas estatísticas associadas, é apresentado na Tabela 5.

Figura 17. (a) Variação do fator de redução com o viés, (b) curva de melhor ajuste para encontrar o fator de redução ótimo (simulação da ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007).

Tabela 5. Resumo da análise de regressão (ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007).

Modelo	Referência para ϕ alterado	ϕ alterado	Ajuste $y = \theta_1 \cdot x^{\theta_2}$	R^2	Intervalo de confiança para " θ_1 " com $\alpha=0.05$ e $n-2$ g.d.l.*	
					Limite inferior	Limite superior
P4	Tsuha et al. (2014) A1	36.97	$y = 0.1873x^{-3.23}$	0.9935	0.1739	0.2017
	Tsuha et al. (2014) A2	38.05	$y = 0.1864x^{-3.14}$	0.9947	0.1742	0.1993
	Kulhawy (1985)	36.90	$y = 0.1875x^{-3.237}$	0.9935	0.1740	0.2019

* α nível de significância, g.d.l grau de liberdade.

Para as condições específicas do experimento considerado (ancoragem P4, com $D=0.326$, $H/D=13.5$, e densidade relativa 85%), a curva carga-deslocamento é bem representada numericamente quando o módulo de elasticidade do solo penetrado for igual a 19% do módulo de elasticidade não perturbado (Figura 17). Possíveis imprecisões estão relacionadas com o erro padrão cometido na regressão.

Valores representativos do módulo de elasticidade para uma areia fofa variam de 10 a 28 MPa (Das 2010). Se for considerado que a areia na zona alterada passa a um estado mais fofo pelo processo de instalação, o módulo de elasticidade reduzido encontrado aqui é próximo ao valor mínimo típico da citação.

As tensões geostáticas iniciais foram calculadas como descrito na seção anterior, isso significa, considerando-se toda a massa de solo com as mesmas propriedades do grupo “Unds”. Em seguida, o ângulo de atrito e módulo de elasticidade das zonas pertencentes ao grupo “effect” foram reduzidos usando-se os fatores de redução encontrados, e o sistema foi resolvido novamente para encontrar o equilíbrio estático. As fases restantes para o cálculo da curva carga-recalque obtidas pelo modelo numérico (Figura 18) seguem o mesmo esquema apresentado no item 0.

Comparando-se a Figura 14 (modelo numérico sem considerar o efeito da instalação) com a Figura 18, observa-se que o ajuste numérico é bem mais próximo da realidade quando se considera o efeito de instalação nos parâmetros do solo localizado no cilindro acima da hélice.

Figura 18. Comparação entre a curva carga-deslocamento modelada considerando-se o efeito da instalação e medida na ancoragem P4 de Tsuha (2007).

Mudanças são notadas também nos contornos de deslocamentos, tensões e deformações por cisalhamento quando o efeito de instalação é quantificado e aplicado aos modelos numéricos (Figura 19). Grande parte dos deslocamentos estão concentrados dentro do cilindro de solo alterado e as tensões na direção z diminuem dentro dessa zona. Isso acontece porque esta área realmente possui menor índice de vazios, menor densidade, menor resistência ao cisalhamento e menores parâmetros de deformação. O mecanismo de ruptura estende-se ao longo da interface entre a zona perturbada e a massa de solo não alterada. Esta conduta é consistente com a evidência experimental observada na Figura 12.

Figura 19. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. (d) Vetores de velocidade (simulação da ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007, com consideração do efeito de instalação).

Durante a mobilização da capacidade de carga são gerados esforços de cisalhamento significativos, levando o solo a um estado de plasticidade. Os estados

plásticos da massa de solo que confina o cilindro de alteração criado pela trajetória da hélice, após a aplicação do carregamento, são apresentados na Figura 20. Os pontos em estado de cisalhamento envolvem uma porção de solo que se estende $5.9 D$ acima da chapa e $3.9 D$ a partir do eixo de simetria (aproximadamente). Os pontos abaixo da chapa caem em um estado de tensão e cisalhamento devido ao carregamento de tração que foi aplicado e à ausência de resistência à tração abaixo da placa assumida durante a análise numérica.

A dimensão adotada para o modelo ($8m$) é validada visto que as zonas de plasticidade não atingem as bordas do modelo.

Figura 20. (a) Estado de plasticidade do solo após o carregamento (b) Zoom ao redor da chapa (simulação da ancoragem modelo P4).

Compressão v.s. Tração

Durante a pesquisa de Tsuha 2007 não foram realizadas provas de cargas a compressão. No entanto, com objetivo de mostrar que o efeitos de instalação, representado por parâmetros de resistência e rigidez do solo reduzidos, só têm importância quando a ancoragem suporta carregamentos de tração, foi criado um

modelo de prova de carga a compressão em FLAC3D. Este modelo numérico foi executado para duas condições: com e sem efeito de instalação sobre as propriedades do maciço. Os resultados são apresentados na Figura 21 e Figura 22. Neste modelo foi considerada a parte inferior do fuste que conforma a ponta da ancoragem visto que este elemento se possui uma contribuição significativa na capacidade de carga a compressão.

Figura 21. Curvas carga-recalque simuladas para o Modelo P4 sob carregamento axial compressivo.

(c)

Figura 22. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. Modelo P4 sob carregamento axial compressivo

3.1.2 ANÁLISE 2 - ANCORAGEM COM DUAS HÉLICES

Da mesma base de dados de provas de carga apresentada por Tsuha (2007) e Tsuha et al. (2012), foi analisada por modelagem numérica a ancoragem identificada como P5 para ilustrar a degradação da resistência e da rigidez, quando duas hélices são acopladas ao fuste. A ancoragem P5 é composta por duas hélices de diâmetro $D=0.326$ m, com uma distância entre elas igual a $3D=0.978$ m. A hélice inferior obedece às mesmas características geométricas da hélice usada no item 3.1.1, instalada a $H/D=13.5$. A profundidade relativa de instalação da hélice superior é de $H/D=10.5$. A espessura de ambas, haste e chapas, seguem sendo as mesmas mencionadas em 0.

As propriedades apresentadas na Tabela 3 e Tabela 4 (referidas ao solo não alterado e à interface) são igualmente válidas nesta fase do estudo numérico. Além disso, foram consideradas as mesmas dimensões do modelo (8m de altura e largura) e as mesmas condições de contorno.

O maciço do solo foi dividido em três grupos:

- Grupo “Unds”: solo não alterado pela instalação (Tabela 3).
- Grupo “effect1”: solo localizado entre a hélice superior e inferior, alterado unicamente pela passagem da primeira hélice.
- Grupo “effect2”: solo localizado acima da hélice superior, duplamente alterado pela passagem das duas hélices.

A ancoragem foi dividida em duas partes para facilitar sua construção (liners integrados). Estes elementos foram acoplados ao modelo usando o comando “gen separate”. Um esquema da geometria do modelo P5 é apresentado na Figura 23.

Figura 23. Geometria do Modelo P5.

Modelo numérico executado sem considerar o efeito da instalação (ancoragem com duas hélices)

As tensões geostáticas e a capacidade de carga correspondente a 0.1D deste item são calculadas unificando-se novamente as propriedades do solo, neste caso os grupos “effect1” e “effect2” possuem as mesmas características do grupo “Unds”.

O efeito da velocidade foi igualmente pesquisado. Encontrou-se que aplicando-se no topo da ancoragem uma velocidade constante de 1×10^{-6} m/ passo, durante 33000 passos, a capacidade de carga inicial é igual a 365.87 kN. Com esta velocidade, a prova de carga leva ao redor de 80 minutos. Também, com uma velocidade de 1×10^{-5} m/ passo, aplicada ao longo de 3300, foi obtida uma capacidade igual a 367.07 kN em 10 minutos. As diferenças entre as duas capacidades de carga são da ordem de 0.3%.

O viés entre a capacidade de carga medida experimentalmente (165.48 kN) e aquela derivada da análise numérica, sem consideração do efeito de instalação, é

0.45 (Figura 24). Isto demonstra que o nível de incerteza na determinação da capacidade de carga à tração, aumenta conforme são acrescentadas outras hélices à ancoragem. Estas incertezas estão naturalmente associadas com a estimativa dos parâmetros geotécnicos afetados pela instalação da ancoragem.

Figura 24. Comparação entre a curva carga-deslocamento modelada considerando-se o efeito da instalação e medida na ancoragem P5 de Tsuha (2007).

A mesma homogeneidade nos contornos de deslocamento é exibida na Figura 25. A hélice superior neste caso sem considerar o efeito da instalação resiste a maiores tensões, contrariando o observado por Tsuha et al. (2014). Experimentalmente a chapa inferior contribui em maior proporção à capacidade de carga da ancoragem, visto que o solo acima dela apresenta menor nível de degradação. Superfícies de rupturas similares são formadas sobre cada chapa, sem superposição entre elas, indicando a ausência de um mecanismo de ruptura cilíndrico.

Figura 25. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. (d) Vetores de velocidade (simulação da ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007, sem consideração do efeito de instalação).

Modelo numérico considerando-se os efeitos de instalação (ancoragem com duas hélices)

A calibração dos fatores de redução para a ancoragem P5 é desenvolvida através da seguinte metodologia:

- i. Ao grupo “effect1” são atribuídos os fatores de redução encontrados na seção 0 (Tabela 5-hipótese de Kulhawy 1985).
- ii. O ângulo de atrito reduzido pertencente ao grupo “effect2”, é computado através da relação existente entre os fatores N_q da Figura 16 e equação 54, para uma estaca com duas hélices, de 0.326 m de

diâmetro, instaladas em uma areia de 85% de densidade relativa (hipóteses A1 e A2).

- iii. Fatores de redução RF_E que variam entre 0.01 e 1, e são impostos ao módulo de elasticidade do grupo “effect1”. A variação de RF_E com o Viés é representada através de uma curva, para cada ângulo de atrito calculado em (ii). A expressão analítica de cada uma dessas curvas é encontrada a partir de uma análise de regressão, que relaciona a RF_E com o Viés mediante uma equação da forma $y = \theta_3 \cdot x^{\theta_4}$. Análogo às análises proporcionadas em 0, θ_3 simula o fator de redução ótimo para o módulo de elasticidade do grupo “effect2”, que induz a uma curva carga-recalque realista da ancoragem P5.

Os resultados desta calibração, tanto como as estatísticas resultantes de cada um dos ajustes, são apresentadas na Figura 26 e Tabela 6.

Figura 26. Variação do fator de redução com o viés e curva de melhor ajuste para encontrar o fator de redução ótimo (simulação da ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007).

Tabela 6. Resumo da análise de regressão (ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007).

Modelo	Referência para ϕ alterado	ϕ alterado	Ajuste $y = \theta_3 \cdot x^{\theta_4}$	R^2	Intervalo de confiança para " θ_3 " com $\alpha=0.05$ e $n-2$ g.d.l*	
					Limite inferior	Limite superior
P5	Tsuha et al. (2014) A1	34.71	$y = 0.0167x^{-7.027}$	0.9972	0.0149	0.0188
	Tsuha et al. (2014) A2	35.55	$y = 0.0169x^{-6.902}$	0.9974	0.0151	0.0189
	Média	35.13	$y = 0.0168x^{-6.962}$	0.9970	0.0156	0.0181

* α nível de significância, g.d.l graus de liberdade.

A curva carga-deslocamento modelada para a ancoragem P5 (Figura 27) apresenta um bom ajuste quando é usado para o solo acima da hélice superior um ângulo de atrito reduzido médio igual a 35.13° , junto com um módulo de elasticidade equivalente a 1.7% do módulo inicial.

Desta vez, os contornos de deslocamentos exibidos na Figura 28 abrangem uma menor zona sobre a hélice superior, sem expansão considerável sobre o solo não alterado. Isto ocorre porque o solo do grupo “effect2” (acima da hélice superior) é menos competente, comparado com o solo do grupo “effect1” e o solo em estado natural. As tensões na direção z sobre a hélice superior são menores do que sobre a hélice inferior, o que representa uma redução na eficiência da segunda hélice. As deformações por cisalhamento continuam sendo limitadas à interface solo alterado / solo não alterado (nas duas subzonas).

Figura 27. Comparação entre a curva carga-deslocamento modelada considerando-se o efeito da instalação e medida na ancoragem P5 de Tsuha (2007).

A perda de eficiência na segunda hélice pode ser analisada em maior detalhe recalculando-se as tensões verticais causadas pelas capacidades de carga medidas sobre os modelos P4 e P5. Uma carga de tração igual a 136.77 kN (capacidade do modelo P4), provoca uma tensão igual a 1.8×10^6 Pa. O ganho pela adição da segunda hélice foi de 28.71 kN, que equivale a uma tensão de 0.4×10^6 Pa. Se o solo conservasse seu estado inicial de tensões, seria esperado um maior benefício em termos de capacidade de carga. A Figura 29 também ilustra esta situação através de

um perfil médio de tensões na direção z, traçado ao longo da profundidade do modelo em FLAC3D nas coordenadas $x=0.058$ $y=0.058$ (na metade da chapa).

Figura 28. Contorno de (a) deslocamentos, (b) tensões na direção z, (c) deformações por cisalhamento. (d) Vetores de velocidade (simulação da ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007, com consideração do efeito de instalação).

Figura 29. Perfil médio de tensões na direção z (Modelo P5).

Na Figura 30 observa-se que a massa de solo mobilizada durante a aplicação da carga de tração, está limitada a uma distância de $6.2D$ e $3.6D$, por acima da hélice inferior e desde o eixo de simetria, respectivamente. Novamente os limites laterais do modelos se mostram suficientes para evitar efeitos de bordas.

Figura 30. (a) Estado de plasticidade do solo após o carregamento (b) Zoom ao redor da chapa (simulação da ancoragem modelo P5).

3.2 ESTUDO PROBABILÍSTICO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO DE ANCORAGENS HELICOIDAIS EM AREIA

A abordagem determinística para a previsão do comportamento de ancoragens helicoidais é limitada devido a incertezas dos métodos de previsão, dos parâmetros do solo, do efeito de instalação, etc.

As simulações numéricas em muitos casos tendem a superestimar ou subestimar os valores de capacidades de carga. Mesmo para outros tipos de fundações, onde os efeitos de instalação não são tão significantes quanto para ancoragens helicoidais em tração, o viés entre estimativas numéricas e resultados experimentais raramente é igual a um. Na modelagem numérica existem incertezas quanto ao modelo constitutivo adotado (para o comportamento do solo e das interfaces solo/estrutura), dos parâmetros do solo e da estrutura, efeito de instalação da fundação nestes parâmetros, etc.

As previsões precisas com métodos tais como diferenças finitas são atípicas, visto que as propriedades dos solos são afetadas continuamente por várias fontes de incertezas: variabilidade inerente do solo, erros de medida e incertezas de transformação (Phoon e Kulhawy 1999a). Além destas fontes de incerteza, a complexa interação hélice-solo dificulta ainda mais a escolha de parâmetros que levem a previsões mais realistas da capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais.

Muitos autores têm tentado obter (sem sucesso) uma proximidade entre as curvas carga-recalque derivadas de provas de carga executadas em campo e de simulações numéricas. Gavin et al. (2014) apresentaram uma análise em elementos finitos de estacas helicoidais submetidas à compressão e à tração, instaladas em areia compacta. Nesse caso, a análise em FE proporcionou elevada estimativa da resistência à tração e rigidez da ancoragem durante o carregamento. Neste caso, o resultado numérico foi aproximadamente duas vezes o valor da capacidade de carga à tração, encontrado em prova de carga.

Neste trabalho, os autores atribuíram possíveis erros ao uso de propriedades de solo derivadas de ensaios de compressão axial para simular a parcela de solo acima da hélice. Segundo esses autores, o desempenho da areia compacta não é o mesmo frente a carregamentos de compressão ou de tração. Outra fonte de erro foi a condição do solo acima da hélice, o qual foi assumido como inalterado pelo procedimento de instalação. No carregamento de tração, o solo dentro do cilindro alterado é que fornece a resistência a carregamentos axiais da ancoragem.

Diante deste cenário de incertezas quanto aos métodos determinísticos de previsão (analítico ou numérico) do comportamento de ancoragens helicoidais, os métodos probabilísticos oferecem uma ferramenta poderosa para lidar com incertezas e riscos associados a projetos de ancoragens helicoidais.

Sendo assim, os fatores de redução para os parâmetros do solo acima da hélice, devido ao efeito da instalação (propostos no item 3.1), devem ser avaliados considerando-se as propriedades do solo como variáveis aleatórias, e não como valores determinísticos. Métodos como o PCE (Expansão em Polinômio do Caos) permitem conhecer a resposta probabilística da capacidade de carga à tração de uma ancoragem helicoidal. Esta resposta dependerá das funções de distribuição, coeficientes de variação e correlação, usados para representar as incertezas de cada parâmetro de entrada na simulação numérica. O PCE é conhecido por ser um método útil na representação de complexas relações dentro de sistemas que não possuem uma expressão analítica explícita, que relacione seus parâmetros de entradas com as saídas (Blatman e Sudret 2011). O cálculo da capacidade à tração de ancoragens helicoidais faz parte de tais sistemas.

O PCE permite aproximar modelos de entrada (resistência ao cisalhamento e rigidez) e de saída (capacidade de carga à tração) em termos de variáveis aleatórias, representadas através de funções de distribuição (Gaussianas e não Gaussianas), via uma expansão em polinômios de caos de uma ordem adequada p , cujos coeficientes desconhecidos são determinados usando um método de colocação probabilística.

O principal objetivo desta análise probabilística é conhecer o peso de cada variável aleatória na variabilidade da capacidade à tração de uma ancoragem helicoidal em areia, a fim guiar futuras pesquisas experimentais, e também para

nortear o projetista na determinação dos parâmetros do solo no momento de projeto. A determinação dos índices Sobol foi feita neste estudo para atender estes propósitos.

Li et al. (2011) declararam que a maior vantagem da PCE é permitir o uso de códigos numéricos existentes, por exemplo o FLAC3D, como uma “caixa preta” dentro do método probabilístico. Isto significa que a resposta do modelo pode ser conhecida através de um conjunto de chamadas ao modelo determinístico, sem necessidade de modificar o código computacional básico (Blatman e Sudret, 2010b).

3.2.1 Acoplamento Matlab-FLAC3D

Nesta dissertação, simulações determinísticas em FLAC3D, direcionadas ao cálculo da capacidade à tração de ancoragens helicoidais com uma e com duas hélices, como apresentadas no item 3.1, foram acopladas a um código de SPCE (Sparse Polynomial Chaos Expansion), implementado em Matlab pelo Professor Abdul-Hamid Soubra da Universidade de Nantes (França).

O intercâmbio de informação entre os códigos (FLAC3D e Matlab) é feito um a um. A análise probabilística começa com a definição dos momentos empíricos (média, desvio padrão) e tipo de FDP (função densidade de probabilidade) para cada variável aleatória. Na presente análise não foi considerada a correlação entre as variáveis utilizadas para estudar o problema em questão.

A ordem do polinômio de caos e número de simulações de Monte Carlo também precisa ser definida neste estudo.

Os pontos de colocação foram escolhidos automaticamente pela rotina de Matlab, segundo uma grelha multidimensional que usa o algoritmo de Smolyak, e segundo o esquema de truncamento alternativo baseado na q-norma, que permite reduzir o número de termos da expansão polinomial.

O projeto experimental (código em FLAC3D) é avaliado em cada ponto de realização, a fim de construir o sistema matricial destinado a determinar a equação analítica do meta-modelo para descrever a capacidade de carga da ancoragem, seguindo-se a abordagem de regressão. Posteriormente, este meta-modelo é

aproveitado para calcular a FDP da capacidade à tração e seus correspondentes momentos estatísticos (valor médio, desvio padrão, curtoses e assimetria).

Um estudo paramétrico foi realizado para conhecer a resposta do meta-modelo a diferentes combinações das principais variáveis aleatórias envolvidas no comportamento da ancoragem helicoidal com uma e duas hélices em areia compacta (ancoragem modelo P4 e P5 de Tsuha 2007), com diferentes coeficientes de variação.

3.2.2 Análise probabilística para ancoragem helicoidal com uma hélice

Nesta análise, quatro variáveis foram estudadas: ângulo de atrito não alterado, ângulo de atrito alterado, módulo de elasticidade não alterado e módulo de elasticidade alterado do solo (pela passagem da hélice). Todas as variáveis de entrada foram descritas mediante uma distribuição log-normal e seus valores médios vêm das análises executadas no item 3.1 deste texto. A distribuição log-normal foi escolhida para excluir possíveis valores negativos na análise de probabilidade, visto que grandes coeficientes de variação são considerados para as variáveis aleatórias.

Os parâmetros para o solo não alterado utilizados nesta análise são os apresentados na Tabela 7. As propriedades do solo alteradas pela instalação adotadas são aquelas cujos valores iniciais foram afetados pelos fatores de redução, descritos no item 3.1. Foram requeridas 139 avaliações do modelo determinístico implementado em FLAC3D para um PC (polinômio de caos) com ordem $p = 3$.

Como mostrado em Blatman e Sudret (2010a) e Sudret (2008), uma aproximação em polinômios de caos de grau $p = 2$ geralmente fornece resultados satisfatórios para análises de momentos e sensibilidade, enquanto que um grau $p = 3$ é necessário, frequentemente, para executar uma análise de confiabilidade.

Os resultados da Tabela 8, provenientes dos 9 casos simulados descritos na Tabela 7 (diferentes combinações de CV das variáveis testados) mostram que conforme é aumentado o coeficiente de variação de cada variável, é diminuído o pico da FDP, com exceção da variável identificada como f_dist (ângulo de atrito do solo alterado acima da hélice), que não provoca maiores variações.

Tabela 7. Estudo paramétrico para o SPCE aplicado a ancoragem helicoidal com uma hélice.

ID Variável aleatória	Unidades	μ	Caso (CV %)								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
Ângulo de atrito não alterado	f_unds	(°)	41.0	5	10	15					
Ângulo de atrito alterado	f_dist	(°)	36.9	5			10	15			
Módulo de elasticidade não alterado	E_unds	MPa	40.0	25					50	100	
Módulo de elasticidade alterado	E_dist	MPa	7.6	25						50	100

As mudanças nos coeficientes de variação de ambos os módulos de elasticidades (solo alterado pela passagem da hélice, e solo natural que envolve o solo alterado), possuem o maior efeito sobre o valor médio da resposta do meta-modelo. Os casos 7 e 9, onde o CV dos módulos foi adotado como 100%, registram menores valores médios.

O desvio padrão da resposta do meta-modelo varia desde 20% até 41%. O ângulo de atrito do solo alterado é a variável que menos afeta este momento estatístico. As outras três variáveis aleatórias possuem uma influência significativa sobre o desvio padrão do meta-modelo que descreve a capacidade de carga a tração da ancoragem.

Tabela 8. Momentos estatísticos do meta-modelo (ancoragem com uma hélice).

Caso	Momentos estatísticos				
	Média $Q_{u(10\%D)}$	D.P* de $Q_u(10\%D)$	C.V de $Q_{u(10\%D)}$	Assimetria de $Q_{u(10\%D)}$	Curtoses de $Q_{u(10\%D)}$
1	137.82	21.30	0.15	0.48	0.72
2	136.12	31.61	0.23	0.63	0.61
3	138.54	40.83	0.29	0.74	1.00
4	135.24	21.31	0.16	0.69	0.94
5	133.75	21.67	0.16	0.56	0.77
6	134.95	28.64	0.21	0.73	1.15
7	126.90	41.14	0.32	0.91	1.59
8	133.68	28.07	0.21	0.59	0.77
9	123.51	40.13	0.32	0.67	0.77

* Desvio Padrão

Como mostra a Figura 31, as mudanças no coeficiente de variação para ambos os ângulos de atrito (do solo alterado pela instalação, e do solo natural que

envolve o solo alterado), proporcionam diferentes curvas de FDP da capacidade de carga da ancoragem modelo P4 (testada em Tsuha 2007).

A variabilidade no ângulo de atrito alterado proporciona curvas mais fechadas em torno do valor médio, no entanto, para o ângulo de atrito não perturbado as curvas são mais abertas.

Como esperado, observa-se uma maior concentração de dados em torno da média, quando o coeficiente de variação das variáveis é menor. Assim, a curva mais fechada é proveniente da combinação denominada Caso 1 (Tabela 7).

Adotando-se um mesmo coeficiente de variação para ambos os módulos de elasticidade, a FDP apresenta quase a mesma forma. As curvas que representam o efeito do CV do módulo de elasticidade do solo alterado, estão levemente deslocadas à esquerda, devido a uma menor medida de assimetria.

(a)

(b)

Figura 31. Função de densidade de probabilidade do meta-modelo que representa a capacidade de carga da ancoragem helicoidal em areia para (a) Casos 1 a 5, (b) Casos 6 a 9 (ancoragem modelo P4 de Tsuha 2007).

Figura 32 apresenta a descrição dos índices Sobol obtidos ao longo da análise paramétrica para cada um dos nove casos hipotéticos mostrados na Tabela 7. É possível perceber nesta figura que a sensibilidade do meta-modelo a uma dada variável aleatória aumenta conforme é aumentado o seu coeficiente de variação.

O ângulo de atrito do solo alterado pela passagem da hélice possui um peso muito pequeno na resposta do meta-modelo. Só nos casos avaliados 4 e 5 consegue-se ver uma significativa influência do ângulo de atrito alterado, no entanto, a contribuição das demais variáveis permanece quase constante nestes dois casos.

Se a Figura 32 fosse dividida em duas zonas, seria notado que o ângulo de atrito não alterado (da parte de solo locada ao redor do cilindro de solo atravessado pela hélice) representa a variável de maior índice Sobol quando só a variabilidade da resistência ao cisalhamento é incluída na simulação (casos 1 a 5).

Por outro lado, quando o desempenho do meta-modelo é avaliado pela variação dos coeficientes de variação da rigidez, o módulo de deformabilidade em questão (para casos de 6 a 9) é quem controla a resposta probabilística da capacidade de carga à tração.

A relevância dos parâmetros do solo não alterado (f_{unds} e E_{unds}), ou seja, do solo natural que envolve o volume cilíndrico de solo acima da hélice, também foi observada do ponto de vista numérico. Como apresentado na Figura 30 do item 3.1, a mobilização da capacidade de carga à tração envolve uma grande massa do solo não alterado que plastifica como consequência da aplicação do carregamento.

A Figura 33 mostra que o coeficiente de determinação R^2 é maior do que 0.98 para todos os casos analisados, o que indica um bom ajuste linear entre o modelo de resposta real e o modelo de resposta aproximado com SPCE. O Q^2 também exibe um adequado desempenho em todas as regressões, sendo superior a 0.96. O erro relativo, definido como 1-coeficiente de determinação (Blatman e Sudret 2010b), possui uma ordem de magnitude de 10^{-2} , sendo inferior a 0.04 para todas as combinações examinadas.

Figura 32. Índice Sobol para cada variável envolvida na análise probabilística da capacidade de carga da ancoragem com uma hélice.

Figura 33. Qualidade da regressão em SPCE (ancoragem com uma hélice).

3.2.3 Análise probabilística para ancoragem helicoidal com duas hélices

Seis variáveis descritas mediante uma distribuição log-normal são consideradas nesta análise. Seus valores médios tomaram-se da Tabela 3 e Tabela 6. Os casos considerados dentro do estudo paramétrico são compendiados na Tabela 9. As variáveis identificadas como f_dist1 e E_dist1 correspondem ao grupo “effect1”, o seja, ao solo localizado entre as duas hélices. As variáveis f_dist2 e E_dist2 pertencem ao grupo “effect2”, é dizer, o solo acima da hélice superior. O numero de simulações dentro do esquema SPCE foi igual a 389 para cada caso,

utilizando um polinômio de grau três. Os resultados desta seção são compilados na Tabela 10.

Tabela 9. Estudo paramétrico para o SPCE aplicado a ancoragem helicoidal com duas hélices.

ID Variável aleatória		Média μ	Caso (CV %)												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Ângulo de atrito não alterado	f_unds	41	5	10	15										
Ângulo de atrito alterado 1	f_dist1	36.9	5			10	15								
Ângulo de atrito alterado 2	f_dist2	35.13	5					10	15						
Módulo de elasticidade não alterado	E_unds	40	25							50	100				
Módulo de elasticidade alterado 1	E_dist1	7.6	25									50	100		
Módulo de elasticidade alterado 2	E_dist2	0.68	25											50	100

Nota-se nas curvas da FDP que conforme aumenta o CV de uma variável, cai seu valor de pico. Este efeito é evidente na Figura 34-a para os casos 2 e 3 que correspondem a variações do ângulo de atrito não alterado. Mudanças no CV da variável f_dist1 geram um abatimento mínimo do valor de pico da FDP. Incrementos no CV do ângulo de atrito do grupo “effect2” -solo localizado acima da hélice superior- possuem uma influência quase imperceptível sobre forma da FDP e demais parâmetros estatísticos da representação probabilística da capacidade de carga à tração para a estaca com duas hélices.

Tabela 10. Momentos estatísticos do meta-modelo (ancoragem com duas hélices).

Caso	Momentos estadísticos				
	Média $Q_{u(10\%D)}$	D.P* de Q_u (10%D)	C.V de $Q_{u(10\%D)}$	Assimetria de $Q_{u(10\%D)}$	Curtoses de $Q_{u(10\%D)}$
1	161.42	24.18	0.15	0.46	0.67
2	161.30	37.64	0.23	0.74	1.20
3	160.49	55.24	0.34	0.91	1.67
4	159.64	23.85	0.15	0.53	1.00
5	158.03	24.93	0.16	0.23	1.25
6	161.00	24.16	0.15	0.50	0.70
7	161.29	24.18	0.15	0.44	0.62
8	157.79	32.90	0.21	0.76	0.89
9	150.77	46.24	0.31	0.95	1.63
10	157.96	28.75	0.18	0.64	0.93
11	149.06	38.60	0.26	0.76	1.01
12	160.76	24.93	0.16	0.48	0.79
13	157.23	26.76	0.17	0.82	1.56

* Desvio Padrão

A importância do módulo de elasticidade na descrição da curva carga recalque é notória na Figura 34-b onde inclusive aumentos no valor do CV da variável identificada como E_{dist2} , resultam em variações visíveis da forma da curva da FDP.

O ângulo de atrito e módulo de elasticidade não alterados são as variáveis que geram maiores momentos de quarta ordem e como consequência, as curvas da FDP nos casos 2,3, 8 e 9 são mais “achatadas”. Além disso, estes quatro casos apresentam maior dispersão relativa à média e, portanto, suas curvas da FDP são mais amplas.

Os menores valores médios do meta-modelo continuam aparecendo para os casos com maiores CV (9,11 e 13).

(a)

(b)

Figura 34. Função de densidade de probabilidade do meta-modelo que representa a capacidade de carga da ancoragem helicoidal em areia para (a) Casos 1 a 7, (b) Casos 8 a 13 (ancoragem modelo P5 de Tsuha 2007).

Adverte-se também crescimento dos índices Sobol para cada propriedade do solo modelada como aleatória, conforme seu coeficiente de variação é aumentado. O maior peso sobre a representação probabilística corresponde aos parâmetros não alterados (atrito e elasticidade). O ângulo de atrito do solo acima da hélice superior é quem possui o menor nível de importância relativa sobre a mesma representação.

Figura 35. Índice Sobol para cada variável envolvida na análise probabilística da capacidade de carga da ancoragem com duas hélices.

Segundo a Figura 36, o coeficiente de determinação R^2 e seu análogo Q^2 , estão acima de 0.9. A magnitude dos mesmos indica que o ajuste foi apropriado para todos os casos avaliados (1 a 13) e que é garantida a acurácia para sensibilidade estimada mediante os índices Sobol (a partir de um $Q^2 = 0.9$, os índices Sobol aproximam-se a um valor constante como observado em Blatman e Sudret 2010b). No entanto, o valor do R^2 e Q^2 , mesmo que os pesos das variáveis sobre a variância da resposta podem ser melhorados considerando um polinômio de ordem maior. Um incremento no número de amostras também pode reduzir o erro relativo máximo que atualmente encontra-se ao redor de 10% ($1 - Q^2$).

(a)

(b)

Figura 36. Qualidade da regressão em SPCE (ancoragem com duas hélices).

4 PARTE 2: ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE ANCORAGENS HELICOIDAIS QUANTO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A utilização de estacas helicoidais como sistemas de fundação tem aumentado rapidamente nos últimos anos. No Brasil, este tipo de estaca tem sido utilizado em obras como fundação de torres de linha de transmissão de energia elétrica, principalmente para torres estaiadas, onde funcionam como ancoragens para resistir apenas a esforços de tração.

Embora existam muitos estudos na literatura internacional sobre a capacidade de carga de estacas/ancoragens helicoidais, são raros os estudos sobre o comportamento quanto a recalques (no caso de compressão) ou deslocamentos verticais devido a esforços de tração. É fundamental em um projeto de fundação que seja também estimado o comportamento deste tipo de ancoragem quanto ao estado limite de serviço. No entanto, a previsão do comportamento carga-deslocamento de ancoragens helicoidais submetidas à tração ainda é um desafio para os projetistas. A maior dificuldade neste caso é conhecer o módulo de deformabilidade dos solos acima das hélices que serão solicitados durante o carregamento à tração da ancoragem.

A definição dos parâmetros de rigidez de um solo natural (não afetado pela instalação do elemento estrutural da fundação) é complexa para realizar estimativas de recalque em projetos. No entanto, as incertezas são ainda maiores no caso de ancoragens helicoidais, pois além de se estimar o parâmetro do solo natural é necessário saber o quanto este solo “perdeu” sua rigidez após a instalação das hélices.

Para a análise do estado limite de serviço de ancoragens helicoidais apresentada no presente capítulo é usado um modelo probabilístico de tipo potencial para caracterizar a relação randômica não linear da curva carga x deslocamento para ancoragens helicoidais profundas.

Os parâmetros deste modelo são encontrados a partir de uma base de dados de 30 provas de carga realizadas em ancoragens helicoidais, instaladas em diferentes localizações do Brasil.

A partir da definição do modelo de curva calibrada a partir das provas de carga, mostra-se neste capítulo um exemplo prático de análise de confiabilidade de uma fundação para uma torre de transmissão quanto ao estado limite de serviço. Este exemplo é apresentado para ilustrar o uso do modelo probabilístico desenvolvido para avaliação do estado limite de serviço, usando os conceitos da confiabilidade estrutural.

A análise de confiabilidade de um caso de torre considera as incertezas de quatro parâmetros: dois parâmetros decorrentes da forma da curva carga-deslocamento, um da correlação empírica entre a capacidade de carga da ancoragem e o torque de instalação (fator de torque K_T), e a velocidade do vento.

Os resultados mostram que:

- Os valores de índices de confiabilidade aumentam com os deslocamentos admissíveis.
- A forma da curva carga de tração x deslocamento mostrou ser relevante quando valores pequenos do deslocamento admissível são especificados.
- Quando a carga relativa ao deslocamento admissível aproxima-se da carga convencionada pelo critério de ruptura, o modelo desenvolvido para o estado limite de serviço converge naturalmente ao modelo do estado limite último.
- A variável aleatória que representa a solicitação, oriunda da carga estrutural, apresenta grande influência nos resultados de probabilidade de ruína, especialmente quando grandes deslocamentos admissíveis são especificados.

4.1 MODELOS PROBABILÍSTICOS

Dois modelos probabilísticos foram desenvolvidos para esta análise: curvas carga-deslocamento aleatórias para avaliações do estado limite de serviço, e um fator de torque aleatório para estimativa da capacidade de carga à tração. No primeiro modelo, as curvas carga-deslocamento são representadas por funções não

lineares de tipo potencial. O segundo modelo relaciona a variabilidade do solo com o fator torque.

4.1.1 Modelo probabilístico das curvas carga-deslocamento

Na presente pesquisa, uma relação de tipo potencial, caracterizada por dois parâmetros de ajuste empírico, foi encontrada para representar adequadamente o comportamento carga-recalque não linear normalizado.

As curvas experimentais em que se baseia este modelo probabilístico foram extraídas de uma base de dados de provas de cargas à tração em ancoragens helicoidais, instaladas em diferentes localidades do Brasil. Esta base de dados reúne 30 provas de carga em ancoragens multi-hélices (ancoragens verticais e inclinadas) reportadas em Silva (2014).

O valor de capacidade de carga à tração obtidos das curvas nesta pesquisa foi tomado como a carga equivalente um deslocamento relativo de 10% do diâmetro médio das hélices. Com o objetivo de produzir curvas normalizadas, os deslocamentos foram normalizados pelo diâmetro médio da hélice D , e carga aplicada no topo da ancoragem foi normalizada pela carga relativa a um nível de deslocamento de $0.1 D$ (carga de ruptura convencional).

O comportamento não linear normalizado da resposta carga-deslocamento das ancoragens helicoidais é dado pela seguinte equação:

$$\frac{Q}{Q_u} = a \left(\frac{y}{D} \right)^b \quad (55)$$

onde D é diâmetro médio da hélice, Q é carga aplicada no ensaio, Q_u é carga aplicada na ancoragem a um nível de deslocamento de $10\% D$ (capacidade interpretada da prova de carga), a e b são os parâmetros de ajuste, e y é o deslocamento da ancoragem.

A Figura 37 apresenta as curvas carga de tração x deslocamento das 30 amostras empregadas nesta análise, divididas segundo dois tipos de solo: solos predominantemente argilosos e ou arenosos.

Os parâmetros de ajuste a e b obtidos para cada curva são apresentados na Tabela 11 e Tabela 12. O valor médio do coeficiente de determinação para as trinta regressões exibidas na Tabela 11 e Tabela 12 é 0.976.

(a)

(b)

Figura 37. (a) Curvas carga-deslocamento de ancoragens helicoidais submetidas a tração, (b) curvas normalizadas.

Tabela 11. Parâmetros de ajuste para ancoragens helicoidais instaladas em solo argiloso.

Ancoragem ID*	Tipo de solo	No. de hélices	D _{médio da hélice} (mm)	Capacidade de tração Q _{u_10%D} (kN)	a	b	R ²
DB2-1	Silte argiloso	4	317.5	184.47	5.385	0.720	0.998
DB2-2	Argila siltosa	4	317.5	233.53	4.941	0.695	0.996
DB2-4	Argila	4	317.5	265.93	3.046	0.493	0.985
DB2-5	Argila	4	317.5	252.87	3.850	0.618	0.927
DB2-6	Silte argiloso	4	317.5	157.87	4.610	0.653	0.984
DB2-7	Silte argiloso	4	317.5	154.55	3.829	0.583	0.989
DB2-8	Silte argiloso	4	317.5	164.07	4.666	0.669	0.998
DB2-9	Silte argiloso	4	317.5	174.93	4.400	0.658	0.976
DB2-10	Silte argiloso	4	368.3	214.60	4.122	0.610	0.999
DB5-1	Argila siltosa	2	330.2	138.20	3.917	0.598	0.964
DB5-2	Argila siltosa	2	330.2	138.40	3.698	0.583	0.957
DB7-1	Argila Arenosa	6	330.2	464.58	3.490	0.542	0.993
DB7-2	Argila Arenosa	6	358.7	361.00	3.584	0.541	0.994
DB9-7	Argila	4	342.9	220.17	5.113	0.702	0.995

*Ensaio apresentados em Silva (2014).

Tabela 12. Parâmetros de ajuste para ancoragens helicoidais instaladas em solo arenoso.

Ancoragem ID*	Tipo de solo	No. de hélices	D _{médio da hélice} (mm)	Capacidade de tração Q _{u_10%D} (kN)	a	b	R ²
DB2-13	Silte arenoso	4	368.3	466.20	3.932	0.587	0.995
DB3-2	Areia argilosa	6	381.0	389.58	2.520	0.413	0.849
DB3-6	Areia siltosa	4	317.5	307.87	9.042	0.931	0.996
DB3-8	Areia siltosa	4	317.5	334.47	7.494	0.829	0.986
DB4-2	Areia	6	330.2	445.42	4.578	0.657	0.979
DB4-6	Silte arenoso	6	330.2	488.92	2.361	0.462	0.834
DB4-8	Areia siltosa	6	330.2	459.58	3.660	0.563	0.994
DB7-3	Areia	4	317.5	406.83	4.288	0.620	0.996
DB7-4	Areia	6	330.2	465.17	5.049	0.674	0.995
DB7-5	Areia	6	358.7	373.92	3.935	0.581	0.988
DB7-6	Areia	6	358.7	365.92	3.234	0.497	0.969
DB7-14	Areia argilosa	6	358.7	402.33	3.408	0.509	0.977
DB9-3	Silte arenoso	3	287.9	272.17	5.579	0.736	0.993
DB9-4	Silte arenoso	3	304.8	247.75	7.021	0.822	0.993
DB3-11	Areia	4	317.5	331.20	5.845	0.754	0.999
DB3-12	Areia	4	317.5	321.47	3.252	0.557	0.978

*Ensaio apresentados em Silva (2014).

Os parâmetros estatísticos obtidos para as 30 observações dos parâmetros a e b são mostrados na Tabela 13. Observa-se nesta tabela que os valores médios de

a e b são próximos para solos predominantemente argilosos e arenosos. Contudo, o valor médio do parâmetro a é 12% maior para solos arenosos (suas curvas indicam maior rigidez). Além disso, os coeficientes de variação dos parâmetros do solo arenoso são maiores que com aqueles correspondentes ao solo argiloso. Esta situação pode ser vista nos gráficos comparativos FDA (função densidade acumulada) empírica da Figura 38. O que significa uma maior variabilidade nas curvas adimensionalizadas dos ensaios em solo arenoso (e resposta mais uniforme em solo argiloso).

Tabela 13. Análise estatística dos parâmetros a e b.

Parâmetro	μ	σ	CV
a solo argiloso	4.19	0.68	0.16
b solo argiloso	0.62	0.07	0.11
a solo arenoso	4.70	1.88	0.40
b solo arenoso	0.64	0.15	0.23

(a)

(b)

Figura 38. FDA empírica para (a) parâmetro a, (b) parâmetro b.

Uma análise de regressão foi elaborada entre os valores experimentais (observados) dos parâmetros a e b . Um ajuste não linear foi escolhido para ser consistente com o modelo potencial imposto na representação do comportamento carga-deslocamento acima exposto. As estatísticas das análises executadas com Mathematica (software de álgebra computacional e linguagem de programação), coeficientes de determinação e as equações que melhor se ajustam à relação entre a e b , para solos predominantemente argilosos e arenosos, são ilustradas na Figura 39. Uma forte correlação pode ser observada entre os parâmetros a e b ; conseqüentemente, o parâmetro b pode ser escrito como uma função não linear do parâmetro a , tanto no solo argiloso como arenoso:

$$b = \beta_0 \ln\left(\frac{1}{a}\right) + \varepsilon \quad (56)$$

onde β_0 é o coeficiente de regressão e ε um termo de erro aleatório.

Os resíduos da regressão da equação 56, ilustrados na Figura 40, são usados para descrever o erro aleatório ε . As diferenças entre os valores observados e os valores modelados de b foram calculadas para cada tipo de solo. O erro aleatório ε foi assumido como normal, com momentos $\varepsilon_{\text{argiloso}} \sim N(0,0,0.012)$ and $\varepsilon_{\text{arenoso}} \sim N(0,0,0.029)$.

(a)

(b)

Figura 39. Regressão não linear entre os parâmetros a e b de (a) solo argiloso, (b) solo arenoso.

(a)

(b)

Figura 40. Análise dos resíduos da regressão não linear para (a) solo argiloso, (b) solo arenoso.

O parâmetro a na equação 55 representa a inclinação da curva, e a princípio poderia variar desde zero até infinito. A curvatura é dada pelo parâmetro b. Se o parâmetro b é igual a zero, a equação 55 se reduz a um valor constante igual ao coeficiente a. Se b é inferior a 1, a curva é convexa, se b é superior a 1, a curva é

côncava. As curvas carga-recalque reais na Figura 37 são convexas com respeito ao eixo dos deslocamentos, daí que $b \leq 1.0$.

Como b é um parâmetro dependente, o parâmetro independente a deve ser limitado para representar uma curva carga-deslocamento realista. Para a equação 56 e para valores de β_0 apresentados na Figura 39, $b \leq 1.0$ é obtido limitando $a \leq 10$. Portanto, para fins práticos de modelagem, usaremos $a = \text{Min} [\text{Max} [a_i], 10]$, onde a_i é amostra i , e $\text{Max} [a_i]$ é o maior valor dos a_i parâmetros, encontrados na base de dados, para cada tipo de solo.

A função de distribuição de probabilidade da variável aleatória a também dever ser limitada para a construção do modelo probabilístico. Uma função de distribuição Beta é utilizada aqui para caracterizar as incertezas relacionadas à forma da curva carga-deslocamento. A função de densidade de probabilidade de uma distribuição Beta é dada na equação 57:

$$f(x) = \frac{1}{B(\alpha_1, \alpha_2)} \frac{(x - q)^{\alpha_1 - 1} (r - x)^{\alpha_2 - 1}}{(r - q)^{\alpha_1 + \alpha_2 - 1}} \quad q \leq x \leq r \quad (57)$$

Onde α_1, α_2 são dois parâmetros de forma contínuos (maiores que zero), q é o extremo inferior e r é o extremo superior. O limite superior é $r = \text{Min} [\text{Max} [a_i], 10]$ como já explicado. O limite inferior corresponde ao menor valor do parâmetro a encontrado na base de dados para cada tipo de solo $q = \text{Min} [a_i]$.

Os trinta valores do parâmetro a e do termo de erro do modelo ε foram submetidos ao teste Kolmogorov-Smirnov (Tabela 14). Foi encontrado que a distribuição Beta fornece um bom ajuste para o parâmetro a , para ambos os tipos de solo. A normalidade do termo de erro do modelo ε também foi verificada. As distribuições marginais das duas variáveis (a, ε) são apresentadas na Figura 41.

O valor crítico do teste de Kolmogorov-Smirnov para 14 e 16 amostras é 0.349 e 0.328, respectivamente (para um nível de significância de 5%). As estatísticas de todas as variáveis aleatórias são menores do que seu valor crítico, portanto, a hipóteses de normalidade não é rejeitada em nenhum caso.

Figura 41. Distribuições marginais de (a) parâmetro a para solo argiloso, (b) termo de erro de modelo ϵ para solo argiloso, (c) parâmetro a para solo arenoso, (d) termo de erro de modelo ϵ para solo arenoso.

Tabela 14. Teste de Kolmogorov-Smirnov para parâmetro a e termo de erro do modelo.

Variável	KS Estatística
a solo argiloso	0.11
ϵ solo argiloso	0.19
a solo arenoso	0.19
ϵ solo arenoso	0.27

Os resultados do modelo probabilístico aqui proposto são apresentados na Figura 42. Pode ser observado que esses modelos caracterizam adequadamente o comportamento carga-deslocamento esperados. As curvas para solos argilosos são menos esparsas ao redor da linha média, refletindo as relações carga-recalque observadas na Figura 37. A dispersão observada nas curvas de solos arenosos também é reproduzida nesta figura.

Figura 42. Resultados do modelo probabilístico das curvas carga-deslocamento para (a) solos argilosos, (b) solos arenosos.

4.1.2 Modelo probabilístico para o fator de torque K_T

Visto que o modelo carga-deslocamento desenvolvido anteriormente para análise de serviço é adimensional, o modelo probabilístico do fator K_T desenvolvido a seguir é empregado para análise dos estados limites último e de serviço. O presente modelo relaciona a capacidade de carga da ancoragem com o torque final de instalação.

Hoyt e Clemence (1989) declararam que o fator K_T depende, sobretudo do diâmetro da haste da ancoragem. No entanto, pelos resultados experimentais mostrados na Tabela 15 e Tabela 16, os valores de fator torque medidos para ancoragens helicoidais instaladas em solos arenosos são superiores aos valores medidos para os solos argilosos. Estes resultados estão de acordo com os dados de provas de carga da pesquisa de Livneh e Naggari (2008), onde também encontraram

maiores resultados do fator K_T em siltes densos e em areias, comparados com siltes argilosos.

O fator torque foi dividido em dois grupos, um correspondente àqueles valores medidos em solos predominantemente argilosos (Tabela 15) e outro com valores medidos em solos predominantemente arenosos (Tabela 16). Os valores K_T foram subtraídos do mesmo banco de dados utilizado para a formulação do modelo probabilístico das curvas carga-deslocamento (Tabela 11 e Tabela 12). O diâmetro da haste das ancoragens pertencentes à base de dados varia de 100.0 a 101.6 mm. Deste modo, o efeito do diâmetro da haste no resultado de K_T (observado por Hoyt e Clemence 1989) não afetou os resultados desta análise.

Tabela 15. Fator de torque K_T para ancoragens helicoidais instaladas em solos argilosos.

Ancoragem ID	Tipo de solo	N_{SPT60}^*	No. H	D_{fuste} (mm)	Capacidade de tração $Q_{u_{10\%}}$ (kN)	Torque final kN.m	K_T (m^{-1})
DB2-1	Silte argiloso	12-31	4	101.6	184.47	18.98	9.72
DB2-2	Argila siltosa	2-71	4	101.6	233.53	20.34	11.48
DB2-4	Argila	-	4	101.6	265.93	20.34	13.08
DB2-5	Argila	-	4	101.6	252.87	20.34	12.43
DB2-6	Silte argiloso	6-11	4	101.6	157.87	18.98	8.32
DB2-7	Silte argiloso	18-36	4	101.6	154.55	20.34	7.60
DB2-8	Silte argiloso	11-30	4	101.6	164.07	20.34	8.07
DB2-9	Silte argiloso	8-16	4	101.6	174.93	18.98	9.22
DB2-10	Silte argiloso	8-16	4	101.6	214.60	20.34	10.55
DB5-1	Argila siltosa	11-13	2	101.6	138.20	7.86	17.58
DB5-2	Argila siltosa	9-20	2	101.6	138.40	7.86	17.61
DB7-1	Argila Arenosa	-	6	101.6	464.58	23.05	20.16
DB7-2	Argila Arenosa	-	6	101.6	361.00	23.05	15.66
DB9-7	Argila	5-7	4	100.0	220.17	12.20	18.04

* N_{SPT60} relacionado ao solo entre a hélice inferior e superior.

Tabela 16. Fator torque K_T para ancoragens helicoidais instaladas em solos arenosos.

Ancoragem ID	Tipo de solo	N_{SPT60}^*	No. H	D_{fuste} (mm)	Capacidade de tração $Q_{u\ 10\%}$ (kN)	Torque final kN.m	K_T (m^{-1})
DB2-13	Silte arenoso	6-7	4	101.6	466.20	18.30	25.47
DB3-2	Areia argilosa	-	6	100.0	389.58	21.96	17.74
DB3-6	Areia siltosa	-	4	100.0	307.87	16.13	19.08
DB3-8	Areia siltosa	-	4	100.0	334.47	16.41	20.39
DB4-2	Areia	31-78	6	101.0	445.42	23.73	18.77
DB4-6	Silte arenoso	17-19	6	101.0	488.92	23.73	20.61
DB4-8	Areia siltosa	19-22	6	101.0	459.58	23.05	19.94
DB7-3	Areia	54-59	4	101.6	406.83	22.10	18.41
DB7-4	Areia	20-59	6	101.6	465.17	19.66	23.66
DB7-5	Areia	18-59	6	101.6	373.92	23.05	16.22
DB7-6	Areia	20-59	6	101.6	365.92	22.37	16.36
DB7-14	Areia argilosa	1-26	6	101.6	402.33	23.05	17.46
DB9-3	Silte arenoso	26-29	3	101.6	272.17	10.85	25.09
DB9-4	Silte arenoso	26-29	3	101.6	247.75	10.85	22.84
DB3-11	Areia	-	4	100.0	331.20	16.68	19.86
DB3-12	Areia	-	4	100.0	321.47	16.95	18.97

* N_{SPT60} relacionado ao solo entre a hélice inferior e superior.

A Figura 43 mostra a função de distribuição acumulada empírica do fator K_T para ambos os tipos de solo verificados, destacando-se a importância de separar os dados segundo o tipo de solo.

Figura 44 mostra que a distribuição log normal fornece um ajuste razoável para os dados de K_T (solos argilosos e arenosos). Nas análises estatísticas apresentadas na Tabela 17 também é possível notar que os solos arenosos exibem maior valor médio do fator K_T . Entretanto, a variabilidade de K_T para solos argilosos é maior ($CV=0.33$ para solos argilosos e 0.14 para solos arenosos). O valor médio do fator K_T para solos arenosos é 56% maior que o valor médio para solos argilosos.

Portanto, com um coeficiente de variação de 14% de K_T para solos arenosos, o uso do método do torque para estimativa de capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais em condições similares às do banco de dados utilizados nesta pesquisa (casos de solos arenosos) mostra-se apropriado.

Figura 43. Função de distribuição acumulada do fator torque para solos argilosos e arenosos.

Figura 44. Distribuições marginais de (a) K_T para solo argiloso, (b) K_T para solo arenoso.

Tabela 17. Análise estatística do fator K_T para solos argilosos e arenosos.

Fator	μ	σ	CV	K.S Estatística
K_T solo argiloso	12.82	4.25	0.33	0.12
K_T solo arenoso	20.05	2.86	0.14	0.14

4.1.3 Combinação dos modelos probabilísticos para a análise de confiabilidade

Como o modelo carga-deslocamento desenvolvido a partir da equação 55 é adimensional, a carga admissível na fundação é dada pelo produto desse modelo e a caracterização aleatória da capacidade de carga estimada pelo torque final de

instalação e o fator K_T . Deste modo, para um deslocamento admissível y_a , a carga admissível da fundação é:

$$Q_a = a \left(\frac{y_a}{D} \right)^b Q_u = a \left(\frac{y_a}{D} \right)^b T K_T \quad (58)$$

Onde T é o torque medido ao final de instalação da ancoragem. O modelo da equação 58 pode ser empregado para as análises do estado limite de serviço com $\frac{y_a}{D} < 0.1$ (deslocamentos inferiores a 10% do diâmetro médio das hélices) ou para análise do estado limite último, com $\frac{y_a}{D} = 0.1$. Este modelo não deve ser extrapolado para $\frac{y_a}{D} > 0.1$, pois o modelo de curva potencial foi proposto para deslocamentos inferiores a 10% do diâmetro médio da hélice.

4.2 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

O modelo sugerido para o comportamento carga-deslocamento de ancoragens helicoidais proporciona uma estimativa da carga mobilizada para qualquer deslocamento admissível da ancoragem no intervalo $y \leq 0.1D$.

Nesta seção, foi realizada uma análise de confiabilidade considerando um caso de ancoragem da base de dados utilizada. Foi verificada a ancoragem DB9-3, cujas características são descritas na Tabela 12 e Tabela 16. A ancoragem testada foi usada como fundação de uma torre de transmissão, instalada perto da cidade de Contagem, estado de Minas Gerais, Brasil.

A ancoragem consta de três hélices instaladas em um solo silte arenoso, com N_{60} variando desde 26 a 29 golpes/30 cm. A ancoragem tem um comprimento total de 5.9 m, as hélices possuem um diâmetro médio igual a 288 mm, e diâmetro da haste igual a 101.6 mm.

Ao final da instalação se registrou um torque igual a 10.85 kN.m. A capacidade de carga à tração medida na prova de carga, relacionada a um deslocamento de 10%D, é 272.17 kN. Portanto, o fator torque K_T medido neste caso foi igual a 25.09 m⁻¹.

4.2.1 Estado limite de serviço

O projeto geotécnico de uma fundação deve garantir segurança suficiente quanto ao colapso (condição de estado limite último) e quanto a deslocamentos admissíveis (condição de estado limite de serviço).

A “ruína ou falha” em serviço acontece quando o deslocamento vertical na cabeça da ancoragem (y) é igual ou superior ao deslocamento admissível (y_a). Consequentemente, a probabilidade de ruína em serviço pode ser avaliada como a probabilidade de que a carga aplicada Q seja maior que a carga admissível Q_a , que é a carga correspondente ao deslocamento admissível y_a :

$$p_f = \text{Prob}(Q_a \leq Q) = \text{Prob}\left(a \left(\frac{y_a}{D}\right)^b T K_T \leq Q\right) \quad (59)$$

4.2.2 Carga aplicada na fundação

As ancoragens helicoidais são utilizadas normalmente como sistemas de fundação para torres de linhas de transmissão. A velocidade do vento é a principal fonte de incerteza no comportamento estrutural de tais estruturas. Para este exemplo de análise de confiabilidade, a carga aplicada é determinada com base na geometria de torre empregada por Hansen e Vanderplaats (1990) e Gomes e Beck (2013) (Figura 45).

No exemplo apresentado neste capítulo é verificado o estado limite de serviço exclusivamente quanto aos esforços de tração na fundação.

Figura 45. Geometria da torre utilizada na análise (todas as unidades em metros).

A carga nominal de vento sobre os elementos viga e cabo é computada pelo procedimento baseado na Norma Brasileira ABNT NBR 6123. Neste caso, a velocidade nominal (projeto) de vento para um período de retorno médio (n) de 50 anos é $v_n = 38 \text{ m/s}$. Este valor foi obtido do mapa de isopletas de velocidade básica de vento, recomendado por Beck e Corrêa (2013), para uma região perto da cidade de Contagem (MG).

A velocidade característica v_k do vento é avaliada como:

$$v_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot v_n = 40,28 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (60)$$

onde: fator topográfico $S_1 = 1$, fator de rugosidade e dimensões da edificação $S_2 = 1,06$, e fator estatístico $S_3 = 1$.

A variação da velocidade do vento acima da superfície do terreno (z) é assumida com forma parabólica, onde v_k é o vento característico a uma altura de 10 m:

$$v(z) = \sqrt{0.1 \cdot z \cdot v_k^2} \quad (61)$$

As incertezas relacionadas com a velocidade do vento podem ser consideradas a partir de uma variável aleatória adimensional V :

$$V(z) = v(z) V \quad (62)$$

A pressão dinâmica devida ao fluxo do vento é estimada para condições normais de pressão atmosférica (1 atm) e de temperatura (15°C):

$$q(z) = 0.613 (v(z) V)^2 \quad (63)$$

onde $q(z)$ é dada em N/m^2 .

A força de arrasto do vento, atuando na direção horizontal, é expressa como:

- Para elementos viga

$$F_a(V) = C_a A_e q(z) \quad (64)$$

onde C_a é o coeficiente de arrasto e A_e é área frontal efetiva dos elementos viga. C_a é igual a 2.1 para vigas prismáticas com seção transversal em L.

- Para os cabos:

$$F_a(V) = C_a l d q(z) \quad (65)$$

onde l representa o comprimento do cabo (300 m) e d seu diâmetro (2.52 cm). C_a é igual a 1.2 para elementos de seção transversal circular e comprimento infinito.

Substituindo-se a equação 63 nas equações 64 e 65, estas podem ser simplificadas da forma:

$$F_a(V) = F_n \cdot V^2 \quad (66)$$

onde F_n reúne todas as variáveis determinísticas, que não variam segundo uma distribuição de probabilidade, quando uma variável adimensional é usada para representar a variabilidade da velocidade do vento. F_n é $C_a \cdot A_e \cdot 0.613 \cdot 0.1 \cdot z \cdot (S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot v_n)^2$ quando considerada a carga dos elementos viga, ou $C_a \cdot l \cdot d \cdot 0.613 \cdot 0.1 \cdot z \cdot (S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot v_n)^2$ quando avaliada a carga do cabo.

Para um período de retorno médio igual a 50 anos, a força média de arrasto sobre os elementos viga e cabo é igual a 15.4 kN e 13.8 kN, respectivamente. As forças de vento causam um momento sobre a base da fundação que comprime um lado da torre e traciona o outro. Fazendo equilíbrio de momentos, a força de tração nominal resultante sobre a fundação é 125.4 kN.

A carga aleatória de tração F , considerando as incertezas da velocidade do vento por meio da variável aleatória adimensional V , pode ser representada similarmente à equação 66:

$$F(V) = k \cdot V^2 \quad (67)$$

onde k é uma constante determinística de proporcionalidade usada para calcular a carga sobre a fundação. A variável V segue uma distribuição Gumbel para máximos com média 1.09, coeficiente de variação igual a 0.18 (desvio padrão igual a 0.20) e máximo característico igual a 1, para um período de retorno de 50 anos.

A FDA de uma distribuição Gumbel para máximos é apresentada na equação 68:

$$F_{X_n}(x) = \exp[-\exp(-\kappa(x - u_n))] \quad (68)$$

onde κ é o parâmetro de forma e u_n é o máximo característico (parâmetro de localização).

As estatísticas da variável V provêm da assumir um coeficiente de variação igual a 0.40 para os máximos anuais. A relação entre a distribuição de máximos anuais (1 ano) e a distribuição de extremos da velocidade do vento para um período de retorno médio n é:

$$F_{X_n}(x) = \left(F_{X_1}(x)\right)^n \quad (69)$$

Alternativamente, a velocidade do vento pode ser representada como uma variável aleatória não adimensional. Neste caso, a velocidade do vento possui um valor médio de 41.38 m/s, desvio padrão de 7.52 m/s (CV 0.18), máximo característico u_n igual a 38 m/s e parâmetro de forma κ igual a 0.17. As duas formas (adimensional e não adimensional) são equivalentes e levam ao mesmo resultado.

A influência do peso próprio da torre sobre a carga total de tração atuando na fundação é insignificante e, portanto, não foi considerada nas análises de confiabilidade.

O Apêndice C se apresenta um resumo dos cálculos efetuados neste item.

4.3 INDICES DE CONFIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA

A capacidade nominal à tração Q_{un} no projeto determinístico é dividida pelo fator de segurança FS, e a capacidade estimada é comparada com a carga de tração F sobre a fundação. O valor determinístico de F é calculado para um vento característico de 250 anos (procedimento ocasionalmente usado na prática de engenharia no Brasil) usando as equações 81 e 82. Para as análises de confiabilidade, F é calculada para um vento característico de 50 anos já que este intervalo de tempo é mais compatível com a vida da torre e porque os níveis de confiabilidade alvo são especificados geralmente para esse período de retorno.

Usando-se os dados reportados no numeral anterior, a velocidade característica para um período de 250 anos é estimada igual a 47.41 m/s, o que gera uma carga F de 195.1 kN. Deste modo, a capacidade estimada à tração através do método do torque deve ser maior do que 195.1 kN. Consequentemente, para ancoragens instaladas em solos arenosos, usando-se o valor médio proposto de K_T igual a 20.1 m^{-1} (registrado na Tabela 16), o torque final de instalação deve ser maior do que 9.7 kN.m. Esta condição é atendida visto que o valor do torque medido ao final da instalação da ancoragem DB9-3 é 10.85 kN.m, o que fornece um valor de Q_{un} de 218 kN.

Dentro de uma abordagem determinística, as incertezas associadas com a estimativa da capacidade de carga à tração são consideradas por meio do fator de segurança, que depende fortemente da experiência e do julgamento do engenheiro. Portanto, neste exemplo, três diferentes fatores de segurança foram usados no exemplo para definir deterministicamente o número de ancoragens que vão suportar a carga de tração sobre a fundação.

- 1) $FS = 1$ (a variabilidade de Q_{un} não é considerada): neste caso, uma ancoragem com $Q_{un} \geq 195.1$ kN deve ser usada para suportar a carga de tração produzida pelo vento (extremo).
- 2) $FS = 2$ (a variabilidade de Q_{un} é considerada): neste caso, duas ancoragens com $Q_{un} \geq 195.1$ kN devem ser usadas para suportar a carga de tração produzida pelo vento (extremo).
- 3) $FS = 3$ (a variabilidade de Q_{un} é considerada): neste caso, três ancoragens com $Q_{un} \geq 195.1$ kN devem ser usadas para suportar a carga de tração produzida pelo vento (extremo).

De acordo com os três cenários de fator de segurança acima expostos, a abordagem probabilística desenvolvida no presente documento foi realizada para três situações de projeto: uma, duas e três ancoragens destinadas a suportar a carga de tração.

O método probabilístico proposto neste trabalho (que contempla as incertezas da velocidade do vento na carga da fundação, e também as incertezas relacionadas com a carga admissível e última) é uma ferramenta importante para auxiliar o engenheiro na tomada de decisão sobre o número de ancoragens a ser usado na fundação, baseado na medida do torque final de instalação.

Phoon et al. (2000) enfatizam que na engenharia geotécnica existe uma pressão cada vez maior para a aplicação da teoria da confiabilidade nos projetos. O presente procedimento é similar ao utilizado por Phoon e Kulhawy (2008) para verificar o estado limite de serviço de fundações por estacas usando-se uma base de dados de provas de carga e o método de confiabilidade FORM.

No presente trabalho, a função de estado limite formulada para analisar o caso de ancoragem helicoidal exemplificado quanto ao estado limite de serviço é dada na equação 70:

$$G(x) = Q_a - Q = \left[Q_u a \left(\frac{y_a}{D} \right)^{\beta_0 \ln\left(\frac{1}{a}\right) + \varepsilon} - Q \right] = \left[T K_T a \left(\frac{y_a}{D} \right)^{\beta_0 \ln\left(\frac{1}{a}\right) + \varepsilon} - k \cdot V^2 \right] \quad (70)$$

A análise de confiabilidade foi executada em Mathematica, usando rotinas de confiabilidade programadas por Beck (2007). Os índices de confiabilidade β e as probabilidades de ruína P_f no estado limite de serviço (SLS) foram avaliados por meio do método FORM “First Order Reliability Method” (Madsen et al. 1986,

Melchers 1999) para diferentes valores de deslocamentos admissíveis. Os valores médios, desvios padrões e parâmetros especiais das distribuições de probabilidade das variáveis aleatórias contempladas na equação 70, são sumarizados na Tabela 18.

Tabela 18. Resumo dos parâmetros de projeto para o exemplo prático.

Variável	Distribuição	μ	σ	Parâmetros das distribuições			
				α_1	α_2	q	r
Parâmetro de ajuste a	Beta	4.70	1.88	0.66	1.22	2.36	9.04
Termo erro ε	Normal	0.00	0.029				
Fator K_T	Log normal	20.05	2.86				
V para $T=50$	Gumbel para max.	1.09	0.20				

O critério de ruptura de Terzaghi (0.1D) foi usado para interpretar a capacidade de carga última Q_u das provas de carga. Portanto, para deslocamentos de 0.1D, temos $Q_a(y_a) = Q_u$, e neste caso, a função de estado limite para análises de confiabilidade no estado limite último (ULS) é:

$$G(X) = T K_T - k \cdot V^2 \quad (71)$$

A capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais em torres de transmissão é geralmente controlada pelo estado limite de serviço.

Tipicamente, β_{SLS} (índice de confiabilidade para SLS) é menor do que β_{ULS} (índice de confiabilidade para ULS). Baseados em um extensivo estudo de projetos existentes, Phoon et al. (2003) encontraram um índice de confiabilidade “alvo” de 3.2 adequado para projeto de fundações de torres de linhas de transmissão, no caso de verificação do estado limite último. Além disso, estes autores recomendaram um β de 2.6 para atender o estado limite de serviço de fundações de torres de linhas de transmissão, visto que as consequências da falha são menores (o sistema geralmente pode ser consertado quando uma falha por serviço acontece).

Relações entre o índice de confiabilidade, a probabilidade de ruína e o deslocamento admissível são apresentadas na Figura 46. Para as três condições de projeto (uma, duas e três hélices), o valor do β aumenta e a P_f diminui, com o aumento do deslocamento admissível. Nesta figura também constam os valores do β no estado limite último ($y_a = 0.1D$). Os valores de β_{ULS} são: 1.1, 2.6 e 3.3 para uma,

duas e três ancoragens, respectivamente, indicando a influência do número de ancoragens adotado nas análises de confiabilidade. Portanto, três ancoragens são necessárias no presente exemplo de aplicação para satisfazer o valor alvo de 3.2 recomendado por Phoon et al. (2003). Porém, se duas ancoragens são usadas, a probabilidade de ruína está ao redor de 0.00534, como mostrado na Figura 46 b. Este tipo de informação pode constituir uma ferramenta útil para quantificar o risco envolvido na definição do número de ancoragens usadas para o projeto da fundação.

A Figura 46 também exibe os valores de β_{SLS} para uma ruptura em serviço (definida como a carga correspondente a um deslocamento admissível de 25 mm neste exemplo). Os valores encontrados de β_{SLS} são: 0.9, 2.4 e 3.2 para uma, duas e três ancoragens, respectivamente. Portanto, na condição de serviço são requeridas também três ancoragens para cumprir o valor alvo adotado segundo Phoon et al. (2003). Para o projeto com duas ancoragens, o β_{SLS} de 2.4 implica uma probabilidade de ruína de 0.00834.

A decisão final sobre o número de ancoragens deve ser adotada segundo o nível de risco que os projetistas desejam assumir. Os valores obtidos β_{SLS} e β_{ULS} põem em evidência o fato de que um fator de segurança igual a três (em relação a carga causada pelo vento extremo) pode não ser suficientemente alto para garantir o nível de confiabilidade requerido no projeto de estacas helicoidais, frente às incertezas da velocidade do vento, do comportamento carga x deslocamento da estaca e do modelo para estimativa da capacidade de carga aqui considerado.

(a)

(b)

Figura 46. (a) Índices de confiabilidade e (b) Probabilidades de ruína.

A Figura 47 proporciona os fatores de sensibilidade, os quais medem a contribuição de cada variável aleatória na probabilidade de ruína. Observa-se que quando o deslocamento admissível se aproxima ao valor equivalente à carga convencionada de ruptura ($y_a/D = 0.1$), os coeficientes de sensibilidade dos parâmetros que representam a forma da curva carga recalque (a e termo erro ε) são insignificantes (Figura 47 a e b).

A importância da carga aplicada pela estrutura, tanto como do fator K_T , tendem a convergir a valores constantes, conforme aumenta o número de estacas, para grandes deslocamentos admissíveis.

Os valores no ponto de projeto para o parâmetro a exibem notáveis diferenças quando pequenos deslocamentos admissíveis são analisados. Para as outras três variáveis, nos três níveis de carregamento, estas diferenças no ponto de projeto permanecem aproximadamente constantes conforme aumenta o deslocamento admissível.

(a)

(b)

(c)

(d)

Figura 47. Ponto de projeto e coeficientes de sensibilidade (a) parâmetro a , (b) termo erro ε , (c) velocidade do vento V , (d) fator torque K_T .

À medida que o deslocamento admissível se aproxima ao valor de deslocamento convencionado para a definição da ruptura ($y_a/D = 0.1$), a carga estrutural torna-se a variável aleatória mais importante do problema. Isto acontece para as três condições avaliadas (uma, duas e três ancoragens). A contribuição da carga de vento na composição da probabilidade de falha se estabiliza ao redor de 91% para $y_a/D \rightarrow 0.1$, com a capacidade de carga (representada por K_T) ainda contribuindo próximo de 7 a 8%.

Quando o deslocamento admissível é tal que $y_a/D \rightarrow 0.11$, o termo relacionado com a forma da curva carga recalque na equação 70 $a \left(\frac{y_a}{D}\right)^{\beta_0 \ln\left(\frac{1}{a}\right) + \varepsilon}$ se aproxima a 1, sendo uma consequência natural da forma com foi configurado o modelo probabilístico apresentado no item 4.1.1 (Ver Figura 42). Neste caso, a equação de estado limite é equivalente à análise do estado limite último:

A carga estrutural aplicada e o fator torque são as únicas variáveis relevantes na análise do estado limite último, e também no caso da análise de estado limite de serviço, quando os deslocamentos admissíveis forem superiores a aproximadamente 15 mm.

5 CONCLUSÕES

Esta dissertação apresenta duas distintas abordagens probabilísticas para descrever o comportamento de ancoragens helicoidais, fundamentadas em dados experimentais.

A primeira abordagem é baseada nos resultados obtidos em modelos reduzidos de ancoragens helicoidais em areia, ensaiados em centrífuga, da tese de Tsuha (2007). Com estes resultados experimentais, foi ajustado o modelo numérico do comportamento da ancoragem helicoidal em areia para ser empregado na análise probabilística baseada em expansão em polinômio de caos. Como resultado deste estudo, é mostrado o efeito da variabilidade, de cada variável envolvida na capacidade de carga da ancoragem, em sua resposta ao carregamento de tração. Nesta abordagem numérica-probabilística foi considerado o efeito da instalação da ancoragem no solo que é atravessado pelas hélices.

A segunda abordagem é baseada em provas de carga em ancoragens na escala real, obtidas de um banco de dados de ancoragens helicoidais executadas como fundação de linhas de transmissão no Brasil, apresentado em Silva (2014). Nesta parte é proposto um modelo de curva carga-deslocamento adimensionalizada para explicar o comportamento da ancoragem helicoidal em solos argilosos e arenosos. Além disso, é mostrado um exemplo de análise de confiabilidade quanto ao estado limite de serviço, aplicado ao caso de uma torre de transmissão, com base na curva carga-deslocamento modelada.

As principais conclusões observadas nas duas análises probabilísticas desenvolvidas neste trabalho (partes 1 e 2) são apresentadas a seguir. Adicionalmente são propostas algumas sugestões para futuras pesquisas no tema estudado.

5.1 PARTE 1: Estudo probabilístico do comportamento de ancoragens helicoidais em areia

5.1.1 Modelo numérico de ancoragens helicoidais submetidas à tração

- Durante a instalação de uma ancoragem helicoidal, a penetração das hélices no solo dá origem a uma zona de solo alterada, com forma aproximadamente cilíndrica (com diâmetro igual ao da hélice), e com características geotécnicas menos favoráveis do que as condições iniciais do maciço não perturbado. Esta zona cilíndrica de solo perturbado pela instalação, por sua vez, deve ser dividida em subzonas, de acordo com o número de vezes que o solo foi penetrado por uma hélice. Assim, o solo acima da hélice mais profunda encontra-se menos alterado do que o material localizado sobre a hélice superior, no caso de ancoragens com duas ou mais hélices.
- A inclusão destes efeitos de instalação nas simulações numéricas é fundamental, já que a capacidade de carga à tração é fornecida pela zona cilíndrica alterada acima da hélice. Se não for considerado este efeito, ocorrerá uma superestimação da capacidade de carga à tração. Sem considerar este efeito, os valores de capacidade de carga obtidos nas simulações são da ordem de duas vezes os valores medidos experimentalmente. Esta diferença é um pouco maior para a estaca com duas hélices, o que implica que as incertezas na previsão numérica da capacidade de carga aumentam conforme o número de hélices é aumentado.
- As alterações nas propriedades de resistência e rigidez do solo podem ser quantificadas deterministicamente por meio de duas abordagens distintas. A redução do ângulo de atrito para cada subzona perturbada pode ser calibrada através de uma retro análise dos fatores de ruptura N_q , usando-se os resultados de provas de cargas experimentais. Por outro lado, a diminuição dos módulos de elasticidade pode ser avaliada a partir de simulações numéricas direcionadas a encontrar fatores de redução aplicáveis à rigidez de cada subzona, que levem ao melhor viés (aproximadamente um). A sequência lógica dentro da abordagem determinística está estruturada como: (i) deve-se iniciar com a determinação do

fator de redução da subzona inferior (solo localizado sobre a hélice mais profunda), (ii) posteriormente os fatores de redução de φ e E das subzonas superiores são quantificados, considerando-se a degradação calculada no passo anterior.

- Os resultados mostram que o módulo de elasticidade do solo acima da hélice é fortemente afetado pela instalação da ancoragem. Em caso de uma única hélice, o módulo de elasticidade da zona cilíndrica pode atingir valores em torno de 20% do valor inicial. Quando mais uma hélice é acrescentada, a rigidez do solo sobre a hélice superior é quase nula. Para duas hélices encontrou-se que módulo de elasticidade do solo sobre a hélice superior, está em torno de 1.7% do valor inicial.
- Por outro lado, as retro análises sobre o fator N_q mostram que o ângulo de atrito do solo dentro do cilindro atravessado por uma única hélice é reduzido em 10%, comparado com seu valor inicial. Para o solo penetrado por duas hélices, esta redução é da ordem de 15%.
- A validade das simulações numéricas, considerando-se o efeito de instalação, pode ser testada em função das tensões desenvolvidas sobre cada chapa durante o carregamento de tração. Encontrou-se que com a aplicação dos parâmetros reduzidos, foi possível reproduzir a ordem das tensões medidas experimentalmente.
- A plastificação do solo surge como consequência da redistribuição de tensões durante todo o processo de carregamento. Consequentemente, são notadas zonas cujos pontos estão fora do estado de tensão limite definido sob o critério de Mohr Coulomb. No caso de uma hélice, essas zonas estão restringidas a uma altura menor que 5.9 D. No caso de duas hélices, a plastificação estendeu-se até uma altura igual a 6.2 D (sobre a hélice inferior).
- As deformações desenvolvidas acima das duas chapas do modelo de ancoragem com duas hélices, sugerem que o comportamento individual das hélices, suposto inicialmente para a determinação dos fatores de ruptura N_q , é válido até o nível de deslocamento simulado. Não foi observada superposição alguma das superfícies de ruptura.

5.1.2 Representação probabilística da capacidade de carga à tração

- O método de expansão esparsa em polinômios de caos permitiu conhecer a forma da FDP (função densidade de probabilidade) da capacidade de carga à tração de ancoragem helicoidal profunda em areia, a qual varia em função da variabilidade dos parâmetros de entrada do solo no modelo. Os parâmetros de entrada escolhidos para representar as propriedades do solo (alterados e não alterados pela instalação da ancoragem), foram os que apresentaram maior influência no valor da capacidade de carga, segundo as análises numéricas executadas e segundo as referências bibliográfica consultadas.
- Estas propriedades foram consideradas como variáveis aleatórias, caracterizadas por funções de distribuição e coeficientes de variação, e não como valores determinísticos. A aleatoriedade mencionada é consequência da variação da resistência ao cisalhamento e rigidez do solo devido a efeitos de instalação, erros de medida, variabilidade intrínseca, e outros fatores que aumentam ainda mais as incertezas na previsão da capacidade de carga à tração.
- Os resultados desta análise probabilística permitem concluir que, conforme é aumentado o coeficiente de variação de alguma variável incluída na análise probabilística, a sensibilidade do meta-modelo à essa mesma variável, também aumenta.
- Observou-se que, no caso de ancoragens com uma única hélice, o ângulo de atrito do solo alterado pela instalação é a variável com menor contribuição na resposta da ancoragem carregada à tração. Diferentemente, o ângulo de atrito do solo não alterado pela instalação apresenta maior contribuição, cuja importância é decorrente do processo de plastificação do solo durante a aplicação do carregamento, ao qual também deve ser atribuída à relevância do módulo de elasticidade do solo não alterado que envolve o cilindro de solo alterado.
- No caso de uma única hélice, quando a resposta do meta-modelo é avaliada somente em função da aleatoriedade da resistência ao cisalhamento (ângulo de atrito alterado e não alterado), os módulos de elasticidade (alterado e não alterado) possuem aproximadamente o mesmo peso dentro do mesmo caso de análise. Isto ocorre porque ambos têm o mesmo CV (coeficiente de variação) . A tendência muda quando a resposta do meta-modelo é avaliada em função da

variabilidade da rigidez do solo, sendo mais influente na resposta da ancoragem o módulo de elasticidade com maior CV.

- Na análise probabilística aplicada à ancoragem com duas hélices, nota-se novamente que as propriedades não alteradas possuem grande influência sobre resposta do meta-modelo. Continua-se observando que conforme é aumentado o coeficiente de variação de uma variável em questão, o índice Sobol da mesma sofre também um incremento. Destaca-se que o ângulo de atrito e módulo de elasticidade pertencente ao solo localizado entre as duas hélices, em general apresentam maior controle sobre a resposta probabilística do que os parâmetros alterados do solo localizado acima da hélice superior. Estas duas últimas variáveis exibem índices Sobol muito pequenos durante todo o estudo paramétrico.

5.2 PARTE 2: Análise de confiabilidade de ancoragens helicoidais quanto ao estado limite de serviço

- O capítulo 4 apresentou um critério objetivo para avaliar o estado limite de serviço de ancoragens helicoidais submetidos a carregamentos de tração durante o processo de instalação. Esta avaliação foi realizada através do uso de dois modelos probabilísticos, um destinado à simulação probabilística do comportamento carga recalque, e o outro foi formulado para representar as incertezas da correlação empírica entre a capacidade última à tração e a torque final de instalação. Ambos os modelos podem ser refinados através da inclusão de mais dados.
- As incertezas relacionadas à resposta carga-deslocamento de ancoragens helicoidais submetidas a esforços de tração, instaladas em solos predominantemente argilosos e arenosos, foram representadas por um modelo probabilístico adimensional, cujos parâmetros de ajuste a e b apresentam uma forte correlação. Sua relação não linear pôde ser representada mediante uma regressão do mesmo tipo, com coeficiente R^2 superior a 0.96.
- A conveniência da distribuição Beta para descrever as incertezas do parâmetro a da curva carga-deslocamento foi verificada mediante o teste de Kolmogorov-

Smirnov, cuja estatística é superior ao valor crítico para uma significância de 0.05. Este mesmo teste foi realizado para verificar a conveniência da distribuição normal na caracterização do histograma pertencente ao termo erro ε , e da distribuição log normal para o fator K_T , para ambos os tipos de solo estudados.

- A combinação dos modelos probabilísticos providos tanto para representar os comportamentos das curvas carga de tração x deslocamento, quanto para descrever as incertezas do fator de torque K_T , permitiu estabelecer uma equação de estado limite para análise do estado limite de serviço de ancoragens multi-hélices submetidas à tração. Esta combinação também forneceu uma equação para a verificação do estado limite último, uma vez que o modelo adimensional da curva aproxima-se a 1, quando o deslocamento admissível especificado é igual ao critério de ruptura escolhido.
- A importância de separar os modelos probabilísticos segundo o tipo de “comportamento” de solo (argiloso ou arenoso) foi justificada nos resultados estatísticos obtidos para cada um deles. Os solos arenosos apresentam maior variabilidade na resposta carga x deslocamento, como mostra a variabilidade das curvas das provas de carga adimensionalizadas. O fator K_T dos solos arenosos é 1.6 vezes o valor deste mesmo fator para solos argilosos. O valor do fator K_T também varia menos para os solos arenosos ($CV = 0,14$). O que significa que a relação entre capacidade de carga e torque de instalação é mais uniforme para as ancoragens em solos arenosos.
- A equação de estado limite para verificação do serviço utilizada na análise de confiabilidade representa a probabilidade de que a carga admissível (correspondente a um deslocamento admissível) seja menor que a carga aplicada. Os índices de confiabilidade e probabilidades de ruínas relacionadas a esta equação, foram calculadas usando-se o método de confiabilidade FORM. Os índices β obtidos em um exemplo mostrado de análise de confiabilidade são satisfatórios quando três estacas são consideradas (2.6 no serviço e 3.2 no estado último). Esta situação ressalta o fato de que um fator de segurança igual a 3 não sempre pode ser suficiente para garantir um nível de confiabilidade desejado.
- A análise de sensibilidade elaborada dentro da mesma rotina do método FORM, mostra que o parâmetro de forma da curva a é relevante exclusivamente para

pequenos deslocamentos admissíveis. Portanto, a forma da curva carga-recalque só tem uma contribuição significativa na análise de serviço SLS. Para deslocamentos admissível iguais a 10%D (definido como critério de ruptura), o parâmetro de forma a é irrelevante e a variável aleatória que representa a carga de tração aplicada na ancoragem (velocidade do vento) passa a ser a maior fonte de incerteza. Para ambas as análises de estado limite (serviço e último), o fator torque K_T mantém uma contribuição importante na composição da probabilidade de ruína.

5.3 Sugestões para futuras pesquisas

- Ensaios de laboratório e de campo devem ser executados para validar e/ou melhorar as estimativas dos fatores de redução de parâmetros de solos perturbados pela instalação da ancoragem helicoidal encontrados nesta pesquisa. Estes testes devem ser devidamente instrumentados, com objetivo de separar a capacidade de carga de cada uma das hélices, determinar as tensões confinantes (dentro, na interface e fora do cilindro de solo alterado) e coeficientes de empuxo, na fase de instalação e durante e posterior à ruptura da ancoragem. Se possível, deveria ser medida a resistência ao cisalhamento e a rigidez do solo dentro do cilindro de solo perturbado pela instalação. Em resumo, devem-se medir todos os parâmetros que se acredite afetar de forma significativa o valor da capacidade carga à tração de ancoragens com uma ou mais hélices.
- A calibração dos fatores de redução pode ser melhorada por meio da execução de modelos numéricos de maior robustez, que analisem a capacidade de carga até seu valor último, incluído o comportamento pós-pico. Esta fase incluiria necessariamente análises não lineares, que devem ser executadas com códigos adequados de elementos e/ou diferenças finitas. A adequabilidade dos códigos deve ser definida em função das técnicas utilizadas para a construção e atualização da malha, mesmo que a disponibilidade de modelos constitutivos que considerem comportamento geomecânico fora do intervalo elástico linear.
- A grande massa de solo não perturbado envolvido durante a mobilização da capacidade de carga, confirma a necessidade de considerar dentro das

avaliações probabilísticas, um campo aleatório. Pode ser considerado que é mantida a estrutura de correlação dentro do maciço não alterado (inclusive após da instalação). Este fato permite incluir a variabilidade espacial do solo dentro do maciço fora do cilindro afetado pela penetração das hélices, quando a capacidade de carga seja calculada.

- Outras técnicas de representação probabilística podem ser acopladas aos modelos numéricos. Sua aplicação vai proporcionar um conhecimento abrangente da versatilidade das mesmas, de acordo com o fim procurado.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR6123. (1998). *Wind loads in buildings*. ABNT - Brazilian Association of Technical Codes, Rio de Janeiro (in Portuguese).

ADAMS, J.I., KLYM T.W. (1972) *A study of anchorages for transmission tower foundations*. Canadian Geotechnical Journal, vol 9(1), 89–104

AHMED, A.(2012). *Simplified and advanced approaches for the probabilistic analysis of shallow foundations*, Thèse de Doctorat. Université de Nantes.

AHMED, A., SOUBRA, A.-H. (2012). *Extension of subset simulation approach for uncertainty propagation and global sensitivity analysis*. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, vol 6(3), 162-176

AKBAS, S.O., KULHAWY, F.H. (2010). *Characterization and Estimation of Geotechnical Variability in Ankara Clay: A Case History*. Geotech Geol. Eng, vol 28, 619-631.

AL-BITTAR, T., SOUBRA, A.-H. (2014). *Efficient sparse polynomial chaos expansion methodology for the probabilistic analysis of computationally-expensive deterministic models*. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech, vol (38), 1211-1230.

ANDRIA-NTONINA, I., CANOU, J., DUPLA, J.-C. (2010). *Caractérisation mécanique du sable de Fontainebleau NE34 à l'appareil triaxial sous cisaillement monotone*. Laboratoire Navier - Géotechnique (CERMES, ENPC/LCPC).

BAGHERI, F., EL-NAGGAR, M. H. (2013). *Effects of installation disturbance on the Behavior of the multi-helix screw anchors in sands*. Geomontreal 2013. Disponível em <http://www.geomontreal2013.ca/abstracts/GeoMon2013Abs242.docx>.

BAUER, J., PULA, W. (2000). *Reliability with respect to settlement limit-states of shallow foundations on linearly-deformable subsoil*. Computers and Geotechnics, vol 26, 281-308.

BAECHER, G.B., CHRISTIAN, J.T. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons Ltd, The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex PO19 8SQ, England, ASBN 0-471-49833-5. 205-242.

BAECHER, G.B., MARR, W.A., LIN, J.S., CONSLA, J. (1983). *Critical parameters of mine tailings embankments*. Denver, CO, U.S., Bureau of Mines.

BECK, A.T. (2007). *StrAnD - Structural Reliability Analysis and Design. Version 1.05*. Projeto de Pesquisa FAPESP, 2007/00154-4. São Carlos, SP.

BECK, A. T. (2012). *Confiabilidade Estrutural*. Universidade de São Paulo. Departamento de Estruturas.

BECK, A.T., CÔRREA, M.R.S. (2013). *New Design Chart for Basic Wind Speeds in Brazil*. Latin American Journal of Solids and Structures, vol 10, 707-723.

BLATMAN, G., SUDRET, B. (2008). *Sparse polynomial chaos expansion and adaptive stochastic finite elements using a regression approach*. C. R. Mecanique, vol 336, 518-523.

BLATMAN, G., SUDRET, B. (2010a). *An adaptive algorithm to build up sparse polynomial chaos expansion for stochastic finite element analysis*. Probabilistic Engineering Mechanics, vol 25, 183-197.

BLATMAN, G., SUDRET, B. (2010b). *Efficient computation of global sensitivity indices using sparse polynomial chaos expansions*. Reliability Engineering and System Safety, vol 95, 1216-1229.

BLATMAN, G., SUDRET, B. (2011). *Adaptive sparse polynomial chaos expansion based on least angle regression*. Journal of Computational Physics, vol 230, 2345-2367.

CHEN, Z., THO, K.K, LEUNG, C.F., CHOW, Y.K. (2013). *Influence of overburden pressure and soil rigidity on uplift behavior of square plate anchor in uniform clay*. Computers and Geotechnics, vol 52, 71-81.

CHERUBINI, C., GIASI, I., RETHATI, L. (1993). *The coefficient of variation of some geotechnical parameters*. Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. Edited by Li, K.S., and Lo, S-C.R., A.A. Balkema, Rotterdam, 179-183.

CLEMENCE, S.P., PEPE, F.D.Jr. (1984). *Measurement of lateral stress around multihelix anchors in sand*. Geotechnical Testing Journal, vol 7(3), 145-152.

CLEMENCE, S.P., CROUCH, L.K., STEPHENSON, R.W. (1994). *Prediction of uplift capacity for helical anchors in sand*. In Proceedings of the 2nd Geotechnical Engineering Conference, Cairo. Egypt. vol I, 332–343.

DAS, B.M. (2010). *Principles of geotechnical engineering*, Cengage Learning, Stamford CT.

DAS, B.M. (1990). *Earth anchors*. Elsevier Science Publishers, Amsterdam.

DICKIN, E.A., LAMAN, M. (2007). *Uplift response of strip anchors in cohesionless soil*. Advances In Engineering Software, 38: 618-625.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). (2001). *Eurocode 7 Part 1: Geotechnical design: General rules*. Final draft, CEN, Brussels.

GAVIN, K., DOHERTY, P., TOLOOIYAN, A. (2014). *Field investigation of the axial resistance of helical piles in dense sand*. Canadian Geotechnical Journal, vol 51(11), 1343-1354.

GEORGE, D., CLEMENCE, S.P. (2013). *Effect of installation disturbance on elasticity modulus for helical anchor short-term uplift loading clay*. In: Proceedings of 1st International Geotechnical Symposium on Helical Foundations; August 8-10, 2013, International Society for Helical Foundations, Amherst, Massachusetts, 141-152.

GHALY, A., HANNA, A., HANNA, M. (1991). *Uplift behavior of screw anchors in sand.I: Dry sand*. Journal of Geotechnical Engineering, vol 117(5), 773–793.

GOMES, W.J.D.S., BECK, A.T. (2013). *Global structural optimization considering expected consequences of failure and using ANN surrogates*. Computers and Structures, vol 126, 56-68.

HANSEN, S.R., VANDERPLAATS, G.N. (1990). *An approximation method for configuration optimization of trusses*. AIAA Journal, vol 28(1), 161–72.

HOYT, R.M. AND S.P. CLEMENCE. (1989). *Uplift capacity of helical anchors in soil*. In: Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, vol. 2, 1019–1022.

HUBBEL, INC. (2003). *Helical screw anchor foundation system design manual for new construction*.

ITASCA CONSULTING GROUP, INC. (2012) *FLAC3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions*, Ver. 5.0. Minneapolis: Itasca.

KULHAWY, F.H. (1985). *Uplift behavior of shallow soil anchor-an overview*. In *Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil*. In: Proceedings of a Session Sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in Conjunction with the ASCE Convention, Detroit, Mich. ASCE, New York, 26–47.

KULHAWY, F.H., TRAUTMANN, C.H. (1996). *Estimation of in-situ test uncertainty*. In Proceedings of Uncertainty '96. Geotechnical Special Publication 58, vol 1, 269–286.

LI, D., CHEN, Y., LU, W., ZHOU, C. (2011). *Stochastic response surface method for reliability analysis of rock slopes involving correlated non-normal variables*. Computers and Geotechnics, vol 38, 58-68.

LIU, J., KIU, M., ZHU, Z. *Sand deformation around an uplift plate anchor*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol 138, 728-737.

LIVNEH, B., EL-NAGGAR, M. H. (2008). *Axial testing and numerical modeling of square shaft helical piles under compressive and tensile loading*. Canadian Geotechnical Journal, vol 45, 1142-1155.

LOW, B. K., TANG, W. H. (1997). *Probabilistic slope analysis using janbu's generalized procedure of slices*. Computers and Geotechnics, vol 21(2), 121-142.

LÜ, Q., SUN, H-Y., LOW B. K. (2011). *Reliability analysis of ground-support interaction in circular tunnels using the response surface method*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol 48, 1329-1343.

LUMB, P. (1966). *The variability of natural soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol 3, 74-97.

LUTENNEGER, A.J. (2011). *Behavior of multi-helix screw anchors in sand*. In Proceedings of the 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Toronto, Ont.

MA, Z.Y., LIAO, H.J., DANG, F.N. (2013). *Unified elastoplastic finite difference and its applications*. App. Math. Mech. Engl. Ed., vol 34(4), 457-474.

MABROUKI, A., MELLAS, M. (2014). *Etude tridimensionnelle de la capacité ultime des plaques d'ancrage dans un sol frottant*. Courrier Du Savoir, n. 18, 15-19.

MADSEN, H.O., KRENK, S., LIND, N.C. (1986). *Methods of structural safety*. Prentice Hall, Englewood Cliffs.

MATLAB and Statistics Toolbox Release 2012b, The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States.

MELCHERS, R.E. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons, Chichester.

MERIFIELD, R.S. (2002). *Numerical modelling of soil anchors*. Ph.D. thesis, University of Newcastle, Australia.

MEYERHOF, G.G., ADAMS, J.I. (1968). *The ultimate uplift capacity of foundations*. Canadian Geotechnical Journal, vol 5(4), 225–244.

MITSCH, M.P., CLEMENCE, S.P. (1985). *The uplift capacity of helix anchors in sand*. In: Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil. Proceedings of a Session Sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in Conjunction with the ASCE Convention, Detroit, Mich. ASCE, New York, 26–47.

MOLLON, G., DIAS, D., SOUBRA, A-H. (2011). *Probabilistic analysis of pressurized tunnels against face stability using collocation-based stochastic response surface method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol 137, 385-397.

NARASIMHA RAO, S., PRASAD, Y.V.S.N., 1992. discussion of Uplift Behavior of Screw Anchors in Sand. I: Dry Sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 9, pp. 1474-1476.

NOUR, A., SLIMANI, A., LAOUAMI. N. (2002). *Foundation settlement statistics via finite element analysis*. Computers and Geotechnics, vol 29, 641–672.

PERKO, A.H. (2009). *Helical Piles. A practical guide to design and installation*. John Wiley & Sons, NY.

PHOON, K.K., KULHAWY, F.H. (1999a). *Evaluation of Geotechnical Property Variability*. Canadian Geotechnical Journal, vol 36, 625-639.

PHOON, K.K., KULHAWY, F.H. (1999b). *Characterization of Geotechnical Variability*. Canadian Geotechnical Journal, vol 36, 612-624.

PHOON, K.K., KULHAWY, F.H. (2008). *Serviceability limit state reliability-based design*. In Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering. Computations and Applications. Edited by Taylor & Francis. New York.

PHOON, K.K., KULHAWY, F.H., GRIGORIU, M.D. (2000). *Reliability-based design for transmission line structure foundations*. Computers and Geotechnics, vol 26(3), 169-185.

PHOON, K.K., KULHAWY, F.H., GRIGORI, M.D. (2003). *Development of a reliability-based design framework for transmission line structure foundation*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol 129(9), 798-806.

QIU, G., HENKE, S., GRABE, J. (2009) *Applications of coupled Eulerian–Lagrangian method to geotechnical problems with large deformations*. In: Proceeding of SIMULIA customer conference 2009, London, UK,. 420–35

RADHAKRISHNA, H.S. (1976). *Helix anchor test in sand*. Ontario Hydro Research Division Research Report No. 16-130-K, 1-33.

ROWE, R.K., DAVIS, E.H. (1982). *The behaviour of anchor plates in sand*. Geotechnique, vol 32(1), 25–41.

SAKR, M. (2009). *Performance of helical piles in oil sand*. Canadian Geotechnical Journal, vol 46, 1046-1061.

SAKR, M. (2011a). *Helical piles-An effective foundation system for solar plants*. In Proceedings of the 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Toronto, Ont.

SAKR, M. (2011b) *Installation and Performance characteristics of high capacity helical piles in cohesionless soils*. DFI Journal, vol 5(1), 39-57.

SALHI, L., NAIT-RABAH, O., DEYRAT, C., ROOS, C. (2013). *Numerical modeling of single helical pile behavior under compressive loading in sand*. EJGE, vol 18, 4319-4338.

SANTOS FILHO, J.M.S.M. (2014). *Efeito de instalação de estacas helicoidais em solo tropical*. Dissertação de mestrado, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SCHIAVON, J.A. (2014). *Experimental load test in centrifuge*. Technical Report No. 3.

SHIAU, J.S., HOBSON, M.A. (2011). *Modeling uplift of plate anchor*. IN: Proceedings of the 2nd International FLAC/DEM Symposium, Melbourne, Austrailia.

SILVA, B.C. (2014). Estimativa da capacidade de carga à tração de estacas helicoidais com base no ensaio SPT. Dissertação de mestrado, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

STUEDLEIN, A.W., UZIELLI, M. (2014). *Serviceability limit state design for uplift of helical anchors in clay*. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, vol 9(3), 173-186.

TROFIMENKOV, J.G., AND L.G. MARUIPOLSHII. (1965). *Screw Piles Used for Mast and Tower Foundations*. In Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, 328–332.

TSUHA, C.H.C. (2007). *Modelo teórico para controle da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo arenoso*. Tese de doutorado, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TSUHA, C.H.C., AOKI, N. (2010). *Relationship Between Installation Torque and Uplift Capacity of Deep Helical Piles in Sand*. Canadian Geotechnical Journal, vol 47, 635-647.

TSUHA, C.H.C., AOKI, N., THOREL, R.L., GARNIER, J. (2012). *Evaluation of the Efficiencies of Helcial Anchor Plates in Sand by Centrifuge Models Test*. Canadian Geotechnical Journal, vol 49, 1102-1114.

TSUHA, C.H.C, THOREL, L., SCHIAVON, J. (2014). *Evaluation of the Breakout factor for helical anchors in sand by centrifuge testing*. Artigo submetido à revista Soil and Foundations Journal.

VERZENHASSI, C.C. (2008). *Otimização de risco estrutural baseada em confiabilidade*. Dissertação de mestrado. Departamento de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VIKING HELICAL ANCHOR. (2010). *The world's strongest anchor*. Disponível em <<http://www.vikinghelicalanchors.com/>>. Visitado em: Mar 01 de 2015.

WANG, D., BIENEN, B., NAZEM, M., TIAN, Y., ZHENG, J. PUCKER, T., RANDOLPH, M.F. (2015). *Large deformation finite element analyses in geotechnical engineering*. Computers and Geotechnics, vol 65, 104-114.

WANG, D., MERIFIELD, R.S., GAUDIN, C. (2013). *Uplift Behavior of helical anchors in clay*. Canadian Geotechnical Journal, vol 50, 575-584.

WOLFRAM RESEARCH, INC., Mathematica, Version 9.0, Champaign, IL (2010).

ZHANG, D.J.Y. (1999). *Predicting Capacity of Helical Screw Piles in Alberta Soils*. Master's Thesis, University of Alberta, Edmonton

APÊNDICE A-MÉTODO DA EXPANSÃO EM POLINÔMIOS DE CAOS

O procedimento proposto por Ahmed e Soubra (2012) para a resolução de problemas utilizando o CSRSM, é resumido nos seguintes passos:

1. Para uma ordem prescrita p da PCE, determinar o número e posição dos pontos de colocação que se encontram no espaço normal padrão.
2. Transformar os pontos de colocação do espaço padrão ao espaço físico onde as variáveis aleatórias podem ser não normais, utilizando-se uma transformação isoprobabilística:

$$X = F^{-1}\Phi(\xi) \quad (72)$$

Onde X é a variável aleatória no espaço físico, ξ é a variável normal padrão e, $F^{-1}(\cdot)$ é a inversa da FDA da variável aleatória no espaço físico. $\Phi(\cdot)$ é a FDA normal padrão.

Se existe correlação entre as variáveis aleatórias, esta deve ser imposta primeiro às variáveis aleatórias normais no espaço padrão ξ , usando a transformação de Cholesky H da matriz de correlação.

$$\begin{bmatrix} \xi_{1c} \\ \xi_{2c} \\ \vdots \\ \xi_{Mc} \end{bmatrix} = H \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \\ \vdots \\ \xi_M \end{bmatrix} \quad (73)$$

Onde ξ_{ic} representa o vetor de pontos de colocação padronizados e correlacionados.

3. Calcular o sistema de resposta correspondente a cada ponto de colocação no espaço físico usando o modelo determinístico.
4. Determinar os coeficientes desconhecidos a_β do PCE pelo método da regressão usando a seguinte equação:

$$\mathbf{a} = (\Psi^T \Psi)^{-1} \Psi^T \mathbf{Y} \quad (74)$$

$\mathbf{a}$ é o vetor que representa os coeficientes desconhecidos do PCE, $\mathbf{Y}$ é o vetor do sistema de resposta avaliado deterministicamente, calculado com os diferentes pontos de colocação e Ψ é uma matriz $N \times P$ cujos elementos são os polinômios multivariados de Hermite:

$$\Psi = \begin{bmatrix} \Psi_0^1(\xi) & \Psi_1^1(\xi) & \Psi_2^1(\xi) & \dots & \Psi_{p-1}^1(\xi) \\ \Psi_0^2(\xi) & \Psi_1^2(\xi) & \Psi_2^2(\xi) & \dots & \Psi_{p-1}^2(\xi) \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ \Psi_0^N(\xi) & \Psi_1^N(\xi) & \Psi_2^N(\xi) & \dots & \Psi_{p-1}^N(\xi) \end{bmatrix} \quad (75)$$

5. Cálculo da FDP do sistema de resposta aproximado mediante simulação de Monte Carlo, gerando um grande número de realizações do vetor $(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_M)$ de variáveis aleatórias normais padrão e calculando o sistema de resposta correspondente a cada realização por substituição do correspondente vetor $(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_M)$ na PCE. Este procedimento permite calcular os momentos estatísticos da resposta (media, variância, assimetria e curtose) e a probabilidade de falha do sistema.

A qualidade do ajuste por meio da aproximação com PC é avaliada pelo coeficiente de determinação R^2 que segundo Ahmed e Soubra (2012), se calcula através do seguinte procedimento:

Considerando-se N realizações $\{\xi^{(1)} = (\xi_1^{(1)}, \dots, \xi_M^{(1)}), \dots, \xi^{(N)} = (\xi_1^{(N)}, \dots, \xi_M^{(N)})\}$ do vetor aleatório normal padrão ξ , e seja $\{Y = Y(\xi^{(1)}), \dots, Y(\xi^{(N)})\}$ os valores correspondentes ao sistema de resposta, determinados por meio de cálculos determinísticos, temos que:

$$R^2 = 1 - \Delta_{PCE} \quad (76)$$

Onde Δ_{PCE} está dada por:

$$\Delta_{PCE} = \frac{(1/N) \sum_{i=1}^N [Y(\xi^{(i)}) - Y_{app}(\xi^{(i)})]}{\text{Var}(Y)} \quad (77)$$

$$\text{Var}(Y) = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N [Y(\xi^{(i)}) - \bar{Y}]^2 \quad (78)$$

$$\bar{Y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y(\xi^{(i)}) \quad (79)$$

Lembrando-se que N é o número de pontos de colocação usados para avaliar os coeficientes desconhecidos da expansão em PC. Um valor de $R^2 = 1$ indica um ajuste linear perfeito entre o modelo de resposta real Y e o modelo aproximado com a expansão em PC. $R^2 = 0$ indica uma relação não linear entre esses dois modelos.

- **Esquema clássico de truncamento**

Segundo Al-Bittar e Soubra (2014), para uma expansão em PC de ordem p , a série infinita apresentada na primeira parte da equação 40, deve ser truncada para reter unicamente os polinômios multivariados Ψ_β de grau menor ou igual a p . O esquema clássico de truncamento esta baseado na norma de primeira ordem definida como $\|\alpha\|_1 = \sum_{i=1}^M \alpha_i$, a qual deve ser inferior ou igual à ordem p da expansão em PC. Isto leva a que o número de coeficientes desconhecidos P da expansão em PC seja igual a $\frac{(M+p)!}{M!p!}$ (equação 41).

Expansão esparsa em polinômios de caos

Blatman e Sudret (2008) citam que o número requerido de avaliações do modelo (é dizer, o custo computacional) aumenta com o tamanho do PC, que por sua vez se incrementa dramaticamente com o número de variáveis de entrada, caso seja usado o esquema clássico de truncamento. Por tanto os autores formularam um algoritmo adaptativo a fim de reter apenas os coeficientes significativos do PC, levando a uma expansão esparsa em PC (*Sparse Polynomial Chaos Expansion* SPCE). Esta formulação está baseada no fato de que o número de termos significativos em uma expansão de PC é relativamente pequeno, visto que os polinômios multivariados Ψ_β correspondentes a uma ordem de interação superior (aqueles resultantes da multiplicação de H_{α_i} , com valores α_i crescentes), estão associados com valores muito pequenos dos coeficientes (Al-Bittar e Soubra 2014).

Em uma expansão esparsa em polinômios de caos, o esquema de truncamento denominado hiperbólico, está focado na penalização dos polinômios multivariados Ψ_β correspondentes a interações de ordem superior, que não aportam significativamente à resposta do modelo determinístico. O esquema hiperbólico sugere que a q -norma deve ser inferior ou igual à ordem p da expansão em polinômios de caos. A q -norma está dada por:

$$\|\alpha\|_q = \left(\sum_{i=1}^M (\alpha_i)^q \right)^{1/q} \quad (80)$$

Onde q é um coeficiente maior do que zero e inferior a um. O coeficiente q é escolhido de forma arbitrária. Al-Bittar e Soubra (2014) sugerem $q=0.5$ (este valor é usado na presente dissertação).

O procedimento iterativo sugerido por Blatman e Sudret (2010a), para a construção da expansão esparsa em polinômios de caos, é apresentado a continuação, segundo a adaptação de Al-Bittar e Soubra (2014):

- i. Considerar um conjunto de K realizações $\{\{\xi^{(1)} = (\xi_1, \dots, \xi_M), \dots, \xi^{(K)} = (\xi_1, \dots, \xi_M)\}\}$ do vetor aleatório no espaço normal padrão ξ , chamado projeto experimental (ED por suas siglas em inglês), e reunir as avaliações correspondentes do modelo em um vetor Γ .
- ii. Selecionar um nível de acurácia alvo R^2 (dado nas equações 51 a 54, onde N é substituído por K e, Y por Γ). Definir também o grau máximo do PC $p_{\max}$.
- iii. Inicializando em $p = 0$. O termo Ψ_0 correspondente a $p=0$, resulta da multiplicação dos $H_{\alpha i}$ onde todos os $(\alpha_i = 0, 1, \dots, M)$ são iguais a zero.
- iv. Para qualquer grau do polinômio $p \in \{1, \dots, p_{\max}\}$:
 - **Passo adiante:** adicionar os diferentes termos Ψ_β (que não têm sido considerados), um por um, cuja q -norma satisfaz $p - 1 \leq \|\alpha\|_q < q$, e que representem um incremento significativo no coeficiente de determinação R^2 obtido.
 - **Passo atrás:** descartar os termos de Ψ_β , com uma q -norma estritamente menor que p , (é dizer, $\|\alpha\|_q < q$), que levam a diminuição insignificante no coeficiente de determinação R^2 .
- v. O projeto experimental ED deve ser enriquecido no processo desenvolvido através dos passos iii e iv, adicionando algumas realizações do vetor ξ , caso apareçam problemas na regressão.
- vi. Parar se for atingido o nível de acurácia alvo R^2 ou grau p do PC (escolhidos no passo ii).

Segundo Al Bittar e Soubra (2014), o coeficiente R^2 pode ser uma estimativa tendenciosa já que ele não considera a robustez do meta-modelo (capacidade de prever corretamente o modelo de resposta em qualquer ponto que não pertença ao projeto experimental). Um coeficiente de determinação mais confiável e rigoroso é denominado Q^2 :

$$Q^2 = 1 - \frac{\frac{1}{K} \sum_{i=1}^K (\Delta^i)^2}{\frac{1}{K-1} \sum_{i=1}^K [\Gamma(\xi^{(i)}) - \bar{\Gamma}]^2} \quad (81)$$

$$\Delta^i = \Gamma(\xi^{(i)}) - \Gamma_{\xi \setminus i}(\xi^{(i)}) \quad (82)$$

Onde $\Gamma_{\xi \setminus i}$ é o meta modelo que foi construído do projeto experimental ED, após de remover a i -ésima observação.

Análise de sensibilidade global

A análise de sensibilidade global é executada através do cálculo dos índices Sobol para cada variável aleatória envolvida no problema. Segundo Mollon et al. (2011), estes índices proveem a contribuição das incertezas para cada variável ou grupo de variáveis na variância total da resposta. A soma de todos os índices Sobol é igual a 1.

Uma vez determinados todos os coeficientes a_β , os termos do polinômio resultante são reordenados segundo variáveis individuais e segundo combinações de variáveis que aparecem nos termos do polinômio. Assim, o índice Sobol associado a cada variável i , está dado por:

$$S(\xi_i) = \frac{\sum_{\beta \in I_i} (\alpha_\beta)^2 E[(\Psi_\beta)^2]}{\sum_{\beta=0}^{P-1} (\alpha_\beta)^2 E[(\Psi_\beta)^2]} \quad (83)$$

$E[.]$ é o valor esperado e $E[(\Psi_\beta)^2]$ pode ser calculado através da seguinte equação:

$$E[(\Psi_\beta)^2] = \prod_{i=1}^M \alpha_i! \quad (84)$$

a_i é sequência de inteiros não negativos $\{\alpha_i \dots \alpha_M\}$, apresentada anteriormente. I_i denota o conjunto de índices β cujos correspondentes termos Ψ_β , são função unicamente das variáveis aleatórias ξ_i (só aquelas que contém a variável ξ_i).

APÊNDICE B-EXEMPLO-EXPANSÃO EM POLINÔMIOS DE CAOS

A expansão em polinômios de caos é ilustrada através de um exemplo. Para facilitar a compreensão do leitor, ao lado de cada termo utilizado, é escrito o número da equação (na mesma sequência com que foram apresentadas na revisão bibliográfica).

Exemplo: Sapata apoiada sobre um solo de coesão c e ângulo de atrito φ . A capacidade de carga é calculada usando a equação 3.19 (exemplo 3.2), apresentada no livro “Principles of Foundation Engineering”-Das (2010). Esta equação foi implementada através de um função FISH em FLA3D.

```
new

def soil_function
global cohesion=20e3
global friction=25
global gamma=16.5e3
end
@soil_function

def factors
global B=2
global L=2
global Df=1.5

global nq=exp(pi*tan(friction*pi/180))*(tan(((45+(friction/2))*pi/180)))^2
global nc=(nq-1)/tan(friction*pi/180)
global ng=2*(nq+1)*tan(friction*pi/180)

global Fcs=1+(B/L)*(nq/nc)
global Fqs=1+(B/L)*tan(friction*pi/180)
global Fgs=1-0.4*(B/L)
global Fqd=1+2*tan(friction*pi/180)*((1-sin(friction*pi/180))^2)*(Df/B)
global Fcd=Fqd-((1-Fqd)/(nc*tan(friction*pi/180)))
global Fgd=1
end
@factors

def bearing_capacity
global Qu=cohesion*nc*Fcs+Fcd+gamma*Df*nq*Fqs*Fqd+0.5*gamma*B*ng*Fgs*Fgd
global p_load=Qu/1000
end
@bearing_capacity
```

Propriedades do solo	ID	Distribuição	μ	CV	Parâmetros Log Normal	
					z_i	λ
Coesão	C (kN)	Log normal	20.00	0.20	0.20	2.98
Atrito	$\varphi(^{\circ})$	Log normal	25.00	0.15	0.15	3.21

Variáveis	M	2
-----------	---	---

	Eq.	Ordem p			
		0	1	2	3
Termos P	41	1	4	9	16
Colocação N	42	1	3	6	10

N para cada ordem p	β	Ordem p	Polinômios uni variados de Hermite (Eq. 44)				Pol. Multivariados Ψ_{β} (Eq. 43)	Esquema clássico de truncamento			$E[(\Psi_{\beta})^2]$ (Eq. 84)
								$\alpha_{i=1}$	$\alpha_{i=2}$	$\ a\ _1 \leq p$	
N=1	0	0	$H_0(\xi_1)$	x	$H_0(\xi_2)$	=	1x1	0	0	0	1
	1	1	$H_1(\xi_1)$	x	$H_0(\xi_2)$	=	ξ_1 x1	1	0	1	1
N=3	2	1	$H_0(\xi_1)$	x	$H_1(\xi_2)$	=	1x ξ_2	0	1	1	1
	3	2	$H_1(\xi_1)$	x	$H_1(\xi_2)$	=	ξ_1 x ξ_2	1	1	2	1
	4	2	$H_2(\xi_1)$	x	$H_0(\xi_2)$	=	(ξ_1^2-1) x1	2	0	2	2
N=6	5	2	$H_0(\xi_1)$	x	$H_2(\xi_2)$	=	1x (ξ_2^2-1)	0	2	2	2
	6	3	$H_2(\xi_1)$	x	$H_1(\xi_2)$	=	(ξ_1^2-1) x ξ_2	2	1	3	2
	7	3	$H_1(\xi_1)$	x	$H_2(\xi_2)$	=	ξ_1 x (ξ_2^2-1)	1	2	3	2
	8	3	$H_3(\xi_1)$	x	$H_0(\xi_2)$	=	$(\xi_1^3-3\xi_1)$ x1	3	0	3	6
N=10	9	3	$H_0(\xi_1)$	x	$H_3(\xi_2)$	=	1x $(\xi_2^3-3\xi_2)$	0	3	3	6

Para a expansão em polinômios de caos, no exemplo escolhemos um polinômio de grau $p=2$:

Raízes		FDA Dist.Normal(ξ_i com $\mu=0$, $\sigma=1$)		$X = F^{-1}\Phi(\xi)$ (Eq. 72)		$Q_u = Y$ (avaliado através da função FISH) (kN/m ²)
ξ_1	ξ_2			X1 para C (kN)	X2 para φ (°)	
0.00	0.00	0.50	0.50	19.61	24.72	1322.71
0.00	1.73	0.50	0.96	19.61	32.01	2827.70
1.73	0.00	0.96	0.50	27.64	24.72	1632.59
-1.73	0.00	0.04	0.50	13.92	24.72	1102.80
0.00	-1.73	0.50	0.04	19.61	19.09	787.87
1.73	1.73	0.96	0.96	27.64	32.01	3401.05
-1.73	1.73	0.04	0.96	13.92	32.01	2420.84
1.73	-1.73	0.96	0.04	27.64	19.09	992.51
-1.73	-1.73	0.04	0.04	13.92	19.09	642.65

Matriz Ψ NxP (Eq. 75)	N					
	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	Ψ_5
	1x1 (I=1)	ξ_1 x1 (I=2)	1x ξ_2 (I=3)	ξ_1 x ξ_2 (I=4)	(ξ_1^2-1) x1 (I=5)	1x (ξ_2^2-1) (I=6)
P=9	1.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	-1.00
	1.00	0.00	1.73	0.00	-1.00	2.00
	1.00	1.73	0.00	0.00	2.00	-1.00
	1.00	-1.73	0.00	0.00	2.00	-1.00
	1.00	0.00	-1.73	0.00	-1.00	2.00
	1.00	1.73	1.73	3.00	2.00	2.00
	1.00	-1.73	1.73	-3.00	2.00	2.00
	1.00	1.73	-1.73	-3.00	2.00	2.00
	1.00	-1.73	-1.73	3.00	2.00	2.00

α_β	Vetor a (Eq. 74)	I- indica função de c, de φ ou de combinações de c e φ
α_0	1499.40	1
α_1	178.96	2
α_2	599.15	3
α_3	52.53	4
α_4	17.55	5
α_5	164.25	6

Função de:	I	Índices Sobol (Eq. 83)
ξ_1 (c)	I (2,5)	0.07
ξ_2 (φ)	I (3,6)	0.92
Combinação de ξ_1 e ξ_2	I (4)	0.01

APÊNDICE C-FORÇA SOBRE OS CABOS E ELEMENTOS VIGA DA TORRE DE TRANSMISSÃO

Elementos Hansen e Vanderplaats (1990)		Área frontal efetiva		Variação da velocidade do vento		Carga de vento sobre os elementos viga
Elemento ID		m ²	Área total m ²	z (m)	v(z)	Fa(V)
1	3	0.17	0.34	11.43	43.06	800.41
2	4	0.17	0.34	12.95	45.84	907.13
6	5	0.13	0.26	11.43	43.06	617.43
	7	0.09	0.09	12.19	44.48	232.24
9	8	0.13	0.26	12.95	45.84	699.75
	10	0.11	0.11	13.72	47.17	327.44
11	12	0.13	0.26	14.10	47.82	752.52
13	14	0.10	0.20	14.48	48.47	599.09
16	15	0.16	0.32	14.48	48.47	977.59
17	18	0.13	0.26	14.86	49.10	793.19
19	20	0.10	0.20	14.86	49.10	634.56
21	22	0.05	0.09	14.86	49.10	283.78
23	24	0.11	0.23	15.24	49.73	727.65
25	26	0.11	0.23	15.24	49.73	727.65
	27	0.10	0.10	15.24	49.73	315.31
	28	0.09	0.09	10.67	41.60	203.74
29	30	0.19	0.37	9.91	40.09	775.57
32	31	0.18	0.36	9.91	40.09	738.97
	33	0.18	0.18	9.14	38.52	349.27
34	35	0.30	0.61	7.62	35.16	970.19
37	36	0.26	0.52	7.62	35.16	823.24
	38	0.23	0.23	6.10	31.45	291.06
39	40	0.34	0.67	4.57	27.24	640.33
42	41	0.32	0.65	4.57	27.24	617.43
	43	0.18	0.18	3.05	22.24	116.42
44	45	0.37	0.73	1.52	15.72	232.85
47	46	0.32	0.65	1.52	15.72	205.81

Ca Seção transversal L 2.10
 Ca Seção transversal circular e comprimento infinito 1.20
 Diâmetro do cabo (m) 0.03
 Área de influência do cabo (m) 300.00

Carga de vento sobre os elementos viga (N) 15360.61

Carga de vento sobre o cabo (N)	13750.78
Carga total de vento na direção horizontal (N)	29111.39

Momentos na fundação devido aos elementos viga (N.m)	172780
Momentos na fundação devido ao cabo (N.m)	209562
Momento total (N.m)	382341
Base da fundação L (m)	3.05
Força de tração em A (N)	125358
Força de tração em A (kN)	125.36