

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

MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE  
FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A  
CARREGAMENTO LATERAL

Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger

Porto Alegre  
2010

Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger

**MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE  
FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A  
CARREGAMENTO LATERAL**

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

Orientador: Prof. Ph.D. Nilo Cesar Consoli

Co-orientador: Prof. Ph.D. Fernando Schnaid

Porto Alegre  
2010

L389m Lautenschläger, Carlos Emmanuel Ribeiro  
Modelagem numérica do comportamento de fundações profundas submetidas a carregamento lateral / Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger. — 2010.

Dissertação(mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2010.

Orientador: Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli  
Coorientador: Prof. Dr. Fernando Schnaid

1. Fundações profundas (Engenharia). 2. Linhas de transmissão. 3. Elementos finitos. 4. Estacas - Fundações. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Schnaid, Fernando, coorient. III. Título.

CDU-624.151.6(043)

**CARLOS EMMANUEL RIBEIRO LAUTENSCHLÄGER**

**MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE  
FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A  
CARREGAMENTO LATERAL**

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

Porto Alegre 2010

---

**Nilo Cesar Consoli**

Ph.D. pela Concordia University, CA  
Orientador

---

**Fernando Schnaid**

Ph.D. pela University of Oxford, UK  
Co-Orientador

---

**Luiz Carlos Pinto da Silva Filho**

Ph.D. pela University of Leeds, UK  
Coordenador do PPGEC

**BANCA EXAMINADORA**

---

**Antônio Thomé**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, BR

---

**Denise Bernaud Maghous**

Ph.D. pela Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, FR

---

**Karla Salvagni Heineck**

Dr<sup>a</sup>. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, BR

---

**Diogo Soliman Medeiros**

MSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, BR

À minha amada mãe, Heloísa Ribeiro.

Ao grande amigo, Guilherme Righetto.

À minha família, meus amigos de sangue.

Aos meus amigos, minha família do coração.

## AGRADECIMENTOS

Estes dois anos de mestrado foram incrivelmente capazes de me mostrar a importância de se ter ao lado pessoas especiais, amigos, com quem se pode contar. Impossível descrever neste curto espaço tudo o que eles representaram pra mim, por isto, para cada um deles, vai meu breve e carinhoso agradecimento, pelo companheirismo no decorrer de mais esta etapa.

Agradeço à toda a minha família, pelo apoio permanente, pela resistência inspiradora, por estarem lá, simplesmente. Em especial agradeço minha super mãe, pelo amor, pela excelente educação, pela transmissão dos meus melhores valores, pelo exemplo de luta e determinação, pela coragem que me fez herdar. “– Mãe, agora nós dois somos mestres!” Agradeço aos meus irmãos, ao William pelo companheirismo, amizade e paciência comigo aqui em Porto Alegre, e aos pequenos Fabiano e Maureen, por todo carinho e compreensão, apesar da distância e das minhas ausências.

Agradeço especialmente ao meu amigo e grande pesquisador Guilherme Righetto. Poucos tem a sorte de trabalhar com profissionais muito competentes, menos ainda de trabalhar com grandes amigos. Eu tirei a sorte grande! O Guilherme participou de todas as etapas deste trabalho, em jornadas extensivas de estudos, simulações numéricas e análise de resultados, tendo sido fundamental na conclusão desta dissertação. Porém, sua comprovada competência não seria suficiente para que suportássemos juntos as mais de 50 horas semanais de UFRGS: o que nos trouxe até aqui foi também nossa amizade, afinidade e gosto pela pesquisa. – “Muito obrigado por tudo, Paulista! Tu és um grande companheiro.”

Agradeço aos meus orientadores, Prof. Nilo Cesar Consoli e Prof. Fernando Schnaid, pelo conhecimento repassado, pela confiança depositada no desenvolvimento deste projeto, pela compreensão durante o período de aprendizado dos temas relacionados ao software ABAQUS e pela amizade conquistada nestes mais de seis anos de pesquisa junto aos laboratórios LEGG e ENVIRONGEO.

Agradeço ao corpo docente do PPGEC da área de Geotecnia, em especial aos meus orientadores e ao Prof. Luis Antônio Bressani, pela amizade, conhecimentos transmitidos e pela recomendação ao doutorado. Agradeço às meninas da secretaria e da biblioteca, em especial à Liliani Gaeversen e Vera Longaray, pela amizade e por tantos auxílios prestados sempre de forma muito eficaz. Agradeço à querida amiga Ana Luiza, que inúmeras vezes

segurou as minhas pontas na secretaria, além de ter proporcionado diversos momentos de descontração e alegria.

Agradeço a todos meus colegas do LEGG / ENVIRONGEO, pelo apoio e amizade desde os tempos de bolsista de iniciação científica. Agradeço em especial à Amanda Dalla Rosa, Ana Paula dos Santos, Emanuele Gauer, Felipe Gobbi, Francisco Dalla Rosa, José Rojas, Jucélia Bedin, Lucas Festugato e Rodrigo Caberlon.

Agradeço a todos os meus colegas da turma de mestrado pelo companheirismo e amizade. Em particular, quero agradecer à Camila Rabassa, uma pessoa muito especial, da qual me tornei grande amigo neste período. A Camila muitas vezes me fez seguir em frente quando eu estive para baixo, através da sua motivação, alegria e fé inabaláveis. Esta minha amiga é um grande exemplo de lutadora, e vai sempre morar dentro do meu coração. – “Muito obrigado por tudo, Camila!”

Agradeço a dois grandes amigos que conquistei também nestes dois anos: Leonardo Santos e Marta Obelheiro. Agradeço ao querido amigo Leonardo, pela amizade em todos os momentos, pelos conselhos e ótimas conversas de sempre. Agradeço também pelo auxílio imprescindível e tão importante que nos prestou no começo do uso do software ABAQUS, sem o qual as coisas teriam se tornado muito mais difíceis. Agradeço à querida amiga Marta, pela companhia em muitos almoços e cafés (nosso *happy hour* no meio da dissertação), pelas longas e produtivas conversas, pelos conselhos que muitas vezes me levantaram e fizeram continuar.

Agradeço de forma especial aos professores Luiz Bragança da Cunda e Fulgêncio Aquino Duarte pelos valiosos ensinamentos sobre o software ABAQUS. Certamente o auxílio destes dois professores foi imprescindível para que pudéssemos representar de forma mais realista o comportamento solo-estrutura estudado nesta pesquisa. Agradeço o engenheiro Diogo Soliman Medeiros, gerente de projetos da CEEE, pelos auxílios prestados durante a realização deste trabalho.

Agradeço de forma muito especial ao Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, coordenador do PPGEC e do LEME, por ter desocupado e concedido um excelente espaço no laboratório que coordena, permitindo a instalação dos computadores do nosso projeto e a realização das simulações. Profissionais como o Prof. Luiz Carlos devem servir de exemplo para muitos pesquisadores, no que se refere ao respeito pela pesquisa realizada nas instituições do nosso

País. Agradeço ainda a todos os integrantes do LEME, pela acolhida e pelo companheirismo demonstrados. De forma especial, agradeço aos amigos Roseane Shimomukay, pelas conversas descontraídas, bons conselhos, e pelas simulações que realizou no período em que estivemos viajando. Agradeço também à Luciane Fonseca e ao Josué Chies, pelas inúmeras e alegres conversas, sempre acompanhadas com um ótimo chimarrão.

Agradeço meus queridos e grandes amigos Débora Vanin e Léo Piletti, meus companheiros de vida, que sempre têm estado comigo em todos os momentos, dos mais alegres aos mais difíceis. Certamente não foi fácil conviver comigo nestes últimos dois anos, mas, apesar de tudo, estes dois sempre estavam lá, prontos pra me ouvir, me apoiar e fazer seguir em frente, cada um à sua maneira. Débora e Léo, vocês foram muito importantes nessa conquista, e serão ainda em muitas outras, podem ter certeza.

Agradeço a todos os meus amigos por me compreenderem quando não fui às festas, aos aniversários, aos cinemas, aos simples encontros na Lima e Silva, ou mesmo à Redenção ou Gasômetro. Agradeço a estes por me conhecerem e me respeitarem como sou, e por se manterem meus amigos. Eu gostaria muito que vocês todos soubessem o quanto fui feliz nos poucos momentos em que estive com vocês nestes últimos dois anos. Quero dizer que tudo valeu a pena, e que a saudade que já sinto só me faz amar mais vocês. Agradeço de forma especial à Akane Wada, Camila Zeni, Carine Zuchi, Carla Carrapatoso, Cíntia Ribeiro, Claire Ferrando, Ellen Ferrando, Fábio Ávila, João Staffa, Joel Santos, Rafael Fonseca, Rosemar Lemos e todos os nomes já citados anteriormente.

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq – pela concessão da bolsa de mestrado, e à Companhia Estadual de Energia Elétrica – CEEE – pela concessão da verba para o projeto do qual esta dissertação faz parte.

Agradeço a todos os amigos da Casa de João Pedro, em especial à Ieda, pelo suporte espiritual dado por um grande período de tempo nestes dois anos. Certamente o afastamento físico destes últimos meses não diminuiu o sentimento de amizade e fé que nos une ao nosso grupo.

Finalmente, agradeço à Deus, pela vida, pela força, pela saúde, e por permitir que eu concluísse mais esta etapa.



“Words are flowing out like endless rain into a paper cup,  
they slither while they pass they slip away across the universe.  
[...]

Thoughts meander like a restless wind inside a letter box,  
they tumble blindly as they make their way across the universe.”

*John Lennon & Paul McCartney (The Beatles)*

## RESUMO

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R. **Modelagem Numérica do Comportamento de Fundações Profundas Submetidas a Carregamento Lateral**. 2010. 179 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O presente trabalho apresenta o desenvolvimento de um modelo de previsão de capacidade de carga de estacas, utilizadas em torres e postes de linhas de transmissão de energia elétrica, segundo esforços horizontais, considerando-se as parcelas coesiva e friccional dos solos, bem como um estudo relacionado à melhoria das propriedades do solo nas regiões mais solicitadas. Tal estudo está vinculado a um projeto de Pesquisa e Desenvolvimento da Companhia Estadual de Energia Elétrica – CEEE, em parceria com a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que visa estabelecer metodologias de capacidade de carga de fundações de linhas de transmissão sob condições distintas de carregamento. A análise do comportamento de estacas sob carregamento lateral foi baseada em simulações numéricas tridimensionais, através do método dos elementos finitos, utilizando-se o software ABAQUS. As simulações ocorreram após extensiva revisão bibliográfica acerca dos métodos de dimensionamento de estacas sob carregamento lateral, modelos constitutivos e propriedades geotécnicas de solos característicos do Rio Grande do Sul, em condições natural, compactada e cimentada. Nas simulações, foram levados em conta parâmetros geotécnicos que representassem os diferentes tipos de solos levantados, bem como a geometria da estaca e o mecanismo de ruptura apresentado mediante solicitação, identificados de acordo com os métodos apresentados. O modelo constitutivo adotado para a condução do programa de simulações foi o de Mohr-Coulomb, o qual foi testado e verificado a partir da simulação numérica de ensaios triaxiais e provas de carga de arrancamento em sapata e carregamento lateral em estaca. A partir dos resultados das simulações, foi realizada a análise da influência de cada parâmetro de entrada sobre a resposta do conjunto solo-estaca, em termos de carga horizontal atingida, deflexão da estaca e deformações do solo, para cada geometria. Os parâmetros que apresentaram maior influência foram coesão, módulo de Young e ângulo de atrito interno. A partir desta análise, para cada geometria estabeleceu-se uma lei de comportamento para estacas submetidas ao carregamento lateral, que relaciona a carga horizontal com um fator de parâmetros que agrega as variáveis mais influentes, contemplando as características coesivo-friccional do solo. Quanto à geometria, observou-se que, em estacas mais curtas, ocorre a tendência ao giro do elemento estrutural, o qual apresenta menores regiões de concentração de tensões em relação às estacas mais longas, que tendem à formação de rótulas plásticas. A profundidade onde se encontram os maiores níveis de tensão na estaca não variou entre estacas longas de igual diâmetro, assim como a magnitude das tensões no conjunto, indicando que a partir de certa profundidade crítica (relacionada ao diâmetro da estaca e às propriedades geotécnicas do substrato) o aumento da profundidade da estaca é irrelevante. A análise de isovalores de tensão e deslocamentos do solo auxiliou na identificação da área de maior solicitação mediante carregamento horizontal, indicando as regiões onde deveria haver melhorias. O tratamento avaliado foi radial à estaca, tendo-se variado o seu diâmetro e sua profundidade, abrangendo a região mais solicitada. Os resultados demonstraram melhorias significativas mesmo com volumes de tratamento relativamente pequenos. A taxa de melhoria de resistência aumentou com o nível de deflexão relativa, sendo aparentemente função do volume de tratamento.

**Palavras-chave:** fundações profundas; linhas de transmissão; carregamento lateral; método dos elementos finitos; melhoramento de solos.

## ABSTRACT

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R. **Modelagem Numérica do Comportamento de Fundações Profundas Submetidas a Carregamento Lateral**. 2010. 179 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

### **Numerical Behavior of Deep Foundations Subjected to Lateral Loading**

This paper shows the development of a prediction model of pile's loading capacity, used in towers and poles of electrical energy transmission, with horizontal loading, considering the cohesive and frictional portions of the ground, as well as a study regarding the improvement of the soil's properties in the most requested areas. Such work is connected to a Research and Development Project of State Company of Electric Energy – CEEE, in partnership with the Federal University of Rio Grande do Sul – UFRGS, with the objective of establishing methodologies of bearing capacity of transmission lines' foundations under different conditions of loading. The analysis of the behavior of piles under lateral loading was based on tridimensional numerical simulations, through the finite element method, being used the ABAQUS software for such calculations. The simulations took place after extensive search through literature regarding design methods of piles under lateral loading, constitutive models and geotechnical properties of soils considered typical in the RS, in natural conditions, compacted and cemented. During the simulations, geotechnical parameters that represent the different kinds of studied soils were taken into account, as well as the geometry of the pile and the rupture mechanism shown by request, identified according to the presented methods. The constitutive model adopted for the conclusion of the simulation program was the one by Mohr-Coulomb, which was tested and verified through the numerical simulation of triaxial tests, uplift load tests on shallow foundation and lateral loading tests on pile. As of the results taken from the simulations, the analysis of the influence of each key parameter on the soil-structure's behavior took place, in terms of reached horizontal load, deflection of the pile and soil deformation, for each geometry. The parameters that presented more influence were the cohesion, Young's module and friction angle. From this analysis, for each geometry it was established a behavior law for piles under lateral loading, that relates the horizontal loading with a parameters factor that adds the most influent variables, contemplating the cohesive-frictional characteristics of the soil. When regarding the geometry, it was observed that, in shorter piles there is a tendency to the foundation's rotation, which presents smaller areas of stress concentration when compared to longer piles, which tend to the formation of yielding hinges. The depth in which the highest stress levels in the pile can be found didn't vary amidst long piles of same diameter, as well as the magnitude of stresses on foundation system, indicating that from an established critic depth (related to the foundation's diameter and to the geotechnical properties of the substrate) the increase in the pile's depth is irrelevant. The analysis of contours of stress and displacements of the soil helped in the identification of the area of greatest request by horizontal loading, indicating the zones where improvements should be done. The treatment evaluated was around the pile, having its diameter and its depth varied, covering the most requested area. The results showed significant improvements even with relatively small improvement fill. The rate of improvement of resistance increased with the level of relative deflection, apparently being function of the treatment volume.

**Key-words:** deep foundations; transmission lines; lateral loading; finite element method; improvement of soils.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	14
LISTA DE QUADROS .....	17
LISTA DE ABREVIATURAS.....	19
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO ESTUDO .....	21
1.2 OBJETIVOS .....	22
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	23
<b>2. FUNDAÇÕES DE TORRES DE TRANSMISSÃO .....</b>	<b>25</b>
2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS SOB CARREGAMENTO LATERAL .....	27
2.1.1 Determinação da Carga Última do Sistema Solo-Estaca.....	27
2.1.1.1 Método de Brinch & Hansen .....	28
2.1.1.2 Método de Broms .....	32
2.1.2 Determinação do Comportamento Tensão-Deflexão .....	40
2.1.2.1 Modelos de Reação do Solo – Coeficientes de Reação Horizontal .....	40
2.1.2.2 Modelos Tensão-Deflexão Baseados no Coeficiente de Reação Horizontal ....	44
<b>3. REVISÃO DE MODELOS CONSTITUTIVOS .....</b>	<b>47</b>
3.1 TÓPICOS DE MECÂNICA DOS MEIOS CONTÍNUOS .....	47
3.1.1 Estado de Tensões e Equilíbrio .....	47
3.1.2 Estado de Deformações .....	50
3.1.3 Relações Elásticas Tensão-Deformação .....	50
3.2 TÓPICOS DE TEORIA DA PLASTICIDADE .....	51
3.2.1 Critério de Plastificação .....	51
3.2.2 Potencial Plástico e Regra de Fluxo Plástico .....	52
3.2.3 Princípio do Máximo Trabalho Plástico .....	52
3.2.4 <i>Strain Hardening</i> e Plasticidade Perfeita .....	53
3.3 PLASTICIDADE PERFEITA- MODELOS CONSTITUTIVOS .....	55
3.3.1 Modelos Elásticos – Elasticidade Linear .....	56
3.3.2 Modelos Plásticos – Solos Puramente Coesivos .....	56
3.3.2.1 Modelo de Tresca .....	56
3.3.2.2 Modelo de von Mises .....	58
3.3.3 Modelos Plásticos – Solos Coesivo-Friccionais .....	58
3.3.3.1 Modelo de Mohr-Coulomb .....	59
3.3.3.2 Modelo de Drucker-Prager .....	60

<b>4. LEVANTAMENTO DE SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL</b> .....	62
4.1 CLASSIFICAÇÕES GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS .....	63
4.2 AREIA .....	65
4.2.1 Areia Compactada .....	67
4.2.2 Areia Cimentada .....	69
4.3 AREIA-SILTE .....	70
4.3.1 Areia-Silte Compactado .....	75
4.3.2 Areia-Silte Cimentado .....	78
4.4 SILTE .....	79
4.4.1 Silte Compactado .....	82
4.5 SILTE-ARGILA .....	83
4.5.1 Silte-Argila Compactada .....	87
4.5.2 Silte-Argila Cimentada .....	88
4.6 ARGILA .....	89
4.6.1 Argila Compactada .....	92
4.6.2 Argila Cimentada .....	92
<b>5. PROGRAMA DE SIMULAÇÕES NUMÉRICAS</b> .....	94
5.1 PARÂMETROS GEOMÉTRICOS .....	94
5.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS .....	96
5.3 SOLICITAÇÕES E VARIÁVEIS DE RESPOSTA .....	98
5.4 PANORAMA DAS SIMULAÇÕES .....	99
<b>6. SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO SOLO-ESTRUTURA</b> .....	101
6.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	101
6.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O SOFTWARE ABAQUS .....	103
6.2.1 Condições de Contato .....	105
6.2.1.1 Discretização das Superfícies de Contato .....	105
6.2.1.2 Propriedades de Contato – Aplicação das Restrições .....	106
6.2.2 Esforços Geostáticos .....	108
6.2.3 Leis Constitutivas Elástica e Perfeitamente Plástica .....	109
6.2.4 Malhas de Elementos Finitos e Condições de Contorno .....	111
6.3 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....	113
6.3.1 Simulação de Ensaio Triaxiais .....	113
6.3.2 Simulação de Provas de Carga de Arrancamento em Sapata .....	113
6.3.3 Simulação de Provas de Carga de Carregamento Lateral .....	118

6.3.4 Comparação entre Simulações e Resultados Semi-Empíricos .....	123
<b>7. RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES .....</b>	<b>126</b>
7.1 COMPORTAMENTO SOLO-ESTRUTURA APRESENTADO .....	126
7.2 EFEITO DA GEOMETRIA DA ESTACA .....	132
7.3 EFEITO DAS VARIÁVEIS GEOTÉCNICAS .....	134
7.4 EFEITO DA CAMADA TRATADA .....	149
<b>8. ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS RESULTADOS .....</b>	<b>155</b>
8.1 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS .....	155
8.2 ANÁLISE INTEGRADA .....	167
<b>9. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>172</b>
9.1 CONCLUSÕES .....	172
9.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	173
REFERÊNCIAS .....	175
<b>ANEXO A .....</b>	<b>179</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: mecanismo de mobilização da resistência de uma estaca sob carregamento lateral .....	28
Figura 2: resistência última de estacas rígidas não engastadas .....	29
Figura 3: distribuição da resistência lateral em solos puramente coesivos .....	30
Figura 4: valores de $K_c$ em função da razão $b/d$ .....	30
Figura 5: valores de $K_q$ e $K_c$ em função da razão $z/B$ e ângulo de atrito interno do solo .....	31
Figura 6: diferentes mecanismos de ruptura de estacas sob carregamento lateral .....	32
Figura 7: mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ECLAg .....	34
Figura 8: mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ECFAg .....	34
Figura 9: mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ECLAr .....	35
Figura 10: mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ECFAr .....	36
Figura 11: mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ELLAg .....	37
Figura 12: mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ELFAg .....	37
Figura 13: mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ELLAr .....	38
Figura 14: mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ELFAr .....	39
Figura 15: curvas com os coeficientes de deflexão $C_y$ e de momento para estacas longas .....	45
Figura 16: estaca submetida a uma força horizontal aplicada no topo .....	45
Figura 17: cálculo aproximado do momento fletor máximo .....	46
Figura 18: princípio do máximo trabalho plástico .....	53
Figura 19: comparação entre comportamentos elasto-plásticos de um solo .....	56
Figura 20: superfície de Plastificação de Tresca .....	57
Figura 21: superfície de Plastificação de von Mises .....	58
Figura 22: superfície de Plastificação de Mohr-Coulomb .....	59
Figura 23: superfície de Plastificação de Drucker-Prager .....	60
Figura 24: gráfico de plasticidade de Casagrande .....	64
Figura 25: curva granulométrica da Areia de Osório .....	66
Figura 26: curvas tensão-deformação distorcional-deformação volumétrica da Areia de Osório .....	67
Figura 27: envoltória de ruptura da Areia de Osório .....	68
Figura 28: módulo cisalhante versus deformação distorcional para a areia de Osório, em diferentes tensões efetivas .....	68
Figura 29: módulo cisalhante dinâmico versus deformação axial para a areia de Osório, em diferentes relações vazios cimento .....	70
Figura 30: variação do módulo secante do solo residual de arenito Botucatu .....	75
Figura 31: comportamento tensão – deformação axial – deformação volumétrica do SRAB compactado .....	76
Figura 32: envoltória de ruptura do SRAB compactado .....	76
Figura 33: variação do módulo secante do SRAB compactado .....	77
Figura 34: envoltória de ruptura do SRAB remoldado .....	77
Figura 35: variação do módulo secante do SRAB remoldado .....	78
Figura 36: envoltórias de resistência do solo residual de arenito Botucatu Cimentado .....	79
Figura 37: classificação granulométrica do silte .....	80
Figura 38: perfil característico da região .....	80
Figura 39: classificação granulométrica do Silte Ideal .....	81
Figura 40: envoltória de resistência do Silte Ideal .....	82
Figura 41: índices físicos do solo de Cachoeirinha .....	84
Figura 42: análise granulométrica do solo de Cachoeirinha .....	85
Figura 43: limites de Atterberg do solo de Cachoeirinha .....	85
Figura 44: comportamento tensão-deformação do solo de Cachoeirinha .....	86
Figura 45: caracterização granulométrica do silte-argiloso de São Vendelino .....	87
Figura 46: localização dos solos de várzea no Rio Grande do Sul .....	90
Figura 47: parâmetros geométricos da estaca adotados no carregamento lateral .....	95

Figura 48: parâmetros geométricos da camada tratada adotados no carregamento lateral .....	96
Figura 49: pontos de coleta de dados de saída das simulações .....	98
Figura 50: panorama das simulações numéricas .....	100
Figura 51: interação entre superfícies de contato .....	105
Figura 52: método direto de contato – <i>Hard Contact</i> .....	107
Figura 53: simulação numérica das tensões geostáticas .....	109
Figura 54: elementos finitos utilizados .....	111
Figura 55: exemplo de malha de elementos finitos utilizada nesta pesquisa .....	112
Figura 56: areia: (a) comportamento tensão x deformação; (b) envoltória de resistência .....	115
Figura 57: SRAB: (a) comportamento tensão x deformação; (b) envoltória de resistência.....	116
Figura 58: comportamento carga-deslocamento de uma sapata sob arrancamento .....	118
Figura 59: (a) esquema das estacas; (b) execução das provas de carga .....	119
Figura 60: validação analítico-numérica em elasticidade .....	121
Figura 61: validação numérico-experimental em elasticidade .....	121
Figura 62: comportamento carga-deflexão da estaca sob carregamento lateral .....	122
Figura 63: deformadas de estacas de diâmetro 0,5m (a) $P/D = 8$ ; (b) $P/D = 20$ .....	124
Figura 64: deformadas de estacas de diâmetro 1,0m (a) $P/D = 4$ ; (b) $P/D = 10$ .....	125
Figura 65: isovalores de deslocamento para a simulação CL-124 .....	127
Figura 66: distribuição de tensões – $P/D = 4$ (CL-360) .....	128
Figura 67: distribuição de tensões – $P/D = 8$ (CL-072) .....	129
Figura 68: distribuição de tensões – $P/D = 10$ (CL-504) .....	130
Figura 69: distribuição de tensões – $P/D = 20$ (CL-216) .....	131
Figura 70: comportamento $H$ x $y/D$ para $E = 50$ MPa .....	132
Figura 71: comportamento $H$ x $y/D$ para $E = 250$ MPa .....	133
Figura 72: comportamento $H$ x $y/D$ para $E = 500$ MPa .....	133
Figura 73: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 50$ MPa e $\phi' = 25^\circ$ .....	135
Figura 74: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 50$ MPa e $\phi' = 30^\circ$ .....	135
Figura 75: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 50$ MPa e $\phi' = 35^\circ$ .....	136
Figura 76: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 50$ MPa e $\phi' = 40^\circ$ .....	136
Figura 77: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 250$ MPa e $\phi' = 25^\circ$ .....	137
Figura 78: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 250$ MPa e $\phi' = 30^\circ$ .....	137
Figura 79: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 250$ MPa e $\phi' = 35^\circ$ .....	138
Figura 80: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 250$ MPa e $\phi' = 40^\circ$ .....	138
Figura 81: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 500$ MPa e $\phi' = 25^\circ$ .....	139
Figura 82: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 500$ MPa e $\phi' = 30^\circ$ .....	139
Figura 83: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 500$ MPa e $\phi' = 35^\circ$ .....	140
Figura 84: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 500$ MPa e $\phi' = 40^\circ$ .....	140
Figura 85: comportamento $H$ x $\delta$ para $c = 2$ kPa .....	142
Figura 86: comportamento $H$ x $\delta$ para $c = 20$ kPa .....	143
Figura 87: comportamento $H$ x $\delta$ para $c = 40$ kPa .....	144
Figura 88: comportamento $H$ x $\delta$ para $c = 60$ kPa .....	145
Figura 89: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 50$ MPa .....	146
Figura 90: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 250$ MPa .....	147
Figura 91: comportamento $H$ x $\delta$ para $E = 500$ MPa .....	148
Figura 92: isovalores de deslocamento para $P/D = 8$ .....	149
Figura 93: comportamento $H$ x $\delta$ do solo tratado para $d_{cim} = 1,0$ m .....	150
Figura 94: comportamento $H$ x $\delta$ do solo tratado para $d_{cim} = 2,0$ m .....	151
Figura 95: comportamento $H$ x $\delta$ do solo tratado para $d_{cim} = 3,0$ m .....	151
Figura 96: comportamento $H$ x $d_{cim}$ para $e_{cim} = 0,5$ m .....	152
Figura 97: comportamento $H$ x $d_{cim}$ para $e_{cim} = 1,0$ m .....	152
Figura 98: melhoria da resistência do solo x volume de tratamento ( $y/D = 1\%$ ) .....	153
Figura 99: melhoria da resistência do solo x volume de tratamento ( $y/D = 3\%$ ) .....	154
Figura 100: comportamento $E/Pa$ x $H/We$ para $y/D = 1\%$ e $c = 2,0$ kPa .....	157



Figura 101: comportamento $E/Pa \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $c = 20$ kPa .....	157
Figura 102: comportamento $E/Pa \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $c = 40$ kPa .....	158
Figura 103: comportamento $E/Pa \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $c = 60$ kPa .....	158
Figura 104: comportamento $E/Pa \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $c = 2,0$ kPa .....	159
Figura 105: comportamento $E/Pa \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $c = 20$ kPa .....	159
Figura 106: comportamento $E/Pa \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $c = 40$ kPa .....	160
Figura 107: comportamento $E/Pa \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $c = 60$ kPa .....	160
Figura 108: comportamento $c/Pa \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $E = 50$ MPa .....	162
Figura 109: comportamento $c/Pa \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $E = 250$ MPa .....	162
Figura 110: comportamento $c/Pa \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $E = 500$ MPa .....	162
Figura 111: comportamento $c/Pa \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $E = 50$ MPa .....	163
Figura 112: comportamento $c/Pa \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $E = 250$ MPa .....	163
Figura 113: comportamento $c/Pa \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $E = 500$ MPa .....	163
Figura 114: comportamento $tg(\phi) \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $E = 50$ MPa .....	165
Figura 115: comportamento $tg(\phi) \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $E = 250$ MPa .....	165
Figura 116: comportamento $tg(\phi) \times H/We$ para $y/D = 1\%$ e $E = 500$ MPa .....	165
Figura 117: comportamento $tg(\phi) \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $E = 50$ MPa .....	166
Figura 118: comportamento $tg(\phi) \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $E = 250$ MPa .....	166
Figura 119: comportamento $tg(\phi) \times H/We$ para $y/D = 3\%$ e $E = 500$ MPa .....	166
Figura 120: comportamento $\Omega \times H/We$ para geometria $P/D = 8$ , com $y/D = 1\%$ e $3\%$ .....	167
Figura 121: comportamento $\Omega \times H/We$ para geometria $P/D = 4$ , com $y/D = 1\%$ e $3\%$ .....	168
Figura 122: comportamento $\Omega \times H/We$ para geometria $P/D = 10$ , com $y/D = 1\%$ e $3\%$ .....	168
Figura 123: comportamento $\Omega \times H/We$ para geometria $P/D = 20$ , com $y/D = 1\%$ e $3\%$ .....	169
Figura 124: pontos de validação em relação à curva proposta ( $P/D = 4 - y/D = 1\%$ e $3\%$ ) .....	170
Figura 125: pontos de validação em relação à curva proposta ( $P/D = 8 - y/D = 1\%$ e $3\%$ ) .....	170

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: ordem de grandeza das cargas em fundações de linhas de transmissão .....	26
Quadro 2: coeficientes de majoração de riscos .....	40
Quadro 3: coeficientes de minoração de parâmetros .....	40
Quadro 4: valores de $K_h$ .....	42
Quadro 5: valores de $n_h$ .....	42
Quadro 6: classificação granulométrica segundo a NBR 6502 .....	63
Quadro 7: índices físicos do solo da Areia de Osório .....	66
Quadro 8: parâmetros de resistência da areia de Osório cimentada .....	69
Quadro 9: variação dos módulos de Young secante da Areia de Osório Cimentada .....	70
Quadro 10: frações granulométricas do solo residual Ponta Grossa .....	71
Quadro 11: limites de Atterberg do solo residual Ponta Grossa .....	71
Quadro 12: índices físicos do solo residual Ponta Grossa .....	71
Quadro 13: parâmetros de resistência do solo residual Ponta Grossa .....	72
Quadro 14: módulos cisalhantes do solo residual Ponta Grossa .....	72
Quadro 15: frações granulométricas do solo residual de Arenito Botucatu .....	73
Quadro 16: índices físicos do solo residual de Arenito Botucatu .....	73
Quadro 17: limites de Atterberg do solo residual de Arenito Botucatu .....	74
Quadro 18: parâmetros de resistência do solo residual de Arenito Botucatu .....	74
Quadro 19: resistência ao cisalhamento do solo residual de arenito Botucatu Cimentado .....	78
Quadro 20: limites de Atterberg do silte .....	81
Quadro 21: índices físicos do silte .....	81
Quadro 22: características e limites de Atterberg do Silte Ideal .....	82
Quadro 23: índices físicos das amostras ensaiadas de Silte Ideal .....	82
Quadro 24: índices físicos do solo silto-argiloso de São Vendelino .....	87
Quadro 25: resistência ao cisalhamento do solo silto-argiloso de São Vendelino .....	87
Quadro 26: índices físicos do solo silto-argiloso compactado de São Vendelino .....	88
Quadro 27: resistência ao cisalhamento do solo silto-argiloso de São Vendelino .....	88
Quadro 28: resistência ao cisalhamento do solo de Cachoeirinha cimentado .....	88
Quadro 29: valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson .....	88
Quadro 30: características e limites de Atterberg da Argila de Porto Alegre .....	90
Quadro 31: ângulo de atrito interno efetivo da Argila de Porto Alegre e Rio Grande .....	91
Quadro 32: módulo de deformabilidade da Argila de Porto Alegre .....	91
Quadro 33: limites de Atterberg da argila de Ijuí .....	91
Quadro 34: índices físicos da argila de Ijuí .....	91
Quadro 35: frações granulométricas da argila de Ijuí .....	92
Quadro 36: resistência ao cisalhamento da argila de Ijuí .....	92
Quadro 37: parâmetros de compactação da argila de Ijuí .....	92
Quadro 38: parâmetros de resistência da argila de Ijuí .....	92
Quadro 39: parâmetros de compactação da argila-cal de Ijuí .....	93
Quadro 40: parâmetros de resistência da argila-cal de Ijuí .....	93
Quadro 41: faixas de variação de parâmetros geométricos adotados.....	96
Quadro 42: faixas de variação de parâmetros geotécnicos obtidos na revisão .....	97
Quadro 43: parâmetros do concreto adotado na estaca .....	110
Quadro 44: areia: parâmetros obtidos experimentalmente e numericamente .....	114
Quadro 45: SRAB: parâmetros obtidos experimentalmente e numericamente .....	115
Quadro 46: propriedades da sapata quadrada de concreto .....	117
Quadro 47: propriedades do solo e do reaterro .....	117
Quadro 48: propriedades da estaca – prova de carga .....	119
Quadro 49: propriedades do solo – prova de carga .....	119
Quadro 50: propriedades de rigidez da estaca.....	120

Quadro 51: comparação entre simulação e determinações pelos método de Broms e Miche.....	123
Quadro 52: variáveis adimensionalizadas .....	156
Quadro 53: validação numérica da metodologia proposta .....	169

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEEE	Companhia Estadual de Energia Elétrica do Rio Grande do Sul
SRAB	Solo Residual de Arenito Botucatu
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\psi$	Ângulo de dilatação
$\theta$	Giro da estaca sob carregamento lateral
$\gamma$	Peso específico do solo
$\phi_{cv}$	Ângulo de atrito interno do solo no estado crítico
$\theta_l$	Ângulo de Lode
'	Referente às tensões efetivas
$c$	Coesão do solo
$C_a$	Razão de adesão solo-estaca
$C_c$	Coefficiente de curvatura
$cim$	Referente aos parâmetros da camada cimentada
CL-123	Código da simulação numérica (ex.: Carregamento Lateral – simulação 123)
$C_m$	Coefficiente de momento do Método de Matlock & Reese
$C_u$	Coefficiente de uniformidade
$C_y$	Coefficiente de deflexão do Método de Matlock & Reese
$D$ ou $B$	Diâmetro da estaca
$D_{10}$	Diâmetro de grão equivalente à 10% de solo retido no peneiramento
$D_{50}$	Diâmetro de grão equivalente à 50% de solo retido no peneiramento
$D_r$	Densidade relativa
$e$	Índice de vazios
$E$	Módulo de deformabilidade de Young
$e_x$	Excentricidade da estaca
$f$	Função que define a superfície de Plasticificação
$f_{ck}$	Resistência à compressão característica do concreto
$g$	Função que define o potencial plástico
$G$	Módulo de deformabilidade cisalhante
$H$	Carga horizontal
$I_{1,2,3}$	Invariantes de tensão
$IP$	Índice de plasticidade

$I_p$	Momento de inércia da estaca
$J_{1,2,3}$	Invariantes de tensão desviadora
$K_0$	Coefficiente de empuxo ao repouso
$K_c$	Fator de capacidade de carga ao carregamento lateral – parcela coesiva
$k_h$	Coefficiente de reação horizontal
$K_h$	Módulo de reação horizontal
$K_p$	Coefficiente de empuxo passivo
$K_q$	Fator de capacidade de carga ao carregamento lateral – parcela de sobrecarga
$K_{yH}$ e $K_{\theta H}$	Coefficientes adimensionais do Método de Hetenyi
$LL$	Limite de liquidez
$LP$	Limite de plasticidade
$M$	Momento Fletor
$m_h$	Taxa de crescimento de $k_h$
$Mu$	Momento fletor referente ao escoamento da estaca
$n_h$	constante do $k_h$
$N_{SPT}$	Número de golpes do <i>Standard Penetration Test</i> para penetração de 30cm da sonda
$P$ ou $L$	Profundidade da estaca
$p$	Tensão média de confinamento
$p$	Tensão normal à estaca
$p_u$	Função que define o empuxo passivo ao longo da estaca
$Q$	Esforço cortante na estaca
$q$	Metade da tensão desviadora
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não-drenada
$X, Y, Z$	Forças de corpo
$y$	Deflexão no topo da estaca sob carregamento lateral
$z$	Profundidade em relação à superfície do terreno
$Z_o$	Profundidade referente ao máximo momento fletor na estaca
$Z_r$	Profundidade de rotação da estaca
$\delta$	Deslocamento horizontal na superfície do solo
$\varepsilon_{ij}$	Componente de deformação
$\varepsilon_s$	Deformação distorcional
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\sigma_{1,2,3}$	Tensões principais
$\sigma_{ij}$	Componente de tensão
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\rho$	Densidade
$\sigma_d$	Tensão desviadora



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO ESTUDO

Linhas de transmissão de energia envolvem unidades estruturais de grande porte, como torres metálicas treliçadas e postes de concreto, cujo projeto e execução devem ser cuidadosamente observados, pois a estabilidade de cada unidade é de vital importância em um sistema de transmissão. Em outras palavras, cada elemento de uma linha de transmissão deve ser tratado como uma obra em particular, principalmente no período de projeto, pois a adoção dos parâmetros adequados, bem como das soluções estruturais e infra-estruturais, dependerá do local onde a obra será executada. Neste contexto, é possível observar a importância de um projeto de qualidade, não só da linha de transmissão, mas sim dos elementos que a compõe.

Quando tratamos de obras deste tipo, as cargas e solicitações estruturais não são convencionais e, por conseguinte, as metodologias de projeto devem acompanhar as peculiaridades apresentadas. Em termos de superestrutura, os projetos das torres de uma linha de transmissão podem ter certa integração, uma vez que as solicitações se repetem de torre a torre: ações estáticas, como o peso próprio; ações dinâmicas, como o vento. Entretanto, o mesmo não ocorre no projeto de fundações, pois além de considerar as cargas provenientes das ações supracitadas, o solo na qual a torre será assente é fundamental na escolha e dimensionamento do elemento de fundação. Uma vez que o solo é reconhecidamente heterogêneo, e que as linhas de transmissão atingem grandes extensões, se faz essencial caracterizar adequadamente o substrato de forma pontual, no local de incorporação de cada torre. De posse dos parâmetros adequados ao tipo de solo, bem como das solicitações, devem-se tomar decisões de projeto, de acordo com os métodos existentes.

Cabe salientar que carregamentos dinâmicos são os que representam as solicitações preponderantes nos elementos estruturais das linhas de transmissão, devido a fatores como a forte ação do vento, e a propagação de esforços entre unidades, devido aos cabos de energia. Pela natureza destes esforços, as fundações sofrem efeitos diferenciados de acordo com seu tipo: no caso de fundações superficiais, os esforços se alternam entre compressão e arrancamento, e no caso de fundações profundas, podem ocorrer momentos elevados e carregamentos laterais relevantes. Esta consideração alerta para o fato de que, o

dimensionamento de fundações de torres de transmissão ou de postes de concreto não é convencional, e deve ser encarado com maior rigor pelos projetistas.

Existem muitos métodos relatados na literatura geotécnica para projeto de fundações submetidas aos esforços citados anteriormente. De forma geral, observam-se dentre eles métodos mais expeditos, de fácil manuseio, porém de difícil (ou impossível) compreensão física, uma vez que são predominantemente empíricos. Observam-se também métodos mais robustos, com fundamentação física mais consistente, porém de uso dificultado pelas formulações apresentadas, sendo muitas vezes refutados pelos engenheiros de fundações. Tais limitações inibem a busca de soluções alternativas em casos onde o solo apresenta-se pouco competente diante das solicitações, resultando em estruturas robustas e com fatores de segurança bastante elevados.

Esta dissertação é parte de um projeto desenvolvido em parceria entre o Grupo de Geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, e a Companhia Estadual de Energia Elétrica – CEEE. Este projeto busca a obtenção de uma nova metodologia de projeto de fundações de linhas de transmissão, que apresente resultados mais confiáveis, condizente com a realidade dos solos presentes no Rio Grande do Sul. Neste contexto, o presente estudo está focado na análise de fundações profundas submetidas a carregamento lateral, fenômeno de ocorrência frequente em torres de transmissão de energia e postes de concreto armado. Os objetivos desta dissertação estão apresentados no item a seguir.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo primário deste estudo é estabelecer um modelo de previsão de capacidade de carga de fundações profundas, de linhas de transmissão, submetidas a carregamento lateral, através de uma análise paramétrica sobre resultados de simulações numéricas em elementos finitos, que contemple a característica coesivo-friccional dos solos, bem como a possibilidade de melhoria das suas propriedades nas regiões de maior solicitação.

Para atingir o objetivo primário, foram estabelecidos os seguintes objetivos secundários:

- a) compor uma revisão bibliográfica a respeito dos métodos mais usuais de determinação de capacidade de carga de estacas sob carregamento lateral, contemplando também métodos para obtenção dos seus deslocamentos. Tal revisão contribuirá na determinação dos parâmetros de interesse para o desenvolvimento das simulações numéricas e para as determinações analíticas utilizadas na validação do modelo.



- b) compor uma revisão bibliográfica acerca das propriedades geotécnicas de interesse na determinação da capacidade de carga e deformabilidade do conjunto estaca-solo sob carregamento lateral. As propriedades levantadas se referem a solos do Rio Grande do Sul, nas condições natural, compactada e cimentada.
- c) definir os modelos constitutivos a serem utilizados para a simulação do comportamento do elemento estrutural e da massa de solo. Definir as solicitações e as faixas de valores dos parâmetros geométricos e geotécnicos a serem utilizados nas simulações numéricas, bem como os parâmetros de saída de interesse, reunindo-os em um programa de simulações numéricas.
- d) validar o software de elementos finitos ABAQUS<sup>®</sup> através de simulações em três dimensões (3D) de ensaios triaxiais e provas de carga em fundações, bem como através da comparação com resultados obtidos através de métodos de capacidade de carga em carregamento lateral.
- e) realizar as simulações numéricas do carregamento lateral em estacas pelo método dos elementos finitos no software ABAQUS<sup>®</sup>, de acordo com as variações paramétricas estabelecidas pelo programa de simulações numéricas.
- f) realizar a análise de influência dos parâmetros adotados, individualmente, sobre o comportamento solo-estrutura, em termos das cargas na estaca, do campo de tensões e deslocamentos no solo e na estaca, e do deslocamento horizontal do solo, para diferentes deflexões aplicadas ao sistema. Realizar a análise paramétrica dos resultados obtidos através da normalização dos resultados pelas variáveis geométricas, geotécnicas e de carregamento envolvidas.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este item apresenta a forma como está organizada a dissertação, com a ordem e a descrição dos capítulos que a compõem, conforme segue:

- a) o Capítulo 2 apresenta brevemente os tipos usuais de fundações de torres e postes de concreto de linhas de transmissão de energia elétrica. São abordados detalhadamente métodos de previsão de capacidade de carga em estacas sob carregamento lateral, bem como de previsão de deslocamentos. Alguns destes métodos serão utilizados para a comparação com resultados de simulações.
- b) o Capítulo 3 apresenta uma revisão sobre teorias da elasticidade e plasticidade, bem como de modelos constitutivos utilizados para representação do comportamento de solos.

- b) o Capítulo 4 apresenta uma revisão sobre tipos de solos presentes na região considerada neste estudo: o Estado do Rio Grande do Sul. Os solos foram divididos em cinco categorias de acordo com sua granulometria. De cada solo foram extraídos parâmetros de resistência e deformabilidade, nas condições natural, compactada e cimentada, para embasar a tomada de parâmetros para as simulações numéricas.
- c) o Capítulo 5 aborda aspectos referentes à simulação numérica do comportamento solo-estrutura. Este capítulo apresenta aspectos sobre Método dos Elementos Finitos e sobre o software ABAQUS, bem como uma seção de validação do software, através da utilização do modelo constitutivo adotado.
- d) o Capítulo 6 apresenta o plano de simulações numéricas estabelecido para esta dissertação, contendo as variáveis geométricas, geotécnicas e de solitação fundamentais no comportamento de fundações a ser estudado.
- e) o Capítulo 7 contém os resultados obtidos a partir das simulações numéricas, apresentados na forma de gráficos carga horizontal – deslocamento do solo, para cada configuração geotécnica estudada, cujo comportamento irá direcionar a análise paramétrica. São apresentadas ainda as regiões com maiores valores de tensão e deformação para cada geometria estudada, identificando os mecanismos de ruptura, balizando o estudo da camada tratada.
- f) o Capítulo 8 apresenta a análise paramétrica realizada a partir dos resultados das simulações numéricas. Os efeitos de cada variável geotécnica foram isolados, e depois agrupados em uma formulação, a partir da qual se pode determinar a carga horizontal máxima, para determinado nível de deflexão relativa.
- g) o Capítulo 9 apresenta as principais conclusões deste estudo, juntamente com algumas sugestões para trabalhos futuros, baseados na continuidade do tema estudado nesta dissertação.

## 2. FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

As fundações das torres de uma linha de transmissão de energia podem ser de vários tipos, sendo definidas em virtude do tipo de esforço atuante, tipo de solo sobre o qual cada torre será executada, e disponibilidade de matérias primas e mão-de-obra. Paladino (1985), em um estudo geral sobre fundações de linhas de transmissão, justificou a relevância deste estudo como sendo devida a três fatores peculiares:

- a) Aspecto geométrico
- b) Natureza dos esforços atuantes
- c) Forma atuante dos esforços

Em termos de aspecto geométrico, Paladino (1985) considera que as linhas de transmissão caracterizam-se por serem obras de grande extensão linear, podendo atingir dezenas ou centenas de quilômetros, geralmente em condições de acesso dificultado. O autor grifa que as unidades estruturais que sustentam a linha podem apresentar espaçamentos grandes, de duzentos até mil metros e, sob este aspecto, a obra de fundações de uma torre isoladamente parece pequena. Porém, em se tratando das fundações de todas as unidades estruturais da linha de transmissão em conjunto, pode-se considerar a infra-estrutura como uma grande obra.

A natureza dos esforços atuantes sobre o elemento de fundação é extremamente importante no projeto infra-estrutural de linhas de transmissão. Paladino (1985) afirma que nas torres autoportantes, a estabilidade é assegurada por quatro montantes, e cada um necessita de uma fundação no seu pé, de modo a transferir individualmente os esforços atuantes para o solo. Devido a variações na direção predominante do vento, atuante sobre a superestrutura e sobre os cabos de energia, as fundações devem ser projetadas para absorver com segurança esforços de compressão, arrancamento e carregamentos laterais. O mesmo ocorre em estruturas estaiadas, onde os elementos de fundação dos estais e do mastro central devem absorver carregamentos inclinados de tração, que podem, por conveniência, ser decompostos em cargas de arrancamento e carregamentos horizontais.

Na composição dos carregamentos atuantes nas fundações, além da adoção de um fator de segurança apropriado, deve se considerar carregamentos acidentais sobre a superestrutura, principalmente decorrentes da ação do vento. Para ilustrar a importância da consideração das

cargas acidentais, Paladino (1985) afirma que em torres autoportantes de suspensão (cabos simplesmente suspensos na unidade estrutural) a carga permanente de compressão representa cerca de 10% da carga máxima, e nas de ancoragem (cabos amarrados nas torres, devido à ângulo ou fim de linha) as cargas permanentes dificilmente ultrapassam 30%. No caso das torres estaiadas, a compressão permanente na base do mastro representa cerca de 30% da máxima, e nos estais cerca de 20% da tração máxima. Em nível de projeto, devido à grande frequência de ventos de pequena velocidade, a carga permanente nas fundações pode ser encontrar na ordem de 40%.

Os tipos mais usuais de fundações em linhas de transmissão são grelha de aço galvanizado, tubulões de base alargada, sapatas de concreto armado e estacas. Este último tipo tem ampla utilização não só em torres de transmissão, mas em linhas que utilizam postes de concreto (duplos ou singulares) como unidade superestrutural de grande porte, como é caso de redes centrais de distribuição urbana. A escolha do tipo de fundação mais adequado não pode ser pré-estabelecido a priori, sob um ponto de vista técnico e econômico, pois depende de muitos fatores como grandeza das solicitações, substrato sobre a qual será construída, disponibilidade de mão-de-obra, materiais e equipamentos.

Em seu trabalho, Paladino (1985) apresenta faixas de variação de cargas atuantes nas fundações de três tipos de torres, considerando que as variações nestas cargas são decorrentes da altura da unidade estrutural, quantidade de circuitos e velocidade máxima de vento considerada. O quadro 1 apresenta a ordem de grandeza destas faixas.

Tipo de Unidade Estrutural	Carga de Compressão (kN)	Carga de Arrancamento (tf)	Carregamento Horizontal (tf)
Torres autoportantes de suspensão	150 – 800	100 – 600	10 – 100
Torres autoportantes de ancoragem	300 – 1800	200 – 1600	50 – 300
Torres estaiadas	300 – 700 (mastro)	20 – 50 (mastro)	150 – 300 (estai)

Quadro 1: ordem de grandeza das cargas em fundações de linhas de transmissão

(PALADINO, 1985)

Para cada tipo de fundação existem diversos métodos de dimensionamento referenciados na literatura, variando de acordo com o tipo de solicitação e de solo. O escopo deste trabalho concerne em fundações profundas submetidas a carregamento lateral, cujas utilizações no campo de linhas de transmissão são bastante amplas. Na continuidade deste capítulo serão apresentadas as teorias mais utilizadas no dimensionamento de fundações profundas sob carregamento lateral.

## 2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS SOB CARREGAMENTO LATERAL

Em linhas de transmissão podem ser adotados diversos tipos de estruturas para a sustentação dos cabos que transmitem a energia elétrica. Este trabalho se concentra na análise de fundações de dois tipos de estruturas: torres de transmissão de energia e postes de concreto armado. Conforme explicitado anteriormente, fundações de linhas de transmissão sofrem solicitações de diversas naturezas, dentre elas esforços de arrancamento, compressão e carregamentos laterais. O foco desta dissertação, em termos de avaliação de capacidade de carga em fundações profundas, é dado às solicitações de carregamento lateral, devido à importância deste esforço na estabilidade de postes e torres de transmissão.

No projeto de estacas sob carregamentos laterais devem ser avaliados três critérios de fundamental importância: resistência última do solo, carga última do elemento estrutural e deflexão máxima (de acordo com o máximo suportável pela superestrutura). Estes requisitos devem ser sempre avaliados de forma conjunta, pois a falha de um deles poderá acarretar no colapso do conjunto. A adoção de um critério limítrofe dependerá de variáveis de projeto, como tipo de solo, super e infra-estrutura.

Para a determinação da análise que será realizada em um problema de carregamento lateral em estacas, é importante atentar para as condições de rigidez do sistema. Um sistema solo-estaca é dito rígido quando as deflexões não representam o problema principal a ser enfrentado. Nestes casos, o projeto das estacas sob carregamento lateral é feito com enfoque na carga limite de ruptura do terreno ou do elemento estrutural, através de métodos analíticos, semi-empíricos ou numéricos. Os sistemas ditos flexíveis são aqueles em que as deflexões podem apresentar valores significativos, determinantes no comportamento da superestrutura. Os projetos nestes casos requerem análises elastoplásticas, quantificando os efeitos carga-deflexão sobre o sistema como um todo.

Esta seção apresentará, primeiramente, formas de determinação da carga última do sistema com enfoque na resistência do solo e resistência do elemento estrutural. Posteriormente, tratar-se-á do comportamento tensão-deflexão do sistema solo-estaca, a partir da definição de um modelo de reação do solo (baseado em coeficientes de reação horizontal).

### 2.1.1 Determinação da Carga Última do Sistema Solo-Estaca

Nesta seção serão apresentados métodos de determinação de capacidade de carga lateral em estacas baseado em formulações simplificadas, cujo mecanismo de ruptura varia de acordo com o tipo de solo e de estaca. Basicamente, a resistência do conjunto será ditada pela capacidade de suporte do solo quando a rigidez relativa entre estaca e solo for alta. Caso contrário, a Plastificação do elemento estrutural pode ditar a condição de colapso do sistema,

sendo a carga de ruptura dependente estritamente do ponto de Plastificação na estaca. Este é um típico problema de interação entre solo e estrutura, e deve ser abordado com o cuidado que merece, devido à grande gama de soluções existentes na literatura para os casos mais diversos. Os métodos a seguir apresentados abrangem algumas destas soluções.

#### 2.1.1.1 Método de Brinch Hansen

A descrição deste método foi extraída de Poulos & Davis (1980) e Velloso & Lopes (2002). É um dos métodos pioneiros de capacidade de carga lateral em estacas, e tem sua formulação baseada na teoria de empuxos de terra. Pode ser considerado um método simplista de determinação da resistência última de uma estaca que trabalha por fricção (*floating piles*). Nas hipóteses do método, a estaca é tida como um elemento rígido de extremidade (topo) livre, onde o solo mobilizado ao seu redor, pela aplicação do carregamento horizontal, gera um empuxo passivo sobre a estaca. A geometria do problema é apresentada na figura 1.

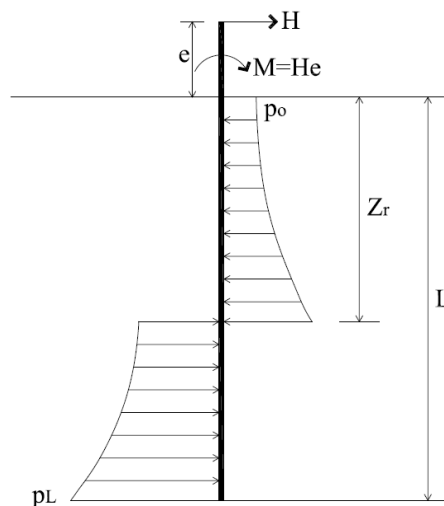


Figura 1: mecanismo de mobilização da resistência de uma estaca sob carregamento lateral (BRINCH HANSEN, 1961)

Onde:

$p_u$  é a função que define o empuxo passivo ao longo da estaca;

$B$  é o diâmetro da estaca;

$L$  é o comprimento da estaca;

$H$  é a carga horizontal aplicada no topo da estaca;

$e$  é a excentricidade;

$M$  é o momento causado pelo carregamento e pela excentricidade;

$Z_r$  é a profundidade de rotação da estaca.

Fazendo-se o equilíbrio de forças e momentos no sistema apresentado na figura, foram obtidas as equações abaixo. O valor de  $Z_r$  adotado deve ser tal que satisfaça estas equações.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow H_u = \int_0^{z_r} p_u B dz - \int_{z_r}^L p_u B dz \quad (\text{equação 1})$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_u = H_u e = - \int_0^{z_r} p_u B z dz + \int_{z_r}^L p_u B z dz \quad (\text{equação 2})$$

Como se pode observar, este problema apresenta duas incógnitas: a própria carga horizontal limite  $H_u$  e a função  $p_u$ , que depende do tipo de solo. Algumas soluções gráficas foram desenvolvidas para determinação de  $H_u$  como uma função da geometria da estaca, sob certas condições de distribuição de  $p_u$ , conforme se pode observar na figura 2. A curva superior se refere a uma distribuição de empuxo passivo constante com a profundidade, e a inferior a uma variação linear de  $p_u$ , crescente com a profundidade. Cabe salientar que para a construção de gráficos como este, o valor de  $Z_r$  deve ser conhecido de antemão, caso não seja, este deve ser arbitrado até que se satisfaçam as condições de equilíbrio, por tentativa e erro, com uma função de  $p_u$  já estipulada.

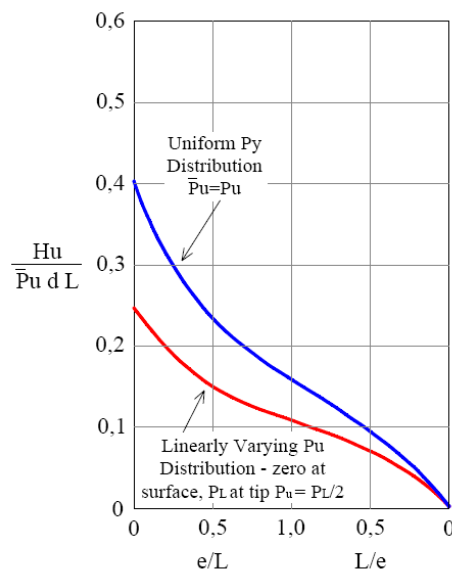


Figura 2: Resistência última de estacas rígidas não engastadas (POULOS; DAVIS, 1980)

De acordo com o tipo de solo, se pode ter variadas funções  $p_u$ . Em solos puramente coesivos, por exemplo no caso das argilas moles, Poulos & Davis (1980) apresentaram uma distribuição de empuxo passivo que cresce do dobro do valor de  $S_u$ , a partir da superfície do terreno, até oito ou dez vezes o valor de  $S_u$ , à uma profundidade de aproximadamente três vezes o valor do diâmetro da estaca (figura 3). A constância do valor de empuxo passivo a partir de certa

profundidade se deve à Plastificação do solo naquela região, ou seja, a ruptura do solo é atingida devido ao seu limite de plasticidade não drenado ter sido alcançado.

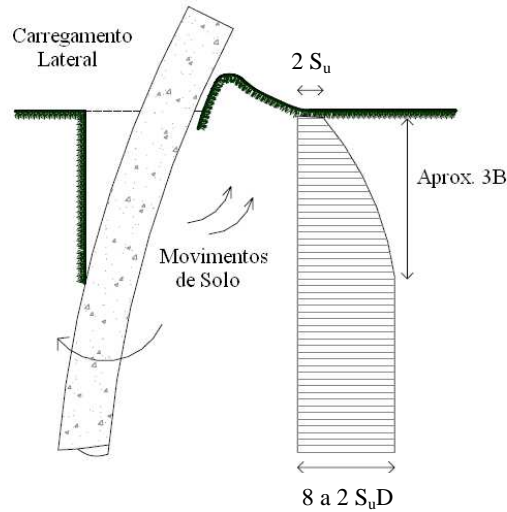


Figura 3: distribuição da resistência lateral em solos puramente coesivos (POULOS; DAVIS, 1980)

Não obstante, a tensão de ruptura lateral pode ser relacionada diretamente com  $S_u$  do solo, através de um coeficiente  $K_c$ , que é dependente da relação entre razão de adesão solo-estaca ( $Ca$ ) – coesão do solo ( $S_u$ ) e da forma da estaca, representada por um índice aspecto  $b/d$  ou  $d/b$  conforme apresentado na figura 4.

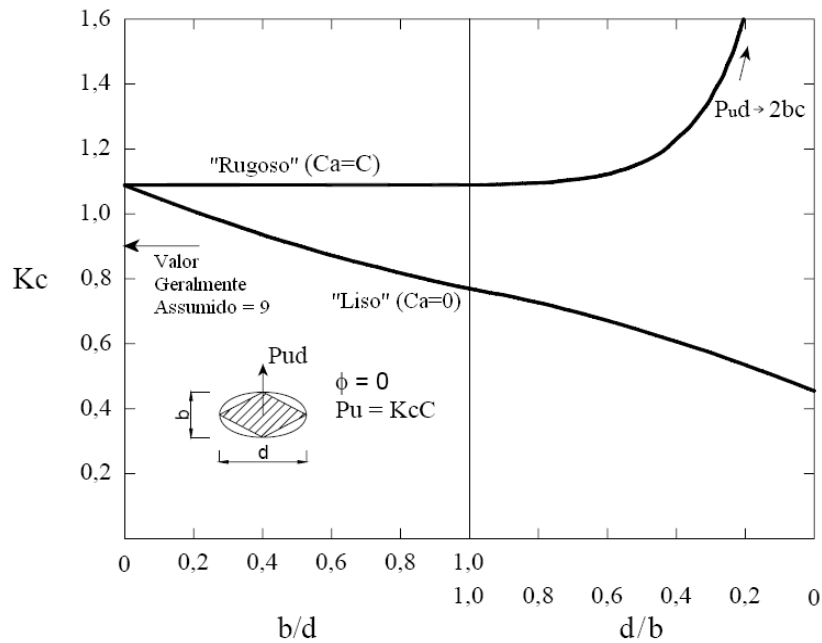


Figura 4: valores de  $K_c$  em função da razão  $b/d$  (POULOS; DAVIS, 1980)



Para solos coesivo-friccionais, a distribuição de empuxo passivo pode ser obtida através da equação 3. Os fatores multiplicativos foram apresentados por Poulos & Davis (1980) em forma de ábaco, em função da geometria e do ângulo de atrito interno do solo, conforme a figura 5.

$$p_u = qK_q + cK_c \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

$q$  é a sobrecarga de solo em  $Z$ ;

$c$  é a coesão do solo;

$K_q$  e  $K_c$  são fatores função de  $\phi'$  e  $z/B$  (profundidade/ diâmetro da estaca)

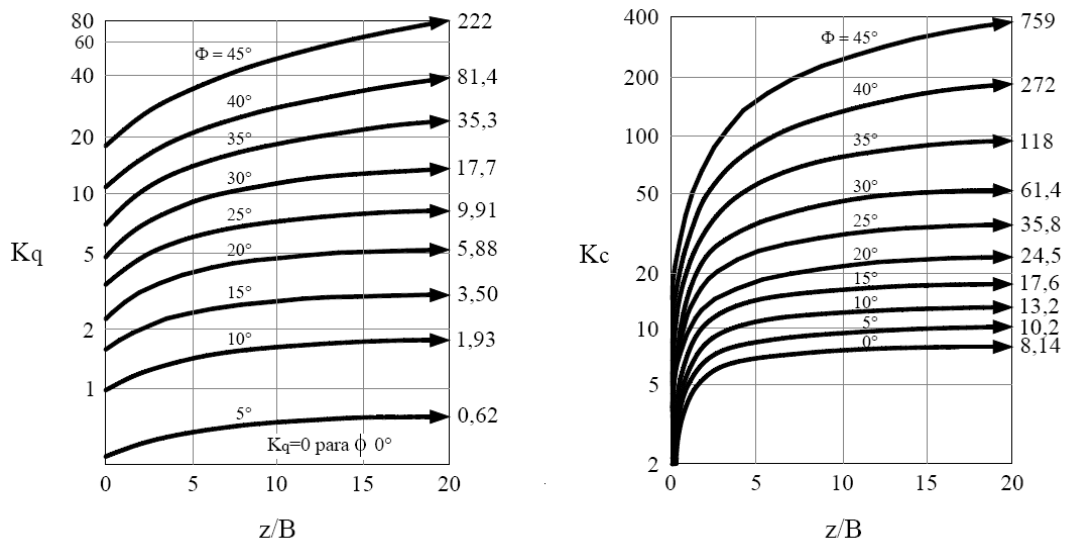


Figura 5: valores de  $K_q$  e  $K_c$  em função da razão  $z/B$  e ângulo de atrito interno do solo (POULOS; DAVIS, 1980)

Este método apresenta como vantagens a possível aplicabilidade em solos coesivo-friccionais e puramente coesivos, e também por poder considerar estratificações do solo, apenas pela segmentação dos limites das integrais nas equações de equilíbrio (alterando devidamente a função  $p_u$ ). Como desvantagens, tem-se que este método se aplica somente a estacas curtas (razão  $L/B < 2$ ), pois não considera a formação de rótulas plásticas no elemento estrutural, e sim rotações. Outra desvantagem se encerra em casos sem solução aproximada conhecida, pois a solução nestes casos terá que se dar por tentativa e erro. Tais considerações levam à necessidade do desenvolvimento de metodologias de projeto mais abrangentes para o caso de estacas em solos coesivo-friccionais, como é o caso de muitos solos residuais decorrentes das formações geológicas do Rio Grande do Sul.

### 2.1.1.2 Método de Broms

Broms (1964a, 1964b) apresentou dois artigos com os princípios de uma nova metodologia para carregamento lateral em estacas, o primeiro abordando estacas em solos coesivos e o segundo estacas em solos granulares. Posteriormente, num terceiro artigo (BROMS, 1965), resumiu suas conclusões apresentando um critério para o cálculo de estacas carregadas transversalmente. O método foi desenvolvido com simplificação dos diagramas de distribuição de resistência do solo ao longo de estacas longas, curtas e intermediárias, com topo livre e engastado.

O método de Broms adota a filosofia dos chamados métodos de ruptura, estabelecendo que o projeto de estacas, ou grupos de estacas, carregadas transversalmente é, em geral, governado pelas exigências de que a ruptura completa do grupo de estacas ou da estrutura de suporte não deve ocorrer mesmo sob as mais adversas condições e, que as deformações, para a carga de trabalho, sejam de tal ordem que não prejudiquem o funcionamento da fundação ou da superestrutura.

Assim, para uma estrutura em que apenas pequenos deslocamentos podem ser tolerados, o projeto será definido pelos deslocamentos sob as cargas de trabalho, enquanto que, no caso de estruturas que podem suportar deslocamentos mais expressivos, o projeto será definido pela Plastificação estrutural das estacas. A ruptura de uma fundação em estaca ocorre diante da formação de um mecanismo de ruptura. Exemplos de mecanismos de ruptura estão mostrados na figura 6, onde os pontos em azul representam rotação e os pontos em laranja indicam a formação de rótulas plásticas na estaca.

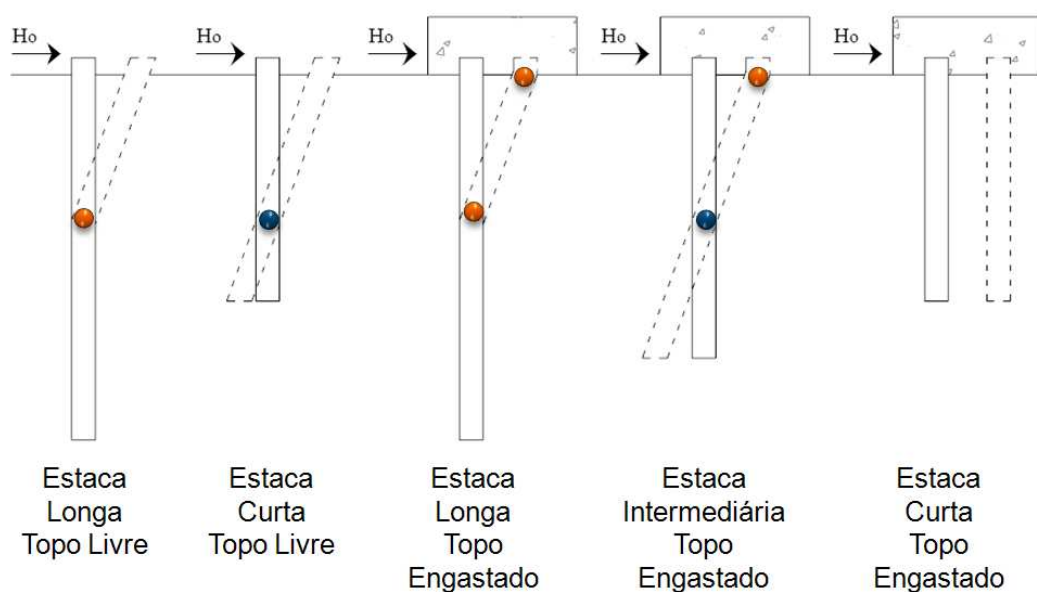


Figura 6: diferentes mecanismos de ruptura de estacas sob carregamento lateral (adaptado de BROMS, 1964)

Para as estacas longas com topo livre, a ruptura ocorre com a Plastificação do material que a compõe, na seção de momento fletor máximo; para o caso de estacas curtas com topo livre, ocorre a rotação da estaca em relação a uma seção transversal crítica, em profundidade, com ruptura apenas da massa de solo.

Nas estacas longas com topo engastado, a ruptura ocorre com a Plastificação do material que a compõe em duas seções: uma na base do bloco de coroamento, onde há um momento concentrado devido à restrição, e outra onde ocorre no momento fletor máximo positivo ao longo do elemento estrutural, provocado pela distribuição de tensões devido à resistência imposta pela massa de solo.

Caso as estacas sejam intermediárias com topo engastado, ocorrerá simultaneamente a sua rotação em relação a alguma seção transversal, em profundidade, e a Plastificação do material que a compõe se dá na seção transversal do fundo do bloco de coroamento. Se forem curtas de topo engastado, ocorrerá a translação da estaca.

É importante observar que: as relações entre rigidez do terreno e do elemento estrutural, em conjunto com a relação entre comprimento e diâmetro da estaca, irão definir se a estaca se comporta como rígida ou flexível, apresentando ou não rótulas plásticas. As soluções para cada caso supracitado, desenvolvidas por Broms (1964a, 1964b) estão apresentadas na seqüência.

Para o caso de *Estacas Curtas Livres em Argila* (ECLAg) o mecanismo de ruptura apresentado é a rotação da estaca em torno de uma seção à profundidade, provocando colapso do solo na região superior da estaca. As equações 4 e 5, conjuntamente com a geometria e os gráficos da figura 7, permitem encontrar a carga de ruptura por carregamento lateral na condição ECLAg.

$$M_{m\acute{a}x} = H_u (e + 1,5B + 0,5z_o) \quad (\text{equação 4})$$

$$M_{m\acute{a}x} = 2,25BS_u (L - 1,5B - z_o)^2 \quad \text{onde } z_o = \frac{H_u}{9S_u B} \quad (\text{equação 5})$$

As distribuições de pressão da estaca sobre o solo para este caso são conforme as de Brinch Hansen, explicitadas anteriormente. Note-se que ocorre a inversão do sentido das reações do solo à rótula plástica. O momento fletor máximo se localiza no terço superior da estaca.

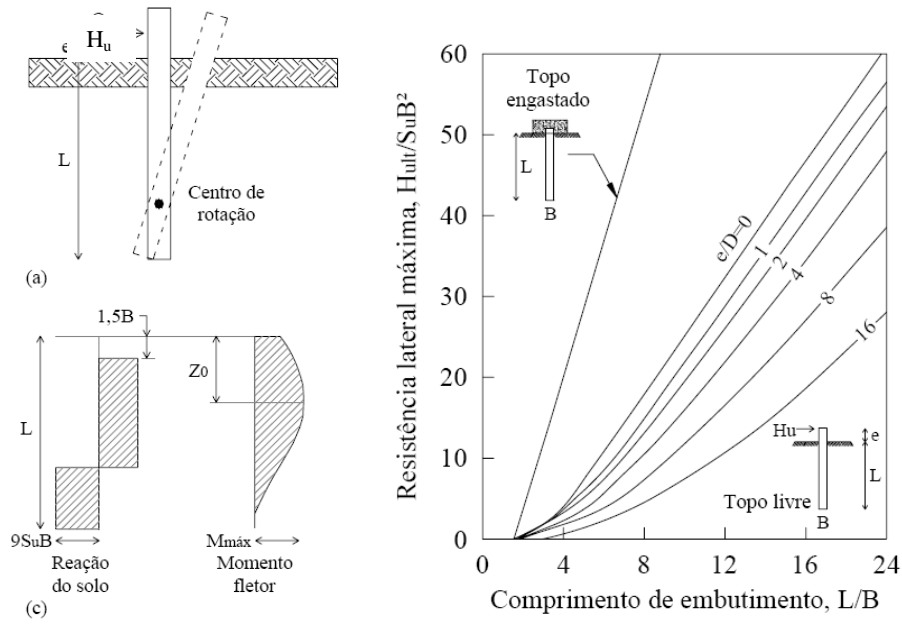


Figura 7: Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ECLAg

As equações 6 e 7, juntamente com os gráficos da figura 8, permitem encontrar a carga de ruptura por carregamento lateral na condição *Estaca Curta Fixa em Argila* (ECFAg). Nesta configuração, ocorre a ruptura do solo por translação do elemento estrutural.

$$H_u = 9S_u B(L - 1,5B) \tag{equação 6}$$

$$M_{max} = H_u(0,5L + 0,75B) < M_u \tag{equação 7}$$

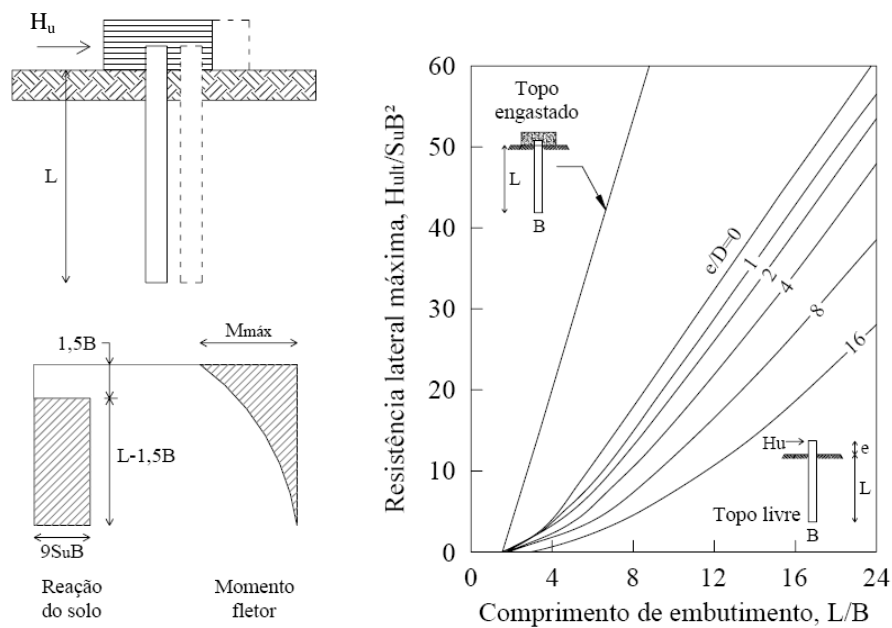


Figura 8: Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ECFAg

Novamente, as distribuições de pressão da estaca sobre o solo para este caso são conforme as desenvolvidas por Brinch Hansen para argila. O momento fletor máximo se localiza no engaste do topo da estaca, e vai decrescendo com a profundidade.

A equação 8, juntamente com os gráficos da figura 9 permitem encontrar a carga de ruptura por carregamento lateral na condição *Estaca Curta Livre em Areia* (ECLAr). A equação é válida desde que  $M_{m\acute{a}x} < M_u$ , sendo  $M_u$  o momento de Plastificação da estaca, dado pelo material que a compõe. Neste caso, não ocorre a ruptura do elemento estrutural, somente sua rotação, que provoca a ruptura do solo.

$$H_u = \frac{0,5\gamma BL^3 K_p}{(e + L)} \quad (\text{equação 8})$$

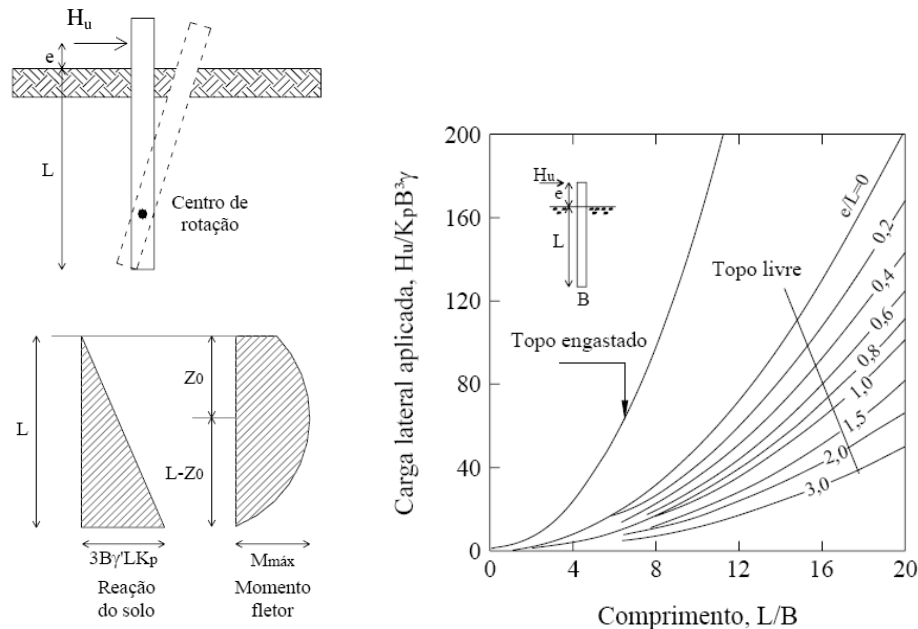


Figura 9: Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ECLAr

Neste caso de solo puramente friccional, a função de distribuição de pressões no solo, ao longo da profundidade, é uma linear crescente, cujo valor máximo depende da geometria da estaca, do peso específico do solo e do coeficiente de empuxo  $K_p$ . O momento fletor apresenta uma distribuição mais homogênea com a profundidade, porém seu valor máximo se encontra ainda na porção superior da estaca.

As equações 9, 10 e 11, juntamente com os gráficos da figura 10 permitem encontrar a carga de ruptura por carregamento lateral na condição *Estaca Curta Fixa em Areia* (ECFAr). Neste caso, novamente ocorrerá a translação do elemento estrutural, com colapso do terreno.

Observa-se o aumento linear das reações do solo com a profundidade, e a concentração de momentos na parte superior da estaca.

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad (\text{equação 9})$$

$$M_{m\acute{a}x} = H_u (e + 0,67 z_o) \quad (\text{equação 10})$$

$$z_o = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}} \quad (\text{equação 11})$$

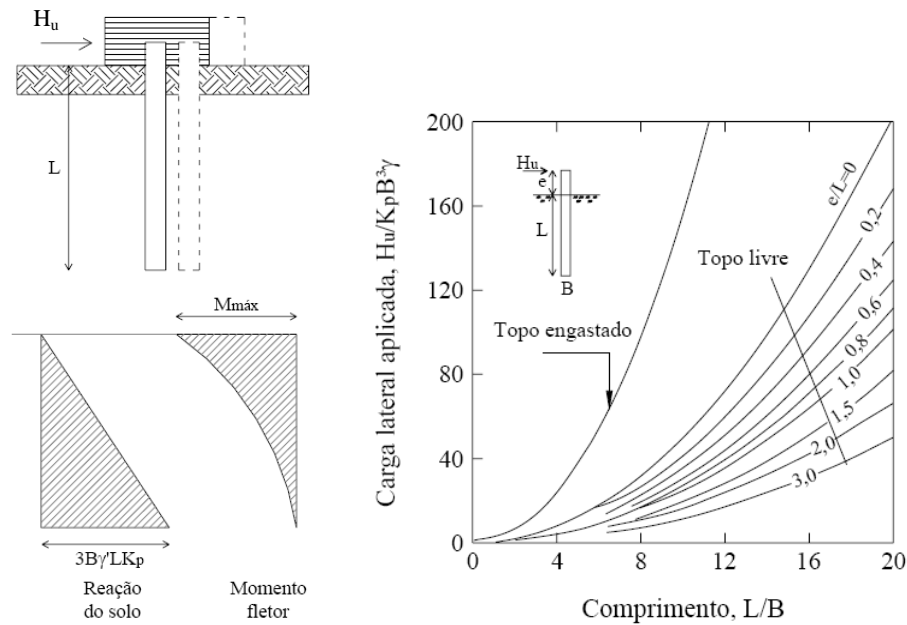


Figura 10: Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ECFAR

A equação 12, juntamente com os gráficos da figura 11, permite encontrar a carga de ruptura por carregamento lateral na condição *Estaca Longa Livre em Argila* (ELLAg). Neste caso,  $M_{m\acute{a}x} = M_u$ , ou seja, a ruptura do sistema se dá por falha estrutural.

$$M_{m\acute{a}x} = 2,25 B S_u (L - 1,5 B - z_o)^2 \quad (\text{equação 12})$$

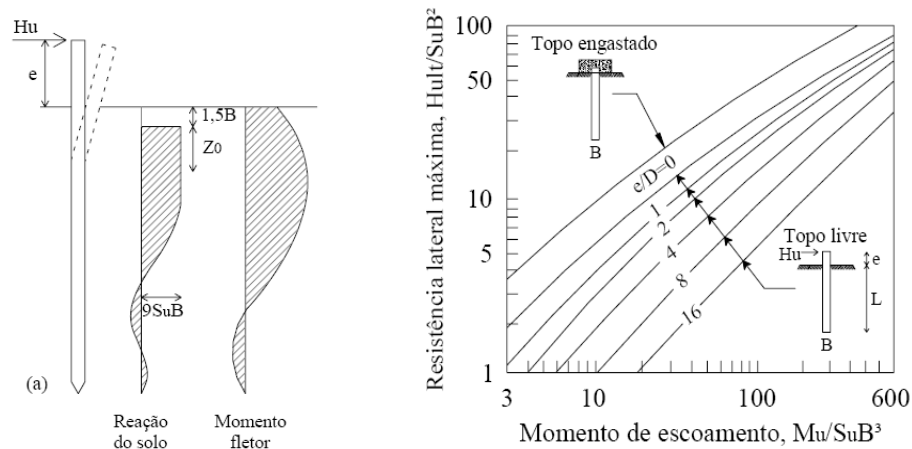


Figura 11: Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ELLAg

Neste caso, onde ocorre falha estrutural, a distribuição de tensões de reação do solo à estaca, na região abaixo da rótula plástica, sofre um rearranjo, conforme o diagrama. Quanto à distribuição de momentos, o máximo valor será encontrado na seção onde ocorreu a Plastificação da estaca. Novamente, os máximos momentos se encontram na região superior da profundidade da estaca.

O momento de Plastificação pode ser obtido diretamente do ábaco presente na figura 12, na qual se encontra o mecanismo de ruptura do sistema *Estaca Longa Fixa em Argila* (ELFAg). O padrão de reação do solo e de momentos máximos é semelhante ao caso anterior.

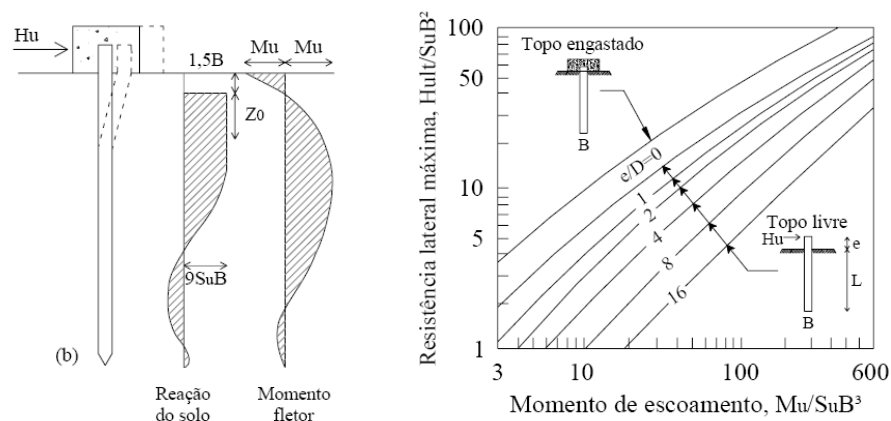


Figura 12: Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ELFAg

A equações 13, 14 e 15, juntamente com os gráficos da figura 13 permitem encontrar a carga de ruptura por carregamento lateral na condição *Estaca Longa Livre em Areia* (ELLAr). Neste caso de topo livre, ocorre Plastificação do elemento estrutural no interior da massa de

solo, e o maior momento máximo corresponde a este ponto de Plastificação, presente no terço superior da estaca.

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad (\text{equação 13})$$

$$z_o = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}} \quad (\text{equação 14})$$

$$M_{m\acute{a}x} = H_u (e + 0,67 z_o) \quad (\text{equação 15})$$

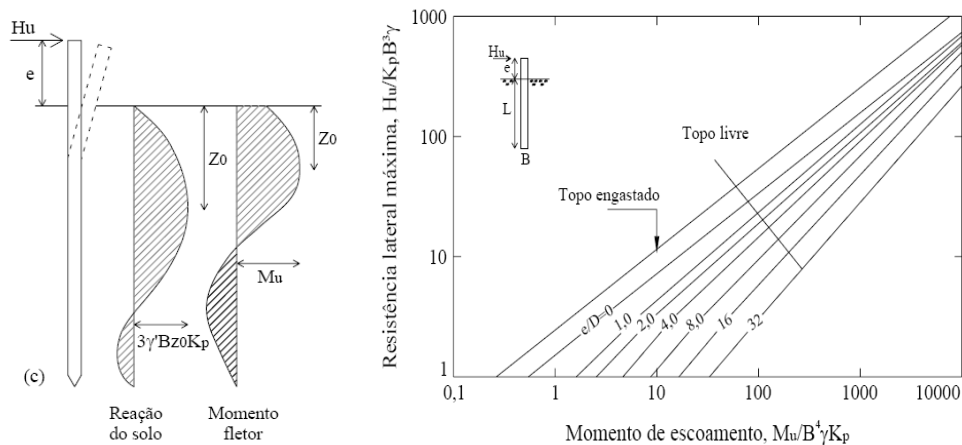


Figura 13: Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ELLAr

As equações 16 (para  $M_u^+ \neq M_u^-$ ) e 17 (para  $M_u^+ = M_u^-$ ), juntamente com os gráficos da figura 14 permitem encontrar a carga de ruptura por carregamento lateral na condição **Estaca Longa Fixa em Areia (ELFAR)**.

$$H_u = \frac{M_u^+ + M_u^-}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad (\text{equação 16})$$

$$H_u = \frac{2M_u}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad (\text{equação 17})$$

A formação das rótulas plásticas na estaca ocasiona o aparecimento de uma distribuição de tensões diferenciada no que se refere à reação do solo, conforme se observa no diagrama. Ocorrem duas regiões de momento fletor máximo: no topo da estaca (no engaste) e ao longo do comprimento, na porção superior.



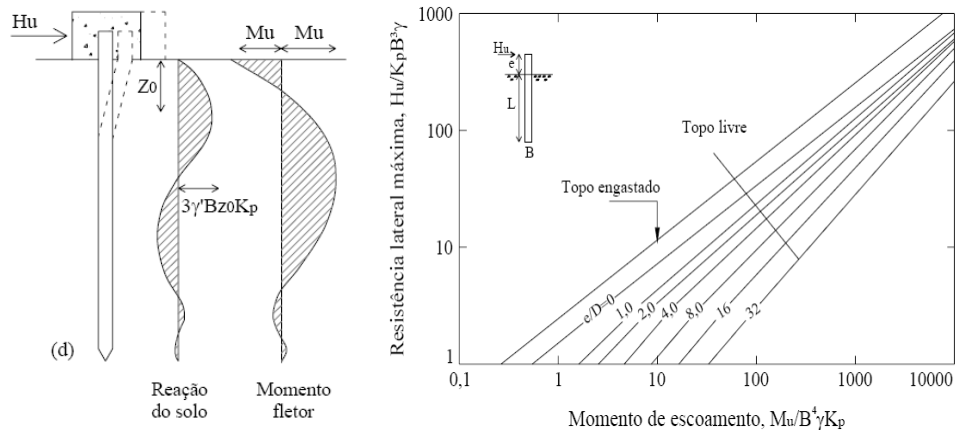


Figura 14: Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica ELFAr

Em todos os casos apresentados observou-se que a maior concentração de momentos se apresenta acima da metade do comprimento da estaca, indicando que a região de solo que sofre maior solicitação é a que circunda a estaca nesta região. No caso de solos pouco competentes, ou sob grandes solicitações que poderiam ocasionar deslocamentos indesejáveis, se pode pensar no **reforço** desta camada mais solicitada (em torno de um terço do comprimento da estaca). Diversas técnicas podem ser utilizadas, como adição de algum agente cimentante ao solo até determinada profundidade, substituição de parte do solo por outro mais competente na condição compactada,

Na proposta de Broms, há ainda a adoção de coeficientes majoradores de carga e de redução da resistência, em favor da segurança. A ruptura de um grupo de estacas ou de estacas isoladas carregadas lateralmente pode ocorrer se:

- a) as cargas efetivamente atuantes ultrapassam largamente as previstas no projeto;
- b) se os parâmetros de resistência do solo ou da estaca foram superestimados;
- c) se o método de cálculo superestima a resistência lateral da estaca.

Broms observou que as tensões na estaca não variam proporcionalmente com as cargas atuantes e, por isso, o uso do conceito de tensões admissíveis pode conduzir a um coeficiente de segurança variável em relação à carga aplicada, a resistência ao cisalhamento do solo, e a resistência estrutural da estaca. Recomenda, então, que o projeto de estacas carregadas lateralmente seja baseado no comportamento da fundação na ruptura, utilizando coeficientes de majoração das cargas e de redução da resistência para levar em conta as imprecisões na determinação das cargas, na determinação das propriedades do solo e no método de cálculo. Os valores indicados para esses coeficientes estão apresentados nos quadros 2 e 3.

Majorações
Cargas Permanentes: 1,50
Cargas Acidentais: 2,00
Profundidade de Erosão: 1,25 a 1,50

Quadro 2: coeficientes de majoração de riscos (BROMS, 1964)

Reduções
Coesão: 75% $c'$
Ângulo de Atrito: 75% $\tan \phi'$

Quadro 3: coeficientes de minoração de parâmetros (BROMS, 1964)

### 2.1.2 Determinação do Comportamento Tensão-Deflexão

O bom desempenho de uma estrutura de transmissão está diretamente ligada à qualidade da sua infra-estrutura. Em muitos casos, o critério de projeto não pode se limitar somente à carregamentos limites, atingidos na Plastificação da estaca ou ruptura do solo, devendo ser expandido à limites de deslocamentos, mediante solicitações. Neste cenário, se faz importante a análise de deformabilidade do conjunto solo-estrutura sob carregamento lateral, uma vez que a resposta da superestrutura a estes deslocamentos é determinante no comportamento de toda a linha de transmissão. Em outras palavras, caso uma das unidades estruturais da linha sofra deslocamentos importantes, mesmo que não leve ao colapso da estrutura em si, pode acarretar em redistribuições graves de tensão entre as outras unidades, uma vez que estão interligadas pelos cabos, podendo acarretar em prejuízos de monta.

Este item trata de métodos de previsão de deslocamentos de estacas sob carregamento lateral, através de aproximações elásticas do comportamento real dos solos, com ou sem uso de subterfúgios analíticos, como o de discretizar, a reação da massa de solo, em elementos que causem a mesma reação, porém com mecanismos de ação conhecidos.

#### 2.1.2.1 Modelos de Reação do Solo – Coeficientes de Reação Horizontal

A questão fundamental deste modelo de análise é determinar como a estaca transfere carga ao terreno. Sabe-se que essa reação depende não somente da natureza do solo como, também, do tipo de solicitação aplicada (estática ou cíclica) e da rigidez da estaca (módulo e geometria).

Assim sendo, há duas maneiras de considerar o solo:

- a) através da Hipótese de Winkler (1867, apud VELLOSO, 2002), onde o solo é substituído por molas horizontais independentes entre si. É relativamente simples, pode incorporar não linearidades e variação do coeficiente de reação

do solo com a profundidade, bem como estratificações. É usada na prática há muito tempo e existem muitos coeficientes desenvolvidos na literatura. Contudo, o método ignora a continuidade do solo e o fato de o coeficiente de reação não ser uma propriedade intrínseca, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.

- b) considerar o solo um meio contínuo elástico (caracterizado por um módulo de Young e um coeficiente de Poisson). Vantagens: é uma hipótese mais realista e pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade além de apresentar bons resultados na análise de grupos de estacas. Desvantagens: é difícil, computacionalmente, determinar as deformações em um problema prático e o módulo do solo que a elas corresponde.

Deve-se ressaltar que a ruptura do solo deve ser verificada em um processo à parte. Numa forma mais elaborada, em que a reação é do tipo mola, porém não linear, conhecida como curvas “ $p$ - $y$ ”, o comportamento do solo é modelado até a ruptura. A precisão dos resultados fornecidos por este método de análise é altamente dependente do processo de escolha dos parâmetros do solo. Nesse tipo de análise, modelos computacionais devem ser utilizados (métodos numéricos).

O **Método de Winkler** assume que, para uma estaca submetida a um carregamento lateral, haverá resistência por tensões normais e cisalhantes. Essas tensões fornecem uma resultante  $p$  por unidade de área perpendicular ao deslocamento  $y$ , podendo-se escrever a equação 18.

$$p = k_h \cdot y \quad (\text{equação 18})$$

Onde:

$k_h$  é o coeficiente de reação horizontal [F/L<sup>3</sup>];

$p$  é a tensão normal à estaca [F/L<sup>2</sup>];

$y$  deslocamento horizontal perpendicular ao eixo da estaca - deflexão [L].

Ainda o coeficiente de reação horizontal pode ser constante ou variar com a profundidade  $z$ :

$$k_h = cte \quad \text{ou} \quad k_h = m_h \cdot z \quad (\text{equação 19})$$

Onde:

$m_h$  é a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal [F/L<sup>4</sup>];

$z$  é a profundidade em relação ao nível do terreno.

Outra forma de expressar o coeficiente de reação horizontal é incorporar na equação a dimensão transversal da estaca  $B$ , ou seja,  $K_h = k_h \cdot B$  [F/L<sup>2</sup>]. Assim, a expressão da variação do coeficiente de reação horizontal com a profundidade toma a forma apresentada na equação 20.

$$K_h = n_h \cdot z \quad (\text{equação 20})$$

Onde:

$n_h$  é constante do coeficiente de reação horizontal [F/L<sup>3</sup>], igual a  $m_h \cdot B$ ;

$m_h$  é a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal [F/L<sup>4</sup>];

$K_h$  é o módulo de reação horizontal [F/L<sup>2</sup>].

Terzaghi (1955) estudou o conceito de coeficiente de reação horizontal e sugeriu valores de acordo com o tipo de solo. Tais valores são válidos para tensões de até 50% da tensão de ruptura do solo e para situações onde os movimentos são de longo prazo (comportamento drenado). Para argilas pré-adensadas, considera-se o valor de  $K_h$  como constante com a profundidade, sendo seu valor correlacionado da resistência à compressão simples (RCS), conforme mostra o quadro 4.

Valores de $K_h = k_h \cdot B$ para Argilas Pré-Adensadas			
Consistência	RCS (kPa)	Faixa de $K_h$ (MPa)	Valor provável (MPa)
Média	20 a 40	0,7 – 4,0	0,8
Rija	100 a 200	3,0 – 6,5	5,0
Muito rija	200 a 400	6,5 – 13,0	10,0
Dura	> 400	> 13,0	20,0

Quadro 4: valores de  $K_h$

Para areias e argilas normalmente adensadas, considera-se o valor de  $K_h$  crescente com a profundidade, de acordo com um fator  $n_h$ , apresentados no quadro 5.

Densidade	Acima do NA	Abaixo do NA
Fofa ( $4 < N_{SPT} < 10$ )	2,2	1,3
Méd. compacta ( $10 < N_{SPT} < 30$ )	6,6	4,4
Compacta ( $30 < N_{SPT} < 50$ )	18,0	11,0
Silte muito fofo	-	0.1 – 0.3
Argila mole	-	0.55

Quadro 5: valores de  $n_h$

Os valores de  $n_h$  constantes no quadro 5 devem ser tomados como um limite inferior. Para o limite superior pode-se considerar a sugestão de Reese et al. (1975), para análises de curto prazo, conforme equação 21, dependente da densidade relativa.

$$n_h = 0,19Dr^{1,16} \text{ [MN/m}^3\text{]} \quad (\text{equação 21})$$

Para argilas normalmente adensadas (em análises de longo prazo), Terzaghi indica a equação 22 para a obtenção do  $K_h$ .

$$K_h = 67S_u \quad (\text{equação 22})$$

Ainda para argilas normalmente adensadas, quando a análise for de curto prazo, ou seja, na condição não drenada, CIRIA (1984) propõe a equação 23.

$$\frac{K_h}{S_u} = 200 \text{ a } 400 \quad (\text{equação 23})$$

Caso se disponha do valor do módulo de elasticidade do solo, e considerando que os deslocamentos a uma distância da estaca maior que  $3B$  não tenham influência sobre a flexão da estaca, Terzaghi propõe a expressão da equação 24:

$$k_h = 0,74 \cdot \frac{E}{B} \quad (\text{equação 24})$$

Pyke e Beiake (1985) sugerem que se tome para  $E$  o módulo secante correspondente à metade da solicitação máxima de trabalho, e que se utilize a equação 25 para determinação de  $K_h$ .

$$K_h = 1,6 \text{ a } 2,0E \quad (\text{equação 25})$$

Vários autores, comparando o módulo de Young com o módulo de reação horizontal chegaram à seguinte relação, expressa na equação 26:

$$K_h = 0,8 \text{ a } 1,8E \quad (\text{equação 26})$$

Na realidade os valores de  $K_h$  e  $n_h$ , bem como sua variação com a profundidade, são de difícil previsão, pois os mesmos dependem de vários fatores além da própria natureza do solo que envolve a estaca. Entretanto, conforme Terzaghi (1955), os erros na avaliação destes valores tem pouca influência nos cálculos dos momentos, pois a equação para sua determinação engloba uma raiz quarta (no caso de  $K_h = cte.$ ) ou uma raiz quinta (no caso  $K_h = n_h \cdot z$ ).

Por esta razão não se torna necessário refinar ou sofisticar a lei de variação de módulo de reação com a profundidade, uma vez que se podem obter resultados plenamente satisfatórios com a utilização de leis de variação simples.

### 2.1.2.2 Modelos Tensão-Deflexão Baseados no Coeficiente de Reação Horizontal

Nesta revisão serão apresentados quatro modelos de tensão-deflexão, sendo eles:

- a) Método de Hetenyi;
- b) Método de Matlock & Reese
- c) Método de Miche

O **Método de Hetenyi** foi descrito por Poulos (1978), e é aplicado quando se tem um carregamento horizontal  $H$  atuando em uma estaca de topo livre e de comprimento  $l$  em um solo que tenha  $K_h$  constante com a profundidade. As seguintes equações (27 à 31) foram obtidas por Hetenyi (1946) para cálculo da deflexão  $y$ , giro  $\theta$ , momento  $M$  e esforço cortante  $Q$  a uma profundidade  $z$  abaixo da superfície.

$$y = \frac{2.H.\lambda}{K_h.B}.K_{yH} \quad (\text{equação 27})$$

$$\theta = \frac{2.H.\lambda^2}{K_h.B}.K_{\theta H} \quad (\text{equação 28})$$

$$M = \frac{H}{\lambda}.K_{MH} \quad (\text{equação 29})$$

$$Q = H.K_{QH} \quad (\text{equação 30})$$

Onde:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_h.B}{4.E_p.I_p}} \quad (\text{equação 31})$$

Os valores dos coeficientes dimensionais do Método de Hetenyi,  $K_{yH}$ ,  $K_{\theta H}$  (relacionados a profundidade da estaca) e outros, podem ser encontrados em Poulos e Davis (1980).

**Matlock & Reese** (1961) propuseram este método para os casos onde  $K_h$  é variável com a profundidade. Para os casos de estacas longas ( $Z > 4$ ), as seguintes equações (32 à 34), para cálculo de deflexões  $y$  e momentos  $M$  ao longo da estaca, foram propostas:

$$y = C_y \cdot \frac{H.T^3}{E_p.I_p} \quad (\text{equação 32})$$

$$M_z = C_m.H.T \quad (\text{equação 33})$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{n_h}} \quad \text{(equação 34)}$$

Valores de  $C_y$  e  $C_m$  estão plotados nos gráficos da figura 23. O coeficiente de profundidade  $Z$  é  $Z = z/T$  e  $T$  indica a rigidez da estaca.

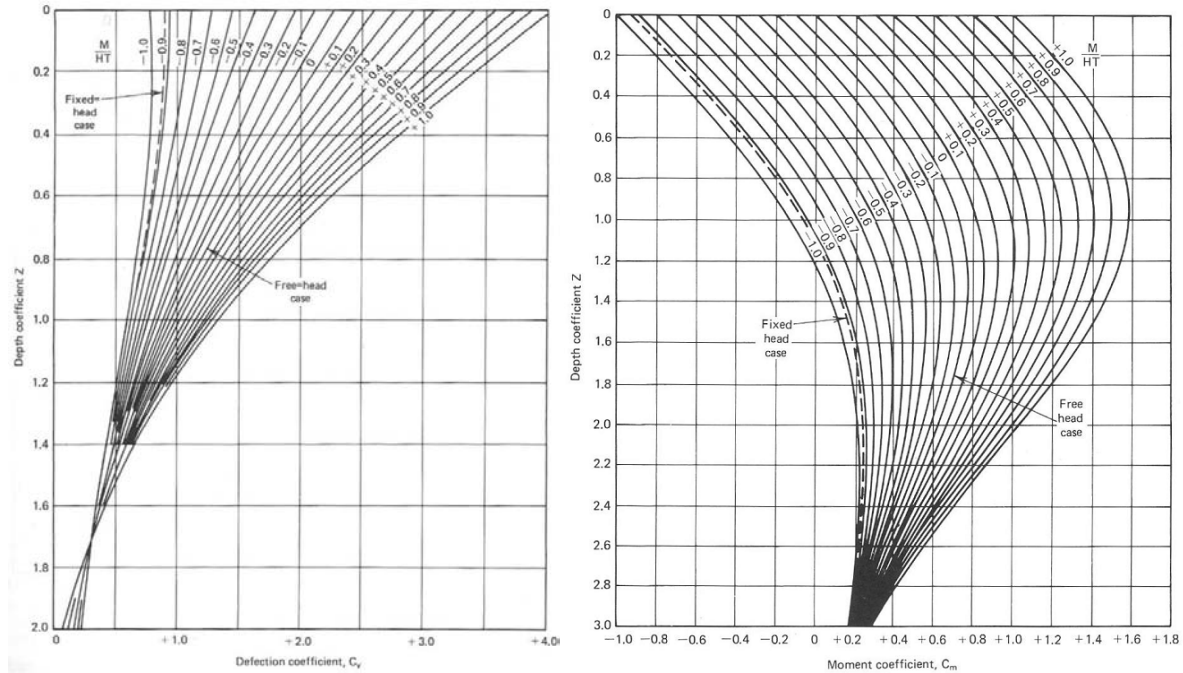


Figura 15: curvas com os coeficientes de deflexão  $C_y$  e de momento para estacas longas (POULOS; DAVIS, 1980)

**Miche** (1930) resolveu o problema da estaca em solo com um coeficiente de reação horizontal variando linearmente com a profundidade, adotando o tratamento da viga sobre base elástica, isto é, levando em conta a deformabilidade da estaca, ao contrário de trabalhos mais antigos, em que a estaca era considerada rígida. A figura 16 apresenta a hipótese deste estudo.

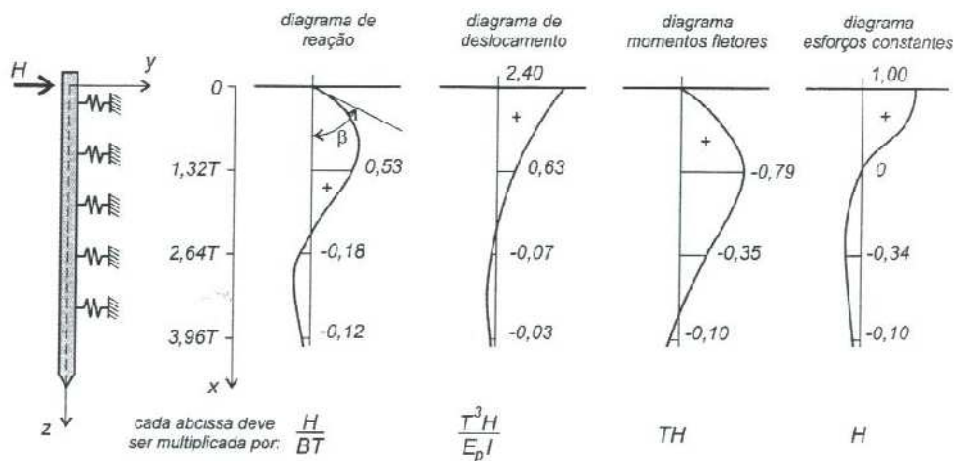


Figura 16: estaca submetida a uma força horizontal aplicada no topo (coincidente com a superfície do terreno) (VELLOSO, 2002)

Assim, considerando uma estaca de diâmetro ou largura  $B$ , com  $k_h = m_h z = n_h z/B$ , o deslocamento horizontal no topo da estaca é dado pelas equações 35 a 38.

$$y_o = 2,40 \frac{T^3 H}{E_p I_p} \quad (\text{equação 35})$$

Onde:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{n_h}} \quad (\text{equação 36})$$

$$I_p = \pi R^4 / 4 \quad (\text{equação 37})$$

Momento fletor máximo (a uma profundidade  $1,32T$ ):

$$M_{m\acute{a}x} = 0,79HT \quad (\text{equação 38})$$

A uma profundidade da ordem de  $4,0T$ , os momentos fletores e os esforços cortantes são muito pequenos e podem ser desprezados. Se o comprimento da estaca for menor que  $1,5T$  ela será calculada como rígida e o momento fletor máximo é calculado com a equação 39.

$$M_{m\acute{a}x} = 0,25HT \quad (\text{equação 39})$$

Se o comprimento da estaca estiver compreendido entre  $1,5T$  e  $4,0T$ , o momento fletor máximo pode ser obtido com razoável aproximação a partir da figura 17.

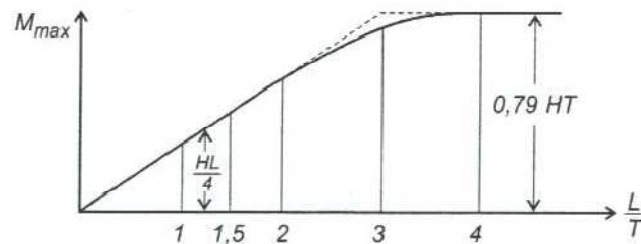


Figura 17: cálculo aproximado do momento fletor máximo (VELLOSO, 2002)

Analisando-se os métodos de dimensionamento de estacas sob carregamento lateral, observou-se o aparecimento recorrente de certos parâmetros geométricos e geotécnicos, como comprimento e diâmetro da estaca, e coesão, ângulo de atrito e módulo e Young do solo. Estes parâmetros configuram o programa de simulações desta dissertação, apresentada no Capítulo 5. No entanto, para representar o comportamento dos materiais nas simulações, se faz necessário estabelecer modelos constitutivos adequados aos parâmetros de interesse e ao comportamento que se deseja determinar. O capítulo seguinte (Capítulo 3) apresenta uma revisão acerca deste assunto.



### 3. REVISÃO DE MODELOS CONSTITUTIVOS

O presente capítulo visa apresentar os aspectos mais relevantes utilizados como base no desenvolvimento de modelos constitutivos que representem o comportamento de solos. Devido à dificuldade de delinear este comportamento, busca-se a adequação de teorias já desenvolvidas para materiais de comportamento bem definido, como os metais, para que se possa determinar as suas variáveis de influência.

Para que se possa definir de forma mais realística o comportamento dos solos, torna-se necessário que se tenha conhecimento das teorias que representam as suas condições em determinado estado, como as teorias da elasticidade e plasticidade.

Os tópicos abordados neste item podem ser encontrados com maior detalhamento em um trabalho de Lautenschläger & Righetto (2008), no qual foi apresentada uma revisão fundamental sobre determinados modelos constitutivos, em conjunção com tópicos sobre a teoria do estado crítico, baseado principalmente nas obras de Wood (1990) e Yu (2006).

#### 3.1 TÓPICOS DE MECÂNICA DOS MEIOS CONTÍNUOS

Os elementos da mecânica do contínuo são essenciais ao entendimento e desenvolvimento das teorias da elasticidade e plasticidade. Em geotecnia, apesar da maioria dos problemas serem simplificados de três para duas dimensões, com análises em tensões ou deformações planas, a abordagem ideal deveria considerar a tridimensionalidade do problema.

##### 3.1.1 Estado de Tensões e Equilíbrio

O estado de tensões 3D em um ponto pode ser definido por uma matriz contendo nove componentes, sendo três normais ( $\sigma_{ii}$ ) e seis cisalhantes ( $\sigma_{ij}$ ), conforme equação 40.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \sigma_{ij} \quad (\text{equação 40})$$

De forma a se manter o equilíbrio de momentos, é necessário que as tensões cisalhantes complementares sejam iguais ( $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$ ), resultando em seis componentes de tensão independentes: três normais e três cisalhantes.

O estado de tensões 3D em um ponto pode ser definido através de três tensões principais:  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ . Estas tensões podem ser obtidas por uma equação cúbica, em que os coeficientes são chamados de invariantes de tensão, conforme equação 41.

$$\sigma^3 - I_1\sigma + I_2\sigma + I_3 = 0 \quad (\text{equação 41})$$

Onde  $I_1$  é o traço do tensor de tensões,  $I_2$  é o somatório dos cofatores e  $I_3$  é o determinante do tensor. Em termos de tensões principais, as equações que definem os invariantes de tensão tomam a forma:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (\text{equação 42})$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 \quad (\text{equação 43})$$

$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \quad (\text{equação 44})$$

A tensão média  $p$  de um ponto sob tensão pode ser definida pela média das tensões normais nas três dimensões:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) = \frac{1}{3}I_1 \quad (\text{equação 45})$$

As componentes de tensão desviadora são definidas segundo a equação abaixo:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij} \quad (\text{equação 46})$$

onde  $\delta_{ij}$  é o *Delta de Kronecker*, cuja forma é semelhante à da matriz identidade. Este artifício é utilizado para converter o tensor de tensões em um tensor de tensões desviadoras. Os três invariantes de tensão desviadora são mostrados a seguir:

$$J_1 = 0 \quad (\text{equação 47})$$

$$J_2 = \frac{1}{3}(I_1^2 + 2I_3) \quad (\text{equação 48})$$

$$J_3 = \frac{1}{27}(2I_1^3 + 9I_1I_2 + 27I_3) \quad (\text{equação 49})$$

Nota-se que na teoria da plasticidade aplicada a solos, os invariantes mais usados são  $I_1$ ,  $J_2$ ,  $J_3$ , onde fisicamente  $I_1$  indica o efeito da tensão média,  $J_2$  a magnitude da tensão cisalhante, e  $J_3$

determina a direção da tensão cisalhante. As tensões principais podem ser escritas em função destes três invariantes:

$$\sigma_1 = \frac{1}{3}I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2} \sin(\theta_l + 120^\circ) \quad (\text{equação 50})$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{3}I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2} \sin(\theta_l) \quad (\text{equação 51})$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{3}I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2} \sin(\theta_l - 120^\circ) \quad (\text{equação 52})$$

onde  $\theta_l$  é conhecido como ângulo de Lode, variável entre  $-30^\circ$  e  $30^\circ$ , é definido por:

$$\theta_l = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left[ \frac{3\sqrt{3}}{2} \left( \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \right] \quad (\text{equação 53})$$

Em mecânica dos solos, a tensão média  $p$  é frequentemente usada em conjunto com a tensão cisalhante generalizada  $q$  definida como

$$q = \sqrt{3J_2} \quad (\text{equação 54})$$

particularizada para o caso de carregamento triaxial ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ):

$$q = \sigma_1 - \sigma_2 \quad (\text{equação 55})$$

Em termos de  $p$  e  $q$ , as tensões principais podem ser escritas como:

$$\sigma_1 = p + \frac{2}{3}q \sin(\theta_l + 120^\circ) \quad (\text{equação 56})$$

$$\sigma_2 = p + \frac{2}{3}q \sin(\theta_l) \quad (\text{equação 57})$$

$$\sigma_3 = p + \frac{2}{3}q \sin(\theta_l - 120^\circ) \quad (\text{equação 58})$$

As condições de equilíbrio que devem ser satisfeitas, considerando as forças de corpo  $[ML^{-2}T^{-2}]$ , estão descritas abaixo.

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} = X \quad (\text{equação 59})$$

$$\frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} = Y \quad (\text{equação 60})$$

$$\frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} = Z \quad (\text{equação 61})$$

### 3.1.2 Estado de Deformações

Para o caso tridimensional, o tensor de deformações é expresso como:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = \varepsilon_{ij} \quad (\text{equação 62})$$

onde  $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$ .

Utilizando  $u$ ,  $v$  e  $w$  para denotar as componentes de deslocamentos nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ , as componentes de deformação podem ser expressas como

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (\text{equação 63})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (\text{equação 64})$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (\text{equação 65})$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (\text{equação 66})$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad (\text{equação 67})$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \quad (\text{equação 68})$$

### 3.1.3 Relações Elásticas Tensão-Deformação

Este tópico aborda uma breve revisão da Lei de Hooke em três dimensões. As relações tensão-deformação dependem de constantes elásticas como Módulo de Young  $E$ , Coeficiente de Poisson  $\nu$  e Módulo Cisalhante  $G$ , e são escritas como:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (\text{equação 69})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad (\text{equação 70})$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad (\text{equação 71})$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{2G} \quad (\text{equação 72})$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{yz} = \frac{\sigma_{yz}}{2G} \quad (\text{equação 73})$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xz} = \frac{\sigma_{xz}}{2G} \quad (\text{equação 74})$$

A relação entre tensão e deformação pode ser muito complexa e principalmente dependente dos tipos de materiais e condições de carregamento. Para um material elástico linear, essas relações são governadas pela Lei de Hooke.

## 3.2 TÓPICOS DA TEORIA DA PLASTICIDADE

Os elementos da teoria da plasticidade incluem critério de Plastificação, potencial plástico e regra de fluxo e princípio do máximo trabalho plástico. A teoria inclui, ainda, tópicos relacionados ao enrijecimento dos materiais (expansão da superfície de Plastificação), entretanto, não será abordado em detalhe neste estudo, pois será adotada a condição de plasticidade perfeita. Nos itens subseqüentes, será explicitado detalhadamente cada um destes elementos, os quais foram extraídos das obras como a de Wood (1990) e Yu (2006).

### 3.2.1 Critério de Plastificação

A condição que define o limite entre o regime elástico e o início das deformações plásticas é denominada critério de Plastificação. Na região elástica todas as deformações causadas por uma aplicação de carga são recuperáveis, ou seja, o material deformado retorna à sua condição original após o descarregamento. Entretanto, uma vez atingido o critério de Plastificação, as deformações não são totalmente recuperáveis, ou seja, há uma parcela de deformação permanente.

No caso de carregamento unidimensional, o critério de Plastificação é definido graficamente por um ponto no espaço de tensões; bidimensionalmente, este critério representa uma curva neste espaço e, da mesma forma, em caso de carregamento tridimensional, o critério de Plastificação será uma superfície. De forma geral, quando o estado de tensões está contido na superfície de Plastificação, o comportamento do material é elástico, e quando está fora, o material apresenta comportamento plástico.

Matematicamente, a função que define a superfície de Plastificação pode ser expressa em termos do tensor de tensões ou dos três invariantes de tensão, como segue:

$$f = f(\sigma_{ij}) = f(I_1, I_2, I_3) = 0 \quad (\text{equação 75})$$

Note-se que a função que representa a superfície de Plastificação assume valor zero na transição do regime elástico para o plástico, sendo  $f < 0$  regime elástico e  $f > 0$  regime plástico.

### 3.2.2 Potencial Plástico e Regra do Fluxo Plástico

O princípio da teoria da plasticidade determina o que governa as deformações plásticas depois de atingida a superfície de Plastificação, para um determinado estado de tensões. A teoria assume que um incremento de deformações plásticas é função do chamado potencial plástico, ou seja, a taxa de variação de deformações plásticas do material depende do seu potencial de Plastificação, que é função do estado de tensões. Esta relação, denominada Regra de Fluxo, é apresentada a seguir:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dg}{d\sigma_{ij}} \quad (\text{equação 76})$$

onde  $d\lambda$  é um escalar positivo e o potencial plástico  $g$  é função do tensor de tensões ou dos invariantes de tensão, como segue:

$$g = g(\sigma_{ij}) = g(I_1, I_2, I_3) = 0 \quad (\text{equação 77})$$

O potencial plástico pode ou não ser representado pela mesma função que define a superfície de Plastificação. Quando elas forem iguais ( $f=g$ ), a regra de fluxo é dita associada, caso contrário, não-associada. Para solos e rochas, os dois regimes podem ser adotados, dependendo do seu tipo e comportamento.

### 3.2.3 Princípio do Máximo Trabalho Plástico

O princípio do máximo trabalho plástico é baseado na regra de fluxo associada, supondo que o incremento de deformação plástica correspondente à um estado de tensões  $\sigma_{ij}$  representa um ponto  $P$  neste estado de tensões. Este princípio assume que o vetor do incremento de deformações é normal à superfície de plastificação. Arbitrando um ponto  $P^*$  correspondente a um estado de tensões qualquer  $\sigma_{ij}^*$ , dentro da superfície de Plastificação, pode se determinar o trabalho necessário para levar este estado de tensões até o estado de tensões correspondente à plastificação, de acordo com a equação a seguir.

$$dW_p = (\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) d\varepsilon_{ij}^p \quad (\text{equação 78})$$

Considerando que a superfície de Plastificação assume a forma convexa, o máximo trabalho plástico deverá ser maior ou igual a zero, assumindo que este é o produto escalar entre os vetores  $P^*P$  e  $PQ$ , conforme a figura 18.

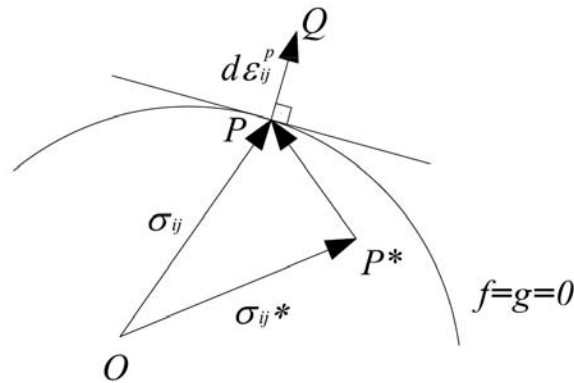


Figura 18: princípio do máximo trabalho plástico

### 3.2.4 Strain Hardening e Plasticidade Perfeita

As deformações plásticas conduzem ao enrijecimento (*hardening*) do material, e por sua vez, ocorre um aumento do limite elástico. Em outras palavras, a superfície de Plastificação não é fixa no espaço de tensões, ou seja, a sua expansão ou contração depende das deformações plásticas anteriores e do histórico de tensões. Primeiramente, será considerada uma expansão da superfície de Plastificação, sem que haja mudança na sua forma (*hardening* isotrópico). Se a superfície expandir, o material terá sofrido *hardening*, isto é, por estar mais rígido será mais difícil atingir novamente o estado plástico. Por outro lado, se houver contração da superfície, o material terá sofrido *softening*, sendo mais fácil de atingir o estado plástico, por ele estar menos rígido.

A superfície de Plastificação após sofrer *hardening* ou *softening* pode ser representada matematicamente pela função abaixo:

$$f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = 0 \quad (\text{equação 79})$$

A figura 19 apresenta a comparação entre um modelo elástico-perfeitamente plástico com modelos tensão-deformação que levam em conta os efeitos de *hardening* e *softening*.

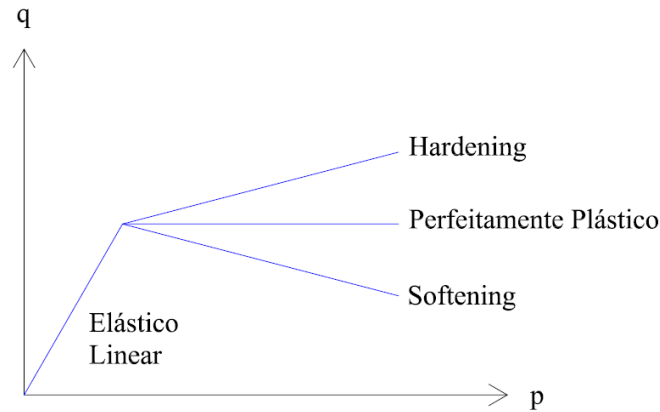


Figura 19: comparação entre comportamentos elasto-plásticos de um solo

Se a superfície de Plastificação não mudar com o histórico de tensões, o material é considerado como perfeitamente plástico. Este é um caso particular do *strain-hardening*. Em um comportamento elástico-perfeitamente plástico, o material apresenta deformações elásticas até o limite de Plastificação, e a partir deste, ocorrerão deformações plásticas sem acréscimo de tensão. As condições de tensão para este caso são definidas a seguir:

$$\text{Elástico: } f(\sigma_{ij}) \leq 0 \text{ e } df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \quad (\text{equação 80})$$

$$\text{Plástico: } f(\sigma_{ij}) = 0 \text{ e } df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0 \quad (\text{equação 81})$$

No caso de *strain hardening* as condições elásticas são as mesmas estabelecidas para o caso perfeitamente-plástico. Na realidade, a diferença entre os dois modelos concerne no mecanismo de continuidade do fluxo plástico, e também no fato de que a superfície de Plastificação depende do histórico de tensões do material. As condições de tensão para este caso são definidas a seguir:

$$\text{Elástico: } f(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p) \leq 0 \text{ e } df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \leq 0 \quad (\text{equação 82})$$

$$\text{Plástico: } f(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p) = 0 \text{ e } df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad (\text{equação 83})$$

No caso de haver *hardening*, a função que define a superfície de Plastificação é dependente do estado de tensões e de deformações do material, enquanto que no estado perfeitamente-plástico depende somente do estado de tensões.

Para resolver problemas de valor de contorno envolvendo comportamento elasto-plástico é essencial que se conheça qual comportamento resultante de um novo incremento de tensões



(*hardening, softening* ou perfeitamente plástico), considerando que o estado de tensões atual esteja sobre a superfície de plastificação. Existem três condições possíveis:

$$\text{Descarregamento: } f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = 0 \text{ e } df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \quad (\text{equação 84})$$

$$\text{Carregamento Neutro: } f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = 0 \text{ e } df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0 \quad (\text{equação 85})$$

$$\text{Carregamento: } f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = 0 \text{ e } df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad (\text{equação 86})$$

onde em  $f \leq 0$  apresentará comportamento elástico, e quando  $f > 0$  ocorrem deformações plásticas.

Os incrementos de deformação plástica podem ser relacionados com a variação incremental da função que define a superfície de Plastificação  $df$ , segundo a equação:

$$d\varepsilon_{ij}^p = G_{ij} df \quad (\text{equação 87})$$

onde  $G_{ij}$  é um tensor simétrico, função das componentes de tensão e do histórico de deformações. Cabe salientar que o incremento de deformações plásticas não é dependente do incremento de tensões, e sim do estado de tensões atual. A equação geral que define o incremento de deformações plásticas é:

$$d\varepsilon_{ij}^p = h \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} df \quad (\text{equação 88})$$

onde  $h$  e  $g$  (potencial plástico) são funções escalares do estado de tensões e histórico de deformações.

### 3.3 PLASTICIDADE PERFEITA – MODELOS CONSTITUTIVOS

Este item objetiva a compreensão e aplicação da teoria dos sólidos perfeitamente plásticos e sua aplicação em mecânica dos solos e das rochas. As relações que definem essa teoria foram desenvolvidas para metais, e o conceito de plasticidade perfeita já foi utilizado na resolução de problemas de Engenharia Geotécnica. No entanto, sem possuir relações tensão-deformação, não é possível utilizar a teoria da plasticidade para estimar deformações. Como simplificação, classicamente considerava-se o comportamento do solo como sendo rígido-perfeitamente plástico, estimando assim a sua carga de ruptura.

A teoria da plasticidade perfeita assume que solos e rochas podem ser modelados como materiais de comportamento elástico-perfeitamente plástico. Esta teoria consiste basicamente em três elementos fundamentais:

- a) uma lei linear ou não linear que defina a relação elástica de tensão-deformação;
- b) um critério de plastificação que defina o começo do fluxo plástico;
- c) uma regra de fluxo plástica que defina a relação plástica de tensão-deformação.

Um vasto número de critérios tem sido desenvolvidos para descrever a plastificação e resistência destes geomateriais, sob condições gerais de carregamento. Neste capítulo serão apresentados os modelos baseados nos critérios de plastificação clássicos de Tresca (1864), von Mises (1913), Coulomb (1773) e Drucker e Prager (1952).

### 3.3.1 Modelos Elásticos - Elasticidade Linear

Para um material linear, isotrópico e elástico, as relações de tensão-deformação podem ser expressas utilizando a Lei de Hooke. No caso da sua utilização para determinação do comportamento plástico (consideração de elasticidade incremental), é usual assumir as relações tensão-deformação na seguinte forma:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\nu}{E} \dot{\sigma}_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{equação 89})$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \dot{\epsilon}_{ij} + \frac{\nu E}{(1-\nu)(1+2\nu)} \dot{\epsilon}_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{equação 90})$$

onde as parcelas de  $\epsilon$  e  $\sigma$  são variáveis com o tempo, devido à aproximação por elasticidade incremental (acréscimo de  $\sigma_{kk}$  e  $\epsilon_{kk}$ ), sendo  $E$  é o módulo de Young e  $\nu$  o coeficiente de Poisson.

### 3.3.2 Modelos Plásticos – Solos Puramente Coesivos

Para solos coesivos, os dois principais modelos que utilizam os conceitos de plasticidade foram desenvolvidos por Tresca (1864) e von Mises (1913). A experiência sugere que esses modelos podem ser aplicados para solos argilosos saturados, em condições não drenadas.

#### 3.3.2.1 Modelo de Tresca

Depois de uma série de experimentos com metais, Tresca (1864, apud YU, 2006; apud WOOD, 1990) concluiu que a Plastificação ocorre quando a tensão máxima de cisalhamento chega a um certo valor, de acordo com o seguinte critério de plastificação:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - 2S_u = 0 \quad (\text{equação 91})$$

onde  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  e  $S_u$  é a resistência ao cisalhamento não drenada. Sob a ótica do segundo invariante de tensões desviadoras, pode-se expressar a função que define a superfície de plastificação através da equação abaixo:

$$f = \sqrt{J_2} \cos \theta_l - S_u = 0 \quad (\text{equação 92})$$

onde  $\theta_l$  é o ângulo de Lode.

Na figura 20 está representada a superfície de Plastificação de Tresca, cuja forma, no plano normal ao eixo das tensões hidrostáticas ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ), é um hexágono regular.

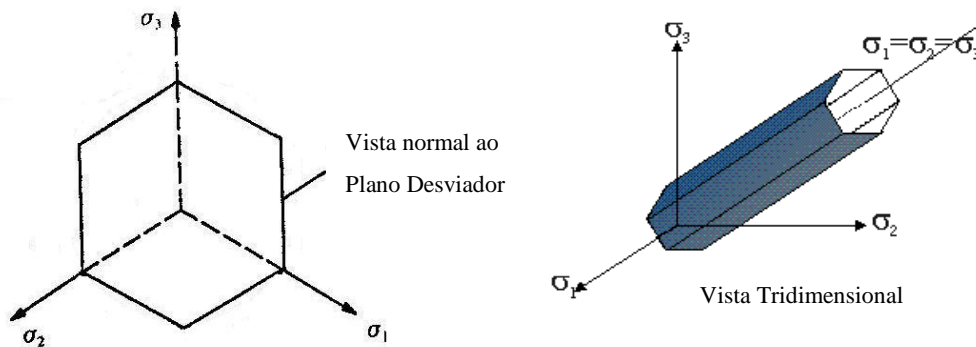


Figura 20: superfície de plastificação de Tresca

Quando a argila saturada é submetida a um carregamento não drenado, seu volume permanece constante. Devido a este fato, considera-se adequada a adoção de uma regra de fluxo plástico associada, ou seja, a função potencial plástico é a mesma que representa a superfície de Plastificação ( $f = g$ ). Este modelo se baseia nas relações de comportamento elástico-perfeitamente plástico apresentadas anteriormente.

Observando-se a figura 20, é possível perceber que as arestas do hexágono que formam a superfície de Plastificação não são diferenciáveis. Algumas aproximações podem ser realizadas para diminuir o efeito destas singularidades. Uma clássica aproximação, proposta por Nayak e Zienkiewicz (1972, apud YU, 2006) consiste em utilizar apenas uma função de Plastificação para toda a superfície, a partir do arredondamento das arestas. Sloan e Booker (1984, apud YU, 2006) adotaram uma superfície modificada através da suavização da superfície de Plastificação obtida inicialmente. Tendo-se em conta que este tipo de artifício utilizado é matematicamente inconveniente e fisicamente artificial, Yu (1994, apud YU, 2006) propôs um rigoroso método para a determinação do estado de tensões nos vértices da superfície de Plastificação.

### 3.3.2.2 Modelo de von Mises

Uma alternativa mais adequada ao modelo proposto por Tresca é o modelo de von Mises (1913, apud YU, 2006; apud WOOD, 1990). von Mises sugere que a Plastificação ocorre quando o segundo invariante de tensões desviadoras atinge um valor crítico. A função de Plastificação é expressa como segue:

$$f = \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (\text{equação 93})$$

onde  $k$  é a resistência ao cisalhamento não drenada do solo obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto. Cabe salientar que, neste caso, a regra de fluxo é associada, ou seja, a função que define a superfície de Plastificação é a mesma da função potencial plástico. A figura 21 apresenta a superfície de Plastificação de von Mises, cuja seção é um círculo no plano normal ao eixo das tensões hidrostáticas.

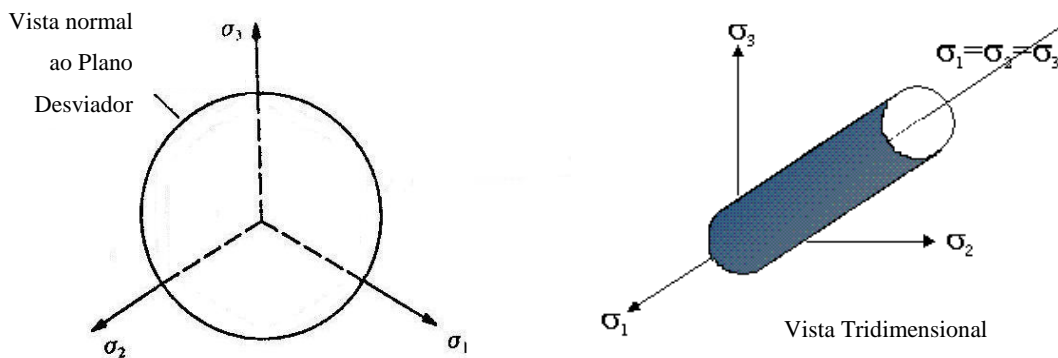


Figura 21: superfície de Plastificação de von Mises

Assim como no modelo de Tresca, a superfície de Plastificação de von Mises não depende das tensões médias, ou seja, é constante ao longo do eixo de  $p$ . O parâmetro  $k$  pode ser obtido através da equação a seguir:

$$k = \frac{S_u}{\cos \theta_l} = \frac{2}{\sqrt{3}} S_u \quad (\text{equação 94})$$

Comparando-se os dois modelos, percebe-se que na superfície de Plastificação de von Mises a resistência ao cisalhamento não drenada é ligeiramente maior que a obtida por Tresca, assumindo o mesmo valor somente no encontro das superfícies (vértices do hexágono de Tresca).

### 3.3.3 Modelos Plásticos - Solos Coesivo-Friccionais

Para solos e rochas com parcela coesiva e friccional, os modelos anteriores não se aplicam adequadamente. Isso se deve ao fato de que a superfície de Plastificação para materiais

friccionais é função da tensão média  $p$ , ou seja, o critério de Plastificação a ser adotado depende do primeiro invariante de tensões. Para este tipo de material, que pode envolver dilatação, a regra de fluxo é dita não associada, isto é, a função potencial plástico não é a mesma que define a superfície de Plastificação, devido às variações volumétricas ocorridas na fase de cisalhamento.

### 3.3.3.1 Modelo de Mohr-Coulomb

O critério de Plastificação proposto por Coulomb (1773, apud YU, 2006; apud WOOD, 1990) é definido em termos das tensões normais  $\sigma_n$  e cisalhantes  $\tau$  atuando em um plano. O início da Plastificação se dá enquanto a tensão cisalhante e a tensão normal satisfazem a seguinte igualdade:

$$|\tau| = c + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{equação 95})$$

Em termos de tensões principais, a função que define a superfície de Plastificação de Coulomb pode ser expressa por:

$$f = \sqrt{J_2} - \frac{m(\theta_1, \phi) \sin \phi}{3} I_1 - m(\theta_1, \phi) c \cos \phi = 0 \quad (\text{equação 96})$$

Onde

$$m(\theta_1, \phi) = \frac{\sqrt{3}}{(\sqrt{3} \cos \theta_1 + \sin \theta_1 \sin \phi)} \quad (\text{equação 97})$$

onde  $\theta_1$  é o ângulo de Lode,  $\phi$  é o ângulo de atrito interno do material, e  $c$  é a sua coesão. A figura 22 apresenta a superfície de Plastificação de Mohr-Coulomb.

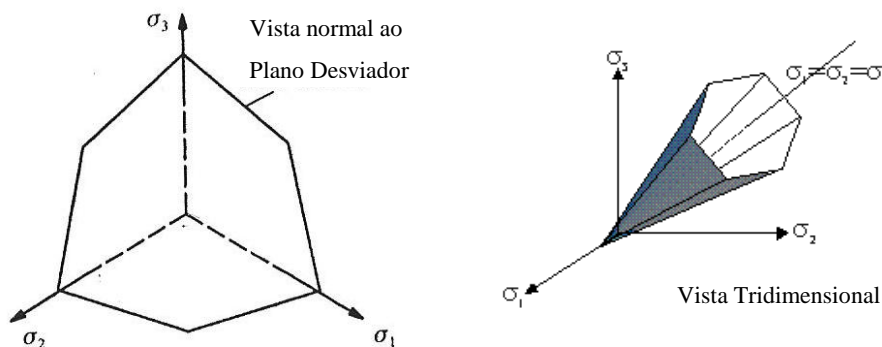


Figura 22: superfície de Plastificação de Mohr-Coulomb

A função que define o potencial plástico toma a mesma forma da função que define a superfície de Plastificação, porém, ao invés de utilizar o ângulo de atrito interno do solo,

utiliza-se o ângulo de dilatância verificado no cisalhamento. A dilatância pode ser determinada através da equação proposta por Bolton (1986):

$$\psi = 1,25(\phi - \phi_{cv}) \quad (\text{equação 98})$$

onde  $\phi_{cv}$  é o ângulo de atrito no estado crítico.

### 3.3.3.2 Modelo de Drucker-Prager

Para superar a limitação do modelo de von Mises, Drucker & Prager (1952, apud YU, 2006; apud WOOD, 1990) propuseram a seguinte revisão da função que determina a superfície de Plastificação:

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (\text{equação 99})$$

onde  $\alpha$  e  $k$  são constantes materiais. No plano das tensões desviadoras, a seção da superfície de Plastificação tem a forma de um círculo. Entretanto, no espaço de tensões principais, a superfície deste modelo tem formato cônico, diferentemente da obtida pelo modelo de von Mises, que era um cilindro infinito centrado no eixo hidrostático. A figura 23 ilustra a superfície de Plastificação de Drucker-Prager.

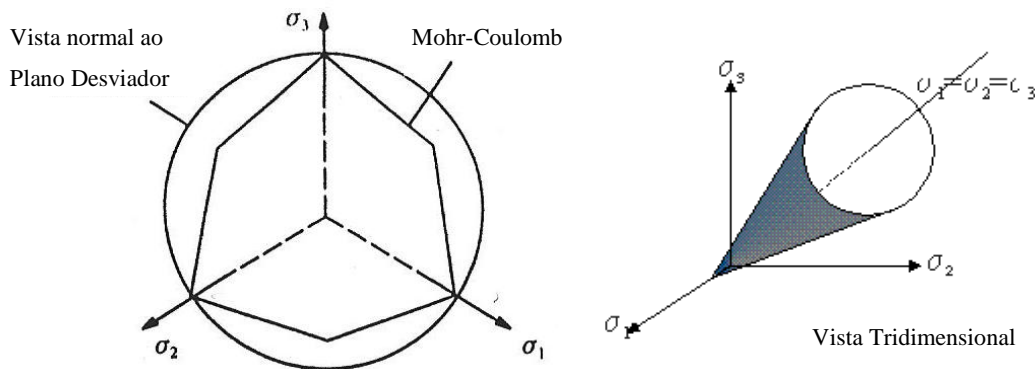


Figura 23: superfície de Plastificação de Drucker-Prager

As constantes materiais supracitadas podem ser obtidas através de:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (\text{equação 100})$$

$$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (\text{equação 101})$$

Algumas simplificações podem ser realizadas na determinação destes coeficientes, para o caso de problemas em deformações planas (comuns em geotecnia):

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (\text{equação 102})$$

$$k = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (\text{equação 103})$$

Devido a esta simplificação, esta superfície de Plastificação é amplamente utilizada em análises geotécnicas. Entretanto, resultados experimentais denotam que a superfície de Plastificação encontrada não concorda com a superfície real, devendo-se, portanto, ser cauteloso na utilização deste modelo.

Para completar a formulação, apresenta-se a função potencial plástico, em função da dilatação  $\psi$ .

$$g = \sqrt{J_2} - \alpha' I_1 = \text{constante} \quad (\text{equação 104})$$

$$\alpha' = \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)} \quad (\text{equação 105})$$

Dentre os modelos apresentados neste capítulo, julgaram-se mais adequados ao problema deste estudo os modelos de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager (para o solo) e elástico-linear (para a estaca) devido aos parâmetros que levam em consideração, e por serem modelos clássicos, com vasta utilização relatada na literatura geotécnica. No capítulo de validação dos modelos numéricos (Capítulo 6) apresenta-se os testes realizados nos modelos utilizados nesta dissertação. Contudo, para o estabelecimento do programa completo de simulações, precisou-se levantar valores típicos dos parâmetros geotécnicos, para alimentação aos modelos e determinação do comportamento desejado das estacas sob carregamento lateral. Tal levantamento consta no capítulo a seguir (Capítulo 4), sendo considerado como domínio solos do Estado do Rio Grande do Sul.

#### **4. LEVANTAMENTO DE SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL**

Neste capítulo será apresentada uma revisão bibliográfica acerca de alguns tipos de solos presentes no estado do Rio Grande do Sul. Para condução de tal levantamento, dividiu-se o solo em **cinco** categorias – areia, areia siltosa, silte, silte argiloso e argila – de forma que as características levantadas pudessem representar de forma razoável os solos presentes no estado. Utilizaram-se as classificações da NBR 6502, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995) e do Sistema Unificado de Classificação de Solos (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1983), apresentadas no primeiro subitem deste capítulo. Em virtude da natureza do estudo que será realizado nesta dissertação, acerca do problema de interação solo-estrutura em fundações de torres de transmissão, sob esforços de carregamento lateral, os solos enquadrados nas cinco categorias supracitadas foram avaliados em três condições distintas: natural, compactada e cimentada. As condições a serem adotadas em cada análise serão abordadas no programa de simulações numéricas desta dissertação, apresentada no Capítulo 5.

De cada solo estudado buscou-se extrair o maior número possível de parâmetros de resistência e deformabilidade, de forma a se estabelecer faixas de variação destes valores, que serão utilizadas posteriormente na definição das simulações numéricas. A coleta dos parâmetros de interesse está condicionada ao solo presente no substrato, uma vez que a mobilização da resistência ao cisalhamento e as deformações variam de um tipo de solo para outro. Portanto, cabe aqui salientar que os parâmetros selecionados para compor esta revisão bibliográfica se resumem àqueles que possam representar condições reais de aplicação nos problemas estudados nesta dissertação, em outras palavras, os parâmetros serão escolhidos dentro de limites de deformação e estado de tensões. Tais limites, e suas justificativas, serão apresentados também no Capítulo 5 desta dissertação.

Os solos estudados, enquadrados nas cinco categorias citadas anteriormente, estão detalhados nos próximos itens deste capítulo, onde as suas propriedades foram avaliadas nas condições natural, compactada e cimentada, respectivamente.



#### 4.1 CLASSIFICAÇÕES GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS

Os solos analisados neste estudo foram classificados de acordo com a sua granulometria, de acordo com as normas brasileira e americana. A norma brasileira utilizada foi a NBR 6502 – Rochas e Solos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1995), onde constam os limites de classificação granulométrica apresentados no quadro 6.

Fração	Faixas de Diâmetro
Pedregulho	60 mm > Ø > 2,0 mm
Areia Grossa	2,0 mm > Ø > 0,6 mm
Areia Média	0,6 mm > Ø > 0,2 mm
Areia Fina	0,2 mm > Ø > 0,06 mm
Silte	0,06 mm > Ø > 0,002 mm
Argila	0,002 mm > Ø

Quadro 6: classificação granulométrica segundo a NBR 6502

As considerações concernentes à execução dos ensaios de peneiramento e sedimentação, para determinação granulométricas, constam detalhadamente na NBR 7181 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984).

Também foi adotado o Sistema Unificado de Classificação de Solos, descrito na norma americana D2487 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1983). Os solos são classificados em três grupos e quinze classes, dependentes do tamanho dos grãos presentes, e dos limites de liquidez e plasticidade apresentados.

- a) **solos grossos:** porcentagem retida acumulada na peneira de número 200 (abertura 0,075mm) é maior que 50%. Abrange os pedregulhos **G** (*gravel*) e as areias **S** (*sand*). Sua classificação é complementada de acordo com a porcentagem de finos presente:
  - pouco ou sem finos: menos que 5% passante na peneira de número 200. De acordo com o coeficiente de curvatura, podem ser classificados como bem graduados **W** (*well graded*) ou mal graduados **P** (*poor graded*);
  - com finos: mais que 12% passante na peneira de número 200. De acordo com o gráfico de plasticidade de Casagrande (figura 20), o solo grosso é classificado de acordo com a granulometria do solo subdominante, podendo ser argiloso **C** (*clayey*) ou siltoso **M** (*silty*);
  - com finos entre 5% e 12%: utiliza-se uma classificação dupla, considerando a graduação e o subdomínio granulométrico;
- b) **solos finos:** cuja porcentagem retida acumulada na peneira de número 200 (abertura 0,075mm) é menor que 50%. Este grupo abrange os siltes **M** (*silt*), as

argilas **C** (*clay*) e os solos orgânicos **O** (*organic*). Sua classificação é complementada de acordo com a compressibilidade do material:

- baixa compressibilidade: são os solos cujo limite de liquidez é inferior a 50%. A nomenclatura para solos deste tipo é **L** (*low*). São ditos solos de baixa à média plasticidade.
- alta compressibilidade são os solos cujo limite de liquidez é superior a 50%. A nomenclatura para solos deste tipo é **H** (*high*). São ditos solos muito plásticos.

c) **turfas**: são solos altamente orgânicos, fibrosos, de alta compressibilidade e baixa densidade. A nomenclatura da classificação para este solo é **PT** (*peat*), não havendo subcategorias neste grupo.

As especificações para delimitação granulométrica das subcategorias dos solos grossos e finos estão apresentadas a seguir:

- a) **pedregulho**: são os solos cuja porcentagem retida acumulada na peneira de número 04 (abertura 4,8mm) é maior que 50%;
- b) **areias**: são os solos cuja porcentagem retida acumulada na peneira de número quatro (abertura 4,8mm) é menor que 50%;
- c) **siltos**: são os solos que se encontram abaixo da *Linha A* do gráfico de Casagrande (figura 20). A *Linha A* é definida pela equação 41, onde o índice de plasticidade **IP** se relaciona com o limite de liquidez **LL** por uma reta;
- d) **argilas**: são os solos que se encontram acima da *Linha A* do gráfico de plasticidade de Casagrande (figura 24).

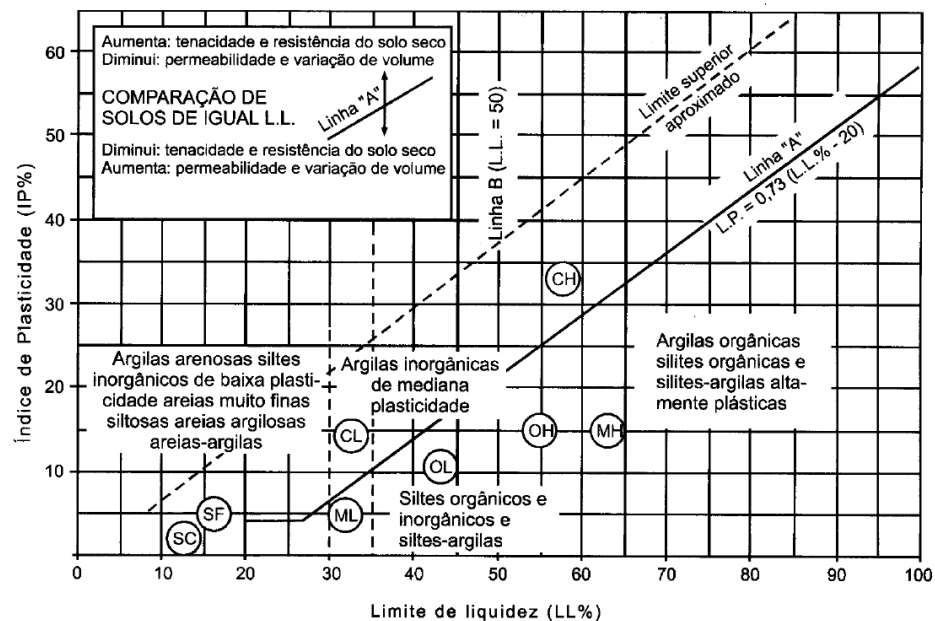


Figura 24: gráfico de plasticidade de Casagrande

$$LP = 0,73 \cdot (LL - 20) \quad (\text{equação 106})$$

As classificações **pedregulho** e **turfa** não serão abordadas neste estudo como fração predominante de substrato e, portanto, não recebem um item nesta revisão bibliográfica.

As características dos solos a seguir apresentados foram extraídas de Teses e Dissertações desenvolvidas sobre solos do Rio Grande do Sul. Na medida do possível, tentou-se enquadrá-los nas classificações acima referidas, de acordo com os dados fornecidos pelos autores. Nos seguintes itens constará a descrição de cada solo, bem como as propriedades de interesse às análises numéricas.

## 4.2 AREIA

Nesta categoria foram enquadrados solos arenosos, segundo a norma brasileira, e das categorias SW e SP, segundo a classificação americana, encontrados na literatura sobre solos gaúchos. Segundo American Society for Testing and Materials (1983), estes solos podem apresentar como características básicas: boa trabalhabilidade, excelentes condições de drenagem, resistência de boa a excelente quando compactados, compressibilidade nula ou desprezível, e no que se refere ao valor para uso em fundações, é um solo de qualidade má a boa.

As areias em estado natural podem ser encontradas sob diversas condições de densidade, desde o estado compacto até o estado fofo, sendo tal condição definida pela denominada densidade relativa ( $D_r$ ). A densidade relativa é definida conforme a equação 107, em função dos índices de vazios máximo e mínimo do solo, variando entre 0% e 100%. Areias com  $D_r < 33\%$  são ditas fofas, com  $33\% < D_r < 66\%$  são ditas medianamente compactas e, com  $D_r > 66\%$ , são ditas compactas.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (\text{equação 107})$$

Para a obtenção dos parâmetros de resistência das areias não é possível extrair amostras indeformadas para testes em laboratório, uma vez que não apresentam coesão de qualquer natureza – as amostras não se mantêm íntegras ao alívio das tensões efetivas. Neste caso, são necessárias investigações de campo para obtenção de parâmetros confiáveis, ou então reproduções em laboratório da condição de campo, para a estimativa de parâmetros. No caso de areias, a reprodução das condições de campo em laboratório pode ser encarada com certa tranquilidade, uma vez que este tipo de solo não guarda, de forma geral, histórico de tensões. Por estes motivos, o espectro de parâmetros representativo das areias em condição natural, incluídas nesta revisão bibliográfica, será avaliado a partir de ensaios de campo e de

laboratório (com amostras remoldadas), sendo estes últimos apresentados na seção 3.2.1 *Areia Compactada*.

Uma das areias mais utilizadas nas pesquisas de Geotecnia no Rio Grande do Sul é a Areia de Osório, tendo sido empregada em vários estudos na engenharia de fundações e ambiental. Algumas pesquisas com este solo podem ser encontradas em Spinelli (1999), Casagrande (2005), Donato (2007), Consoli et al. (2007), Festugato (2008), Cruz (2008). Esta areia, proveniente de uma jazida localizada no município de Osório – RS, é classificada como uma areia fina, de granulometria uniforme, segundo a classificação brasileira, e se enquadra na classificação SW – areia bem graduada uniforme – de acordo com a classificação americana. É uma areia limpa, apresentando o quartzo em 99% de sua composição mineralógica (SPINELLI, 1999). A curva granulométrica típica deste solo está apresentada na figura 25, extraída de Casagrande (2005). Os índices físicos desta areia, encontrados na literatura, são apresentados no quadro 7, sendo o coeficiente de curvatura  $C_c$  definido por  $D_{30}^2 / (D_{60} \cdot D_{10})$  e o coeficiente de uniformidade  $C_u$  definido por  $D_{60} / D_{10}$ .

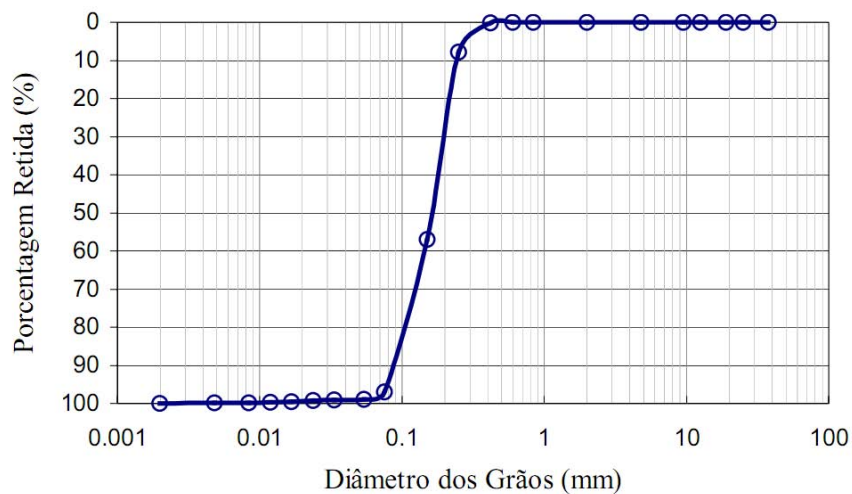


Figura 25: curva granulométrica da Areia de Osório (CASAGRANDE, 2005)

Autor	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_c$	$C_u$	$D_{10}$	$D_{50}$	$e_{max}$	$e_{min}$
<b>Casagrande (2005)</b>	26,3	2,1	1,0	0,09mm	0,16mm	0,9	0,6
<b>Cruz (2008)</b>	26,5	1,15	2,1	0,09mm	0,17mm	0,85	0,6
<b>Festugato (2008)</b>	26,2	2,0	1,1	0,11mm	0,20mm	0,9	0,6

Quadro 7: índices físicos do solo da Areia de Osório

Os diversos autores que estudaram este solo observaram o seu bom comportamento, em termos de homogeneidade da jazida, através da similaridade observada entre os resultados de caracterização apresentados.

### 4.2.1 Areia Compactada

Nesta seção serão apresentados resultados de diferentes ensaios realizados em areia compactada, em diversas densidades relativas. Conforme explicado anteriormente, estes resultados vão também configurar o espectro de variação de parâmetros das areias em estado natural, devido à boa adequabilidade dos resultados a situações reais.

Em sua tese de doutorado, Casagrande (2005) comparou resultados de ensaios triaxiais, *ring shear* e placa em amostras compactadas da areia de Osório, com e sem reforço fibroso. Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos para amostras sem reforço. Os ensaios triaxiais foram realizados em amostras medianamente compactadas, com  $D_r$  igual a 50%, e teor de umidade 10%. Os parâmetros de resistência obtidos para este caso, a grandes níveis de deformação axial (20%), foram coesão ( $c'$ ) igual a **zero** e ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) igual a **32,5°**. Estes valores foram aferidos também por Festugato (2008), que testou a mesma dosagem obtendo coesão nula e ângulo de atrito ( $\phi'$ ) igual a **37,0°**. Nas figuras 26 e 27 se pode observar o comportamento tensão – deformação distorcional – deformação volumétrica desta areia, bem como a sua envoltória de resistência (FESTUGATO, 2008).

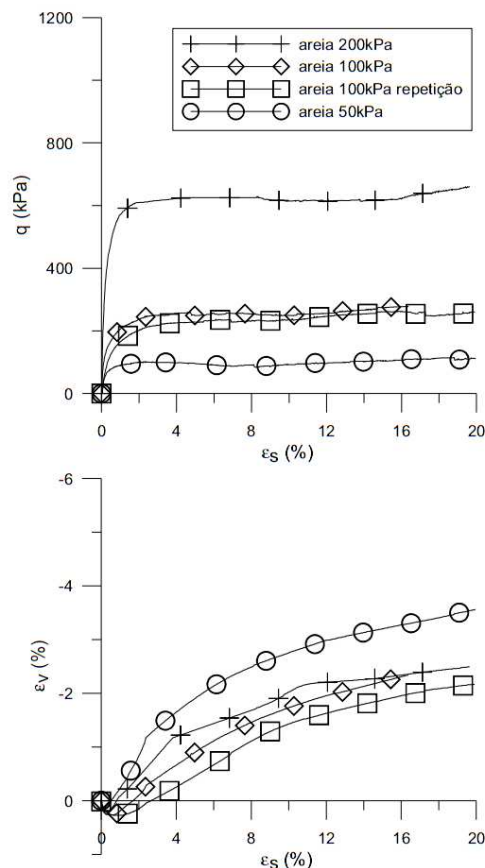


Figura 26: curvas tensão – deformação distorcional – deformação volumétrica da Areia de Osório (FESTUGATO, 2008)

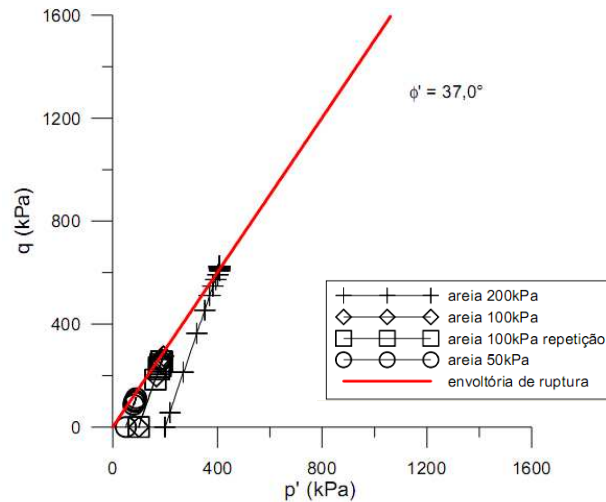


Figura 27: envoltória de ruptura da Areia de Osório (FESTUGATO, 2008)

Uma análise detalhada dos módulos de deformabilidade foi realizada por estes autores, a partir de medições de micro-deslocamentos locais nos corpos-de-prova, nos ensaios triaxiais. A figura 28 ilustra o comportamento do módulo cisalhante da areia de Osório em função do estado de tensões e da deformação distorcional apresentada no ensaio triaxial (Festugato, 2008). Ainda, Casagrande (2005) realizou a análise de módulo de cisalhamento inicial  $G_0$  da areia, com o uso de *Bender Elements*, obtendo o valores de  $G_0$  na faixa de **90MPa**.

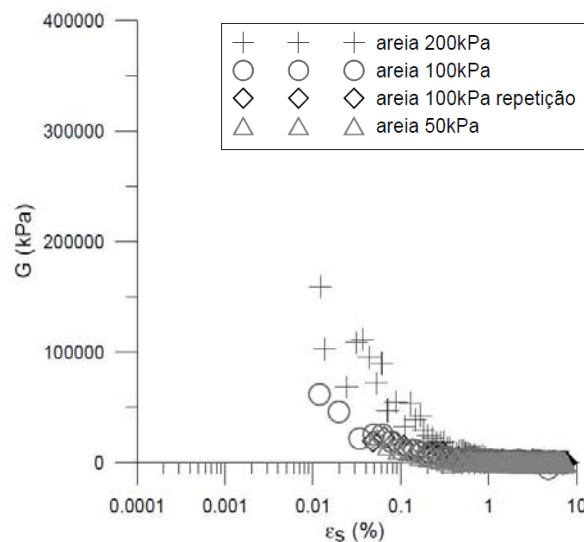


Figura 28: módulo cisalhante versus deformação distorcional para a areia de Osório, em diferentes tensões efetivas (FESTUGATO, 2008)

O módulo de deformabilidade pode assumir uma gama muito grande de valores, dependendo do estado de tensões em que o solo se encontra e do nível de deformações que se observa. Por isto, neste momento, serão apresentados, somente, os valores e gráficos obtidos na literatura

para os módulos de deformabilidade, sendo determinados os valores que irão compor as faixas de variação paramétrica mais adiante, no Capítulo 5.

#### 4.2.2 Areia Cimentada

Muitas pesquisas vêm sendo realizadas no âmbito de solos cimentados em solos do Rio Grande do Sul. As propriedades da areia de Osório, artificialmente cimentada, foram estudadas por autores como Vendruscolo (2003), Consoli et al. (2005) e Cruz (2008).

Cruz (2008) realizou ensaios triaxiais CID na areia de Osório em diversas compacidades e teores de cimento. Em sua tese, propôs que os parâmetros de resistência da areia artificialmente cimentada dependem essencialmente de uma relação entre volume de vazios e de agente cimentante, denominada relação vazios/cimento. À medida que o valor desta relação aumenta, a resistência do compósito diminui, em outras palavras: maiores valores supõem que para um mesmo volume de cimento, o volume de vazios é maior, justificando a menor resistência. Tal conceito está detalhadamente descrito nos trabalhos de Foppa (2005), Consoli et al. (2007) e Lautenschläger et al. (2008a).

Cruz (2008) variou relativamente o índice de vazios das amostras, de 0,70 a 0,82, com o teor de cimento, de 3,0% a 10%, de forma que as combinações resultassem em relações entre volume de vazios e agente cimentante nos valores de 10, 17 e 30. Segundo o autor, os valores utilizados são coerentes com a prática de engenharia de reforço de solos. O quadro 8 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios triaxiais CID realizados por Cruz (2008).

Relação Vazios/ Cimento	$c'_{pico}$ (kPa)	$\phi'_{pico}$ (°)	$c'_{cv}$ (kPa)	$\phi'_{cv}$ (°)
10	346,0	38,3	0	35,8
17	190,1	33,4	0	33,2
30	102,7	27,3	0	31,0

Quadro 8: parâmetros de resistência da areia de Osório cimentada (CRUZ, 2008)

De forma geral, o que se observou foi o aumento dos parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito interno com a diminuição da relação vazios/cimento (por aumento do teor de cimento ou diminuição da porosidade). Cruz (2008) realizou medidas de deformação durante os ensaios triaxiais utilizando mini-extensômetros e *bender elements*. A figura 29 apresenta a variação do módulo cisalhante das amostras testadas até um nível de deformações de 2,0%. Observou-se que, mesmo para tensões confinantes diferentes, o módulo apresentou valores semelhantes para amostras com a mesma relação vazios/cimento.

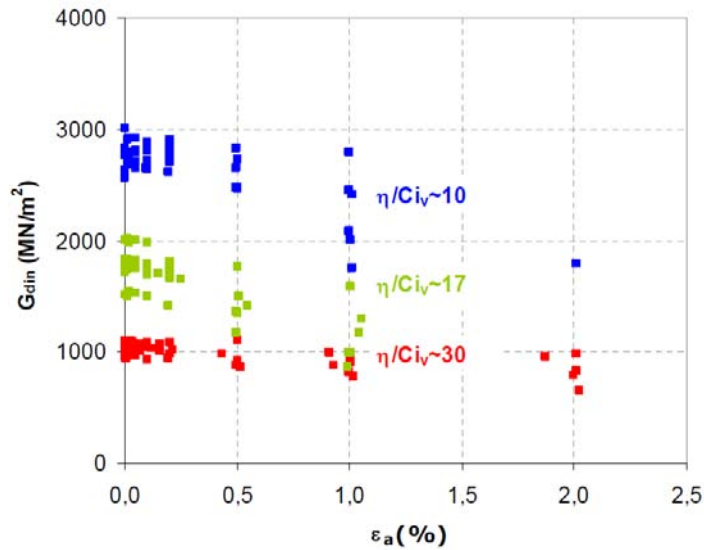


Figura 29: módulo cisalhante dinâmico versus deformação axial para a areia de Osório, em diferentes relações vazios cimento (CRUZ, 2008)

O quadro 9 apresenta uma faixa de resultados de módulo de Young secante dos ensaios realizados por Cruz (2008). Os módulos apresentados encerram uma faixa de deformações axiais de 0,1% à 0,5% dos ensaios triaxiais.

Relação Vazios/ Cimento	Módulo de Young Secante $E_s$ (MN/m <sup>2</sup> )
10	3000 - 6000
17	1500 - 5000
30	700 - 3000

Quadro 9: variação dos módulos de Young secante da Areia de Osório Cimentada (CRUZ, 2008)

### 4.3 AREIA-SILTE

Nesta categoria foram enquadrados alguns solos areno-siltosos e silte-arenosos, segundo a norma brasileira, e da categoria SM, segundo a classificação americana, encontrados na literatura sobre solos gaúchos. De forma geral, são solos de trabalhabilidade regular, com drenagem regular à má, quando compactados apresentam como características semi-permeabilidade e boa resistência, apresentam pequena compressibilidade, e no que se refere ao valor para uso em fundações, é um solo de qualidade má a boa (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1983).

Bosch (1996) estudou a adequabilidade do ensaio pressiométrico de Ménard na previsão de parâmetros geotécnicos em solos coesivo-friccionais, através de formulações analíticas



baseadas na Teoria de Expansão de Cavidade. Os ensaios de campo foram realizados em uma região situada dentro da zona de ocorrência de granito Ponta Grossa, no Morro Santa Teresa, localizado em Porto Alegre, Rio Grande do Sul. O solo residual presente neste local apresenta granulação média a grosseira, e tonalidade rósea-avermelhada. Segundo Dias (1987), o perfil estratigráfico é pouco desenvolvido, apresentando uma seqüência de horizontes A, B (laterítico) e C (saprolítico), sendo o horizonte C o que apresenta maior espessura. Nesta região, o nível do lençol freático encontra-se no horizonte C ou abaixo deste.

Os parâmetros e propriedades deste solo foram avaliados para cada horizonte estudado (B e C), através de ensaios de laboratório, realizados por Horn (1997) e Bressani et al. (1995). A granulometria do solo está apresentada no quadro 10, com e sem defloculante.

Classificação	Frações (mm)	Horizonte B		Horizonte C	
		c/ defloc.	s/ defloc.	c/ defloc.	s/ defloc.
Pedregulho	> 4,8	2 %	2 %	8 %	8 %
Areia Grossa	4,8 - 2,0	30 %	30 %	29 %	29 %
Areia Média	2,0 - 0,42	6 %	7 %	11 %	11 %
Areia Fina	0,42 - 0,074	3 %	4 %	10 %	10 %
Silte	0,074 - 0,002	12 %	47 %	33 %	42 %
Argila	< 0,002	47 %	10 %	9 %	0

Quadro 10: frações granulométricas do solo residual Ponta Grossa (BOSCH, 1996)

Os limites de Atterberg e os índices físicos deste solo estão apresentados, segundo o horizonte em análise, nos quadros 11 e 12.

Horizonte	LL (%)	LP (%)	IP (%)
B	56	35	21
C	0	0	Não Plástico

Quadro 11: limites de Atterberg do solo residual Ponta Grossa (BOSCH, 1996)

Horizonte	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{nat}$	$\omega_{nat}$ (%)	S (%)
B	16,2	13,4	26,5	1,0	21,1	57,3
C	15,2	13,6	25,9	0,9	11,9	34,0

Quadro 12: índices físicos do solo residual Ponta Grossa (BOSCH, 1996)

Os parâmetros de resistência foram determinados através de ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas, realizados por Bastos (1991), Bressani et al. (1995) e Horn (1997). Os valores de coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) obtidos nestes ensaios estão apresentados no quadro 13. Cabe grifar que foram feitos ensaios em amostras indeformadas dos horizontes B e C, sendo apresentados neste quadro os valores extremos obtidos em cada

horizonte. Horn (1996) também realizou ensaios triaxiais em solo do horizonte B, obtendo coesão de **13,0kPa** e ângulo de atrito interno de **29°**.

Parâmetro	Horizonte B			Horizonte C		
	Bastos (1991)	Bressani (1995)	Horn (1996)	Bastos (1991)	Bressani (1995)	Horn (1996)
$c'$ (kPa)	20 -56	10	7 - 12	21 -51	13	7 - 16
$\phi'$ (°)	28 - 35	29-34	29 - 33	28 -36	32 - 38	35 - 36

Quadro 13: parâmetros de resistência do solo residual Ponta Grossa (BOSCH, 1996)

Em seu estudo, Bosch (1996) utilizou valores médios dos parâmetros de resistência como entradas das simulações numéricas, dada a dispersão dos valores encontrados e o número reduzido de amostras ensaiadas. No presente estudo, ao contrário do que foi feito por Bosch, serão guardadas as faixas de variação destes parâmetros, de forma a cobrir de forma satisfatória e segura as possibilidades de inserção paramétrica nas simulações numéricas posteriores.

No que se refere aos módulos de deformabilidade deste solo Bosch (1996) realizou ensaios com pressiómetro de Ménard, bem como simulações numéricas para aferição do equipamento, nos horizontes B e C. O quadro 14 indica os valores obtidos para o módulo cisalhante  $G$  no primeiro e segundo ciclo de descarregamento ( $G_{ur}^1$  e  $G_{ur}^2$ , respectivamente). Tais módulos foram considerados mais representativos da realidade, pelo autor, uma vez que o módulo cisalhante medido ao início do ensaio apresentava valores mascarados devido ao amolgamento do solo na perfuração.

Horizonte	Profundidade	Furo 1		Furo 3	
		$G_{ur}^1$ (MPa)	$G_{ur}^2$ (MPa)	$G_{ur}^1$ (MPa)	$G_{ur}^2$ (MPa)
B	0,70	7,00	8,31	10,52	34,25
B	1,50	13,35	26,38	10,72	--
C	2,25	12,32	10,42	10,53	29,54
C	3,00	15,68	--	--	--
C	4,00	12,01	19,53	--	--
C	5,00	18,37	17,34	--	--

Quadro 14: módulos cisalhantes do solo residual Ponta Grossa (BOSCH, 1996)

Convém salientar que a partir do módulo cisalhante  $G$ , e de alguma outra constante elástica do solo (como por exemplo, o coeficiente de Poisson  $\nu$ ), pode-se obter o seu módulo de Young,  $E$ . Observa-se nestes resultados que os valores de módulo cisalhante não variam em grande monta até a profundidade avaliada, de 5m. A variação entre o maior e o menor valor foi de cinco vezes, ou seja, menos que uma ordem de grandeza. Esta pequena variação pode ser explicada pela pequena variação no estado de tensões com na profundidade avaliada.

Podemos estimar, não obstante, a variação correspondente do módulo de Young inicial deste solo, utilizando-se de uma das relações constitutivas da elasticidade, apresentada na Equação 108. O coeficiente de Poisson adotado para tal determinação foi de 0,20. A partir disso, obtemos uma faixa aproximada de módulos de Young para este solo, a pequenas profundidades, entre **17MPa e 82MPa**.

$$E = 2G(\nu + 1) \quad (\text{equação 108})$$

Outro solo com as características que se enquadram nesta classificação areia-silte é o solo residual de arenito da formação Botucatu (SRAB), que foi originalmente caracterizado por Núñez (1991), sendo vastamente empregado em pesquisas pelo Grupo de Geotecnia da UFRGS até o momento atual. A formação Botucatu abrange área superior a 1.300.000 km<sup>2</sup>, no estado do Rio Grande do Sul, e se desenvolve a partir da fronteira com o Uruguai, na região de Santana do Livramento, constituindo uma faixa de afloramento que se prolonga para o norte até a região de São Francisco de Assis, onde apresenta inflexão para leste, ocorrendo ao longo da escarpa basáltica, conformando uma estreita e alongada faixa no centro do Rio Grande do Sul.

O grupo de geotecnia da UFRGS apresenta inúmeras pesquisas relacionadas a este solo, desde sua caracterização geotécnica e físico-química, realizada por Núñez (1991), até estudos de comportamento mecânico (BASTOS, 1997; DALLA ROSA, 2006; FERREIRA, 2002; PRIETTO, 1996; ROTTA, 2000), de aplicações em engenharia de fundações (FOPPA, 2005; LAUTENSCHLÄGER, 2007) e em engenharia ambiental (HEINECK, 1998; LEMOS, 2006).

A caracterização granulométrica, índices físicos e os limites de Atterberg deste solo, obtidos através de estudos realizados nos últimos anos, estão apresentados nos quadros 15, 16 e 17.

Classificação	Frações (mm)	Núñez (1991)	Prietto (1996)	Martins (2001)	Ferreira (2002)	Lautenschläger (2008)
Pedregulho	60 > Ø > 2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Areia Grossa	2,0 > Ø > 0,75	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0
Areia Média	0,75 > Ø > 0,25	4,3	2,4	25,0	40,5	29,0
Areia Fina	0,25 > Ø > 0,075	50,3	46,0	43,0	28,5	33,0
Silte	0,075 > Ø > 0,002	32,4	32,6	27,0	19,0	32,0
Argila	0,002 > Ø	13,0	19,0	5,0	11,0	6,0

Quadro 15: frações granulométricas do solo residual de Arenito Botucatu

Autor	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{nat}$	$\omega_{nat}$ (%)	S (%)
Ferreira (2002)	17,8 - 18,4	15,2 - 16,7	26,4 - 26,6	0,60 - 0,70	5,0 - 13,7	--
Martins (2001)	17,2 - 19,3	15,3 - 16,5	26,7	0,62 - 0,74	13 - 16,5	55 - 68

Quadro 16: índices físicos do solo residual de Arenito Botucatu

<b>Autor</b>	<b>LL (%)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>IP (%)</b>
Núñez (1991)	21	17	4
Prietto (1996)	22	15	7
Martins (2001)	21	0	Não Plástico
Ferreira (2002)	20	14	6
Lautenschläger (2007)	20	13	7

Quadro 17: limites de Atterberg do solo residual de Arenito Botucatu

Observa-se que, mesmo com diferentes amostras, as características deste solo se mantêm semelhantes, o que afere a homogeneidade da jazida de onde foi extraído, corroborando com o precursor de sua caracterização, Núñez (1991).

Em termos de resistência mecânica deste solo no seu estado natural, alguns estudos foram realizados: Martins (2001) e Ferreira (2002) realizaram um estudo detalhado acerca do comportamento mecânico do solo residual de arenito Botucatu. O foco principal destas duas teses de doutorado era a caracterização do comportamento mecânico de um solo naturalmente cimentado (estruturado) como o SRAB. Os parâmetros de resistência coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ), apresentados no quadro 18, foram obtidos a partir de ensaios triaxiais e cisalhamento direto em amostras indeformadas. Os corpos-de-prova foram extraídos de forma que a tensão desviadora aplicada durante o ensaio fosse normal aos planos de estratificação característicos deste solo, de forma a se simular com maior realismo uma situação de carregamento em campo. Por ser um solo estruturado, algumas amostras apresentaram pico de resistência nos ensaios triaxiais, o que conduziu à obtenção de parâmetros de pico e a maiores deformações (estado crítico).

<b>Autor</b>	<b>Índice de Vazios</b>	<b><math>c'_{pico}</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'_{pico}</math> (°)</b>	<b><math>c'_{cv}</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'_{cv}</math> (°)</b>
Ferreira (2002)	0,60	14,7	38,7	13,6	32,9
	0,66	45,0	29,3	27,0	29,0
	0,70	12,8	29,3	25,7	27,0
	0,70**	68,5	24,0	24,0	31,2
Martins (1994)*	0,70	--	--	10,3	25,0
Martins (2001)	0,70	--	--	12,4	25,7

\* cisalhamento direto; \*\* estratificação paralela

Quadro 18: parâmetros de resistência do solo residual de arenito Botucatu

Em termos da deformabilidade deste solo, pode-se observar uma ampla gama de resultados na literatura no que se refere aos módulos, a partir de ensaios triaxiais. Martins (2001) e Ferreira (2002) apresentam variações dos módulos de deformabilidade com o estado de tensões da amostra, bem como com o nível de deformações axiais sofridas durante o ensaio triaxial. O comportamento de amostras do SRAB em estado natural, no que se refere à deformabilidade,

pode ser observado na figura 30, onde são apresentadas as variações do módulo secante (obtido a partir das curvas de tensão-deformação) em relação à deformação axial, para as amostras com índice de vazios igual a 0,66.

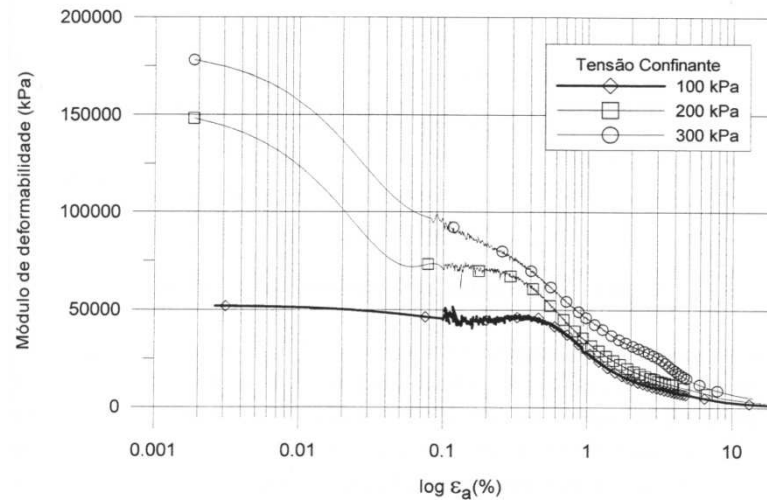


Figura 30: variação do módulo secante do solo residual de arenito Botucatu (FERREIRA, 2002)

#### 4.3.1 Areia-Silte Compactado

Diversos estudos mecânicos foram realizados em termos do solo residual de arenito Botucatu (SRAB) na condição remoldada. Pioneiramente, Núñez realizou ensaios de compressão simples em amostras remoldadas deste solo, obtendo como resistência média **190kPa**, para um índice de vazios de 0,50. Prietto (1996) estudou em sua dissertação de mestrado o comportamento deste mesmo solo na condição remoldada e cimentada. Ferreira (2002) apresentou resultados comparativos da resistência de amostras remoldadas com amostras naturais, observando o efeito da estrutura deste solo residual jovem.

Prietto realizou ensaios triaxiais consolidados drenados (CID) em amostras remoldadas de SRAB com índice de vazios igual a 0,5. As tensões de confinamento efetivas utilizadas nos ensaios foram 20, 60 e 100kPa. O comportamento tensão – deformação axial – deformação volumétrica das amostras pode ser observado na figura 31, bem como as envoltórias de ruptura na figura 32.

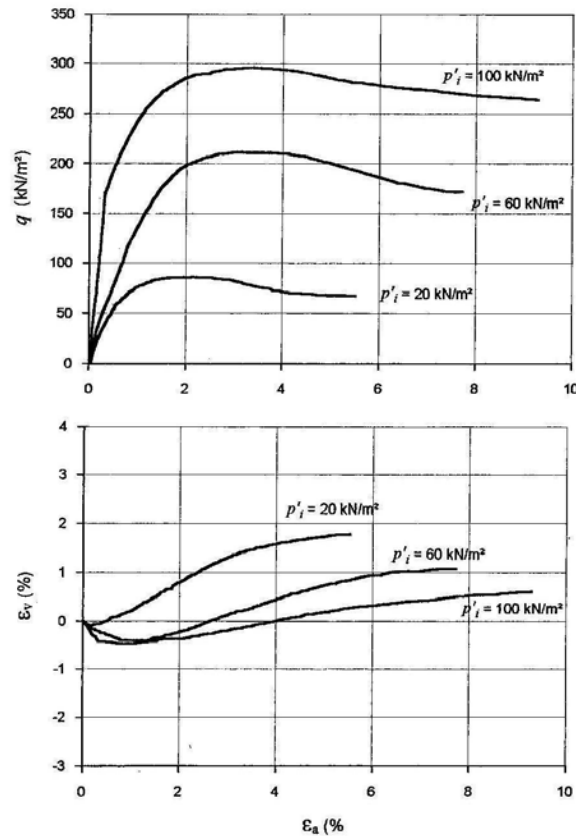


Figura 31: comportamento tensão – deformação axial – deformação volumétrica do SRAB compactado (PRIETTO, 1996)

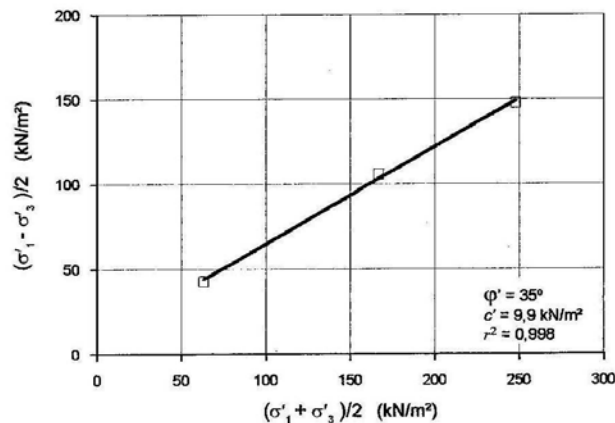


Figura 32: envoltória de ruptura do SRAB compactado (PRIETTO, 1996)

Nesta situação, o ângulo de atrito e a coesão encontradas para este solo foram **35°** e **9,90kPa**, respectivamente. Prietto (1996) ainda avaliou a variação dos módulos de deformabilidade das amostras, em relação a deformação axial e ao estado de tensões. Observou que a rigidez da amostra se degrada com o aumento das deformações, sendo este fenômeno mais expressivo nas amostras em maior confinamento. Podemos observar este padrão na figura 33.

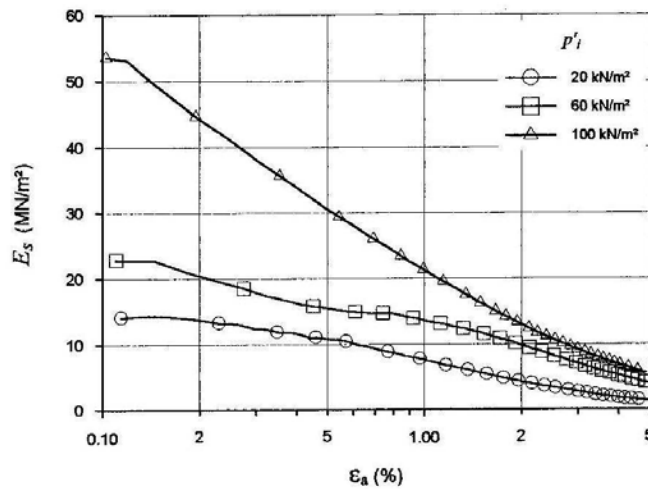


Figura 33: variação do módulo secante do SRAB compactado (PRIETTO, 1996)

Ferreira (2002) por sua vez testou amostras com os índices de vazios, iguais a 0,60 e 0,70, a fim de comparar com a situação indeformada do solo. O comportamento tensão-deformação observado nas amostras remoldadas foi de uma ruptura dúctil, sem formação de picos de resistência, confirmando a presença de estruturação no solo indeformado, conforme resultados anteriores. O autor obteve os parâmetros coesão entre os valores **3,5kPa** e **7,7kPa**, e ângulo de atrito igual entre **28,7°** e **31,4°**. Os níveis de tensão atingidos por Ferreira neste estudo foram até 750kPa de tensão confinante efetiva. A figura 34 ilustra as envoltórias de ruptura deste solo, para as condições testadas. A Figura 35 apresenta a variação do módulo de deformabilidade deste material com a deformação axial e com a variação do estado de tensões.

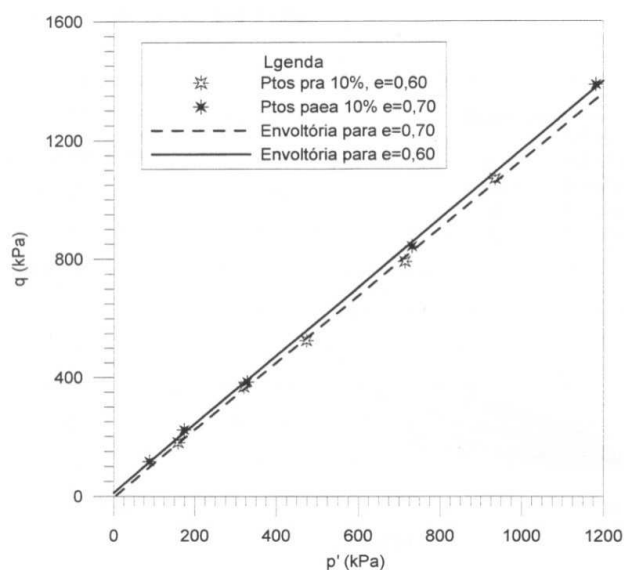


Figura 34: envoltória de ruptura do SRAB remoldado (FERREIRA, 2002)

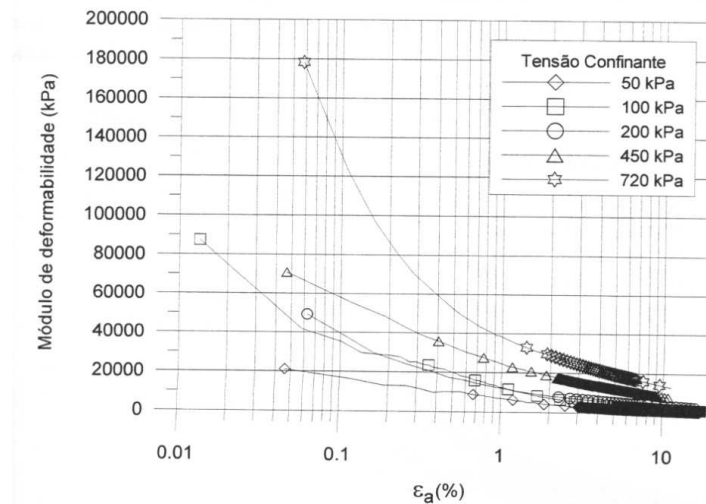


Figura 35: variação do módulo secante do SRAB remoldado (FERREIRA, 2002)

#### 4.3.2 Areia-Silte Cimentado

Foppa (2005), Lautenschläger (2007) e Consoli (2007) realizaram estudos relacionados à resistência ao cisalhamento do solo residual de arenito Botucatu sob diversas compacidades e reforçado com variados teores de cimento. Em seus estudos, estes autores verificaram a influência da relação vazios/cimento sobre os parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito interno do solo analisado. Foram testadas duas compacidades extremas para este solo, nos ensaios triaxiais CIU executados, de  $1,73\text{gf/cm}^3$  e  $1,97\text{gf/cm}^3$ , nos quais variou-se o teor de cimento de 0,45% à 7,9%, de forma que fossem atingidos três valores de relação vazios/cimento (20, 25 e 30). Conforme conceito apresentado no item 3.2.2 *Areia Cimentada*, quanto maior o valor da relação vazios/cimento, menor é a resistência do compósito.

Baseado nestes estudos, Lautenschläger et al. (2008a) apresentam as envoltórias de resistência do SRAB artificialmente cimentado para os valores de relação vazios/cimento supracitados, tendo sido obtidos os valores de ângulo de atrito de pico e coesão de pico, apresentados no quadro 19 e ilustrados na figura 36. Os autores salientam que os pontos de pico das amostras de mesma relação vazios/cimento (porém com diferentes teores de cimento e porosidade) se encontram sobre uma mesma envoltória de ruptura, indicando a adequabilidade do uso desta variável combinada como parâmetro de controle dos parâmetros de resistência do solo.

Relação Vazios/Cimento	$c'_{\text{pico}}$ (kPa)	$\phi'_{\text{pico}}$ ( $^{\circ}$ )
20	390	46,5
25	221	43,6
30	123	35,7

Quadro 19: resistência ao cisalhamento do solo residual de arenito Botucatu Cimentado (LAUTENSCHLÄGER et al., 2008a)



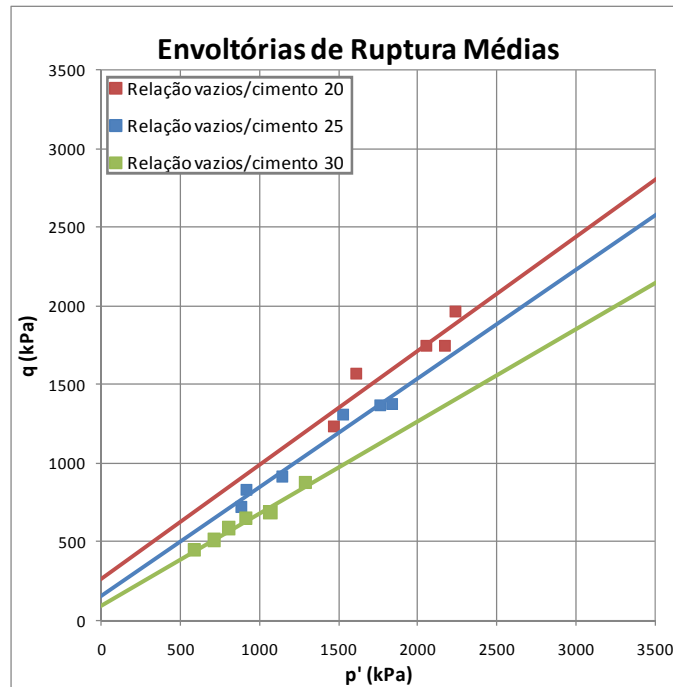


Figura 36: envoltórias de resistência do solo residual de arenito Botucatu Cimentado (LAUTENSCHLÄGER et al., 2008a)

#### 4.4 SILTE

Os solos de granulometria silte estão enquadrados nesta categoria, conforme a classificação da norma brasileira, e segundo a classificação americana, solos ML. Segundo American Society for Testing And Materials (1983), os solos ML são, de forma geral, solos de trabalhabilidade regular, com drenagem regular à má, quando compactados apresentam como características semi-permeabilidade e resistência regular, apresentam média compressibilidade, e no que se refere ao valor para uso em fundações, é um solo de qualidade muito ruim.

O solo siltoso cujos dados foram coletados para esta pesquisa provém de um sítio industrial localizado na região metropolitana de Porto Alegre. Este solo se encontra numa região denominada Depressão Periférica, cuja litologia é caracterizada pela presença de rochas sedimentares pertencentes à Bacia do Paraná. Os dados referentes a este solo foram extraídos de Rojas (2007), que estudou a contaminação deste solo por Borra Oleosa Ácida, comparando aspectos mecânicos e hidráulicos do solo limpo e contaminado.

O solo apresenta características diferentes, principalmente quanto ao modo de ocorrência em relação aos altos topográficos e várzeas. Nas partes elevadas o solo tem características de podzolicos vermelho-amarelo distrófico. Nas partes de topografia mais baixa da região, junto às drenagens e várzeas, os solos são mal desenvolvidos e mal drenados, e são classificados pedologicamente como planossolos eutróficos (RADAMBRASIL, 1986 apud ROJAS, 2007).

Segundo a análise granulométrica realizada por Rojas (2007), este solo se enquadra na classificação americana como um Silte (ML), e segundo a norma brasileira pode ser considerado um silte arenoso. Pela predominância da fração siltosa, este solo foi enquadrado nesta categoria. Lima e Silva (2005) investigou este solo através de ensaios de penetração, e obteve que a maior parte do sítio era composto por solo siltoso. A figura 37 apresenta a curva granulométrica deste solo.

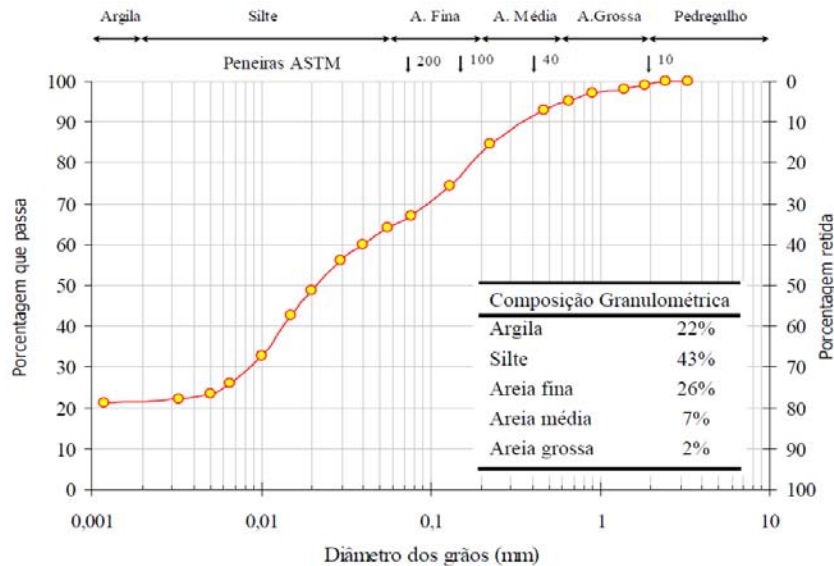


Figura 37: classificação granulométrica do silte (ROJAS, 2007)

Lima e Silva (2005) investigou o comportamento mecânico deste solo na condição natural e contaminada, através de ensaios de SPT e CPTU resistivo. O perfil determinado pela investigação SPT corrobora com a classificação granulométrica predominante no substrato, silte, conforme indica a figura 38.

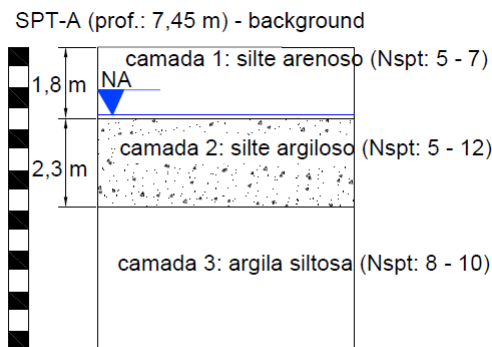


Figura 38: perfil característico da região (LIMA E SILVA, 2005)

Os quadros 20 e 21 apresentam os valores dos limites de Atterberg e índices físicos, respectivamente, deste solo siltoso.

Autor	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Lima e Silva (2005)	21 - 47	15 - 22	3 -25
Rojas (2007)	21	17	4

Quadro 20: limites de Atterberg do silte

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{nat}$	$\omega_{nat}$ (%)
20,08	15,89	27,2	0,71	26,30

Quadro 21: índices físicos do silte (ROJAS, 2007)

Este material não foi testado no que se refere à sua resistência ao cisalhamento na condição natural. Para a caracterização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento da categoria Silte utilizou-se os resultados de Bedin (2008).

Bedin (2008) estuda o comportamento mecânico de resíduos de mineração de ouro e bauxita, cuja composição granulométrica se enquadra na faixa dos siltes. As amostras de campo, coletadas nas barragens de rejeito estudadas, se encontram em elevado grau de contaminação, o que torna impossível a realização de ensaios de laboratório em amostras naturais (isentas de contaminação). No entanto, devido à necessidade de se analisar o efeito dos licores contaminantes sobre o comportamento deste rejeito, em relação à amostras similares sem contaminantes, Bedin (2008) desenvolveu o chamado *material inerte* ou *silte ideal*, cuja composição granulométrica se encontra na faixa dos siltes. Este material foi obtido por moagem de uma areia fina (Areia de Osório) até que se atingisse a granulometria desejada. A figura 39 apresenta a curva granulométrica deste solo, e o quadro 22 as características e limites de Atterberg deste solo obtidos por Bedin (2008).

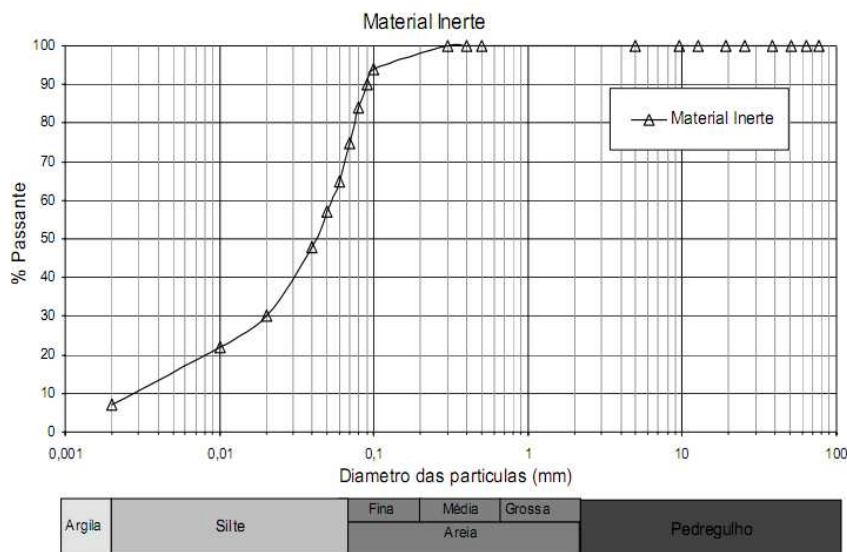


Figura 39: classificação granulométrica do Silte Ideal (BEDIN, 2008)

Autor	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Bedin (2008)	20,3	27,0	18,2	16,7	1,5

Quadro 22: características e limites de Atterberg do Silte Ideal (BEDIN, 2008)

Por se tratar de um solo artificial, as propriedades mecânicas do Silte Ideal que foram investigadas por Bedin (2008) estão apresentadas na seção “Silte Compactado” a seguir.

#### 4.4.1 Silte Compactado

Este solo foi estudado por Rojas (2007), em sua dissertação de mestrado, na condição compactada. Este solo faz parte de um sítio contaminado com Borra Oleosa Ácida, e o objetivo deste estudo era a verificar a possibilidade de estabilização deste solo com cimento. As amostras foram testadas sempre em condição natural e, posteriormente, com as adições de contaminante e cimento. Os ensaios de resistência à compressão simples nas amostras remoldadas, em condição natural, apresentaram uma resistência média de **0,16kPa**, a um peso específico aparente seco de 18,3kN/m<sup>3</sup> e teor de umidade 13,5% (valores ótimos). Este material não foi testado no que se refere à sua resistência ao cisalhamento na condição remoldada.

Em termos dos parâmetros de resistência, serão apresentados aqui os resultados obtidos por Bedin (2008). Nos ensaios triaxiais CIU realizados no material inerte, a densidade usada na moldagem dos corpos de prova foi semelhante à densidade média apresentada pelos resíduos de mineração na condição *in situ*, e estão apresentados no quadro 23. A Figura 40 apresenta os resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais.

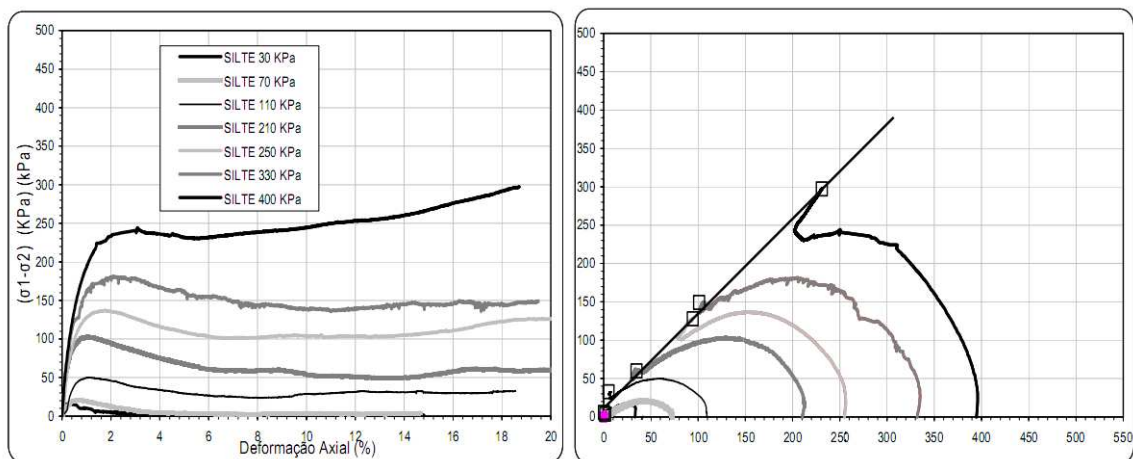


Figura 40: envoltória de resistência do Silte Ideal (BEDIN, 2008)

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_i$	$\omega_i$ (%)	S (%)
11,5	1,32	15,0	90

Quadro 23: índices físicos das amostras ensaiadas de Silte Ideal (BEDIN, 2008)

Segundo Bedin (2008), analisando-se os resultados, observa-se um decréscimo de resistência com o aumento da deformação, para baixas tensões de confinamento. Para tensões confinantes superiores, a tensão desviadora cresce com as deformações até atingir um valor máximo de resistência. Baseando-se nos resultados pode-se dizer que este material, em condições *in situ*, apresentaria possíveis riscos de liquefação para baixos níveis de tensões de confinamento. Este comportamento é característico de solos siltosos. Os parâmetros de resistência obtidos nestes ensaios foram coesão em torno de **15kPa** e ângulo de atrito em torno de **46°**.

#### 4.5 SILTE-ARGILA

Nesta categoria foram enquadrados alguns argilo-siltosos e silto-argilosos, segundo a norma brasileira, e das categoria MH ou CL, segundo a classificação americana, encontrados na literatura sobre solos gaúchos. São solos de boa trabalhabilidade regular, apresentam em geral drenagem má, quando compactados podem apresentar como características impermeabilidade ou semi-permeabilidade e baixa resistência, apresentam média a alta compressibilidade, e no que se refere ao valor para uso em fundações, é um solo de qualidade má a boa (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1983).

Um dos solos abordados neste estudo é proveniente de um antigo campo experimental da UFRGS, em Cachoeirinha – RS. A implantação deste campo experimental ocorrera no final da década de 80 através de um convênio entre UFRGS e CEEE para a realização de estudos de fundações de linhas de transmissão em escala real e, desde então, o grupo de Geotecnia realizou um extenso programa experimental nesta área. Este programa envolveu o estudo de caracterização e comportamento do solo, determinação de parâmetros geotécnicos em laboratório e *in situ*, estudo do comportamento de solos melhorados e reforçados para aplicações geotécnicas, além de estudos relacionados ao comportamento de sapatas e estacas.

A formação geológica da região é constituída pelas Formações Rosário do Sul e Rio do Rastro (Prezzi, 1990). Estas formações apresentam uma alternância de arenitos médios a finos, siltitos argilosos e arenosos, e argilitos. O solo é classificado pedologicamente como Argissolo Vermelho Distrófico Latossólico (Streck et al., 2002), pertencente à Unidade de Mapeamento Gravataí (Dias, 1987). Estes solos são caracterizados por não apresentarem minerais expansivos nem lençol freático nos horizontes A e B. Devido ao processo de iluviação de argila do horizonte A para o horizonte B, o horizonte A é mais arenoso e o horizonte B é mais argiloso. São solos profundos e bem drenados, pobres em matéria orgânica.

O horizonte A tem em média 0,80 m de espessura, contém solos arenosiltosos, ligeiramente plásticos e pegajosos, de coloração bruno-escuro. O horizonte B atinge uma profundidade que varia entre 2,5 a 3,0 m, caracterizado por solos argilosos de coloração bruno avermelhado escuro a vermelho escuro, é ligeiramente plástico e pegajoso. O horizonte C é argiloso de coloração vermelho-amarelo, com mosqueados grandes acinzentados, sendo que o lençol freático encontra-se neste horizonte.

Na figura 41 está reproduzida uma tabela na qual são apresentados os valores dos índices físicos do solo natural obtidos por Nakahara (1995, apud VENDRUSCOLO, 2003) entre as profundidades de 0,5 m e 4,0 m. Nesta tabela estão indicados os valores médios da umidade in situ ( $\omega$ ), do peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ), do peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), do índice de vazios ( $e$ ) e do grau de saturação ( $S$ ). O nível do lençol freático foi encontrado a 3,5 m de profundidade, oscilando de acordo com a época do ano. Segundo Rohlfs Junior (1996), o peso específico real dos grãos, a uma profundidade de 0,50 m, é de 26,20 kN/m<sup>3</sup>, e para 1,20 m é de 26,30 kN/m<sup>3</sup> e 26,40 kN/m<sup>3</sup> para 1,80 m de profundidade.

Prof. (m)	Horiz.	$\omega$ (%)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$S$ (%)
0,50	A	17,1	17,5	15,0	0,77	59,1
1,00	A-B	21,1	17,7	14,3	0,85	74,9
1,50	B	25,4	17,7	14,3	0,86	75,5
2,00	B	25,9	18,2	14,8	0,79	77,3
2,50	B	27,2	18,3	14,4	0,84	85,6
3,00	B	26,7	18,7	14,7	0,80	88,8
3,50	C	23,5	20,4	16,7	0,58	100,0
4,00	C	23,3	20,4	16,8	0,58	100,0

Figura 41: índices físicos do solo de Cachoeirinha (NAKAHARA,1995 apud VENDRUSCOLO, 2003)

Na figura 42 está reproduzida uma tabela onde estão apresentados os resultados da análise granulométrica do solo obtidos por Meksraitis (1988) e Nakahara (1995). Pode-se observar os teores de argila, silte e areia ao longo da profundidade do solo natural. O horizonte A possui uma porcentagem maior de areia, devido ao processo de eluviação, enquanto que o horizonte B, devido ao processo de iluviação, é mais argiloso, porém com teores expressivos de areia e silte.

Os valores dos limites de Atterberg (limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade) para os horizontes A, B e C, entre as profundidades de 0,50 m e 4,0 m, obtidos por Nakahara (1995) e Rohlfs Junior (1996) estão apresentados na figura 43.

Prof. (m)	MEKSRAITIS (1988)					Nakahara (1995)					
	Arg (%)	Silte (%)	Areia (%)			Arg (%)	Silte (%)	Areia (%)			Ped. (%)
			F	M	G			F	M	G	
0,50	15	30	50	5	0	20	22	40	15	3	-
1,00	24	32	38	6	0	40	17	30	11	2	-
1,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,50	-	-	-	-	-	41	17	31	9	2	-
1,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,00	30	28	38	4	0	36	18	35	9	2	-
2,50	-	-	-	-	-	32	17	38	11	2	-
3,00	22	28	45	5	0	20	22	44	11	2	-
3,20	25	30	40	5	0	-	-	-	-	-	-
3,70	20	30	44	6	0	-	-	-	-	-	-

Figura 42: análise granulométrica do solo de Cachoeirinha (VENDRUSCOLO, 2003)

Profundidade (m)	Nakahara (1995)			Rohlfes Junior (1996)		
	LL	LP	IP	LL	LP	IP
0,50	-	-	-	23,5	14	10
1,00	44,9	21,6	23,3	-	-	-
1,20	40	24	16	40	24	16
1,50	46,2	23,0	23,2	-	-	-
1,80	-	-	-	37	27	10
2,00	42,8	22,5	20,2	-	-	-
2,70	36,6	24,6	12,3	-	-	-
3,00	38,4	18,6	19,7	-	-	-
4,00	29,9	19,7	10,2	-	-	-

Figura 43: limites de Atterberg do solo de Cachoeirinha (VENDRUSCOLO, 2003)

Ensaio triaxiais CID foram realizados por Rohlfes Junior (1996) em amostras saturadas do horizonte B do solo natural, nas tensões confinantes de 20kPa, 60kPa e 100kPa. Foram ensaios consolidados isotropicamente e drenados. Os parâmetros de resistência efetivos do solo natural são, portanto, coesão ( $c'$ ) igual a  $17\text{kN/m}^2$  e ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) igual a  $26^\circ$ . Observa-se na figura 44 que há um crescimento contínuo da tensão desvio com a

deformação axial para as três tensões confinantes, caracterizando um comportamento dúctil. A variação volumétrica é essencialmente de caráter compressivo, ou seja, ocorre redução de volume em todos os ensaios. Observou-se uma redução da rigidez inicial para as tensões confinantes de 60kPa e 100kPa, indicando que o solo possui uma pequena cimentação natural que é quebrada com a aplicação de tensões confinantes mais elevadas.

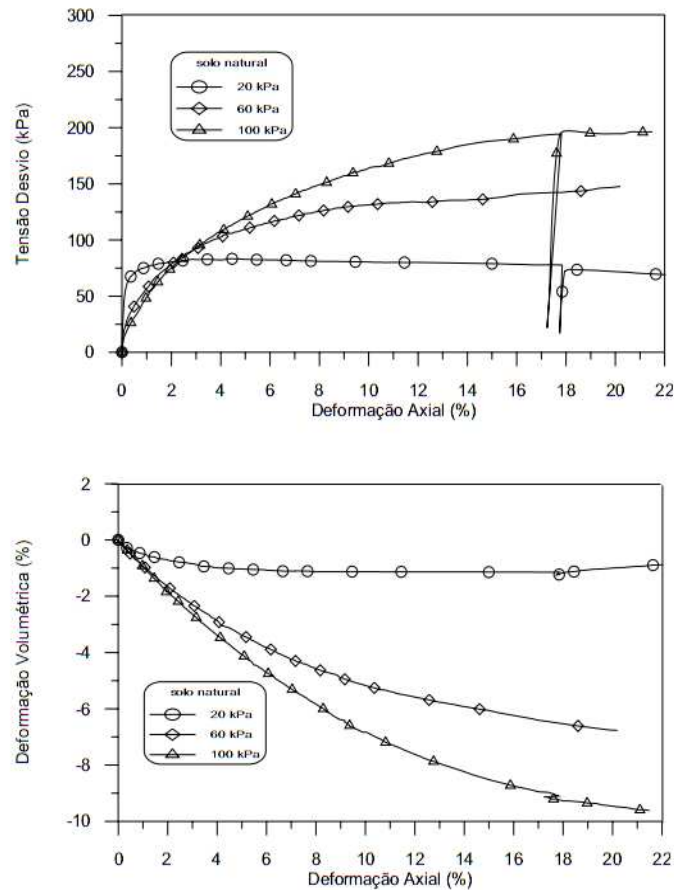


Figura 44: comportamento tensão-deformação do solo de Cachoeirinha (RHOLFES JUNIOR, 1996 apud VENDRUCOLO, 2003)

Outro solo silte-argiloso encontrado na literatura foi o estudado por Silveira (2008), na localidade de São Vendelino, no nordeste do Estado do Rio Grande do Sul. A área de investigação direta deste trabalho compreendeu uma encosta que apresenta taludes cobertos por colúvios, que se situa na margem da rodovia estadual RS 122, entre o km 45+340 e o km 45+380, distante cerca de 7 km da cidade de São Vendelino. Os colúvios presentes nos taludes encontram-se em camadas pouco espessas e são originários da Formação Serra Geral. Estes colúvios apresentam uma heterogeneidade associada à forma de deposição e à existência de blocos de rocha com diferentes graus de intemperização, originários dos maciços rochosos de cotas superiores.



Os valores dos índices físicos e granulometria deste solo podem ser encontrados na figura 45 e quadro 24, que reproduz um quadro da Tese de doutorado de Silveira (2008). Observa-se que este solo é silto-argiloso.

Amostra	Tipo de ensaio	Granulometria – porcentagem passante					
		% argila (<2,0 $\mu\text{m}$ )	% silte (2-0,06 $\mu\text{m}$ )	% areia fina (0,06 $\mu\text{m}$ -0,2 mm)	% areia média (0,2-0,6 mm)	% areia grossa (0,6 mm-2,0 mm)	% pedregulho (2,0 mm – 76 mm)
Cota 351 m	CSP	41 / (22*)	41,5 / (63*)	10,5 / (8*)	4 / (4*)	1 / (1*)	2 / (2*)
	SSP	46 / (24,5*)	41,5 / (63*)	6 / (7*)	3 / (3*)	2 / (1*)	1,5 / (1,5*)
Cota 360 m	CSP	40 / (33*)	45 / (49*)	7 / (10*)	4 / (4*)	2,5 / (2,5*)	1,5 / (1,5*)
	SSP	38 / (38*)	48 / (43*)	9 / (14*)	3 / (4*)	1 / (0*)	1 / (1*)
Cota 365 m	CSP	35 / (30*)	48 / (52*)	9 / (10*)	5 / (5*)	2 / (2*)	1 / (1*)
	SSP	34 / (23*)	47 / (49,5*)	10 / (12*)	5 / (9*)	3 / (5*)	1 / (1,5*)

CSP: com secagem prévia; SSP: sem secagem prévia (via úmida); (\*): resultados sem uso de defloculante

Figura 45: caracterização granulométrica do silte-argiloso de São Vendelino (SILVEIRA, 2008)

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{\text{nat}}$	$\omega_{\text{nat}}$ (%)	S (%)
14,2 - 15,6	10,9 – 12,4	1,11 – 1,44	23,7 – 38,5	47,6 – 70,6

Quadro 24: índices físicos do solo silto-argiloso de São Vendelino (SILVEIRA, 2008)

A resistência ao cisalhamento deste solo foi obtida nas condições natural e remoldada, através de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais CID e CIU. Na condição natural, os parâmetros de resistência encontrados para este solo foram os apresentados no quadro 25.

Parâmetro	Cisalhamento Direto	Triaxial
$c'$ (kPa)	9,7	3,6 – 7,2
$\phi'$ (°)	26,3	31,6 – 36,9

Quadro 25: resistência ao cisalhamento do solo silto-argiloso de São Vendelino (SILVEIRA, 2008)

#### 4.5.1 Silte-Argila Compactada

O solo silto-argiloso de São Vendelino foi analisado por Silveira (2008) na condição compactada, através de amostras remoldadas em laboratório. As amostras passaram por controle de qualidade no que se refere à uniformidade das amostras, uma vez que os corpos-de-prova foram moldados em cinco camadas. As propriedades físicas das amostras remoldadas estão apresentadas no quadro 26. O autor visou reproduzir, nas amostras compactadas, características similares às encontradas em campo, para fins de comparação.

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{nat}$	$\omega_{nat}$ (%)	S (%)
16,5 – 16,9	12,2 – 12,5	1,32 – 1,37	35,5 – 36,5	74,9 – 79,3

Quadro 26: índices físicos do solo silto-argiloso compactado de São Vendelino  
(SILVEIRA, 2008)

As amostras moldadas em laboratório foram submetidas a ensaios triaxiais (CIU e CID) e de cisalhamento direto, sob as mesmas condições das amostras naturais. Os parâmetros de resistência obtidos constam no quadro 27.

Parâmetro	Cisalhamento Direto	Triaxial
$c'$ (kPa)	4,5	0 – 13,9
$\phi'$ (°)	25,8	31,6 – 36,9

Quadro 27: resistência ao cisalhamento do solo silto-argiloso de São Vendelino  
(SILVEIRA, 2008)

#### 4.5.2 Silte-Argila Cimentada

A determinação dos parâmetros de resistência deste solo de Cachoeirinha foi realizada por Sales (1998), a partir de ensaios triaxiais. O quadro 28 apresenta os parâmetros de resistência obtidos para o solo cimentado. Cabe salientar que o teor de cimento adicionado foi de 5%.

Parâmetro	Solo-cimentado
$c'_{cv}$ (kPa)	14,8
$\phi'_{cv}$ (°)	42,6
$c'_{pico}$ (kPa)	27,0
$\phi'_{pico}$ (°)	47,9

Quadro 28: resistência ao cisalhamento do solo de Cachoeirinha cimentado

Em relação aos parâmetros de deformabilidade, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, Sales (1998) determinou os módulos de elasticidade através de ensaios triaxiais do tipo CID, com tensão de confinamento de 20kPa. O quadro 29 apresenta os valores de módulo secante para três níveis de deformação e seus respectivos valores de coeficiente de Poisson.

Parâmetro	Natural	Solo-cimentado
$E_{sec}$ (0,05%) (MPa)	53,0	231
$E_{sec}$ (0,10%) (MPa)	45	160
$E_{sec}$ (0,15%) (MPa)	36	131
$\nu$	0,20	0,20

Quadro 29: valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson  
(SALES, 1998)

O autor adotou o módulo a 0,1% de deformação com base nos estudos desenvolvidos por Burland (1989), para argilas pré-adensadas, e por Berardi e Lancelotta (1991), para solos granulares, onde, para ambos os casos, o nível de deformação de 0,1% representa um limite máximo permitido para se evitar danos estruturais às obras de engenharia. Salienta-se que este limite está diretamente ligado ao tipo de solo e as características do projeto em questão.

O autor destaca ainda, que para os ensaios triaxiais realizados com amostras de solo natural, não foram medidas as deformações radiais e, portanto, adotou-se o coeficiente de Poisson obtido por Mántaras (1995), através de ensaios pressiométricos. Para o solo cimentado, o coeficiente de Poisson foi obtido através dos ensaios triaxiais, com tensão confinante de 20 kPa.

#### 4.6 ARGILA

Os solos de granulometria argila estão enquadrados nesta categoria, conforme a classificação da norma brasileira, e segundo a classificação americana, solos CL ou CH. Segundo American Society for Testing And Materials (1983), os solos destas classificações são, de forma geral, solos de trabalhabilidade ruim, com drenagem má, quando compactados apresentam como características impermeabilidade e resistência baixa, apresentam alta compressibilidade, e no que se refere ao valor para uso em fundações, é um solo de qualidade ruim.

Nesta revisão será apresentado um depósito de argila mole sedimentar já muito bem caracterizado pelo grupo de Geotecnia da UFRGS, que figurou em trabalhos de autores como Soares (1997), Nacci (2000), Schnaid et al. (2000, 2001). Segundo Schnaid et al. (2001), o domínio morfoestrutural dos depósitos sedimentares se desenvolve continuamente ao longo da costa do extremo sul brasileiro, desde Garopaba (SC) até o Chuí (RS). Constitui-se em amplas e extensas planícies costeiras, numa vasta superfície plana e baixa. No que diz respeito à classificação pedológica da região estudada por Schnaid et al. (2001), pode-se dizer que o local do projeto encontra-se em áreas baixas, denominadas “solos de várzeas”, que costumam se desenvolver nas planícies de rios e lagos. A distribuição de solos de várzea no Estado do Rio Grande do Sul abrange uma área considerável onde se localizam pólos de franco desenvolvimento, conforme ilustrado na figura 46. Em Porto Alegre – RS, sobre este solo, foi construído o Aeroporto Internacional Salgado Filho, estando o projeto de mecânica dos solos detalhados em Schnaid et al.(2001).

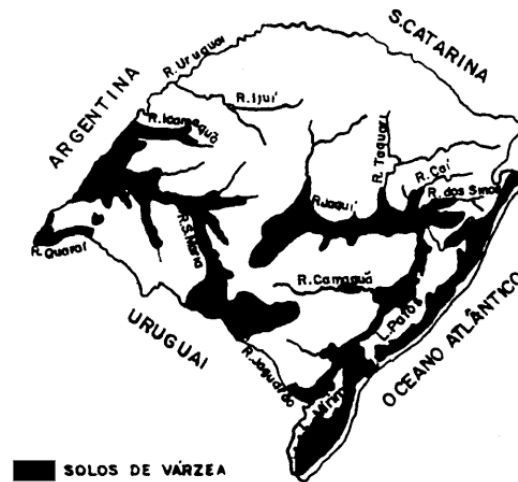


Figura 46: localização dos solos de várzea no Rio Grande do Sul (KLAMT et al., 1985 apud SOARES, 1997)

O comportamento geotécnico deste depósito de argilas foi estudado no doutorado de Soares (1997), a partir de um extenso programa de ensaios de campo e de laboratório. Os estudos foram concentrados em um campo experimental localizado na CEASA, na cidade de Porto Alegre. Outros locais foram também investigados, na área do Aeroporto Internacional Salgado Filho e na Estrada Tabaí-Canoas. Esta abordagem permitiu definir propriedades gerais de comportamento do depósito de argilas moles, válidas para toda a região da Grande Porto Alegre. A pesquisa envolveu uma extensa campanha de ensaios in situ, na qual foram realizados ensaios de cone elétrico, piezocone com medidas de poro-pressão em diversas posições, pressiômetro e palheta. Também foram realizados ensaios de laboratório em amostras deformadas, para a caracterização do material, e amostras indeformadas, para determinação de propriedades de comportamento do solo. Em sua pesquisa, concluiu que há, em geral, concordância entre as estimativas obtidas em campo e em laboratório, e que os valores previstos através dos ensaios realizados nos três campos experimentais são da mesma ordem de magnitude, indicando que há relativa homogeneidade no depósito e que as correlações estabelecidas são válidas para toda a região em estudo. Alguns resultados deste vasto estudo estão apresentados aqui, começando com o quadro 30, com uma síntese das propriedades características da argila de Porto Alegre.

$\omega_{nat}$ (%)	LL (%)	LP (%)	Teor Argila	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S_u$ (kPa)
47 - 140	80 - 130	30 - 57	37 - 70	16,7	10 - 32

Quadro 30: características e limites de Atterberg da Argila de Porto Alegre

(SOARES, 1997)

O quadro 31 apresenta uma faixa de parâmetros efetivos para esta argila, também obtidas por Soares (1997). A coesão efetiva foi nula, e por isso na tabela consta somente o valor de ângulo de atrito interno efetivo das argilas de Porto Alegre e Rio Grande.

<b>Autor</b>	<b>Local</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>
Dias e Bastos (1994)	Rio Grande	23 - 29
Soares (1997)	CEASA	18,3 – 27,9

Quadro 31: ângulo de atrito interno efetivo da Argila de Porto Alegre e Rio Grande

A deformabilidade deste solo também foi avaliada através de medidas de deformação interna nos ensaios triaxiais CIU e UU, os quais forneceram os módulos de Young não drenados ( $E_u$ ) da argila de Porto Alegre. O módulo de Young não drenado também foi extraído de ensaios pressiométricos de Ménard. A partir destes ensaios também foram estimados os módulos cisalhantes  $G$ . De forma sumarizada, os valores dos módulos estão indicados no quadro 32. A porcentagem no sub-índice dos módulos secantes, no quadro abaixo, indica a que nível de tensão, em relação à tensão máxima observada nas curvas tensão-deformação, este módulo foi obtido.

<b>Ensaio</b>	<b>Módulos</b>	<b>Faixa (kPa)</b>	<b>Média (kPa)</b>
UU	$E_{u25\%}$	6135 - 19091	7654
	$E_{u50\%}$	3742 - 10244	5106
	$G_{50\%}$	1247 - 3415	1791
CIU	$E_{u25\%}$	6135 - 15689	9353
	$E_{u50\%}$	4060 - 12032	5253
	$G_{50\%}$	1353 - 4010	1750
Ménard*	$E_{uMEN}$	1275 - 3585	1782
	$E_{uMEN 2}$	2970 - 8647	4050
	$G_{MEN}$	1000 - 2887	1352

Quadro 32: módulo de deformabilidade da Argila de Porto Alegre (SOARES, 1997)

Outro solo argiloso, pertencente à cidade de Ijuí, noroeste do Estado, foi estudado por Viecili (2003). Para este solo foram determinados os parâmetros de resistência através de ensaios de cisalhamento direto. Os quadros 33, 34 e 35 apresentam os valores dos limites de Atterberg, índices físicos e a caracterização granulométrica, respectivamente, deste solo.

<b>LL (%)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>IP (%)</b>
59 – 81	47 – 60	12 – 21

Quadro 33: limites de Atterberg da argila de Ijuí (VIECILI, 2003)

<b><math>\gamma_t</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>e_{nat}</math></b>	<b><math>\omega_{nat}</math> (%)</b>
13,7 – 14,8	10,2 – 10,7	28,5 – 29,0	1,71 – 1,79	34,5 – 37,3

Quadro 34: índices físicos da argila de Ijuí (VIECILI, 2003)

Classificação	Frações (mm)	Viecili (2003)
Pedregulho	$60 > \emptyset > 2,0$	0,0
Areia Grossa	$2,0 > \emptyset > 0,6$	0,16
Areia Média	$0,6 > \emptyset > 0,2$	0,72
Areia Fina	$0,2 > \emptyset > 0,06$	4,12
Silte	$0,06 > \emptyset > 0,002$	10,0
Argila	$0,002 > \emptyset$	85,0

Quadro 35: frações granulométricas da argila de Ijuí

As amostras em estado natural, bem como as amostras inundadas foram submetidas a ensaios de cisalhamento direto. Os parâmetros de resistência obtidos constam no quadro 36:

Parâmetro	Natural	Inundado
$c'_{cv}$ (kPa)	48,0 – 51,8	34,4 – 39,1
$\phi'_{cv}$ (°)	38,4 – 41,8	13,5 – 30,3
$c'_{pico}$ (kPa)	47,0 – 56,5	15,8 – 38,9
$\phi'_{pico}$ (°)	19,9 – 22,6	23,2 – 24,1

Quadro 36: resistência ao cisalhamento da argila de Ijuí (VIECILI, 2003)

#### 4.6.1 Argila Compactada

Para a argila de Ijuí – RS, citada no caso natural, Bonafé (2004) determinou os parâmetros de resistência através do ensaio de cisalhamento direto, para amostras compactadas. Os parâmetros de compactação estão apresentados no quadro 37.

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{ótima}$ (%)
14,73	30,0

Quadro 37: parâmetros de compactação da argila de Ijuí (BONAFÉ, 2004)

As amostras compactadas na umidade ótima foram submetidas a ensaios de cisalhamento direto. Os parâmetros de resistência obtidos constam no quadro 38:

Parâmetro	Compactado
$c'_{pico}$ (kPa)	36,7
$\phi'_{pico}$ (°)	32,5

Quadro 38: parâmetros de resistência da argila de Ijuí (BONAFÉ, 2004)

#### 4.6.2 Argila Cimentada

Além da determinação dos parâmetros de resistência da argila descrita no item supracitado, Bonafé (2004) determinou, também, os parâmetros de resistência, através do ensaio de

cisalhamento direto, para amostras compactadas estabilizadas com cal com tempo de cura de 28 dias. Os parâmetros de compactação estão apresentados no quadro 39.

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{\text{ótima}}$ (%)
14,39	32,0

Quadro 39: parâmetros de compactação da argila-cal de Ijuí (BONAFÉ, 2004)

As amostras compactadas na umidade ótima foram submetidas a ensaios de cisalhamento direto. Os parâmetros de resistência obtidos constam no quadro 40:

Parâmetro	Solo-cimentado
$c'_{\text{pico}}$ (kPa)	135,6
$\phi'_{\text{pico}}$ (°)	48,4

Quadro 40: parâmetros de resistência da argila-cal de Ijuí (BONAFÉ, 2004)

A revisão aqui apresentada, acerca de diferentes tipos de solos presentes no Estado do Rio Grande do Sul, não compreende, evidentemente, todos os solos disponíveis nas regiões de potencial interesse em projetos de linhas de transmissão, e sim uma pequena porção de tipos considerados representativos. No entanto, considerou-se satisfatória a amostra adotada para o estabelecimento de limites máximo e mínimo dos parâmetros levantados, para a condução das simulações numéricas, conforme o programa de simulações apresentado no Capítulo 5.

## 5. PROGRAMA DE SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Este capítulo apresenta o programa estabelecido para a condução das simulações numéricas desta dissertação. Inicialmente, serão apresentados os parâmetros geotécnicos e geométricos de interesse neste estudo, determinados a partir da revisão bibliográfica sobre solos regionais e os métodos de capacidade de suporte de estacas sob carregamento lateral. Destes parâmetros, alguns serão tomados como constantes e outros terão uma faixa de variação de valores, configurando as variáveis deste estudo. Após tais definições, será apresentado o programa experimental, com o número de simulações a executar, levando-se em conta as variações relativas dos parâmetros pré-determinados.

### 5.1 PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

Analisando as metodologias apresentadas na revisão da literatura desta dissertação, referentes ao carregamento lateral em fundações profundas, foram observados quais os parâmetros geométricos de maior relevância, os quais estão relacionados a seguir, e representados em duas dimensões na figura 47.

- a) Diâmetro da estaca: é representado pela letra ***D***.
- b) Comprimento da estaca: é o comprimento da superfície do terreno até a ponta da estaca, representado pela letra ***P***.
- c) Relação de forma da estaca: é a relação entre a profundidade ***P*** e o diâmetro ***D*** da estaca (***P/D***).
- d) Excentricidade da estaca: é a porção da estaca que não está embutida no solo, na qual será aplicado o carregamento. É representado pela letra ***e<sub>x</sub>***. A excentricidade será variável fixa neste estudo.



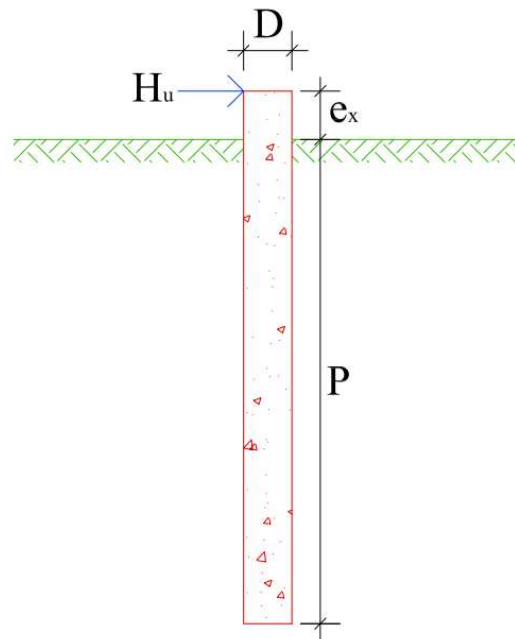


Figura 47: parâmetros geométricos da estaca adotados no carregamento lateral

A partir dos mecanismos de ruptura e diagramas de solicitações apresentados na revisão bibliográfica (BROMS, 1964), observou-se que a região mais solicitada do solo, quando uma fundação profunda é submetida a um carregamento lateral, se encontra no terço superior da estaca, ou seja, onde o elemento estrutural apresenta os maiores momentos, e o solo os maiores deslocamentos. Para melhoria das propriedades do solo nesta região, pode se efetuar um tratamento com adição de agentes cimentantes, resultando num material mais rígido e resistente, com melhor capacidade de absorver as solicitações. Por isto, definiram-se variáveis geométricas relacionadas à abrangência da região de tratamento, ilustradas na figura 48 e apresentadas a seguir.

- a) Diâmetro da camada cimentada: é representado pela letra  $d_{cim}$ . O centro da camada cimentada circular é coincidente com o eixo da estaca.
- b) Espessura da camada cimentada: é medida em relação à superfície e representada pela letra  $e_{cim}$ .
- c) Relação de espessura da camada cimentada: é a relação entre a profundidade da estaca  $P$  e a espessura da camada cimentada  $e_{cim}$  ( $P/e_{cim}$ ).

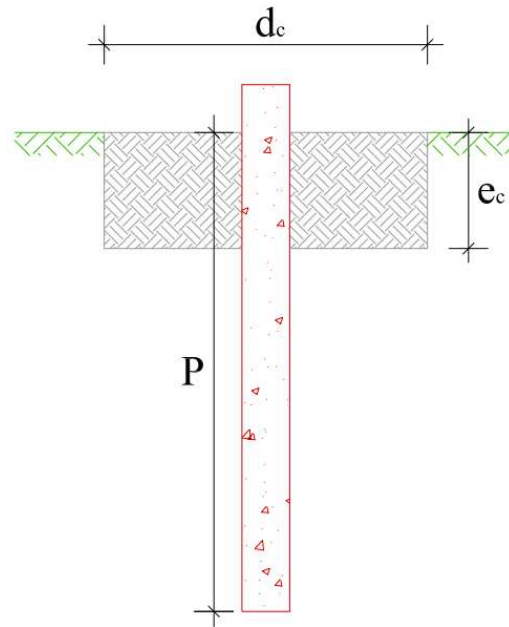


Figura 48: parâmetros geométricos da camada tratada adotados no carregamento lateral

Convém salientar que a avaliação da influência do tratamento da camada de solo será realizada através de simulações considerando uma única configuração geométrica da estaca ( $P/D$ ).

O quadro 41 apresenta as faixas de variação de cada parâmetro, para simulação numérica do comportamento de estacas sob carregamento lateral.

Parâmetro	Faixa Variação
$D$ (m)	0,5 / 1,0
$P$ (m)	4,0 / 10,0
$P/D$	4,0 / 8,0 / 10,0 / 20,0
$e_x$ (m)	0,5
$d_{cim}$ (m)	1,0 / 2,0 / 3,0 / 4,0
$e_{cim}$ (m)	0,5 / 1,0

Quadro 41: faixas de variação de parâmetros geométricos adotados

## 5.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geotécnicos escolhidos para representar o comportamento dos solos nas simulações numéricas foram adotados de acordo com os parâmetros de alimentação aos métodos de determinação de capacidade de carga apresentados na revisão bibliográfica, bem como com o modelo constitutivo a ser utilizado. Os parâmetros constitutivos são ângulo de atrito interno efetivo  $\phi'$ , coesão  $c$ , módulo de Young  $E$ , coeficiente de Poisson  $\nu$ . Note-se que o módulo de Young ao qual este trabalho se refere é o *operacional*, ou seja, de acordo com a

solicitação e o comportamento esperado em campo, o engenheiro deverá adotar um valor de módulo coerente.

O quadro 42 apresenta as faixas de parâmetros obtidas a partir da revisão da literatura sobre solos gaúchos; a partir destes valores serão determinadas as variações utilizadas nas simulações consideradas neste estudo.

Solo		Parâmetros Geotécnicos			
Categoria	Condição	Ângulo de Atrito Interno (°)	Coesão (kPa)	Módulo de Young (MPa)	Coefficiente de Poisson
	Natural	32,5 – 37,0	0	50 – 150	0,20 – 0,4
Areia	Compactado	32,5 – 37,0	0	50 – 150	0,20 – 0,4
	Cimentado	27,3 – 38,3	102,7 – 346,0	700 – 6000	0,20 – 0,4
	Natural	24,0 – 38,7	7,0 – 68,5	17 – 180	0,2 – 0,3
Areia – Silte	Compactado	28,7 – 35,0	3,5 – 9,9	15 – 80	0,2 – 0,3
	Cimentado	35,7 – 46,5	123 – 390	300 – 2500	0,2 – 0,3
	Natural	46,0	0 – 15	-	0,3 – 0,35
Silte	Compactado	46,0	0 – 15	-	0,3 – 0,35
	Cimentado	-	-	-	0,3 – 0,35
	Natural	26 – 36,9	3,6 – 17	36 – 53	0,20
Silte – Argila	Compactado	25,8 – 36,9	0 – 13,9	32 – 60	0,20
	Cimentado	27	47,9	131 – 231	0,20
	Natural	18,3 – 29	47 – 56,5	1,3 – 19	0,1 – 0,4
Argila	Compactado	32,5	36,7	-	0,1 – 0,5
	Cimentado	48,4	135,6	-	0,1 – 0,5

Quadro 42: faixas de variação de parâmetros geotécnicos obtidos na revisão

Os valores de parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito interno apresentados se referem a valores de pico. As faixas de valores para os módulos de deformabilidade foram restritas a estados de tensões mais baixos, ou seja, os módulos foram extraídos de ensaios com tensão de confinamento efetivo de até 400kPa. Para alguns tipos de solo na condição compactada e cimentada não foram encontrados módulos de deformabilidade.

Observando-se as faixas de valores obtidas para os solos analisados, nas condições natural e compactada, optou-se por realizar as simulações com uma única faixa de variação de valores, que abranja os parâmetros dos solos apresentados no Capítulo 4. As variações relativas entre parâmetros contemplarão todas as combinações possíveis com a faixa de parâmetros utilizada. Desta forma, evita-se a redundância do processo de simulações, otimizando as análises. Cabe salientar que o coeficiente de Poisson adotado para a condução das simulações no caso de solo natural e compactado será constante, igual a 0,2. Este valor foi considerado representativo dos tipos de solos analisados, pois todas as faixas de coeficiente de Poisson

apresentadas contêm este valor. Ainda, segundo Schnaid (2009), este é um valor usual em simulações numéricas do comportamento drenado de solos em geral.

As novas faixas de variação adotadas estão apresentadas nos quadros ilustrados na figura 50, no item 5.4, ao final deste capítulo, a qual apresenta o resumo do programa de simulações a ser realizado nesta pesquisa. O programa de simulações completo encontra-se no **Anexo A** desta dissertação.

### 5.3 SOLICITAÇÕES E VARIÁVEIS DE RESPOSTA

Fundações profundas, quando utilizadas em torres de transmissão e postes de concreto, são usualmente submetidas a carregamentos horizontais  $H$  que variam entre valores da ordem de 30 kN e 300 kN, conforme a revisão apresentada. Muitas vezes, o desempenho da estrutura não está relacionado diretamente à carga máxima de ruptura do solo ou elemento estrutural, e sim aos deslocamentos máximos admissíveis, como critério de projeto. Havendo um valor definido de deslocamento máximo a que se possa chegar, é desejável conhecer a resistência do conjunto nesta configuração.

Nas simulações conduzidas nesta dissertação, optou-se por aplicar um deslocamento horizontal máximo pré-definido ao topo das estacas, cujo valor é igual à 3% do diâmetro da estaca. Para a construção dos gráficos de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do solo, foi extraído, de cada simulação, a força de reação horizontal equivalente no nó onde foi aplicado o deslocamento (ponto 1), bem como o deslocamento horizontal da porção mais superficial do solo (ponto 2). Tais pontos estão grifados na figura 49, sobre o modelo geométrico estabelecido para as simulações.

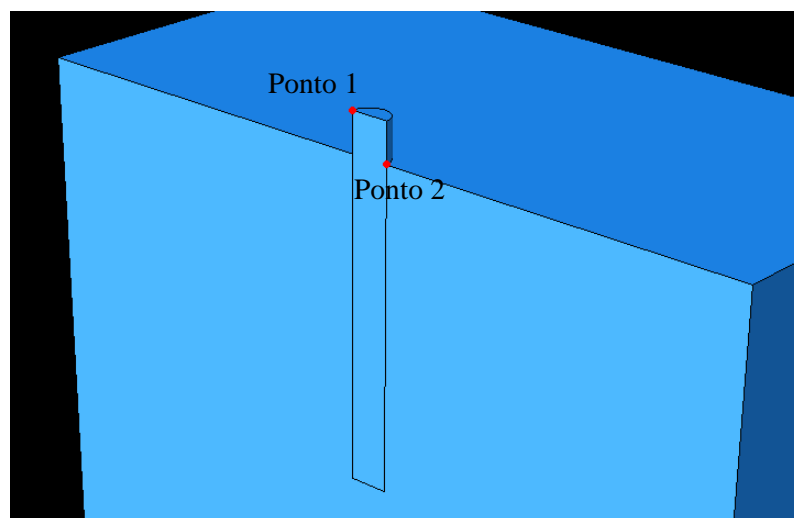


Figura 49: Pontos de coleta de dados de saída das simulações

As variáveis de resposta obtidas a partir das simulações numéricas serão apresentadas em relação à variação das propriedades apresentadas neste capítulo, durante a análise paramétrica. Ainda, será realizada uma avaliação qualitativa das tensões geradas na massa de solo e na estaca, de forma a identificar numericamente as regiões mais críticas do sistema de fundação, corroborando a hipótese feita a partir dos métodos analíticos, de que a região mais solicitada se concentra no terço superior da estaca.

#### 5.4 PANORAMA DAS SIMULAÇÕES

Este item apresenta o resumo de todas as simulações que serão realizadas nesta dissertação. A figura 50 apresenta o panorama das simulações numéricas que serão realizadas neste estudo, no caso de solos sem e com reforço. Em cada quadro ilustrado, consta o nome da variável e os valores adotados nas simulações, de acordo com o número de combinações estabelecido na coluna anterior. Quando a variável for considerada fixa (por exemplo, coeficiente de Poisson), o número de combinações é unitário. Ao final de cada quadro ilustrado, consta o número total de simulações.

O total de simulações desta pesquisa é de **612**, contemplando as situações com e sem cimentação. Os valores máximo e mínimo adotados para as variáveis chave abrangem o espectro apresentado pelos solos avaliados nessa revisão bibliográfica, portanto, como as haverá variação cruzada de parâmetros, todas as situações apresentadas no quadro 42 serão contemplados.

A matriz completa de simulações numéricas desta dissertação está no **Anexo A** desta dissertação. Nela constam os valores dos parâmetros de entrada em cada simulação, conjuntamente com os valores das variáveis-resposta adimensionalizados.

<b>SIMULAÇÕES EM SOLO NATURAL</b>			
<i>Parâmetros Geotécnicos</i>		<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Módulo de Young (MPa)	$E$	<b>3</b>	50 / 250 / 500
Ângulo de Atrito Interno (graus )	$\phi$	<b>4</b>	25 / 30 / 35 / 40
Coesão (kPa)	$c$	<b>4</b>	02 / 20 / 40 / 60
Dilatância (% de $\phi'$ )	$\psi$	<b>3</b>	0 / 25 / 50
Coeficiente de Poisson	$\nu$	<b>1</b>	0.2
<i>Parâmetros Geométricos</i>		<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Diâmetro da Estaca (m)	$D$	<b>2</b>	0.5 / 1.0
Comprimento da Estaca (m)	$P$	<b>2</b>	4.0 / 10.0
Relação de Forma da Estaca (esbeltez)	$P/D$	<b>4</b>	4.0 / 8.0 / 10.0 / 20.0
Excentricidade da Estaca (m)	$e_x$	<b>1</b>	0.5
<i>Solicitação Aplicada ao Sistema</i>		<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Deflexão no Topo da Estaca (% D)	$y_{rel}$	<b>2</b>	1.0 / 3.0
<b>NÚMERO TOTAL DE SIMULAÇÕES</b>			<b>576</b>

<b>SIMULAÇÕES EM SOLO COM CAMADA CIMENTADA</b>			
<i>Parâmetros Geotécnicos</i>		<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Módulo de Young - Solo (MPa)	$E$	<b>1</b>	250
Módulo de Young - Solo Cimentado (MPa)	$E_{cim}$	<b>1</b>	3000
Ângulo de Atrito Interno - Solo (°)	$\phi$	<b>1</b>	25
Ângulo de Atrito Interno - Solo Cimentado (°)	$\phi_{cim}$	<b>1</b>	45
Coesão - Solo (kPa)	$c$	<b>1</b>	20
Coesão - Solo Cimentado (kPa)	$c_{cim}$	<b>3</b>	100 / 200 / 300
Coeficiente de Poisson - Solo	$\nu$	<b>1</b>	0.2
Coeficiente de Poisson - Solo Cimentado	$\nu_{cim}$	<b>1</b>	0.2
<i>Parâmetros Geométricos</i>		<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Diâmetro da Estaca (m)	$D$	<b>1</b>	0.5
Comprimento da Estaca (m)	$P$	<b>1</b>	4.0
Relação de Forma da Estaca	$P/D$	<b>1</b>	8.0
Excentricidade da Estaca (m)	$e_x$	<b>1</b>	0.5
Diâmetro da Camada Cimentada (m)	$d_{cim}$	<b>4</b>	1.0 / 2.0 / 3.0 / 4.0
Espessura da Camada Cimentada (m)	$e_{cim}$	<b>3</b>	0.33 / 0.5 / 1.0
Rel. de Espessura da Camada Cimentada *	$P/e_{cim}$	<b>3</b>	4.0 / 8.0 / 12.0
<i>Carregamentos</i>		<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Deflexão da Estaca (m) (% D)	$y_{rel}$	<b>2</b>	<b>1.0 / 3.0</b>
<b>NÚMERO TOTAL DE SIMULAÇÕES</b>			<b>36</b>

Figura 50: panorama das simulações numéricas (a) solo sem reforço; (b) solo com camada cimentada

## 6. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO SOLO-ESTRUTURA

Este capítulo apresenta uma breve revisão acerca do modelo numérico utilizado nesta dissertação para a simulação do comportamento solo-estrutura. A abordagem parte de uma conceituação teórica básica do Método dos Elementos Finitos e vai até a descrição e validação do software utilizado nas simulações numéricas. Ainda, no decorrer deste capítulo serão apresentados detalhes da construção dos modelos geomecânicos utilizados nas simulações, como os elementos finitos utilizados, o refinamento das malhas, atribuição de propriedades de contato e condições de contorno.

### 6.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos pode ser descrito, do ponto de vista matemático, como uma técnica que permite aproximar as equações diferenciais não lineares que controlam o comportamento de um meio contínuo, por um sistema de equações algébricas que relacionam um número finito de variáveis (ZIENKIEWICZ, 1977 apud MÁNTARAS, 1995). O macro domínio em estudo é discretizado em sub domínios, conectados por pontos nodais. Estes elementos que compõe os subdomínios são os chamados elementos finitos, e podem apresentar formatos variados como hexaedros e tetraedros, em caso de modelagem 3D.

Para solucionar o problema, devem ser satisfeitas três condições, tanto a nível local (no elemento) e global (em todo corpo):

- a) equilíbrio de forças
- b) compatibilidade dos deslocamentos
- c) relações tensão-deformação do material

A estrutura é aproximada por variáveis primárias, compostas por forças ou deslocamentos. Após determinadas, as variáveis secundárias (por exemplo deformações ou tensões) serão calculadas no interior de cada elemento. O estudo do problema tensão-deformação pode ser abordado de duas formas distintas, de acordo com a variável definida como incógnita do problema: tensão ou deformação. Através da formulação de equilíbrio de forças, os pontos

nodais são submetidos a deslocamentos conhecidos e calculam-se as forças nestes pontos através do sistema de equações algébricas. Pela formulação de compatibilidade de deslocamentos, as forças nos pontos nodais são conhecidas, sendo obtidos os deslocamentos nestes pontos.

Para demonstrar de forma simplificada o funcionamento do método, será considerado na explicação a seguir um material de comportamento elástico (linear ou não). O algoritmo utilizado consiste em resolver a equação 109, mediante formulação de compatibilidade de deslocamentos.

$$[R] = [K] \cdot [\delta] \quad (\text{equação 109})$$

onde:

[R]: vetor de cargas nodais aplicadas;

[K]: matriz de rigidez global;

[ $\delta$ ]: vetor de deslocamentos nodais dos elementos .

A matriz de rigidez [K] está composta pela integração das matrizes de rigidez de cada elemento: [ $K_i$ ], conforme apresenta a integral, sobre o domínio V, da equação 110.

$$\int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dV \quad (\text{equação 110})$$

onde:

[D]: matriz de constantes elásticas do material

[B]: matriz que relaciona deslocamentos nodais com deformações. Todos seus elementos são função das coordenadas dos nós do elemento;

Através da inversão da matriz de rigidez, podem ser obtidos os deslocamentos nodais conforme se observa na equação 111.

$$[\delta] = [K]^{-1} \cdot [R] \quad (\text{equação 111})$$

Finalmente, as deformações [ $\epsilon$ ] e as tensões [ $\sigma$ ] podem ser obtidas nos pontos de integração do elemento, através das relações apresentadas nas equações 112 e 113. Cabe salientar que o número de pontos de integração dentro de cada elemento irá determinar a precisão dos resultados obtidos e o tempo computacional demandado, dependendo do refinamento da malha de elementos finitos.

$$[\epsilon] = [B] \cdot [\delta] \quad (\text{equação 112})$$



$$[\sigma] = [D] \cdot [\varepsilon] \quad (\text{equação 113})$$

Quando  $[D]$  é dependente de  $[\delta]$ , o modelo apresenta comportamento tensão-deformação não linear. Os problemas não lineares podem ser resolvidos através da utilização de métodos numéricos que, por exemplo, desdobrem o sistema não linear em outros sistemas lineares, que podem ser resolvidos de forma direta ou iterativa.

Os casos estudados nesta dissertação se tratam de problemas não lineares, que utilizam o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para representar a plasticidade do solo. Neste caso, utilizou-se do Método de Newton (método iterativo), implementado no software ABAQUS, para resolução dos sistemas de equações não lineares. Este método converge para a solução a partir da aplicação da derivada da função em um ponto qualquer, seguindo da determinação da interseção desta reta tangente com o eixo das abscissas, levando a um novo valor de ordenada, a partir do qual será calculada uma nova inclinação, repetindo-se o processo até que se atinja a convergência. Da diferenciação da função não linear, resultam funções lineares que são resolvidas pelo programa ABAQUS utilizando-se do método da eliminação de Gauss (método direto).

A descrição detalhada e dedução das equações intrínsecas aos métodos citados neste item, bem como do Método dos Elementos Finitos, não é o objetivo deste estudo. Tais considerações podem ser encontradas em obras como Zienkiewicz (1977), Assan (2003) e Bortoli et al. (2001).

## 6.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O SOFTWARE ABAQUS

O software ABAQUS é um programa de simulação numérica de comportamento de materiais em elementos finitos. É considerado de grande versatilidade, sendo utilizado em várias áreas da engenharia, apresentando crescente uso, em particular, na Geotecnia. Tal crescimento pode ser observado em publicações recentes na área de simulações numéricas em solos, como se pode encontrar na obra de Helwany (2007), onde existem diversas aplicações geotécnicas.

O programa ABAQUS subdivide-se basicamente em três módulos principais, cuja descrição foi extraída de ABAQUS (2009):

- a) ABAQUS/CAE (*Complete ABAQUS Environment*): é a interface gráfica do software, onde é possível desenvolver os modelos geométricos e atribuir suas propriedades materiais, bem como realizar a montagem de cada parte do modelo. Neste módulo são atribuídas as condições de contorno e carregamentos, bem como as malhas de elementos finitos, com suas propriedades. Ainda, a verificação da qualidade dos elementos da malha, bem

como o gerenciamento das simulações e a visualização dos resultados são realizados nesta interface.

- b) *ABAQUS/Standard*: é o módulo de solução mais geral do software, capaz de resolver problemas lineares e não lineares de forma implícita, ou seja, resolvendo os sistemas de equações em cada incremento do processo de solução. A técnica de solução é baseada na matriz de rigidez do modelo, e é incondicionalmente estável (pois chega na solução exata). Este é um método mais exato, e que possui mais recursos no programa, como maior número de elementos disponíveis e robustez na resolução de problemas de contato. Entretanto, por ser um método mais exato, demanda mais tempo computacional para a resolução do problema. É indicado para análises estáticas e dinâmicas lineares ou com níveis discretos de não-linearidade.
- c) *ABAQUS/Explicit*: é um módulo de solução especial, desenvolvido para a resolução mais rápida de problemas dinâmicos com grandes deformações e deslocamentos, como casos de impacto, por exemplo. Enquanto o *Standard* faz iterações para determinar a solução, o *Explicit* determina a solução sem iterações, através da previsão com um método de integração explícita, do próximo estado cinemático a partir do estado obtido no incremento anterior. Requer menor esforço computacional, porém, é um método condicionalmente estável, apresentando maiores problemas de convergência que o *Standard*.

Neste estudo foram utilizados os módulos *ABAQUS/CAE* e *ABAQUS/Standard* para a concepção dos modelos numéricos e resolução dos problemas, respectivamente.

A simulação numérica de solos demonstra caráter diferenciado em relação à simulação de estruturas compostas por materiais “convencionais” como aço e concreto, pois na maioria das situações, a resposta real do solo não pode ser aproximada por leis constitutivas lineares-elásticas, uma vez que a resistência e a deformabilidade do solo são dependentes, também, de variáveis plásticas, conforme apresentado nos capítulos anteriores. Neste contexto, observa-se a importância de aspectos como: a entrada criteriosa de parâmetros ao software e a construção de um modelo numérico apropriado, resultando em simulações mais realistas.

Simulação de problemas de interação solo-estrutura apresentam algumas características críticas, que devem ser observadas no momento da construção do modelo em elementos finitos, conjuntamente com a escolha do modelo constitutivo e malhas apropriados. Neste estudo de carregamento lateral em estacas, foram estabelecidos alguns aspectos de maior relevância, no que se refere a construção do modelo geomecânico, como a consideração de contato entre solo e estaca e das tensões geostáticas do solo. Tais aspectos serão apresentados

nos itens posteriores, além de outros aspectos relacionados à construção da malha e escolha do modelo constitutivo apropriado.

### 6.2.1 Condições de Contato

A lógica da definição do contato no ABAQUS consiste na identificação das superfícies dos corpos que estão ou estarão em contato em determinado momento da simulação, criação de uma interação entre as duas superfícies – ou seja, ditar a forma como os elementos finitos vão se comportar diante do contato, e atribuição de uma propriedade de contato a ser utilizada ao longo da interação (normal e tangencial). Uma vez definidas todas estas etapas, o software é capaz de reconhecer quando dois corpos estão ou não em contato e, de acordo com as propriedades de interação pré-estabelecidos, o sistema irá reagir de forma conjunta aos estímulos externos. Nos itens a seguir, apresenta-se de forma resumida o mecanismo de aplicação de contato utilizado pelo software ABAQUS.

#### 6.2.1.1 Discretização das Superfícies de Contato

No ABAQUS há duas técnicas de discretização das superfícies para consideração de contato: *Nó-Superfície* (N-S) e *Superfície-Superfície* (S-S). Em ambos casos, deve-se adotar uma superfície como *Mestre* e outra como *Escrava*, conforme ilustra a Figura 51. Esta definição é importante pois cada superfície será avaliada de forma diferente pelo programa, dependendo da técnica de discretização adotada. De forma geral, pode-se dizer que a superfície *Mestre* é aquela que irá governar a aplicação do contato, pois irá ditar o comportamento da superfície *Escrava* durante a interação solo-estrutura. Neste estudo a superfície *Mestre* escolhida foi a da **estaca** e a superfície *Escrava* foi a do **solo** circundante, pelas razões explicitadas na sequência deste estudo.

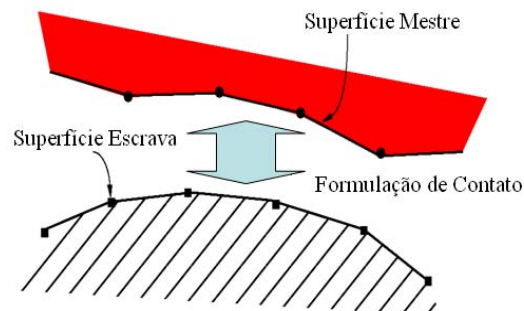


Figura 51: interação entre superfícies de contato (adaptado de ABAQUS, 2009)

A discretização N-S consiste na interação entre os nós dos elementos da superfície *Escrava* e a superfície propriamente dita da *Mestre*. Quando se refere à superfície, se quer falar do conjunto de áreas formado pela superfície externa dos elementos que compõe a malha da região que obterá contato. Com esta técnica, a aplicação do contato é considerada uma

operação discretizada que ocorre de forma individual e isolada em cada nó da superfície *Escrava*. Um dos problemas da técnica N-S é a maior possibilidade de penetração da superfície *Mestre* na superfície *Escrava*, em regiões de refinamento crítico desta última, o que pode causar uma transmissão de pressão de contato não realística pois nem toda área de contato está sendo contemplada. Para evitar este problema, deve-se refinar satisfatoriamente a malha da região de contato nodal, de forma que não hajam regiões muito “abertas” na superfície *Escrava*, o que permitiria tais penetrações. Esta técnica requer, portando, uma superfície *Escrava* mais refinada que a *Mestre*. Ainda, é recomendável que o corpo mais rígido possua a superfície *Mestre*, pois os elementos da *Escrava*, menos rígidos, irão se deformar segundo a superfície mais rígida (ABAQUS, 2009).

A discretização S-S considera ambas superfícies de contato, de forma contínua. A probabilidade de penetração da superfície *Mestre* na *Escrava* é menor, pois ambas regiões estão bem definidas. Por isso, neste caso, o refinamento da malha não é tão relevante na convergência da pressão de contato quanto no caso N-S. Contudo, o maior refinamento ainda deve permanecer na malha *Escrava*, evitando aumentos de custo computacional. As aberturas (distância entre superfícies que não estão em contato) ou penetrações (sobreposição das superfícies de contato) são medidas de acordo com a direção normal da superfície *Escrava*. Esta superfície também é a que governa a direção da aplicação das leis de reação normal e tangencial. Por considerar as superfícies de forma não-discretizada, esta técnica apresenta melhores resultados na transmissão da pressão de contato, pois esta ocorre de forma mais uniforme (ABAQUS, 2009). Pelas vantagens apresentadas, em termos de acurácia, a técnica adotada neste estudo foi a de *Superfície-Superfície* (S-S).

Convém grifar que, durante as iterações onde existam contatos ativos, ou seja, onde as superfícies não estejam separadas, em geral ocorre uma inter-penetração inicial das superfícies (a *Mestre* penetra na *Escrava*). Esta penetração é corrigida ao longo das iterações, de acordo com uma tolerância pré-estabelecida pelo usuário, ou pelo *default* do programa. A medida que a tolerância à penetração diminui, o esforço computacional aumenta, pois será necessário um número maior de iterações para corrigir a sobreposição indesejada. Todavia, menores tolerâncias geram resultados mais fiáveis. A correção de penetração ocorre com o reposicionamento da superfície *Escrava*., através da aplicação de uma pressão equivalente, calculada de acordo com o algoritmo escolhido, apresentado no item seguinte.

#### 6.2.1.2 Propriedades de Contato – Aplicação das Restrições

O contato pode ser visto, de forma geral, como uma condição de contorno flutuante no modelo: ora ela está ativa, quando os elementos se tocam, ora está inativa, quando os elementos estão separados. Quando entram em contato, algumas propriedades pré-estabelecidas são acionadas, aplicadas com o método de restrição selecionado. Definidas as

tolerâncias de penetração, deve-se escolher o método de restrição para atingir o objetivo físico especificado, que relacione penetração com pressão de contato – a função que define tal relação é o que diferencia os métodos. Neste estudo foram atribuídas propriedades *normais* e *tangenciais* de contato, implementadas através do método direto (utilizando o multiplicador de Lagrange) denominado *Hard Contact* e o método da penalidade (*Penalty Method*), respectivamente.

O método direto (*Hard Contact*) não utiliza uma função suave que defina penetração x pressão de contato, como o nome sugere, a partir do instante em que contato é constatado, a pressão é aplicada imediatamente (penetração praticamente nula). A pressão aplicada é aquela necessária para que a superfície *Escrava* atinja a posição especificada através do valor de penetração limite estabelecido (ABAQUS, 2009). A figura 52 apresenta graficamente o significado deste método.

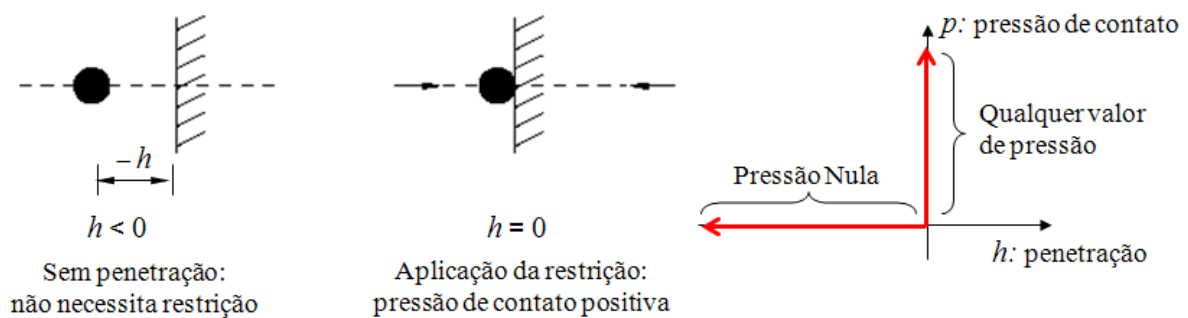


Figura 52: método direto de contato – *Hard Contact* (adaptado de ABAQUS, 2009)

Além do método direto, existem outros tipos de *Hard Contact*, porém com certo grau de penetração admissível (penalidade). Isto torna a convergência mais rápida, pois exige menor esforço computacional a cada passo de carregamento. Entretanto, nesta pesquisa adotou-se a situação de penetração nula, visando a representação mais realística do comportamento solo-estrutura.

O método de fricção de Coulomb (utilizando coeficiente de fricção) foi o escolhido para a representação do comportamento tangencial entre solo e estaca. O ABAQUS oferece alguns métodos desde rugosidade perfeita até ausência completa de fricção, contudo, optou-se por utilizar o modelo de fricção isotrópica de Coulomb (equação 114), sem definição de tensão tangencial máxima (penalidade zero), com coeficiente de fricção igual a 0,15, de acordo com o trabalho de Aguiar (2007), que utilizou o mesmo coeficiente na simulação numérica do comportamento de estacas.

$$\tau_{crit} = \mu \cdot p_c \quad (\text{equação 114})$$

onde:

$\tau_{crit}$ : tensão tangencial crítica

$\mu$ : coeficiente de fricção

$p_c$ : pressão de contato

Tendo sido estabelecido o contato no modelo, pode-se ainda melhorar o processo de iteração, fornecendo algumas informações ao modelo para que este convirja de forma mais eficiente. Por exemplo, a remoção de penetração pode se dar gradualmente ao longo das iterações, à medida que os sub-passos vão ocorrendo (cada passo de sollicitação é subdividido em sub-passos de tamanho ajustável). Outra informação importante é o tamanho dos deslocamentos relativos (deslizamentos) que se espera entre as estruturas envolvidas: caso sejam pequenos (*small sliding*) isto pode provocar ganhos computacionais, caso contrário, são finitos (*finite sliding*), que é o caso mais geral. No caso desta pesquisa, foram acionados os ajustes graduais para remoção de penetração, e os deslocamentos foram definidos como finitos, ou seja, não são pequenos a ponto de serem desprezados.

### 6.2.2 Esforços Geostáticos

Para que o comportamento das simulações fosse o mais próximo possível da realidade, houve necessidade de se considerar o efeito da ação gravitacional na massa de solo considerada. O software ABAQUS considera a ação da gravidade como um carregamento, que é aplicado em um passo (*step*) próprio, logo após a atribuição do contato. Os materiais somente são sensíveis à ação da gravidade quando possuem uma densidade, a qual foi atribuída ao solo e à estaca, sendo consideradas como parâmetros constantes neste estudo, conforme apresentado no capítulo do programa de simulações numéricas. A imagem apresentada na figura 53 demonstra o crescimento das tensões verticais no solo com a profundidade após a aplicação do campo gravitacional sobre uma porção de solo de base 20m x 40m e altura 40m. Considerando o peso específico natural do solo 17 kN/m<sup>3</sup>, a tensão geostática à profundidade de 40 m é igual a 680 kN/m<sup>2</sup>. Na figura, observa-se que a tensão geostática vertical atinge o valor de 672 kN/m<sup>2</sup> à profundidade de 40 m, muito próximo do valor teórico. Cabe salientar que a aplicação do campo gravitacional gerou deslocamentos verticais na massa de solo considerada, porém os valores foram muito pequenos, e por isso foram desconsiderados neste estudo.

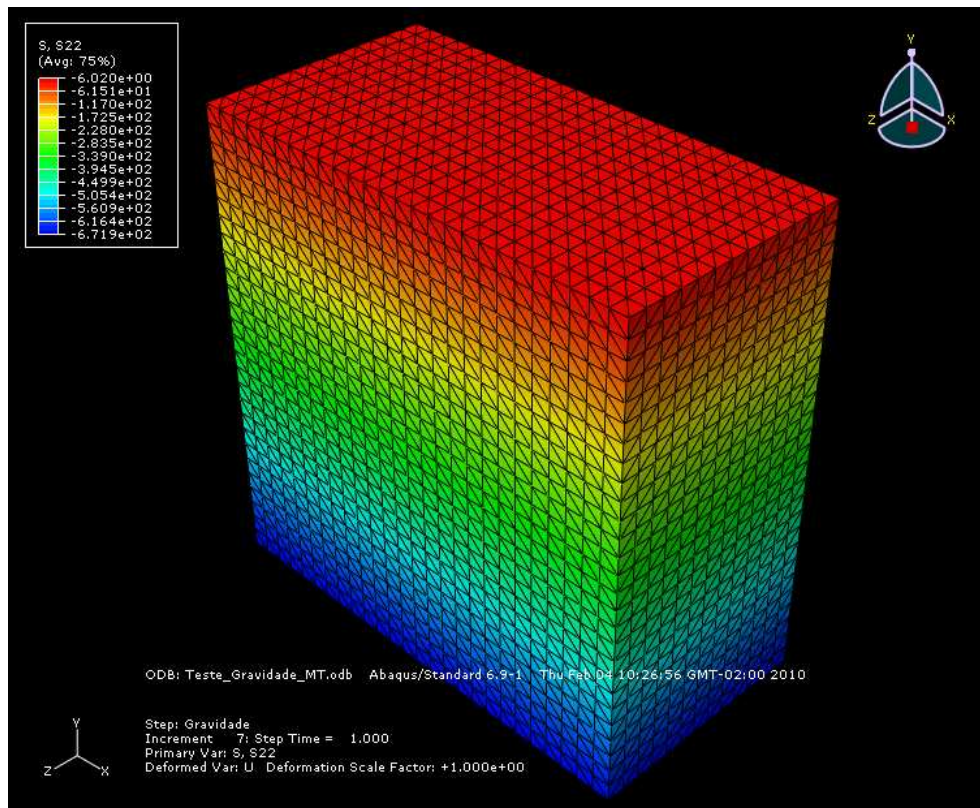


Figura 53: simulação numérica das tensões geostáticas

As tensões horizontais produzidas pelo software levaram ao valor de  $K_0$  (coeficiente de empuxo ao repouso) igual a 0,25. Teoricamente, este valor pode ser obtido a partir do coeficiente de Poisson do solo, conforme a equação 115, em elasticidade.

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{equação 115})$$

O coeficiente de Poisson igual a 0,2 (adotado como constante nas simulações deste estudo) produz uma estimativa de  $K_0$  igual a 0,25, plenamente concordante com o valor obtido através da simulação.

A aplicação da força gravitacional, para produção da variação do estado de tensões com a profundidade, é importante pois este estudo trata de fundações profundas, e é sabido que o nível de tensões de confinamento afeta significativamente a resistência dos solos, conforme demonstrado no item de validação do software, através de ensaios triaxiais.

### 6.2.3 Leis Constitutivas Elástica e Perfeitamente Plástica

Para a representação do comportamento dos materiais envolvidos nas simulações deste estudo – concreto e solo – foram adotados os modelos elástico, para a estaca, e elástico-perfeitamente plástico para o solo, utilizando-se o critério de plastificação de Mohr-Coulomb.

Para a estaca, os parâmetros de entrada ao modelo foram os parâmetros elásticos Módulo de Young  $E$  e Coeficiente de Poisson  $\nu$ . Ainda, para a consideração do peso próprio da estaca, devido à aplicação do campo gravitacional, foi atribuída uma densidade  $\rho$ . Os valores destes parâmetros para a estaca permaneceram constantes para todas as simulações, uma vez que o comportamento do solo mediante carregamento lateral dessas estruturas é o que se deseja obter. O quadro 43 apresenta os valores adotados, considerando a estaca composta de concreto com  $f_{ck} = 25,0$  MPa, e foram calculados de acordo com Metha et al. (1994).

Parâmetro	Valor
Módulo de Young – $E$ (MPa)	23000
Coeficiente de Poisson – $\nu$	0,15
Densidade – $\rho$	2,5

Quadro 43: parâmetros do concreto adotado na estaca

O modelo de Mohr-Coulomb já foi apresentado neste trabalho, tendo sido escolhido para a condução das simulações principalmente por ser um modelo amplamente utilizado na comunidade geotécnica, e também por apresentar como variáveis de entrada no software ABAQUS os parâmetros de resistência levantados na revisão da literatura sobre os solos regionais (parâmetros de Mohr-Coulomb).

Durante o período de determinação do modelo, cogitou-se a possibilidade da adoção do critério de plastificação de Drucker-Prager, pois os parâmetros de alimentação estariam diretamente relacionados aos parâmetros de Mohr-Coulomb (levantados para o solo), e a superfície de plastificação apresenta um formato pouco mais próximo da realidade no que se refere às diferentes trajetórias de tensão (de descarregamento axial, por exemplo). No entanto, é recomendado, pelo próprio software (ABAQUS, 2009), que a diferença entre as superfícies pode ser absorvida pela transição de parâmetros de Mohr-Coulomb para Drucker-Prager apenas para ângulos de atrito inferiores à  $22^\circ$ . Esta limitação ocasionou o descarte imediato deste modelo, pois o espectro de ângulos de atrito desta pesquisa supera o valor citado. Antes de se proceder às simulações numéricas de carregamento lateral, foi realizada uma ampla verificação da validade do modelo (e do software), através de simulações de ensaios triaxiais, conforme é apresentado ainda neste capítulo.

Diante da solicitação, o solo percorre uma trajetória elástico-linear até atingir a superfície de Plastificação, de acordo com parâmetros elásticos Módulo de Young  $E$  e Coeficiente de Poisson  $\nu$ , extraídos da revisão bibliográfica, e apresentados no Capítulo 6 desta dissertação. Os parâmetros de plasticidade considerados pelo modelo plástico são ângulo de atrito interno  $\phi$ , coesão efetiva  $c'$  e dilatância  $\psi$ , em fluxo não-associado, e também serão apresentados no Programa de Simulações Numéricas. Segundo ABAQUS (2009), o modelo de Mohr-Coulomb



implementado no programa de elementos finitos é capaz de considerar estas variáveis conjuntamente com regras de hardening isotrópico, no entanto, o hardening não será considerado neste estudo, sendo adotado comportamento perfeitamente plástico para todas as simulações.

#### 6.2.4 Malhas de Elementos Finitos e Condições de Contorno

Foram adotadas malhas diferenciadas para a simulação da estaca e do solo. Esta diferença está relacionada unicamente à geometria dos modelos da estaca e do solo, utilizando-se elementos finitos que melhor se adaptassem à forma, através da utilização do gerador de malha do ABAQUS. Na estaca utilizou-se o elemento hexaédrico “C3D8R”, de oito nós, com um ponto de integração, interpolação linear. No bloco de solo, devido à geometria menos regular, optou-se pelo uso de elementos tetraédricos “C3D4”, de quatro nós e interpolação linear. A figura 54 apresenta esquematicamente os elementos finitos utilizados nos modelos.

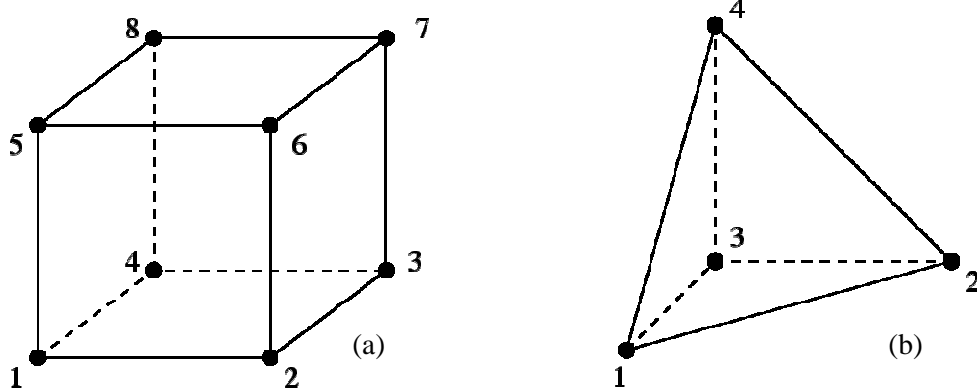


Figura 54: elementos finitos utilizados: (a) hexaédrico; (b) tetraédrico

Optou-se pela interpolação linear e integração reduzida (um ponto de integração) pois reduz significativamente o tempo computacional das simulações. Para que não houvesse prejuízo da qualidade dos resultados, em virtude das simplificações, as malhas foram amplamente refinadas nas regiões de maior solicitação: no solo ao redor da estaca e na própria fundação.

Diferentes modelos geométricos foram simulados, para que se pudesse avaliar o efeito da geometria da fundação no carregamento lateral. Os modelos geométricos construídos se referem à metade do conjunto solo estaca, como mostra a figura 55, considerando que o problema de carregamento lateral é simétrico em relação ao plano seccional. Para que não houvesse interferência das bordas do modelo sobre o comportamento da estaca, para cada modelo construído foi analisado o alcance dos efeitos do carregamento lateral na pior condição de solo, garantindo a qualidade de todos os modelos.

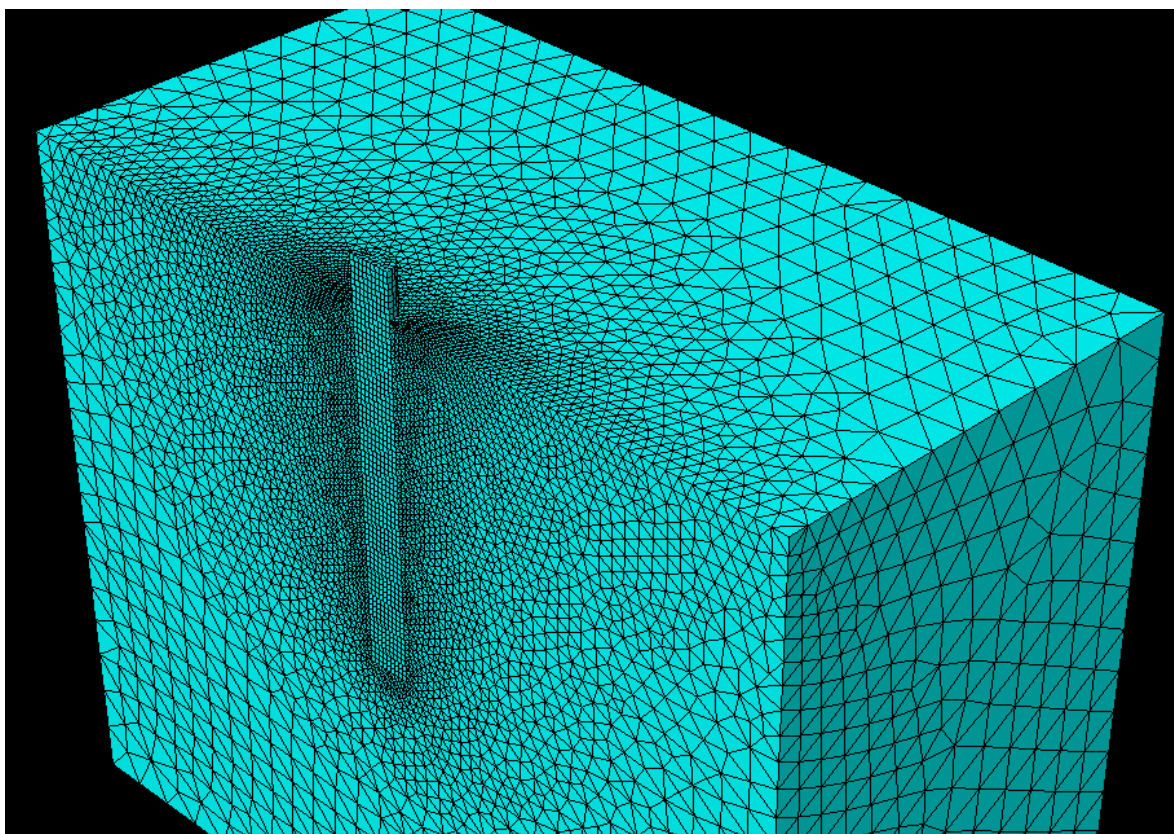


Figura 55: exemplo de malha de elementos finitos utilizada nesta pesquisa

As malhas foram criadas com grande refinamento local, nas regiões ao redor da estaca, onde foram previstas as maiores solicitações e o maiores deslocamentos. Tal tendência foi seguida no refinamento das malhas dos modelos com camada cimentada. O número de elementos tetraédricos no solo variou na faixa de 120.000 a 170.000, e na estaca, o número de elementos hexaédricos ficou entre 1300 e 2000. Na estaca, e ao seu redor, o tamanho máximo permitido para a aresta do elemento foi de 0,0625 m, sendo este valor aumentado gradualmente com o distanciamento à estaca. O software ABAQUS apresenta formas de verificação de malha, por exemplo quanto à distorção e tamanho mínimo de arestas de elementos. Todas as malhas utilizadas nas simulações foram verificadas e aprovadas.

As condições de contorno foram aplicadas nas superfícies externas do bloco de solo nos modelos desenvolvidos, de acordo com a especificação abaixo:

- a) na superfície inferior do bloco de solo foi aplicado engaste;
- b) nas superfícies laterais externas do bloco de solo foi autorizado o movimento na direção  $y$  somente, para evitar distorções no modelo quando da aplicação do campo gravitacional;

- c) na superfície frontal (plano seccional de simetria do modelo), foram permitidos movimentos na direção  $x$  e  $y$  e rotações em torno da direção  $z$ , garantindo ao modelo parcial a condição de semelhança com o modelo completo.

Ainda, mais uma condição de contorno foi aplicada: um deslocamento horizontal no topo da estaca. Este deslocamento foi mantido fixo neste estudo (a um valor de 3% do diâmetro da estaca em questão) e a partir das simulações, foram determinadas as cargas correspondentes a tal deslocamento para cada configuração geotécnico-geométrica estudada. Optou-se pelo uso de um deslocamento como solicitação à estaca (em detrimento à aplicação de carga) devido à maior probabilidade de convergência das simulações, em outras palavras: manter fixo um carregamento lateral no topo da estaca poderia causar deslocamentos excessivos e indesejáveis no conjunto, aumentando o custo computacional, e dificultando a convergência.

Após estas considerações, e antes de partir para o programa de simulações, o software ABAQUS passou por uma série de validações, relacionadas ao universo de mecânica dos solos. No item a seguir serão apresentadas estas validações.

### 6.3 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para validar a modelagem de problemas geotécnicos no software ABAQUS foi realizada uma bateria de simulações de ensaios de campo e laboratório disponíveis na literatura, de diferentes naturezas. Inicialmente, simulou-se ensaios triaxiais em dois solos com diferentes níveis de confinamento. Posteriormente, procedeu-se à simulação de uma prova de carga de arrancamento em fundação superficial e uma de carregamento lateral em estacas, sendo esta última acompanhada de uma avaliação analítica de comportamento. Por último, comparou-se resultados de simulações com determinações semi-empíricas de comportamento de estacas sob carregamento lateral.

#### 6.3.1 Simulação de Ensaios Triaxiais

A finalidade de simular numericamente ensaios triaxiais consiste no fato de que: a partir de ensaios triaxiais, é possível obter os parâmetros de Mohr-Coulomb para alimentação do modelo constitutivo utilizado no software – logo, o modelo numérico pode ser considerado fiável se, a partir das simulações, forem obtidos os mesmos parâmetros de entrada, quando da simulação dos ensaios triaxiais que geraram os parâmetros.

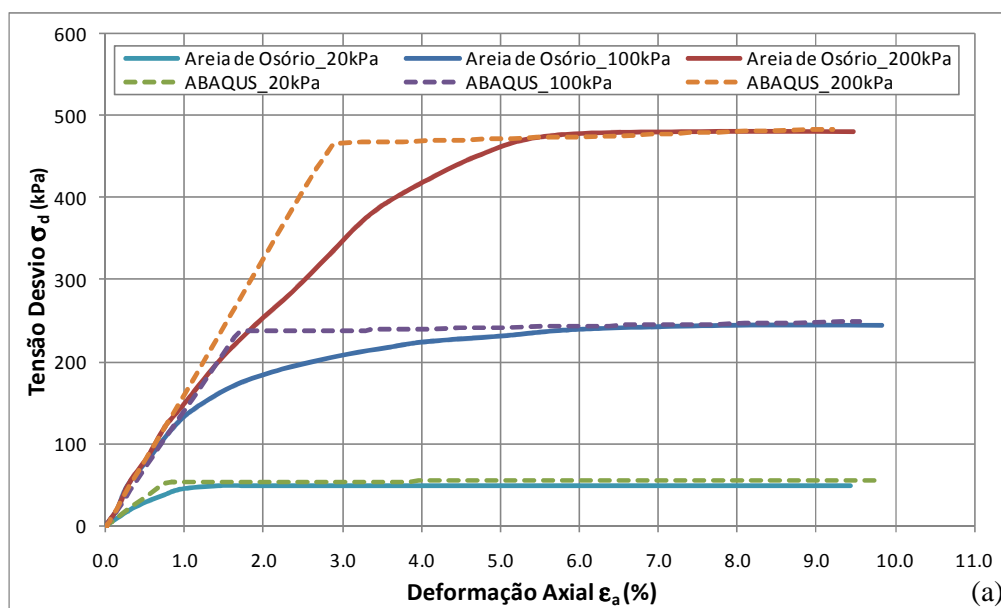
Foram escolhidos dois solos para esta análise, ambos apresentados na revisão bibliográfica desta dissertação. O primeiro é a Areia de Osório em estado natural, cujos triaxiais foram extraídos de Casagrande (2005). O segundo solo é o residual de Arenito Botucatu (SRAB), na condição natural, cujos ensaios simulados foram extraídos de Martins (2001). Os modelos

geométricos simulados foram criados em 3D, por axissimetria (sólido de revolução). Os corpos-de-prova simulados tinham a mesma dimensão dos ensaiados: 10cm de altura e 5cm de diâmetro. Em todas as simulações, adotou-se o módulo de Young secante à 50% da tensão desviadora de pico, obtidas a partir das curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais.

Casagrande (2005) comprimiu triaxialmente em ensaios CID amostras de areia à densidade relativa de 50% nas tensões de confinamento efetivas de 20, 100 e 200kPa. Os valores de ângulo de atrito e coesão obtidos neste trabalho foram de  $33,1^\circ$  e zero, respectivamente. A figura 56 apresenta em (a) a comparação do comportamento tensão deformação do ensaio com a simulação numérica utilizando-se o modelo de Mohr-Coulomb perfeitamente plástico. Na mesma figura, em (b) nota-se também a excelente concordância das trajetórias de tensão de ensaio e simuladas, bem como a sobreposição das envoltórias de resistência (graficadas no espaço  $p':q$ ). No quadro 44 constam os valores de entrada na simulação de cada ensaio triaxial (extraídos do ensaio), bem como os valores obtidos na simulação. Denota-se a excelente aproximação entre os valores.

Tensão Confinante	Módulo de Young adotado	Ensaio Triaxial		Simulação no ABAQUS	
		Ângulo de Atrito	Coesão	Ângulo de Atrito	Coesão
20 kPa	7000 kPa	$33,1^\circ$	0 kPa	$33,2^\circ$	0 kPa
100 kPa	14000 kPa				
200 kPa	16000 kPa				

Quadro 44: Areia: parâmetros obtidos experimentalmente e numericamente



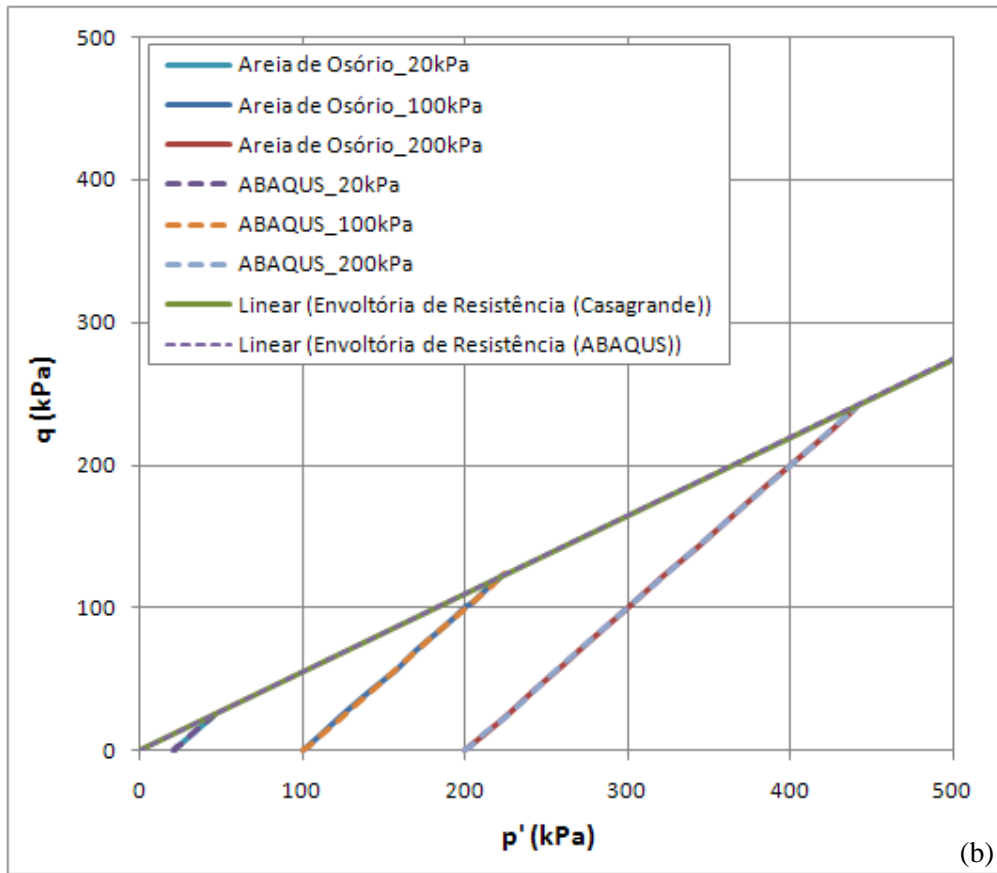


Figura 56: Areia: (a) comportamento tensão x deformação; (b) envoltória de resistência

Da mesma forma, foram simulados os ensaios triaxiais CID realizados por Martins (2001) no SRAB nas tensões de confinamento efetivo de 25, 50 e 100kPa. O ângulo de atrito e coesão obtidos pelos ensaios, neste caso, foram 25,7° e 20kPa, respectivamente. Novamente, a concordância de resultados observada é bastante satisfatória, conforme apresentado no gráfico da Figura 57 e Quadro 45.

Tensão Confinante	Módulo de Young adotado	Ensaio Triaxial		Simulação no ABAQUS	
		Ângulo de Atrito	Coesão	Ângulo de Atrito	Coesão
25 kPa	13000 kPa	25,7°	20,0 kPa	25,9°	21,3 kPa
50 kPa	18000 kPa				
100 kPa	40000 kPa				

Quadro 45: SRAB: parâmetros obtidos experimentalmente e numericamente

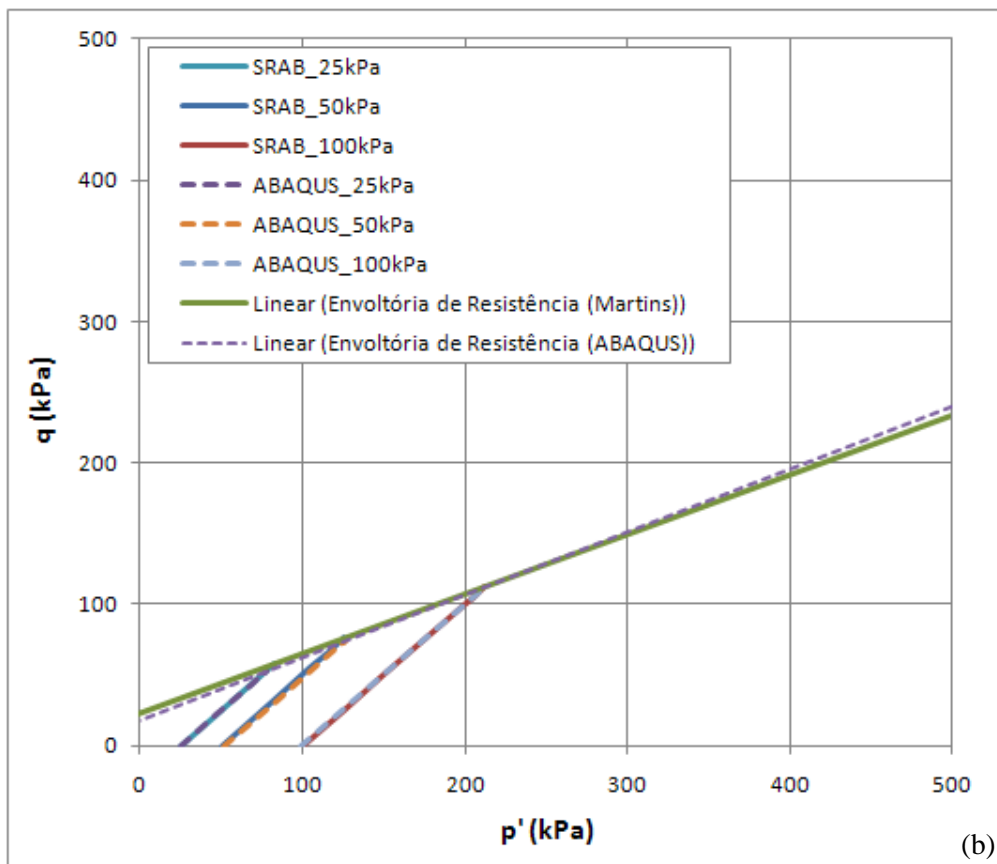
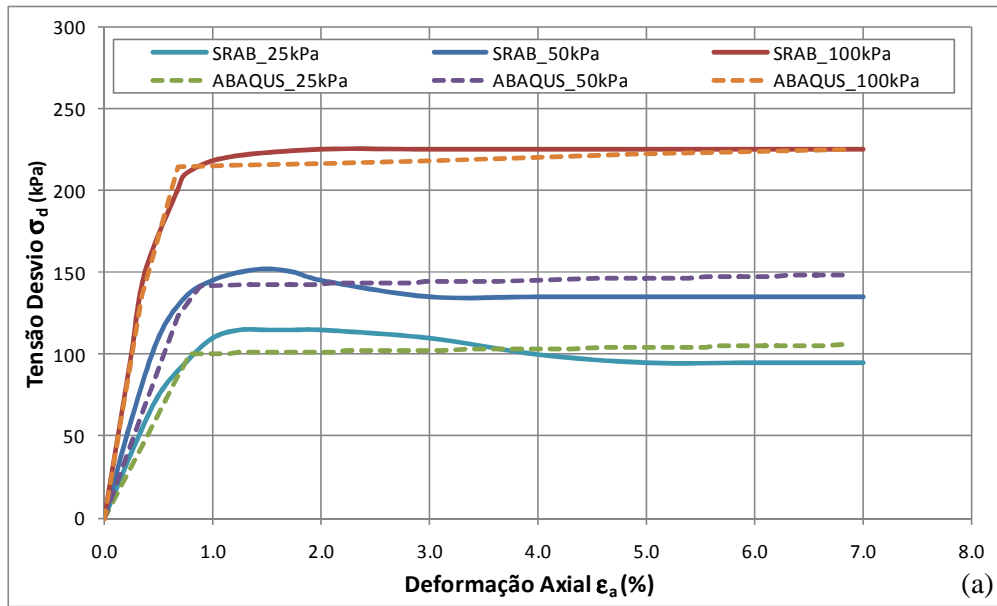


Figura 57: SRAB: (a) comportamento tensão x deformação; (b) envoltória de resistência

Os resultados acima demonstram que o modelo de plasticidade perfeita, com critério de Plastificação de Mohr-Coulomb, implementado no software ABAQUS, representa de forma satisfatória o comportamento do solo, a diferentes níveis de tensão.

### 6.3.2 Simulação de Prova de Carga de Arrancamento em Sapata

O esforço de arrancamento em sapatas é uma importante solicitação no âmbito da engenharia de fundações de torres de transmissão, devido aos esforços transientes das torres pela ação do vento, por exemplo. Este tipo de fundação é também alvo de avaliação do projeto no qual esta dissertação está inserida.

Righetto et al. (2009) apresentaram um estudo paramétrico do comportamento de uma sapata sob arrancamento, via método dos elementos finitos 3D, utilizando o software ABAQUS. Neste estudo, foi simulado o comportamento carga x deslocamento de uma sapata que havia sido submetida à uma prova de carga de arrancamento por Danziger (1983). A sapata quadrada estava assente em solo residual de gnaiss do Rio de Janeiro, e possuía um reaterro sobre a sua base, com o mesmo solo. As propriedades da sapata, do solo e do reaterro estão apresentadas nos quadros 46 e 47.

Propriedades da Sapata	
Base (m)	2,0
Fuste (m)	0,6
Bloco (m)	1,2
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	25
Módulo de Young (MPa)	21000
Coeficiente de Poisson	0,2

Quadro 46: propriedades da sapata quadrada

Parâmetro	Solo	Reaterro
Ângulo de Atrito (°)	24	27
Coesão (kPa)	32,5	29
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	15,3	18,9
Módulo de Young (MPa)	200	200
Coeficiente de Poisson	0,4	0,4

Quadro 47: propriedades do solo e do reaterro

Na análise de sensibilidade aos parâmetros de entrada, constatou-se que o comportamento carga-deslocamento do sistema de fundação ao arrancamento é muito sensível ao valor da coesão do solo, sendo este o parâmetro de maior relevância na composição da resistência ao arrancamento de sapatas. A figura 58 apresenta no item (a) o resultado da prova de carga obtido por Danziger (1983) e das simulações numéricas 3D realizadas por Righetto et al. (2009), onde variou-se a coesão, com os demais parâmetros mantidos fixos. Nota-se a grande sensibilidade do resultado à variações relativamente pequenas de coesão. No item (a) e (b) apresentam-se os modelos geométricos antes e após simulação, respectivamente.

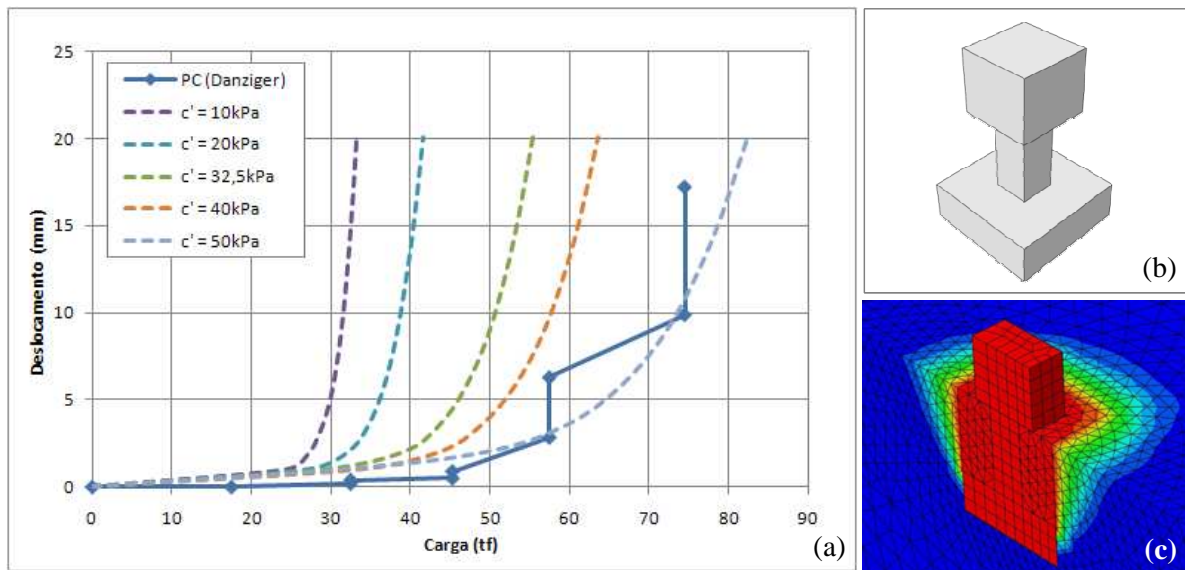


Figura 58: comportamento carga-deslocamento de uma sapata sob arrancamento

O valor da coesão que melhor se aproximou da curva real de arrancamento é em torno de 15 kPa maior que o valor indicado pelo autor como tendo sido extraído de amostras do solo local. No entanto, considerou-se a aproximação numérica como satisfatória, tendo-se em vista que a determinação de parâmetros de solo é pontual, e que uma variabilidade de coesão desta magnitude pode ocorrer no mesmo substrato e, ainda, que a prova de carga pode apresentar certa variabilidade.

### 6.3.3 Simulação de Prova de Carga de Carregamento Lateral

Del Pino Júnior (2003) realizou quatro provas de carga de carregamento lateral em estacas, durante seu trabalho de mestrado. As estacas foram ensaiadas em dupla, onde uma servia de reação para a vizinha, com o auxílio de um macaco hidráulico instalado entre as duas, conforme ilustrado na figura 59. O solo onde as estacas de concreto se encontravam era uma areia fina argilosa, com característica colapsível. As propriedades da estaca e do solo estão apresentadas nos quadros 48 e 49, respectivamente.



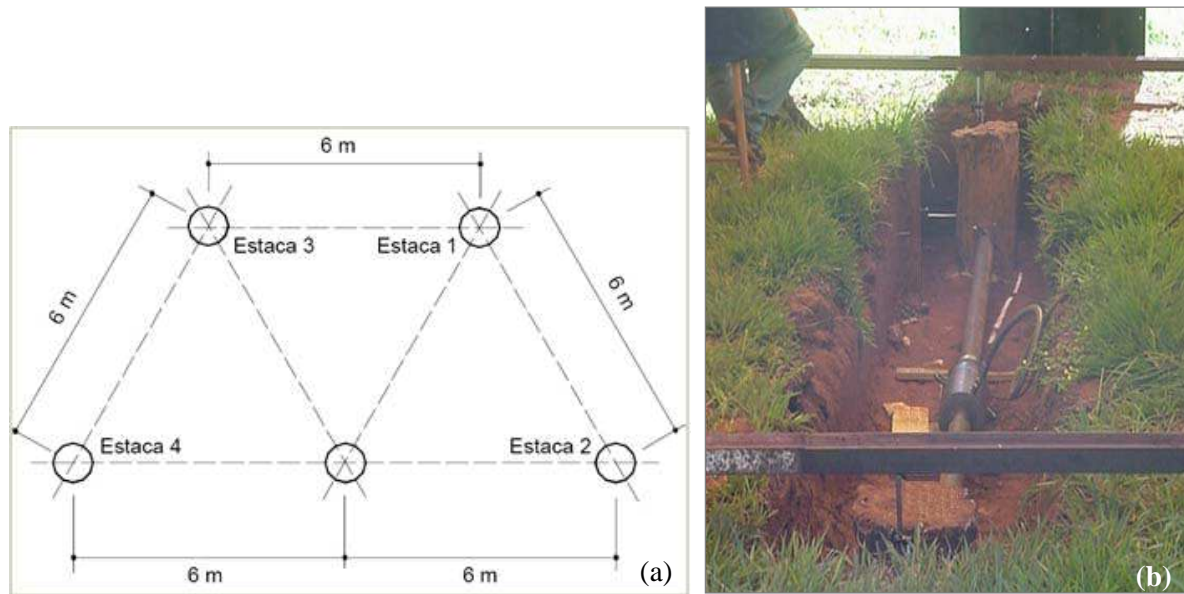


Figura 59: (a) esquema das estacas; (b) execução das provas de carga

Propriedades da Estaca	
Diâmetro (m)	0,32
Profundidade (m)	10
Excentricidade (m)	10,5
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	25
Módulo de Young (MPa)	23386
Coefficiente de Poisson	0,15

Quadro 48: propriedades da estaca – prova de carga

Parâmetros do Solo	
Ângulo de Atrito (°)	30
Coesão (kPa)	10
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	16,07
Módulo de Young (MPa)	180
Coefficiente de Poisson	0,2

Quadro 49: propriedades do solo – prova de carga

As estacas foram carregadas até uma carga máxima de 40 kN, atingindo deslocamentos máximos na ordem de 12 mm, medidos na estaca aproximadamente na cota do solo. Este deslocamento parece bastante elevado, no entanto, seu valor é coerente, pois o diâmetro  $D$  das estacas é muito pequeno em relação ao comprimento  $P$  – a relação  $P/D$  igual a 32.

O resultado das quatro provas de carga foram bastante semelhantes entre si, tendo-se adotado uma curva média para a comparação com o resultado das simulações numéricas 3D. Na validação do modelo numérico, procurou-se utilizar um modelo geométrico semelhante ao estabelecido no programa de simulações desta dissertação, de forma a avaliar a sua validade, assim como a dos modelos constitutivos.

Inicialmente, foi realizada uma validação analítica do software, em elasticidade. Poulos & Davis (1980) apresentaram uma formulação analítica para a determinação do comportamento carga-deslocamento horizontal do solo em elasticidade, considerando o coeficiente de Poisson

igual a 0,5, dependendo da geometria e dos parâmetros elásticos do solo e da estaca. Segundo os autores, o deslocamento horizontal do solo é dado segundo as equações 116 e 117.

$$\rho = I_{\rho H} \left( \frac{H}{E_S L} \right) + I_{\rho M} \left( \frac{M}{E_S L^2} \right) \quad (\text{equação 116})$$

$$K_R = \frac{E_P I_P}{E_S L^4} \quad (\text{equação 117})$$

Onde:

$\rho$  é o deslocamento horizontal do solo [L];

$H$  é a carga horizontal aplicada [F];

$M$  é o momento no topo da estaca [FxL];

$E_S$  é o Módulo de Young do solo [F/L<sup>2</sup>];

$E_P$  é o Módulo de Young da estaca [F/L<sup>2</sup>];

$L$  é o comprimento da estaca [L];

$I_P$  é o momento de inércia da Estaca [L<sup>4</sup>];

$I_{\rho H}$  e  $I_{\rho M}$  são coeficientes adimensionais, relacionado à carga  $H$  e momento  $M$ , dependentes do fator de flexibilidade  $K_R$  da estaca (POULOS; DAVIS, 1980).

Os valores geométricos e elásticos da estaca utilizados foram os mesmos já apresentados. Os demais parâmetros constam no Quadro 50 abaixo.

$I_P$ (m <sup>4</sup> )	5,15 x 10 <sup>-4</sup>
$K_R$	6,67 x 10 <sup>-5</sup>
$I_{\rho H}$	14
$I_{\rho M}$	100

Quadro 50: propriedades de rigidez da estaca

A figura 60 apresenta a comparação da curva carga-deslocamento horizontal do solo obtida a partir da formulação analítica e da simulação numérica (com coeficiente de Poisson 0,5), até valores de carga horizontal de 400kN. Observa-se um ajuste excelente entre as duas curvas, principalmente para os menores níveis de carregamento, constatando a validade da representação numérica do comportamento em termos de elasticidade.

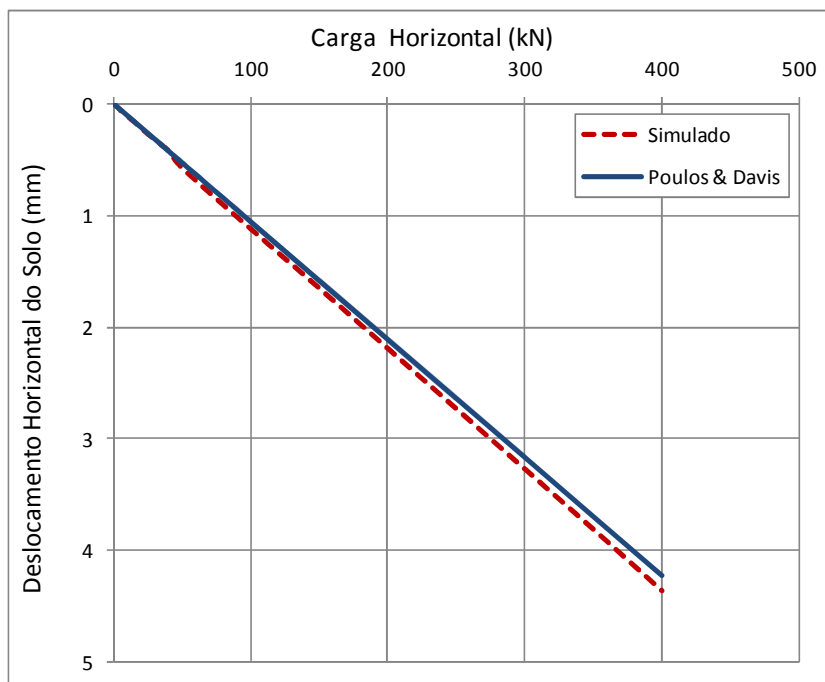


Figura 60: validação analítico-numérica em elasticidade

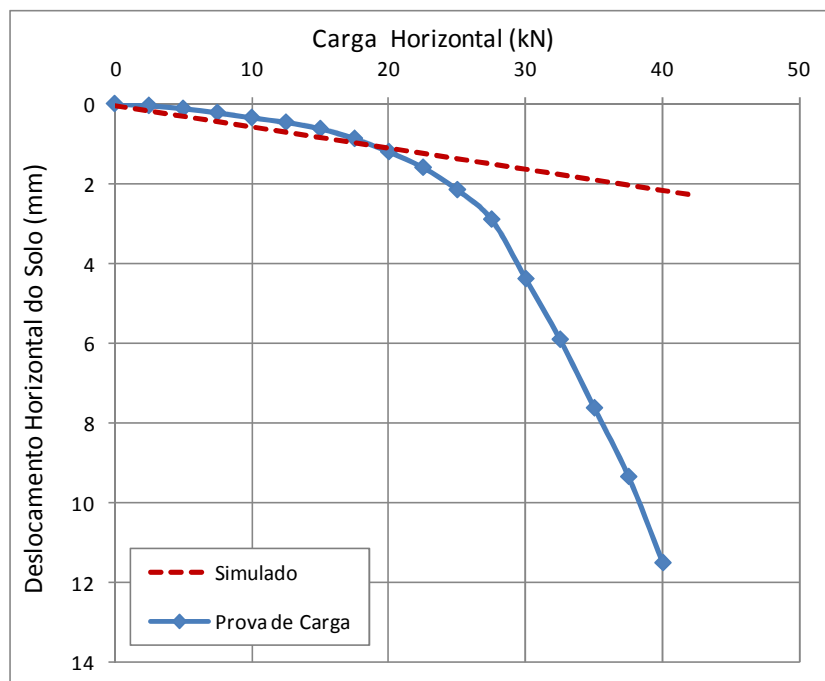


Figura 61: validações numérico-experimental em elasticidade

A figura 61 apresenta uma comparação entre a curva média das provas de carga com uma simulação em elasticidade – agora com coeficiente de Poisson igual ao do solo, 0,2. Observa-se a concordância entre o comportamento elástico simulado e a região de plastificação do sistema solo-estaca, demonstrado pela mudança de declividade da curva da prova de carga.

Estes resultados foram considerados satisfatórios em termos de validação do software ABAQUS em elasticidade.

A seguir, a figura 62 apresenta o resultado da simulação numérica em plasticidade, quando comparada ao resultado carga-deflexão da prova de carga, utilizando-se os modelos já estabelecidos anteriormente.

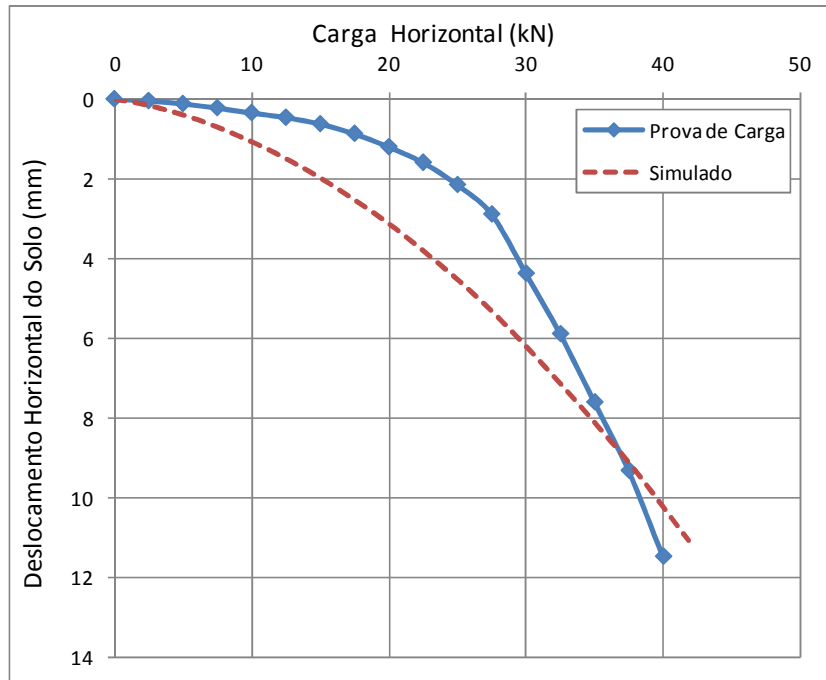


Figura 62: comportamento carga-deflexão da estaca sob carregamento lateral

Observa-se uma concordância razoável entre as curvas carga-deflexão, principalmente nos estágios inicial e final. Na passagem pela região com maior taxa de plastificação das curvas, observa-se que o modelo numérico atinge o estado plástico de forma mais suave, ao contrário da prova de carga, que parece ter um rompimento bastante bem definido nas proximidades da carga de 20kN. Este fato pode ser explicado por uma possível heterogeneidade do solo à profundidade, a qual não pode ser considerada na análise numérica que leva em conta a estaca em meio homogêneo. Um exemplo de como esta heterogeneidade pode afetar consiste no fato do sistema se tornar mais rígido quando camadas superficiais são mais resistentes (causadas por exemplo por ressecamento superficial do solo), o que pode causar esta diferença de comportamento carga-deflexão. Esta afirmação será comprovada mais adiante, nas análises de estacas com camadas cimentadas superficiais. Ainda, a diferença de comportamentos pode consistir ainda em possíveis imprecisões na determinação de parâmetros geotécnicos, devido ao pequeno tamanho das amostras usuais para caracterização, não representativas de todo o meio. Tendo-se em vista estes fatores, e também o fato de que a diferença apresentada é

favorável à segurança, considerou-se a simulação do comportamento carga-deflexão desta estaca como sendo satisfatório do ponto de vista prático.

#### 6.3.4 Comparação entre Simulações e Resultados Semi-Empíricos

Finalmente, as simulações numéricas de carregamento lateral devem ser comparadas à resultados analíticos, utilizando-se de alguns dos métodos apresentados no Capítulo 2 desta dissertação para determinação da carga limite do sistema solo-estaca.

Os resultados apresentados neste item foram obtidos a partir do Método de Broms, e são comparados aos resultados de simulações numéricas realizadas nas quatro geometrias do programa de simulações desta dissertação. As características geométricas e geotécnicas utilizadas na simulação e na determinação analítica, bem como os resultados obtidos, estão apresentados no quadro 51. Foi considerado um substrato de areia medianamente compacta, com coeficiente de empuxo passivo extraído de Rankine (1857 apud CLAYTON et al. 1993). Utilizou-se a formulação para *Estacas Curtas Livres em Areia*, pois esta contempla valores de relação  $P/D$  até 20, sendo este o maior valor estudado nesta pesquisa. Para a estimativa da deflexão máxima no topo da estaca utilizou-se o método de *Miche*, apresentado no Capítulo 2.

Diâmetro da Estaca (m)	0,5	0,5	1,0	1,0
Profundidade Estaca (m)	4,0	10,0	4,0	10,0
Relação de Forma $P/D$	8	20	4	10
Peso Específico do Solo ( $kN/m^3$ )	17,0	17,0	17,0	17,0
Ângulo de Atrito Interno ( $^{\circ}$ )	35	35	35	35
Coef. de Empuxo Passivo	3,70	3,70	3,70	3,70
Coesão (kPa)	2,0	2,0	2,0	2,0
Módulo de Young da Estaca (MPa)	21000	21000	21000	21000
Módulo de Young do Solo (MPa)	500	500	500	500
Carga Máxima Prevista (Broms) (kN)	223,64	1497,62	447,29	2995,24
Deflexão Máxima Prevista (Miche) (m)	0,029	0,195	0,019	0,129
Carga Simulada à $y/D = 3\%$ (ABAQUS) (kN) <sup>1</sup>	76,12	83,39	277,88	457,35
Deflexão Simulada à $y/D = 3\%$ (ABAQUS) (m)	0,015	0,015	0,03	0,03
Carga Prevista à $y/D = 3\%$ (Miche) (kN)	115,18	115,18	698,30	698,30

Quadro 51: comparação entre simulação e determinações pelos métodos de Broms (1964) e Miche (1930)

Observa-se que os valores de carga simulados são menores que os valores de carga obtidos analiticamente pelo método de Broms, os quais atingem deflexões significativamente maiores do que as simuladas, conforme calculado pelo método de Miche. Cabe observar que o método

<sup>1</sup> Carga Horizontal referente à 3% de deflexão relativa ( $y/D$ ) aplicada no topo da estaca.

analítico utilizado se diz adequado para estacas com relação  $P/D$  até 20, no entanto, os valores de carga máxima apresentados parecem extremamente altos, chegando à quase 3000kN. Na comparação de cargas horizontais simuladas com analíticas (obtidas através de retroanálise por Miche, para a mesma deflexão simulada numericamente) os valores se tornam mais próximos, contudo, os valores analíticos ainda são maiores. Os métodos aproximados aqui apresentados geram o mesmo resultado, independentemente da variação de parâmetros como módulo de Young do solo, ou mesmo coesão, os quais são sensivelmente influentes no comportamento carga-deslocamento de estacas sob carregamento lateral, conforme será apresentado no decorrer deste estudo.

As figuras 63 e 64 apresentam respectivamente, as deformadas analíticas e simuladas para as estacas com 0,5m e 1,0m de diâmetro, para a mesma deflexão relativa aplicada (3%), utilizando-se o método de Miche. Os dados da simulação foram extraídos do eixo da estaca, tendo sido a deflexão aplicada no topo da estaca (0,5m acima da superfície do terreno).

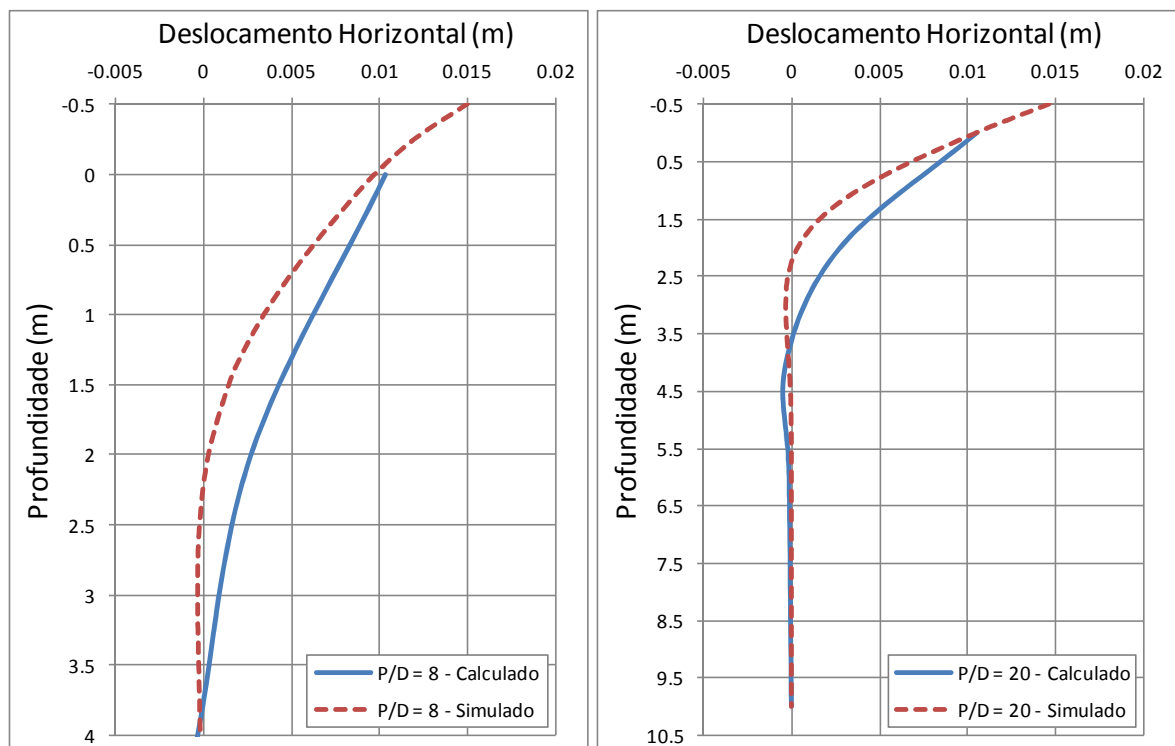


Figura 63: deformadas de estacas de diâmetro 0,5m (a)  $P/D = 8$ ; (b)  $P/D = 20$

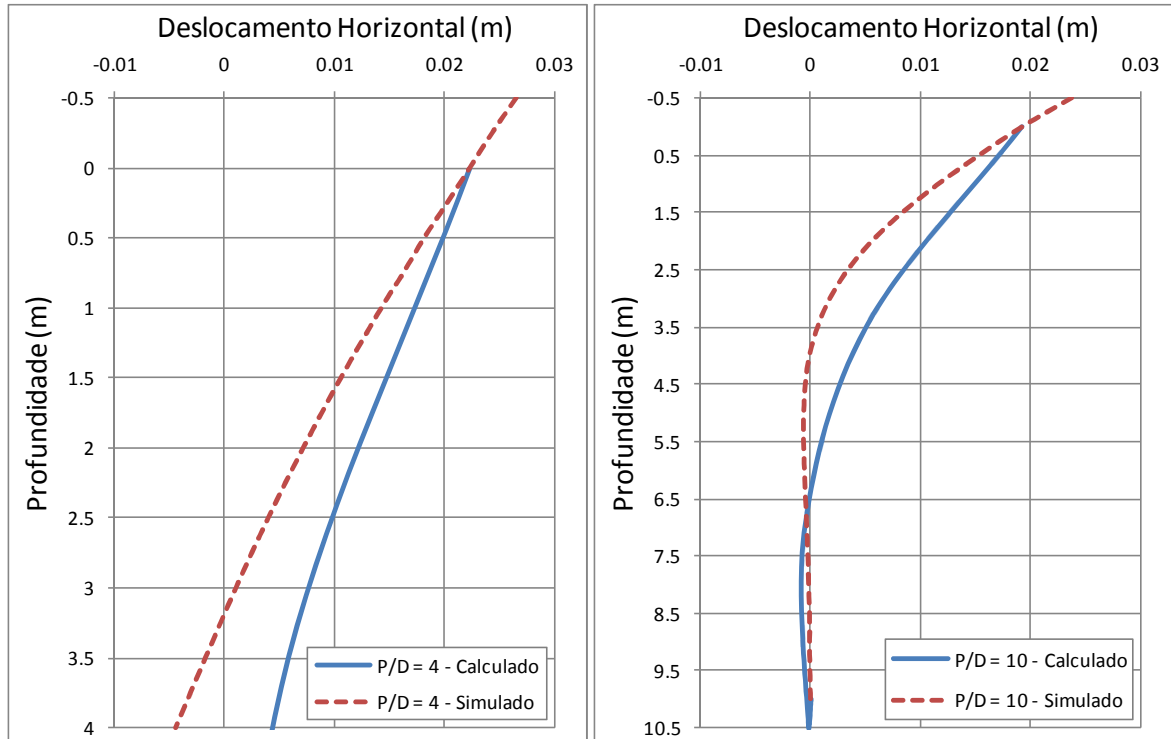


Figura 64: deformadas de estacas de diâmetro 1,0m (a)  $P/D = 4$ ; (b)  $P/D = 10$

Observa-se uma concordância razoável entre resultados calculados e simulados, de uma forma geral, observando-se diferenças na magnitude dos deslocamentos, porém comportamento semelhante. As deformadas calculadas foram obtidas sem consideração da excentricidade, justificando a menor curvatura da estaca em todos os casos, em comparação aos resultados simulados, devido a geração de menores momentos ao longo do elemento estrutural. Observa-se que as estacas mais curtas tendem ao giro, apresentando menor deformação estrutural, enquanto que as estacas mais longas sofrem deformações locais de maior magnitude, indicando a possibilidade da formação de rótulas plásticas no elemento estrutural.

Estes gráficos, em comparação com os valores obtidos de carga de ruptura, alertam para o fato de que estas estacas tem comportamento diferente entre si, em virtude do seu comprimento, não podendo ser tratadas da mesma forma, conforme sugere o Método de Broms (abrangendo todos os valores de  $P/D$  aqui estudados em uma única formulação). Por isso, deve-se ter cautela na utilização de valores de carga máxima proveniente dos métodos semi-empíricos apresentados neste estudo, de acordo com a esbeltez do elemento estrutural e com o solo no qual está inserido, pois podem gerar valores de resistência bastante elevados, como no caso apresentado, a custos de grandes deflexões. Ainda, deve-se grifar que os métodos semi-empíricos apresentados não levam em conta a variação de parâmetros fundamentais de resistência, como módulo de Young e coesão, o que contribui para previsões mais distantes da realidade, apoiando a utilização de modelos numéricos para a determinação do comportamentos de estruturas deste tipo.

## 7. RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados das simulações numéricas realizadas nesta dissertação. A apresentação dos resultados será precedida por um panorama geral do comportamento apresentado pelo sistema solo-estaca ao longo das simulações, em termos de tensões e deformações.

De cada simulação, foi extraído o comportamento *carga na estaca versus deslocamento horizontal na superfície do solo* ( $H \times \delta$ ), até uma deflexão máxima da estaca, aplicada no topo, de 3% do seu diâmetro. Conforme explicitado no capítulo anterior, foram simuladas 4 (quatro) diferentes condições geométricas, cada uma com 144 (cento e quarenta e quatro) situações geotécnicas distintas. Para evitar a repetitividade de gráficos com o mesmo comportamento, os resultados serão apresentados de acordo com a variável de influência, seguindo a seguinte lógica:

- a) O efeito da geometria será ilustrado para os três valores de módulo de Young estudados, sendo que, dentro de cada módulo, serão apresentadas apenas duas configurações geotécnicas (cada uma com valor extremo inferior e superior de coesão e ângulo de atrito interno);
- b) o efeito das variáveis geotécnicas será apresentado apenas para a geometria  $P/D$  igual a 8 e para a estaca com tratamento de solo, com mesma relação  $P/D$ .

Todos os resultados finais provenientes das simulações realizadas nesta pesquisa encontram-se na planilha eletrônica do **Anexo A** desta dissertação. Ainda que não sejam apresentadas as curvas de todas as simulações, os resultados finais, às deflexões de interesse, irão constituir a análise paramétrica apresentada no Capítulo 8 desta dissertação.

### 7.1 COMPORTAMENTO SOLO-ESTRUTURA APRESENTADO

Este item objetiva apresentar de forma geral o comportamento mecânico apresentado pelo sistema solo-estaca ao longo das simulações, através de imagens extraídas do software ABAQUS que apresentam os campos de isovalores de tensão e deslocamentos ao redor da estaca.



A figura 65 apresenta as regiões de solo que sofreram maior solicitação, em termos de deslocamento horizontal na direção do carregamento, mediante o deslocamento horizontal imposto ao topo da estaca.

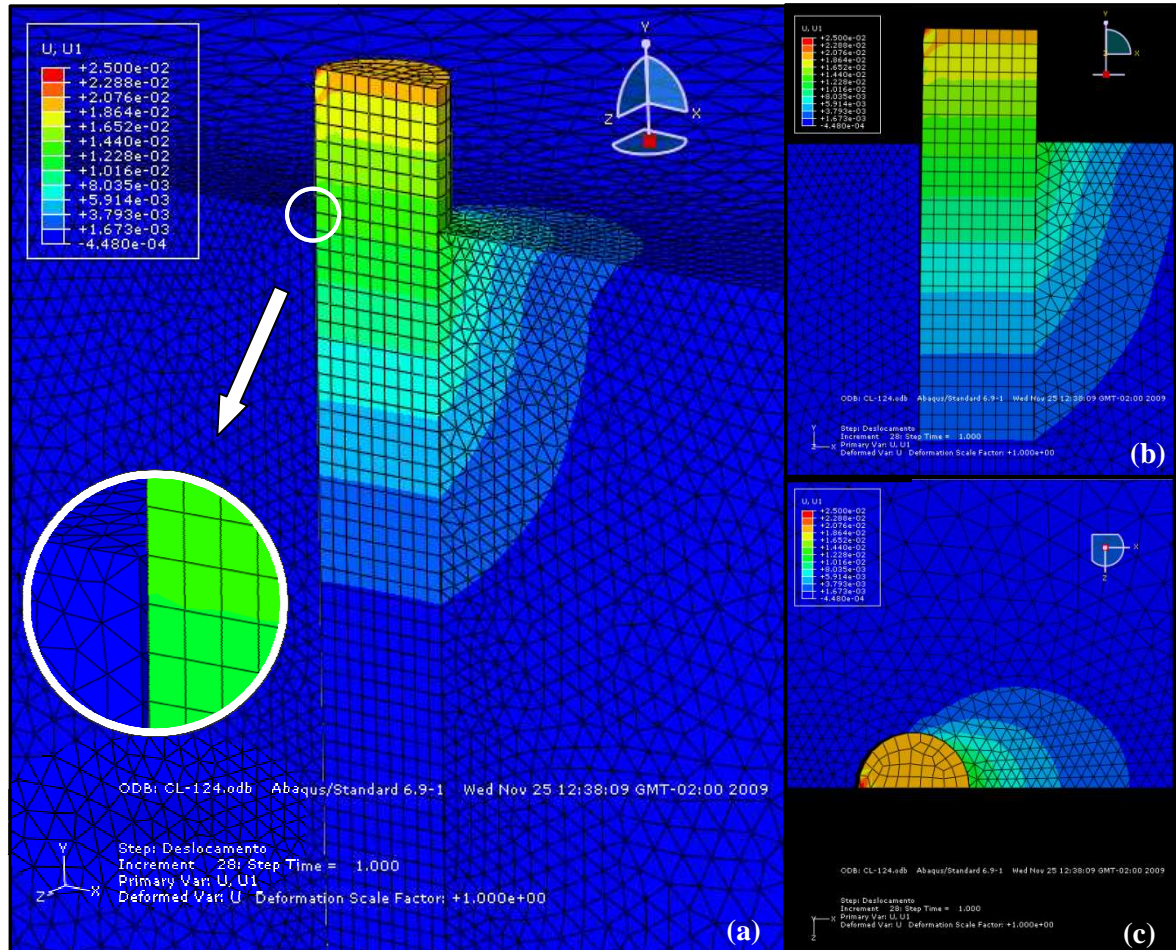


Figura 65: isovalores de deslocamento para a simulação CL-124: (a) vista tridimensional com detalhe do descolamento (b) vista frontal ao plano de simetria vertical; (c) vista superior ao sistema solo-estaca

O padrão observado nestas figuras se repetiu ao longo das simulações, evidentemente com diferentes valores de deslocamento e tensões no solo. Observa-se na figura 66 (a) a concentração de deslocamentos relevantes na porção superior da estaca, corroborando as hipóteses realizadas a partir da revisão bibliográfica, de que as maiores solicitações se concentram no terço superior da estaca, e afirmando a validade do programa de simulações para o caso da região de melhoria do solo em torno da estaca. Em alguns casos, onde o solo apresentava parâmetros de resistência mais baixos, houve deslocamentos horizontais expressivos em porções de solo até o meio da estaca, entretanto, a melhoria até no primeiro terço da estaca ainda se justifica, pois a região tratada absorve grande parte das tensões e deslocamentos, conforme será apresentado no decorrer deste estudo. Ainda nesta figura, observa-se no detalhe o descolamento do solo no lado da aplicação da carga (esquerdo), bem

como a coerência dos deslocamentos do conjunto solo-estaca, do lado direito, comprovando a eficácia das propriedades de contato aplicadas. A figura 66 (b) ilustra uma vista frontal ao plano de simetria do modelo e a figura 66 (c) apresenta a extensão lateral dos deslocamentos horizontais, denotando a importância da abrangência tridimensional de uma camada de tratamento.

As imagens apresentadas nas figuras 66 a 69 apresentam o mecanismo de ruptura apresentado para cada configuração geométrica simulada, para uma condição geotécnica singular ( $E = 250 \text{ MPa}$ ,  $c = 60 \text{ kPa}$ ,  $\phi' = 30^\circ$  e  $\psi = 15^\circ$ ), sendo salientadas as distribuições de tensões na estaca e no solo.

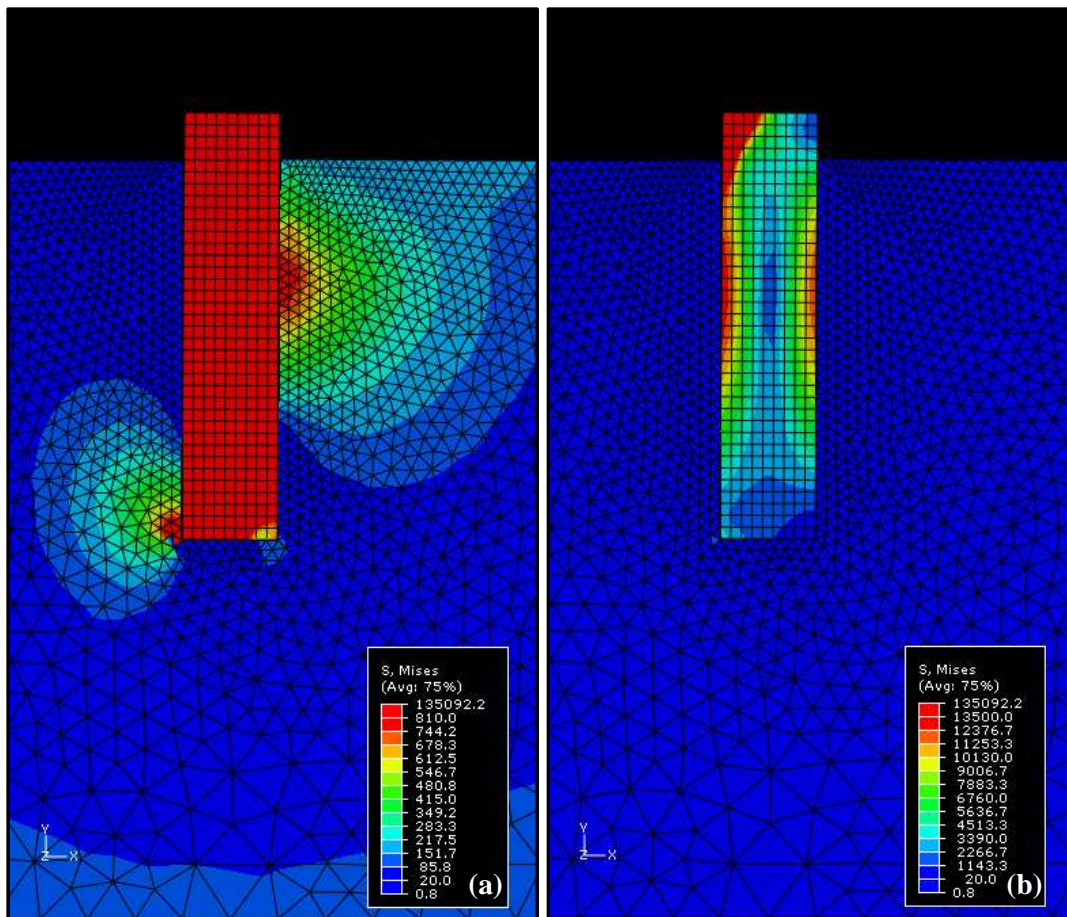


Figura 66: distribuição de tensões –  $P/D = 4$  (CL-360): (a) no solo; (b) na estaca

Para a relação  $P/D$  igual a 4, observa-se que a concentração de tensões no solo é bastante expressiva em duas regiões distintas. Uma delas se encontra do lado direito da estaca, na proximidade da superfície, e é referente ao empuxo passivo gerado no solo para reagir ao movimento da fundação. A outra região de concentração de tensões encontra-se na ponta da estaca, do lado esquerdo, e indica que o solo produz um empuxo passivo na direção contrária ao empuxo produzido na região superior, indicando claramente a tendência ao giro da estaca.

Este comportamento era esperado, de fato, para estacas curtas. Em relações às tensões no elemento estrutural, observa-se que as maiores concentrações estão em torno do ponto de aplicação do deslocamento horizontal, e na periferia da região central da estaca, onde possivelmente apareceriam os primeiros indícios de colapso estrutural caso as tensões máximas extrapolassem a resistência do concreto utilizado. As tensões máximas nesta última região ficaram em torno de 13,5 MPa,

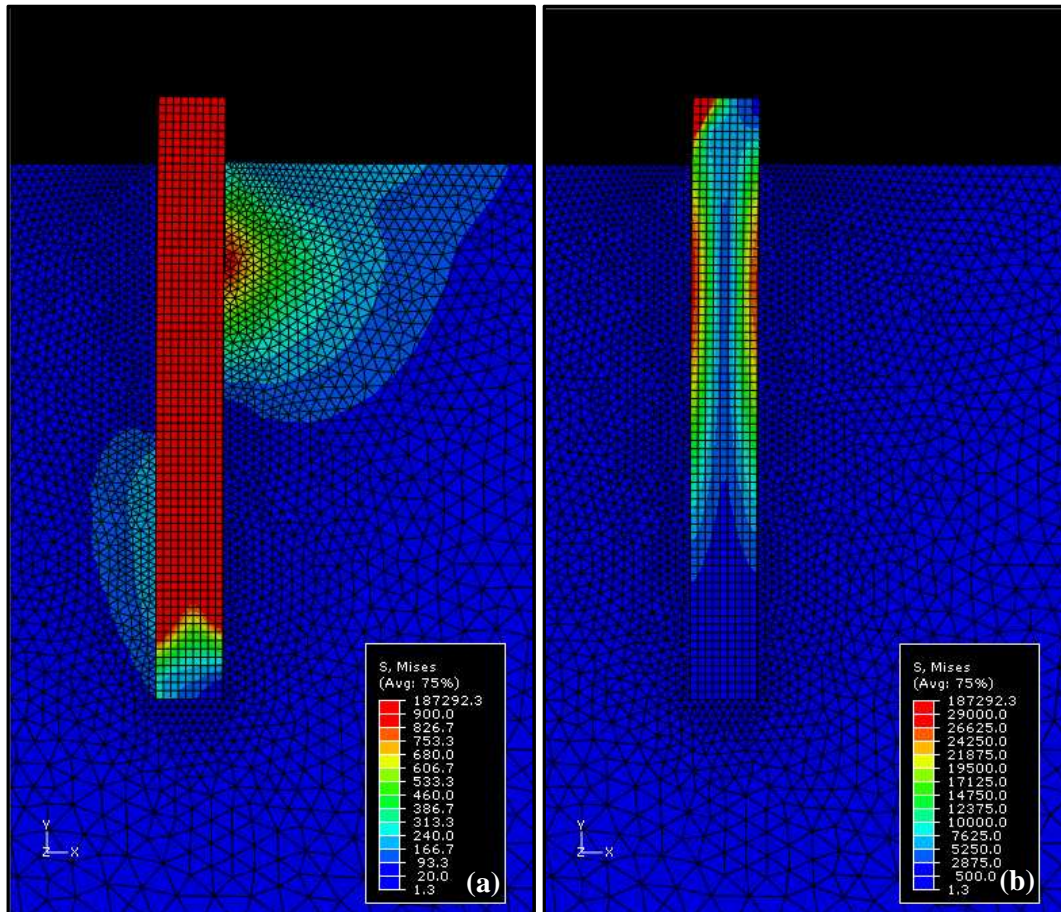


Figura 67: distribuição de tensões –  $P/D = 8$  (CL-072): (a) no solo; (b) na estaca

Para a relação  $P/D$  igual a 8, observa-se ainda duas regiões de concentração de tensões no solo, porém, nesta configuração, as tensões do solo na região inferior da estaca encontram-se um pouco acima da ponta, e são de magnitude inferior às tensões na região de empuxo passivo próxima à superfície. Este quadro remete para a possibilidade desta estaca não estar sofrendo rotação, pois ela não parece provocar um grande empuxo passivo no solo ao redor da ponta. Os isovalores de tensão no interior da estaca corroboram esta hipótese, pois as tensões periféricas no terço superior da estaca atingem valores em torno de 30 MPa, bastante superiores aos da ponta, os quais estão na mesma ordem de grandeza das tensões encontradas no solo. Este fato indica que, a partir de determinada profundidade, para carregamentos laterais, o comprimento da estaca não é influente no processo de composição de resistência do

sistema. A existência deste comprimento crítico parece estar vinculada ao diâmetro da estaca, e pode ser comprovada na avaliação conjunta desta estaca ( $P/D$  igual a 8) com a estaca de relação  $P/D$  igual a 20, pois apresentam valores e regiões de tensão máxima bastante semelhantes, e o que as difere em relação a geometria são os seus comprimentos. Este assunto será abordado no tópico seguinte, durante a análise da influência da geometria da estaca no comportamento carga-deslocamento.

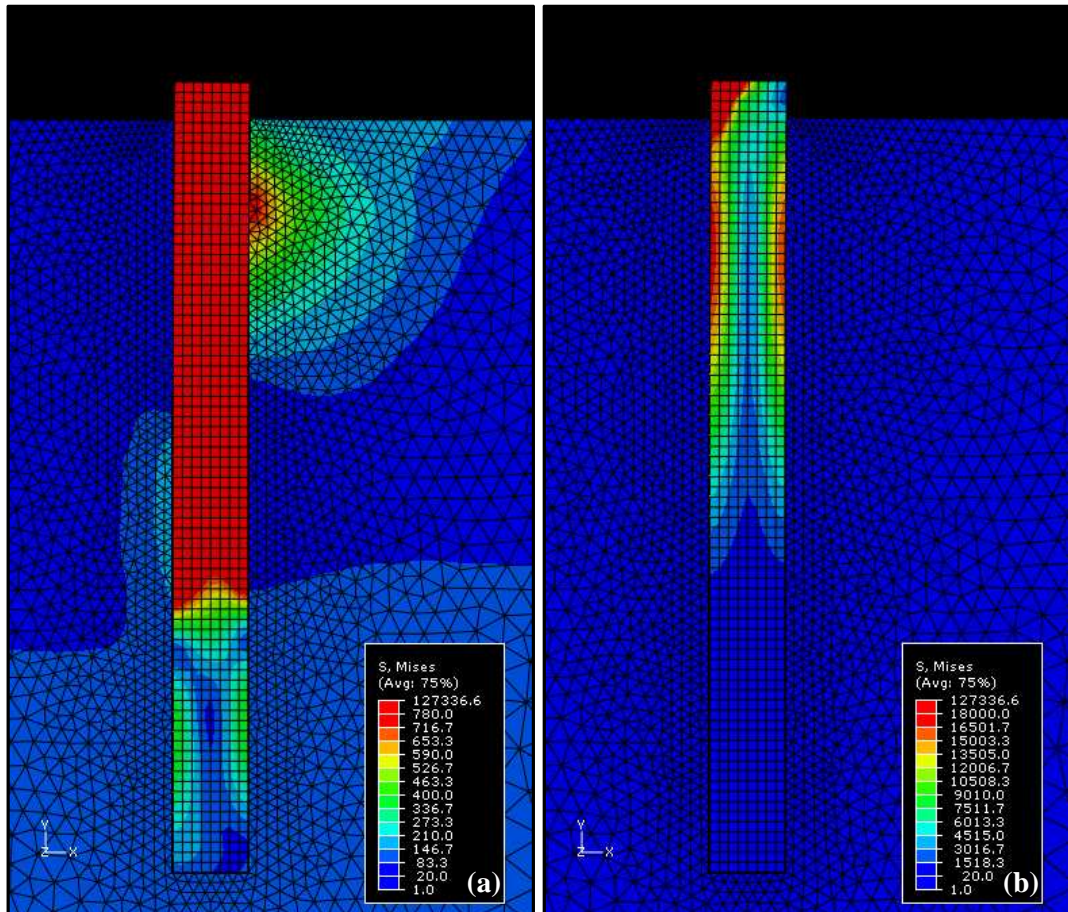


Figura 68: distribuição de tensões –  $P/D = 10$  (CL-504): (a) no solo; (b) na estaca

Para a relação  $P/D$  igual a 10 observa-se comportamento similar à estaca de  $P/D$  igual a 8, com concentração mais expressiva de tensões no solo na região mais superficial, e pequena concentração na região mais próxima da ponta. Neste caso, o pequeno empuxo passivo gerado do lado direito, relativo à tendência de rotação da parte superior da estaca, encontra-se mais afastado da ponta que no caso anterior. Abaixo desta região, as tensões na estaca encontram-se novamente na mesma magnitude das tensões presentes no solo, estando as maiores tensões concentradas no terço superior, atingindo valores de até 18 MPa.

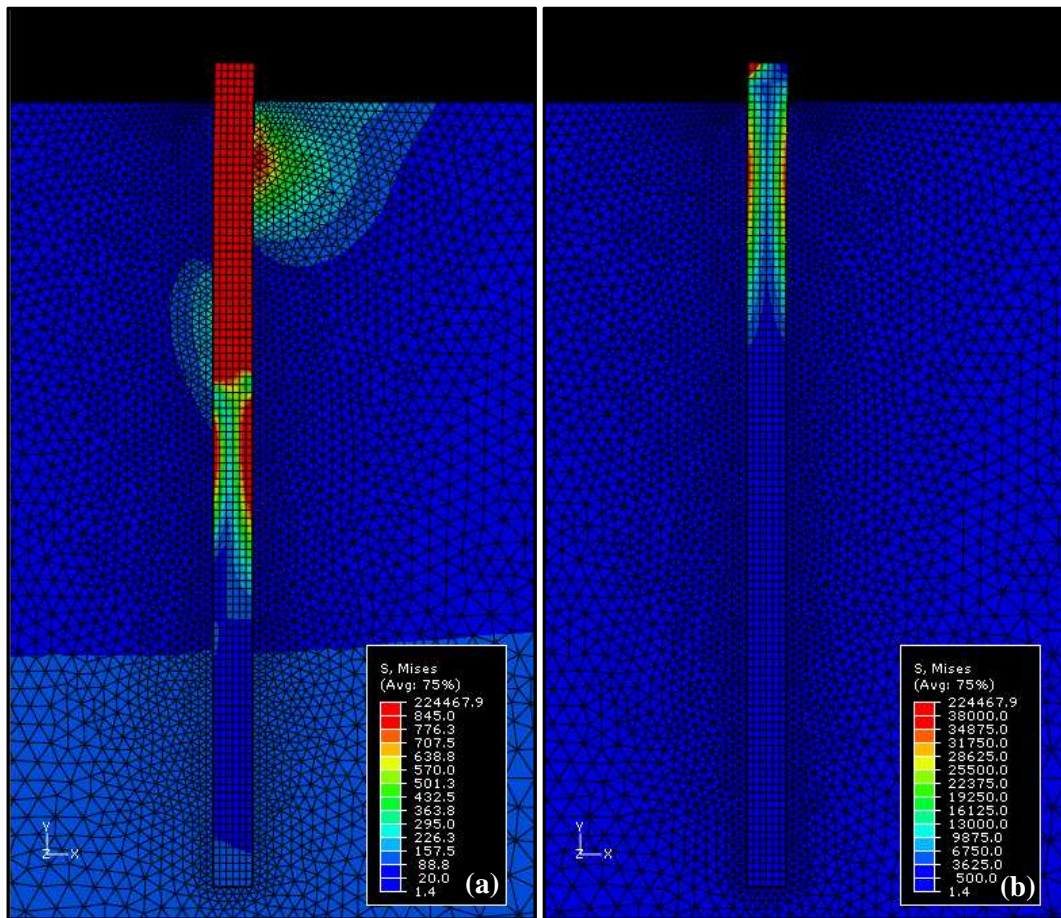


Figura 69: distribuição de tensões –  $P/D = 20$  (CL-216): (a) no solo; (b) na estaca

Nesta última figura, para a relação  $P/D$  igual a 20, observa-se claramente a concentração de tensões na porção superior do solo que sofre empuxo passivo, e uma pequena concentração de tensões logo abaixo, do lado oposto, indicando a tendência ao giro até aquela profundidade. Os valores de tensão máxima observados no solo e na estaca são similares à outra estaca de mesmo diâmetro, porém de relação  $P/D$  igual a 8, indicando que as duas se comportam de forma semelhante, independente da profundidade estudada. Nestas imagens fica evidente também que a porção inferior da estaca não apresenta significativos valores de tensão, em relação aos valores máximos observados nas regiões de possível formação de rótulas plásticas no elemento estrutural.

Em todos os casos apresentados, observou-se a diferença de magnitude entre as tensões das regiões mais solicitadas do solo e da estaca. De forma geral, a região de solo com maior concentração de tensões encontra-se no terço superior da estaca, contudo, um pouco abaixo da superfície. Isto se deve ao levantamento de solo ao redor da estaca na superfície, o que ocasiona o alívio de tensões da região, fazendo com que as maiores tensões estejam concentradas em uma profundidade onde não ocorrem levantamentos significativos. Os valores de tensão na estaca demonstram a região de maior solicitação ao seu redor, no terço inicial, possivelmente no local onde haveria plastificação do elemento estrutural (formação de

rótula plástica) no caso se não haver rotação plena. Tal fato não ocorreu nas simulações devido à consideração da estaca como material elástico linear, no entanto, a partir da tensão máxima obtida na estaca, é possível inferir a qual valor de deflexão ocorreria formação de rótula plástica no elemento estrutural, de acordo com a resistência do concreto empregado. A resistência do concreto é parâmetro fixo neste estudo, e por este motivo, tal análise não foi realizada nesta dissertação.

## 7.2 EFEITO DA GEOMETRIA DA ESTACA

O entendimento do efeito da geometria dos problemas estudados é de grande importância para a aplicação da metodologia que será desenvolvida neste estudo, a partir do resultado das simulações. Os gráficos ilustrados nas figuras 70, 71 e 72 apresentam a influência da geometria da estaca sobre o comportamento carga horizontal  $H$  x deflexão relativa  $y/D$  (aplicada no topo da estaca) para os três diferentes módulos de Young estudados. Para cada módulo, foram escolhidas duas configurações geotécnicas características:

- a) configuração geotécnica **CG\_1**: assumida como uma configuração mais *fraca*, com valor de ângulo de atrito  $\phi'$  igual a  $25^\circ$  e coesão  $c'$  igual a 2 kPa;
- b) configuração geotécnica **CG\_2**: assumida como uma configuração mais *forte*, com valor de ângulo de atrito  $\phi'$  igual a  $40^\circ$  e coesão  $c'$  igual a 60 kPa.

A dilatância escolhida para ambas configurações foi a que representa 25% do ângulo de atrito interno. Tal escolha será justificada durante a análise de influência das variáveis geotécnicas.

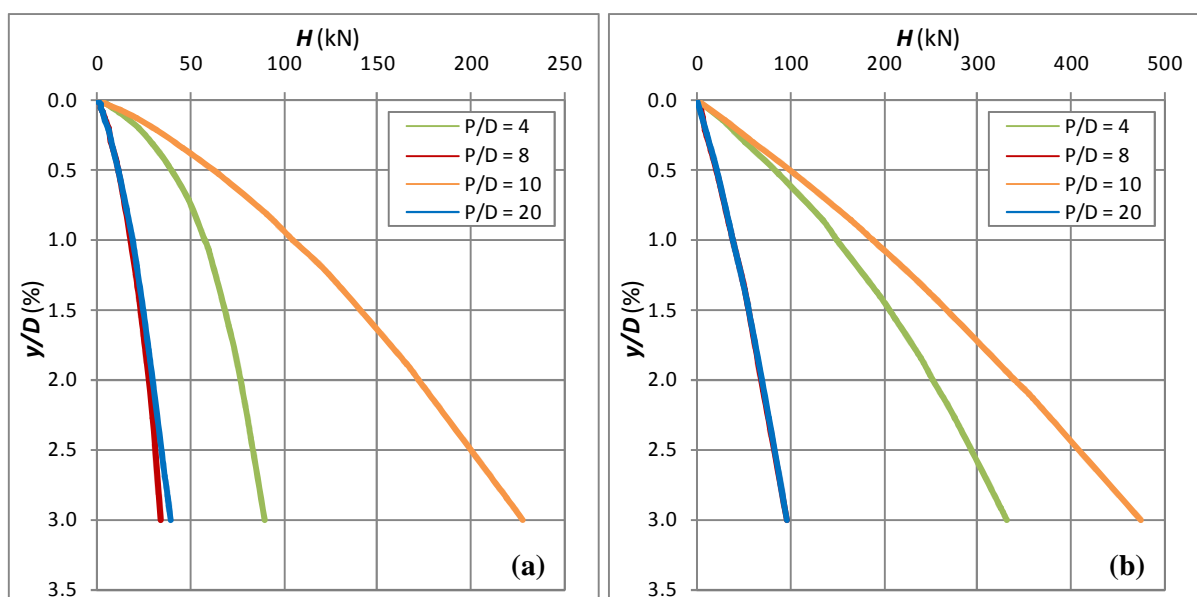


Figura 70: comportamento  $H$  x  $y/D$  para  $E = 50$  MPa: (a) **CG\_1**; (b) **CG\_2**

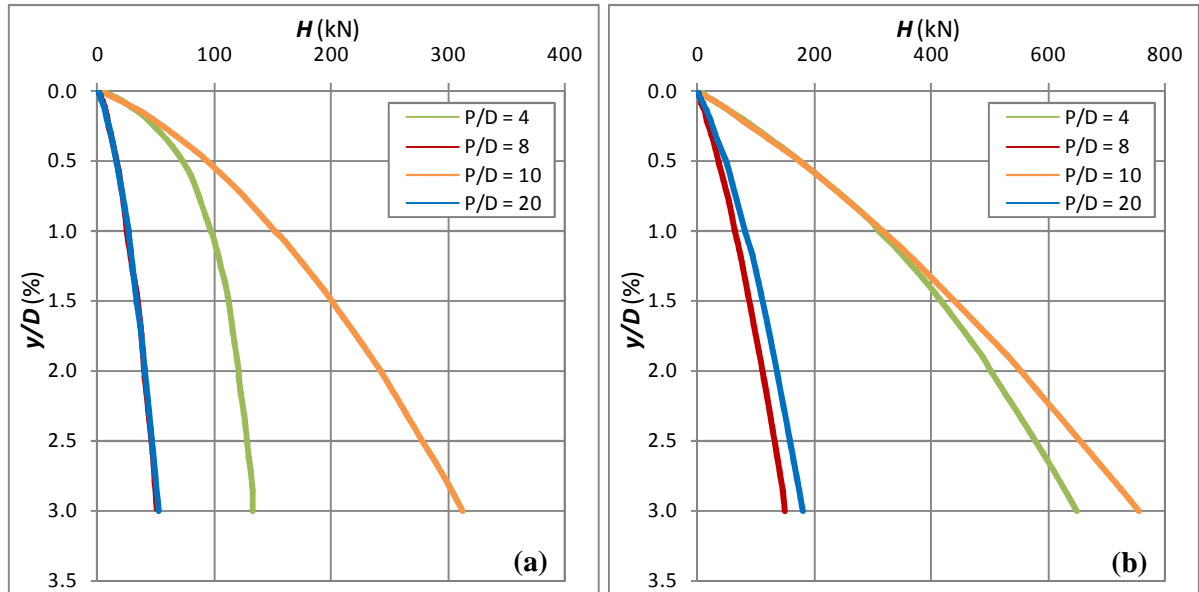


Figura 71: comportamento  $H \times y/D$  para  $E = 250$  MPa: (a)  $CG_1$ ; (b)  $CG_2$

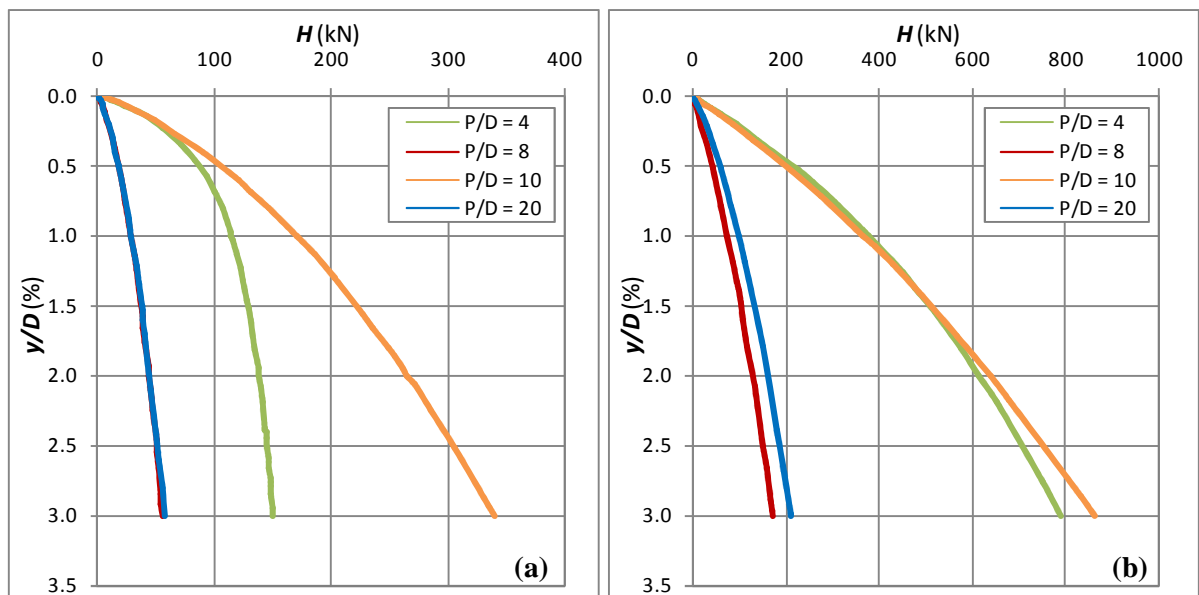


Figura 72: comportamento  $H \times y/D$  para  $E = 500$  MPa: (a)  $CG_1$ ; (b)  $CG_2$

A primeira observação que pode ser realizada se refere à diferença entre os resultados carga-deflexão relativa, em relação aos valores de  $P/D$ . Não há um padrão de comportamento que possa ser vinculado diretamente à variação de  $P/D$ , logo, os resultados não são normalizáveis somente por esta relação. Cabe salientar que as relações  $P/D$  iguais a 8 e 4 apresentam a mesma profundidade de estaca, de 4m, bem como as configurações  $P/D$  iguais a 10 e 20, com profundidade igual a 10m. Em relação ao diâmetro, estes são iguais entre as relações  $P/D$  de 8 e 20, com valor de 0,5m, bem como apresenta o valor de 1,0m nas estacas de  $P/D$  iguais a 4 e 10. Desta forma, é possível avaliar isoladamente o efeito do diâmetro e da profundidade da estaca.

Conforme observado na análise de tensões do item anterior, as estacas de diâmetro 0,5 m apresentaram comportamento muito semelhante, apesar da diferença de comprimento. Tal fato é corroborado pelos gráficos apresentados acima, nos quais as curvas carga-deflexão relativa para  $P/D$  iguais a 8 e 20 praticamente se sobrepõem. A explicação para tal fenômeno consiste no fato de que ambas estacas são longas o suficiente para que suas pontas não sejam afetadas de forma significativa pelo carregamento lateral. Em outras palavras, a influência do carregamento lateral atinge certa profundidade, denominada neste estudo de profundidade crítica. Esta profundidade crítica parece se localizar na região de concentração de pequenas tensões no solo, onde há o aparecimento de empuxo passivo devido à tendência de rotação, conforme apresentado no item anterior. Os gráficos apresentados nas figuras 70, 71 e 72 indicam a possibilidade desta profundidade crítica estar relacionada ao diâmetro da estaca e às propriedades geotécnicas do substrato. Tal hipótese pode ser sustentada pelo comportamento das estacas de diâmetro 1,0 m ( $P/D$  iguais a 4 e 10), onde é possível observar que, dependendo da condição geotécnica, o comportamento carga-deflexão é mais ou menos influenciado pela relação  $P/D$ , chegando até a apresentar o mesmo comportamento em alguns casos.

Baseado nisto, cabe salientar a importância do estudo da normalização dos resultados obtidos para diferentes geometrias de estaca, definindo uma lei que auxilie na localização da profundidade crítica da estaca, que contenha de forma vinculada a influência dos parâmetros geotécnicos e da própria geometria da estaca (diâmetro). Este estudo não será realizado nesta dissertação devido ao tempo necessário para sua realização, tendo-se em conta a necessidade de um maior número de geometrias a serem simuladas, para que se pudesse delinear de forma competente tal comportamento. Contudo, isto não afetará a análise posterior, relacionada ao efeito das variáveis geotécnicas sobre cada geometria, apenas irá impedir a comparação direta entre os resultados finais para cada valor de relação  $P/D$ .

### 7.3 EFEITO DAS VARIÁVEIS GEOTÉCNICAS

Nesta seção serão apresentadas as curvas carga horizontal  $H$  x deslocamento  $\delta$  do solo de todas as condições geotécnicas simuladas para a geometria  $P/D$  igual a 8. Tal geometria foi escolhida por apresentar um valor intermediário de  $P/D$ , e por ter sido a geometria na qual foi estudado o melhoramento do solo ao redor da estaca.

Os gráficos das figuras 73 a 84 apresentam a influência da dilatância e da coesão no comportamento carga-deslocamento do conjunto solo-estaca. Convém lembrar que os valores de dilatância adotados na simulação eram percentuais ao valor do ângulo de atrito em questão: 0% (dilatância adotada de  $1^\circ$ , devido à aceleração da convergência), 25% e 50% de  $\phi'$ , e os valores de coesão adotados foram 2 kPa, 20 kPa, 40 kPa e 60 kPa.



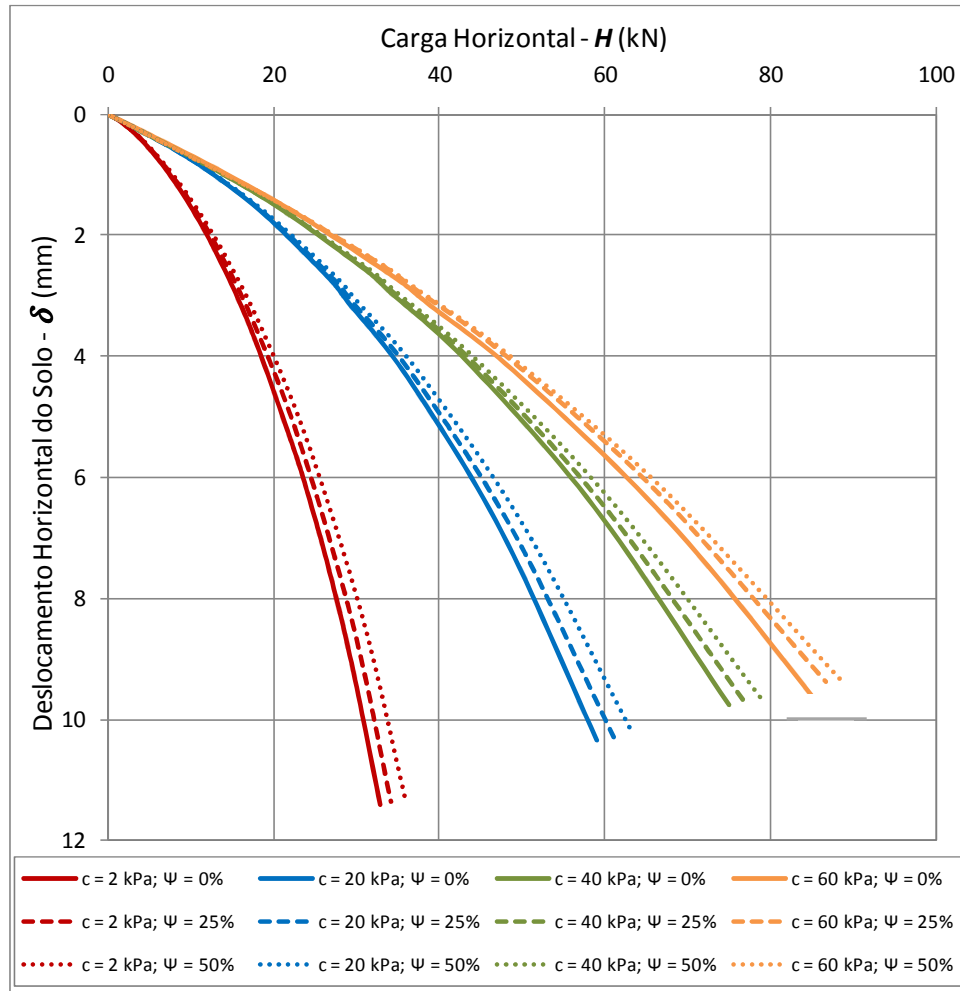


Figura 73: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 50 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 25^\circ$

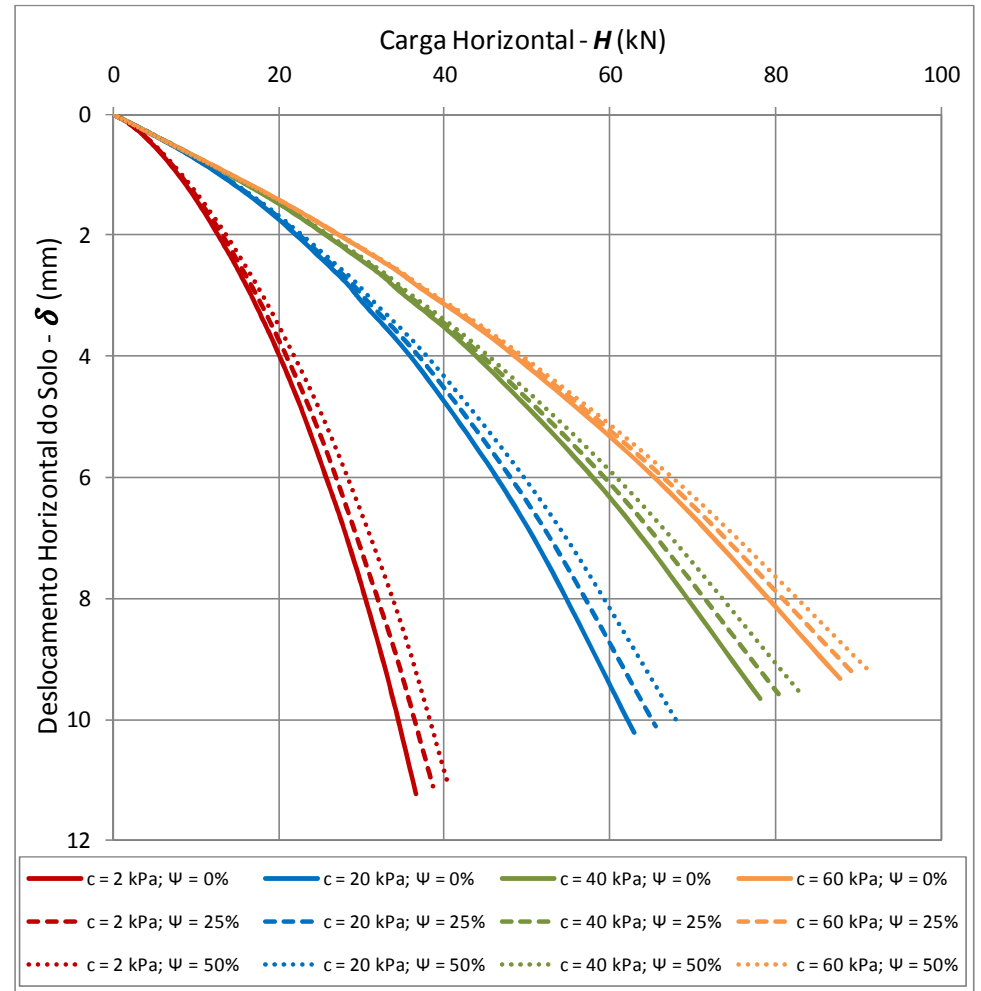


Figura 74: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 50 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 30^\circ$

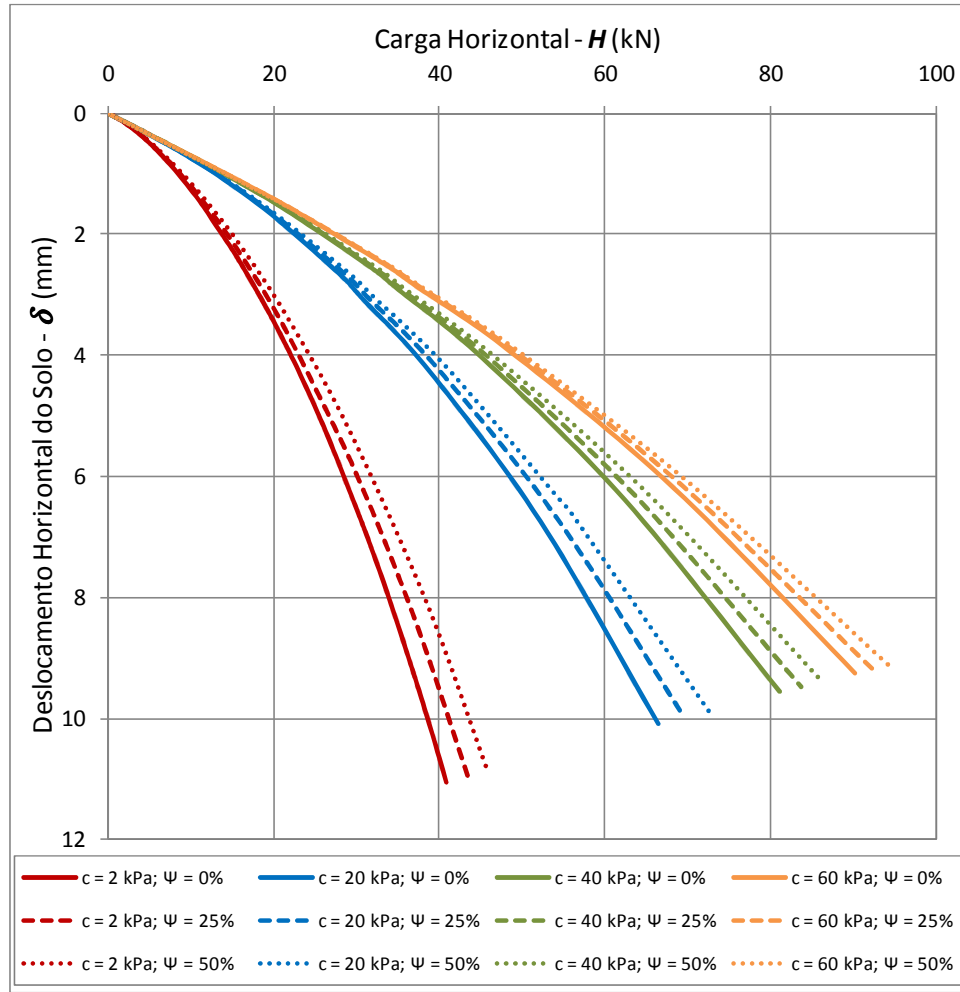


Figura 75: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 50 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 35^\circ$

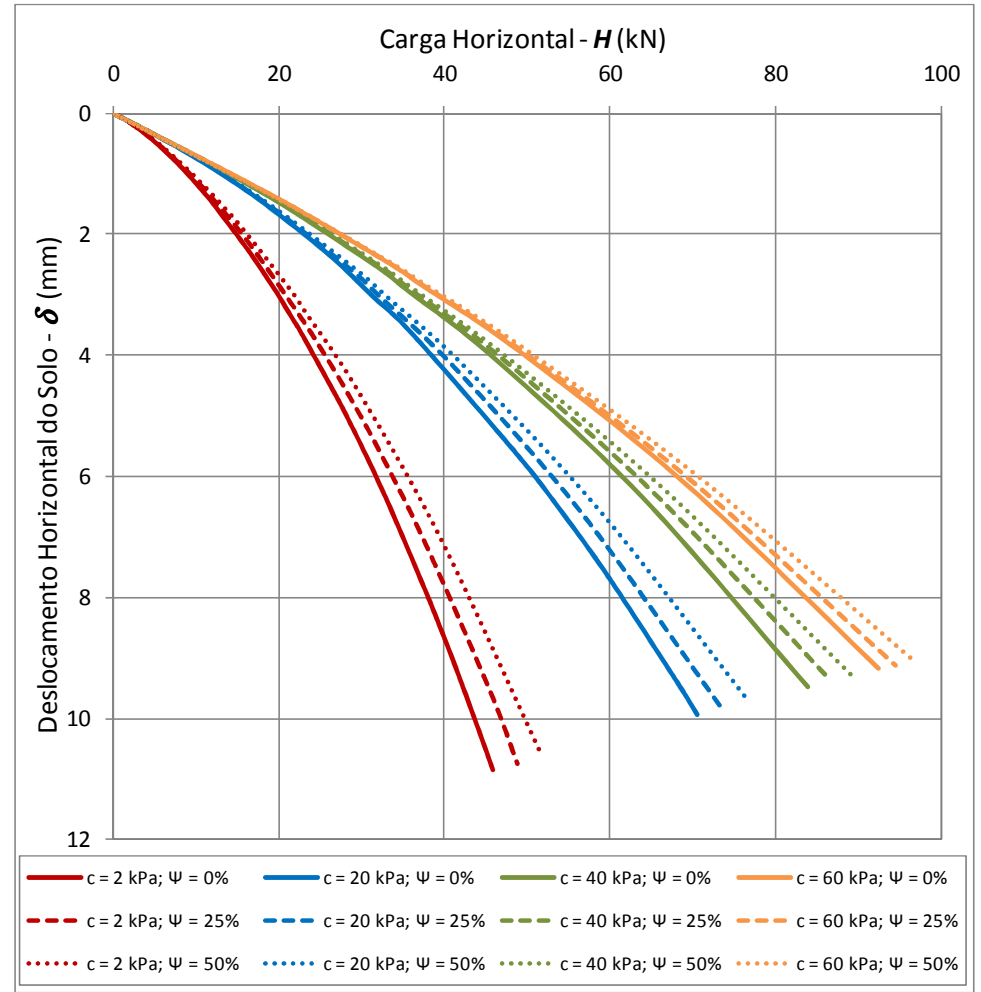


Figura 76: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 50 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 40^\circ$

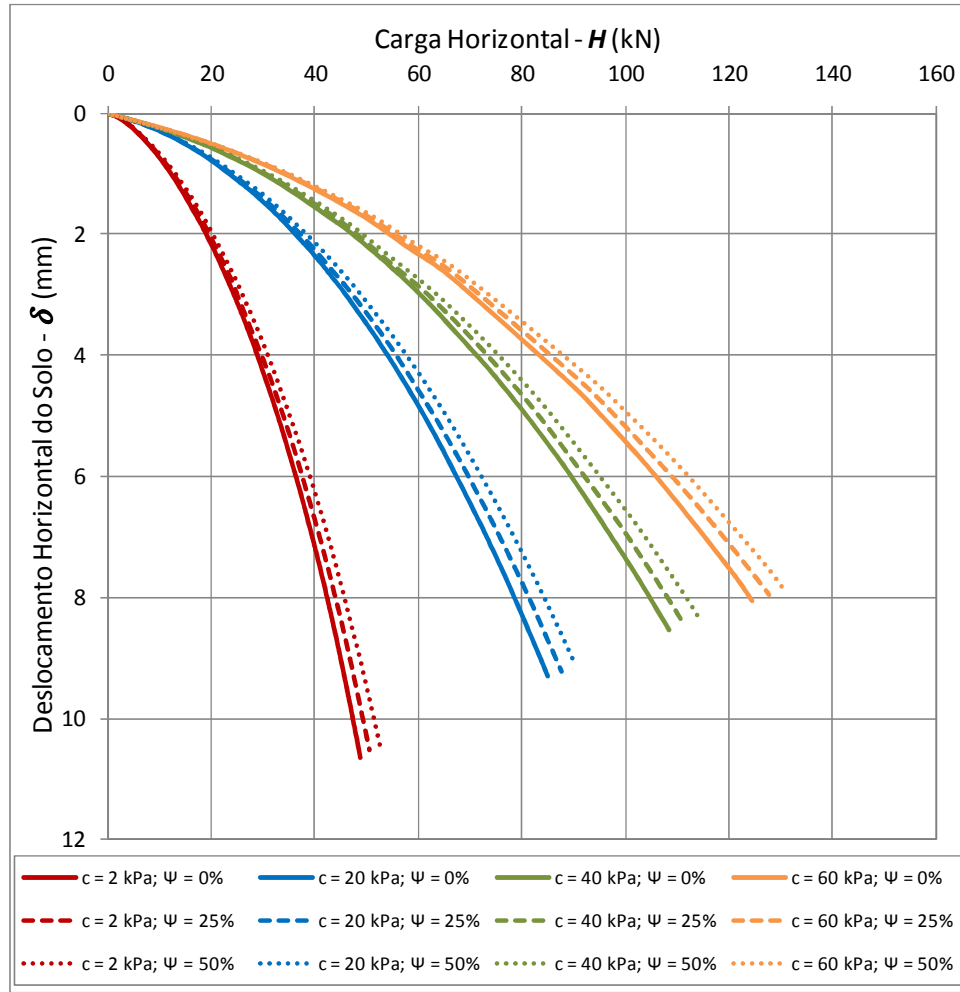


Figura 77: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 250 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 25^\circ$

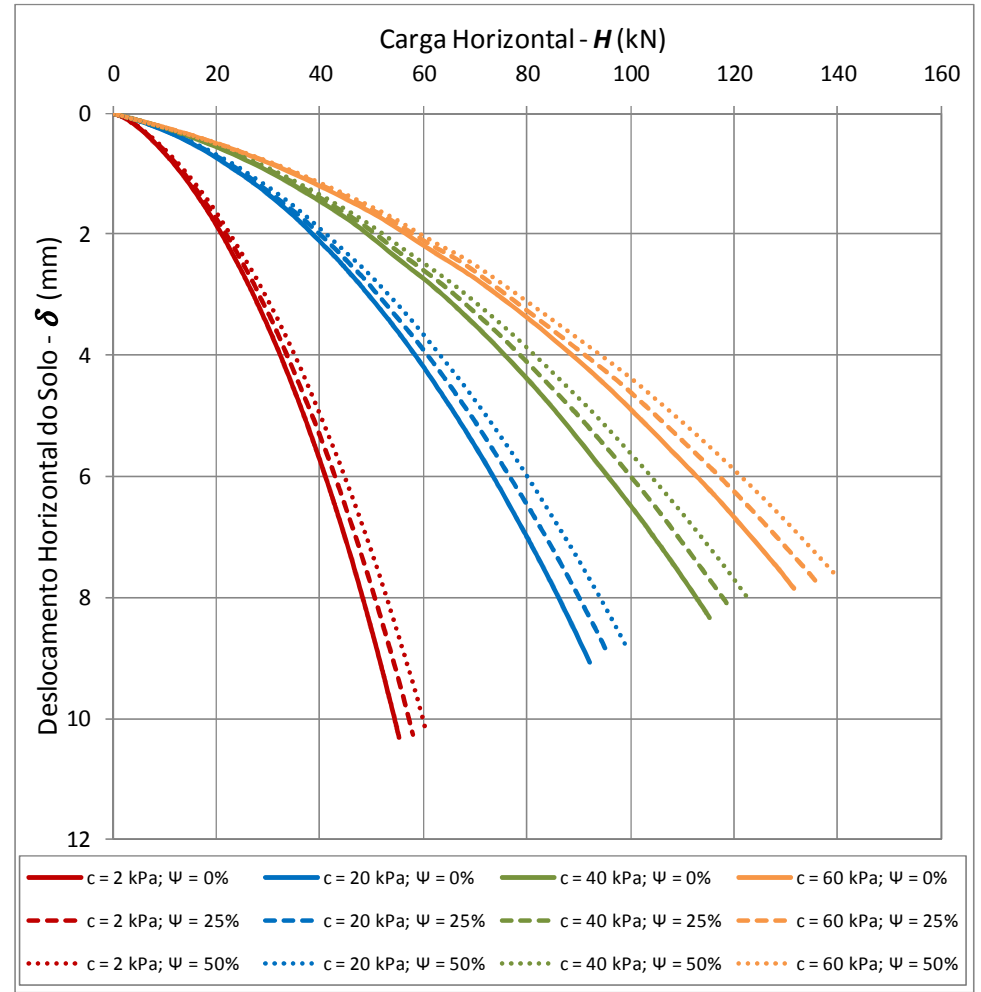


Figura 78: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 250 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 30^\circ$

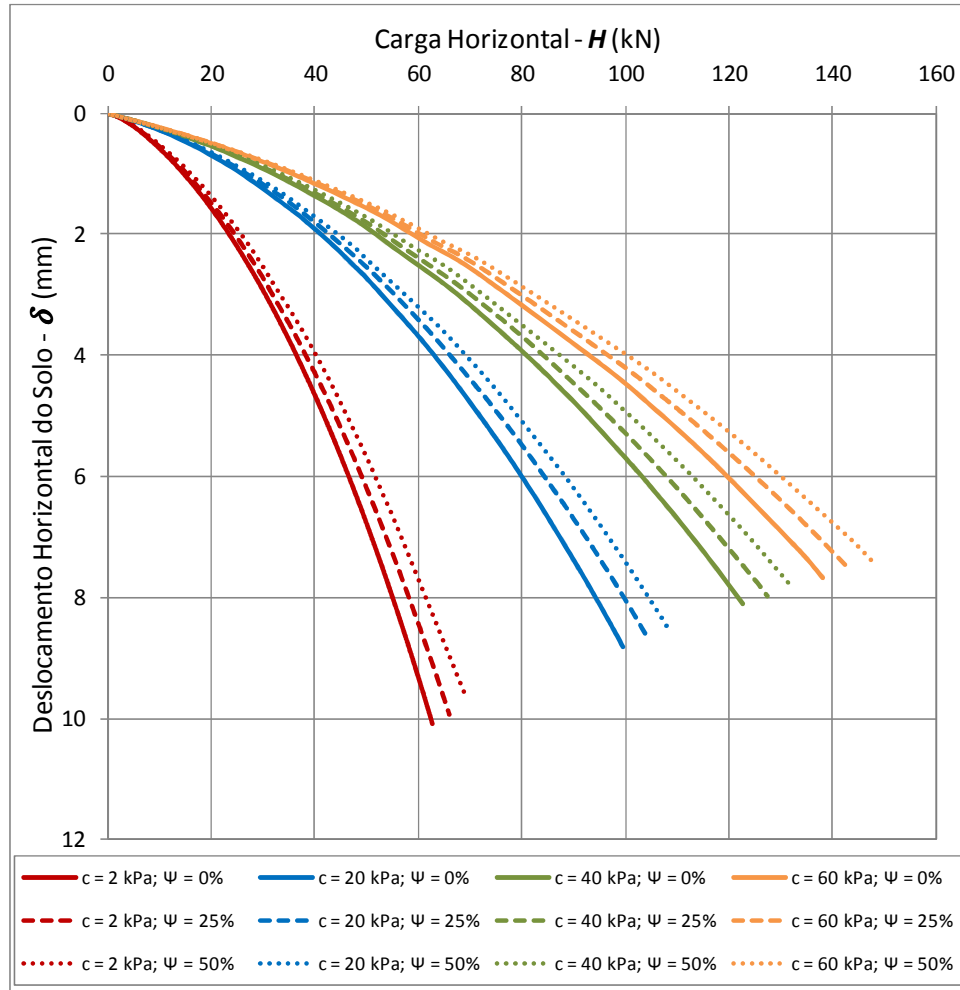


Figura 79: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 250 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 35^\circ$

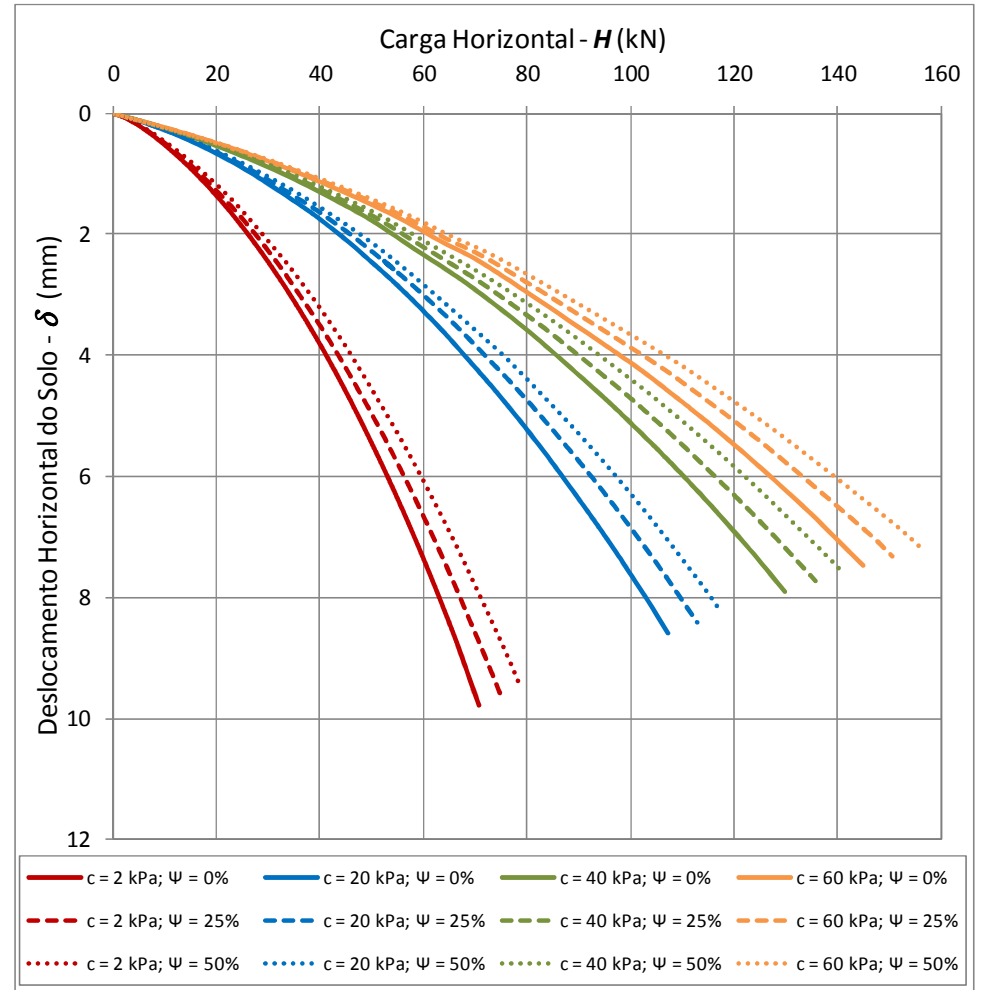


Figura 80: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 250 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 40^\circ$

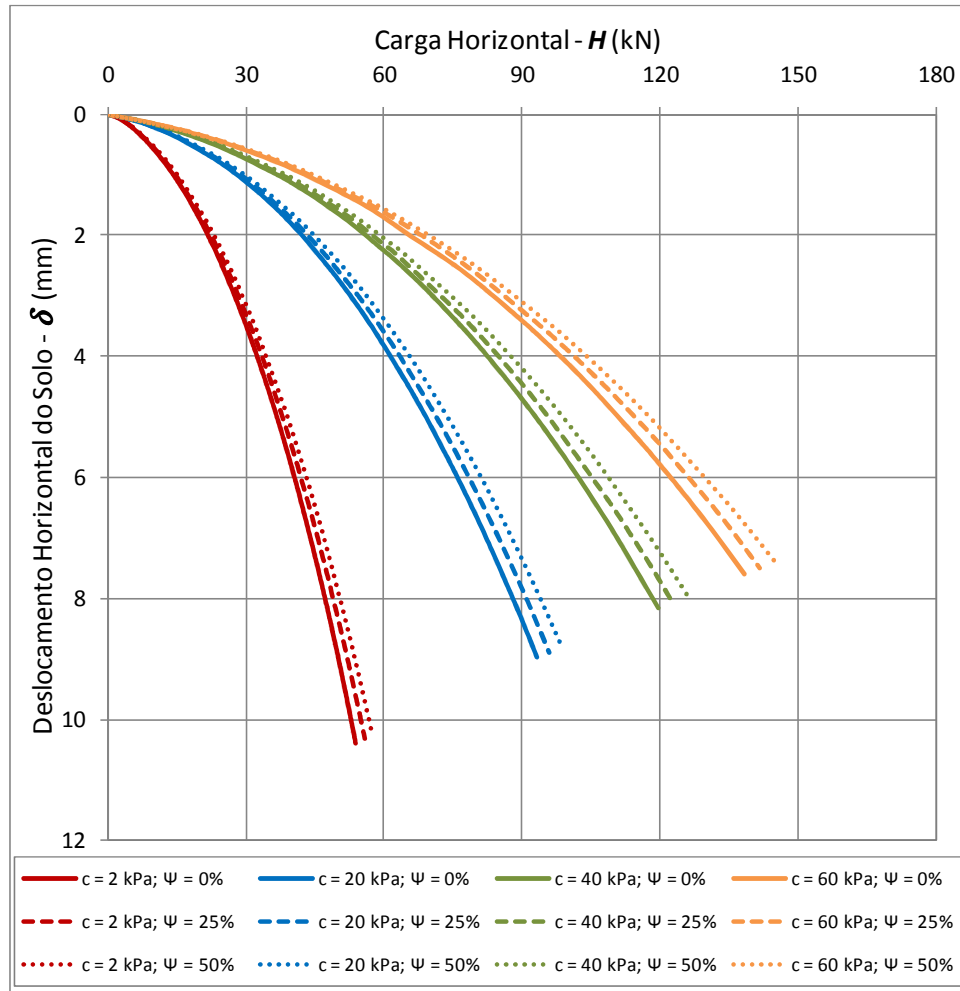


Figura 81: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 500$  MPa e  $\phi' = 25^\circ$

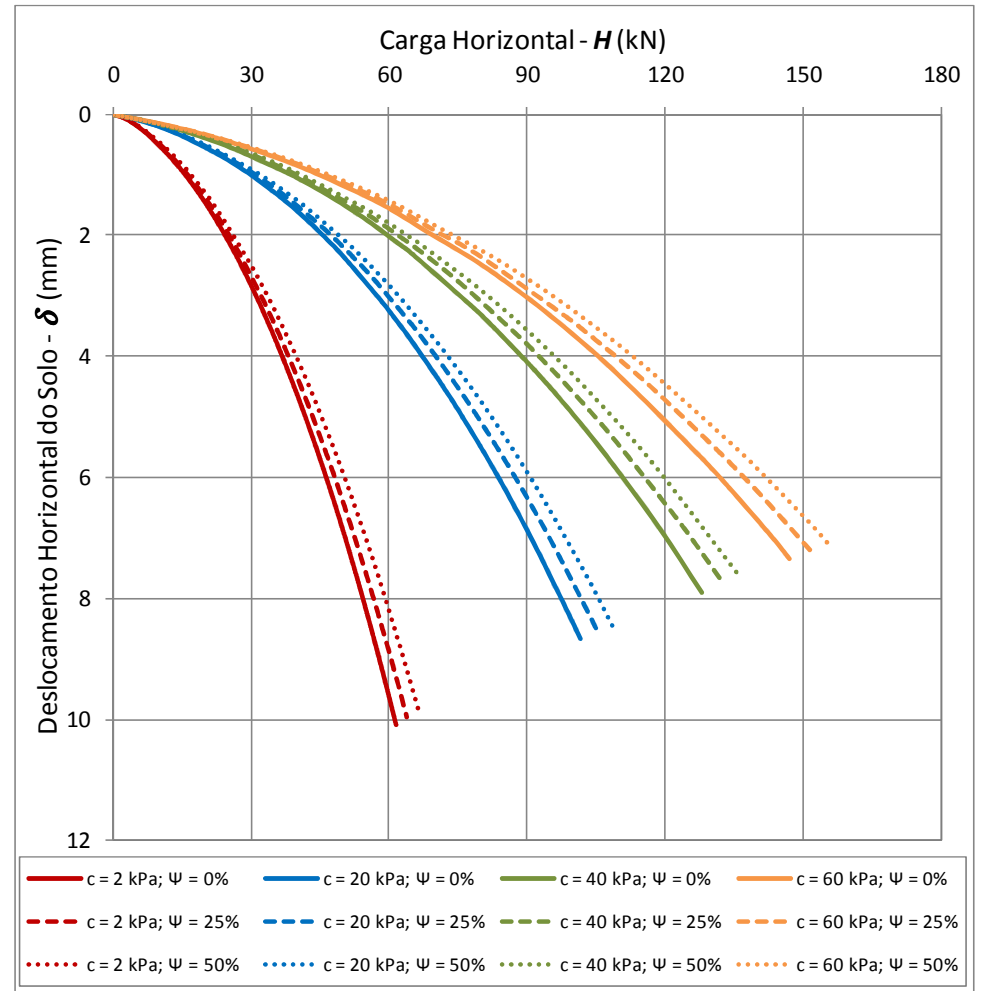


Figura 82: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 500$  MPa e  $\phi' = 30^\circ$

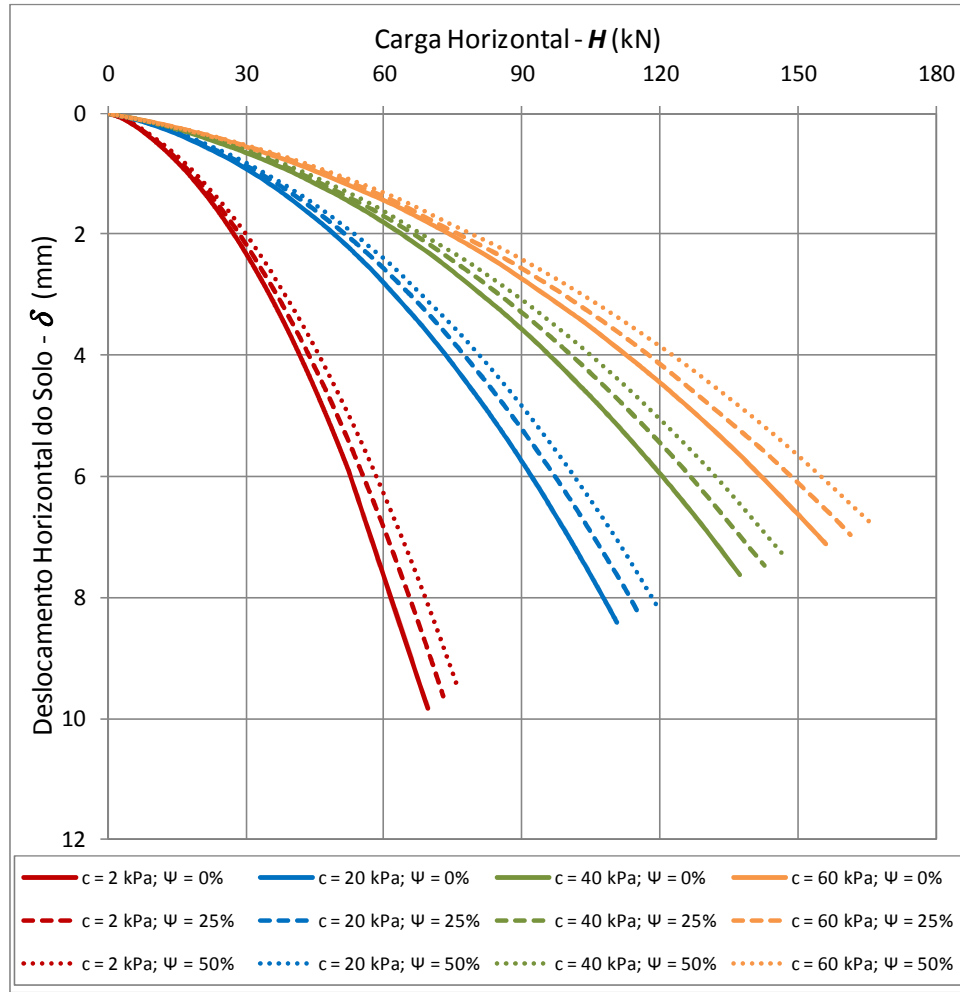


Figura 83: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 500 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 35^\circ$

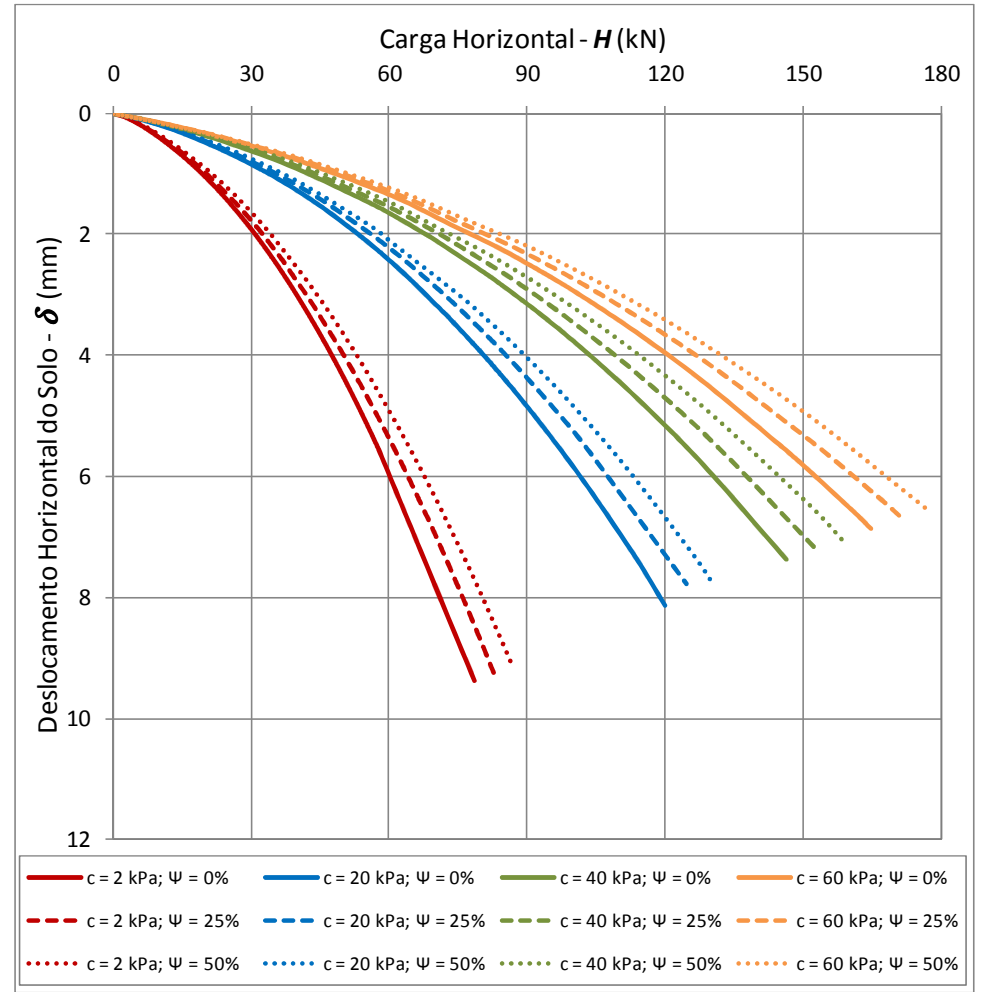


Figura 84: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 500 \text{ MPa}$  e  $\phi' = 40^\circ$

Inicialmente, observa-se nos gráficos a pequena influência da variação do ângulo de dilatância no comportamento carga-deslocamento, até a deflexão máxima considerada, de 3% do diâmetro da estaca. Embora pequena, a influência da dilatância sobre a resistência do solo é positiva, ou seja: quanto maior o ângulo de dilatância, menor a deformação causada no solo para uma determinada carga referente à deflexão relativa imposta no topo da estaca. Tais melhorias no valor da resistência se referem à influência da dilatância na deformabilidade do solo.

A diferença percentual média entre valores de carga final, encontrada entre resultados com dilatância 0%  $\phi'$  e 50%  $\phi'$ , foi de 7,2%, tendo sido maior nas simulações com menor módulo de Young e maior ângulo de atrito (diferenças em torno de 10%), e menor nas simulações com maior módulo de Young e menor ângulo de atrito (diferenças menores que 5%). Considerando-se que a variação da dilatância não provocou variações significativas no comportamento solo-estrutura, ela não será considerada na análise paramétrica deste estudo como variável influente no comportamento carga-deslocamento da estaca sob carregamento lateral. Os resultados apresentados na seqüência deste estudo se referem, portanto, às simulações com dilatância fixa, igual a 25% do valor do ângulo de atrito. Este valor foi escolhido por ser o valor intermediário simulado (entre 0% e 50%), de forma que o resultado se aproxime melhor das duas hipóteses descartadas, sem prejuízo da qualidade das previsões provenientes da análise paramétrica.

Em relação à coesão, observa-se a sua grande influência sobre o comportamento carga-deslocamento do sistema solo-estaca. O valor de carga aumenta significativamente com o aumento da coesão, principalmente entre os valores mais baixos. Este aspecto denota que o ganho de resistência do sistema não é linear com o aumento da coesão, fato a ser considerado na análise paramétrica. A influência da coesão parece ser mais expressiva quando os valores de módulo de Young são maiores, principalmente para pequenos deslocamentos. Devido à comprovada influência, a coesão será considerada na análise paramétrica como variável influente no comportamento carga-deslocamento de estacas em carregamento lateral.

Os gráficos das figuras 85 a 89 apresentam a influência do módulo de Young sobre o comportamento carga-deslocamento do sistema solo-estrutura. Os valores de módulo de Young simulados foram iguais a 50 MPa, 250 MPa e 500 MPa.

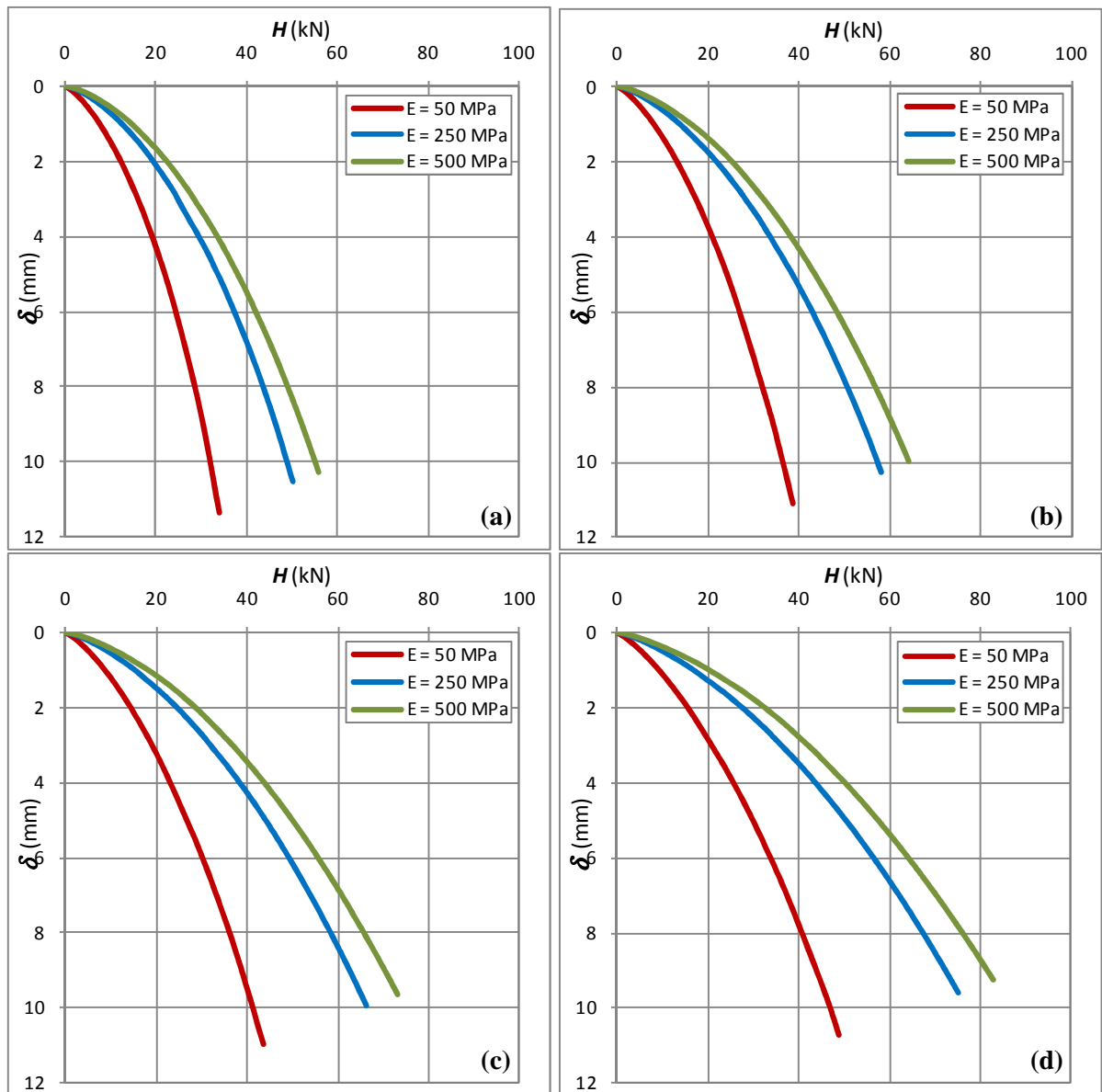


Figura 85: comportamento  $H \times \delta$  para  $c' = 2$  kPa: (a)  $\phi' = 25^\circ$ ; (b)  $\phi' = 30^\circ$ ; (c)  $\phi' = 35^\circ$ ; (d)  $\phi' = 40^\circ$



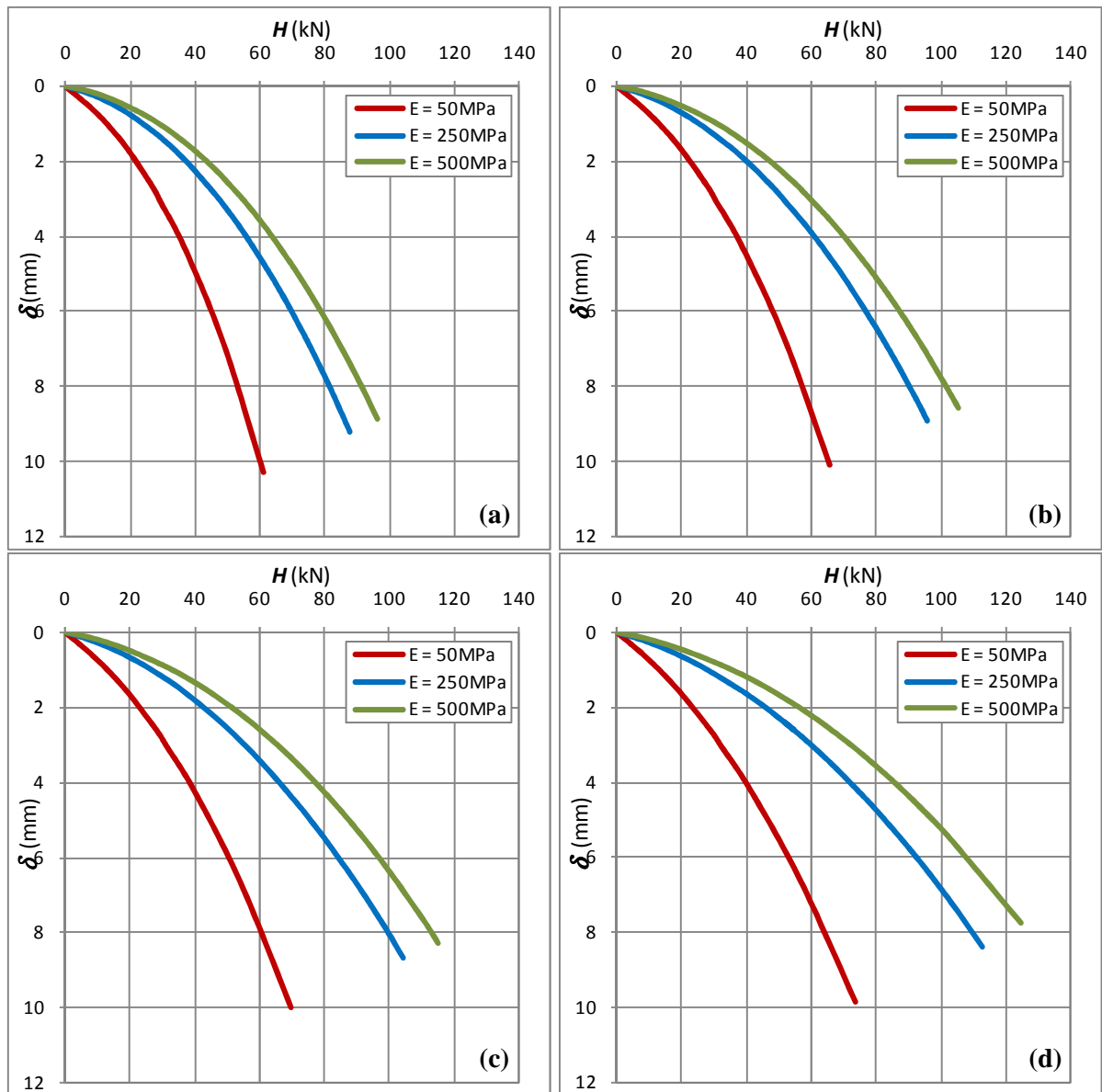


Figura 86: comportamento  $H \times \delta$  para  $c' = 20$  kPa: (a)  $\phi' = 25^\circ$ ; (b)  $\phi' = 30^\circ$ ; (c)  $\phi' = 35^\circ$ ; (d)  $\phi' = 40^\circ$

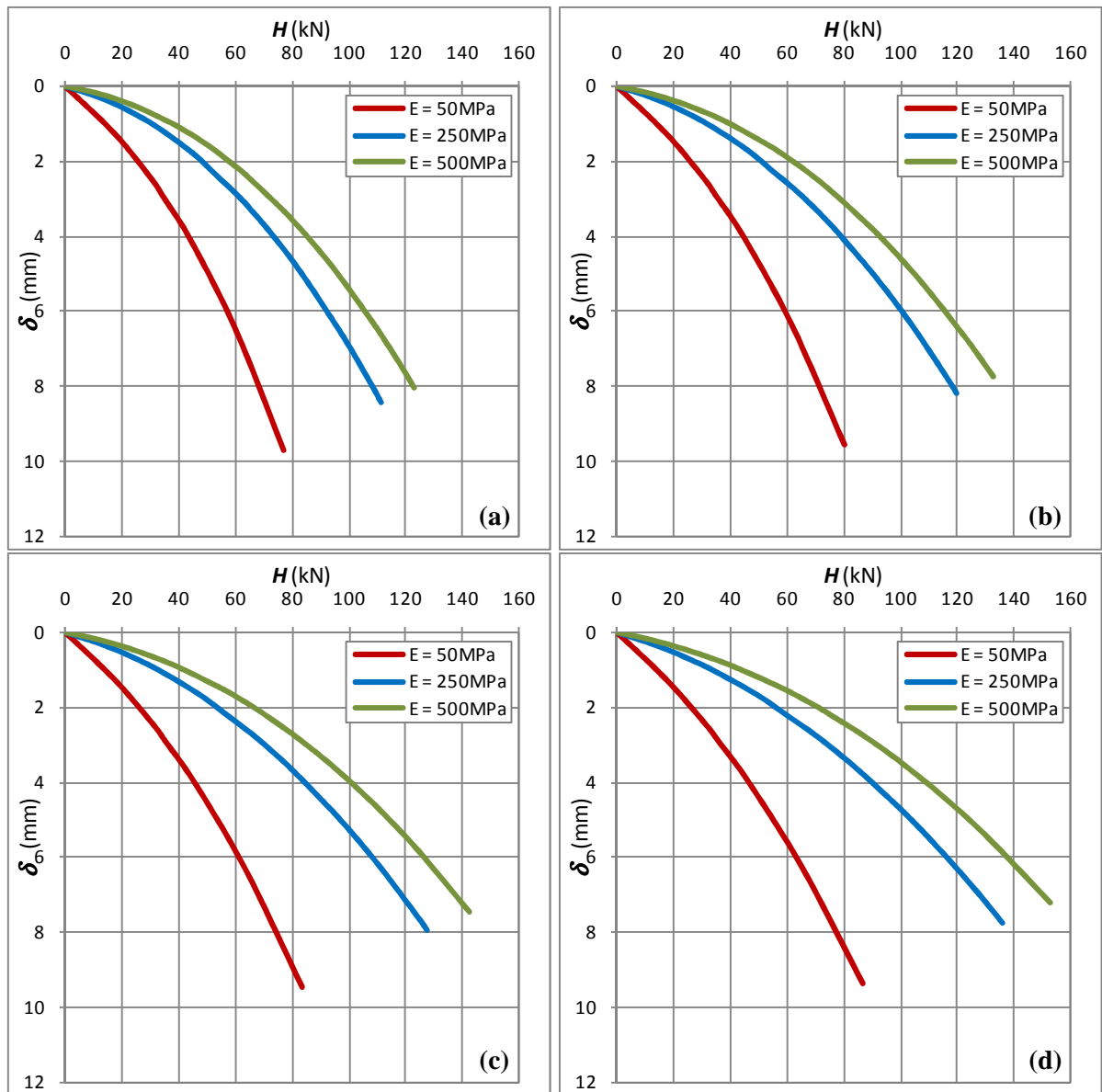


Figura 87: comportamento  $H \times \delta$  para  $c' = 40$  kPa: (a)  $\phi' = 25^\circ$ ; (b)  $\phi' = 30^\circ$ ; (c)  $\phi' = 35^\circ$ ;  
(d)  $\phi' = 40^\circ$

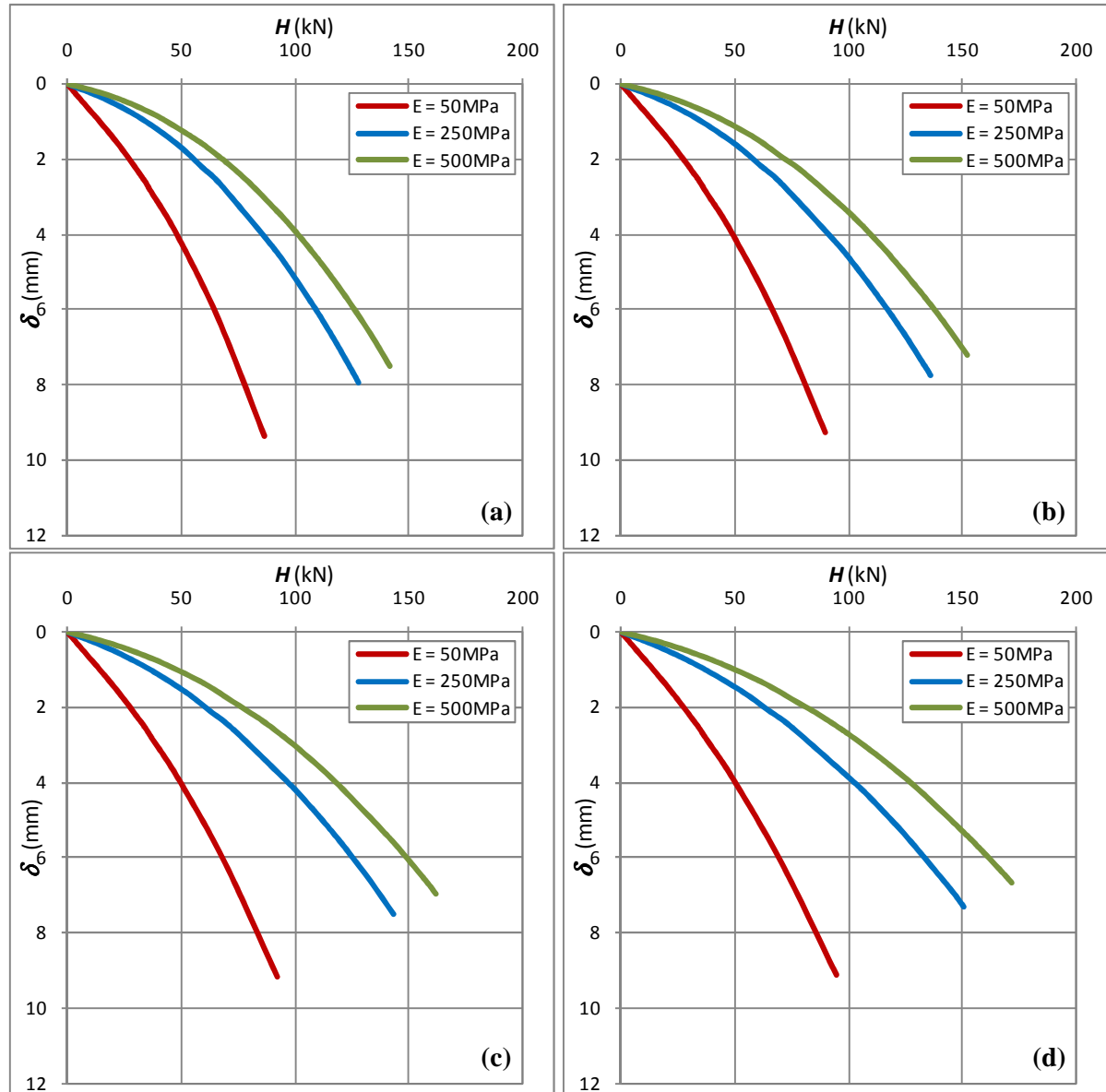


Figura 88: comportamento  $H \times \delta$  para  $c' = 60$  kPa: (a)  $\phi' = 25^\circ$ ; (b)  $\phi' = 30^\circ$ ; (c)  $\phi' = 35^\circ$ ; (d)  $\phi' = 40^\circ$

Observa-se que, com o aumento do módulo de Young, aumenta a capacidade de carga do sistema de fundação, para todas as variações de parâmetros coesão e ângulo de atrito apresentadas. O aumento da resistência do sistema não parece ser diretamente proporcional ao aumento do módulo de Young, sendo menos expressivo entre os valores mais altos de módulo e mais significativo entre os valores mais baixos. O módulo de Young foi considerado um parâmetro de forte influência sobre o comportamento estudado, e por isso será variável-controlado na análise paramétrica desenvolvida no capítulo seguinte.

Finalmente, as figuras 89, 90 e 91 apresentam a influência da variação do ângulo de atrito sobre o comportamento carga-deslocamento do sistema de fundação em estudo. Cabe salientar que os valores de ângulo de atrito tiveram a variação a seguir:  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  e  $40^\circ$ .

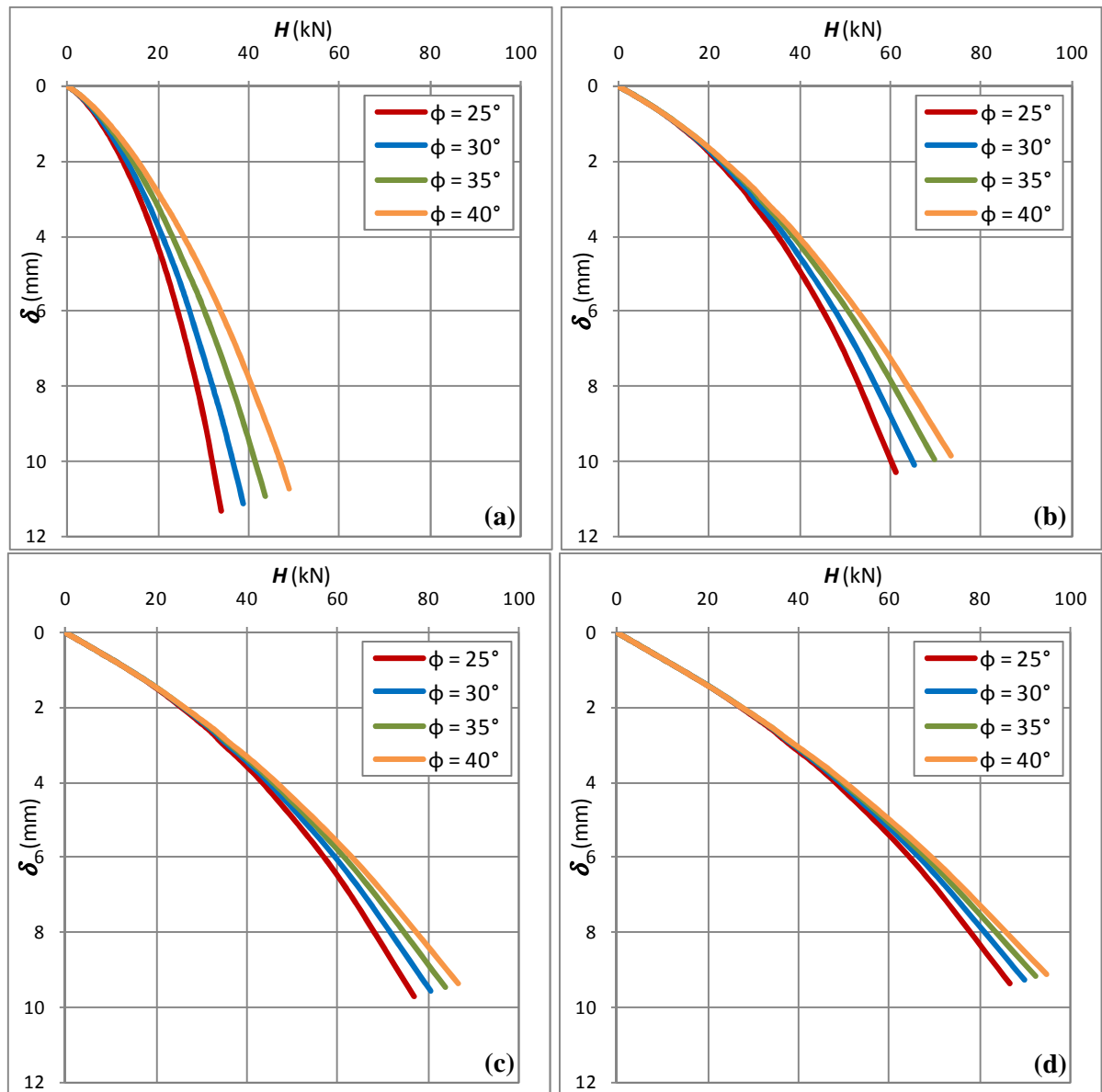


Figura 89: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 50$  MPa: (a)  $c = 2$  kPa; (b)  $c = 20$  kPa; (c)  $c = 40$  kPa; (d)  $c = 60$  kPa

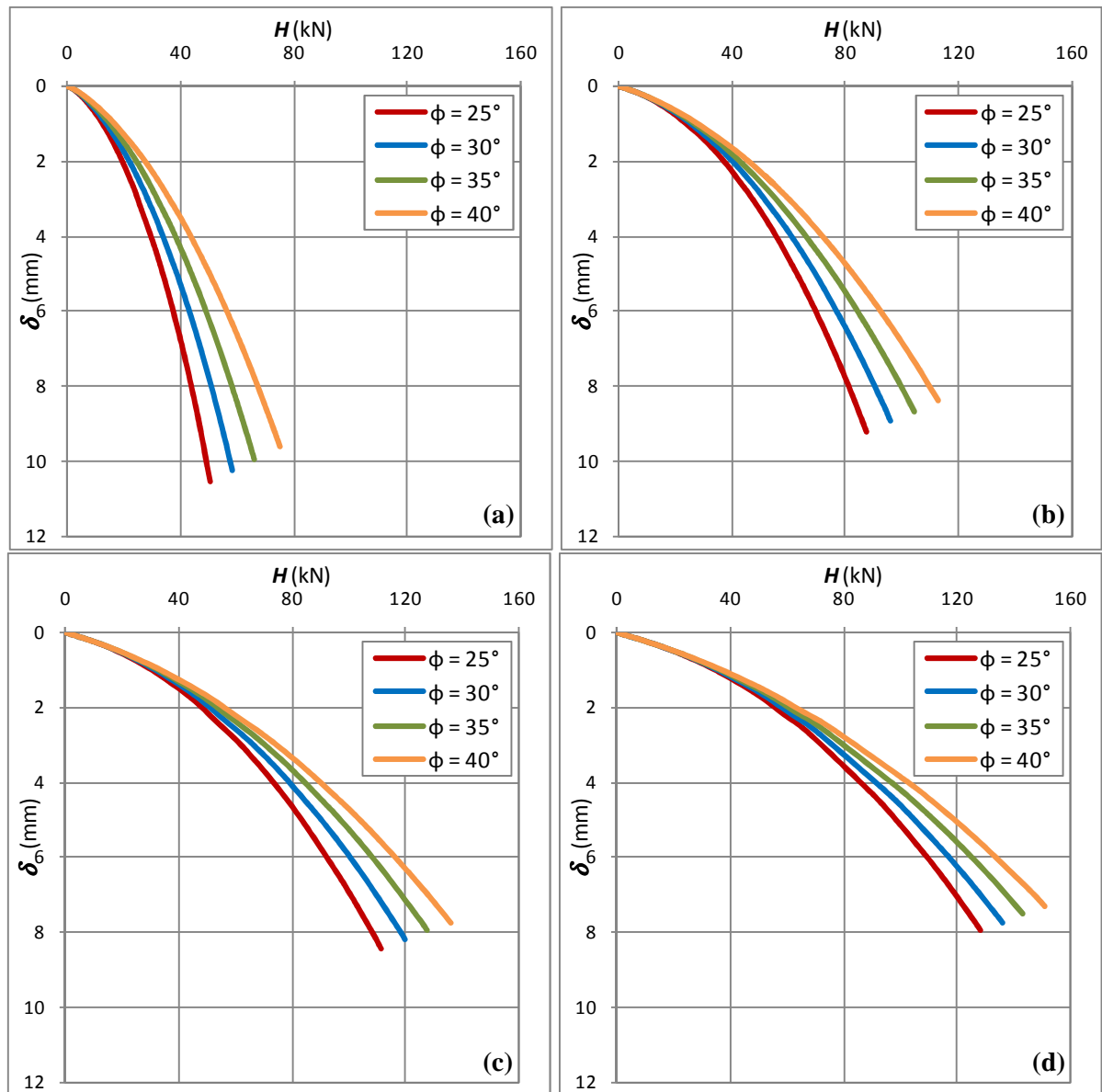


Figura 90: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 250$  MPa: (a)  $c = 2$  kPa; (b)  $c = 20$  kPa; (c)  $c = 40$  kPa; (d)  $c = 60$  kPa

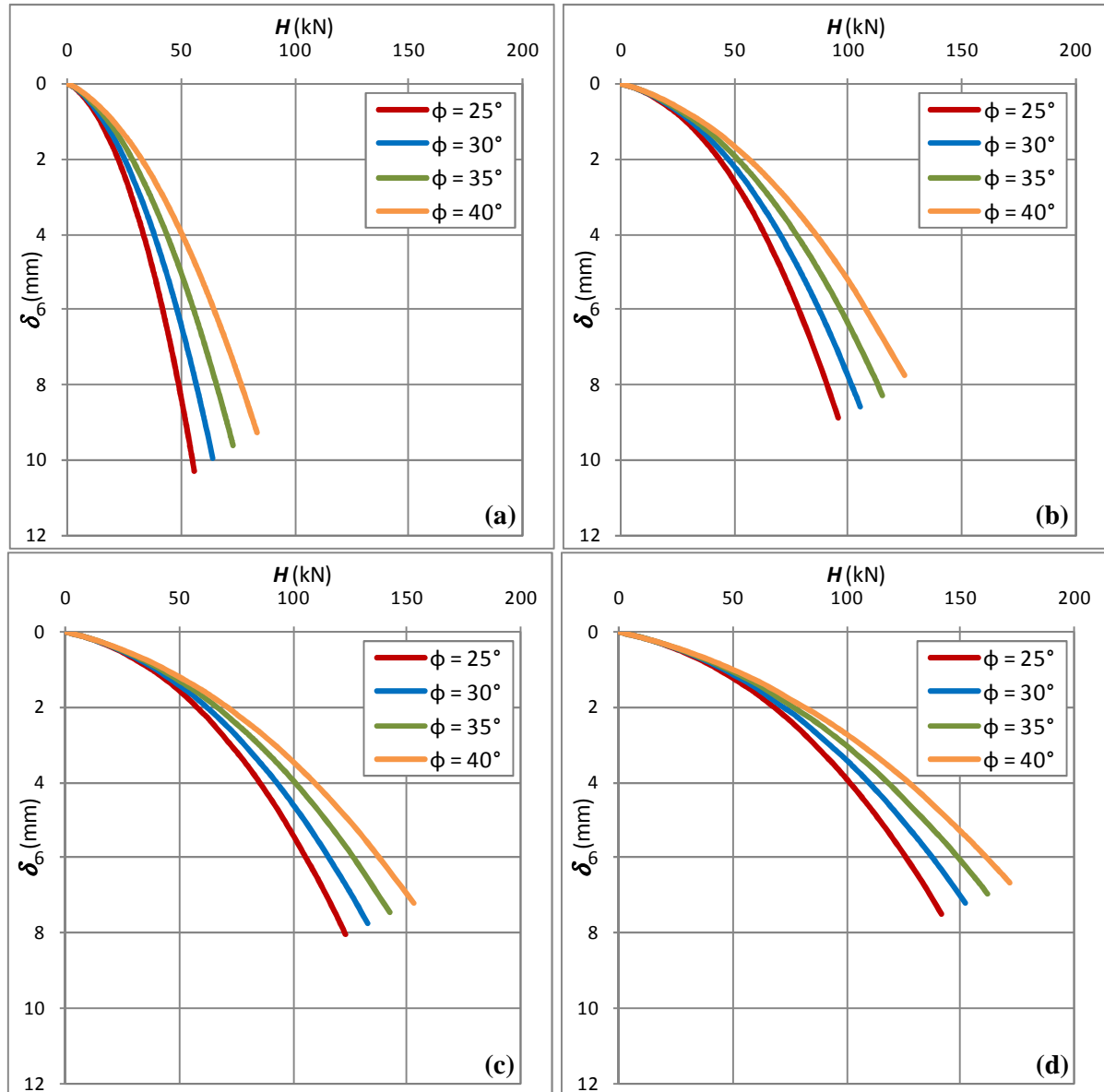


Figura 91: comportamento  $H \times \delta$  para  $E = 500$  MPa: (a)  $c = 2$  kPa; (b)  $c = 20$  kPa; (c)  $c = 40$  kPa; (d)  $c = 60$  kPa

Observa-se uma significativa influência do ângulo de atrito sobre o comportamento carga-deslocamento do conjunto solo-estaca, principalmente para maiores valores de deflexão da estaca. A taxa de variação parece não variar significativamente entre os valores de coesão estudados, indicando a possibilidade de uma relação linear entre a variação da carga horizontal com o ângulo de atrito simulado. Observa-se também que a influência do ângulo de atrito aumenta com o crescimento do módulo de Young. Tais possibilidades serão desenvolvidas na análise paramétrica de forma apropriada. Pela influência que apresentou, o ângulo de atrito configura mais um parâmetro de influência a ser considerado no desenvolvimento da análise paramétrica deste estudo.

O comportamento do sistema solo-estaca à variação paramétrica foi similar em todas as geometrias estudadas, e por este motivo, apresentou-se aqui somente a geometria  $P/D$  igual a oito. Os resultados finais (à 1% e 3% de deflexão relativa encontram-se no **Anexo A**).

#### 7.4 EFEITO DA CAMADA TRATADA

De acordo com o mecanismo de sollicitação apresentado no começo deste capítulo, bem como na revisão bibliográfica deste estudo, foram realizadas as simulações numéricas do sistema solo-estaca com a presença de reforço de solo ao redor da porção superior da estaca, região mais sollicitada. A melhoria atingiu a profundidade máxima de um quarto do comprimento da estaca (1,0 m). Os resultados demonstram a melhoria da capacidade de suporte do sistema de fundação com a melhoria das propriedades geotécnicas do entorno.

A figura 92 apresenta os isovalores de deslocamento para o caso sem reforço padrão (CL-050) em comparação a dois dos modelos com reforço: (a)  $e_{cim} = 1,0$  m e  $d_{cim} = 1,0$  m e (b)  $e_{cim} = 0,5$  m e  $d_{cim} = 3,0$  m. A coesão da camada cimentada em ambos casos é igual a 300 kPa. Os valores extremos do espectro de deslocamentos apresentado em cada figura foram mantidos constantes, de forma que se possa avaliar visualmente a melhoria devido à camada tratada.

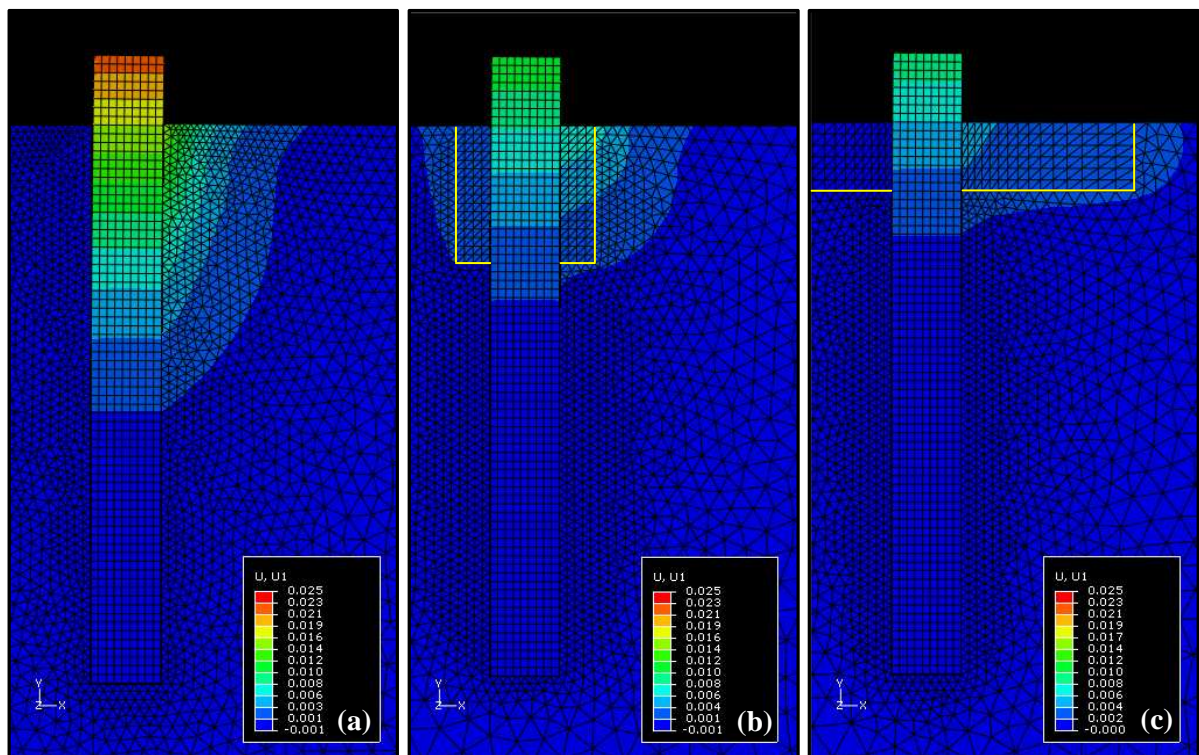


Figura 92: isovalores de deslocamento para  $P/D = 8$ : (a) sem reforço; (b)  $e_{cim} = 1,0$ m e  $d_{cim} = 1,0$ m; (c)  $e_{cim} = 0,5$ m e  $d_{cim} = 3,0$ m

Observa-se que a camada cimentada absorve a maior parte dos deslocamentos, em relação ao solo sem tratamento. Através das figuras é possível perceber que um tratamento superficial com maior extensão radial absorve maiores deslocamentos que tratamentos mais profundos, porém de menor diâmetro, para uma mesma deflexão aplicada no topo da estaca. Observa-se também que, para o caso (b), há uma tendência de movimentação de todo o bloco de tratamento na direção da deflexão aplicada, enquanto que na configuração (c) os deslocamentos horizontais mais expressivos se concentram apenas no lado direito.

O comportamento carga-deslocamento para as simulações com camada tratada pode ser observado nas figuras 93, 94 e 95, em comparação à estaca em solo sem tratamento. Estão sendo apresentados apenas resultados de carga-deflexão relativa para diâmetros de tratamento iguais a 1, 2 e 3 m, espessuras de tratamento iguais a 0,5 e 1 m, bem como coesões de camada tratada iguais a 100, 200 e 300 kPa. As simulações com diâmetro de tratamento igual a 4m não atingiram a deflexão máxima nas simulações devido a problemas de processamento, e por isso serão omitidas nas figuras abaixo. Pode-se destacar, no entanto, que o comportamento demonstrado por estas simulações foi coerente com as demais, tendo algumas chegado à  $y/D$  igual a 1%, sendo apresentadas na análise posterior.

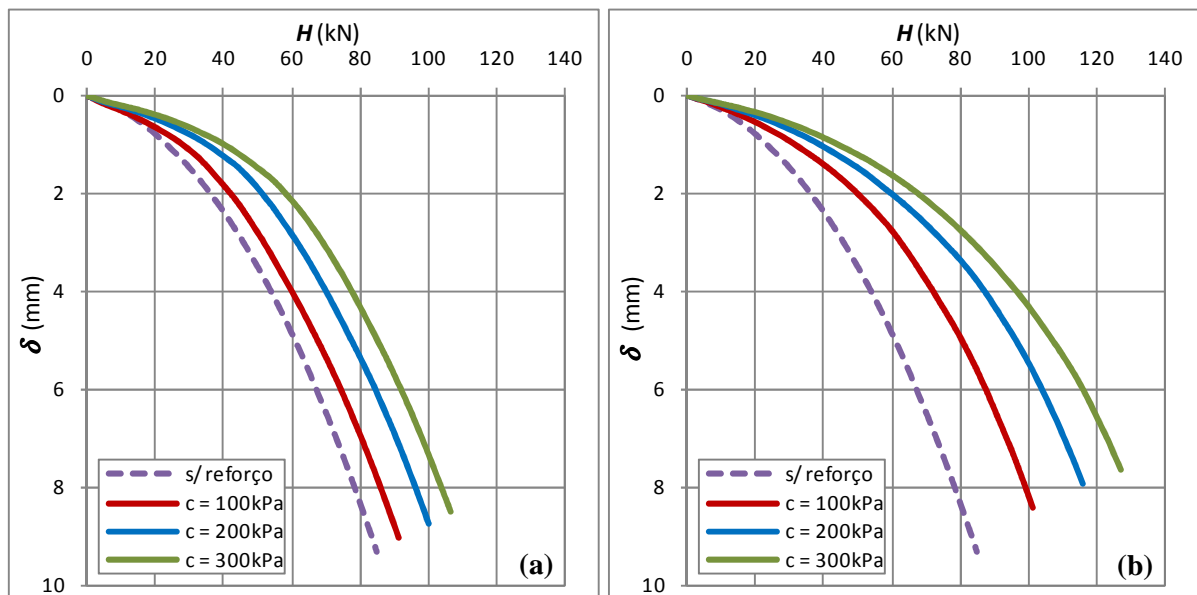


Figura 93: comportamento  $H \times \delta$  do solo tratado para  $d_{cim} = 1,0m$  (a)  $e_{cim} = 0,5 m$ ; (b)  $e_{cim} = 1,0m$



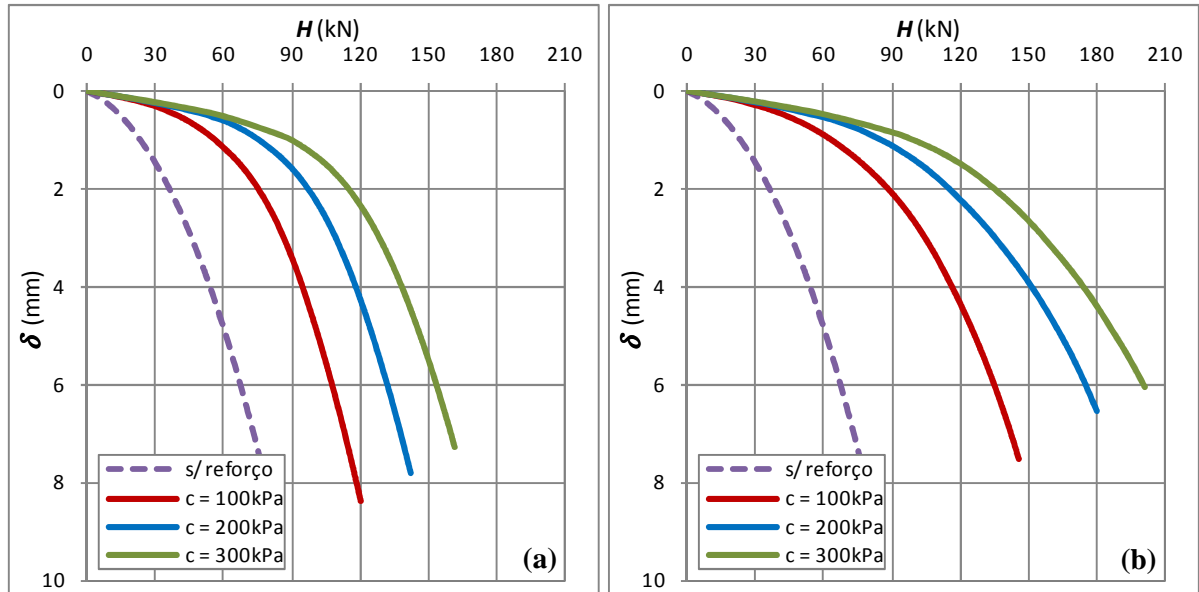


Figura 94: comportamento  $H \times \delta$  do solo tratado para  $d_{cim} = 2,0\text{m}$  (a)  $e_{cim} = 0,5\text{ m}$ ; (b)  $e_{cim} = 1,0\text{m}$

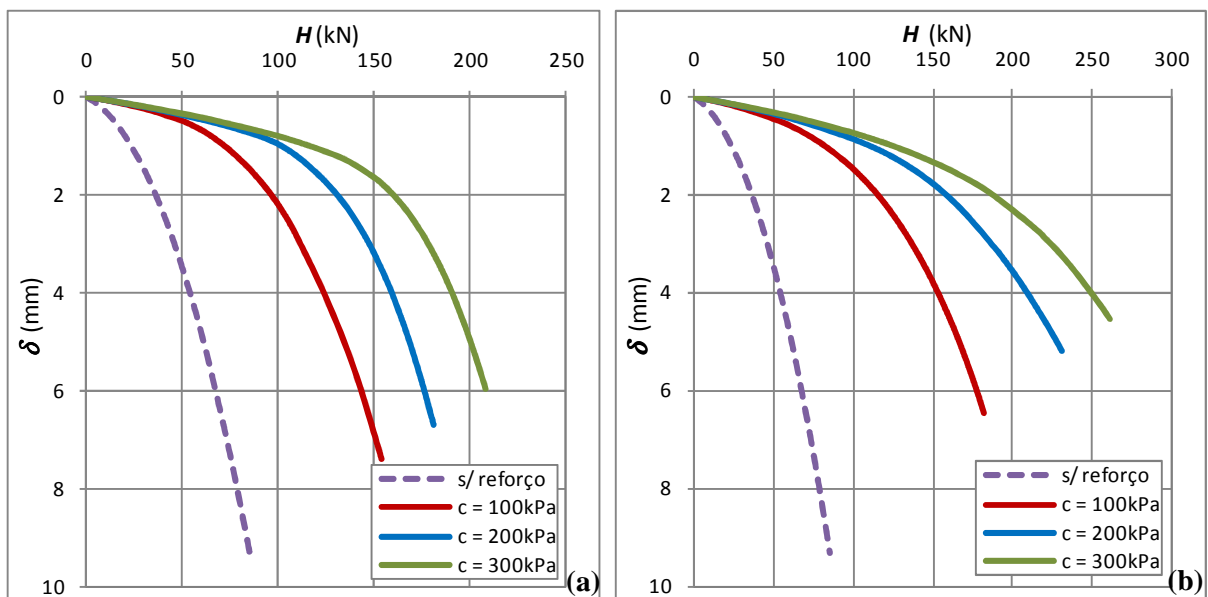


Figura 95: comportamento  $H \times \delta$  do solo tratado para  $d_{cim} = 3,0\text{m}$  (a)  $e_{cim} = 0,5\text{ m}$ ; (b)  $e_{cim} = 1,0\text{m}$

Observa-se nos gráficos apresentados que o aumento da coesão da camada cimentada aumenta o valor da resistência do conjunto solo-estaca, para a mesma deflexão aplicada no topo, bem como diminuiu os deslocamentos horizontais no solo. Nestes gráficos é possível observar também a melhoria da resistência do conjunto com o aumento da espessura da camada cimentada, comparando-se os itens (a) e (b) de cada figura. Finalmente, se observa que o aumento do diâmetro da camada cimentada ocasiona melhoria substancial do comportamento da estaca sob carregamento lateral, pois aumenta a resistência e a rigidez do sistema e diminuiu as deformações no solo.

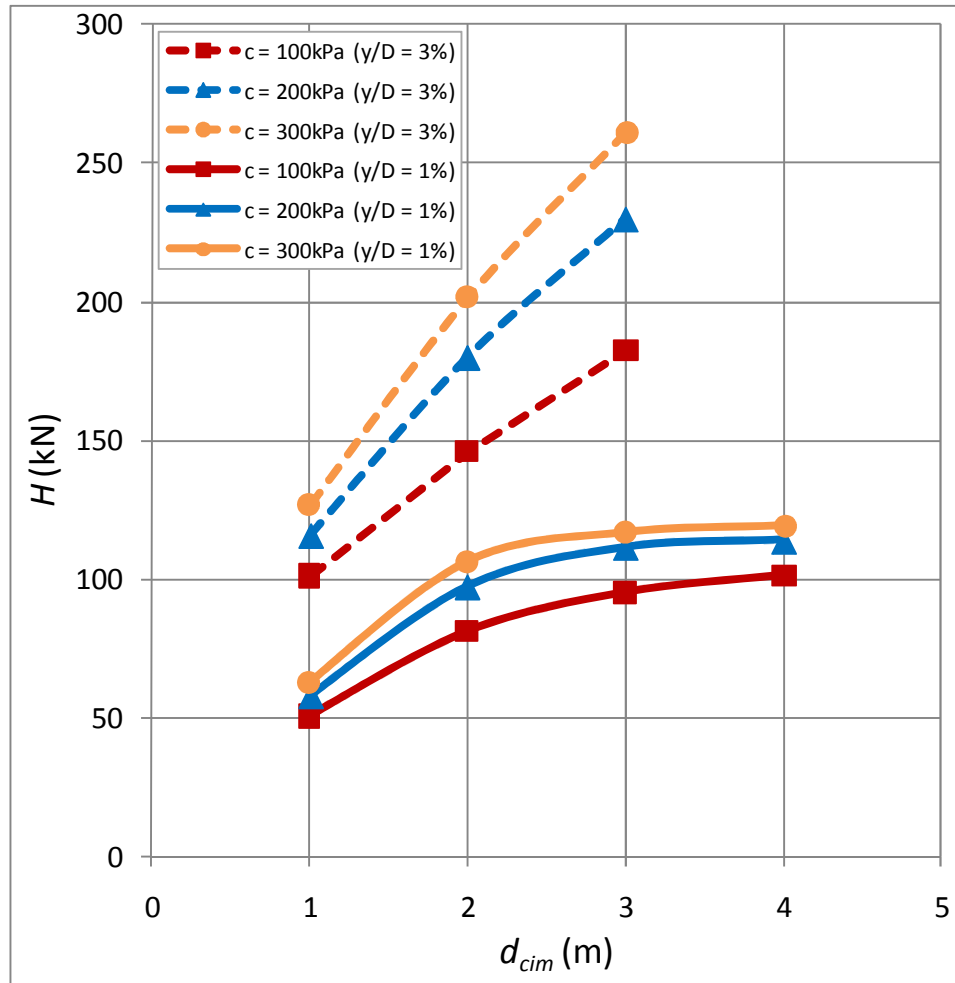


Figura 96: comportamento  $H \times d_{cim}$  para  $e_{cim} = 0,5$  m

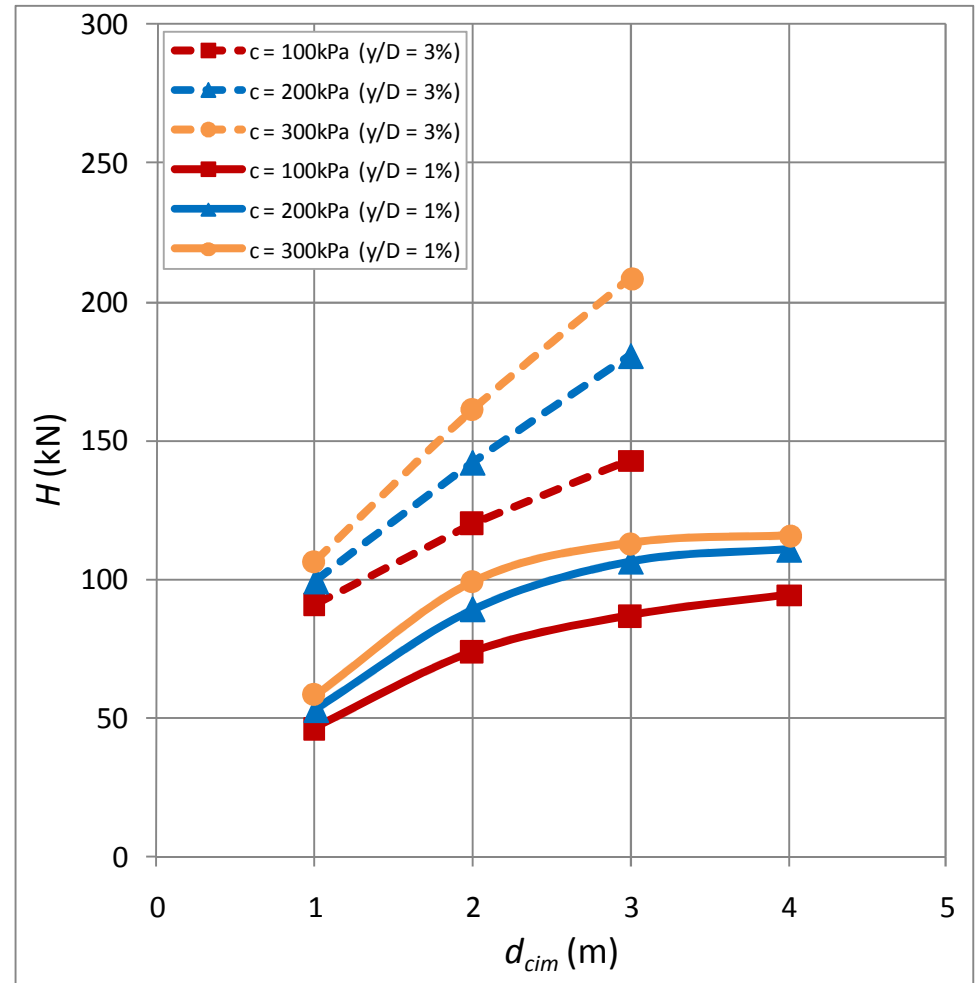


Figura 97: comportamento  $H \times d_{cim}$  para  $e_{cim} = 1,0$  m

O ganho de resistência do conjunto solo-estaca, sob os diferentes diâmetros e espessuras de tratamento ensaiados, estão apresentadas nas figuras 96 e 97, para 1% e 3% de deflexão relativa. Para 1% constam os dados das simulações com diâmetro de tratamento igual a 4m.

Observa-se que o efeito do diâmetro da camada cimentada é variável com o valor da deflexão relativa na estaca. À 1% de deformação relativa, a melhoria da resistência, devida ao aumento do diâmetro da camada cimentada, tende à estabilizar após o valor de diâmetro igual a 2m. Este fenômeno ocorre para as duas profundidades de tratamento testadas. Por outro lado, avaliando-se a deflexão relativa de 3%, percebe-se que o ganho de resistência não tende à estabilizar, e sim tende a aumentar de forma aproximadamente linear com o diâmetro da camada cimentada, para as duas espessuras de tratamento. Possivelmente a estabilização ocorre à maiores volumes de tratamento, fora do espectro testado nesta pesquisa. As figuras sugerem também que o efeito da variação da coesão é bastante mais expressivo à maiores deflexões relativas.

Os comportamentos observados são interessantes do ponto de vista prático, pois demonstram que com o reforço de uma pequena quantidade ao redor da estaca podem ser atingidos valores muito elevados de resistência ao carregamento lateral, à custas de pequenos deslocamentos de solo. A melhoria na capacidade de carga ao carregamento lateral variou entre 7,0% e 207%, sendo tanto maior quanto o volume de solo tratado empregado, conforme indica a figura 98. A melhoria foi estimada como sendo a razão entre a diferença dos valores de carga atingido com e sem reforço, e o próprio valor de referência.

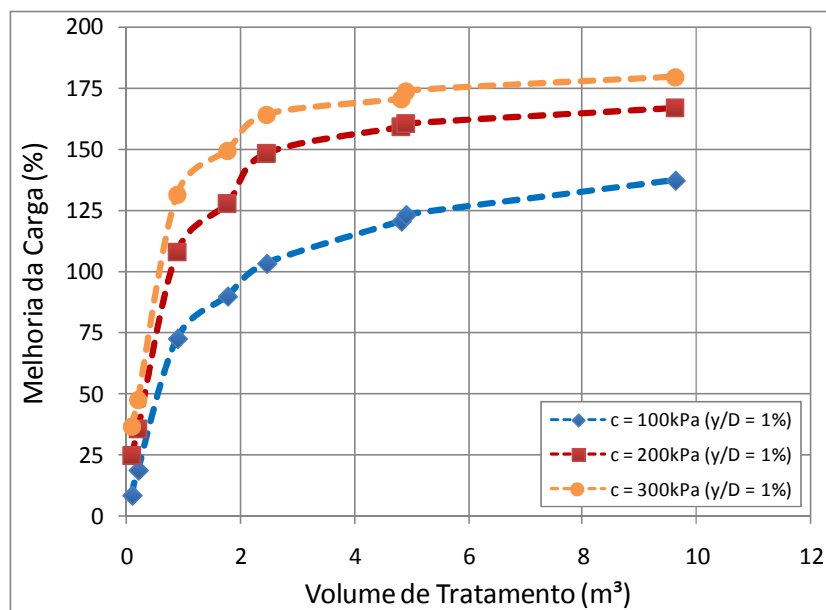


Figura 98: melhoria da resistência do solo x volume de tratamento ( $y/D = 1\%$ )

Este gráfico indica que, para este nível de deflexão relativa, a melhoria da qualidade do substrato de solo, em termos de resistência, pode ser função apenas do volume de tratamento. Observa-se que, a partir de um volume de tratamento próximo a  $2\text{m}^3$ , os ganhos de resistência são muito baixos, principalmente para maiores valores de coesão. Esta comparação representa um bom indicador do ponto de vista prático, pois evita volumes reforço desnecessário, aumentando a economia.

Para 3% de deflexão relativa, a melhoria é crescente com o volume, não atingindo um patamar como no caso 1%. No entanto, a aquisição de resistência não parece ser função somente do volume de tratamento, pois os pontos encontram-se pouco mais dispersos que no caso anterior. Neste caso, ilustrado na figura 99, a melhoria do conjunto está associada também à forma de tratamento, se mais profunda ou radial. Acredita-se que a melhoria aumente até um patamar de estabilização, para maiores volumes de tratamento, devendo ser avaliada nesta condição a validade da correlação proposta.

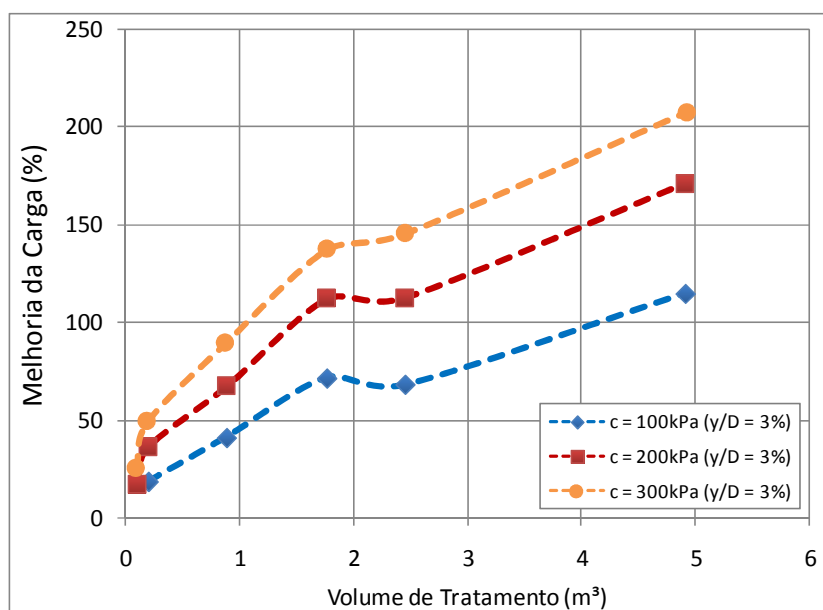


Figura 99: melhoria da resistência do solo x volume de tratamento ( $y/D = 3\%$ )

Todavia, o que se quis comprovar com este estudo, é a possibilidade de grande melhoria do comportamento de uma estaca sob carregamento lateral com tratamento superficial, no entorno da estaca. Baseado em um número maior de simulações e hipóteses, será possível estabelecer uma regra de dimensionamento para reforços deste tipo, levando-se em conta os parâmetros envolvidos. O estabelecimento de leis como esta são de grande valia para a prática de engenharia, pois aliam segurança e economia ao projeto de fundações.

## 8. ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS RESULTADOS

Tendo sido apresentados os resultados das simulações, e identificadas as variáveis de maior influência no comportamento carga-deslocamento do sistema solo-estaca, parte-se para a análise paramétrica integrada dos resultados. Esta análise pretende agrupar a influência de todas as variáveis em uma formulação, através da qual se possa prever o comportamento de estacas, similares às ensaiadas, sob carregamento lateral. Este capítulo apresenta esta análise em duas etapas: análise individual do comportamento solo-estrutura através normalização das variáveis envolvidas; e análise integrada dos comportamentos normalizados utilizando-se de um fator de parâmetros.

### 8.1 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS

As simulações foram conduzidas até uma deflexão máxima do topo da estaca igual a 3% do seu diâmetro. A análise aqui apresentada é realizada sobre dois valores característicos de deflexão: 1% e 3% do diâmetro da estaca. Optou-se por fazer esta análise a dois níveis de deflexão visando aumentar a abrangência do estudo paramétrico para situações reais, onde se podem ter diferentes níveis de deformação admissíveis, de acordo com a super estrutura. Para estas duas configurações de deflexão máxima admissível, foram avaliadas as 4 (quatro) geometrias simuladas.

As variáveis avaliadas foram adimensionalizadas de acordo com o quadro 52, de forma que os resultados pudessem ser avaliados livremente, sem restrições de unidades. Para a carga horizontal aplicada, utilizou-se o peso próprio da estaca como divisor, bem como para as variáveis com unidade de tensão utilizou-se a pressão atmosférica. Para os ângulos optou-se pelo uso do valor da sua tangente. As variáveis geométricas de maior importância já haviam sido normalizadas anteriormente ( $P/D$ ). A pressão atmosférica considerada na adimensionalização das variáveis de pressão foi igual a 101,30 kPa.

<b>Parâmetro</b>	<b>Expressão</b>
Carga Horizontal Adimensional	$H/ W_e$
Módulo de Young Adimensional	$E/ Pa$
Coesão Adimensional	$c/ Pa$
Ângulo de Atrito Adimensional	$tg(\phi)$

Quadro 52: variáveis adimensionalizadas

Nesta etapa, serão apresentados os resultados para a geometria  $P/D$  igual a 8. Para as demais geometrias, o desenvolvimento é semelhante, e por este motivo, serão somente apresentados os resultados finais das demais relações  $P/D$  estudadas nesta dissertação.

Os gráficos das figuras 100 a 107 apresentam a influência do módulo de Young adimensional na carga horizontal normalizada para 1% e 3% de deflexão do topo da estaca. Os gráficos estão em escala logarítmica no eixo do módulo adimensional, pois nesta representação o comportamento pode ser aproximado como linear, ou seja, assume-se que a carga varia linearmente com o logaritmo do módulo de Young.

Observa-se que a taxa de ganho de resistência com o logaritmo do módulo de Young aumenta de forma discreta com o aumento do ângulo de atrito. Esta taxa aumenta de forma mais expressiva quando do acréscimo da coesão do solo. Este padrão pôde ser observado nos gráficos referentes a 1% e 3% de deflexão relativa.

Para valores mais baixos de coesão, o módulo de Young sofre maior influência mediante variação do ângulo de atrito interno. Podemos notar a diminuição da influência do ângulo de atrito ao observar, por exemplo, a convergência dos pontos experimentais em  $\phi' = 25^\circ$  numa mesma resistência, no gráfico da figura 104. Este comportamento é observado para as duas deflexões relativas estudadas, porém, é mais expressiva no caso  $y/D = 1\%$ .

De forma geral, pode-se observar nas figuras o excelente ajuste de uma função logarítmica ao comportamento carga adimensional x módulo de Young adimensional, conforme indicam os coeficientes de determinação obtidos, variando entre 0,989 e 0,999.

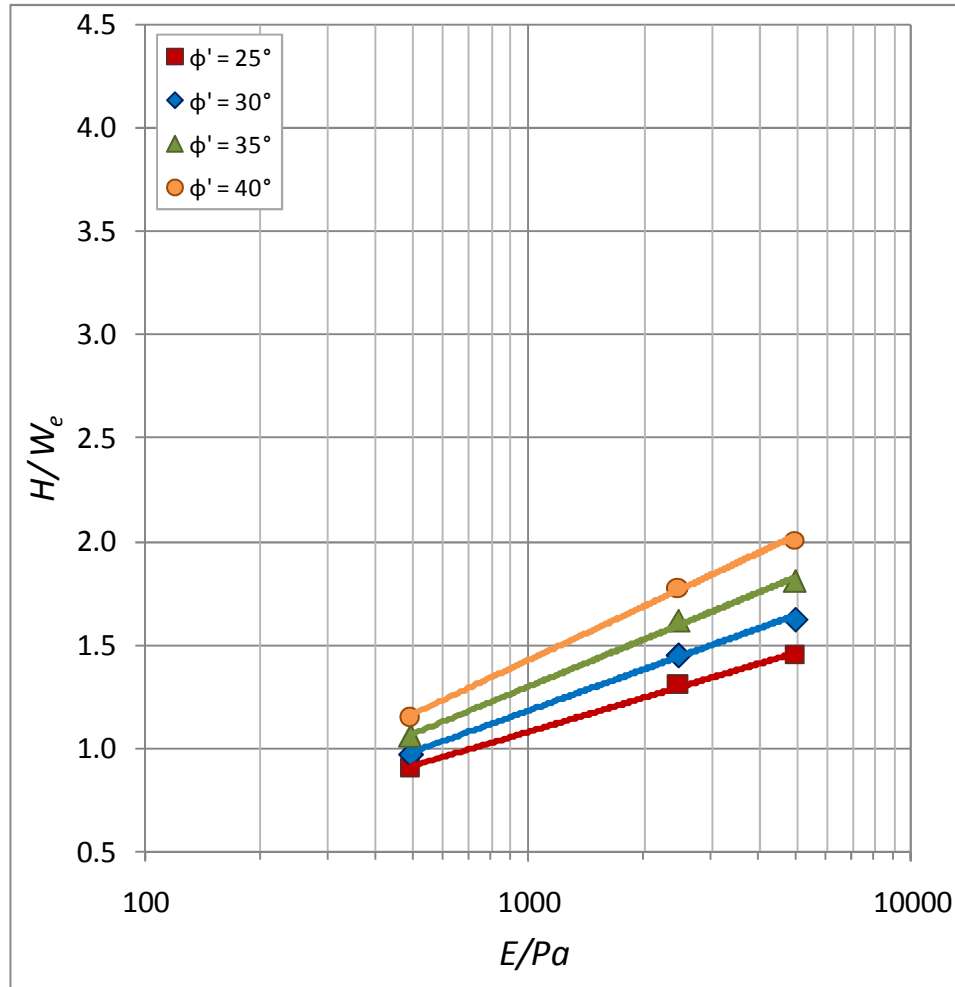


Figura 100: comportamento  $E/P_a \times H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $c = 2,0$  kPa

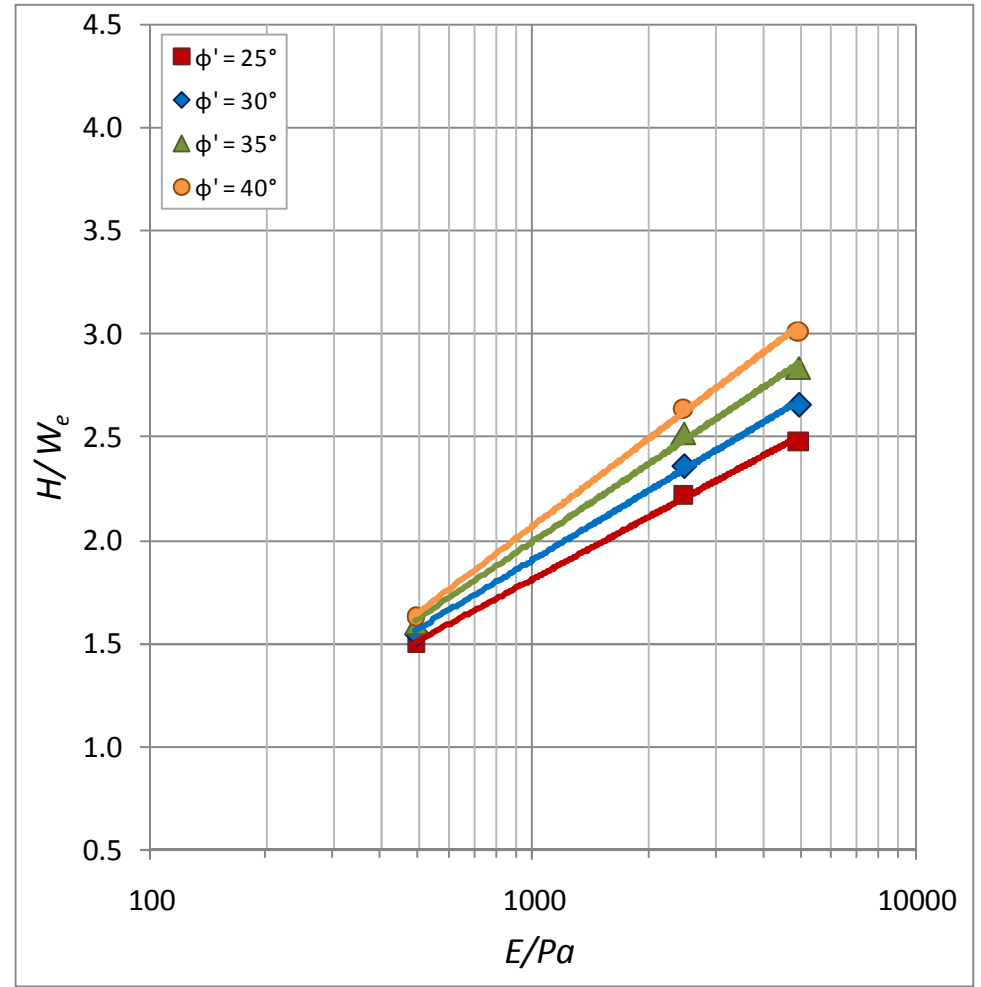


Figura 101: comportamento  $E/P_a \times H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $c = 20$  kPa

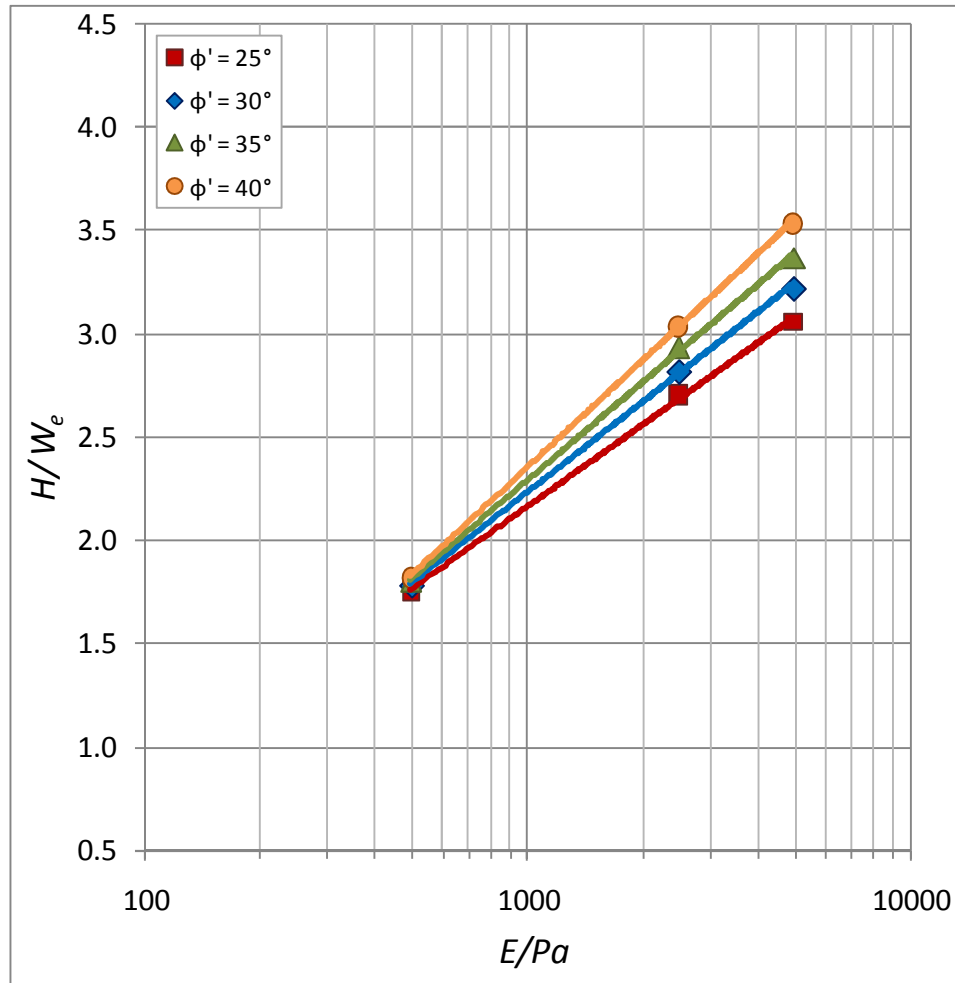


Figura 102: comportamento  $E/P_a \times H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $c = 40$  kPa

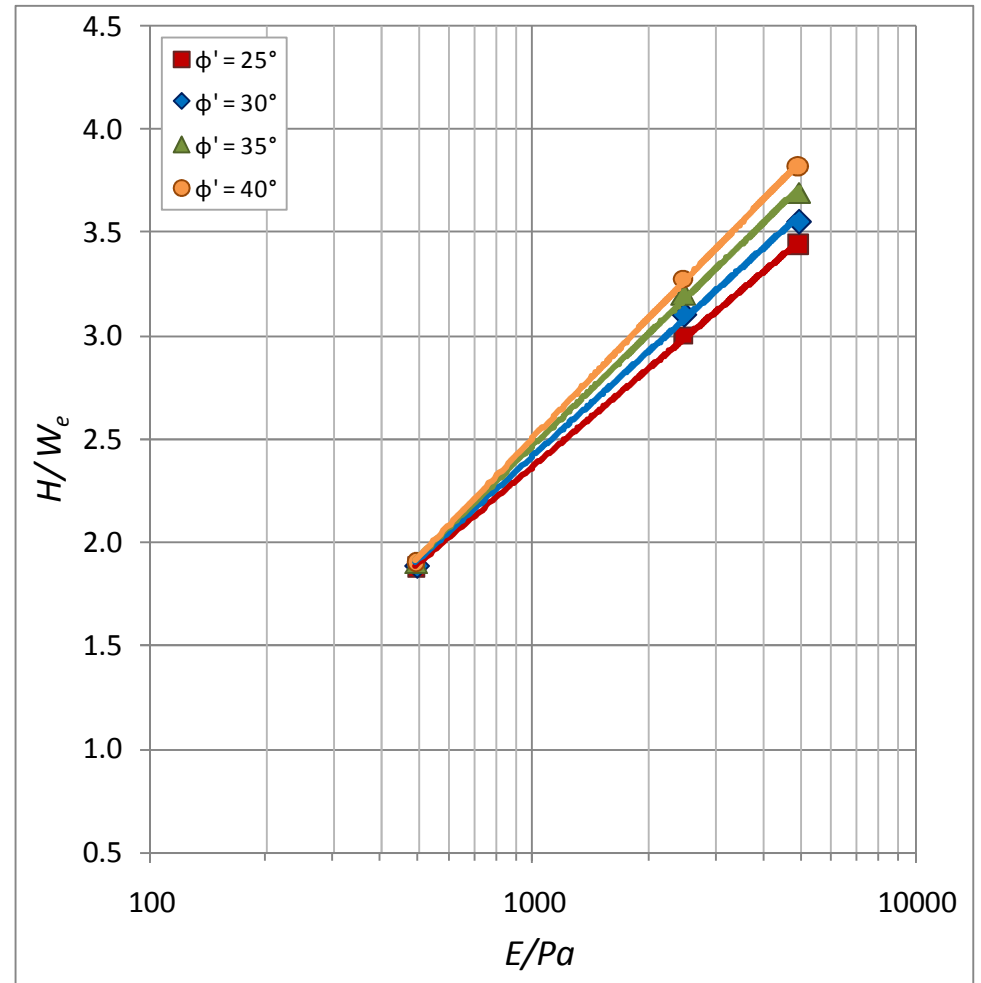


Figura 103: comportamento  $E/P_a \times H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $c = 60$  kPa



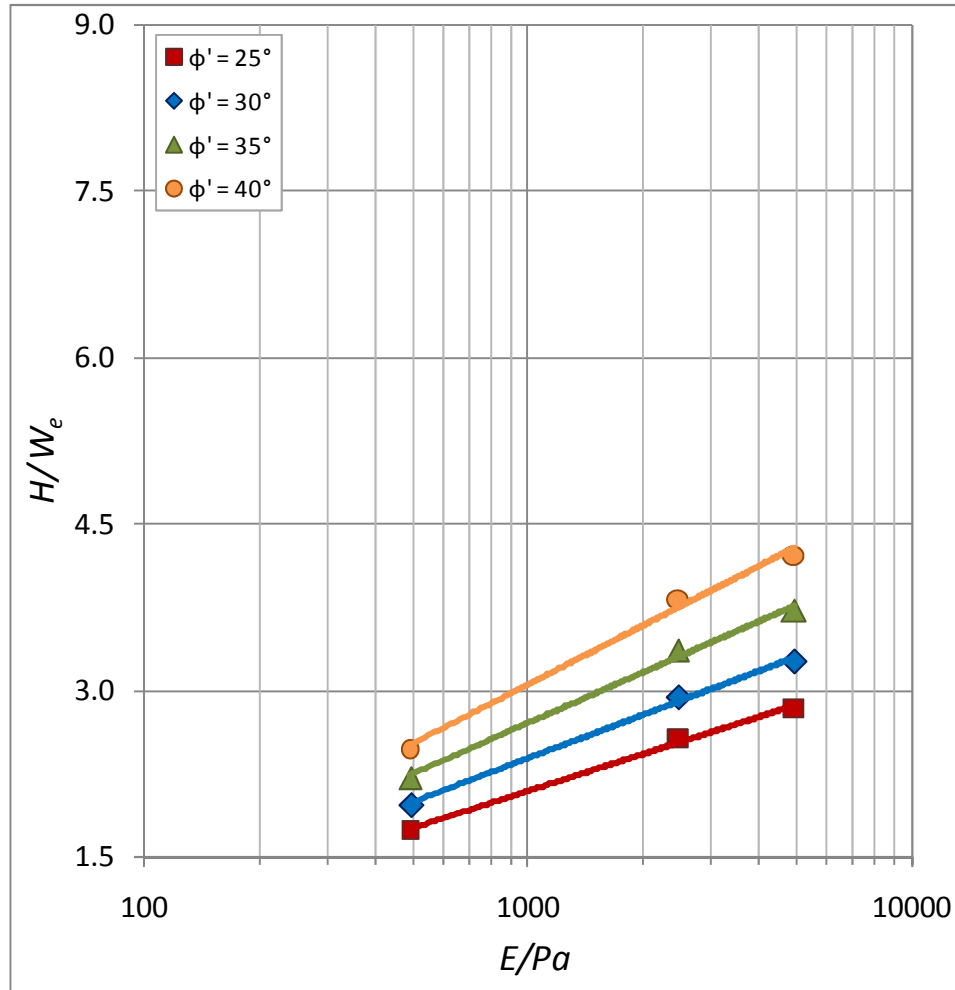


Figura 104: comportamento  $E/P_a \times H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $c = 2,0$  kPa

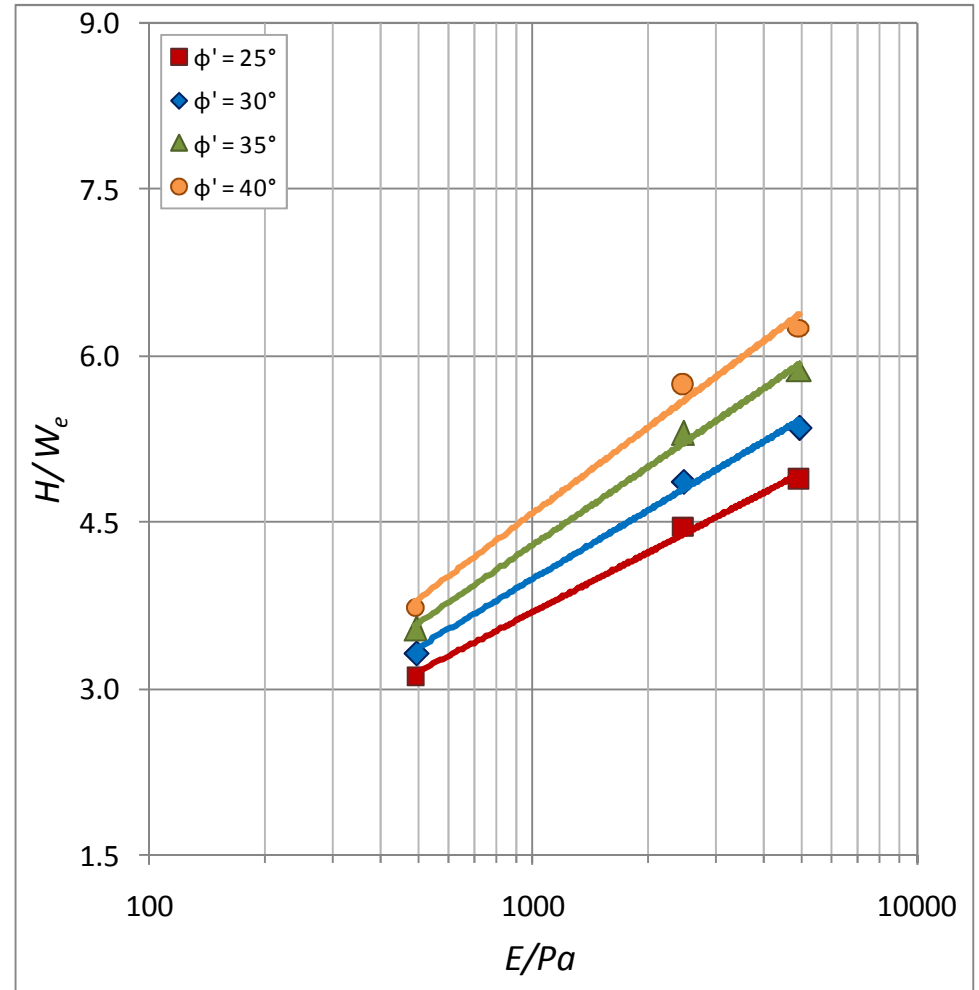


Figura 105: comportamento  $E/P_a \times H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $c = 20$  kPa

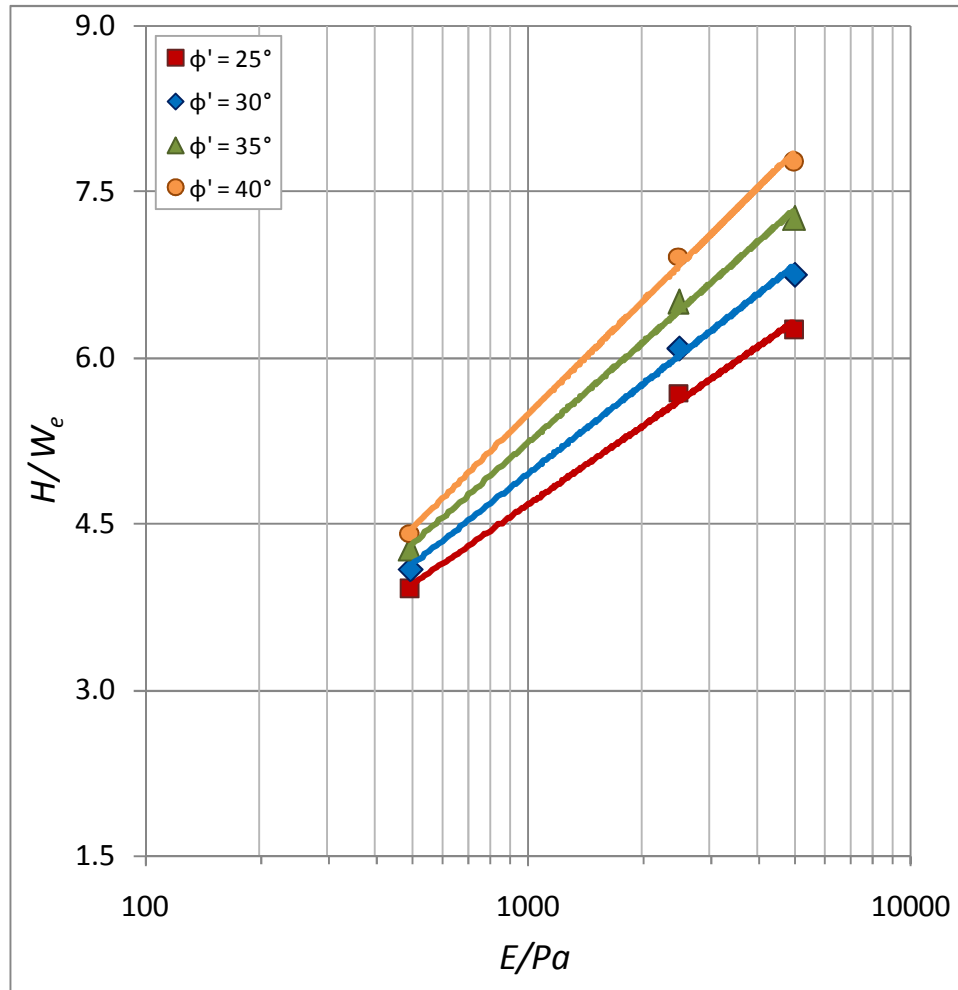


Figura 106: comportamento  $E/P_a \times H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $c = 40$  kPa

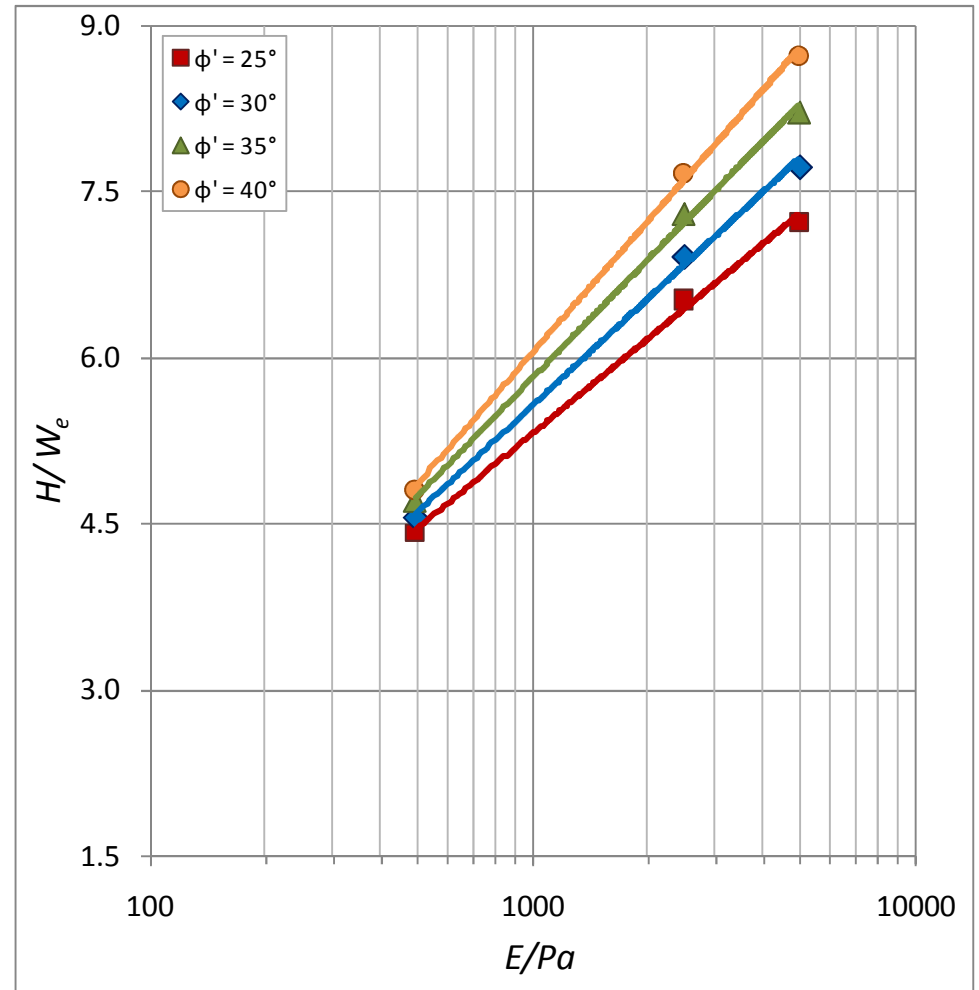


Figura 107: comportamento  $E/P_a \times H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $c = 60$  kPa

As figuras 108 a 113 apresentam o efeito da coesão adimensional sobre a carga horizontal adimensional para os níveis de deflexão estudados. Novamente, optou-se por representar a coesão normalizada em escala logarítmica, tendo-se em vista que a carga horizontal não depende linearmente da variação da coesão, assim como no módulo.

A taxa de ganho de resistência com o aumento da coesão é variável, dependendo do módulo de Young. Para o valor mais baixo de módulo de Young, ocorre discreto decréscimo na taxa de ganho de resistência com o aumento do ângulo de atrito, indicando que para valores altos de coesão, a parcela friccional já não é tão importante na composição da resistência do conjunto. Para os valores de módulo iguais a 250 MPa e 500 MPa, a taxa de ganho parece não variar significativamente com o ângulo de atrito, indicando que para solos mais rígidos, a componente friccional influencia ainda com altos valores de coesão.

O mesmo fenômeno se observou para deflexões relativas de 1% e 3%, porém, no solo menos rígido, a diminuição da taxa de ganho de resistência devido ao aumento do ângulo de atrito interno foi menos expressiva. Comparando-se entre módulos de Young, ocorreu o aumento da taxa de ganho de resistência a medida que o módulo aumentou, indicando que em solos mais rígidos, a resistência do conjunto solo-estaca ao carregamento lateral é mais sensível à variação de coesão.

Observa-se que, na escala logarítmica, o comportamento da carga horizontal à 1% e 3% de deflexão relativa pode ser aproximado linearmente, de forma razoável, com o logaritmo da coesão adimensional. Os coeficientes de determinação obtidos para as curvas apresentadas variaram entre 0,950 e 0,998.

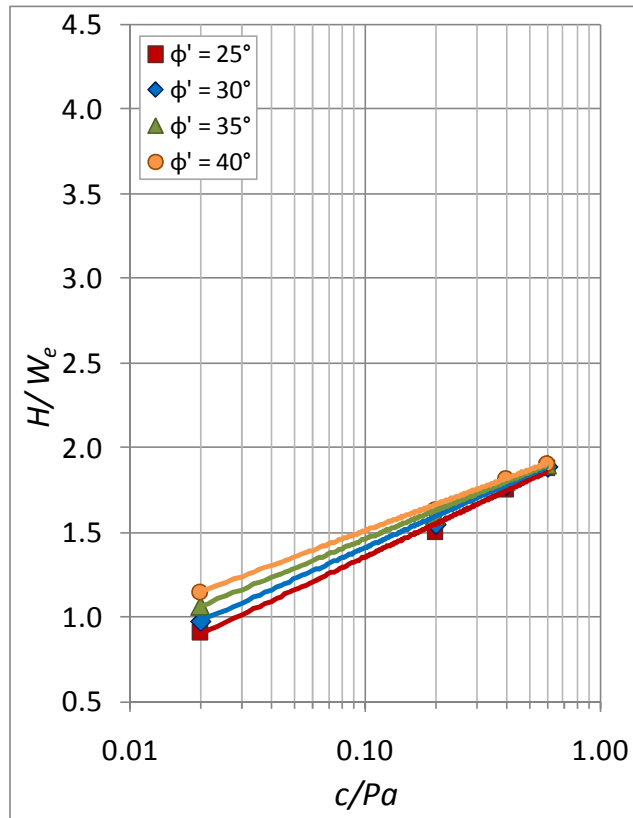


Figura 108: comportamento  $c/P_a$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $E = 50$  MPa

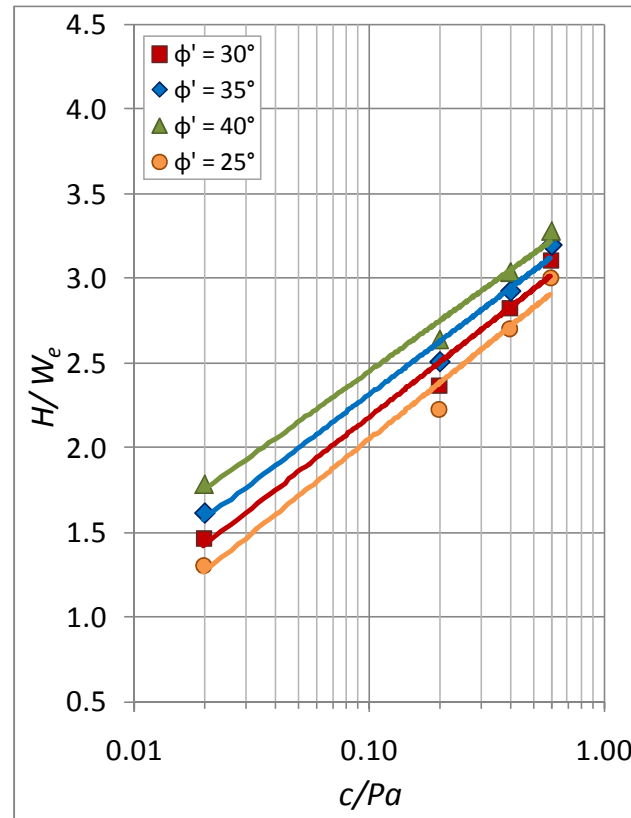


Figura 109: comportamento  $c/P_a$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $E = 250$  MPa

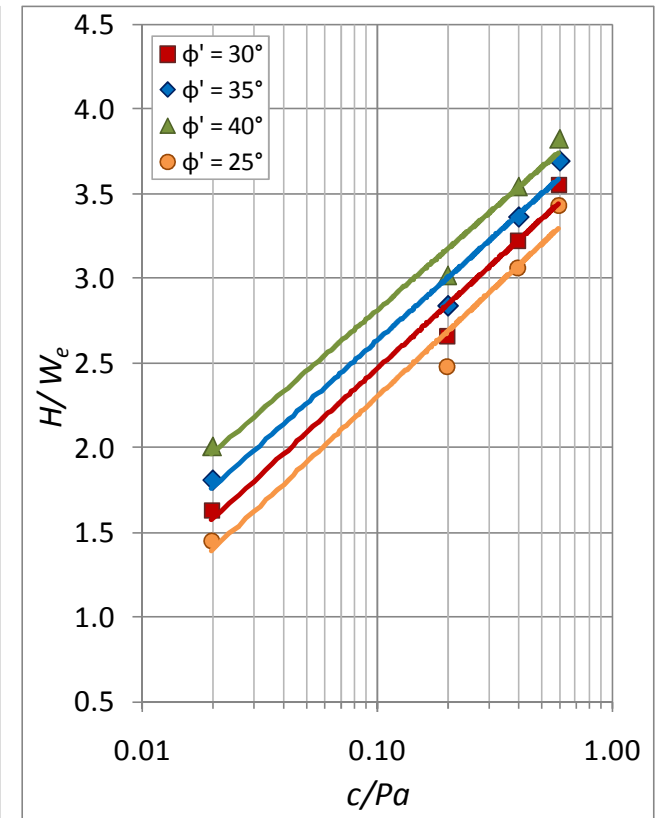


Figura 110: comportamento  $c/P_a$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $E = 500$  MPa

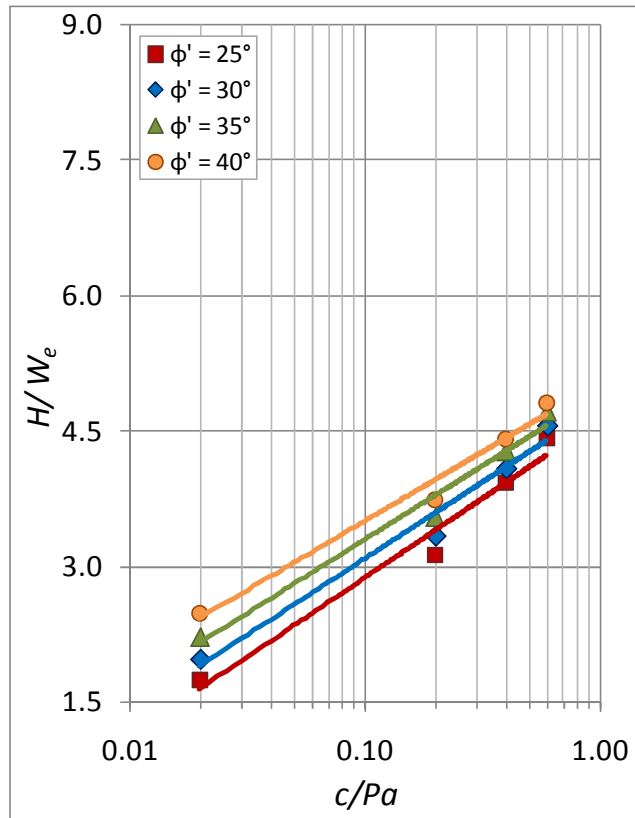


Figura 111: comportamento  $c/P_a$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $E = 50$  MPa

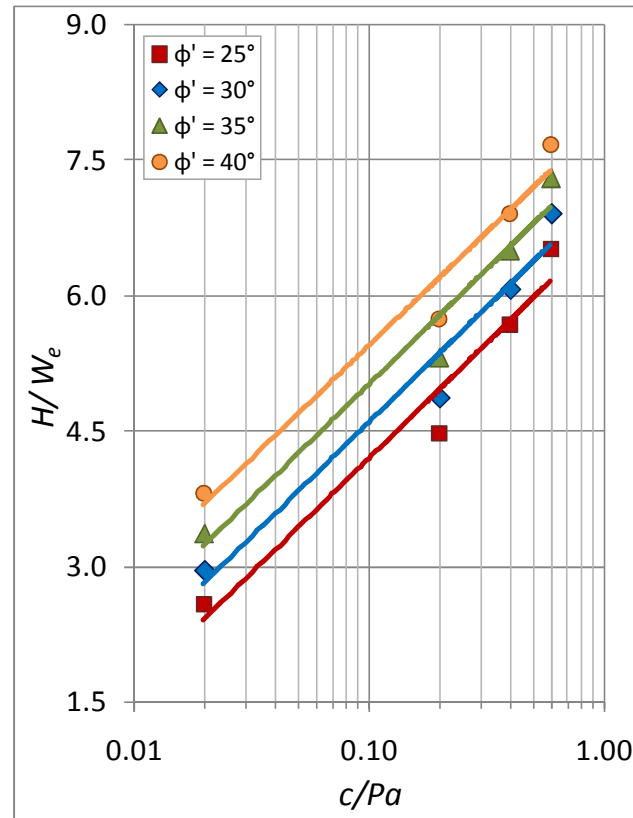


Figura 112: comportamento  $c/P_a$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $E = 250$  MPa

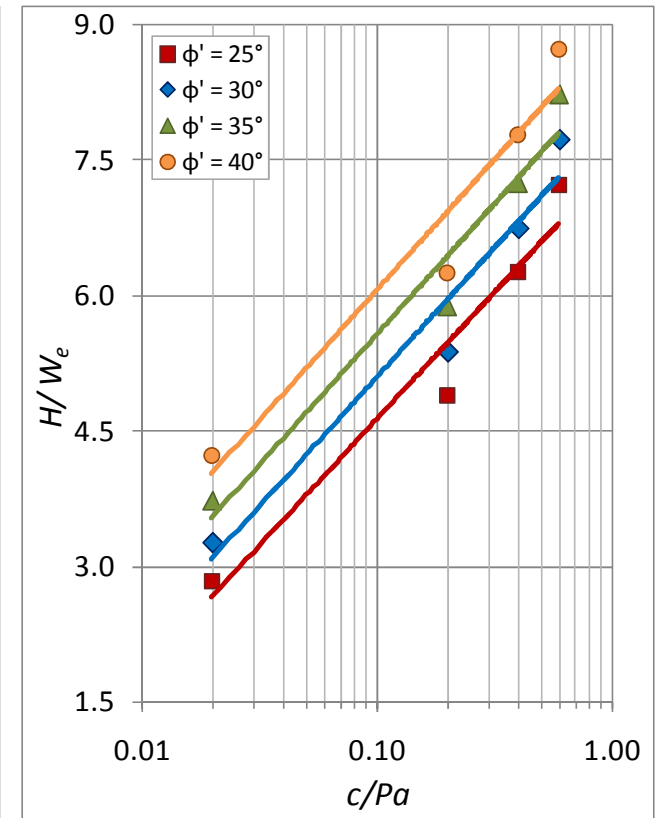


Figura 113: comportamento  $c/P_a$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $E = 500$  MPa

Finalmente, as figuras 114 a 119 apresentam o comportamento da carga horizontal normalizada em função da tangente do ângulo de atrito. A influência friccional demonstrou-se bastante variável entre os valores de módulo. Para um módulo de Young mais baixo, e valores altos de coesão, o ângulo de atrito não exerceu qualquer influência, permanecendo constante à 1% de deformação relativa, e levemente crescente à 3%. Para valores menores de coesão, a parcela friccional é mais importante, mesmo que a taxa de crescimento seja discreta para módulo de Young igual a 50 MPa.

Para os demais valores de módulo de Young (250 MPa e 500 MPa), ocorreu crescimento da resistência com o aumento do módulo de Young. Nestes solos mais rígidos, conforme apresentado no conjunto de gráficos anterior, a parcela friccional é importante mesmo para maiores valores de coesão, e a taxa de ganho de resistência em função do ângulo de atrito parece não variar entre os valores de coesão.

Os gráficos apresentados neste conjunto de figuras resultaram num bom ajuste linear de forma direta, para o espectro de valores de ângulo de atrito estudados. O ajuste linear de excelente qualidade pode ser corroborado pelos valores de coeficiente de determinação apresentados após a aproximação das funções lineares, entre 0,970 e 0,999.

Baseado nos resultados apresentados até o momento, é possível intuir que a carga horizontal, para os valores de deflexão estudados (de 1% e 3% do diâmetro da estaca), pode ser função linear do logaritmo do módulo normalizado, do logaritmo da coesão normalizada e da tangente do ângulo de atrito interno. A associação destas variáveis, visando a determinação de uma lei de comportamento de estacas mediante carregamento lateral, será abordada no item seguinte, através de uma análise conjunta.

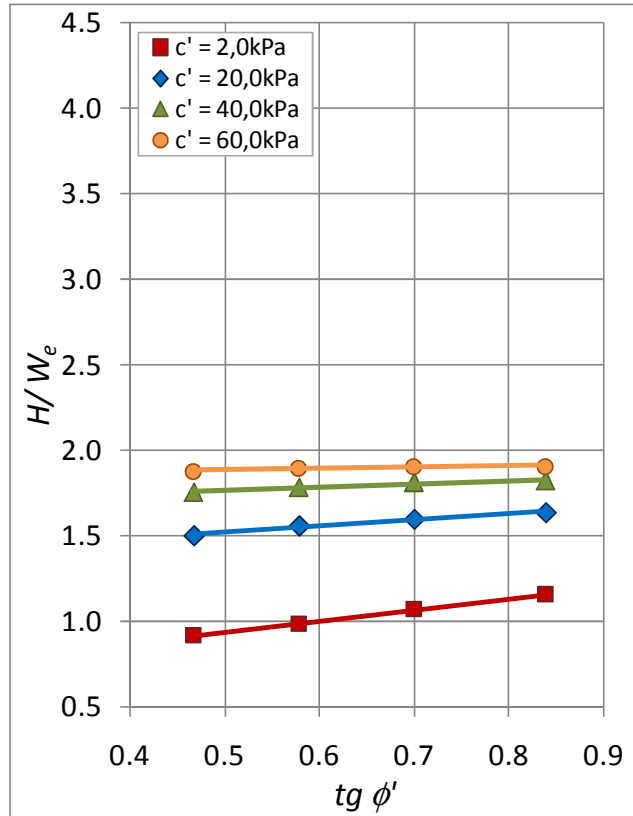


Figura 114: comportamento  $tg(\phi)$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $E = 50 \text{ MPa}$

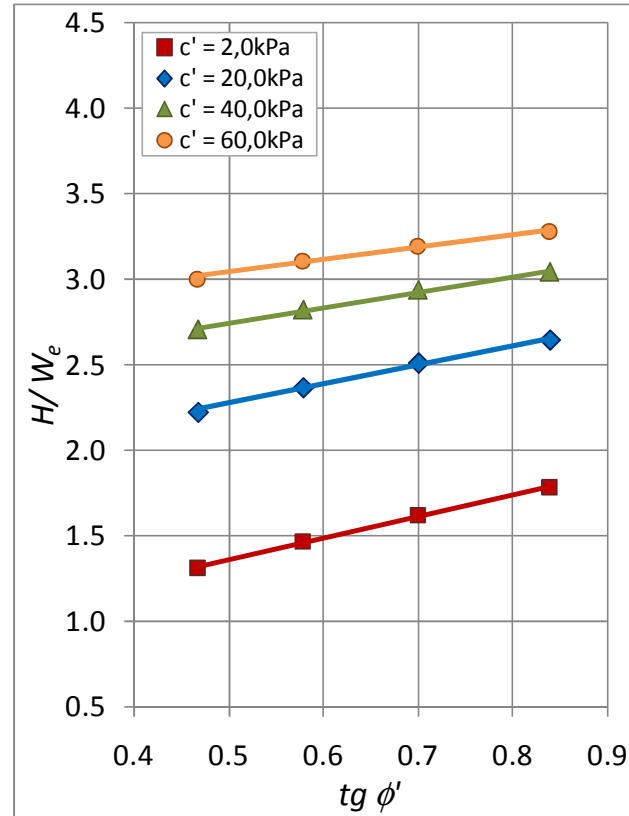


Figura 115: comportamento  $tg(\phi)$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $E = 250 \text{ MPa}$

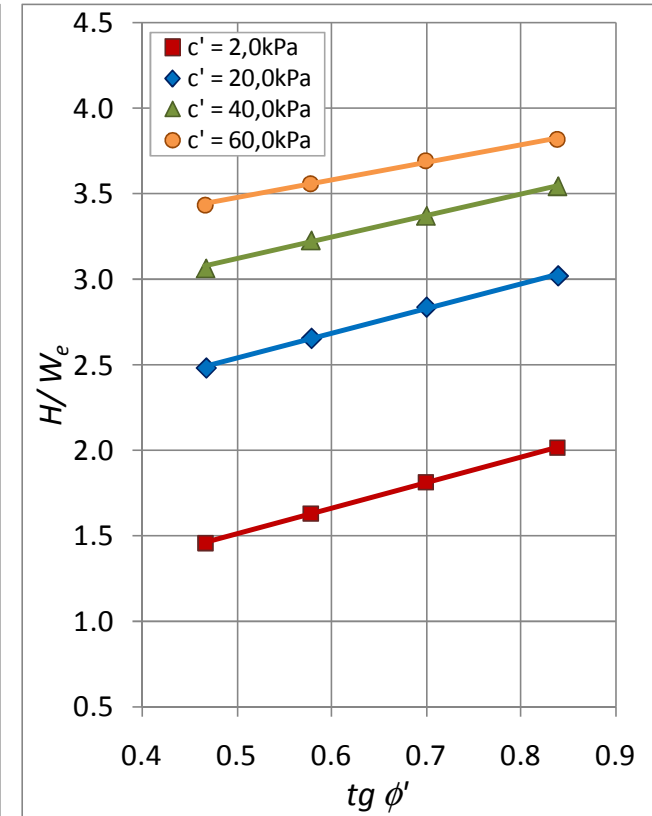


Figura 116: comportamento  $tg(\phi)$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 1\%$  e  $E = 500 \text{ MPa}$

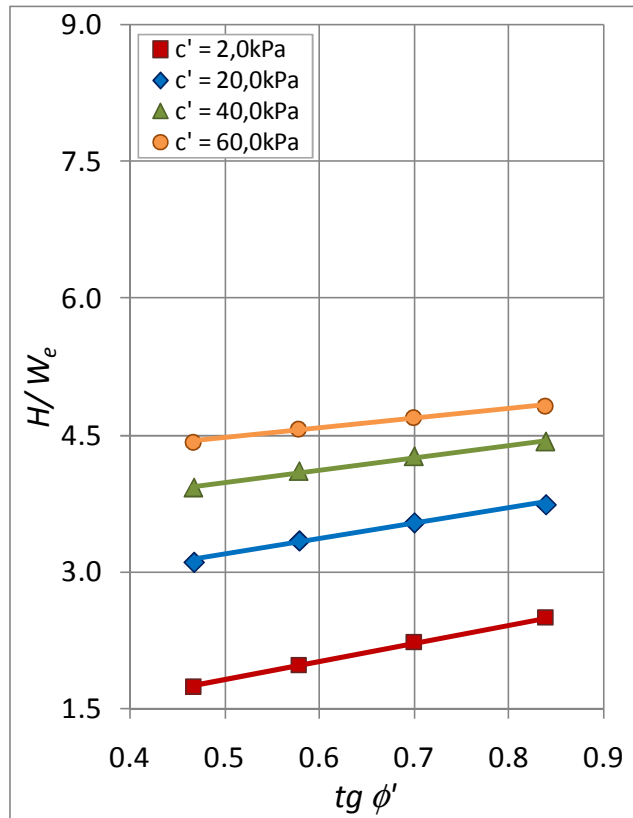


Figura 117: comportamento  $tg(\phi)$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $E = 50 \text{ MPa}$

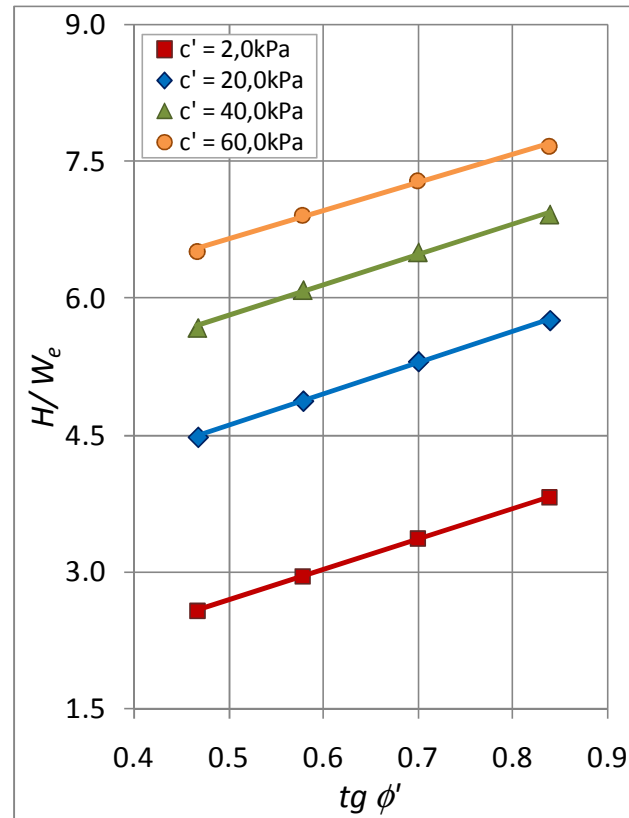


Figura 118: comportamento  $tg(\phi)$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $E = 250 \text{ MPa}$

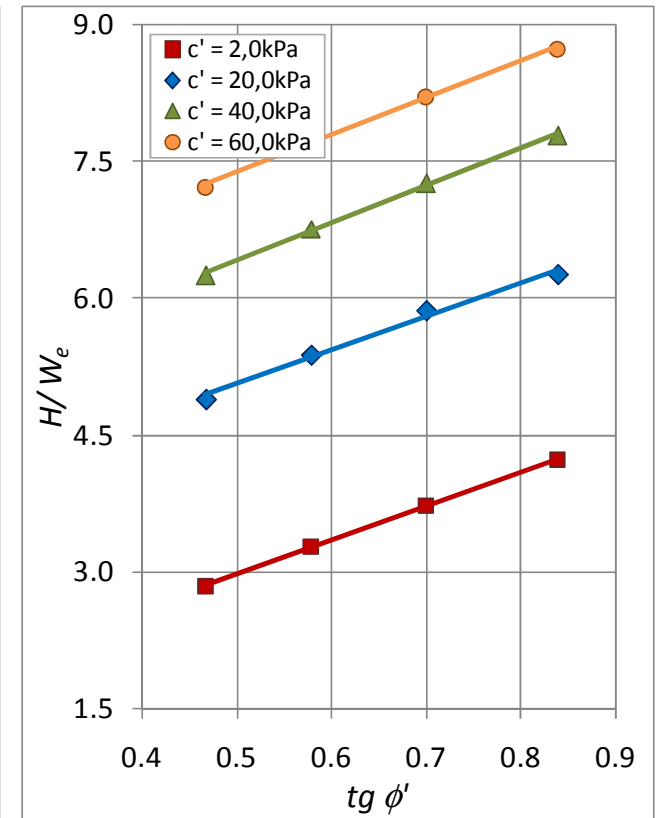


Figura 119: comportamento  $tg(\phi)$  x  $H/W_e$  para  $y/D = 3\%$  e  $E = 500 \text{ MPa}$



## 8.2 ANÁLISE INTEGRADA

Segundo Thomé (1999), a capacidade de carga de um sistema de fundações pode ser descrita como função de um fator que integre as parcelas de variação de cada parâmetro que governa o comportamento carga-deslocamento. Em seu estudo de doutorado, Thomé (1999) desenvolveu uma metodologia de determinação de capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em camadas cimentadas, baseadas nos parâmetros do solo natural e tratado, através do que ele denominou de *Fator de Parâmetros*.

Seguindo a mesma linha de Thomé (1999), foi desenvolvido para este estudo um fator de parâmetros  $\Omega$  para o caso de estacas em carregamento lateral, dependente dos valores adimensionais de módulo de Young, coesão e ângulo de atrito. Foram adotadas as relações lineares obtidas no item anterior para compor este fator de parâmetros  $\Omega$ , conforme a equação 118.

$$\Omega = \ln\left(\frac{c}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{E}{Pa}\right) + \tan\phi \quad (\text{equação 118})$$

Através da aplicação deste fator de parâmetros, é possível prever a carga horizontal máxima para determinada deformação relativa da estaca, conforme apresenta o gráfico da figura 120.

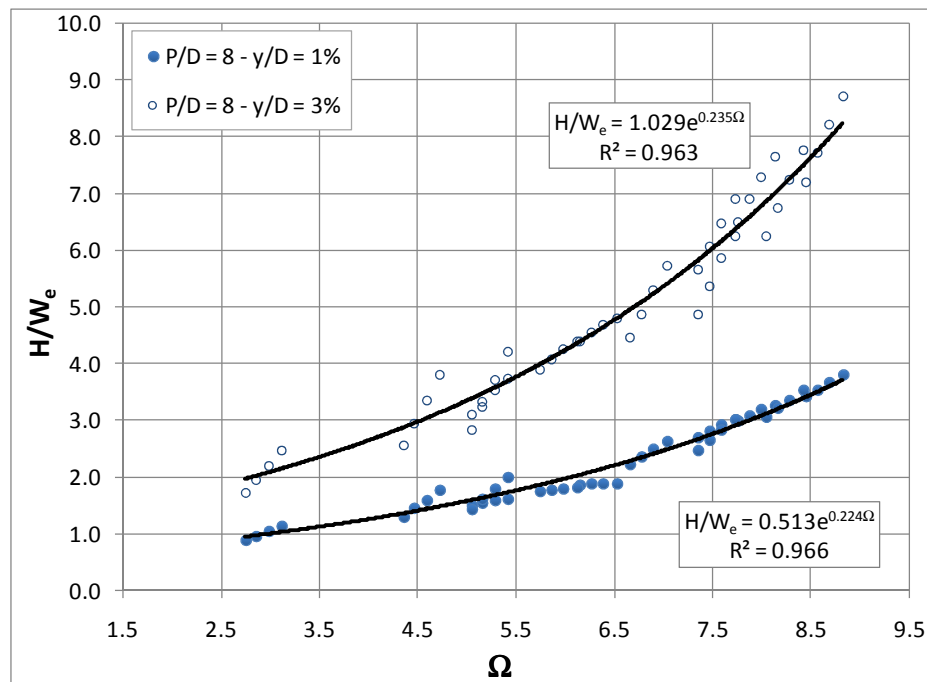


Figura 120: comportamento  $\Omega \times H/W_e$  para geometria  $P/D = 8$ , com  $y/D = 1\%$  e  $3\%$

Observa-se um ajuste satisfatório da curva aos pontos experimentais, indicando que, para as faixas de parâmetros estudadas, estas curvas podem ser utilizadas na previsão da carga horizontal em estacas sob carregamento lateral, para as deflexões e relações de  $P/D$  estudadas. De forma análoga, o processo foi desenvolvido para as demais estacas, sendo os resultados apresentados nas figuras 121, 122 e 123.

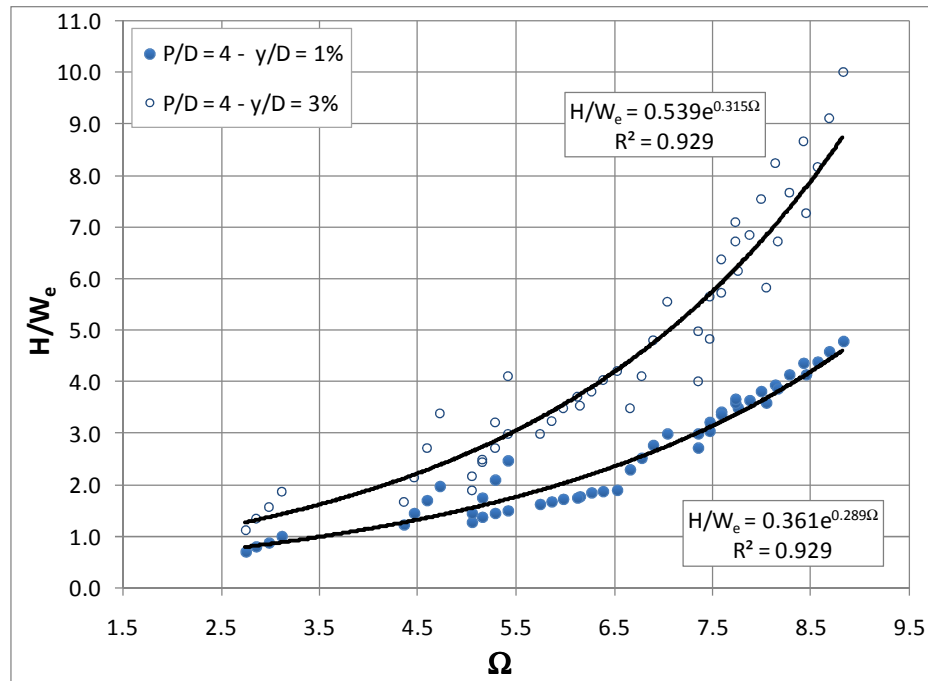


Figura 121: comportamento  $\Omega \times H/W_e$  para geometria  $P/D = 4$ , com  $\gamma/D = 1\%$  e  $3\%$

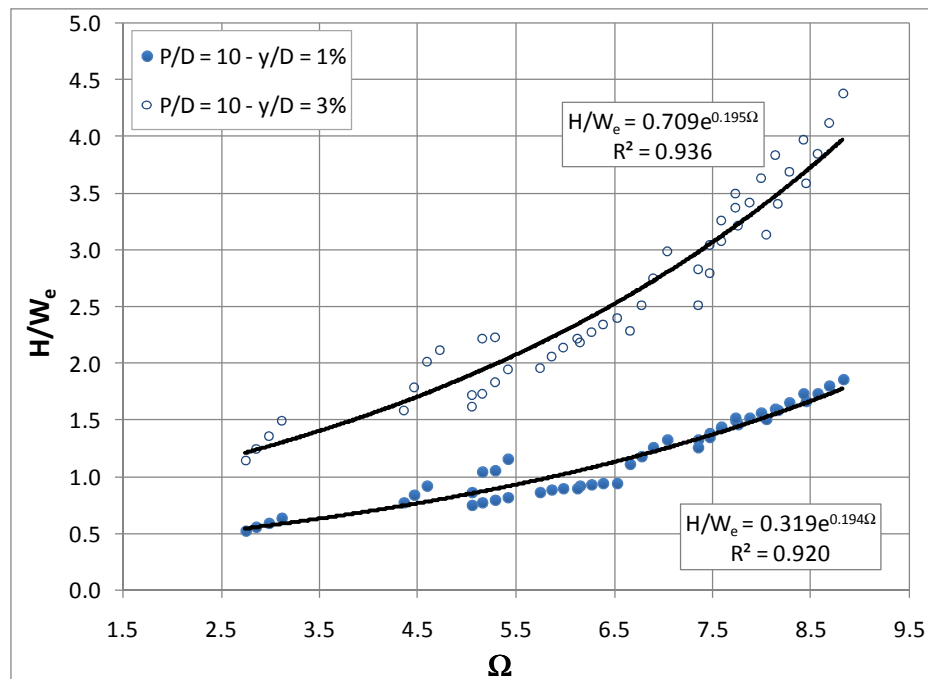


Figura 122: comportamento  $\Omega \times H/W_e$  para geometria  $P/D = 10$ , com  $\gamma/D = 1\%$  e  $3\%$

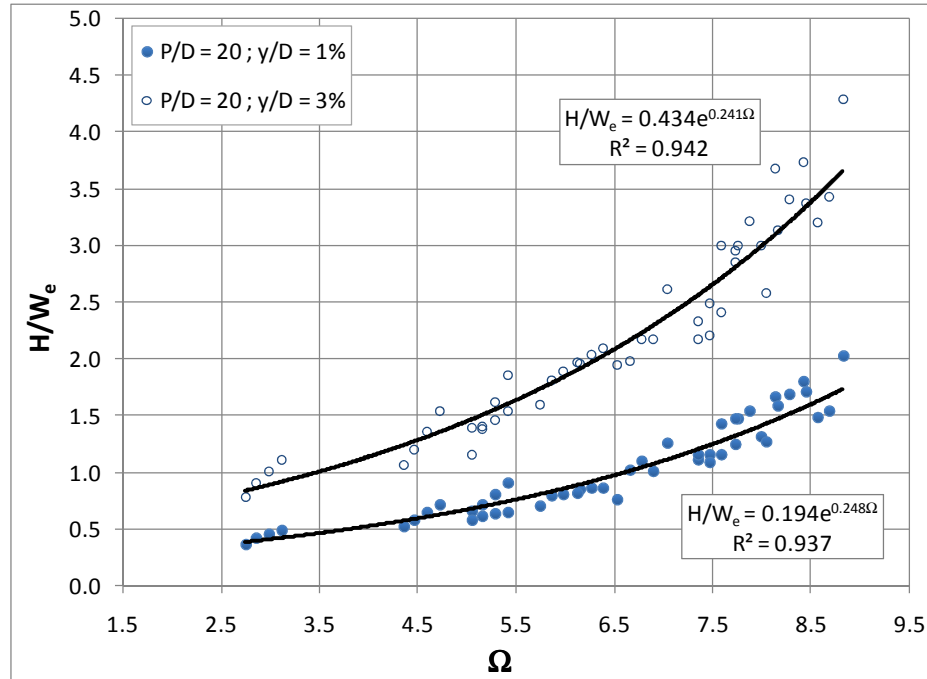


Figura 123: comportamento  $\Omega \times H/W_e$  para geometria  $P/D = 20$ , com  $y/D = 1\%$  e  $3\%$

Em todos os casos se observa o bom ajuste da curva exponencial aos pontos obtidos através da simulação numérica, tanto para 1% quanto para 3% de deflexão relativa.

Para a validação das curvas obtidas, foram realizadas simulações numéricas com parâmetros distintos dos utilizados no programa de simulações, combinados de forma a gerar três valores de fator de parâmetros. Os testes foram feitos para as estacas de relação  $P/D$  iguais a 8 e 4. Os parâmetros de entrada e os resultados estão apresentados no quadro 53.

$P/D$	$c' \text{ (kPa)}$	$E \text{ (MPa)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	$\Omega$	$H \text{ (kN)} - y/D = 1\%$		$H \text{ (kN)} - y/D = 3\%$	
					Aplicação do Método	Validação Numérica	Aplicação do Método	Validação Numérica
4	6.0	55000	28	4.00	90.14	77.89	149.35	128.91
	18.0	123000	32	6.00	160.52	158.18	280.13	274.89
	47.0	315000	36	8.00	286.28	292.54	526.28	584.15
8	6.0	55000	28	4.00	24.69	23.15	51.75	45.57
	18.0	123000	32	6.00	38.61	39.09	82.74	82.86
	47.0	315000	36	8.00	60.46	62.91	132.44	139.50

Quadro 53: validação numérica da metodologia proposta

Observa-se no quadro 53 que os valores de carga horizontal, obtidos a partir das simulações de validação, se aproximam satisfatoriamente dos valores resultantes da aplicação da metodologia desenvolvida neste estudo, tendo-se em vista que a média das discrepâncias

percentuais apresentaram valores pequenos, de 4,7% e 7,3% para  $y/D = 1\%$  e  $y/D = 3\%$  respectivamente. Ainda, nas figuras 124 e 125, observa-se que os pontos das simulações de validação se encontram na mesma faixa de dispersão apresentada por todos os resultados do programa de simulações, indicando que a metodologia desenvolvida, baseada no fator de parâmetros geotécnicos, representa satisfatoriamente o comportamento solo-estrutura dentro da faixa de parâmetros estudada.

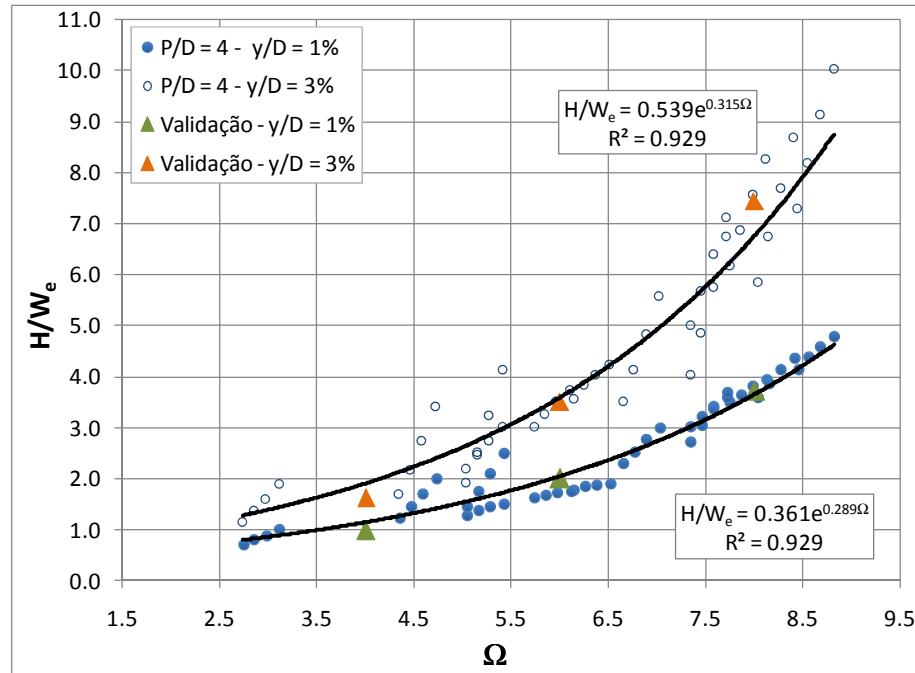


Figura 125: pontos de validação em relação à curva proposta ( $P/D = 4 - y/D = 1\%$  e  $3\%$ )

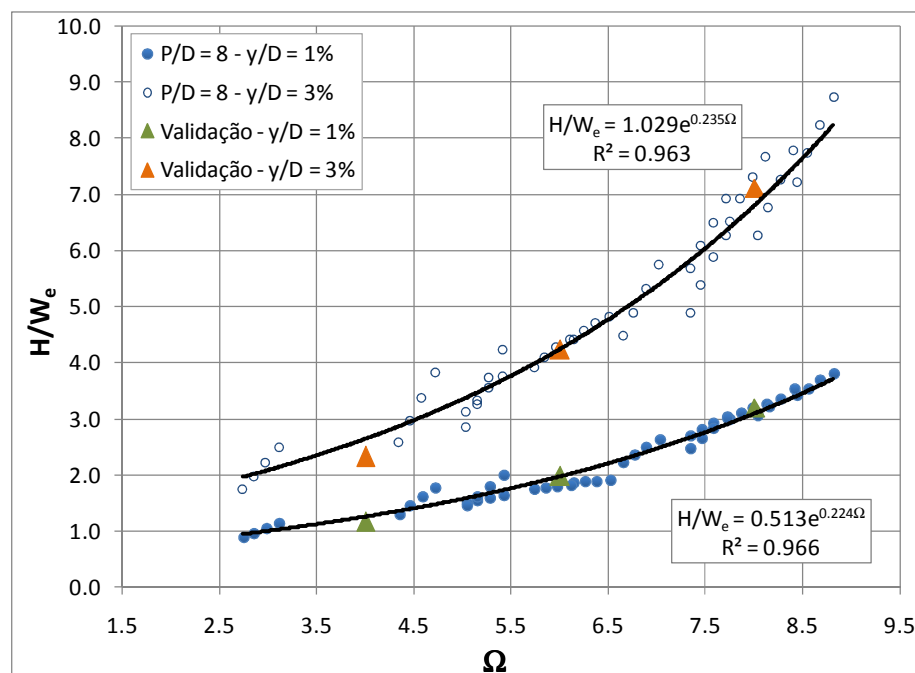


Figura 126: pontos de validação em relação à curva proposta ( $P/D = 8 - y/D = 1\%$  e  $3\%$ )

A existência de curvas desta natureza é de grande valia para a prática de engenharia de fundações, pois agrega os parâmetros de maior influência no comportamento de uma estaca sob carregamento lateral e os relaciona diretamente com a carga relativa a determinado deslocamento. Cabe ressaltar que a qualidade desta metodologia, bem como a de quaisquer outras, está condicionada à correta determinação dos parâmetros operacionais do solo onde a fundação será implementada, devendo este aspecto estar presente em todas as fases de um projeto de fundações.

No caso de fundações de torres e postes de linhas de transmissão, as deflexões relativas adotadas nesta metodologia parecem estar de acordo com as deformações de trabalho usuais, pois embora pareçam de pequena magnitude no topo da fundação, seus reflexos na superestrutura pode ser bem expressivo. Por exemplo, no caso de um poste de concreto com aproximadamente 1m de diâmetro e 15m de altura, uma deflexão de apenas 3% no topo da fundação pode gerar uma deflexão de até 45cm no topo do poste, o que pode instabilizar o elemento estrutural, ou até mesmo levar o sistema de transmissão ao colapso.

A partir de expressões como as desenvolvidas neste estudo, é possível não somente estimar a resistência de determinado tipo de solo sob a solicitação estudada, mas também viabilizar projetos mais econômicos, ou mesmo balizar decisões como alteração do tipo de elemento de fundação, ou reforço de camada de solo, quando as resistências forem muito baixas diante da deformação admissível.

## 9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 9.1 CONCLUSÕES

O problema de fundações de linhas de transmissão deve ser encarado com bastante rigor e critério, pois a segurança de todo um sistema de transmissão depende da infra-estrutura de cada elemento que a compõe. Por isso, a determinação cuidadosa e completa dos parâmetros de resistência do solo onde será executada uma torre ou poste de transmissão deve ser realizada, de forma que se possa alimentar os métodos de forma coerente, seja ele qual for.

De acordo com a revisão bibliográfica sobre as variáveis de maior influência sobre a resposta do sistema solo estaca sob carregamento lateral são coesão do solo, ângulo de atrito do solo, módulo de Young do solo e da estaca, diâmetro e profundidade da estaca.

O levantamento das características dos solos regionais, atendendo à solicitação de projeto da CEEE, demonstrou-se satisfatória e foi bem representada pela variação paramétrica nas simulações desenvolvidas.

O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb demonstrou-se adequado à simulação do comportamento do solo neste estudo, assim como o software de elementos finitos ABAQUS. A utilização do software combinada à escolha de um modelo constitutivo clássico e de qualidade gerou resultados bastante próximos à realidade, conforme constatado nas simulações de validação.

Os resultados das simulações demonstraram que a capacidade de carga horizontal de um sistema solo-estaca é afetada principalmente pela coesão, pelo ângulo de atrito e pelo módulo de elasticidade, não tendo sido significativamente afetada pela dilatação. A geometria da estaca afetou o mecanismo de resposta do sistema ao deslocamento imposto: para estacas mais curtas, o elemento de fundação apresentou tendência ao giro, enquanto que em estacas mais longas, a estaca apresentava grandes deformações no terço superior, tendendo à formação de rótulas plásticas na região. Ainda, os resultados não puderam ser normalizados pela relação  $P/D$ , tendo sido constatada a existência de uma profundidade crítica, a partir da qual o comprimento da estaca não interfere no comportamento ao carregamento lateral.

Verificou-se que a maior concentração de tensões e deslocamentos no solo está localizada no terço superior da estaca, conforme revisão bibliográfica e resultados obtidos nas simulações. A melhoria das propriedades da camada mais solicitada ocasionou um aumento significativo da carga horizontal absorvida pelo sistema, para uma mesma deflexão relativa, a custos de menores deformações na porção de solo. Maiores volumes de solo tratado implicaram em maiores ganhos de resistência e menores deformações. O tratamento mais superficial e menos profundo se demonstrou mais efetivo em relação ao oposto, ou seja, a melhoria do substrato é mais sensível à variação do diâmetro que da profundidade da camada tratada, no que se refere aos deslocamentos. Em termos de carga horizontal máxima, o comportamento parece estar relacionado ao volume de tratamento, para os níveis de deflexão relativa estudados.

Demonstrou-se através da análise paramétrica que a carga horizontal normalizada pelo peso próprio da estaca pode ser correlacionada linearmente com o logaritmo do módulo de Young e o logaritmo da coesão (ambos normalizados pela pressão atmosférica), e com a tangente do ângulo de atrito interno do solo. Tais relações puderam ser agrupadas em uma variável única denominada *fator de parâmetros* que, relacionada à carga normalizada, resultou em uma curva exponencial única, com ajuste satisfatório aos pontos simulados, para os quatro valores de relação  $P/D$  estudados (4, 8, 10 e 20) e para as duas deformações relativas adotadas, de 1% e 3% do diâmetro da estaca.

Como conclusão geral, pode-se afirmar que o estudo gerou resultados satisfatórios no que se refere ao desenvolvimento de uma nova metodologia de previsão de capacidade de carga de estacas ao carregamento lateral, dentro do espectro de variação de parâmetros estudado, considerado bastante abrangente. Ainda, o estudo contribui de forma expressiva no que se refere à melhoria das qualidades do substrato, pois através da análise da influência da camada cimentada, se pode estimar a melhoria ocasionada, de acordo com as dimensões e propriedades desta nova camada. Este fato certamente aumenta a segurança e economia dos projetos de fundações de torres e postes de linhas de transmissão.

## 9.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Após o término deste estudo, surgem algumas sugestões que podem servir de origem para pesquisas futuras, e que estão relacionadas ao assunto abordado nesta dissertação, complementando o assunto abordado neste trabalho. Alguns assuntos de interesse para futuras pesquisas são:

- a) estudar a normalização dos efeitos da geometria da estaca, explorando o conceito de profundidade crítica, e agregar esta normalização à análise geotécnica realizada neste estudo;

- b) aprofundamento em simulações com camada tratada, de forma que se possa chegar à uma lei de comportamento mais abrangente, com variações maiores nos valores dos parâmetros (geométricos e geotécnicos) tanto da camada tratada, como do substrato.
- c) execução provas de carga de carregamento lateral em estacas em escala real ou reduzida, com diversas geometrias, de forma a facilitar a aferição dos modelos numéricos, uma vez que a disponibilidade de provas de carga na literatura é relativamente escassa;
- d) estudo de outras formas de solicitação à estaca, como esforços de arrancamento ou torção, bem como estudos de carregamentos dinâmicos, bastante pertinentes quando se trata de fundações de torres de transmissão;
- e) variação do tipo da seção estudada nas simulações para seção quadrada, permitindo a verificação da validade do método desenvolvido para aplicações em estacas de seção ou perímetro circular equivalente;
- f) realização de simulações numéricas com outros modelos constitutivos mais sofisticados, levando-se em consideração efeitos como a poro-pressão ou mesmo os processos inerentes à alocação da estaca.



## REFERÊNCIAS

- ABAQUS. **ABAQUS User's Manual**. 2009. Dassault Systèmes, Simulia Corp. ABAQUS® vs. 6.9, Providence, Rhode Island, USA.
- AGUIAR, C. S. **Interação Solo-estrutura de Fundações Offshore do Tipo Estaca**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Coordenadoria dos Programas de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2487**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System) Philadelphia, 1983.
- ASSAN, E. A. **Método dos Elementos Finitos: Primeiros Passos**. 2003. 2ª ed. Editora da Unicamp. Campinas
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984a.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6.508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984b.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7.180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984c.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7.181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984d.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6.457**: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6.502**: Solo – Rochas e solos – Terminologia. Rio de Janeiro, 1995.
- BEDIN, J. **Estudo do Comportamento Geomecânico de Resíduos de Mineração**. 2008. Qualificação (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- BORTOLI, A. L., CARDOSO, C., FACHIN, M. P. G., CUNHA, R. D. **Introdução ao Cálculo Numérico**. 2001. Cadernos de Matemática e Estatística UFRGS, Porto Alegre.
- BOSCH, D. R. **Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivo-friccionais Através de Métodos Analíticos**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.
- BRESSANI, L. A., HORN, M. R., GEHLING, W. Y., BICA, A. V. D. Alguns Resultados Experimentais de um Solo Residual de Granito. 1995. Em: **Encontro sobre Solos Não Saturados**. Porto Alegre, UFRGS, p. 272-280.
- BRINCH HANSEN, J., The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Force. **The Danish Geotechnical Institute, Bulletin**, 1961, N°12.
- BROMS, B. Design of Laterally Loaded Piles. 1965. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, 91 (SM3), 77-99.
- CASAGRANDE, A. **Classification and Identification of Soils, Transactions of the American Society of Civil Engineers**. 1948. 113 (2351) (1948), pp. 901–903.

CASAGRANDE, M.D. T. **Comportamento de Solos Reforçados com Fibras Submetidos a Grandes Deformações**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

CLAYTON, C. R. I., MILITISKY, J. **Earth Pressure and Earth-retaining Structures**. 1993. 2ª ed. Blackie Academic & Professional, Glasgow.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York: ASCE, v. 129, n.1, p. 96-101, 2003.

CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. Performance of a fiber-reinforced sand at large shear strains. In: **Géotechnique**. London Vol. 57, no. 9 (2007), p. 751-756 : il.

CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

DALLA ROSA, F. **Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curado sob Tensão em Ensaios Triaxiais**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração**. 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Coordenadoria dos Programas de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

DEL PINO JUNIOR, A. **Análise do Comportamento de Estacas do tipo Broca Escavada com Trado Mecânico, Solicitadas por Esforços Transversais**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Estadual Paulista – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, São Paulo.

DONATO, M. **Medidas Diretas de Tensão em Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

FERREIRA, P. M. V. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Arenito da Formação Botucatu**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

FESTUGATO, L. **Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Micro-reforçado com Fibras de Distintos Índices Aspecto**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

HELWANY, S. **Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications**. 2007. John Wiley & Sons Inc., Hoboken, New Jersey.

HETENYI, **Beams on Elastic Foundations**. 1946. University of Michigan Press, Ann Arbor.

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R. **Influência da Relação Vazios/Cimento nos Parâmetros de Resistência de um Solo Artificialmente Cimentado**. 2007. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R., RIGHETTO, G. L., CONSOLI, N. C. A Relação Vazios/Cimento na Análise do Comportamento Mecânico de Solos Artificialmente Cimentados sob Compressão Triaxial. In: **Anais do XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG’2008**. Búzios, Rio de Janeiro. 2008a.

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R., RIGHETTO, G. L. **Aspectos Fundamentais de Elasticidade, Plasticidade, Estado Crítico e Cam-Clay**. 2008b. Apostila desenvolvida para a disciplina de *Desenvolvimento de Modelos Constitutivos* do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

LIMA SILVA, A. B. **Investigação Geoambiental de uma Área Contaminada por Resíduos Industriais**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

LEMOS, R. G. **Estudo do Comportamento Hidráulico, Mecânico e Químico de Barreiras Hidráulicas Verticais, Compostas por Solo Residual, Bentonita e Cimento sob a Ação de Substâncias Agressivas**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MÁNTARAS, F. M. **Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada a Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Não Saturados**. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MARTINS, F. B. **Investigação do Comportamento Mecânico de um Solo Naturalmente Estruturado**. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MATLOCK, H., REESE, L. C. Generalized Solution for Laterally Loaded Piles. 1961. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**. ASCE, Vol. 86, No. SM5, pp. 673-694.

METHA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura Propriedades e Materiais**. 1994. Editora PINI, São Paulo.

NACCI, D. C. **Obra Geotécnica de Ampliação do Aeroporto Internacional Salgado Filho : Aterro Sobre Argilas Moles**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização Físico-química de um Solo de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação**. 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

PALADINO, L. Fundações de Torres de Linhas de Transmissão. 1985. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE**, São Paulo. Vol.2, p. 27-36.

POULOS, H. G., DAVIS, E. **Piles Foundations Analysis and Design**. 1980. John Wiley & Sons Inc., New York.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

REESE, L., WELCH, R. Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay, 1975. **Journal of Geotechnical Engineers Division**, ASCE, 101 (GT7), 633-649.

RIGHETTO, G. L., LAUTENSCHLÄGER, C. E. R., CONSOLI, N. C., SCHNAID, F. **Previsão de Capacidade de Carga de Fundações Superficiais de Torres de Transmissão Submetidas a Esforços de Arrancamento via Método dos Elementos Finitos**. 2009. Anais do XXI Salão de Iniciação Científica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ROJAS, J. W. J. **Estudo de Remediação de Solo Contaminado por Borra Oleosa Ácida Utilizando a Técnica de Encapsulamento**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

ROTTA, G. V. **Cimentação Introduzida sob Tensão: Compreendendo a Importância do Índice de Vazios de Formação da Estrutura no Comportamento Mecânico de Solos Cimentados**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

SCHNAID, F. **Aeroporto Internacional Salgado Filho : Infra-estrutura Civil e Geotécnica**. 2001. 1. ed. Porto Alegre: Sagra Luzzatto, 222 p.

SCHNAID, F. **Comunicação Pessoal**. 2009.

SOARES, J. M. D. **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila Mole da Grande Porto Alegre**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

SPINELLI, L. F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade modulus. 1955. **Geotechnique**, V5: 297-326.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. 1943. John Wiley & Sons, Inc., New York.

THOMÉ, A. **Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais**. 1999. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

WOOD, D. M. **Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics**. 1990. Cambridge University Press. New York.

VELLOSO, D. A. **Fundações Profundas**. 2002. v.2, 1ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

VÉSIC, A. S. Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, New York. (1973) .n.1, p. 45-73.

YU, H. S. **Plasticity and Geotechnics**. 2006. v. 1, 1ed. Ed. Springer. New York.

ZIENKIEWICZ, O. C. **The Finite Element Method**. 1977. 3ª ed. Ed. Mc Graw-Hill, New York.

## **ANEXO A – Programa Completo de Simulações Numéricas**

Este anexo contém o programa completo de simulações numéricas, juntamente com uma planilha com os resultados obtidos a partir das simulações. Todas as informações constam na mídia eletrônica anexada à esta página.