

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - Mestrado

**CAROLINA COELHO DE MAGALHÃES GROSSI**

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO  
ARRANCAMENTO DE ANCORAGENS EM L EM AREIA  
UTILIZANDO MODELO FÍSICO REDUZIDO**

MARINGÁ

2020

**CAROLINA COELHO DE MAGALHÃES GROSSI**

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO  
ARRANCAMENTO DE ANCORAGENS EM L UTILIZANDO  
MODELO FÍSICO REDUZIDO EM AREIA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá

Orientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

MARINGÁ

2020

**CAROLINA COELHO DE MAGALHÃES GROSSI**

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO ARRANCAMENTO DE  
ANCORAGENS EM L EM AREIA UTILIZANDO MODELO FÍSICO  
REDUZIDO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá

Aprovada em 20/08/2020

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis (Orientador) - UEM

---

Prof<sup>(a)</sup> Dr<sup>(a)</sup> Juliana Azoia Lukiantchuki (Membro 1) - UEM

---

Prof<sup>(a)</sup> Dr<sup>(a)</sup> Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha (Membro 2) – EESC-USP

## AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de pessoal de Nível Superior – CAPES e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq pelo financiamento desse trabalho;

À Universidade Estadual de Maringá pela disposição da estrutura e equipamentos fundamentais à elaboração dessa pesquisa;

Ao corpo docente do Programa de Mestrado em Engenharia Civil e funcionários pelo apoio e ensinamentos durante o processo;

Ao orientador Professor Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis pela orientação sempre auxiliadora e acolhedora;

A todos os amigos, conhecidos a partir do mestrado e aqueles que ficaram em Belo Horizonte e Uberlândia, pela ajuda e compreensão durante a realização dessa pesquisa.

## RESUMO

As torres de linha de transmissão de energia elétrica são parte fundamental do sistema elétrico brasileiro. Dos tipos de torre existentes, as estaiadas possuem a peculiaridade de contarem com estais que ajudam em sua sustentação. Os estais são ancorados em fundações que trabalham exclusivamente à tração, chamadas ancoragens. A reação de tração na fundação é inclinada, gerando uma componente horizontal e uma vertical, o que implica em ajustar um formato de ancoragem que absorva os efeitos dessas componentes. Assim, o objetivo central dessa pesquisa foi o estudo do mecanismo de ancoragens em L. Tal estudo consistiu na investigação da carga última resistida, com a variação da profundidade de assentamento, peso específico da ancoragem e aplicação de sobrecarga na superfície do solo. Foram realizadas análises da superfície de ruptura mobilizada, do campo de deslocamentos e de deformações. O delineamento metodológico desse trabalho consistiu em ensaios de arrancamento de ancoragem em L, em modelo reduzido, assentadas em areia juntamente com técnica de análise de imagens digitais, utilizando o software GeoPIV-RG. Os ensaios físicos foram simulados numericamente, utilizando o software PLAXIS 2D. Por fim, foi realizado um estudo paramétrico também considerou a modificação do ângulo de aplicação do carregamento para valores de  $\theta = 15^\circ$ ,  $30^\circ$  e  $45^\circ$ . A partir das curvas carga x deslocamento foi observado que a ancoragem apresentou mecanismo de ruptura onde a superfície de ruptura se estende até a superfície do solo. Com o aumento da profundidade, a superfície delimitada linearmente passa a ser uma função convexa. Com a aplicação da sobrecarga, passou a ser delineada por uma curva côncava. A rotação da peça depende fundamentalmente do seu peso próprio e da profundidade de assentamento. As ancoragens pesadas apresentam rotação no sentido horário e as ancoragens leves apresentam no sentido anti-horário. À medida que aumenta a profundidade de assentamento, a rotação passa de horária a anti-horária. Na análise paramétrica, foi observada a tendência do mecanismo de mobilização de deslocamentos para profundo, onde a superfície de ruptura permanece confinada no maciço de solos com o aumento da profundidade de assentamento. O fator de capacidade de carga,  $N_\gamma$ , aumenta com o aumento da profundidade de assentamento. O fator  $N_\gamma$  diminuiu com o aumento do ângulo, já que a rotação da ancoragem passou de horário ( $\theta = 15^\circ$  e  $30^\circ$ ) para anti-horário ( $\theta = 45^\circ$ ). Dessa forma, a parcela de peso acima da base da ancoragem não é mobilizada.

Palavras-chaves: Torres estaiadas. Carregamento inclinado. Análise de imagens digitais. GeoPIV-RG. PLAXIS 2D.

## ABSTRACT

Transmission line towers play an important role on the Brazilian electric system. Guyed towers differ from other tower models due to their particularity of using guys to help their support. Guys are anchored in foundations that keep them tensile, so-called anchors. The tensile reaction on the foundation is inclined, generating a horizontal and a vertical component, which implies adjusting an anchor shape to absorb the effects of these components. Thus, the aim of this project is to evaluate the mechanism of "L" shaped plate anchors. Such a study consisted of the investigation of the ultimate load, with embedment depth, anchor's plate specific weight and application of overload on the soil surface. An analysis was made on the mobilized rupture surface, the displacement and deformation fields. In this study, small-scaled pullout tests were performed in sand with digital image analysis technique, using GeoPIV-RG. These tests were also numerically simulated, using PLAXIS 2D. Finally, a parametric study was carried out, which also investigated pullout forces applied at inclinations  $\theta = 15^\circ$ ,  $30^\circ$  and  $45^\circ$ . From the load x displacement curves, it was observed that the anchor behaved as a superficial anchor, where the rupture surface extends to the soil surface. An anchor placed close to the ground failed in linear rupture but went to a convex curve with higher embedment depth. With overload, it started to be outlined by a concave curve. Anchor's rotation depends fundamentally on its self-weight. Heavy anchors rotate clockwise, and light anchors rotate counterclockwise. As the embedment depth increases, the rotation also changes from clockwise to counterclockwise. In the parametric analysis, the rupture surface was localized around the anchor, as deep anchors for greater embedment depths. An increase was observed in the load capacity factor ( $N_\gamma$ ) with embedment ratio.  $N_\gamma$  is shown to decrease with load inclination angle, since anchor rotation changed from clockwise ( $\theta = 15^\circ$  and  $30^\circ$ ) to counterclockwise ( $\theta = 45^\circ$ ). In this way, the soil above anchor's base was not mobilized.

Keywords: Guyed towers. Inclined load. Digital image analysis technique. GeoPIV-RG. PLAXIS 2D.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Ampliação na solução de fundação dos estais (ancoragem) - vista frontal.....	17
Figura 1.2 – Reação existente na fundação pelas cargas atuantes na torre. (a) configuração inicial; (b) e (c) possíveis configurações finais .....	18
Figura 2.1 – Exemplos de torres (a) autoportante e (b) estaiada .....	23
Figura 2.2 – Exemplos de torres estaiadas .....	24
Figura 2.3 – Tipos de ancoragens categorizadas pela aplicação (a) ancoragens horizontais, (b) ancoragens verticais e (c) ancoragens inclinadas .....	27
Figura 2.4 – Tipos de ancoragem categorizadas pelo formato (a) circular, (b) quadrada, (c) <i>strip</i> e (d) retangular.....	28
Figura 2.5 – Variações no sistema de ancoragens de fundações (a) multi-ancoragens em placa, (b) ancoragens helicoidais e (c) ancoragens em placa circulares fraturadas .....	29
Figura 2.6 – Comportamento de ancoragem sob carga horizontal .....	30
Figura 2.7 – Mecanismos de ruptura e curva carga x deslocamento: (a) generalizada; (b) localizada e (c) por puncionamento.....	31
Figura 2.8 – Deslocamentos totais para ancoragem quadrada com (a) $H/B = 4$ ; (b) $H/B = 6$ ; (c) $H/B = 8$ e (d) $H/B = 10$ .....	33
Figura 2.9 – Deslocamentos de uma ancoragem circular em areia (a) $H/D = 3$ e (b) $H/D = 9$ .....	33
Figura 2.10 – Delineado das superfícies de ruptura: (a) $H/h = 1$ ; (b) $H/h=3$ ; (c) $H/h=5$ e (d) $H/h=7$ .....	34
Figura 2.11 – Levantamento do solo na ruptura com $H/h = 1$ .....	35
Figura 2.12 – Curva carga x deslocamento para: (a) $H/h = 3$ e (b) $H/h = 9$ , modelo experimental em escala reduzida.....	35
Figura 2.13 – Influência da razão de embutimento na resposta ao arrancamento em (a) areia densa e (b) areia solta, modelo numérico no PLAXIS 2D .....	36
Figura 2.14 – Superfícies de ruptura assumidas em areia (a) Método do tronco de cone, (b) Método do cilindro de atrito e (c) Método de Balla .....	38
Figura 2.15 – Superfície de ruptura acima da ancoragem .....	39
Figura 2.16 – Ábacos para o cálculo de capacidade de carga (a) Método de Balla, (b) e (c) Método de Meyerhof e Adam's.....	41
Figura 2.17 – Parâmetros geométricos de uma ancoragem em placa vertical.....	42
Figura 2.18 – Delineamento do Método <i>British Code of Practice</i> (a) superfície de ruptura para ancoragens rasas em areia (b) Resistência ao cisalhamento lateral $P_s$ .....	43

Figura 2.19 – Mecanismo de ruptura simplificado em torno de ancoragem profunda.....	43
Figura 2.20 – Diagrama dos problemas estudados por (a) Meyerhof e (b) Hanna <i>et al.</i> , 1988	45
Figura 2.21 – Geometria do problema de arrancamento – simulação numérica .....	46
Figura 2.22 – Ábacos para os fatores de capacidade de carga das teorias de (a) Meyerhof e (b) Hanna <i>et al.</i> .....	48
Figura 2.23 – Ensaio em ancoragem inclinada (a) esquema experimental e (b) curva carga x deslocamento axial .....	49
Figura 2.24 – Esquema de ensaio em modelo reduzido 1g .....	50
Figura 2.25 – Influência da razão de embutimento no fator de capacidade de carga.....	51
Figura 2.26 – Configuração de ensaio a meia escala.....	52
Figura 2.27 – Curva carga x deslocamento para (a) CR = 75%, (b) CR = 50% e (c) CR = 30% .....	52
Figura 2.28 – Vista da ruptura da ancoragem assentada em areia densa (a) D/h = 3 e (b) D/h = 9 .....	53
Figura 2.29 – Fotografia da superfície de ruptura para areia densa (D = 150mm e H = 210 mm) .....	54
Figura 2.30 – Curva carga x deslocamento para (a) D/B = 3,9, ruptura generalizada e (b) D/B = 6,99, ruptura localizada .....	55
Figura 2.31 – Arranjo experimental para PIV em túnel de vento .....	57
Figura 2.32 – Fluxograma da análise PIV .....	58
Figura 2.33 – Manipulação de imagens durante a análise PIV .....	59
Figura 2.34 – Diagrama esquemático da análise PIV no (a) domínio da frequência e (b) domínio espacial .....	60
Figura 2.35 – Avaliação dos vetor de deslocamento do plano de correlação $R_n(s)$ : (a) função de correlação, (b) maior pico de correlação (pixel inteiro) e (c) interpolação de sub-pixel usando uma função cúbica .....	61
Figura 2.36 – Visão geral para (a) esquema “ <i>leapfrog</i> ”, (b) esquema “ <i>sequential</i> ” e (c) esquema “ <i>preconditioned optimization</i> ” .....	64
Figura 2.37 – Fluxograma para o cálculo dos <i>subsets</i> .....	66
Figura 2.38 – Esquema para realização de ensaio em centrífuga e aplicação da técnica PIV (a) caixa do ensaio e (b) esquema de luz e câmera .....	67
Figura 2.39 – Sapata assentada em areia sobre argila; máxima deformação de cisalhamento $\xi$ utilizando (a) GeoPIV e (b) GeoPIV-RG .....	68
Figura 2.40 – Esquema dos ensaios a meia escala .....	69



Figura 2.41 – Campo de deslocamento no momento da ruptura para areia fina (a) solta e (b) densa.....	70
Figura 2.42 – Tanque experimental e câmera CCD .....	71
Figura 2.43 – Resultado experimental para (a) relógios de medição de deslocamentos e análise PIV para (b) 5 ancoragens, (c) formato diamante e (d) formato quadrado .....	72
Figura 2.44 – Diagrama tensão x deformação para diferentes comportamentos.....	76
Figura 2.45 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano $\sigma_n - \tau$ .....	78
Figura 2.46 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano $\sigma'_x \varepsilon$ .....	79
Figura 2.47 – Exemplo de modelagem (a) em estado plano e (b) axissimétrico.....	80
Figura 2.48 – Comparação entre PLAXIS 2D e testes centrifugados para curva carga x deslocamento (a) D/B = 1, (b) D/B = 7 e fatores de capacidade de carga (c) areia solta e (d) areia densa .....	83
Figura 3.1 – Materiais utilizados na pesquisa.....	85
Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia .....	86
Figura 3.3 – Fotografia microscópica dos grãos da areia utilizada na pesquisa.....	86
Figura 3.4 – Corpo de prova para ensaio de adensamento oedométrico .....	86
Figura 3.5 – Influência do módulo de Young (E) no arrancamento de ancoragem em placa ..	88
Figura 3.6 – Cisalhamento direto para (a) CR = 0%, (b) CR = 49% E (c) CR = 97% .....	89
Figura 3.7 – Deslocamento vertical x deslocamento horizontal.....	90
Figura 3.8 – Modelos de ancoragem utilizados na pesquisa .....	91
Figura 3.9 – Módulo para ensaio de arrancamento estático .....	92
Figura 3.10 – Sistema de carregamento de pesos para ensaio de arrancamento .....	92
Figura 3.11 – Equipamentos usados para correlação de imagem.....	93
Figura 3.12 – Controle de compactação e pluviômetro de areia.....	94
Figura 3.13 – Cápsulas de controle de compactação.....	94
Figura 3.14 – Andamento do ensaio com a adaptação da altura de queda da areia .....	94
Figura 3.15 – Posicionamento da ancoragem no módulo de ensaio.....	95
Figura 3.16 – Detalhe da configuração da ancoragem com a vaselina e a régua acoplada.....	95
Figura 3.17 – Montagem do corpo de prova para ensaio estático, (a) detalhe das cápsulas posicionadas e ancoragem à mostra, (b) ancoragem à mostra e local de medida dos deslocamentos, (c) detalhe do posicionamento dos LVDT's e (d) configuração final do ensaio .....	96
Figura 3.18 – Condições de ensaio .....	97
Figura 3.19 – Campanha experimental.....	98

Figura 3.20 – Sistema de reação com viga .....	99
Figura 3.21 – Sistema de aquisição de dados .....	100
Figura 3.22 – Imagens de entrada para software GeoPIV-RG: (a) primeiro teste e (b) configuração final .....	101
Figura 3.23 – Detalhe de ajustes no GeoPIV-RG (a) região de interesse (RoI) e (b) ruptura associada.....	102
Figura 3.24 – Representação esquemática da geometria do problema.....	104
Figura 3.25 – Interfaces do PLAXIS 2D (a) modelo geométrico de estado plano de tensão para $D/h = 3$ e (b) malha fina de elementos finitos associada.....	105
Figura 4.1 – Ancoragem com os pontos de interesse .....	107
Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais medidos pelo LVDT e GeoPIV-RG referentes à (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03.....	108
Figura 4.3 – Rotação na ruptura para $D/h = 1$ (a) ancoragem 01 e (b) ancoragem 02 .....	109
Figura 4.4 – Antes e depois da ruptura para ancoragem 03, $D/h = 3$ .....	109
Figura 4.5 – Curvas carga x deslocamento total para razão de embutimento (a) $D/h = 1$ , (b) $D/h = 2$ e (c) $D/h = 3$ .....	110
Figura 4.6 – Curvas carga x deslocamento total para ancoragem 03 com aumento de sobrecarga .....	112
Figura 4.7 – Curva carga x deslocamento para ancoragem 03, $D/h=3$ , sobrecarga $q_3 = 4,415$ kPa .....	114
Figura 4.8 – Fator capacidade de carga x razão de embutimento para ancoragem 03 .....	115
Figura 4.9 – Comparação dos fatores de capacidade de carga de todos os ensaios com o estado da arte .....	115
Figura 4.10 – Superfícies de ruptura nos ensaios (a)1C_S, (b)2C_S, (c)1B_S, (d)2B_S, (e)1A_S, (f) 2A_S, .....	116
Figura 4.11 – Superfícies de ruptura nos ensaios (a) 3A_S, (b) 3A_S, (c) 3B_q1, (d) 3B_q2, (e) 3A_q1, (f) 3A_q3,.....	118
Figura 4.12 – Mecanismo de ruptura em torno de ancoragem, profundidade intermediária ( $D/h = 5$ )......	119
Figura 4.13 – Propagação da superfície de ruptura (a) antes da aplicação da carga, (b) primeira fase, (c) segunda fase e (d) terceira fase .....	120
Figura 4.14 – Comparação dos valores de carga última com resultados teóricos – assentamento horizontal (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03 .....	121

Figura 4.15 – Comparação dos valores de carga última com resultados teóricos ára ancoragem 01 (a) assentamento horizontal e (b) assentamento inclinado .....	122
Figura 4.16 – Malha de elementos finitos deformada para (a) $D/h = 1$ , (b) $D/h = 2$ e (c) $D/h = 3$ .....	123
Figura 4.17 – Malha deformada das simulações para calibração dos ensaios (a) 1A_S, (b) 2A_S e (c) 3A_S.....	124
Figura 4.18 – Malha deformada das simulações para calibração dos ensaios (a) 1C_S, (b) 1B_S, (c) 2C_S e detalhe do gap no PLAXIS 2D, (d) 2B_S e (e) 3B_S .....	125
Figura 4.19 – Curva carga x deslocamento: ancoragem 01 (a) horizontal e (b) vertical.....	126
Figura 4.20 – Curva carga x deslocamento: ancoragem 02 (a) horizontal e (b) vertical.....	126
Figura 4.21 – Curva carga x deslocamento: ancoragem 03 (a) horizontal e (b) vertical.....	126
Figura 4.22 – Campo de deslocamentos total para $D/h = 1$ (a) ancoragem 01 e (b) ancoragem 02 .....	127
Figura 4.23 – Campo de deslocamentos total para $D/h = 2$ (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03 .....	128
Figura 4.24 – Campo de deslocamentos total para $D/h = 3$ (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03 .....	128
Figura 4.25 – Campo de deformações totais, $D/h=1$ (a) ancoragem 01 e (b) ancoragem 02 .	129
Figura 4.26 – Campo de deformações totais, $D/h=2$ (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03.....	130
Figura 4.27 – Campo de deformações totais, $D/h=3$ (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03.....	130
Figura 4.28 – Curvas carga x deslocamento total nos modelos calibrados .....	132
Figura 4.29 – Distribuição de tensão normal horizontal ( $\sigma_{xx}$ ) para $D/h = 2$ (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03 .....	133
Figura 4.30 – Deformações horizontais ( $\epsilon_{xx}$ ) para (a) $D/h = 3$ , ancoragem 03 e (c) $D/h = 2$ , ancoragem 01 e deformações verticais ( $\epsilon_{yy}$ ) para (b) $D/h = 3$ , ancoragem 03 e (d) $D/h = 2$ , ancoragem 01.....	134
Figura 4.31 – Variação do fator de capacidade de carga ( $N_\gamma$ ) com a razão de embutimento ( $D/h$ ) e $\theta$ para (a) ancoragem 01 (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03.....	135
Figura 4.32 – Pontos de plastificação e ruptura a tração para ancoragem 01, $\theta = 15^\circ$ (a) $D/h = 1$ , (b) $D/h = 3$ e (c) $D/h = 8$ e $\theta = 45^\circ$ (d) $D/h = 1$ , (e) $D/h = 3$ e (f) $D/h = 8$ e.....	137
Figura 4.33 – Pontos de plastificação e ruptura a tração para ancoragem 03, $\theta = 45^\circ$ (a) $D/h = 1$ , (b) $D/h = 3$ e (c) $D/h = 8$ .....	139

Figura 4.34 – Deslocamentos totais para ancoragem 01, $\theta = 15^\circ$ (a) $D/h = 3$ e (b) $D/h = 8$ , ancoragem 01, $\theta = 45^\circ$ (c) $D/h = 3$ e (d) $D/h = 8$ , ancoragem 03, $\theta = 45^\circ$ (e) $D/h = 3$ e (f) $D/h = 8$ .....	140
Figura 4.35 – Variação do fator de capacidade de carga ( $N_\gamma$ ) com a razão de embutimento ( $D/h$ ) e a sobrecarga aplicada ( $q$ ) .....	141
Figura 4.36 – Influência da razão de embutimento na resposta ao arrancamento para ancoragem 01 (a) $\theta = 15^\circ$ , (b) $\theta = 30^\circ$ e (c) $\theta = 45^\circ$ .....	142
Figura 4.37 – Influência da inclinação do carregamento nos deslocamentos para ancoragem 01 .....	143
Figura 4.38 – Influência da razão de embutimento na resposta ao arrancamento para $\theta = 15^\circ$ (a) ancoragem 02 e (b) ancoragem 03 .....	144
Figura 4.39 – Localização dos pontos de análise dos deslocamentos .....	145
Figura 4.40 – Influência da razão de embutimento na resposta ao arrancamento para ancoragem 01, $\theta = 15^\circ$ (a) $q = 2,077$ kPa, (b) $q = 3,890$ kPa .....	145
Figura 4.41 – Influência da sobrecarga nos deslocamentos para ancoragem 01, $\theta = 15^\circ$ nas profundidades (a) $D/h = 1, 2$ e $3$ e (b) $D/h = 4, 6$ e $8$ .....	146
Figura 4.42 – Modificação dos deslocamentos totais com o aumento da sobrecarga (a) $q = 0,000$ kPa, (b) $q = 2,077$ kPa e (c) $q = 3,890$ kPa .....	147
Figura 4.43 – Tensões normais horizontais ( $\sigma_{xx}$ ) e verticais ( $\sigma_{yy}$ ) x razão de embutimento ( $D/h$ ) para (a) e (b) ancoragem 01, (c) e (d) ancoragem 02 e (e) e (f) ancoragem 03 .....	148
Figura 4.44 – Tensões normais horizontais ( $\sigma_{xx}$ ) e verticais ( $\sigma_{yy}$ ) x razão de embutimento ( $D/h$ ) para (a) e (b) $\theta = 15^\circ$ , (c) e (d) $\theta = 30^\circ$ e (e) e (f) $\theta = 45^\circ$ .....	149
Figura 4.45 – Tensões normais horizontais para $D/h = 1$ e $\theta = 15^\circ$ (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03 .....	150
Figura 4.46 - Tensões normais horizontais para $D/h = 3$ e $\theta = 15^\circ$ (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03 .....	150
Figura 4.47 - Tensões normais horizontais para $D/h = 8$ e $\theta = 15^\circ$ , ancoragem 01 .....	151
Figura 4.48 – Influência da sobrecarga com a razão de embutimento ( $D/h$ ) para (a) tensões normais horizontais e (b) tensões normais verticais .....	151
Figura 4.49 – Variação da tensão de cisalhamento com a razão de embutimento para $\theta = 15^\circ$ (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03 .....	152
Figura 4.50 – Distribuição de tensões de cisalhamento, $D/h = 1$ para (a) $\theta = 15^\circ$ , (b) $\theta = 30^\circ$ e (c) $\theta = 45^\circ$ .....	153

Figura 4.51 – Distribuição de tensões de cisalhamento, $D/h = 3$ para (a) $\theta = 15^\circ$ , (b) $\theta = 30^\circ$ e (c) $\theta = 45^\circ$ .....	154
Figura 4.52 – Distribuição de tensões de cisalhamento, $D/h = 8$ para (a) $\theta = 15^\circ$ , (b) $\theta = 30^\circ$ e (c) $\theta = 45^\circ$ .....	155
Figura 4.53 – Campo de deformações totais de cisalhamento para ancoragem 01, $\theta = 15^\circ$ , $D/h = 1$ (a) $q = 0,000 \text{ kN/m}^2$ , (b) $q = 2,077 \text{ kN/m}^2$ e (c) $q = 3,890 \text{ kN/m}^2$ .....	156
Figura 4.54 - Campo de deformações totais de cisalhamento para ancoragem 01, $\theta = 15^\circ$ , $D/h = 3$ (a) $q = 0,000 \text{ kN/m}^2$ , (b) $q = 2,077 \text{ kN/m}^2$ e (c) $q = 3,890 \text{ kN/m}^2$ .....	157
Figura 4.55 - Campo de deformações totais de cisalhamento para ancoragem 01, $\theta = 15^\circ$ , $D/h = 8$ (a) $q = 0,000 \text{ kN/m}^2$ , (b) $q = 2,077 \text{ kN/m}^2$ e (c) $q = 3,890 \text{ kN/m}^2$ .....	157
Figura A.1 – Pastas de entrada para GeoPIV-RG .....	170
Figura A.2 – Caminho para criação do arquivo “CP_XY.mat” .....	171
Figura A.3 – Incluindo no MATLAB a pasta de subrotinas do GeoPIV-RG .....	172
Figura A.4 – Localização dos pontos de controle na imagem de referência IMG_0001 (a) passo a passo e (b) finalização dos 15 pontos de controle .....	173
Figura A.5 – RoI e subsets para a análise PIV .....	174
Figura A.6 – Análise dos pontos de controle em andamento .....	176
Figura A.7 – Atualização de imagem de referência no GeoPIV-RG .....	176

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fórmulas para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens retangulares/strip assentadas horizontalmente no solo.....	40
Tabela 2.2 – Fórmulas para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens retangulares/strip assentadas verticalmente no solo.....	44
Tabela 2.3 – Fórmulas para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens retangulares/strip assentadas em posição inclinada no solo.....	47
Tabela 2.4 – Definição das funções de correlação apresentadas no texto.....	63
Tabela 2.5 – Parâmetros computacionais de entrada no GeoPIV-RG.....	67
Tabela 3.1 – Parâmetros de caracterização da areia.....	85
Tabela 3.2 – Parâmetros de resistência da areia.....	89
Tabela 3.3 – Razões de embutimento (D/h) obtidas na configuração dos corpos de prova.....	97
Tabela 3.4 – Parâmetros computacionais de entrada no GeoPIV-RG.....	103
Tabela 3.5 – Análise paramétrica.....	104
Tabela 3.6 – Dados de rigidez e peso das ancoragens.....	105
Tabela 4.1 – Valor de capacidade de carga à tração dos ensaios duplicados.....	106
Tabela 4.2 – Resultado dos ensaios sem sobrecarga: capacidade de carga e rotação.....	112
Tabela 4.3 – Resumo do resultado dos ensaios para ancoragem 03 com e sem sobrecarga: capacidade de carga e rotação.....	113
Tabela 4.4 – Valores do ângulo $\alpha$ nos ensaios em modelo reduzido.....	119
Tabela 4.5 – Resultados da calibração do modelo estático.....	124
Tabela 4.6 – Valores de tensão horizontal e vertical nos modelos simulados.....	131
Tabela 4.7 – Rotação na ruptura.....	138
Tabela 4.8 – Tensões de cisalhamento para as razões de embutimento (D/h) e sobrecargas estudadas.....	156

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1	JUSTIFICATIVA .....	20
1.2	OBJETIVOS .....	21
1.2.1	<b>Objetivo geral.....</b>	<b>21</b>
1.2.2	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>21</b>
1.3	ESTRUTURAÇÃO DA PESQUISA.....	22
<b>2.</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>23</b>
2.1	COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ANCORAGENS EM PLACA.....	26
2.1.1	<b>Curva carga x deslocamento e mecanismo de ruptura .....</b>	<b>30</b>
2.1.2	<b>Capacidade de carga à tração.....</b>	<b>36</b>
2.1.2.1	Ancoragem assentada em posição horizontal.....	37
2.1.2.2	Ancoragem assentada em posição vertical .....	42
2.1.2.3	Ancoragem assentada em posição inclinada .....	45
2.1.3	<b>Ensaio em modelo reduzido .....</b>	<b>48</b>
2.2	VELOCIMETRIA DE PARTÍCULAS POR IMAGEM - PIV .....	56
2.2.1	<b>PIV .....</b>	<b>58</b>
2.2.2	<b>GeoPIV-RG (STANIER et al., 2015b) .....</b>	<b>63</b>
2.2.3	<b>Ensaio em modelo reduzido – PIV/DIC .....</b>	<b>67</b>
2.3	MÉTODOS NUMÉRICOS .....	73
2.3.1	<b>Problemas da elasticidade plana .....</b>	<b>74</b>
2.3.2	<b>Modelos constitutivos .....</b>	<b>75</b>
2.3.2.1	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb .....	77
2.3.3	<b>Programas de simulação numérica .....</b>	<b>79</b>
2.3.3.1	PLAXIS 2D .....	79
2.3.3.2	Método dos Elementos Finitos (MEF) .....	81
2.3.3.3	Modelo Reológico de Mohr-Coulomb (MC).....	82

<b>3.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>84</b>
3.1	MATERIAIS .....	84
3.2	ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO .....	90
3.2.1	Correlação de imagens – <i>Particle Image Velocimetry</i> (PIV) .....	100
3.3	SIMULAÇÃO NUMÉRICA .....	103
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	<b>106</b>
4.1	ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO .....	106
4.2	CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....	122
4.3	ESTUDO PARAMÉTRICO .....	134
4.3.1	Capacidade de carga .....	134
4.3.2	Curva carga x deslocamento.....	141
4.3.3	Tensões e deformações no solo .....	147
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>158</b>
	<b>REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO</b> .....	<b>161</b>
	<b>A APÊNDICE A – TUTORIAL DE UTILIZAÇÃO DO GEOPIV-RG</b> .....	<b>170</b>



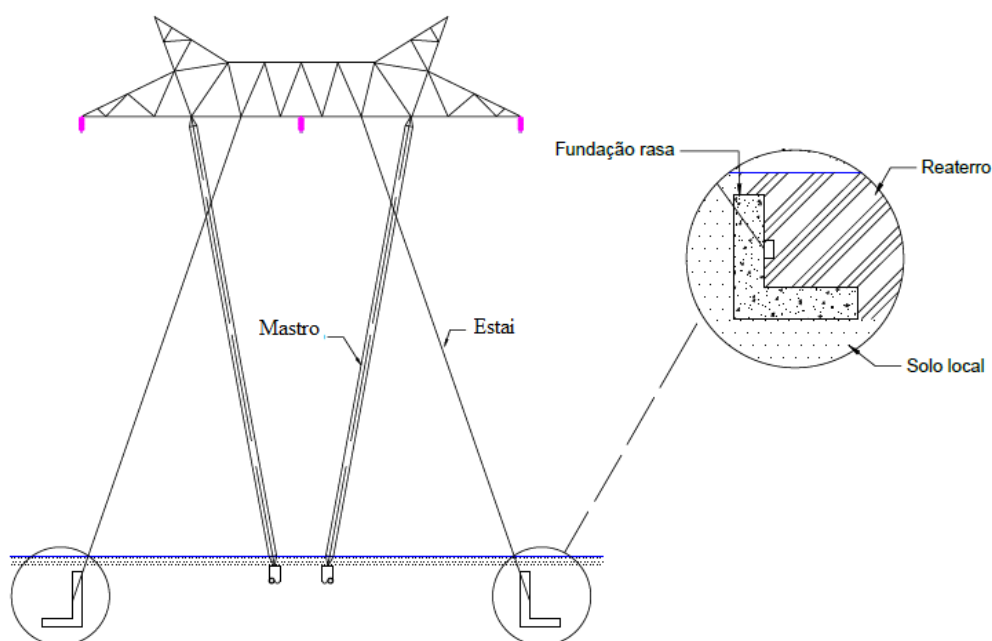
# 1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico da sociedade moderna é dependente da oferta de energia elétrica. A matriz energética brasileira se configura de forma que a maior parte da produção de energia está longe dos centros de consumo. A energia, após produzida, deve ser imediatamente transportada ao consumidor final. Esse transporte é realizado pelas linhas de transmissão (LTs) que possuem grande extensão no território nacional e são basicamente compostas por cabos e torres de sustentação.

As torres das LTs podem ser autoportantes ou estaiadas e possuem variadas configurações espaciais. Por ser uma estrutura mais leve e conseqüentemente mais barata em relação ao uso de aço, as torres estaiadas são usualmente adotadas, caso não haja impedimento por algum outro fator. Nessas torres, observam-se dois tipos de fundações: uma ou duas unidades que trabalham sujeitas à compressão e quatro que trabalham tracionadas.

As fundações tracionadas são as fundações dos estais (cabos). Diferentemente da torre autoportante, as torres estaiadas necessitam dos cabos justamente por serem mais esbeltas. Esses cabos são ancorados ao solo por meio de fundações diretas ou indiretas, dependendo da capacidade do solo no local (Figura 1.1). Fundações submetidas exclusivamente a forças de tração são, então, chamadas de ancoragens.

**Figura 1.1 – Ampliação na solução de fundação dos estais (ancoragem) - vista frontal**



Fonte: Autor (2020)

Quando o solo possui bom suporte nas primeiras camadas, as fundações diretas são as soluções utilizadas. Essas fundações podem se configurar em várias formas (discos, blocos, tubulões curtos, formato L etc.). Os esforços atuantes nas torres, em sua quase totalidade, são compostos pela ação do vento e seu peso próprio, que tendem a arrancar as ancoragens.

A ação produzida pelo vento é de natureza dinâmica, mas a carga de vento dos projetos das LTs é calculada a partir de cargas estáticas equivalentes, indicado pela ABNT NBR 5422/1985 (condições básicas para o projeto de LTs de energia elétrica) ou ABNT NBR 6123/1988 (força devido ao vento as edificações)

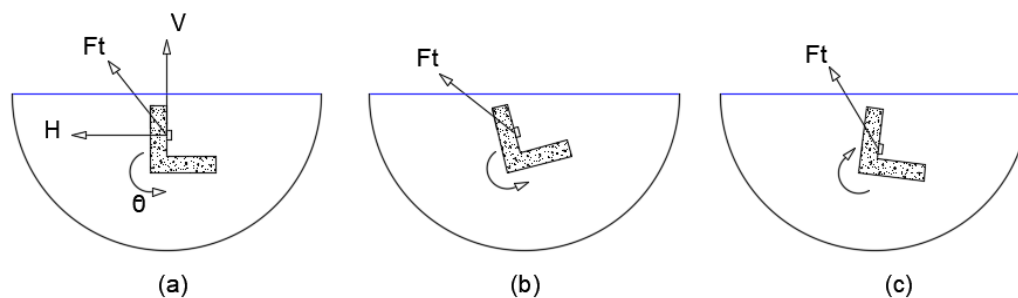
Normas internacionais, como a IEC 60826/2003, também utilizaM fatores multiplicativos para consideração da dinamicidade do vento. Os cálculos também são feitos considerando a aplicação de uma força estática no corpo da torre (SILVA FILHO *et al.*, 2001).

A norma ABNT NBR 8681/2003 estabelece as ações atuantes em projetos e as divide em permanentes e variáveis. Ações permanentes são devidas principalmente ao peso próprio da estrutura. As variáveis são divididas em três grupos: operacionais, ambientais e excepcionais. Além das ações, a norma também fixa os requisitos exigíveis na verificação da segurança das estruturas, em relação ao estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS).

A ruptura da estrutura de fundação pode ocorrer com: (1) ruptura estática de arrancamento da ancoragem e (2) deslocamento causado pelo vento gerando afrouxamento dos cabos; estabelecidas pelo ELU. Os estais, que funcionam exclusivamente à tração, precisam passar por manutenções periódicas para verificação do estado tracionado. Já o ELS estabelece margens de utilização da estrutura em relação ao seu desempenho, antes da ruína.

Na Figura 1.2 observa-se um esquema simplificado da reação na fundação devido às ações, o qual norteia o estudo do desempenho da ancoragem. Observa-se que a resultante da força de tração é inclinada, na direção dos estais da torre.

**Figura 1.2 – Reação existente na fundação pelas cargas atuantes na torre. (a) configuração inicial; (b) e (c) possíveis configurações finais**



Fonte: Autor (2020)

Essa tração, resistida pela ancoragem, pode ser decomposta em duas componentes: horizontal (H) e vertical (V). Assim, torna-se interessante o desenvolvimento de uma fundação que absorva ambas as componentes. A ancoragem em L, como mostrada na Figura 1.2, se configura como uma alternativa interessante ao problema. É importante observar que, dependendo do local de aplicação das cargas e da profundidade de assentamento da ancoragem, poderá ocorrer uma rotação, de maior ou menor nível, no sentido anti-horário (Figura 1.2 (b)) ou sentido horário (Figura 1.2 (c)).

O estudo do comportamento da ancoragem, então, pode ser feito a partir de modelos físicos ou numéricos. Os modelos físicos podem ser realizados em campo, com protótipos de verdadeira grandeza ou por meio de ensaios em modelo reduzido em laboratório. Segundo Randolph e House (2001), a natureza dos materiais que fazem parte dos problemas estudados pela geotecnia faz com que a aplicação de modelos físicos seja essencial.

Os testes em laboratório consistem em leituras de deslocamentos e deformações em pontos de interesse do modelo. Nesse sentido, pontos no interior do maciço de solos são mais complexos para obtenção de tais leituras. Uma das possibilidades é a utilização de técnica de imagens. Com essa técnica, a face lateral do solo fica exposta e passível à investigação de deslocamentos e deformações.

Segundo Sales (2000), testes em laboratórios podem ser considerados qualitativamente representativos do comportamento de fundações e podem comprovar a aplicabilidade de estudos teóricos. Há de se ressaltar que é necessário estudo quanto à extrapolação dos dados obtidos para a situação de protótipo, com conhecimento das limitações, fazendo-se os ajustes necessários. Modelos em escala reduzida fornecem entendimento do fenômeno global e como a influência de diversas variáveis atua no mecanismo. Essas variáveis podem ser controladas em laboratório.

Além disso, com os modelos reduzidos em laboratório é possível realizar a calibração de modelos numéricos. Os modelos numéricos, por sua vez, fornecem valores que não são passíveis de serem encontrados em laboratório. Ainda, permitem a extrapolação para outras configurações e condições de contorno.

Em relação ao dimensionamento da ancoragem, a norma brasileira ABNT NBR 6122/2019 fixa os critérios gerais que regem o projeto e a execução de fundações de diversas obras, entre elas, obras especiais como LTs. A capacidade de carga ao arrancamento da ancoragem é feita a partir de métodos teóricos de previsão de carga de ruptura estática, já que a referida norma não contempla fundações solicitadas exclusivamente à tração. Testes em

laboratório também constituem a base para a determinação dessas expressões teóricas de cálculo de capacidade de carga.

Portanto, essa dissertação tem por objetivo realizar um estudo experimental e numérico do arrancamento de ancoragens em L, utilizando modelo físico reduzido, técnica de imagens e estudo paramétrico. O software utilizado na análise de imagens é o GeoPIV-RG e na análise numérica, o PLAXIS 2D.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

As LTs são parte fundamental do sistema de transmissão de energia elétrica no Brasil. As torres estaiadas possuem cabos (estais) inclinados que ajudam em sua sustentação. A inclinação dos estais provoca uma reação inclinada de tração na fundação. Essa reação inclinada pode ser decomposta em uma componente vertical e uma horizontal.

O esforço de tração gerado pela componente vertical tem a tendência de levantar o solo acima da base da fundação em razão do arrancamento da estrutura. A componente horizontal gera um esforço de cisalhamento que tem a tendência de arrastar a fundação, provocando o deslizamento das camadas do solo e mobilizando empuxo passivo.

No caso onde fundações diretas são utilizadas, a princípio, a ancoragem em L pode apresentar melhor mobilização de resistência. Essa solução resistirá aos esforços mobilizando empuxo passivo por meio de sua face vertical. Também, apresentará uma parcela de resistência pela sobrecarga de solo acima de sua base horizontal, além do seu peso próprio.

A norma brasileira ABNT NBR 6122/2019 não considera casos onde as fundações estejam submetidas exclusivamente a esforços de tração. Além disso, os métodos teóricos não abordam esse formato de ancoragem. Portanto, é importante identificar o mecanismo de ruptura mobilizado para a ancoragem em L e como se dá a distribuição de tensões e deformações no maciço de solos.

Esse mecanismo pode ser identificado por meio de testes em laboratório. A utilização de areia nos modelos reduzidos facilita a observação da superfície de ruptura mobilizada, associado à técnica de imagens digitais. Além disso, a calibração de modelos numéricos que reproduzam o problema é possibilitada.

Tanto a simulação numérica, como a elaboração de modelos reduzidos, de acordo com Ribeiro (2000), é de grande valia em casos onde é inviável a aplicação do método experimental a sistemas em verdadeira grandeza. Isso se deve principalmente por dois motivos: ou as

variáveis não podem ser controladas ou a previsão a ser feita se refere à interação entre um sistema natural e uma obra que ainda será construída.

Desse modo, o estudo do mecanismo de arrancamento de ancoragens em L, por meio de modelo reduzido em laboratório torna-se viável, aliado à modelagem numérica. Deve-se garantir que as fundações sejam projetadas de maneira coerente com o comportamento real da estrutura, garantindo a segurança tanto para o ELU, quanto para o ELS.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

Realizar um estudo experimental e numérico do arrancamento de ancoragens em L, utilizando modelo físico reduzido, velocimetria de partículas por imagem e estudo paramétrico.

### 1.2.2 Objetivos específicos

1. Investigar a capacidade de carga ao arrancamento e o deslocamento de ancoragens em L submetidas a esforços inclinados de tração e sua relação com a profundidade de assentamento, sobrecarga e peso específico da ancoragem nos modelos físicos reduzidos em laboratório;
2. Analisar a superfície de ruptura mobilizada nos modelos físicos e sua relação com a profundidade de assentamento, sobrecarga e peso específico da ancoragem.
3. Analisar o campo de deslocamentos e deformações no solo, quando da aplicação dos esforços de tração;
4. Calibrar os resultados encontrados nos modelos físicos em escala reduzida para simulação numérica;
5. Realizar um estudo paramétrico de ancoragens em L, em relação ao peso específico da ancoragem e à geometria do conjunto (razão de embutimento, aplicação de sobrecarga e inclinação do carregamento).

### 1.3 ESTRUTURAÇÃO DA PESQUISA

Este trabalho está organizado em 5 capítulos, começando por essa introdução. É apresentado o tema do trabalho de maneira ilustrativa e que percorre todos os aspectos importantes para a familiarização com o que será abordado. Além disso é feita a justificativa da pesquisa e demonstrada sua importância para a engenharia civil e sociedade como um todo. Os objetivos são apresentados.

O capítulo 2 é dedicado ao estudo da fundamentação teórica que norteia a pesquisa. É realizada uma contextualização sobre as torres de linha de transmissão. Depois, é feita uma revisão teórica sobre os tipos de ancoragem, capacidade de carga à tração e os mecanismos de ruptura descritos por pesquisadores no assunto. Apresentam-se as curvas carga x deslocamento provenientes dos esforços de tração. Após, é feita uma apresentação ao leitor da origem e teoria dos estudos de correlação de imagem, dando ênfase ao programa GeoPIV-RG, e apresentam-se estudos que utilizaram essa técnica para entendimento do comportamento de ancoragens. Finalmente, uma breve revisão sobre métodos numéricos é realizada. Apresenta-se uma pequena introdução sobre a modelagem de problemas da elasticidade plana, com maior especificidade sobre o programa PLAXIS 2D, que será utilizado.

O capítulo 3 apresenta a metodologia completa a ser utilizada para atingir os objetivos específicos e geral. No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados encontrados das análises experimentais e numéricas.

O capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas a partir do desenvolvimento desse trabalho e são propostos trabalhos futuros. São listadas as referências bibliográficas utilizadas no decorrer do texto. Por fim, o Anexo A possui um passo a passo de como utilizar o programa de correlação de imagem GeoPIV-RG.

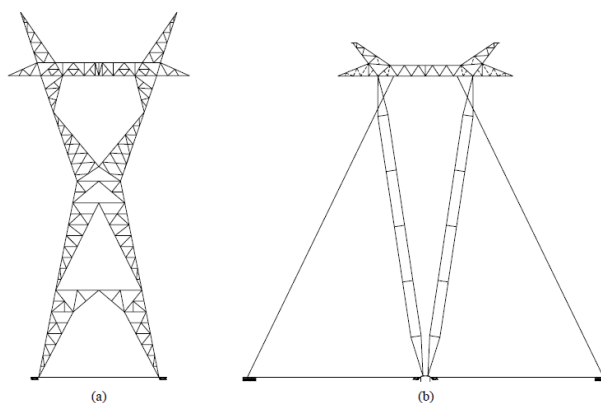
## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O vasto sistema de transmissão existente no Brasil faz com que o número de torres para sustentação dos cabos condutores seja bastante significativo. Acidentes em LTs podem significar consequências negativas para a sociedade e sua economia. O entendimento das causas desses colapsos é imprescindível para prevenção desses acidentes (HAMADA E EL DAMATTY, 2011). As torres de LTs possuem características distintas que as permitem ser agrupadas e classificadas. Do ponto de vista dos projetos de suas fundações, Chaves (2004) ressalta que as torres podem ser simplificadamente divididas de acordo com o sistema estrutural e à sua função na linha.

Quanto ao sistema estrutural, a classificação se resume a dois grupos: autoportantes e estaiadas. Torres autoportantes são aquelas que se sustentam sobre sua própria estrutura, sem a necessidade de algum tipo de subestrutura para garantir a estabilidade. Já as torres estaiadas necessitam de cabos (estais) por serem mais esbeltas. Esses cabos são fixados no solo por meio de fundações que recebem esforços de tração. Sua desvantagem em relação à autoportante é a necessidade de maior espaço em terreno para sua instalação.

Os dois modelos de torre comumente encontrados são apresentados na Figura 2.1, autoportantes (a) e estaiadas (b). Os estais são fixados na parte superior das torres. Geralmente, fazem um ângulo de  $30^\circ$  com a direção vertical levando os pés dos estais a distâncias razoavelmente elevadas dos pés dos mastros. Em terrenos acidentados, o uso das torres estaiadas pode ser comprometido por conta do espaço necessário para instalação das fundações (CHAVES, 2004).

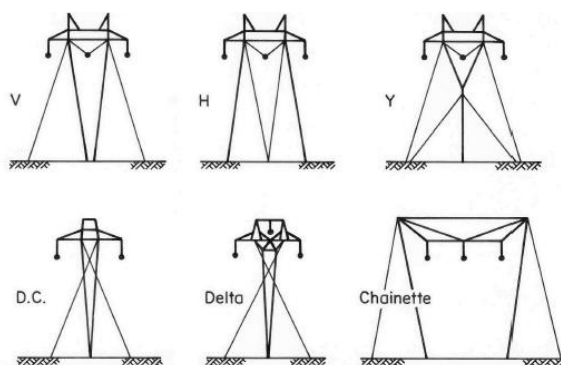
**Figura 2.1 – Exemplos de torres (a) autoportante e (b) estaiada**



Fonte: GARCIA (2005)

Na Figura 2.2 são apresentados alguns possíveis modelos de torres estaiadas. Em relação à sua função na linha, Chaves (2004) segue a classificação das torres dividindo-as em três: (i) terminais ou fim de linha; (ii) torres de suspensão; (iii) torres em ângulo. As torres estaiadas possuem maior aplicabilidade como torres de suspensão, que são locadas em trechos retos ou em que se admite pequenos ângulos.

**Figura 2.2 – Exemplos de torres estaiadas**



Fonte: KULHAWY e HIRANY (2010)

A locação das torres, portanto, é fator importante na consideração de qual tipo utilizar. Segundo Azevedo (2007), estando a locação definida, são obtidos os carregamentos e conseqüentemente os esforços solicitantes nas estruturas. Calculadas as estruturas, os esforços nas fundações são obtidos e realiza-se a interação solo-estrutura com o objetivo de alcançar projetos otimizados.

De acordo com a capacidade de suporte do solo local, determinada por meio de ensaios de campo e de laboratório, as fundações utilizadas para os estais podem ser dos tipos diretas ou indiretas. As fundações indiretas são aquelas que transferem os esforços da estrutura ao solo por meio de atrito lateral e carga de ponta, e são representadas pelas estacas.

Já as fundações diretas, que são objetivo desse trabalho, são aquelas que transferem os esforços da estrutura ao solo por meio de sua base. É importante salientar que as fundações não devem solicitar o solo com tensões que ultrapassem as tensões admissíveis.

No presente trabalho, serão revisadas ancoragens do tipo placas. As placas são, majoritariamente, circulares ou retangulares e podem ser assentadas em posições verticais, horizontais ou inclinadas. Em sua maioria, são submetidas a esforços de tração perpendiculares às suas maiores dimensões, verticais ou horizontais. Mas existem casos onde a força encontra-se inclinada. Pretende-se, com o estudo do comportamento de ancoragens em placas, assentadas



nas três posições indicadas anteriormente, identificar mecanismos e fenômenos presentes nas ancoragens em formato L.

A resistência das ancoragens é obtida através da resistência ao cisalhamento da superfície mobilizada e o peso do solo acima de sua base, em maior ou menor grau dependendo do tipo de ancoragem. Nas torres de linha de transmissão, as ancoragens são instaladas a partir de escavação até a cota de assentamento necessária com posterior reaterro e compactação. É importante que esse reaterro seja realizado com boa qualidade (NIROUMAND, KASSIM e NAZIR, 2011; KAME, DEWAIKAR E CHOUDHURY, 2012; MOKHBI *et al.*, 2017;).

Como citado pelos autores, o peso do solo que é reaterro após o assentamento da ancoragem é de suma importância para o seu desempenho. Sendo assim, a tarefa de compactação desse reaterro deve ter grande atenção a fim de se obter valores altos de resistência. Ainda, o tipo de solo e o tipo de carregamento influenciam consideravelmente na resposta ao arrancamento da ancoragem. Nesse trabalho, o estudo será realizado com a ancoragem em L assentada em areia e o carregamento do tipo drenado.

A norma brasileira ABNT NBR 6122/2019, em seu capítulo destinado a segurança das fundações, recomenda que situações de projeto devem ser verificadas quanto aos estados-limites últimos (ELU) e de serviço (ELS). O ELU está associado ao colapso parcial ou total da obra enquanto o ELS é relativo à ocorrência de deformações e/ou fissuras que comprometam seu uso.

A grandeza fundamental de projeto em ELU é a determinação da tensão admissível ou tensão resistente. Essa determinação deverá ser realizada por meio de um ou mais procedimentos: prova de carga, métodos teóricos ou métodos semiempíricos. A tensão admissível será calculada, então, com a aplicação de um fator de segurança à tensão de ruptura encontrada por tais métodos.

Quando utilizado o procedimento de prova de carga, o ensaio deve ser realizado de acordo com a norma brasileira vigente onde é necessária a consideração da relação modelo-protótipo (efeito escala). Os modelos analíticos constituem os métodos teóricos de determinação de capacidade de carga e devem contemplar todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado). Finalmente, quando há correlações de resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, CPTu etc.) temos os métodos semiempíricos, que devem ter considerações regionais para sua aplicação.

Em relação ao ELS, a norma preconiza que os mesmos métodos descritos acima também devem ser utilizados na determinação da tensão admissível ou tensão resistente. Nesse caso, os valores retornados são tais que atendam as limitações de recalque ou deformação da estrutura.

## 2.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ANCORAGENS EM PLACA

Como visto, o projeto de muitas estruturas da engenharia necessita de sistemas de fundações para resistir a forças de arrancamento verticais, horizontais ou inclinadas. Uma das principais soluções nesses casos é a utilização de ancoragens em placa, tipicamente fixadas nas estruturas e aterradas no maciço de solo com profundidade suficiente para resistir às forças de arrancamento com segurança (BADAKHSHAN, NOORZAD, ZAMENI, 2017).

As ancoragens, amplamente utilizadas em estruturas *offshore*, têm como objetivo ancorar as plataformas e as estruturas flutuantes de exploração de gás e petróleo no solo oceânico. Em terra (i. e. *onshore*) as ancoragens são usadas no suporte dos estais de LTs, mastros de telecomunicações, caixas d'água suspensas, cabos de pontes estaiadas etc. Também são muito utilizadas em muros de contenção, como tirantes (YU, HAMBLENTON, SLOAN, 2015).

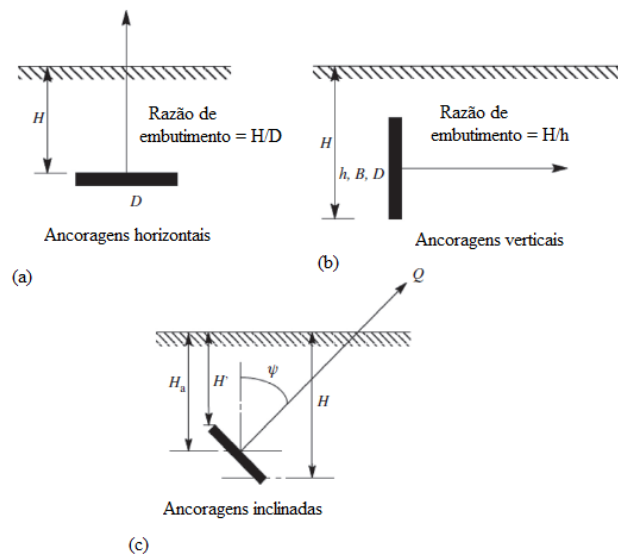
Uma ampla variedade de sistemas de ancoragens vem sendo desenvolvida, otimizando a solução de fundações de estruturas tracionadas. Esses sistemas incluem placas circulares, retangulares, quadradas ou formas atípicas, blocos, tubulões de concreto, estacas, entre outros, onde a resistência ao arrancamento sempre vai depender do solo em que estão assentadas. Giampa *et al.* (2018) esclarecem que ancoragens do tipo placa fornecem meios eficientes de resistir aos esforços verticais e inclinados a partir da resistência de “base” ao invés da resistência ao atrito lateral (e. g. ancoragens em estacas). Podem ser, assim, classificadas como uma fundação direta.

As ancoragens do tipo placa podem ser categorizadas de duas maneiras: (i) aplicação e (ii) formato. A aplicação diz respeito à forma como a ancoragem é assentada e isso depende da direção do carregamento, como mostra a Figura 2.3.

Os estudos costumam ser específicos para cada posição de assentamento. Quando as ancoragens resistem a esforços verticais de arrancamento, são assentadas na posição horizontal (NIROUMAND, KASSIM e NAZIR, 2011; ROKONUZZAMAN e SAKAI, 2012; LIU, LIU e ZHU, 2012; RAJESH e SHRENI, 2014; BADAKHSHAN, NOORZAD e ZAMENI, 2017; SAHOO e GANESH, 2017), para esforços horizontais são assentadas em posição vertical (EL

SAWWAF e NAZIR, 2006; SAHOO e KUMAR, 2012; CHOUDHARY e DASH, 2016, 2018) e para quando solicitadas por carregamento inclinado, a solução apresentada no estado da arte é o assentamento na posição inclinada (FRYDMAN e SHAHAM, 1989; FAHMY, BRUYN e NEWSON, 2013; BHATTACHARYA e KUMAR, 2014; HANNA, FORIERO e AYADAT, 2014; YU, HAMBLENTON, SLOAN, 2015; SINHG, MAITRA e CHATTERJEE, 2017).

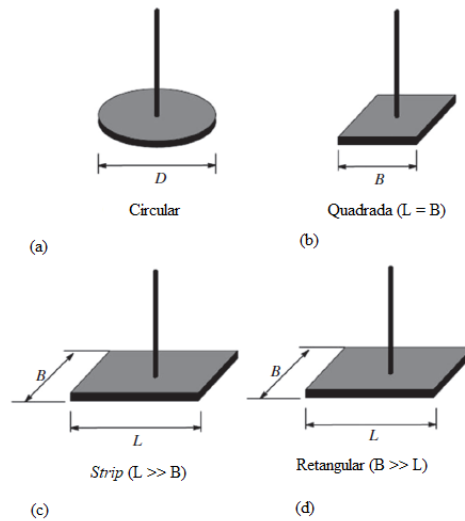
**Figura 2.3 – Tipos de ancoragens categorizadas pela aplicação (a) ancoragens horizontais, (b) ancoragens verticais e (c) ancoragens inclinadas**



Fonte: Niroumand e Kassim (2016)

Em relação ao formato, as ancoragens do tipo placa podem ser separadas em retangular, corridas (*strip*), circular e quadrada. A Figura 2.4 apresenta esses quatro tipos. Niroumand, Kassim e Nazir (2013) estudaram o comportamento de três formatos de ancoragens em placa (circulares, quadradas e retangulares) assentadas em areia reforçada com geogrelha, submetidas a arrancamento vertical. O estudo, em escala reduzida a gravidade normal, foi realizado em dois tanques. O primeiro tanque possuía duas paredes de vidro com o objetivo de observar a superfície de ruptura em ensaios a meia escala (também chamados de *half-scale*), área com dimensões 600 mm x 250 mm e profundidade de 450 mm. O segundo tanque era maior, área com dimensões 1000 mm x 500 mm e profundidade de 1200 mm, possibilitando o embutimento das ancoragens no meio do maciço de solos (também chamados de *full-scale*). Foi verificado pelos autores que a ancoragem retangular forneceu a maior capacidade de carga.

**Figura 2.4 – Tipos de ancoragem categorizadas pelo formato (a) circular, (b) quadrada, (c) *strip* e (d) retangular**



Fonte: Traduzido de Niroumand e Kassim (2016)

Bhattacharya e Kumar (2016) também avaliaram a capacidade vertical de arrancamento de ancoragens circulares e retangulares, assentadas em solo arenoso com camadas de diferentes valores de ângulo de atrito e espessura, com e sem aplicação de sobrecarga na superfície do solo. Foi concluído que as ancoragens circulares forneceram maiores valores de capacidade de carga.

Giampa *et al.* (2018) ensaiaram, em escala reduzida, ancoragens de quatro formatos diferentes: circular, quadrada, triangular e em losango (*kite-shaped*). Também foi concluído que ancoragens circulares forneceram a maior capacidade de carga, seguido pelas triangulares e em losango e, por último, as ancoragens quadradas.

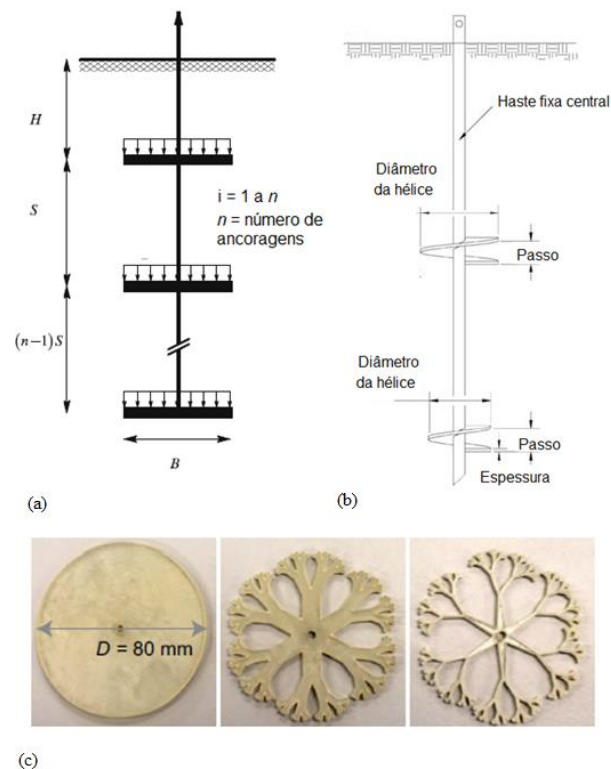
Algumas variações da configuração das ancoragens são encontradas no estado da arte. Merifield e Smith (2009) estudaram o comportamento e o mecanismo de falha de multi-ancoragens retangulares em solo puramente coesivo, com carregamento não drenado (Figura 2.5 (a)).

Essa configuração de multi-ancoragens se assemelha a ancoragens helicoidais, que consistem em uma haste fixa central de metal com placas circulares espaçadas (Figura 2.5 (b)). A haste central é usada para transmitir torque durante a instalação da ancoragem e transferir forças axiais às placas helicoidais (WANG, MERIFIELD e GAUDIN, 2013; TANG e PHOON, 2016).

Outros autores abordaram estudos em formatos não convencionais. Dyson e Rognon (2014) estudaram ancoragens circulares fraturadas, inspiradas na forma das raízes de árvores,

com objetivo de conseguir fundações mais econômicas em relação à quantidade de material (Figura 2.5 (c)).

**Figura 2.5 – Variações no sistema de ancoragens de fundações (a) multi-ancoragens em placa, (b) ancoragens helicoidais e (c) ancoragens em placa circulares fraturadas**



Fonte: Adaptado de Merifield e Smith (2009); Wang, Merifield e Gaudin (2013) e Dyson e Rognon (2014)

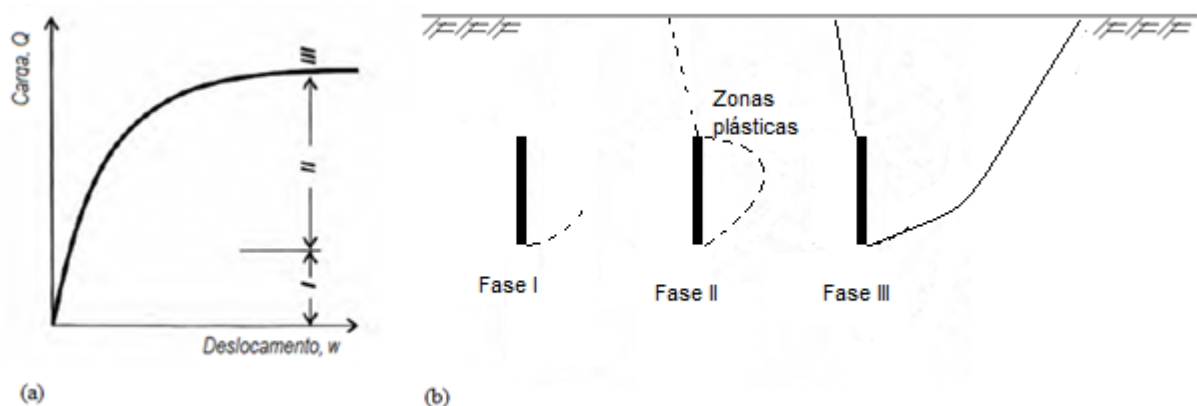
Ancoragens também são amplamente utilizadas em estruturas *offshore*, tanto em águas rasas como profundas. Além das ancoragens em placa que são utilizadas como fundações de estruturas flutuantes (YU *et al.*, 2008; NOURI, BISCONTIN e AUBENY, 2017; CERFONTAINE *et al.*, 2019), ancoragens do tipo torpedo (SABETAMAL *et al.*, 2016; ZANG e EVANS, 2018) e do tipo DPA (*Deep Sea Anchors*) (O'NEIL, BRANDSBY e RANDOLPH, 2003) têm grande aplicação. E, com o avanço das estruturas *offshore* para águas profundas, derivações das ancoragens tipo placa, torpedo e DPA estão sendo estudadas recentemente, com o intuito de aumentar da eficiência de instalação e capacidade de carga (CONG *et al.*, 2016; TIAN, GAUDIN e CASSIDY, 2014; LIU *et al.*, 2017; LIU *et al.*, 2018;).

### 2.1.1 Curva carga x deslocamento e mecanismo de ruptura

Todo material possui certa deformabilidade. Quando submetido a um estado de tensão causado a partir de forças externas, sofrerá deformações. Essa deformação depende do tipo do material e do esforço aplicado. A maneira que os deslocamentos serão desenvolvidos a partir do aumento das cargas aplicadas pode ser observado em gráficos denominados curvas carga x deslocamento.

Nos solos, a curva carga x deslocamento geralmente passa por três fases até culminar em sua ruptura. A fase I, chamada de fase elástica, ocorre em pequenos valores de carga. Nessa fase, os deslocamentos são aproximadamente proporcionais ao carregamento e reversíveis. Em uma segunda fase, surgem deslocamentos plásticos que aparecem, inicialmente, junto às bordas da fundação. Com o aumento do carregamento, gera-se uma zona plástica no maciço de solos caracterizada por deslocamentos irreversíveis. Nessa fase, mesmo com aumentos de carga pequenos ou nulos a velocidade dos deslocamentos não diminui e a resistência ao cisalhamento do solo é, em certas regiões, totalmente mobilizada. Na terceira fase a velocidade dos deslocamentos cresce continuamente até que ocorra a ruptura do solo. No carregamento correspondente a essa fase é dito que a fundação atingiu seu limite de resistência, ou seja, sua capacidade de carga na ruptura. Na Figura 2.6 estão representados os fenômenos descritos (CHOUDHARY e DASH, 2016).

**Figura 2.6 – Comportamento de ancoragem sob carga horizontal**



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

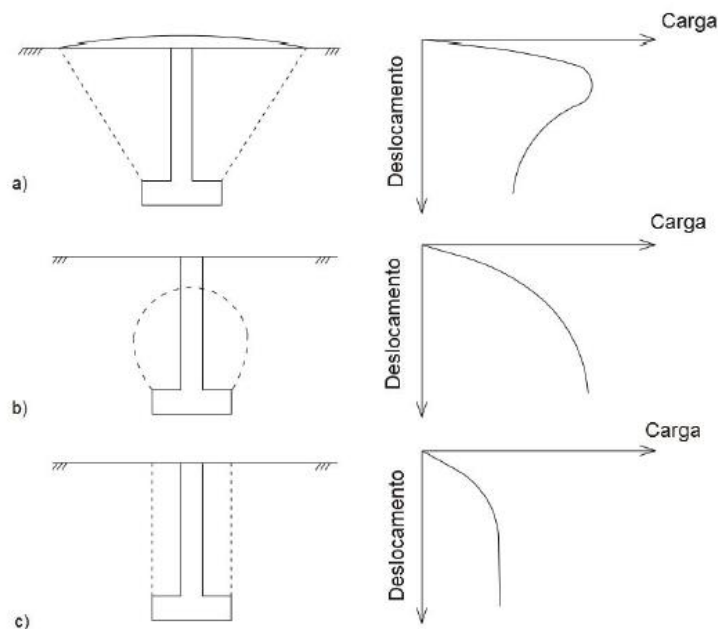
Vesic (1963) observou a que a curva carga x deslocamento pode ter diferentes formatos. Se a ruptura for brusca, após uma curta transição entre as fases, é dita generalizada. Caso a

curva se apresente mais suave e possua uma tangente inclinada no ponto extremo, a ruptura é dita localizada. Ainda, um terceiro modo de ruptura nomeia-se por puncionamento. É um mecanismo de difícil observação e ocorre nas proximidades da fundação.

Esse comportamento pode ser aplicado às ancoragens, que, recebendo esforços de tração, terão os deslocamentos ocorrendo acima de suas linhas de atuação. A Figura 2.7 representa os mecanismos acima classificados e as curvas carga x deslocamento associadas.

É importante ressaltar que, no caso de ancoragens, quando assentadas a baixas profundidades, o modo de ruptura é propenso à ruptura generalizada. Fundações que recebem esforços de compressão, ao contrário, podem falhar com ruptura localizada. Caso o solo esteja fofo, em fundações comprimidas, pode se densificar à medida que o carregamento é aplicado. Assim, há um aumento no valor da carga aplicada mesmo em altos valores de deslocamentos. Na tração, o solo movimenta-se na direção da superfície que é livre, na maioria das situações. Submetido a tensões de tração, o solo rompe mesmo a baixos deslocamentos (CHOUDHARY e DASH, 2016)

**Figura 2.7 – Mecanismos de ruptura e curva carga x deslocamento: (a) generalizada; (b) localizada e (c) por puncionamento**



Fonte: BONETTI (2017)

A ruptura generalizada é caracterizada pela existência de uma superfície de ruptura bem definida e que atinge a superfície do terreno (Figura 2.7(a)). Sob condição de tensão controlada, é o modo de trabalho da maioria das fundações. Há um pico de tensão e, após a ruptura, ocorrem

decréscimos nos parâmetros de resistência e aumento nos deslocamentos. Ocorre a perda de rigidez do solo (*strain softening*). Esse tipo de ruptura é também denominado de ruptura rasa (VELLOSO E LOPES, 2010; BUDHU, 2012).

A ruptura localizada, apresentada na Figura 2.7(b), caracteriza-se por uma superfície que é bem definida acima da fundação. As superfícies de deslocamento não encontram a superfície do terreno, caracterizando um mecanismo profundo. A curva tensão x deformação apresenta um aumento suave no decorrer do processo. Há um ganho de rigidez nesse tipo de ruptura (*hardening behavior*), quando se tratando de carregamentos drenados.

Ainda segundo os autores, o último tipo de ruptura (Figura 2.7(c)) ocorre quando o levantamento da fundação é possibilitado pelo cisalhamento vertical em torno de seu perímetro. Ocorre então a ruptura por puncionamento. Os sistemas que apresentam esse tipo de resposta são os chamados elasto-perfeitamente plásticos, onde os parâmetros de resistência se mantêm constantes após atingir um valor máximo. Também é denominada ruptura rasa.

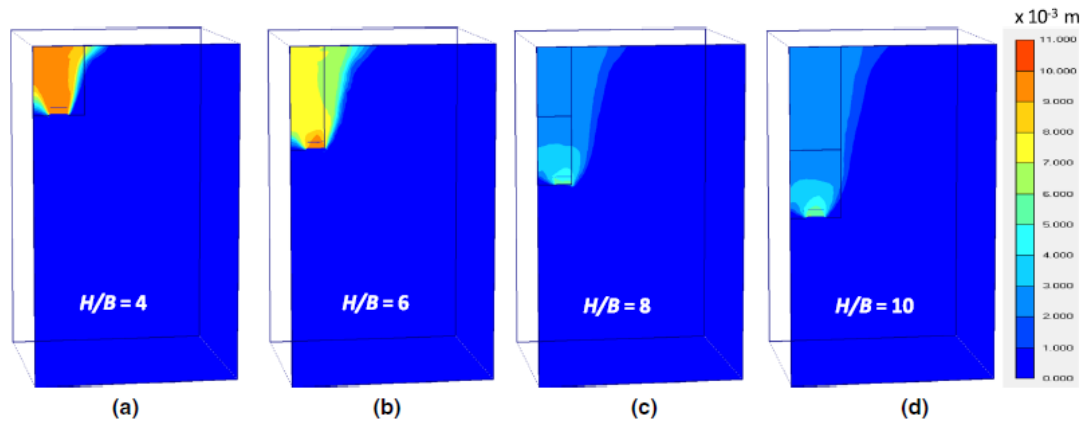
Os mecanismos apresentados acima são condizentes com o estado da arte de ancoragens submetidas ao arrancamento. Os autores analisaram a modificação das superfícies de ruptura com a profundidade de embutimento das ancoragens. Quando a ancoragem é assentada em grandes profundidades, em relação à sua base (horizontais) ou altura (verticais), ocorre o fenômeno de ruptura localizada (Figura 2.7(b)). Nesses casos, a ancoragem tem o comportamento chamado de profundo. Além disso, também foram encontradas modificações das superfícies com o tipo de solo existente e a variação de suas características geotécnicas (LIU, LIU E ZHU, 2012; NIROUMAND, KASSIM e NAZIR, 2013; RAJESH e SHRENI, 2014; CHOUDHARY e DASH, 2018, 2016).

O mecanismo de ruptura de ancoragens rasas e profundas é diferente. A determinação do valor no qual uma ancoragem é considerada rasa ou profunda é dada em função da razão de embutimento ( $H/D$ ), ( $H/B$ ) ou ( $H/h$ ). Essa razão relaciona a profundidade de assentamento da ancoragem com seu diâmetro, base ou altura, respectivamente. A profundidade na qual ocorre a mudança de comportamento é chamada de profundidade crítica ( $H_{cr}$ ).

Na Figura 2.8 é possível observar a modificação nos deslocamentos na ruptura a partir do aumento da razão de embutimento. Os deslocamentos em (a) e (b) atingem a superfície do solo, enquanto a sequência apresentada em (c) e (d) apresenta deslocamentos menores e mais localizados em volta da ancoragem. Concluiu-se que a profundidade crítica é  $H_{cr} = 8$  ( $H/B = 8$ ). (MOKHBI *et al.*, 2017)



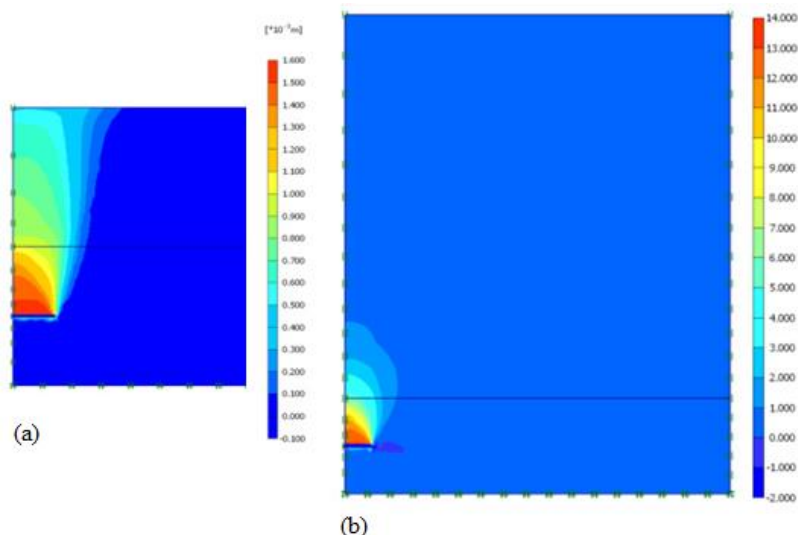
**Figura 2.8 – Deslocamentos totais para ancoragem quadrada com (a)  $H/B = 4$ ; (b)  $H/B = 6$ ; (c)  $H/B = 8$  e (d)  $H/B = 10$**



Fonte: MOKHBI *et. al*, (2017)

A Figura 2.9 também apresenta o mesmo tipo de comportamento, em ancoragens circulares, com o aumento da razão de embutimento (RAJESH e SHRENI, 2014). Para  $H/D = 3$ , os deslocamentos alcançaram a superfície do solo, enquanto em  $H/D = 9$  os deslocamentos alcançaram uma altura de 2,6 vezes o diâmetro da ancoragem, não atingindo a superfície do solo.

**Figura 2.9 – Deslocamentos de uma ancoragem circular em areia (a)  $H/D = 3$  e (b)  $H/D = 9$**

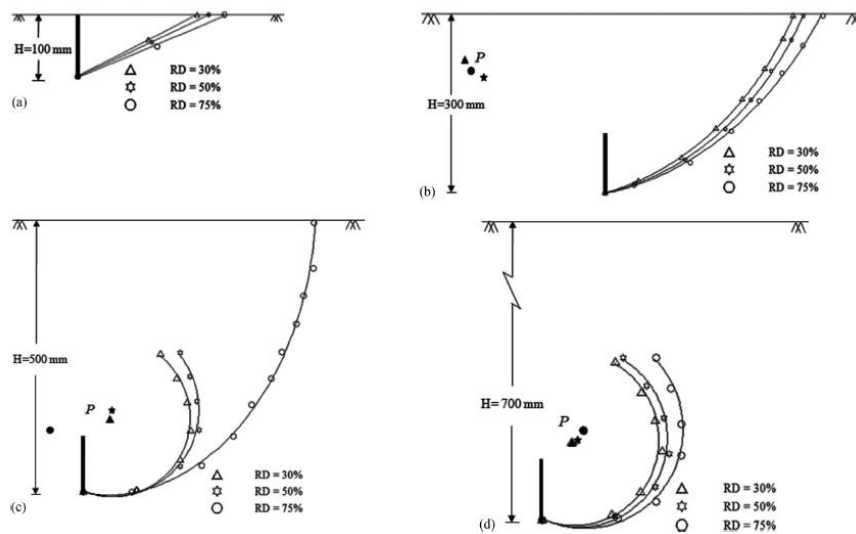


Fonte – RAJESH e SHRENI (2014)

Choudhary e Dash (2016) apresentaram um esquema com as geometrias das superfícies de ruptura e suas respectivas modificações com o aumento da profundidade de assentamento

(H) e aumento da densidade relativa (RD) do solo para ancoragens em placa verticais assentadas em areia. Os ensaios foram realizados por meio de modelos reduzidos em laboratório. A Figura 2.10 apresenta a mudança da ruptura rasa para ruptura localizada com o aumento da profundidade de assentamento e a densidade relativa da areia. O aumento da densidade relativa da areia tende a induzir rupturas rasas, enquanto a sua redução tende a induzir rupturas profundas.

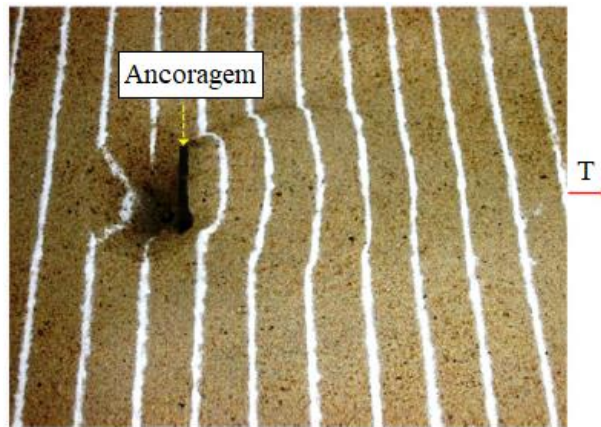
**Figura 2.10 – Delineado das superfícies de ruptura: (a)  $H/h = 1$ ; (b)  $H/h=3$ ; (c)  $H/h=5$  e (d)  $H/h=7$**



Fonte: CHOUDHARY e DASH (2016)

Já em 2018, Choudhary e Dash (2018) publicaram mais resultados de seus experimentos. Assim como nos estudos relativos ao comportamento de tração vertical de ancoragens, o mecanismo de ruptura se comportou diferente a partir de uma profundidade crítica. Os autores confirmaram que em profundidades menores que a profundidade crítica, a ruptura foi considerada como rasa, atingindo a superfície do terreno. Profundidades maiores que a profundidade crítica fazem com que o mecanismo seja localizado. O valor de  $H_{cr}$  foi encontrado igual a  $7h$  para areia densa e  $5h$  para areia fofa ou medianamente compacta, onde  $h$  representa a altura da ancoragem. A Figura 2.11 apresenta o levantamento da superfície de ruptura na condição  $H/h = 1$ .

**Figura 2.11 – Levantamento do solo na ruptura com  $H/h = 1$**

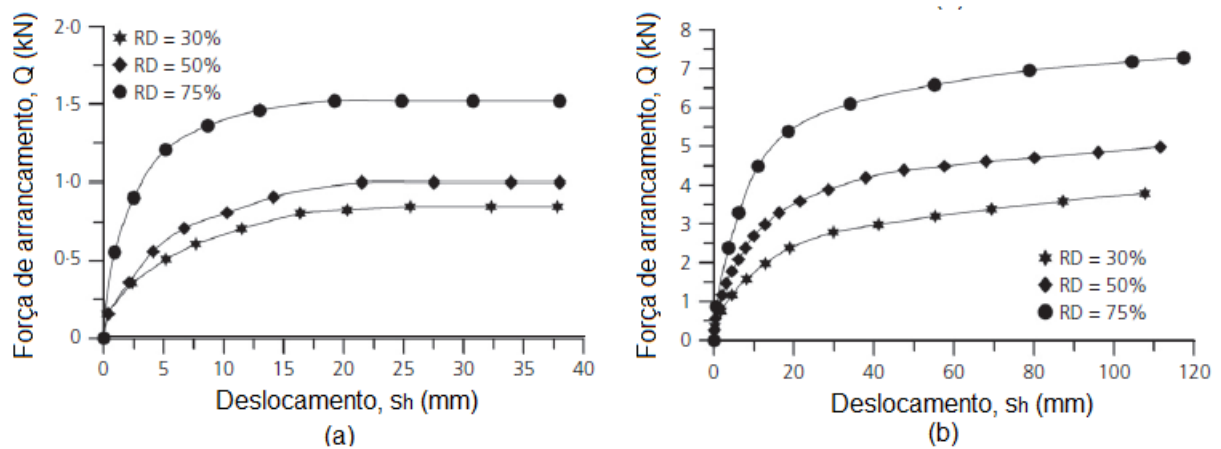


Fonte: CHOUDHARY e DASH (2018)

Os autores também apresentaram as curvas carga x deslocamento de seus ensaios (Figura 2.12). É possível observar que, na razão de embutimento ( $H/h$ ) igual a três (Figura 2.12(a)), a força de arrancamento ( $Q$ ) cresce com o aumento do deslocamento da ancoragem até um valor máximo, em platô. Isso indica que a ancoragem rompeu.

Já na razão  $H/h = 9$ , não é observada nenhuma ruptura clara na curva. Entretanto, entre 20 mm e 25 mm de deslocamento, a inclinação da curva tende a reduzir, indicando que o solo plastificou.

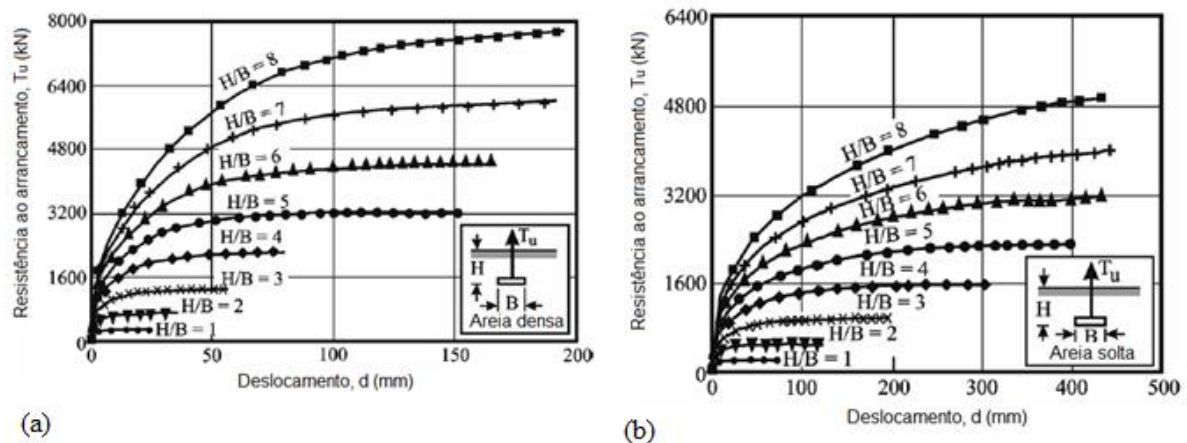
**Figura 2.12 – Curva carga x deslocamento para: (a)  $H/h = 3$  e (b)  $H/h = 9$ , modelo experimental em escala reduzida**



Fonte: Traduzido de Choudhary e Dash (2018)

Dickin e Laman (2006) compararam o valor da capacidade de carga de ancoragens do tipo corrida (*strip*) submetidas a arrancamento vertical (assentadas horizontalmente) a partir de ensaios em centrífuga. A razão de embutimento ( $H/B$ ) variou de 1 a 8, tanto em areia densa, como em areia solta. A partir dos ensaios de laboratório, os autores calibraram os ensaios numéricos que foram modelados no software PLAXIS 2D. Os resultados das curva carga x deslocamento são apresentados na Figura 2.13 e indicam o ganho na capacidade de carga com o aumento da profundidade de assentamento. Além disso, é possível observar a modificação no formato da curva carga x deslocamento a partir de  $H/B = 6$ . Há um ganho de resistência, mesmo em grandes deslocamentos e a curva não tende a uma assíntota, como ocorre em menores profundidades.

**Figura 2.13 – Influência da razão de embutimento na resposta ao arrancamento em (a) areia densa e (b) areia solta, modelo numérico no PLAXIS 2D**



Fonte: Traduzido de Dickin e Laman (2006)

### 2.1.2 Capacidade de carga à tração

O foco no estudo de fundações é amplamente voltado para prédios e pontes/viadutos e pequeno para projetos de LTs, por diversas razões. A primeira razão consiste no fato de que as fundações, majoritariamente tracionadas em torres de LTs, são o oposto do que acontece nas outras duas estruturas citadas. Primeiramente, em prédios e pontes/viadutos as fundações quase sempre estão submetidas a esforços de compressão ou flexão. A segunda razão consiste no esforço quanto à realização da investigação geotécnica, que é negligenciada em projetos de LTs quando comparada a prédios e pontes/viadutos. E pode-se dizer que o solo é o fator que mais

se modifica nos projetos de LTs, já que as torres são instaladas, predominantemente, em locais sem presença de ocupação humana (KULHAWY e HIRANY 2010).

Portanto, serão estudados os mecanismos de ruptura e algumas teorias de cálculos de capacidade de carga de ancoragens verticais, horizontais e inclinadas. Essa separação é necessária já que ainda não foi encontrado estudo específico de ancoragens com formato L. Os modelos teóricos são utilizados como base na previsão da capacidade de carga de modelos em escala real (DANZIGER, 1983), investigação computacional (BHATTACHARYA e KUMAR, 2014; DICKIN e LAMAN, 2006). Podem ser elaborados através de modelos matemáticos analíticos (MOKHBI *et al.*, 2017, PERAZZELLI e ANAGNOSTOU, 2017) ou modelos em escala reduzida (LIU, LIU E ZHU, 2012; CHOUDHARY E DASH, 2016, 2018; GIAMPA *et al.*, 2018).

#### 2.1.2.1 Ancoragem assentada em posição horizontal

A primeira formulação racional para a determinação da capacidade de carga de fundações tracionadas, desenvolvida a partir de observações de superfícies de ruptura em modelos reduzidos foi publicada por Balla, em 1961. A partir de então, início da década de 1960, outras linhas de pesquisa surgiram em universidades e centros tecnológicos europeus e americanos (DANZIGER, 1983; PACHECO, DANZIGER e PINTO, 2008; AZEVEDO, 2011; ROKONUZZAMAN e SAKAI, 2012; LIU, LIU E ZU, 2012; NIROUMAND, KASSIM e NAZIR, 2013).

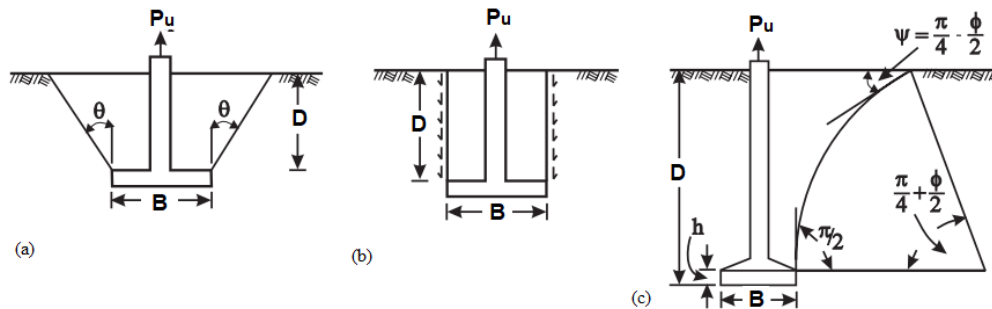
Dentre os métodos desenvolvidos a partir dessa época para o cálculo de capacidade de carga de fundações tracionadas, podem-se citar: Método do tronco de cone, Método do cilindro de atrito, Método de Balla e Método de Meyerhof e Adams.

No método do tronco de cone (Figura 2.14 (a)), a capacidade de carga corresponde ao peso próprio da fundação somada ao peso de solo contido num tronco de cone ou pirâmide, dependendo do formato da fundação. Esse método não leva em consideração nenhuma resistência ao cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura. (DANZIGER, 1983). O ângulo  $\theta$  é calculado como  $90 + \phi$ , onde  $\phi$  é o ângulo de atrito do solo. Na maioria das vezes, o valor da capacidade de carga é conservativo para ancoragens rasas e contra a segurança para ancoragens profundas (ILAMPARUTHI, DICKIN e MUTHUKRISNAIAH, 2002).

No método do cilindro de atrito, a ruptura ocorre ao longo de uma superfície que tem o formato de um cilindro (ou prisma), com sua base coincidindo com a base da ancoragem. Agora,

além das parcelas de peso, é somada a resistência por tensões de cisalhamento à capacidade de carga. A resistência será mobilizada ao longo da superfície admitida como sendo a de ruptura (Figura 2.14 (b)) (DANZIGER, 1983).

**Figura 2.14 – Superfícies de ruptura assumidas em areia (a) Método do tronco de cone, (b) Método do cilindro de atrito e (c) Método de Balla**



Fonte: Adaptado de ILAMPARUTHI, DICKIN e MUTHUKRISNAIAH (2002)

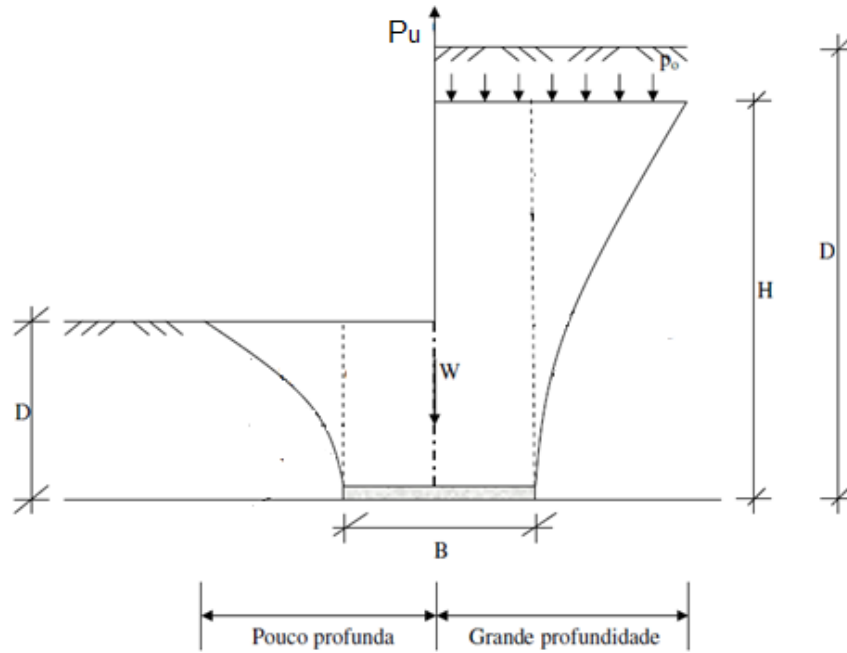
Balla (1961) citado por Azevedo (2011) desenvolveu seus estudos de capacidade de carga a partir de ensaios em modelos reduzidos em areia. Nesse método, o valor da capacidade de carga de uma fundação deve contar tanto com a parcela de peso próprio de solo e da fundação quanto com tensões de cisalhamento mobilizadas no solo ao longo da superfície de ruptura observada. O autor sugere que a superfície de ruptura seja parte de uma circunferência cuja geratriz começa junto à extremidade da base da ancoragem interceptando a superfície do solo em um ângulo de aproximadamente  $(45^\circ - \phi/2)$  com a horizontal, onde  $\phi$  é o ângulo de atrito do solo (Figura 2.14 (c)). Simplificadamente, a superfície torna-se um arco de circunferência com raio igual a  $(D - h)/\text{sen}(45^\circ + \phi/2)$ , onde  $h$  é a espessura da ancoragem e  $D$  a profundidade de assentamento.

Meyerhof e Adams (1968) avaliaram que existem modelos distintos de ruptura para fundações rasas e profundas, com base em testes em verdadeira grandeza realizados em argila e areia. Foi constatado que, para ancoragens rasas, a superfície de ruptura alcança a superfície do solo. Para ancoragens profundas a compressibilidade e as deformações do solo acima da fundação não permitem que a linha de ruptura chegue até a superfície do terreno. Os autores ainda encontraram diferenças nos ensaios realizados em areias soltas e densas e em argilas, o que comprovava a necessidade da continuidade dos ensaios em diferentes tipos de solo.

Foi encontrado que, sob carga última ( $P_u$ ), admite-se que uma placa de fundo levanta uma massa com solo com forma aproximada de um tronco de cone. Para fundações rasas a

curva alcançará a superfície e para fundações profundas admite-se uma superfície troncocônica até uma profundidade  $H$ . Acima dessa profundidade o solo é considerado como uma sobrecarga ( $p_o$ ) (Figura 2.15).

**Figura 2.15 – Superfície de ruptura acima da ancoragem**



Fonte: Adaptado de Meyerhof e Adams (1968)

As formulações dos métodos acima estão reunidas na Tabela 2.1.

**Tabela 2.1 – Fórmulas para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens retangulares/strip assentadas horizontalmente no solo**

Método	Autores	Formulação	Parâmetros
Tronco de cone	<i>apud</i> Danziger (1983)	$P_u = P_f + P_s$ $P_s = D\gamma(BL + Bd_1 + Ld_1 - \frac{\pi}{3}d_1^2)$	$\gamma$ = densidade do solo; B;L = largura/comprimento $d_1 = (h).tg\theta$ ; $\theta = 90^\circ + \phi$ $\theta$ = ângulo de ruptura (Figura 2.14 (a)) D = profundidade de assentamento
Balla	<i>apud</i> Niroumand e Kassim (2016)	$P_u = D^3\gamma \left[ F_1 \left( \phi, \frac{D}{B} \right) + F_3 \left( \phi, \frac{D}{B} \right) \right]$ $N_q = \frac{P_u}{\gamma AD}$	D = profundidade de assentamento B/A= largura/área da ancoragem $F_1+F_3$ = ábaco Figura 2.16 (a) $\gamma$ = densidade do solo;
Meyerhof e Adam's	Meyerhof e Adams (1968)	$P_u = P_f + \gamma D^2(2S_f H + B - H)K_u \tan\phi$ $S_f = 1 + \frac{mD}{B}$ $N_q = 1 + \frac{D}{B}K_u \tan\phi$	D = profundidade de assentamento B = largura da ancoragem H = profundidade da superfície de ruptura $K_u$ = coeficiente de arrancamento (Figura 2.16 (b)); $S_f$ = fator de forma m = coeficiente em função do ângulo de atrito do solo (Figura 2.16 (c))

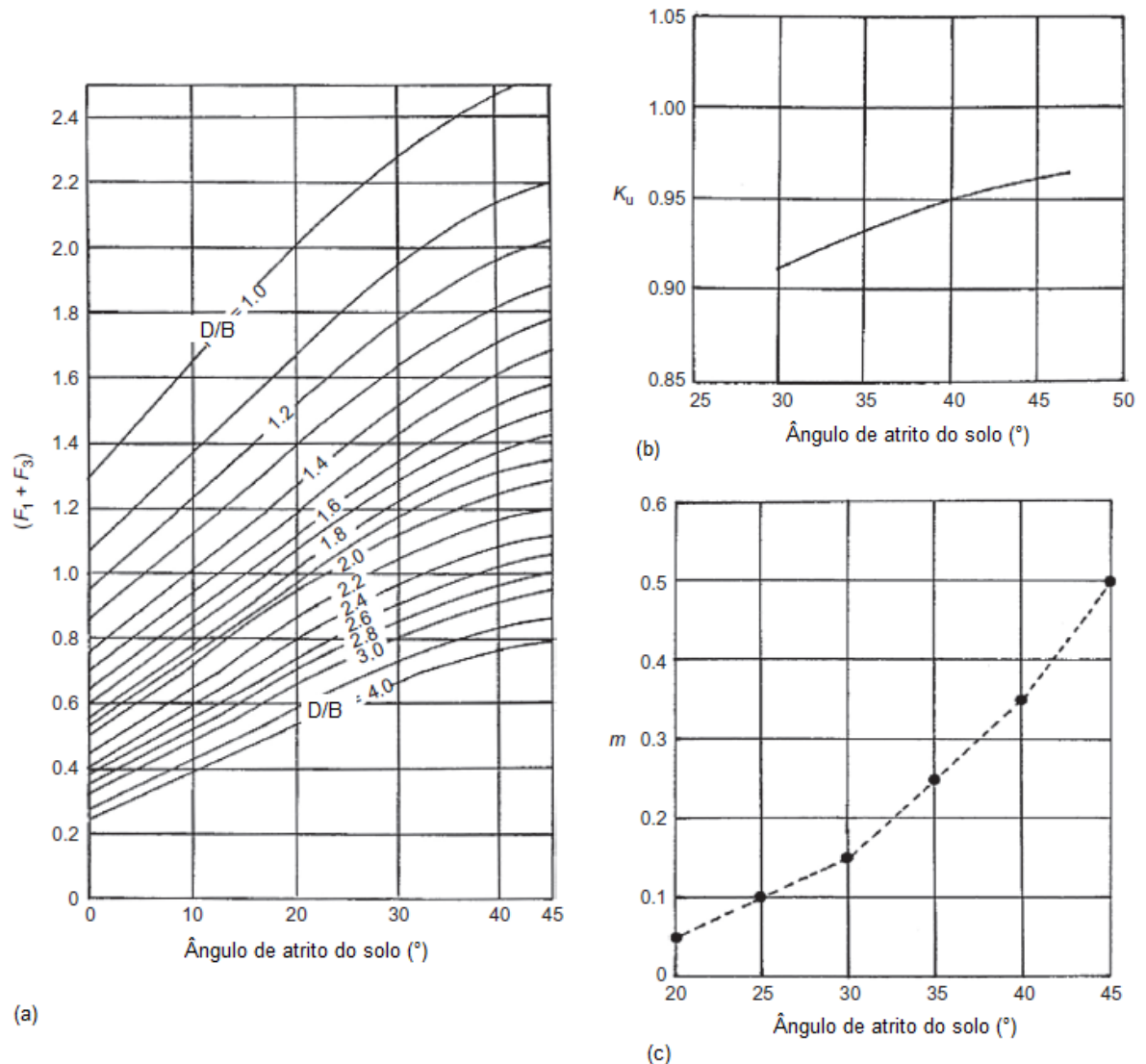
$P_u$  = capacidade de carga à tração;  $P_f$  = peso da fundação;  $P_s$  = peso do solo contido na superfície mobilizada

$N_q$  = fator de capacidade de carga

Fonte: Autor (2020)



**Figura 2.16 – Ábacos para o cálculo de capacidade de carga (a) Método de Balla, (b) e (c) Método de Meyerhof e Adam's**



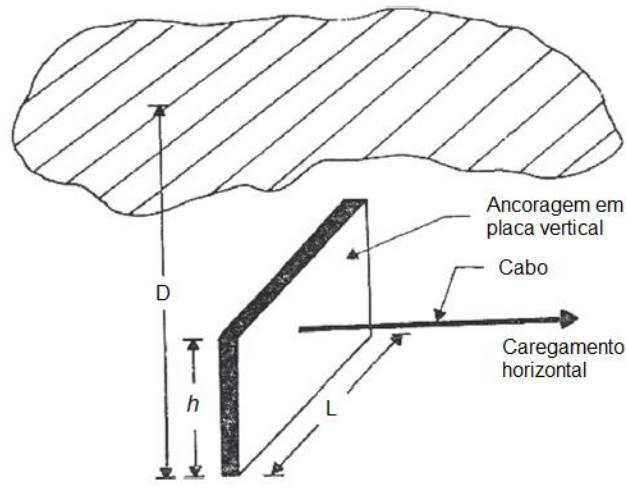
Fonte: Adaptado de Niroumand e Kassim (2016)

Embora extensivas pesquisas venham sendo realizadas para entender o comportamento de ancoragens horizontais, muitas discrepâncias continuam surgindo entre os resultados dos ensaios e teorias desenvolvidas. Acredita-se que tais discrepâncias sejam atribuídas a falhas no entendimento do comportamento das ancoragens em relação a interação com o solo que a envolve (i. e. interação solo-estrutura) durante o seu levantamento. Acaba sendo investigada somente a forma final da ruptura por conta da limitação de equipamentos (LIU, LIU e ZHU, 2012).

### 2.1.2.2 Ancoragem assentada em posição vertical

As ancoragens assentadas em posição vertical (Figura 2.17) também se dividem em duas categorias: (i) ancoragens rasas, onde  $D/h$  é reativamente pequeno e (ii) ancoragens profundas, onde  $D/h$  possui valores maiores. A capacidade de carga desse tipo de ancoragem baseia-se no empuxo passivo mobilizado em sua frente. Na condição rasa, a superfície de ruptura passiva encontra a superfície do solo, enquanto na condição profunda, há o aparecimento de uma superfície de ruptura local.

**Figura 2.17 – Parâmetros geométricos de uma ancoragem em placa vertical**

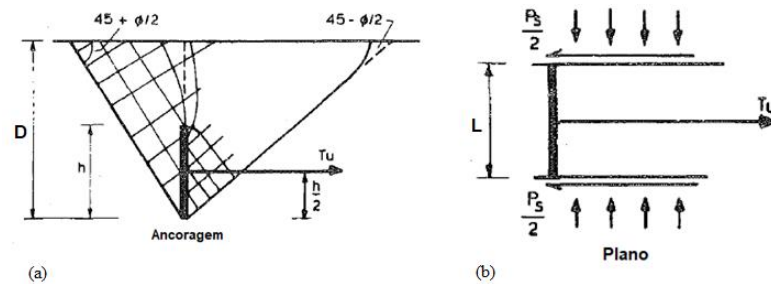


Fonte: Adaptado de Niroumand e Kassim (2016)

Dickin e Leung (1985) avaliaram alguns métodos de projeto para ancoragens assentadas verticalmente no solo, submetidas a esforço horizontal. Os autores selecionaram estudos referentes à determinação da capacidade de carga de ancoragens assentadas em areia densa. Os principais métodos revisados são: Método *British Code of Practice*, Método de Biarez, Brocaut e Negre e Método de Ghaly.

Uma ancoragem será rasa quando a razão de embutimento  $H/h$  é menor que dois no Método *British Code of Practice*, que complementa a teoria convencional de Rankine. A teoria de empuxos de Rankine determina o valor da resistência última  $T_u$ , assumindo que os empuxos passivos e ativos  $P_p$  e  $P_a$  são totalmente mobilizados a frente e a atrás da ancoragem (Figura 2.18 (a)). Além disso, é acrescentada a parcela de atrito cisalhante que ocorre na superfície de ruptura estimada (Figura 2.18 (b)).

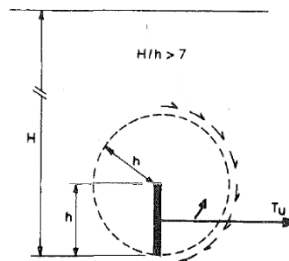
**Figura 2.18 – Delineamento do Método *British Code of Practice* (a) superfície de ruptura para ancoragens rasas em areia (b) Resistência ao cisalhamento lateral  $P_s$**



Fonte: Adaptado de Dickin e Leung (1985)

Dickin e Leung (1985) apresentam uma síntese dos estudos anteriores realizados por Biarez, Brocaut e Negre, para o cálculo da capacidade de carga de ancoragens aqui definidas como: rasas ( $H/h < 4$ ), intermediárias ( $4 < H/h < 7$ ) e profundas ( $H/h > 7$ ). O método proposto pelos pesquisadores leva em consideração um coeficiente adimensional de força ( $M_{\gamma q}$ ). Para ancoragens profundas ( $H/h > 7$ ), o mecanismo de ruptura não se comporta como em ancoragens rasas. Ao invés de atingir a superfície do solo, uma superfície rotacional é formada (Figura 2.19). Nessa dissertação somente será apresentada a formulação para ancoragens rasas.

**Figura 2.19 – Mecanismo de ruptura simplificado em torno de ancoragem profunda**



Fonte: DICKIN e LEUNG (1985)

Ghaly (1997) determinou três equações para o estimar a capacidade de carga de ancoragens verticais rasas carregadas horizontalmente. Foi estabelecido um fator de capacidade de arrancamento e um fator de geometria, ambas medidas adimensionais. A formulação desse método foi obtida a partir de resultados de 104 investigações laboratoriais, 15 modelos em centrífuga e 9 testes em campo. A precisão dos resultados foi aumentada quando houve uma separação entre ancoragens circulares e retangulares ou quadradas. As formulações dos três métodos acima, aplicáveis à dissertação, estão reunidas na Tabela 2.2.

**Tabela 2.2 – Fórmulas para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens retangulares/strip assentadas verticalmente no solo**

Método	Autores	Formulação	Parâmetros
British Code of Practice	Dickin e Leung (1985)	$T_u = (P_p + P_s) - P_a$ $P_p = \frac{K_p \gamma D^2 L}{2}; P_a = \frac{K_a \gamma D^2 L}{2}$ $P_s = \frac{K_a \gamma D^3}{3} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \tan\phi$	<p><math>K_a</math> = coeficiente de empuxo ativo, igual a <math>\tan^2(\phi - 45^\circ/2)</math></p> <p><math>K_p</math> = coeficiente de empuxo passivo, igual a <math>\tan^2(\phi + 45^\circ/2)</math></p> <p>L = comprimento da ancoragem</p> <p><math>\gamma</math> = peso específico do solo</p> <p>D = profundidade de assentamento da ancoragem vertical</p> <p><math>\phi</math>: ângulo de atrito interno do solo, em graus.</p>
Biarez, Boucraut e Negre	Dickin e Leung (1985)	$T_u = M_{\gamma q s} (\gamma L h^2)$ $M_{\gamma q} = (K_p - K_a) \left(\frac{D}{h} - \frac{1}{2}\right) + \frac{K_p \sin 2\phi}{2 \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \left(\frac{D}{h} - 1\right)^2$	<p><math>M_{\gamma q}</math> = coeficiente adimensional de força <math>D/h &lt; 4</math></p> <p>D = profundidade de assentamento</p> <p><math>\gamma</math> = peso específico do solo</p> <p>h = altura da ancoragem</p> <p>L = comprimento da ancoragem</p> <p><math>K_p/K_a</math> = coeficiente de empuxo passivo e ativo</p> <p><math>\phi</math>: ângulo de atrito interno do solo, em graus</p>
Ghaly	Ghaly (1997)	$\left(\frac{T_u}{\gamma' A D}\right) \tan \varphi = 5,5 \left(\frac{D^2}{A}\right)^{0,31}, \text{ formato retangular}$ $\left(\frac{T_u}{\gamma' A D}\right) \tan \varphi = 3,3 \left(\frac{D^2}{A}\right)^{0,39}, \text{ formato quadrado}$	<p>D = profundidade de assentamento</p> <p><math>\gamma</math> = peso específico do solo</p> <p>A = área da ancoragem (Lh)</p> <p><math>\phi</math>: ângulo de atrito interno do solo, em graus</p>

$T_u$  = capacidade de carga ao arrancamento sob esforço horizontal

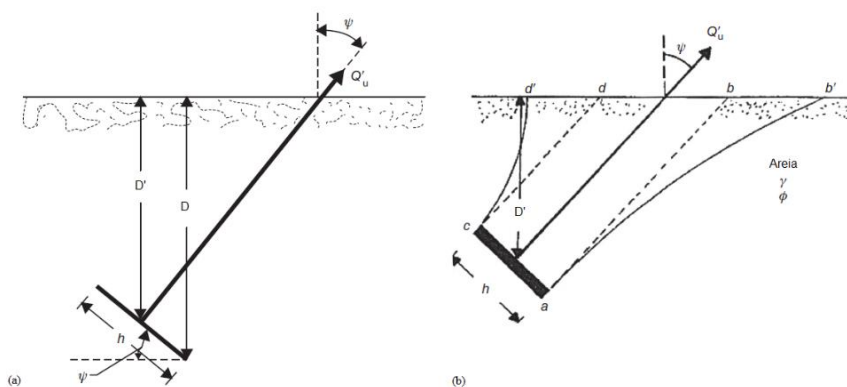
Fonte: Autor (2020)

### 2.1.2.3 Ancoragem assentada em posição inclinada

De acordo com Singh, Maitra e Chatterjee (2017), um limitado número de estudos foram realizados considerando e quantificando o efeito da inclinação das ancoragens na capacidade de carga. Niroumand e Kassim (2016) discorrem sobre algumas teorias para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens em placa assentadas em posição inclinada. Em especial atenção estão as teorias de Meyerhof e Hanna *et al.*, 1988.

A teoria de Meyerhof é ilustrada pela Figura 2.20 (a). Representa uma ancoragem superficial corrida (*strip*), cuja altura é  $h$ , a profundidade de assentamento  $D$  e a profundidade de assentamento até a metade da altura  $D'$ . A inclinação da ancoragem com a horizontal é dada por  $\psi$ . Os resultados obtidos por Meyerhof concluíram que a capacidade de carga para a ancoragem inclinada é maior do que a mesma ancoragem posicionada verticalmente. Além disso, os resultados mostraram que o deslocamento da ancoragem inclinada também foi menor do que quando assentada verticalmente.

**Figura 2.20 – Diagrama dos problemas estudados por (a) Meyerhof e (b) Hanna *et al.*, 1988**



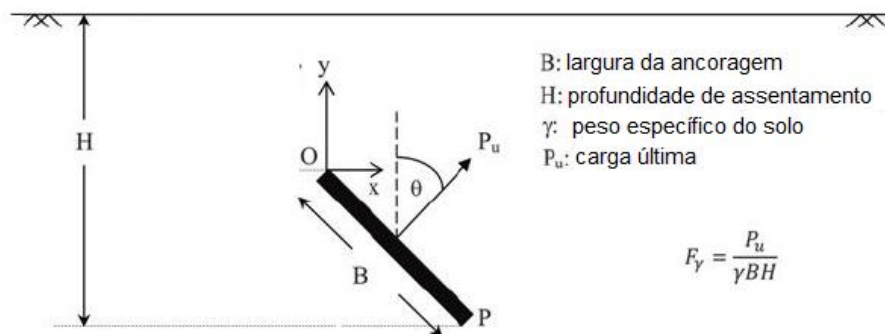
Fonte: Adaptado de Niroumand e Kassim (2016)

Hanna et al. (1998) *apud* Niroumand e Kassim (2016) também conduziram análises para o entendimento do comportamento de ancoragens inclinadas assentadas em areia. Analiticamente, os autores estudaram ancoragens superficiais com ângulos de assentamento variando entre  $0^\circ$  e  $60^\circ$  e mostraram que a capacidade de carga cresce com o aumento da inclinação. A Figura 2.20 (b) apresenta a superfície de ruptura estimada pelos autores (em linha cheia) e a superfície virtual, paralela (em linha pontilhada), utilizada para o desenvolvimento

dos cálculos. As equações finais para o cálculo da capacidade de carga desses dois métodos encontram-se na Tabela 2.3.

Bhattacharya e Kumar (2014) também fizeram um estudo de ancoragens inclinadas submetidas a esforços de tração, assentadas em areia. O estudo foi realizado através da aplicação da teoria do limite inferior em combinação com elementos finitos e otimização linear. A otimização linear foi realizada a partir de uma função disponível no MATLAB. A geometria do problema pode ser vista na Figura 2.21. De acordo com os autores, a capacidade de arrancamento da ancoragem é expressa em termos de um fator adimensional,  $F_\gamma$ . O trabalho então avaliou a variação de  $F_\gamma$  com a modificação da razão de embutimento da ancoragem ( $H/B$ ), para diferentes combinações da inclinação da ancoragem ( $\theta$ ).

**Figura 2.21 – Geometria do problema de arrancamento – simulação numérica**



Fonte: Adaptado de Bahattacharya e Kumar (2014)

Como conclusão, obtiveram que: (1) a magnitude de  $F_\gamma$  cresce continuamente com o aumento de  $\theta$ . Um aumento pequeno ocorre entre  $0^\circ < \theta < 30^\circ$  e um aumento significativo ocorre acima de  $30^\circ$ . O valor máximo ocorre quando  $\theta = 90^\circ$ ; (2) a magnitude de  $F_\gamma$  cresce continuamente com o aumento na razão de embutimento para todos os valores das variáveis analisadas. Porém, o incremento no valor da resistência última torna-se menor com o aumento de  $H/B$ , especialmente para valores maiores de  $\theta$ .

Teorias que envolvem ancoragens são geralmente baseadas em uma superfície de ruptura assumida para o problema. Para tanto, é necessário um estudo aprofundado do formato real da superfície de ruptura com a variação dos parâmetros da ancoragem e do solo. A ancoragem em formato L em estudo poderá comportar-se dentre as maneiras acima descritas ou como uma combinação de mecanismos. Além disso, é possível haver maior ou menor grau de rotação quando submetida à tração, o que pode influenciar no resultado da capacidade de carga e da superfície mobilizada.

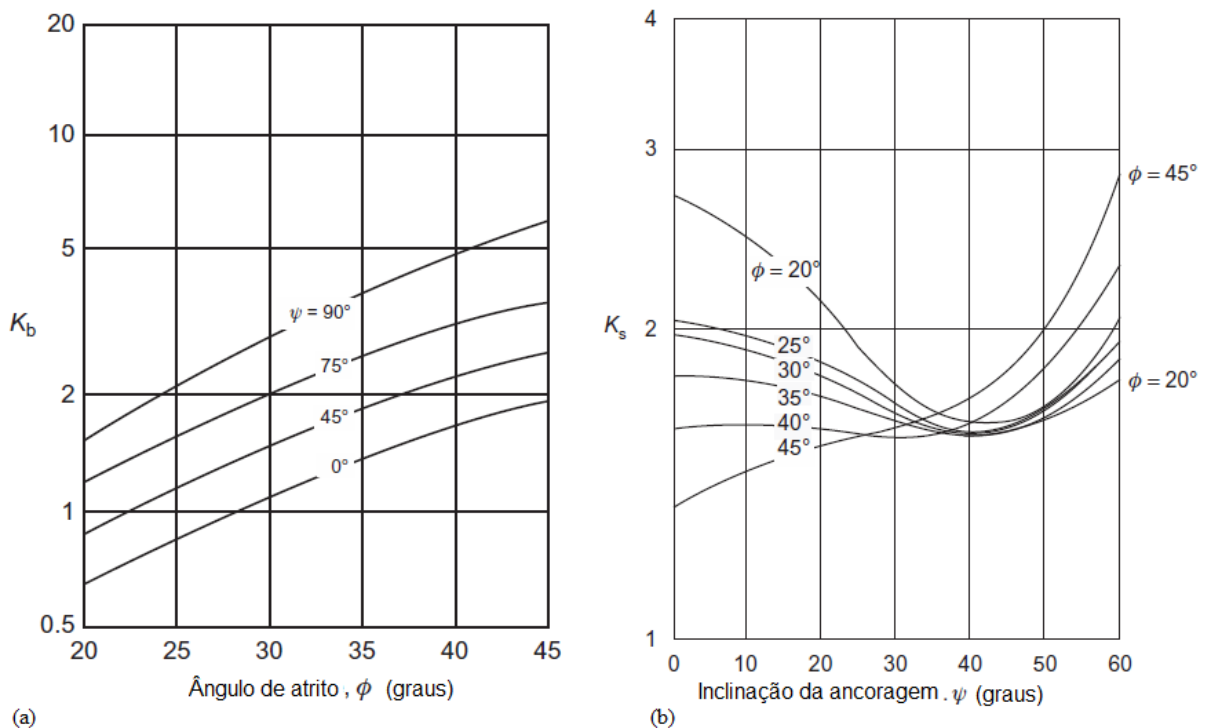
**Tabela 2.3 – Fórmulas para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens retangulares/strip assentadas em posição inclinada no solo**

Método	Autores	Formulação	Parâmetros
Meyerhof	Niroumand e Kassim (2016)	$Q'_u = \frac{1}{2} K_b \gamma \left( D' + \frac{h \operatorname{sen} \psi}{2} \right)^2 + \gamma h \left( D' + \frac{h \operatorname{sen} \psi}{2} \right) \cos^2 \psi$	<p><math>K_b</math> = coeficiente de arrancamento líquido (Figura 2.22 (a))</p> <p><math>D'</math> = profundidade de assentamento média</p> <p><math>h</math> = altura da ancoragem</p> <p><math>\phi</math>: ângulo de atrito interno do solo, em graus</p> <p><math>\gamma</math> = peso específico do solo</p> <p><math>\psi</math> = ângulo de inclinação da ancoragem, em graus</p>
Hanna <i>et al.</i> (1988)	<i>Apud</i> Niroumand e Kassim (2016)	$Q'_u = \gamma K_s \frac{\operatorname{sen} \phi}{\cos^2 \psi} \left( D'^2 + \frac{h^2}{4} \operatorname{sen}^2 \psi \right) + \gamma D' h$	<p><math>K_s</math> = coeficiente de punção no arrancamento (Figura 2.22 (b))</p> <p><math>D'</math> = profundidade de assentamento média</p> <p><math>h</math> = altura da ancoragem</p> <p><math>\phi</math>: ângulo de atrito interno do solo, em graus</p> <p><math>\gamma</math> = peso específico do solo</p> <p><math>\psi</math> = ângulo de inclinação da ancoragem, em graus</p>

$Q'_u$  = capacidade de carga ao arrancamento sob esforço inclinado líquida (sem o peso da ancoragem)

Fonte: Autor (2020)

**Figura 2.22 – Ábacos para os fatores de capacidade de carga das teorias de (a) Meyerhof e (b) Hanna *et al.***



Fonte: Adaptado de Niroumand e Kassim (2016)

### 2.1.3 Ensaios em modelo reduzido

Modelos físicos proporcionam meios para que interações solo-estrutura sejam estudadas com condições controladas de laboratório. Esses modelos físicos, em escala reduzida, podem ser realizados à gravidade normal ou em centrífuga. Ensaios em centrífuga criam um campo inercial rotacional para simular uma gravidade aumentada, o que conseqüentemente eleva o nível de tensões no qual o maciço de solos está submetido. Com esse aumento no nível de tensões, há uma representação melhor do protótipo, mas a altos custos de operação e capital. Modelos a gravidade 1G são, em contrapartida, simples, baratos e com grande flexibilidade de ajustes.

Em ensaios reduzidos com gravidade normal é importante considerar o efeito escala para consideração da resposta do protótipo. (GIAMPA *et al.*, 2018). Devido ao efeito escala e a natureza dos solos, especialmente solos granulares, a resposta da capacidade de carga em laboratório pode não ser a mesma obtida em testes em verdadeira grandeza no campo. A diferença ocorre principalmente por conta da diferença de níveis de tensão entre o modelo reduzido e o protótipo.



Bradshaw *et al.* (2016) mostraram em seu trabalho que os efeitos de escala podem ser minimizados em testes a gravidade normal para ancoragens a partir da representação adimensional da capacidade de carga. Dessa forma, utiliza-se um fator de arrancamento  $N_k$ , adimensional, dado por:

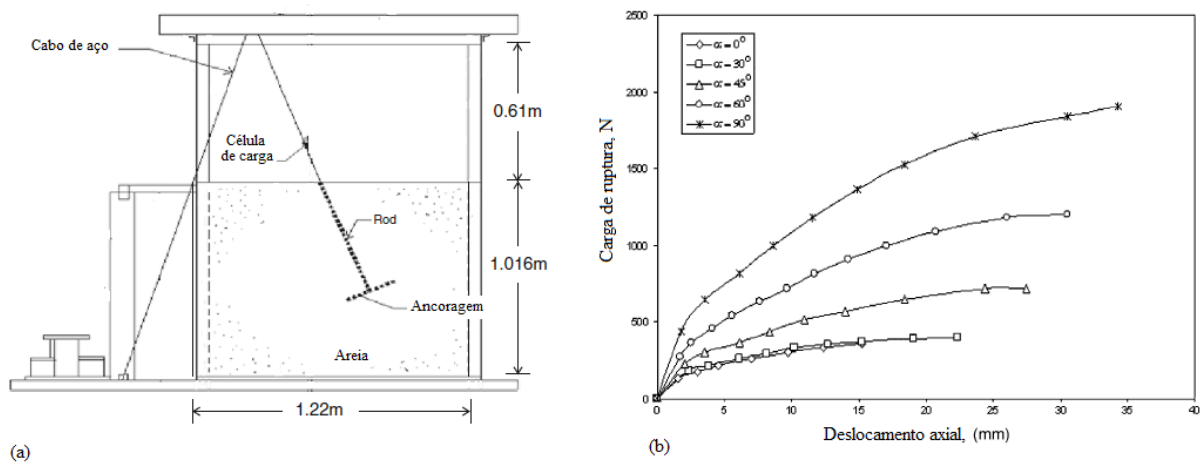
$$N_k = \frac{q_u}{\gamma H} \quad (2.1)$$

onde:

- $q_u$  = tensão última de ruptura;
- $\gamma$  = peso específico do solo;
- $H$  = profundidade de embutimento da ancoragem.

Hanna, Foriero e Ayadat (2014) investigaram a capacidade de carga de ancoragens instrumentadas, superficiais, assentadas em posição inclinada em areia ( $\phi = 41,2^\circ$ ). A ancoragem era conectada a um sistema de carregamento com capacidade de 2.500 N e o tanque de ensaio em modelo reduzido possuía dimensões de 0,15 m de largura, 1,2 m de comprimento e 1,0 m de profundidade (Figura 2.23 (a)). A ancoragem era quadrada (150 x 150 mm), de alumínio. Transdutores de pressão foram instalados alinhados à ancoragem para medir a tensão vertical na ancoragem durante o arrancamento.

**Figura 2.23 – Ensaio em ancoragem inclinada (a) esquema experimental e (b) curva carga x deslocamento axial**

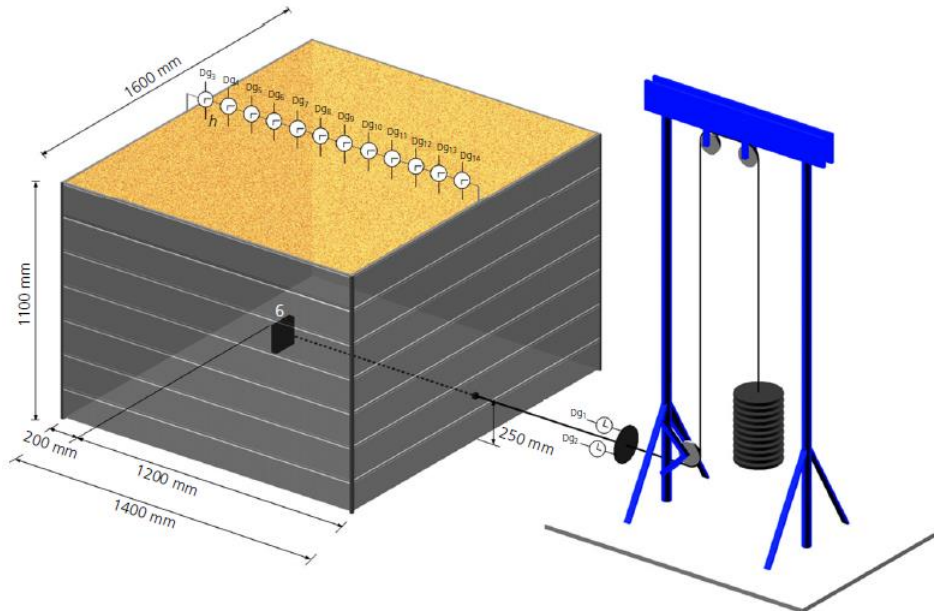


Fonte: Adaptado de Hanna, Foriero e Ayadat (2014)

A partir da Figura 2.23 (b) é possível notar que a capacidade de carga aumenta com o aumento da inclinação da ancoragem, até um valor máximo, que é quando a ancoragem está posicionada verticalmente. Além disso, os autores concluíram que a capacidade de carga também cresce com o aumento na profundidade de assentamento da ancoragem. Há também um aumento no deslocamento da ancoragem com o aumento da profundidade e uma redução com o aumento da inclinação.

Choudhary e Dash (2018) investigaram o comportamento de ancoragens assentadas verticalmente em areia, por meio de ensaios em escala reduzida em gravidade normal. Os ensaios foram realizados em uma caixa com dimensões internas de 1,40 m de comprimento, 1,60 m de largura e 1,10 m de profundidade. Foram estudadas as respostas da ancoragem com a modificação da profundidade de assentamento ( $D/h = 1$  até 9) e a compactidade relativa da areia (densa, média e solta). A ancoragem possuía 100 mm x 100 mm de área e 10 mm de espessura. Os ensaios foram conduzidos com a colocação de pesos para transferir a ação de tração à ancoragem, como apresenta a Figura 2.24.

**Figura 2.24 – Esquema de ensaio em modelo reduzido 1g**

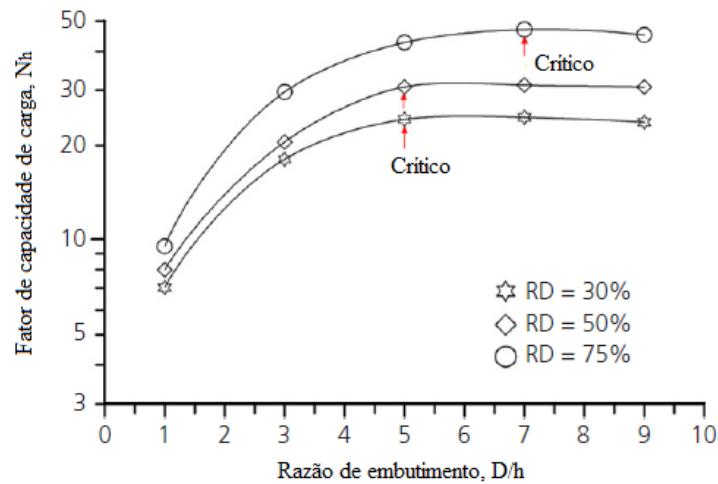


Fonte: Adaptado de Choudhary e Dash (2018)

Como já mencionado anteriormente, os autores concluíram que nas ancoragens superficiais ( $D/h \leq 5$ ), a superfície de ruptura se estendeu até a superfície do solo, caracterizando a ruptura generalizada. Para valores de embutimento maiores ( $D/h \geq 7$ ), a superfície de ruptura

manteve-se localizada em torno da ancoragem. Além disso, a capacidade de carga cresceu com o aumento da profundidade de assentamento. Estabelecido o fator de capacidade  $N_h = Q_u/\gamma AD$ , onde  $\gamma$  é o peso específico do solo,  $A$  é a área da ancoragem e  $D$  é a profundidade de assentamento, sua variação com a razão de embutimento pode ser observada na Figura 2.25.

**Figura 2.25 – Influência da razão de embutimento no fator de capacidade de carga**

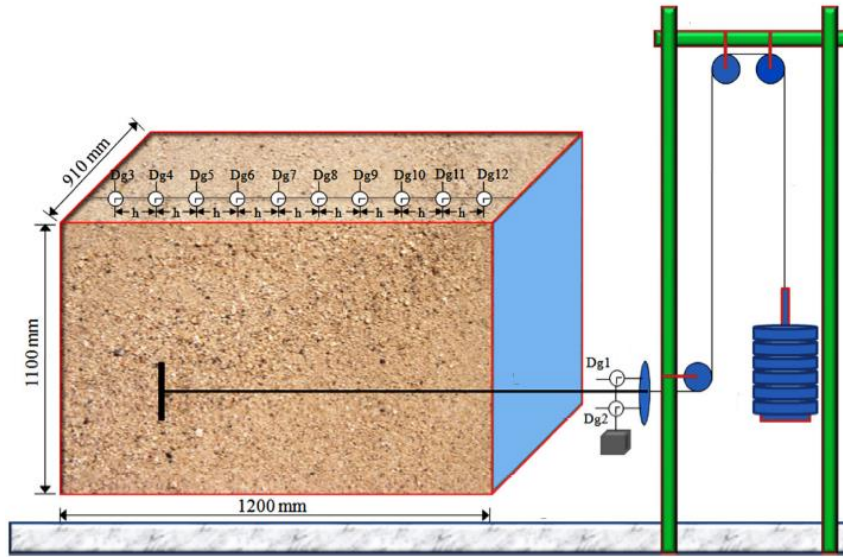


Fonte: Traduzido de Choudhary e Dash (2018)

Os autores ressaltam que, apesar de os resultados serem suscetíveis a efeitos de escala, fornecem informações importantes sobre o mecanismo de carregamento e a resposta da ancoragem. Também foram realizados modelos reduzidos a meia escala, para possibilitar a visualização e a investigação da superfície de ruptura. Para tanto, a ancoragem é mantida alinhada com uma das paredes do tanque, feita de vidro. Os deslocamentos do modelo a meia escala foram compatíveis com os deslocamentos dos modelos em escala inteira, descritos anteriormente. A capacidade de carga em modelos a meia escala foi ligeiramente menor, devido a impossibilidade de mobilização integral da superfície de ruptura. No entanto, a cinemática do problema não é alterada.

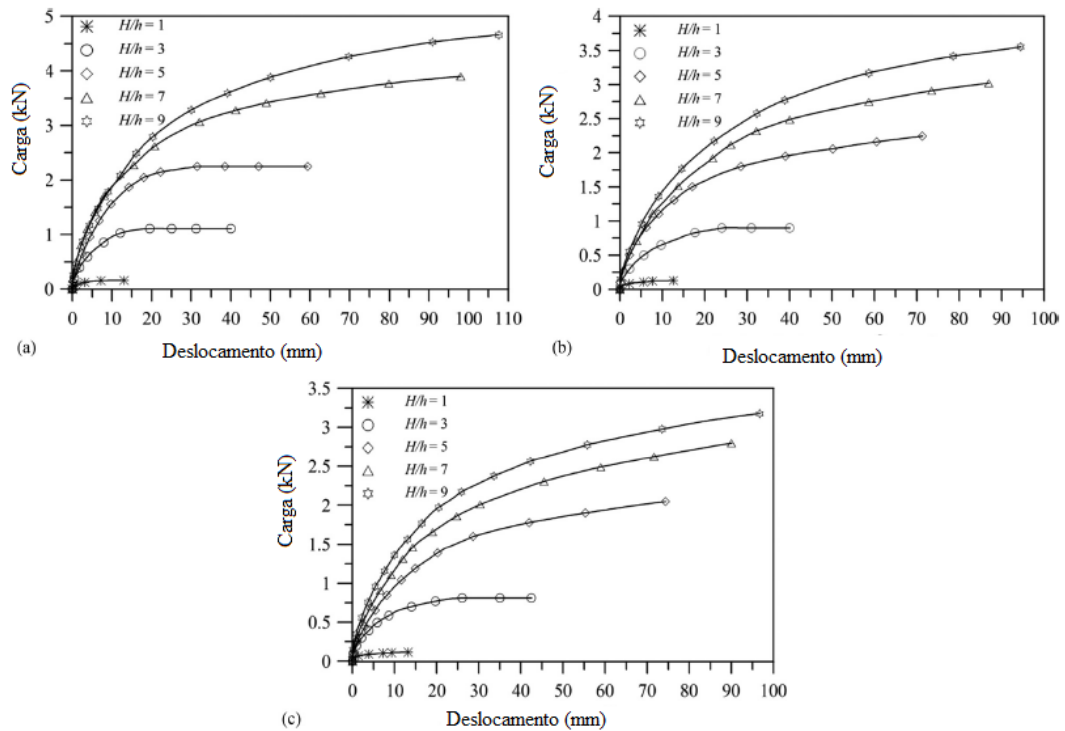
O esquema com a configuração do ensaio é apresentado na Figura 2.26. Os autores, então, apresentam as curvas carga x deslocamento para as três compacidade de areia estudadas (Figura 2.27). Observa-se que, para menores profundidades de assentamento, os deslocamentos crescem até um valor crítico de carga, que se mantém constante, mesmo com aumento no deslocamento. Isso indica que o solo sofreu uma ruptura generalizada. Para profundidades maiores, no entanto, essa carga crítica não é alcançada, mas há uma redução no ganho de carga com o aumento dos deslocamentos, caracterizando um ganho de rigidez (*hardening behavior*).

Figura 2.26 – Configuração de ensaio a meia escala



Fonte: Adaptado de Choudhary e Dash (2016)

Figura 2.27 – Curva carga x deslocamento para (a) CR = 75%, (b) CR = 50% e (c) CR = 30%

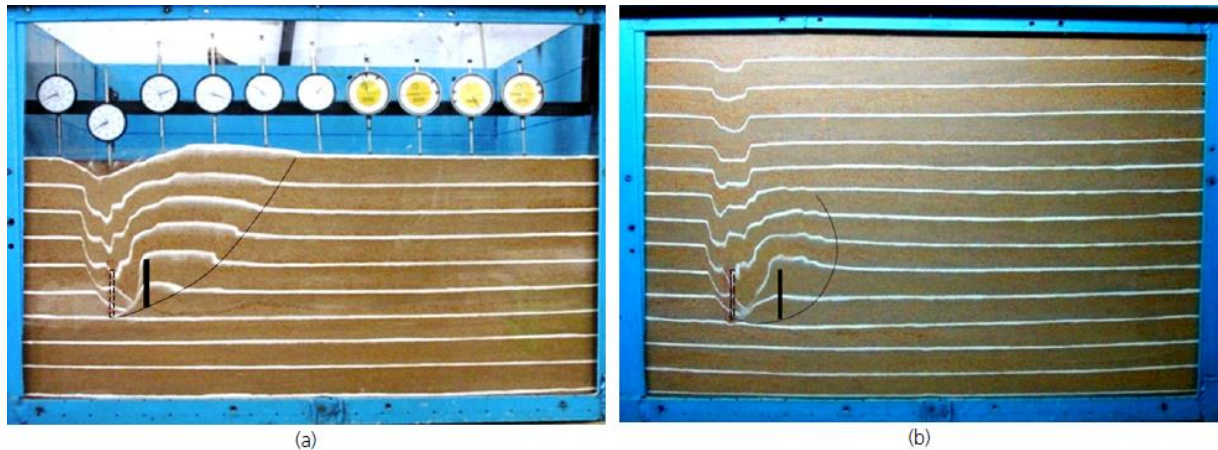


Fonte Traduzido de Choudhary e Dash (2016)

A Figura 2.28 mostra a superfície de ruptura para (a)  $D/h = 3$  e (b)  $D/h = 9$ , em areia densa ( $\phi = 43^\circ$ ). É notada a modificação da superfície de ruptura de superficial para profunda.

Além disso, o solo atrás da ancoragem possui deslocamentos para baixo. Isso é atribuído ao vazio (*gap*) formado atrás da ancoragem durante o seu movimento de arrancamento, onde o solo colapsa.

**Figura 2.28 – Vista da ruptura da ancoragem assentada em areia densa (a)  $D/h = 3$  e (b)  $D/h = 9$**



Fonte: Chourdary e Dash (2016)

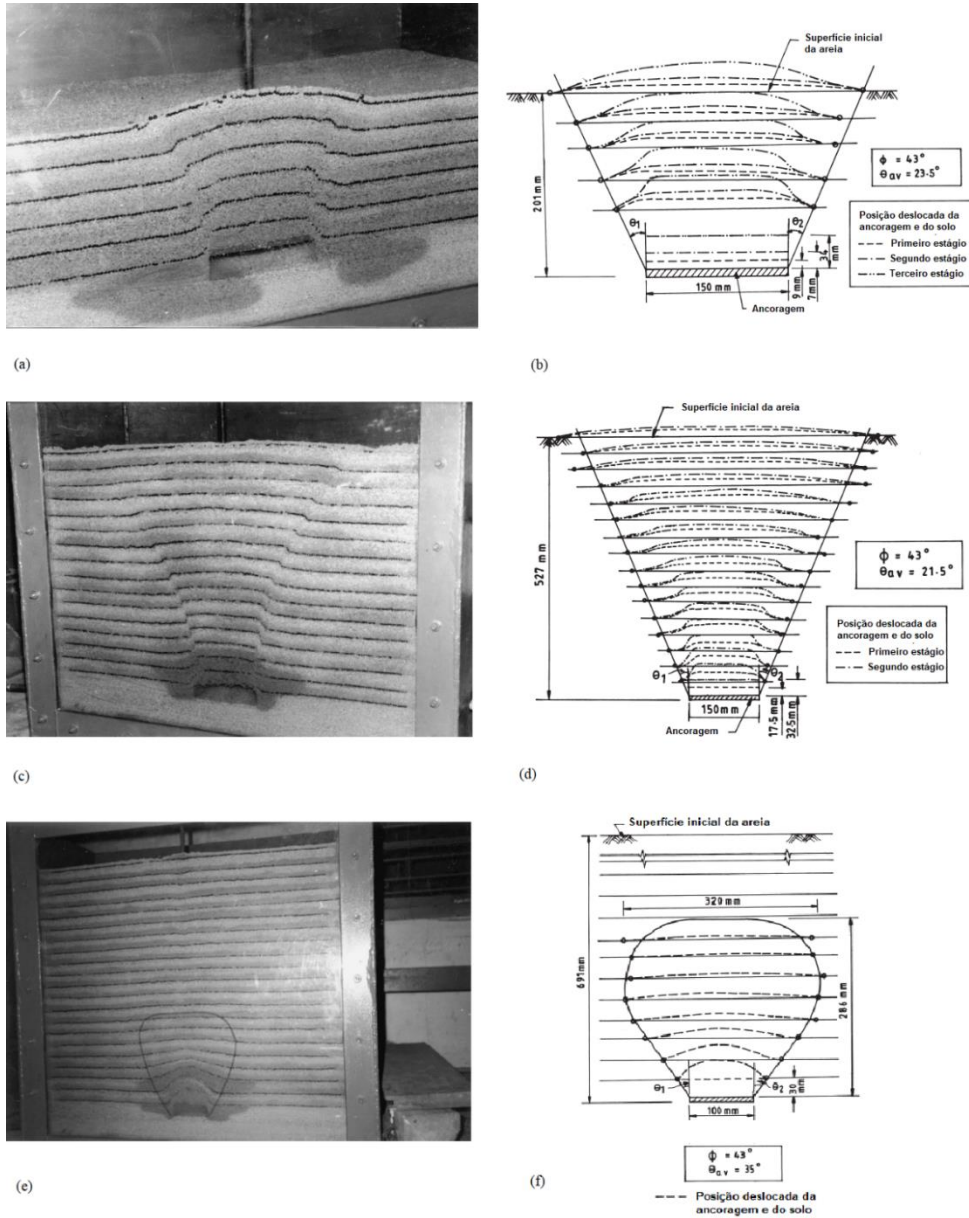
Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) também realizaram seus estudos em laboratório com modelos reduzidos (modelos a meia escala). O objetivo principal dos autores era delimitar a superfície de ruptura de ancoragens superficiais e profundas. Para tanto, foram realizados ensaios em um tanque de aço de dimensões 1,0 m x 0,5 m x 1,2 m, contendo uma parede de vidro para observação do ensaio. A ancoragem circular foi produzida de aço com 6 mm de espessura, e dois diâmetros (100 e 150 mm). Os testes foram realizados em areia seca e submersa.

Para a ancoragem com 150 mm, assentada a uma profundidade de 210 mm ( $D/B = 1,4$ ), a superfície de ruptura emergiu a partir dos cantos da ancoragem até encontrar com a superfície do solo, com uma suave curva convexa (Figura 2.29 (a, b)), em três fases distintas de deslocamento até a ruptura. Os autores aproximaram a curva por um plano com um ângulo  $\theta = 23,5^\circ$  com a vertical.

Já para a mesma ancoragem, assentada a uma profundidade de 527 mm ( $D/B = 3,5$ ), a superfície de ruptura também emergiu até a superfície do solo, mas em somente dois estágios de deslocamento (Figura 2.29 (c, d)). Com isso, foi possível observar que o solo acima da ancoragem se comportou como uma sobrecarga que manteve os deslocamentos em valores menores. O valor de ruptura foi maior nesse caso. Ainda, para a ancoragem com 100 mm,

assentada a uma profundidade de 691 mm ( $D/B = 6,91$ ), a superfície de ruptura não encontrou a superfície do solo, caracterizando a classificação de ancoragem profunda. O formato dessa superfície pode ser observado na Figura 2.29 (e, f). Os deslocamentos foram maiores nessa configuração, em relação às outras duas.

**Figura 2.29 – Fotografia da superfície de ruptura para areia densa ( $D = 150\text{mm}$  e  $H = 210\text{ mm}$ )**

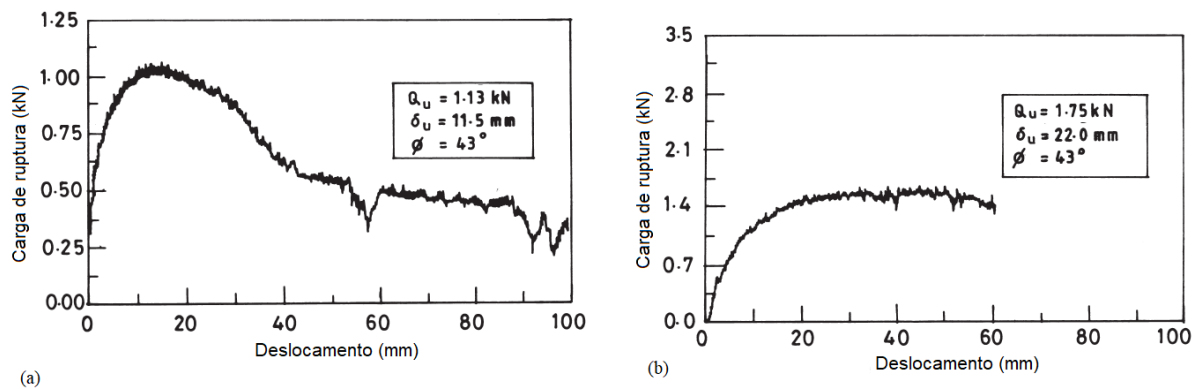


Fonte: Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999)

A relação carga x deslocamento dos ensaios também foi comparada pelos autores para identificação dos mecanismos superficiais e profundos de arrancamento das ancoragens. Para

ancoragem com diâmetro 150 mm e  $D/B = 3,5$ , a curva carga x deslocamento está apresentada na Figura 2.30 (a). O formato da curva assemelha-se com a curva de tensão x deformação para areia densa, caracterizando uma ruptura generalizada. Já para a ancoragem com diâmetro de 100 mm e  $D/B = 6,99$ , a curva carga x deslocamento está apresentada na Figura 2.30 (b). Nesse caso, a curva comporta-se como a relação tensão x deformação para areia solta, caracterizando uma ruptura localizada. Esse comportamento também foi observado por Liu, Liu e Zhu (2012).

**Figura 2.30 – Curva carga x deslocamento para (a)  $D/B = 3,9$ , ruptura generalizada e (b)  $D/B = 6,99$ , ruptura localizada**



Fonte: Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999)

É importante ressaltar que, apesar dos desdobramentos do efeito escala, testes em modelos reduzidos são importantes para fornecer informações do provável comportamento das ancoragens. Além disso, fornecem a base para futuras pesquisas usando testes em campo, modelos centrífugos e estudos numéricos (EL SAWWAF e NAZIR, 2006).

## 2.2 VELOCIMETRIA DE PARTÍCULAS POR IMAGEM - PIV

Dentro do contexto de ensaios em modelos reduzidos, quando realizados em ancoragens em escala inteira, pontos no interior do maciço não são passíveis de observação. A instrumentação por LVDT na superfície do solo não representará exatamente o que acontece em pontos ao redor da ancoragem ou sobre a superfície de ruptura mobilizada.

Uma das formas de se melhorar a leitura desses deslocamentos e o entendimento do mecanismo é, então, adotar modelos a meia escala. Nesses modelos, a ancoragem é posicionada tangenciando uma superfície transparente. Com a possibilidade de visualização do processo de arrancamento, a utilização de análise de imagens digitais se torna uma grande aliada ao modelo experimental. É possível, então, fotografar o andamento do experimento. A partir da utilização de softwares que integram teoria de correlação de imagens, o campo de deslocamento e de deformações pode ser obtido na superfície exposta.

A técnica de medição baseada em imagens foi ganhando popularidade na geotecnia. Entre as várias nomenclaturas existentes, é mais conhecida por Correlação de Imagem Digital (*Digital Image Correlation – DIC*) ou Velocimetria de Partículas por Imagem (*Particle Image Velocimetry – PIV*). O PIV/DIC vem sendo usado por pesquisadores da área da Engenharia Geotécnica para estudo da deformação e deslocamento do solo em fundações (WHITE, TAKE e BOLTON, 2003; LIU, LIU e ZHU, 2012; STANIER e WHITE, 2013; HAN *et al.*, 2016; MOGHADAM *et al.*, 2018).

Na mecânica dos solos, o PIV/DIC constitui-se em uma técnica de reconhecimento de padrões óticos, onde duas imagens sequenciais serão comparadas usando funções de correlação para obtenção do deslocamento relativo das partículas do solo.

A técnica PIV foi inicialmente aplicada na mecânica dos fluidos. Esse método retorna ao princípio fundamental da definição de velocidade e estima a velocidade local  $u$  (Equação 2.2) com objetivo medir a velocidade de um fluido, acrescido de partículas de rastreamento (ADRIAN, 1991).

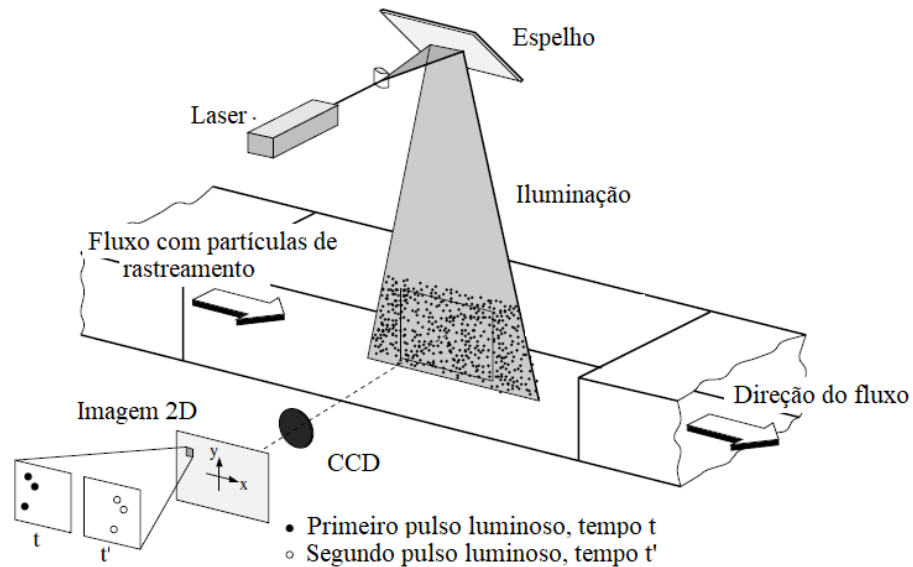
$$u(x, t) \doteq \frac{\Delta x(x, t)}{\Delta t} \quad (2.2)$$

As partículas de rastreamento são iluminadas num plano, pelo menos duas vezes, em um curto espaço de tempo. Então, são gravadas imagens em um único quadro ou em sequências de quadros. Assim, o deslocamento do fluxo entre os pulsos de iluminação pode ser medido por



meio dessa gravação ou a partir de uma sequência de imagens (Raffel et al., 2007). A Figura 2.31 apresenta o esquema empregado nessa técnica.

**Figura 2.31 – Arranjo experimental para PIV em túnel de vento**



Fonte: Traduzido de Raffel et al., 2007

É assumido que as partículas de rastreamento irão se mover com a velocidade do fluxo entre as duas iluminações. Aplicando técnicas de correlação digital é possível obter o campo de deslocamento das partículas que compõem o fluxo.

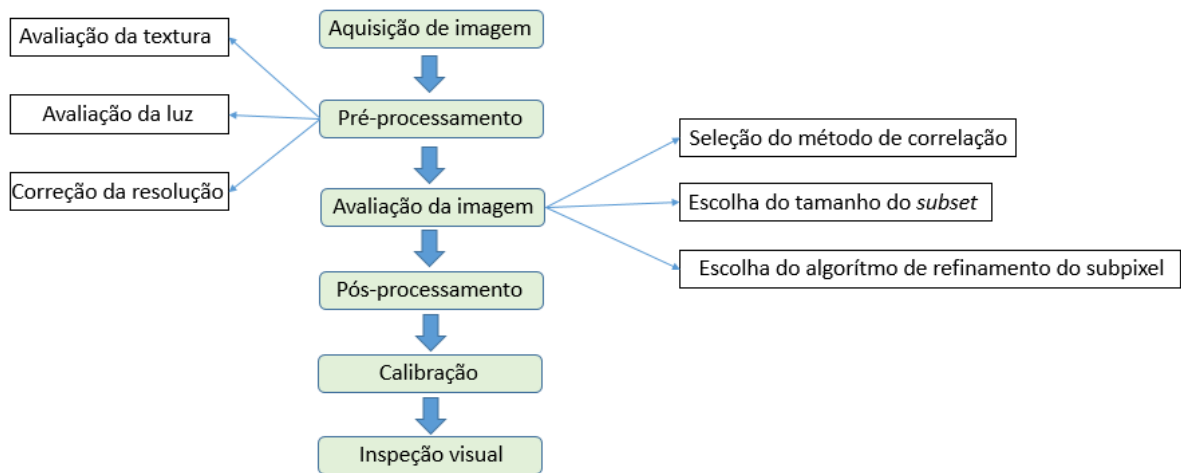
White, Take e Bolton (2003) desenvolveram um software de código aberto, implementando a teoria da PIV/DIC, chamado GeoPIV. Desde então, a técnica para aplicação do PIV/DIC (a partir de agora chamadas, nesse texto, exclusivamente de PIV), foi passando por melhorias. Fatores como textura, variação de intensidade luminosa e contraste das imagens são relevantes para correta aplicação do PIV às modelagens físicas.

Outras recomendações foram feitas na aplicação do PIV em problemas geotécnicos a fim de serem evitados características errôneas nos campos de deformação. Essas recomendações incluem desde a preparação da amostra, em relação à textura, iluminação e câmera utilizada, até a escolha das funções de correlação e o algoritmo de refinamento do deslocamento de sub-pixel (STANIER *et al.*, 2015a, CHEN *et al.*, 2016) Com isso, Stanier et al. (2015b) introduziu um software de código aberto atualizado, chamado GeoPIV-RG. Esse software, que foi utilizado nessa pesquisa, incorpora algoritmos avançados e mais robustos.

### 2.2.1 PIV

O PIV tornou-se uma técnica amplamente reconhecida e estabelecida de medida de deformação no plano. A comparação de duas imagens subsequentes determina o campo de deslocamentos de um vetor. A análise típica do PIV consiste nas etapas de pré-processamento de imagem, avaliação e pós processamento vetorial (CHEN *et al.*, 2016). O fluxograma apresentado na Figura 2.32 apresenta os passos típicos da análise por PIV.

**Figura 2.32 – Fluxograma da análise PIV**



Fonte: Adaptado de Chen *et al.* (2016)

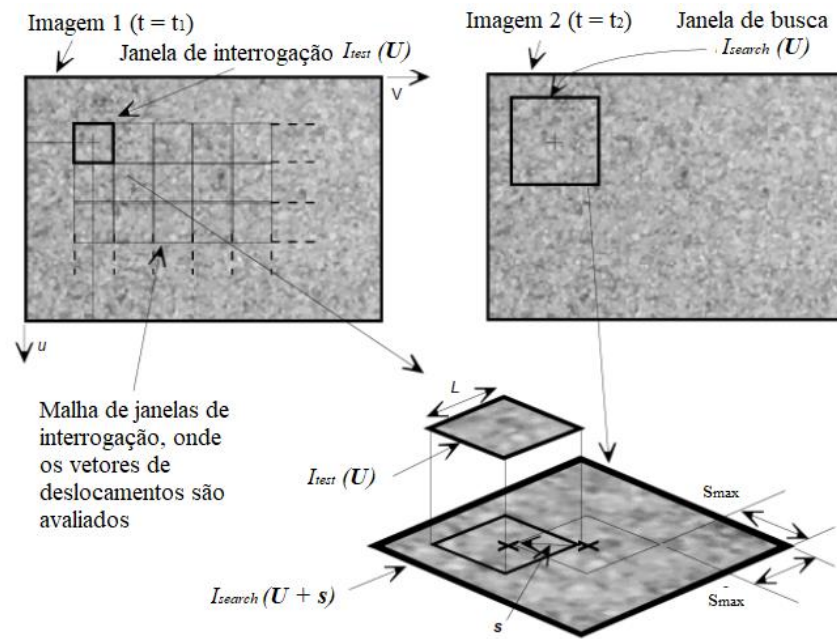
Uma sequência de fotos (*frames*) é obtida por meio de uma câmera digital, durante a realização do experimento. Na parte de pré-processamento, de acordo com White, Take e Bolton (2003), a areia natural possui sua própria textura em forma de grãos com colorações diferenciadas. Além disso, a partir da colocação de uma iluminação externa, luz e sombra são formadas entre grãos adjacentes. Mas, caso necessário, pode ser criada textura adicional com a combinação da areia natural e areia pintada.

A avaliação dessas imagens é realizada com o objetivo de medir o vetor de deslocamento entre um par de imagens. A Figura 2.33 esquematiza como é realizada a manipulação das imagens durante o PIV.

Na imagem inicial ou de referência é criada o *grid* de *subsets*. Cada *subset*, chamado de  $I_{test}(\mathbf{U})$ , consiste em uma amostra da matriz de imagem,  $I(\mathbf{U})$ , com tamanho  $L \times L$  pixels (WHITE, TAKE e BOLTON, 2003). Para encontrar os deslocamentos dentro de um *subset* entre as imagens 1 e 2, os autores explicam que uma janela de busca (*search patch*),  $I_{search}(\mathbf{U} +$

s) é extraída da segunda imagem. Essa janela de busca se estende além do *subset* por uma distância  $s_{m\acute{a}x}$ , tanto na direção  $u$ , quanto na direção  $v$  estabelecidas na Figura 2.33. O espaço definido na imagem inicial onde será criado o *grid* é chamado de região de interesse (RoI). A correlação das imagens (*cross-correlation*) das matrizes  $I_{test}(U)$  e  $I_{search}(U + s)$  é, então, realizada.

**Figura 2.33 – Manipulação de imagens durante a análise PIV**

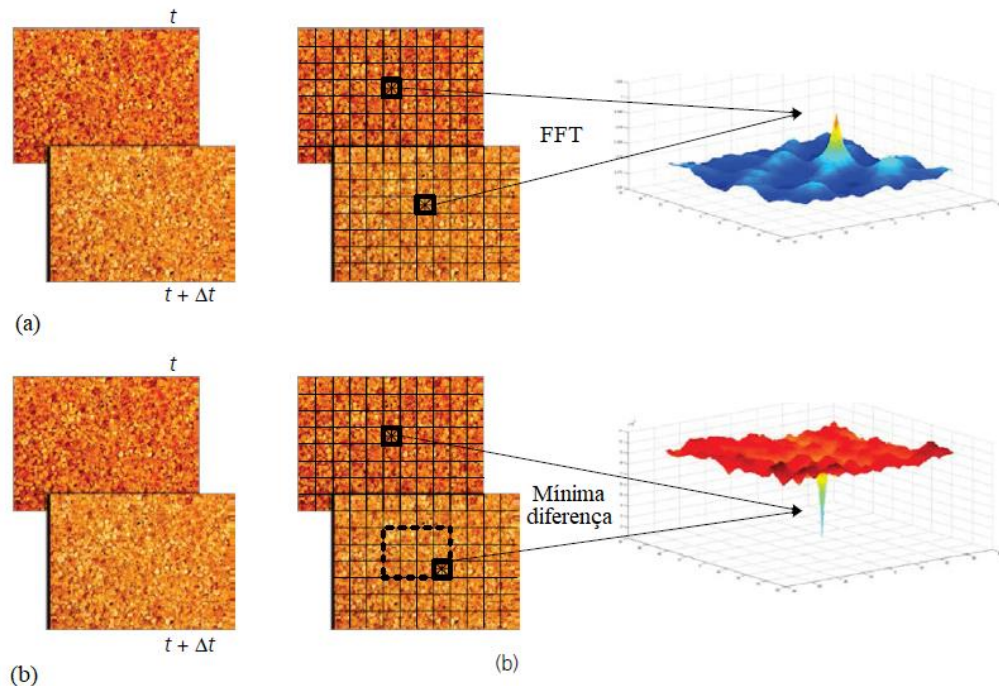


Fonte: Traduzido de White, Take e Bolton (2003)

Em alguns softwares, é necessário a escolha do tamanho do *subset*. *Subsets* pequenos podem fazer com que haja uma falta de textura para análise e violar o limite de deslocamento entre duas imagens consecutivas.

A correlação é uma forma de otimização, onde procura-se o mesmo padrão de cores dentro do *subset* da imagem inicial para a imagem deformada. Esse padrão pode ser procurado de duas formas: (a) localizando o pico de correlação (máxima correlação) no domínio da frequência utilizando a transformada rápida de Fourier (FFT) (Figura 2.34 (a)) ou (b) localizando diretamente a mínima diferença a partir de uma procura criteriosa no domínio espacial (Figura 2.34 (b)) (CHEN et al., 2016).

**Figura 2.34 – Diagrama esquemático da análise PIV no (a) domínio da frequência e (b) domínio espacial**

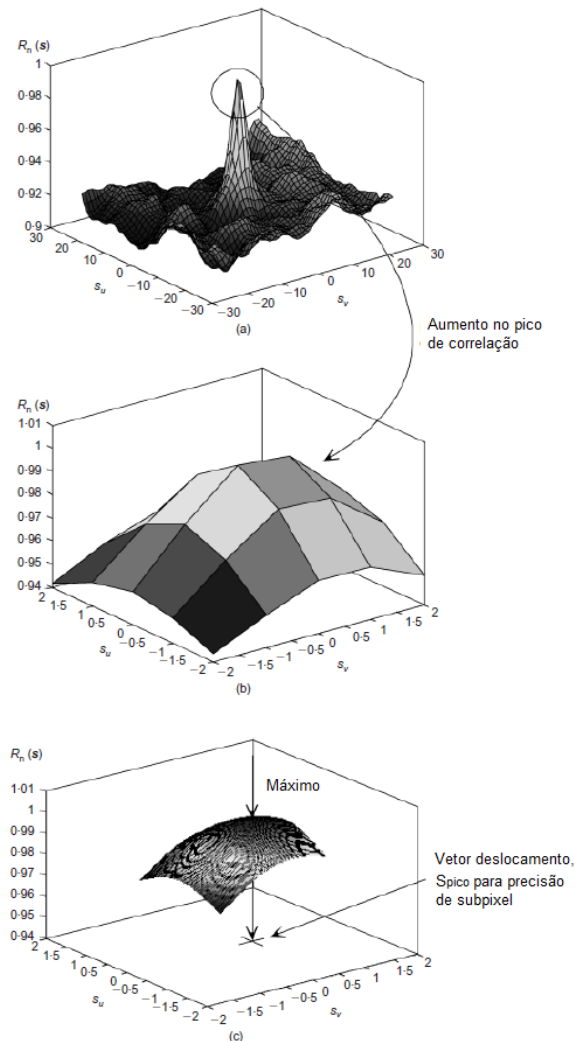


Fonte: Traduzido de Chen et al. (2016)

Os autores ressaltam que ambos os métodos acima citados trazem consigo vantagens e desvantagens. Os métodos no domínio da frequência demandam menos esforço computacional, porém preveem uma janela de interrogação fixa. Essa janela fixa pode gerar vetores de deslocamentos errados em modelos geotécnicos onde existem magnitudes de deformações diferentes. Já nos métodos espaciais, cada janela de correlação irá buscar em uma área, definida pelo usuário, o valor mínimo da função. Desde que o usuário especifique um valor de área de busca maior do que o deslocamento esperado no problema, não haverá erro ou perda de informação. A medida dos deslocamentos entre imagens é realizada, então, a partir de funções matemáticas chamadas funções de correlação.

Os valores de correlação são gerados discretamente, o que pode resultar em erros de  $\pm 0,5$  px. Assim, é aplicado um algoritmo que uniformiza esses valores discretos (WHITE, TAKE e BOLTON, 2003). Esse processo pode ser observado na Figura 2.34, onde os autores utilizaram uma interpolação cúbica e o vetor de deslocamento fica estabilizado para a resolução de sub-pixel.

**Figura 2.35 – Avaliação dos vetor de deslocamento do plano de correlação  $R_n(s)$ : (a) função de correlação, (b) maior pico de correlação (pixel inteiro) e (c) interpolação de sub-pixel usando uma função cúbica**



Fonte: Traduzido de White, Take e Bolton (2003)

O pós-processamento possibilita a exclusão de vetores que não estão condizentes com a vizinhança. Na calibração, há a conversão dos deslocamentos de pixels para milímetros. Alguns softwares ainda apresentam a função de inspeção visual, pelo usuário, para detecção de vetores errôneos.

Em resumo, a análise PIV consiste, primeiramente, em fazer a aquisição de imagens digitais. Essas imagens podem ser capturadas por câmeras digitais comerciais tradicionais ou por câmeras de alta velocidade, dependendo do fenômeno a ser estudado. No segundo passo, um critério de correlação é escolhido. Esse critério, dependendo do domínio que foi estruturado, irá encontrar o pico de correlação entre a imagem de referência e a imagem alvo, ou a mínima diferença entre as imagens. Finalmente, a última etapa consiste em obter o vetor de

deslocamento em cada *subset*. O usuário define a região de interesse (RoI), onde quer que seja realizada a análise. A RoI é a junção de todos os *subsets*.

### ***Funções de correlação***

Os critérios de correlação são de fundamental importância na técnica de correlação de imagens. Vários critérios foram desenvolvidos e aplicados na literatura e se dividem em dois grandes grupos, baseados em suas definições matemáticas: os *cross-correlation criterion* (CC) ou *sum squared difference criterion*. (SSD). Chen *et al.* (2016) ressaltam que o critério CC é altamente sensível a variação de luminosidade e ao ruído Gaussiano enquanto o critério SSD, mesmo também sendo sensível a variações de luminosidade, se adapta bem a imagens borradas. Como a maioria dos problemas geotécnicos possuem variações na luminosidade, nenhum dos dois grupos seria adequado ao uso.

Para diminuição do erro associado às variações de luminosidade, foram desenvolvidos dois critérios que possuem parâmetros adicionais, quando comparados aos acima citados. São eles o *zero-mean normalised cross correlation criterion* (ZNCC) e *zero-mean normalised sum of squared difference criterion* (ZNSSD). Os dois critérios podem ser baseados em ambos os domínios citados na Figura 2.34 (CHEN *et al.*, 2016; PAN, XIE e WANG, 2010).

De acordo com Pan, Xie e Wang (2010), o coeficiente de correlação é computado entre o *subset* de referência e o *subset* de comparação, também chamado de alvo, que é a imagem deformada. Para um *subset* quadrado,  $n (= N \times N)$  de pixels, denota-se por  $f(x_i, y_i)$  (será chamado de  $f_i$ ) e  $g(x'_i, y'_i)$  (será chamado de  $g_i$ ) os valores de cor do pixel  $i$  do subset de referência e do alvo, respectivamente.

O critério direto CC envolve a maximização dos coeficientes de correlação  $f_i$  e  $g_i$ . Esse critério é utilizado no software GeoPIV, possui um tamanho de janela de interrogação fixa e é considerada uma função de primeira geração. Aplicando alguns ajustes matemáticos, chega-se ao critério *zero-mean normalised cross correlation criterion* (ZNCC).

Mas a correspondência dos *subsets* de referência e alvo também pode ser alcançada pela minimização da diferença entre ambos. O critério direto SSD envolve a minimização do quadrado da diferença entre  $f_i$  e  $g_i$ . Após ajustes matemáticos, encontra-se o *zero-mean normalized sum of squared difference criterion* (ZNSSD). As funções resultantes das teorias de correlação estão apresentadas na Tabela 2.4.

**Tabela 2.4 – Definição das funções de correlação apresentadas no texto**

Critérios de Cross-Correlation (CC)	Critérios de <i>Sum Squared Difference</i> (SSD)
$C_{ZNCC} = \frac{\sum[(f_i - \bar{f})(g_i - \bar{g})]}{\sqrt{\sum \bar{f}_i^2 \sum \bar{g}_i^2}}$	$C_{ZNSSD} = \sum \left( \frac{\bar{f}_i}{\sqrt{\sum \bar{f}_i^2}} - \frac{\bar{g}_i}{\sqrt{\sum \bar{g}_i^2}} \right)^2$
$\bar{f} = 1/n \sum_{i=1}^n f_i \text{ e } \bar{g} = 1/n \sum_{i=1}^n g_i$	

Fonte: Autor (2020)

### 2.2.2 GeoPIV-RG (STANIER et al., 2015b)

A maioria dos softwares de código aberto disponíveis para a análise PIV e utilizados em problemas geotécnicos utilizam correlação de imagens (*cross-correlation*) para obter deslocamentos inteiros de pixel seguido por uma interpolação para a resolução de sub-pixel. Nesse tipo de algoritmo, os *subsets* não tem sua deformação permitida, o que é chamado de *zero-order deformation*. Os artigos citados no decorrer desse capítulo exemplificam tais softwares (GeoPIV (WHITE, TAKE e BOLTON, 2003), PIVlab (THIELICKE e STAMHUIS 2014) e OpenPIV (TAYLOR et al. 2010)).

Stanier et al. (2015b) introduziram em seu estudo algoritmos mais sofisticados. Tais algoritmos incorporam funções de ordem maior para os *subsets* (chamado *firt-order deformation*), o que permite um gradiente de deformação. Além disso, há uma melhoria na interpolação da intensidade da imagem e no parâmetro de deformação de otimização. Esses algoritmos são encontrados em programas comerciais para PIV. Mas, o GeoPIV-RG é um software de código aberto que incorpora tais algoritmos e é uma atualização do GeoPIV desenvolvido por White, Take e Bolton (2003).

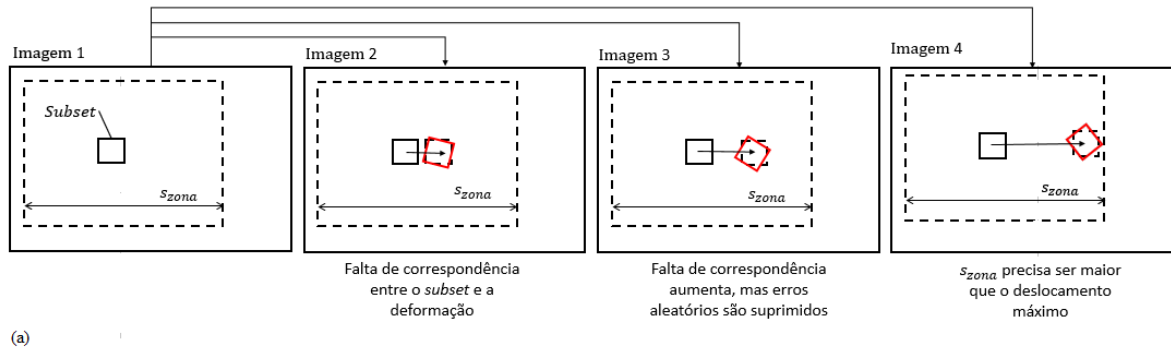
#### ***Método computacional***

As imagens digitais obtidas durante um experimento são analisadas em sequência, começando por uma imagem inicial de referência. Dois esquemas de cálculo são utilizados, por exemplo, no software GeoPIV. O primeiro, chamado de “*leapfrog*”, mantém a primeira imagem como a imagem de referência (Figura 2.36 (a)) e, sendo assim, ao utilizar algoritmos do tipo *zero-order deformation*, em locais de grandes deformações pode ocorrer uma perda de

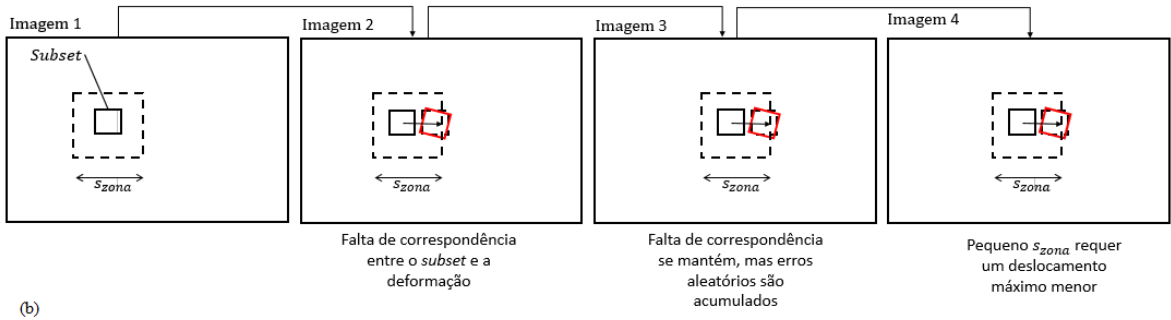
correlação devido a uma incompatibilidade entre o *subset* definido e a deformação que está sendo calculada.

**Figura 2.36 – Visão geral para (a) esquema “leapfrog”, (b) esquema “sequential” e (c) esquema “preconditioned optimization”**

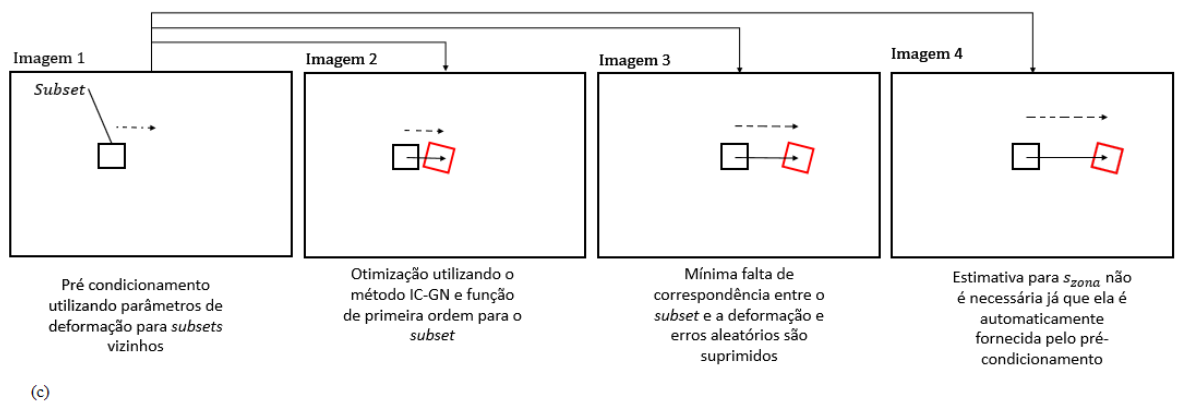
GeoPIV esquema “leapfrog” com função de forma zero-order para o *subset*



GeoPIV esquema “sequential” com função de forma zero-order para o *subset*



GeoPIV-RG esquema “preconditioned optimisation” com função de forma first-order para o *subset*



LEGENDA

□ Localização do *subset* na imagem de referência

□ Localização do *subset* computado na imagem alvo

□ Localização real do *subset* na imagem alvo

LEGENDA

□ Falta de compatibilidade na função de forma e deformação do *subset*

--- Computação vizinha usada no “preconditioned”

→ Deslocamento computado

Fonte: Adaptado de Stanier et al. (2015b)



O segundo esquema, chamado de “*sequential*”, faz com que a imagem de referência seja atualizada após cada análise de um par de imagens (Figura 2.36 (b)), minimizando a distorção entre imagens com deformações consideráveis. Porém, nesse esquema, pode haver um acúmulo de erros aleatórios. Quando a imagem inicial é atualizada a cada cálculo, um deslocamento pode ser resultado de uma soma de deslocamentos menores e que não representam o modelo em si. Isso pode ocorrer principalmente em regiões de pequenas deformações e gerar um erro ao se calcular as deformações a partir dos deslocamentos.

Para tanto, a atual versão do GeoPIV-RG usa uma combinação dos dois esquemas para minimizar o acúmulo dos erros aleatórios enquanto mantém a correlação em valores toleráveis, chamado de “*preconditioned optimization*”. Além disso, cada *subset* é permitido deformar-se usando uma função de forma que descreve deformações em primeira ordem (*first-order deformation*) juntamente à técnica de interpolação imagem-intensidade, melhorando a correlação entre imagem de referência e imagem analisada. O que controla esse processo computacional é chamado de método *reliability-guided* (RG), proposto por Pan (2009), dando o nome GeoPIV-RG.

### ***Processo computacional (seed)***

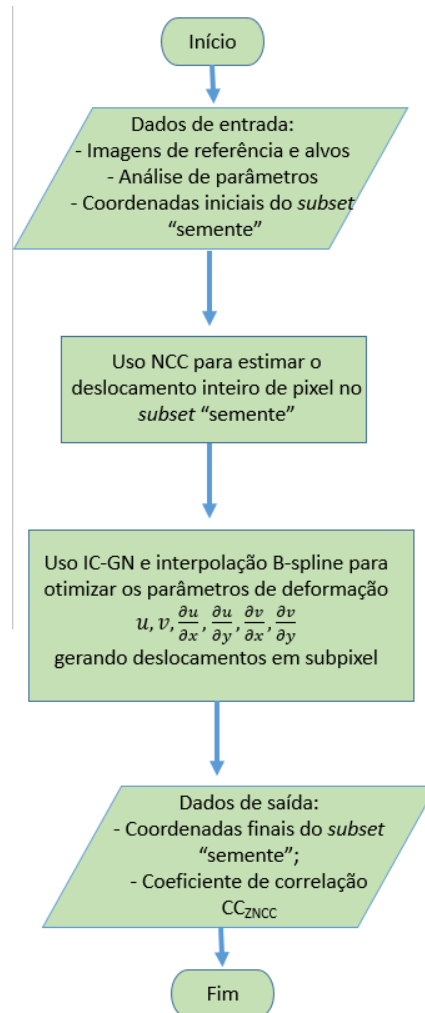
O processo computacional inicia-se em um *subset* selecionado pelo usuário dentro da RoI onde existam deformações mínimas. Isso faz com que a correlação entre a imagem inicial e a imagem alvo seja alta, diminuindo a chance de haver qualquer computação incorreta. Esse ponto é utilizado como uma “semente”, de onde o RG irá se propagar.

Os deslocamentos nesse *subset* são computados seguindo o fluxograma apresentado na Figura 2.37. Esse processo se repete até todos os *subsets* na RoI serem avaliados (*modo 1, point-by-point*).

Dois critérios de saída são especificados pelo usuário: o máximo valor normalizado do vetor de diferença da função de forma entre duas computações sucessivas ( $|\Delta \mathbf{p}|_{\max} = 1 \times 10^{-5}$ ) ou um número máximo de iterações ( $\max_{iter} = 50$ ). O coeficiente de correlação ( $CC_{ZNCC}$ ) é usado para indicar o grau de combinação e pode assumir valores entre 1, 0 e -1 que indicam, respectivamente, combinação perfeita, nenhuma combinação e correlação inversa. A computação é dada como concluída se o valor do  $CC_{ZNCC}$  for menor que um valor estabelecido pelo usuário, o  $CC_{ZNCC-seed-tol}$  (tipicamente 0,9). Outro parâmetro de correlação que interrompe o processo, caso os valores encontrados sejam menores que o estipulado é o

$CC_{ZNCC-min-tol}$  (tipicamente 0,75). Caso não ocorra violação dos parâmetros após a imagem de referência ser atualizada, a análise é encerrada na última imagem a ser correlacionada.

**Figura 2.37 – Fluxograma para o cálculo dos subsets**



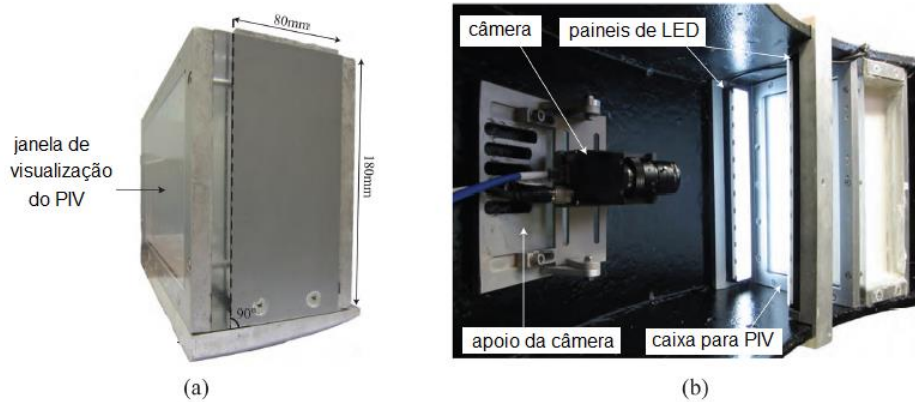
Fonte: Traduzido de Stanier *et al.* (2015b)

Um ponto importante da análise PIV em problemas geotécnicos é a necessidade de se computar grandes deslocamentos e deformações. Para que não haja uma diminuição da correlação da imagem inicial para imagens onde esses grandes deslocamentos ocorrem, a imagem de referência é atualizada periodicamente e automaticamente, de acordo com os parâmetros acima citados.

### 2.2.3 Ensaios em modelo reduzido – PIV/DIC

Stanier *et al.* (2015b) testaram a atualização do GeoPIV para o GeoPIV-RG a partir da compressão de uma sapata de 30 mm de diâmetro em uma camada de 20 mm de areia sobre argila. Foram tiradas 550 imagens a uma frequência de 5 Hz, usando o aparato também utilizado por Stanier e White (2013) em centrífuga (Figura 2.38). Os parâmetros de entrada para o GeoPIV-RG estão apresentados na Tabela 2.5.

**Figura 2.38 – Esquema para realização de ensaio em centrífuga e aplicação da técnica PIV (a) caixa do ensaio e (b) esquema de luz e câmera**



Fonte: STANIER e WHITE (2013)

**Tabela 2.5 – Parâmetros computacionais de entrada no GeoPIV-RG**

Parâmetro	Valor
$D_s$ (px)	50
$s$ (px)	25
$\max_{\text{iter}}$	50
$ \Delta \mathbf{p} _{\max}$	$1 \times 10^{-5}$
$CC_{\text{ZNCC-seed-tol}}$	0,9
$CC_{\text{ZNCC-min-tol}}$	0,75

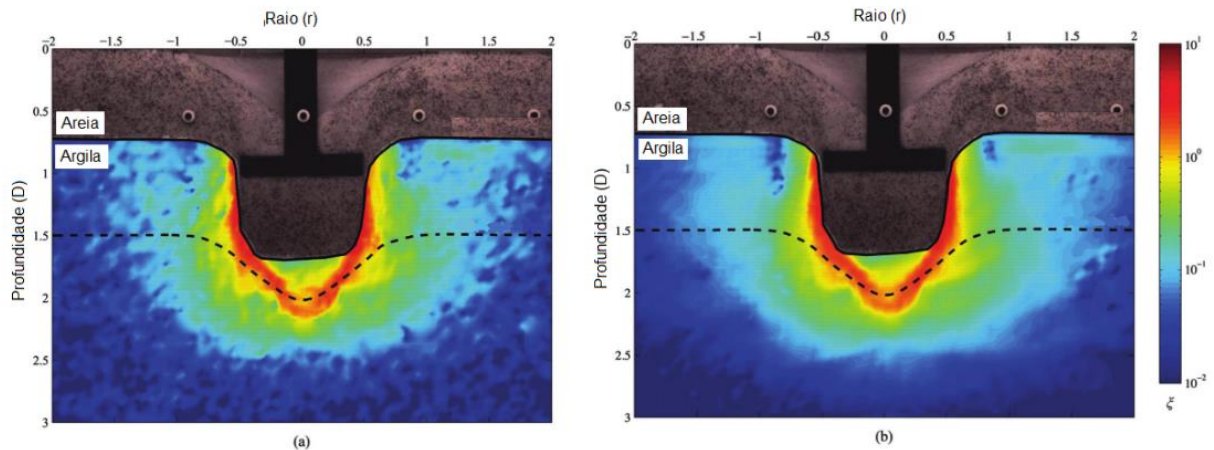
$D_s$  (px) = diâmetro do *subset*;  $s$  (px) = espaçamento dos *subsets*

Fonte: STANIER e WHITE (2013)

O tempo necessário para a análise pelo GeoPIV-RG foi cerca de 20% do tempo despendido pelo GeoPIV. A partir das imagens obtidas por ambos os softwares (Figura 2.39) é possível observar que o ruído nas imagens diminuiu com o GeoPIV-RG. Além disso, as

variações nos deslocamentos e deformações medidos com o GeoPIV-RG, a partir da utilização da função de forma *first-order deformation*, foram consideravelmente mais suaves. Com isso, pode-se dizer que o resultado se tornou mais preciso.

**Figura 2.39 – Sapata assentada em areia sobre argila; máxima deformação de cisalhamento  $\xi$  utilizando (a) GeoPIV e (b) GeoPIV-RG**

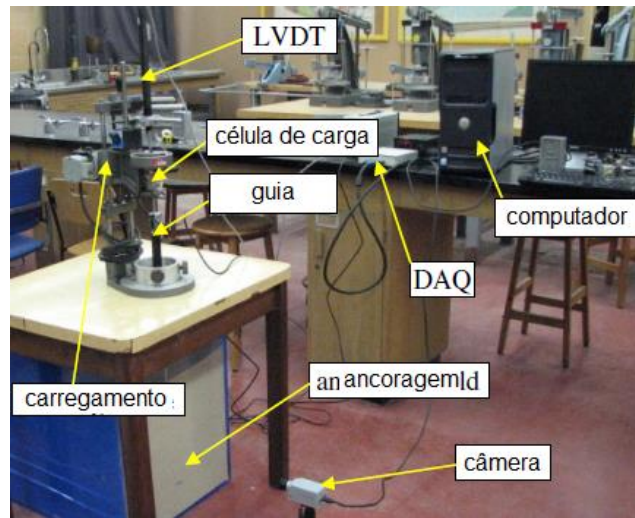


Fonte: Adaptado de Stanier *et al.* (2015b)

Liu, Liu e Zhu (2012) realizaram uma série de ensaios em modelo reduzido (a meia escala) com o objetivo de identificar a superfície de ruptura e seu desenvolvimento no processo de arrancamento de ancoragem horizontal assentada em areia, sob influência do tamanho da partícula de areia, da densidade do solo e da profundidade de assentamento da ancoragem. Para isso, foi usado o processo de correlação de imagens *Digital Image Correlation (DIC)*. Os autores ressaltam que muitas das incompreensões sobre o fenômeno do arrancamento de ancoragens ainda existem pois a maioria dos estudos somente analisa o formato final da superfície de ruptura, e não o seu desenvolvimento como um todo.

O objetivo principal do uso do DIC foi calcular o campo de deslocamentos durante o arrancamento da ancoragem. O software usado pelos autores foi o PIVview2c. Uma câmera CMOS foi posicionada e frente a um tanque com 500 mm (comprimento) x 300 mm (largura) x 500 mm (profundidade) (Figura 2.40). A ancoragem semicircular possuía diâmetro de 50,8 mm e espessura de 5 mm. A areia solta desenvolveu um ângulo de atrito de aproximadamente 30°. Em areia densa, o ângulo passou a ser 43°.

**Figura 2.40 – Esquema dos ensaios a meia escala**



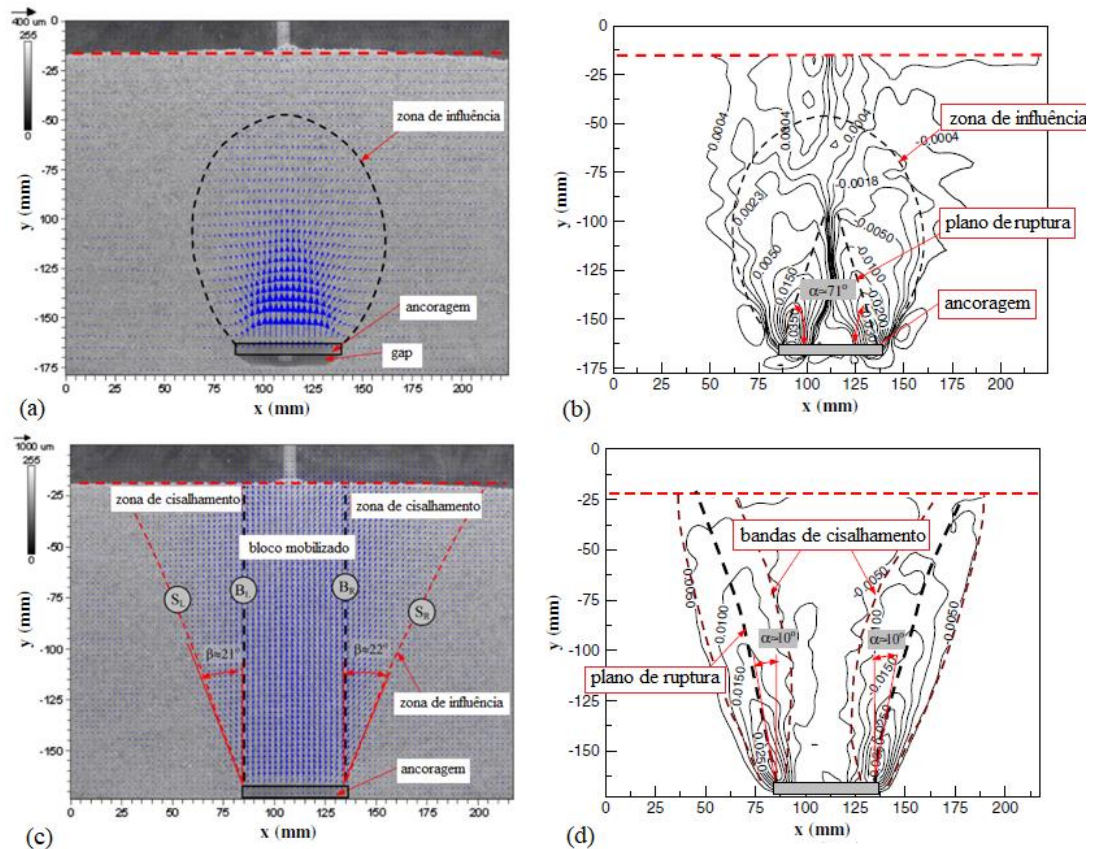
Fonte: Traduzido de Liu, Liu e Zhu (2012)

A análise da influência da profundidade de assentamento da ancoragem, foi feita com o fator de capacidade de carga, como já estudado no item 2.1.4 dessa dissertação. O fator  $N_b$  é dado por  $Q_u/\gamma AD$ . Em areia solta,  $N_b$  cresceu quase que linearmente com a profundidade. Em areia densa, com  $D/B = 4$ , houve uma modificação na inclinação da reta de crescimento. Assim como Choudhary e Dash (2016), os autores concluíram que a cinemática do problema a meia escala é compatível com modelos reduzidos em escala inteira, e é possível analisar o campo de deslocamentos.

A Figura 2.41 apresenta os deslocamentos e o campo de deformação de cisalhamento encontrados pelos autores em uma profundidade de assentamento igual a 3 ( $D/B = 3$ ). Após traçadas as superfícies delimitadas, é possível observar, para areia densa, a superfície anteriormente apresentada na Figura 2.14 (a). Porém, em areia solta, a superfície de ruptura não alcançou a superfície do terreno, gerando um formato de sino acima da ancoragem. Em relação ao campo de deformação de cisalhamento, na areia solta foi formado um plano de ruptura cônico pelas duas bandas de cisalhamento que iniciam nos cantos da ancoragem. Na areia densa, duas significativas zonas de cisalhamento foram observadas e o plano de ruptura se estende dos cantos da ancoragem até a superfície do solo

Os autores concluem ainda que o plano de ruptura mais provável esteja localizado no meio da zona de cisalhamento. Logo, o plano de ruptura obtido através do campo de deformação de cisalhamento estaria mais próximo do real. Isso explicaria o fato de que a maioria das teorias analíticas para o cálculo da capacidade de carga, baseadas no campo de deslocamento, apresentam valores superestimados.

Figura 2.41 – Campo de deslocamento no momento da ruptura para areia fina (a) solta e (b) densa



Fonte: Adaptado de Liu, Liu e Zhu (2012)

Moghadam *et al.* (2018) avaliaram a performance de ancoragens assentadas horizontalmente em areia, para contenção de encostas, a partir de ensaios de laboratório em modelo reduzido e análises PIV. Os efeitos da geometria das ancoragens, dimensão e configurações do reforço foram avaliados. A análise PIV foi realizada com o objetivo de observar a da superfície de escorregamento e as tensões de cisalhamento desenvolvidas.

O tanque de ensaio possuía dimensões de 1000 mm (comprimento) x 300 mm (largura) x 600 mm (altura). Os componentes principais do ensaio incluem, além do tanque, a estrutura de carregamento, sistema de carregamento, célula de carga com indicador, câmera CCD e relógios de medição de deslocamentos (Figura 2.42).

**Figura 2.42 – Tanque experimental e câmera CCD**



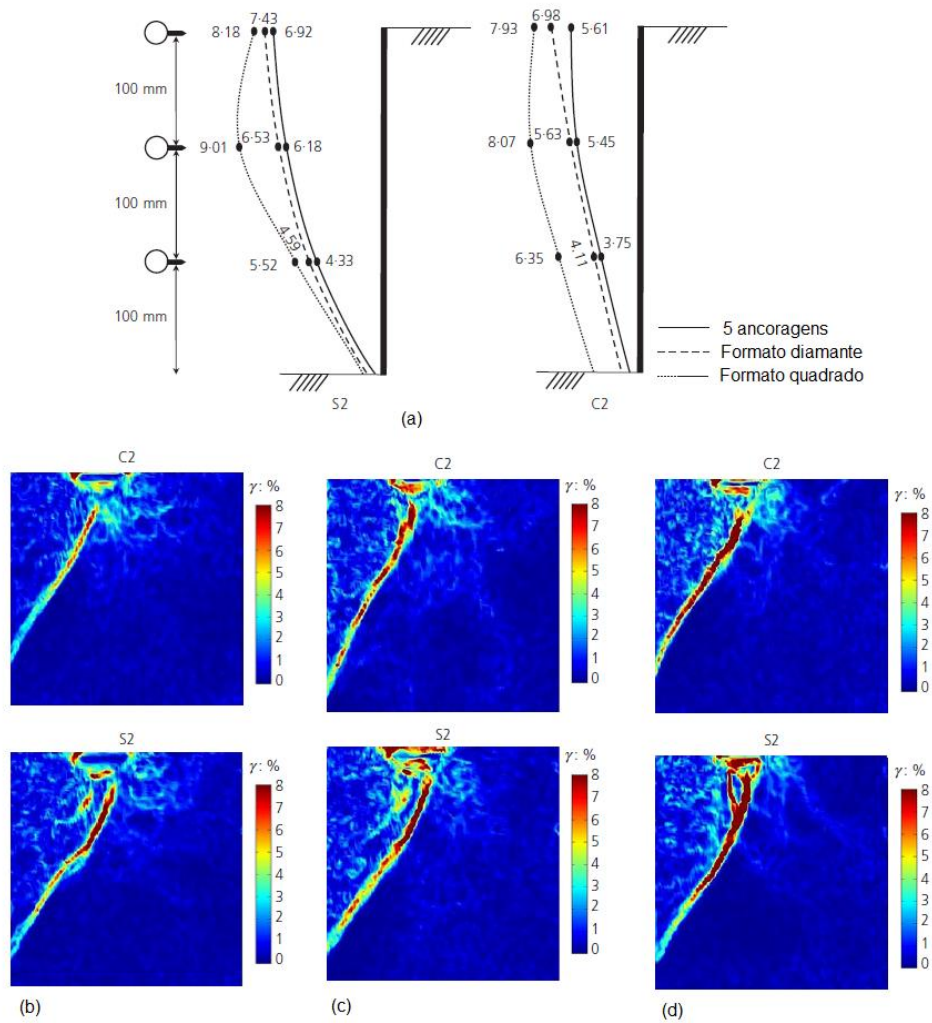
Fonte: Traduzido de Moghadam *et al.* (2018)

O mecanismo de deformação da parede pode ser observado pelos resultados do PIV e pelo traçado do deslocamento obtido através dos relógios. A Figura 2.43 (a) apresenta um desenho esquemático desses deslocamentos medidos pelos relógios nas três configurações ensaiadas (5 ancoragens, formato de diamante e formato quadrado). A sigla C2 representa a ancoragem circular com diâmetro 45,1 mm e a sigla S2 representa a ancoragem quadrada com lado de 40mm. A Figura 2.43 (b), (c) e (d) apresentam o resultado das imagens PIV, nas três configurações. Os resultados por PIV foram apresentados pelas deformações máximas de cisalhamento.

É possível observar que as maiores deformações ocorreram na parte superior das imagens em PIV. Além disso, as deformações foram menores na configuração com 5 ancoragens, seguido pelo formato diamante e por último, com maiores deformações, o formato quadrado de reforço.

Com o PIV, é possível observar o padrão de deformações ao redor e sobre a superfície de ruptura. Com os deslocamentos obtidos somente com os medidores em relógio, essa informação não pode ser obtida. Somente o deslocamento da parede é obtido. Além disso, essa informação pode servir de complementação na calibração de modelos numéricos, que serão abordados no próximo tópico.

**Figura 2.43 – Resultado experimental para (a) relógios de medição de deslocamentos e análise PIV para (b) 5 ancoragens, (c) formato diamante e (d) formato quadrado**



Fonte: Adaptado de Moghadam *et al.* (2018)



## 2.3 MÉTODOS NUMÉRICOS

Como visto anteriormente, os ensaios em escala reduzida são importantes no entendimento do fenômeno do arrancamento de ancoragens. Apesar dos desdobramentos do efeito escala, os ensaios em laboratório permitem o controle das variáveis que afetam o comportamento das ancoragens na prática. Com isso, o estabelecimento da superfície de ruptura e sua modificação com a variação de parâmetros como a geometria da ancoragem, resistência e deformabilidade dos maciços de solo torna-se grande parte da base existente no cálculo da capacidade de carga por meio de modelos teóricos.

Os modelos reduzidos também são importantes para a calibração de modelos numéricos. Uma vez que haja a compatibilidade do modelo numérico com o modelo experimental, é possível analisar mais aspectos que não foram encontrados ou são de difícil obtenção em laboratório.

Os métodos teóricos são desenvolvidos por pesquisadores com base nas teorias da elasticidade e plasticidade (SAHOO e KUMAR, 2012; YU, HAMBLENTON, SLOAN, 2015; BHATTACHARYA e KUMAR, 2016; TANG e PHOON, 2016; MOKHBI et al., 2017; SAHOO e GANESH, 2017; JADID *et al.*, 2018) e/ou com base em modelos experimentais reduzidos (EL SAWWAF e NAZIR, 2006; NIROUMAND, KASSIM e NAZIR, 2013; DYSON e ROGNON 2014; BADAKHSHAN, NOORZAD e ZAMENI, 2017)

Nos métodos teóricos, o problema real (chamado de meio contínuo) é substituído por um modelo matemático, utilizando-se de hipóteses simplificadoras. Esse modelo matemático é representado a partir de equações diferenciais (ordinárias ou parciais) que permitem a obtenção de soluções analíticas, conhecidas apenas em poucos casos simples. Apesar de já haver uma aproximação na transferência do problema real ao problema analítico, as soluções assim encontradas são ditas soluções exatas e são dadas em todo o domínio do problema.

Para evitar a resolução das equações diferenciais, um modelo numérico aproximado, dito modelo discreto, é adotado. Com a utilização dos modelos numéricos, os problemas matemáticos passam a ser resolvidos por meio de sistemas de equações algébricas de fácil resolução. A diferença agora é que a solução do problema se dá em um número finito de pontos no domínio.

Com as soluções algébricas os valores encontrados são, na maioria das vezes, valores aproximados. Para que haja uma convergência desses valores aproximados para valores exatos, o número finito de pontos no domínio deve ser consideravelmente alto. Para cada ponto está

associada uma equação aritmética e o sistema torna-se impraticável de ser resolvido manualmente.

Com o começo da utilização de computadores digitais, os métodos numéricos passaram a ser cada vez mais desenvolvidos. Isto posto, as simulações numéricas tornam-se simples, a partir do ponto de vista da resolução matemática. A atual preocupação consiste na correta utilização dos métodos numéricos e dos recursos computacionais para que o problema discreto seja representativo em relação ao problema real de meio contínuo.

Foram desenvolvidos diversos métodos numéricos e diversos programas de simulação numérica para a análise estrutural. Em obras geotécnicas, os métodos numéricos mais utilizados são o método das diferenças finitas (MDF), o método dos elementos finitos (MEF) e o método dos elementos de contorno (MEC). Dentre esses, o MEF é o modelo mais empregado na resolução de problemas da engenharia devido a possibilidade de consideração de diversos comportamentos tensão-deformação, à heterogeneidade do meio e à interface solo-estrutura (BUDHU, 2012).

De acordo com Sloan (2013), a análise por elementos finitos é amplamente utilizada para problemas de geotecnia, tanto para predição de deslocamentos quanto para determinação de capacidade de carga de fundações. É um método bastante geral e que consegue considerar diversos modelos constitutivos com considerações de regras de fluxo, heterogeneidade, anisotropia, endurecimento (*hardening behaviour*), amolecimento (*softening behaviour*), entre outros.

### **2.3.1 Problemas da elasticidade plana**

Todo corpo está sujeito a um estado de tensão e deformação dado a partir da ação de um sistema de forças externas. Caso esse corpo sofra deformações sob a ação dessas forças, é chamado de deformável. Nos problemas que envolvem solos, as deformações devem sempre ser consideradas.

Esse estado de tensão e deformação pode ser considerado tridimensional, ou seja, o corpo desenvolverá deformações e tensões nas três direções dos planos coordenados. Entretanto, em muitos casos, os problemas podem ser considerados como possuindo estados de tensão e deformação independentes de uma das coordenadas (e. g. coordenada  $z$ ). As tensões e deformações ocorrerão igualmente em todos os planos paralelos ao plano  $xy$ . São os

denominados problemas da elasticidade plana e se subdividem em estados planos de tensão e estados planos de deformação (VILLAÇA E GARCIA, 1998).

O estado plano de tensão é caracterizado por problemas onde uma dimensão é muito menor que as outras duas (e. g. chapas) e as forças externas são aplicadas na direção paralela ao plano  $xy$  e distribuídos uniformemente na espessura de forma auto equilibrada. A deformação na direção transversal  $z$  não é impedida, gerando tensão igual a zero e deformação diferente de zero.

O estado plano de deformação é caracterizado em problemas onde uma direção é muito maior que as outras duas (e. g. sólidos prismáticos) que se encontram entre planos indeslocáveis, sem atrito. As forças externas são aplicadas paralelamente ao plano  $xy$  e, quando auto equilibradas, geram um campo de deslocamentos onde o deslocamento na direção  $z$  é igual a zero. Nesse caso, como a deformação é impedida, serão desenvolvidas tensões também nessa direção. Nesse trabalho, aplica-se o estudo em estado plano de deformação.

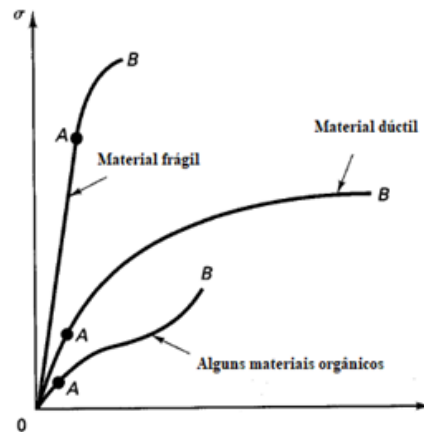
O aparecimento de tensões na direção  $z$  no estado plano de deformação e as deformações na direção  $z$  no estado plano de tensões são devidas ao efeito de Poisson ( $\nu$ ).

### **2.3.2 Modelos constitutivos**

Tradicionalmente, os problemas geotécnicos são considerados em dois grupos distintos: (i) análise de deformações e (ii) análise da estabilidade ou ruptura. No primeiro grupo, o solo pode ser caracterizado por uma curva tensão-deformação, que expressa o seu comportamento quando sujeito a ações externas. Essa curva, de difícil obtenção, pode ser aproximada por simplificações. Pelo segundo grupo, o estado limite crítico de estabilidade definirá a ruptura do material. Tais comportamentos podem ser caracterizados empregando-se a teoria da elasticidade e plasticidade (PINTO, 1998).

Pode-se observar, na Figura 2.44, curvas tensão-deformação para diferentes materiais. Em todas as curvas podemos definir um ponto A. Até esse ponto, o comportamento elástico dos materiais pode ser verificado. No descarregamento, define-se se esse comportamento elástico é linear ou não linear. O comportamento linear é considerado o mais simples e depende somente de um parâmetro – o módulo de elasticidade ( $E$ ) ou Módulo de Young. Em baixos níveis de tensão e deformação, pode ser aplicado a praticamente todos os materiais. O ponto B denomina-se limite proporcional ou limite elástico, onde deformações plásticas (i. e. deformações permanentes) começam a ocorrer (POPOV, 2000).

**Figura 2.44 – Diagrama tensão x deformação para diferentes comportamentos**



Fonte: Adaptado de Popov (2000)

Os solos possuem comportamento bastante heterogêneo e de difícil previsão. Estão submetidos a um estado triaxial de tensões e sua ruptura se dá por cisalhamento. Sendo assim, o comportamento elástico-linear mencionado acima pode ser observado somente em baixos valores de tensão e sua ruptura é calculada, muitas vezes, por métodos teóricos.

Também é importante ressaltar que a rigidez dos solos cresce com a profundidade como consequência de um aumento na tensão devido ao aumento da sobrecarga. Uma das formas de considerar esse efeito é adotando um módulo de elasticidade que varia linearmente com a profundidade. Para tanto, é possível equacionar  $E$  a partir da consideração de Gibson (1967). O módulo de cisalhamento ( $G$ ) do solo cresce linearmente com a profundidade. O módulo de cisalhamento pode ser relacionado com o módulo de elasticidade através da Equação 2.3, onde:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.3)$$

Denotando a profundidade como  $y$ ,  $G$  é dado pela Equação 2.4, onde  $\alpha$  irá depender do solo e  $G(0)$  é o valor do módulo na profundidade zero.

$$G(y) = G(0) + \alpha y \quad (2.4)$$

Para relacionar as tensões com as deformações, são utilizados modelos constitutivos. Ibañez (2003) apresenta diversos modelos constitutivos utilizados para previsão do comportamento dos solos. Estes são separados em três grandes grupos: modelos constitutivos

básicos (e. g. elásticos), modelos constitutivos elastoplásticos clássicos e modelos elastoplásticos avançados.

Deparando-se com várias limitações existentes nos modelos elásticos para representação do comportamento dos solos, foram realizados estudos em teorias mais realistas e abrangentes. A partir dos ensaios laboratoriais em amostras de solos, foi percebido que há deformações residuais permanentes (plásticas) após um ciclo de carregamento e descarregamento em solos. Isso resulta num comportamento elasto-plástico após alcançado o limite elástico (PEIXOTO, 2014). A teoria da elasticidade passa a não mais conseguir representar tais comportamentos, e emprega-se, então, a teoria da plasticidade (PESSOA, 2011).

Em muitos problemas geotécnicos não há tanto interesse no comportamento do material durante a aplicação da ação externa, e sim quando da sua ruptura (NEVES, 2009). Dessa forma, é importante ter conhecimento dos critérios de ruptura teóricos utilizados para solos.

Para materiais puramente coesivos, como os metais, critérios de ruptura de Tresca é amplamente reconhecido. As tensões de compressão e tração geram os mesmos resultados de ruptura e de comportamento tensão-deformação. Porém, é observado seu uso no estado da arte, especialmente em trabalhos que realizaram pesquisas do comportamento de ancoragens em argilas (YU *et al.*, 2008; WANG, MERIFIELD e GAUDIN, 2013; YU, HAMBLENTON, SLOAN, 2015; WU, CHOW e LEUNG, 2016; LIU *et al.*, 2017).

O critério tradicional mais utilizado para materiais geotécnicos é o de Mohr-Coulomb. (RAJESH e SHRENI, 2014; BHATTACHARYA e KUMAR, 2014; TANG e PHOON, 2016; MOKHBI *et al.*, 2017; SAHOO e GANESH, 2017). Outros critérios mais avançados não serão desenvolvidos nesse trabalho.

#### 2.3.2.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é usualmente associado a ruptura de materiais granulares. Esse critério veio da junção de critérios de dois pesquisadores: Mohr e Coulomb.

Pelo critério de Coulomb, tem-se que não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão  $c + s_n \cdot f$  (Equação 2.5), sendo  $c$  e  $f$  constantes do material. A tensão normal é representada por  $\sigma_n$ . A força de coesão é a constante  $c$ . O coeficiente de atrito interno ( $f$ ) pode ser expresso por uma função do ângulo de atrito interno do solo ( $f = \text{tg}\phi$ ) (PINTO, 1998).

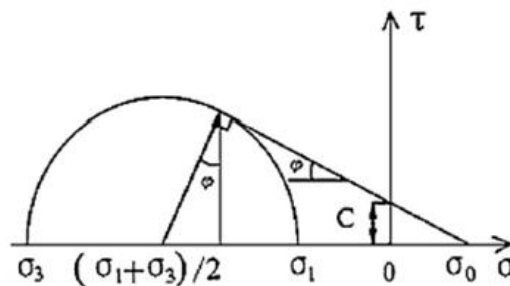
$$|\tau| = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.5)$$

O critério de Mohr pode ser expresso como “não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observado experimentalmente para o material”. (PINTO, 1998, p. 81). Mohr (1900) citado por Pinto (1998) diz que a tensão normal e a de cisalhamento no plano de ruptura são governadas pela Equação 2.4, onde  $f(\sigma_n)$  representa a envoltória de ruptura.

$$|\tau| = f(\sigma_n) \quad (2.6)$$

A função  $f$  pode assumir diversas formas. Sua forma linear é equivalente a equação de Coulomb (2.5) e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é definido (Figura 2.45).

**Figura 2.45 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano  $\sigma_n - \tau$**

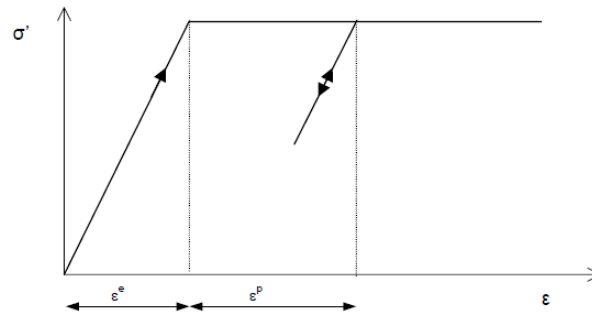


Fonte: JIANG E XIE (2011)

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico. A hipótese é de que o material se comporta como linear-elástico até atingir a ruptura e não há endurecimento devido ao fluxo plástico. Isso acarreta uma superfície de plastificação fixa, totalmente definida pelos parâmetros de tensão e deformação e não afetada pela deformação plástica. Pontos de tensão que estão localizados dentro da superfície de ruptura se comportam como puramente elásticos e suas deformações são totalmente reversíveis (BRINKGREVE e BROERE 2006).

Na Figura 2.46,  $\varepsilon^e$  representa as deformações elásticas, enquanto  $\varepsilon^p$  as deformações plásticas. Ainda, percebe-se que não há associado a esse critério nenhuma forma de endurecimento ou amolecimento plástico, já que após atingido o nível elástico, a trajetória permanece horizontal.

**Figura 2.46 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano  $\sigma' \times \varepsilon$**



Fonte - BRINKGREVE e BROERE (2006)

### 2.3.3 Programas de simulação numérica

Para modelagem do solo em programas de simulação numérica são usados modelos tridimensionais ou planos. Vários programas já estão consagrados no mercado para aplicação de problemas de geotecnia. Podem-se citar: ABAQUS, PLAXIS 3D, PLAXIS 2D.

No estudo de ancoragens, diversos os trabalhos apresentam a utilização do PLAXIS 2D (DICKIN e LAMAN, 2006; NIROUMAND, KASSIM e NAZIR 2013; RAJESH e SHRENI, 2014; YU, DAMIANS e BATHURST, 2015; BADA KHSHAN, NOORZAD e ZAMENI, 2017; RAWAT e GUPTA, 2017), PLAXIS 3D (MOHKBI et al, 2017) e ABAQUS (NOURI, BISCONTIN e AUBENY, 2016; TANG e PHOON, 2016; LIU et al, 2017; SINGH, MAITRA e CHATTERJEE, 2017).

É importante atentar-se para os resultados dos programas utilizados na modelagem computacional (i. e dados de saída). Se as previsões do modelo não estão de acordo com as respostas esperadas, é necessário refinar o modelo e incluir aspectos inicialmente desprezados. O programa de simulação numérica a ser utilizado nessa pesquisa é o PLAXIS 2D. Algumas características do mesmo serão apresentadas na próxima seção.

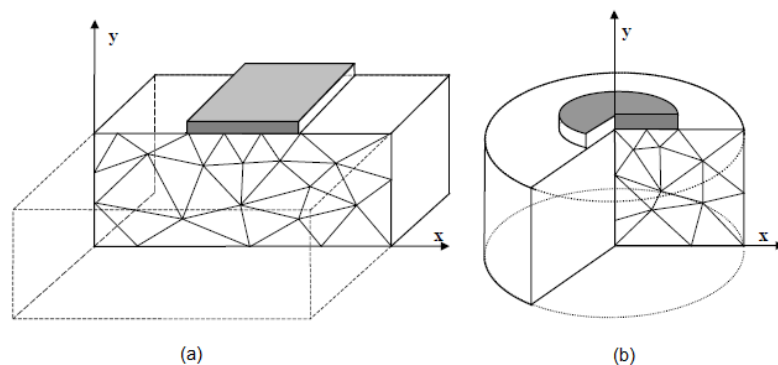
#### 2.3.3.1 PLAXIS 2D

O PLAXIS 2D é um programa de elementos finitos bidimensional, usado para simular o comportamento do solo em problemas de deformação e análises de estabilidade em várias aplicações geotécnicas. Os problemas reais podem ser simulados tanto como problemas de estado plano de deformação, quanto como modelos axissimétricos (BRINKGREVE e BROERE 2006).

O modelo axissimétrico é utilizado quando a estrutura possui seção radial uniforme e carregamento ao redor do eixo central, também uniforme. Sendo assim, o estado de tensão e deformação são assumidos como idênticos em qualquer direção radial. Como a ancoragem a ser ensaiada tem seção transversal em L, o problema é estudado com base no estado plano de deformação.

A seleção do estado plano de deformação ou axissimétrico resulta em modelo finito bidimensional com somente dois graus de liberdade por nó (translação em x e translação em y), como pode ser observado na Figura 2.47.

**Figura 2.47 – Exemplo de modelagem (a) em estado plano e (b) axissimétrico**



Fonte: BRINKGREVE e BROERE (2006)

O processo de geração da malha é automático, e pode ser selecionado pelo usuário o grau de refinamento. Além disso, se necessário, o programa permite um refinamento local da malha em regiões de maior interesse.

Em relação às condições de contorno, geralmente adota-se as laterais indeslocáveis em x e a base indeslocável nas duas direções. Deve-se atentar ao fato de deixar essas regiões longe o suficiente da região de estudo, para que não haja interferência nos resultados.

Elementos de interface são utilizados para melhor modelar a interação solo-estrutura. A interação entre a ancoragem e o solo está entre interação lisa ou totalmente rugosa. A rugosidade da interação é modelada pela escolha adequada do fator de resistência da interface (*strength reduction factor*)  $R_{inter}$ . Esse fator relaciona o atrito e a adesão existente na superfície da ancoragem com o atrito e a coesão do solo.

Para representação do maciço de solos os parâmetros necessários para completa representação vão depender do tipo de modelo reológico escolhido. O PLAXIS 2D utiliza a fórmula de Jaky (Equação 2.7) no cálculo das tensões horizontais



$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (2.7)$$

Em termos gerais, as análises podem ser realizadas para deformações plásticas, adensamento e determinação de coeficiente de segurança. O processo de cálculo pode ser dividido em estágios, se assim for conveniente para representação do problema real. Cada estágio é dividido em passos de cálculos, o que possibilita o carregamento em pequenas proporções (HENRIQUES JUNIOR, 2007).

Na saída de dados é possível a obtenção de deslocamentos, deformações e tensões nos nós. Os resultados podem ser observados em interface gráfica ou por meio de tabelas. Também são mostrados, através de interface gráfica, os pontos plastificados no maciço de solos.

É possível criar gráficos do tipo tensão x deformação, carga x deslocamentos, caminhos de tensão ou deformação, tempo x deslocamento, entre outros. Entretanto, é necessária uma seleção prévia de pontos de interesse no maciço, ainda na fase de cálculo.

#### 2.3.3.2 Método dos Elementos Finitos (MEF)

No modelo de deslocamentos do MEF, o domínio do problema é dividido em subdomínios de tamanho finito. O campo de deslocamentos, é, então, arbitrado. Esse campo de deslocamentos é escrito em função dos deslocamentos nodais de cada elemento, obtendo-se um sistema de equações algébricas. A solução do problema se dá, então, a partir da solução do sistema de equações algébricas.

Sendo assim, cada elemento tem uma função de aproximação a ele associada. Essa função pode ser de vários tipos, polinomial, trigonométrica, exponencial, entre outras. A função mais utilizada é a polinomial. Cada elemento é interconectado aos demais através de interfaces. Essas interfaces podem ser caracterizadas por nós, no caso unidimensional, por linhas, no caso bidimensional ou por planos, para casos tridimensionais.

O tipo de elemento será triangular com 15 nós e modelo em estado plano de deformações (*plane strain*). Ele provém uma interpolação polinomial de quarta ordem para os deslocamentos e uma integração numérica envolvendo doze pontos de Gauss. Além disso, é preciso e produz uma boa resposta em relação às tensões. Para a simulação da ancoragem, elementos de placa são utilizados (BRINKGREVE e BROERE 2006).

### 2.3.3.3 Modelo Reológico de Mohr-Coulomb (MC)

O programa disponibiliza seis modelos constitutivos para a representação da relação tensão-deformação. O modelo mais básico é o elástico linear, que se adequaria ao problema de solos somente em situações de baixas tensões.

O modelo MC, que integra a categoria dos modelos elasto-plásticos, é definido a partir de cinco parâmetros do solo: módulo de elasticidade ( $E_{\text{solo}}$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), coesão do solo ( $c$ ), ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) e ângulo de dilatação ( $\psi$ ). Nesse trabalho, o MC será o modelo utilizado por ser aceito com boa precisão nos resultados e por ter seus parâmetros facilmente obtidos em laboratório.

Em relação ao módulo de elasticidade, há a possibilidade de aplicar a teoria de Gibson para o aumento da rigidez com a profundidade. A Equação 2.8 é, então, aplicada.

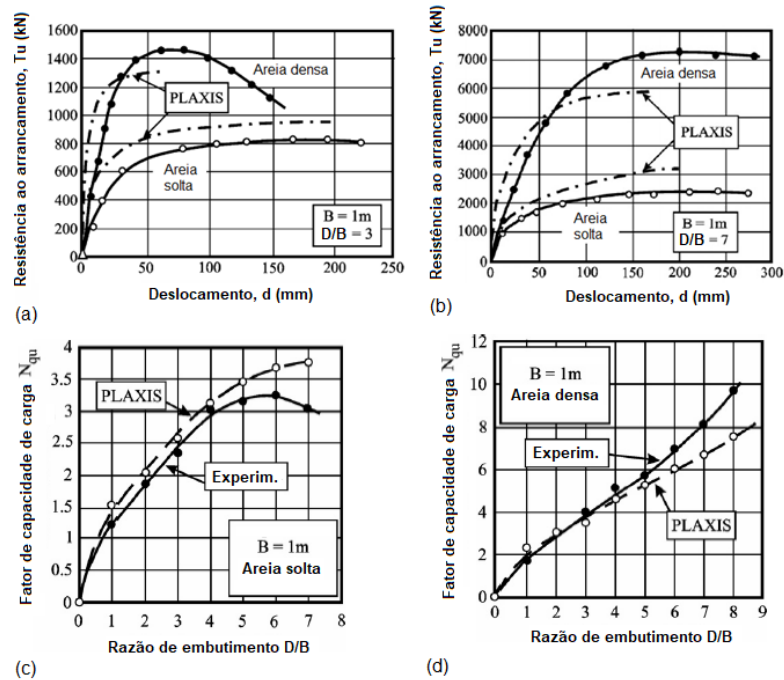
$$E(y) = E_{ref} + E_{incremental}(y_{referencia} - y) \quad (2.8)$$

Dickin e Laman (2006) combinaram modelos físicos em centrífuga e numéricos, utilizando o software PLAXIS 2D. O estudo do arrancamento de ancoragens corridas (*strip*) assentadas horizontalmente em areia estudou o comportamento da fundação em relação à profundidade de assentamento e peso específico do solo. A profundidade de assentamento, dada em função da razão de embutimento, foi computada para  $D/B = 1$  a  $8$ . A areia foi avaliada em dois estados: solta, com peso específico  $\gamma = 14,5 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 35^\circ$  e  $\psi = 0^\circ$ ; densa, com peso específico  $\gamma = 16,4 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 51^\circ$  e  $\psi = 20^\circ$ .

O modelo foi simulado com o estado plano de deformação e elementos triangulares de 15 nós. Os autores fizeram um estudo com as malhas disponíveis no programa. A influência do refinamento da malha foi pequena e adotou-se a configuração *default* (médio refinamento).

A Figura 2.48 apresenta uma comparação entre as curvas geradas pelo PLAXIS 2D e pelos ensaios experimentais. É interessante observar a modificação na forma da curva, identificando que para  $D/B = 3$  há comportamento superficial e  $D/B = 7$ , comportamento profundo. Os autores também compararam os fatores de capacidade de carga obtidos experimentalmente e no PLAXIS 2D (Figura 2.47 (b)). Para areia densa, os valores encontrados no PLAXIS 2D são menores do que os valores experimentais, enquanto para areia solta, os valores maiores, mas o comportamento da curva é satisfatório.

**Figura 2.48 – Comparação entre PLAXIS 2D e testes centrifugados para curva carga x deslocamento (a)  $D/B = 1$ , (b)  $D/B = 7$  e fatores de capacidade de carga (c) areia solta e (d) areia densa**



Fonte: Adaptado de Dickin e Laman (2006)

Em relação às curvas carga x deslocamento, o PLAXIS 2D não foi capaz de reproduzir o comportamento pós pico para a ruptura generalizada em areia densa, mas o comportamento antes do pico está em concordância. Para as outras curvas apresentadas, o comportamento obtido através do PLAXIS 2D está de acordo com o experimental. Pode-se concluir que há conformidade entre os fatores de capacidade de carga obtidos nos ensaios experimentais e na simulação numérica.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta de forma detalhada os materiais e a metodologia que foram utilizados na condução da pesquisa. Uma campanha experimental foi realizada a partir de ensaios de arrancamento a meia escala em gravidade 1g, utilização da técnica de Velocimetria de partícula por imagem (*Particle Image Velocimetry – PIV*) e estudos numéricos. Com isso, analisou-se o mecanismo de ancoragens em L submetidas à esforços inclinados de tração.

Dos materiais, a areia utilizada para realização dos ensaios laboratoriais e confecção dos corpos de prova é uma areia média de quartzo obtida pelo departamento de Engenharia Civil. Também se utilizou pigmento em pó preto para criar a textura necessária para a análise computacional das fotos. A ancoragem foi confeccionada em dois materiais (ferro fundido e plástico). No total, foram moldados 12 corpos de prova para ação estática.

Desse total, 8 corpos de prova não tiveram aplicação de sobrecarga. Os outros 4 corpos de prova tiveram a aplicação de sobrecarga, a partir da aplicação direta de peso na superfície do solo. Todos os ensaios foram fotografados para realização do estudo de correlação de imagem (PIV). A análise numérica foi realizada utilizando o software PLAXIS 2D, consistindo de calibração e estudo paramétrico.

#### 3.1 MATERIAIS

A areia utilizada na confecção dos corpos de prova foi seca em temperatura ambiente até encontrar-se com teor de umidade higroscópica. Após sua secagem, foi passada pela peneira de tela metálica com abertura nominal de 2 mm, excluindo frações maiores. A amostra foi armazenada em tambores.

Para coloração da areia, foi utilizado pigmento em pó preto. A mistura utilizada nessa pesquisa foi realizada exclusivamente para fins qualitativos, para adequação dos parâmetros de entrada no software GeoPIV-RG.

A Figura 3.1 apresenta a areia, o pigmento e a areia tingida, utilizadas na pesquisa. O preparo das amostras seguiu a norma ABNT NBR 6457:2016 e caracterização da areia foi realizada com base nas normas:

- Análise granulométrica: ABNT NBR 7181:2016
- Massa específica real dos grãos: ABNT NBR 6508: 1984
- Determinação do índice de vazios máximo: ASTM D4254-00:2006

**Figura 3.1 – Materiais utilizados na pesquisa**



Fonte: Autor (2020)

A Tabela 3.1 apresenta os resultados dos ensaios de índice de vazios mínimo e máximo, e o peso específico dos sólidos. Também apresenta os valores de coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ), coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) e o valor de umidade ( $w$ ) da areia.

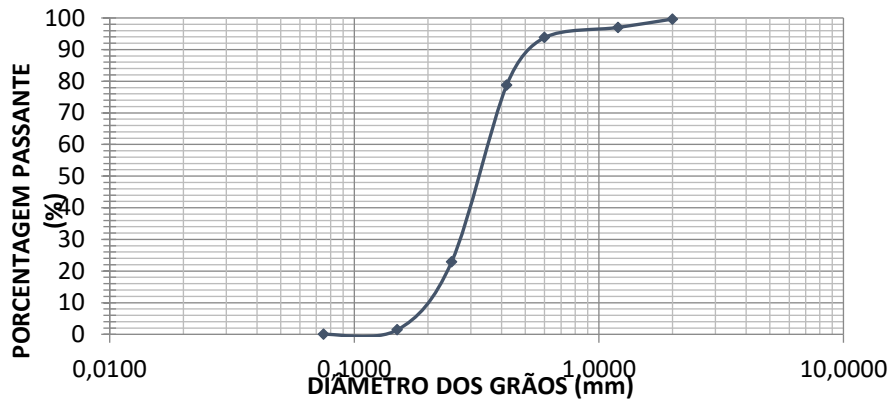
**Tabela 3.1 – Parâmetros de caracterização da areia**

Parâmetros da areia	
Coeficiente de uniformidade ( $C_u$ )	2,04
Coeficiente de curvatura ( $C_c$ )	0,63
Peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) kN/m <sup>3</sup>	27,20
Máximo peso específico seco ( $\gamma_{d,máx}$ ) kN/m <sup>3</sup>	18,10
Mínimo peso específico seco ( $\gamma_{d,mín}$ ) kN/m <sup>3</sup>	15,20
Índice de vazios máximo ( $e_{máx}$ )	0,79
Índice de vazios mínimo ( $e_{mín}$ )	0,50
Teor de umidade da areia ( $w$ ) (%)	0,10

Fonte: Autor (2020)

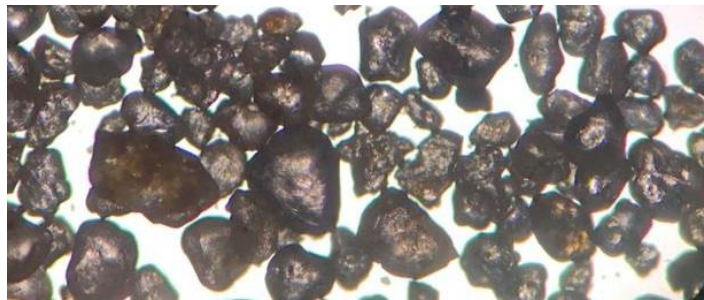
O traçado da curva granulométrica (Figura 3.2) consistiu em ensaio de peneiramento. De acordo com a classificação granulométrica feita pela ABNT NBR 6502:1995, a areia em estudo classifica-se como uma areia média. Segundo a Classificação Unificada, a areia é dada como areia mal graduada (*SP – Poorly graded sand*). A forma dos grãos da areia está apresentada na Figura 3.3.

**Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia**



Fonte: Autor (2020)

**Figura 3.3 – Fotografia microscópica dos grãos da areia utilizada na pesquisa**



Fonte: Autor (2020)

Para obter o módulo de elasticidade (E) da areia, foi realizado ensaio de compressão oedométrica de acordo com a norma ASTM D 2435:1996. A amostra foi preparada com a máxima compactidade obtida para a areia, que representa peso específico seco  $\gamma_d = 18,10 \text{ kN/m}^3$ . O corpo de prova circular, de diâmetro igual a 7,13 cm, altura de 2,00 cm e área de 40,00 cm<sup>2</sup> está apresentado na Figura 3.4.

**Figura 3.4 – Corpo de prova para ensaio de adensamento oedométrico**



Fonte: Autor (2020)

O ensaio foi realizado somente na configuração natural, areia seca. O carregamento do corpo de prova foi feito em etapas, após uma primeira fase de assentamento. Incrementos de carga vertical foram aplicados somente após a estabilização das deformações, variando de 4 a 70 kgf, com duas fases de descarregamento. Cada fase de descarregamento foi realizada em quatro etapas. De acordo com a norma ASTM D2435:1996, a magnitude da carga e seu incremento podem ser especificados de acordo com as condições necessárias para representar o problema a ser estudado. Por esse motivo, os valores de carga estabelecidos no ensaio foram relativamente baixos, para melhor representar o ensaio de arrancamento em escala reduzida.

As leituras da variação da altura do corpo de prova durante a aplicação de cada incremento de carga eram paralisadas quando os deslocamentos se mantinham estáveis a partir de 30 min. Caso não houvesse estabilização, o estágio de carregamento não era encerrado.

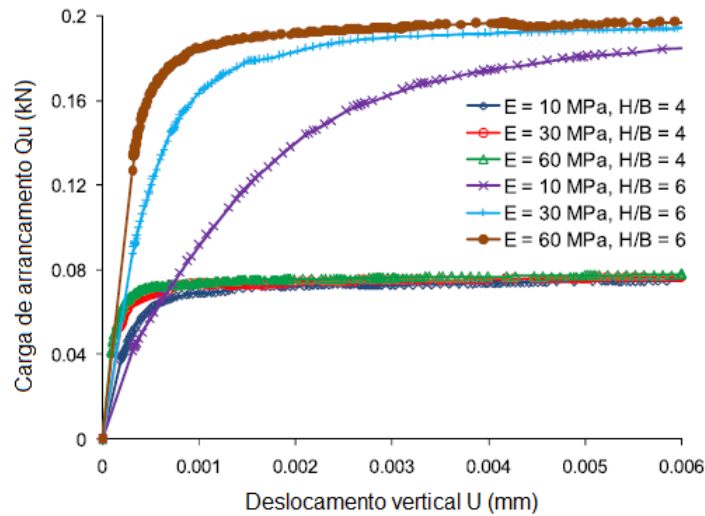
A partir do gráfico gerado de tensão x deformação, o módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) foi encontrado. A relação entre  $E_{oed}$  e  $E$  pode ser realizada aplicando a condição de deformação oedométrica, ou seja, deformação horizontal nula ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ ) nas equações da lei de Hooke generalizada. Ortigão (2007) apresenta a Equação 3.1, utilizada nesse trabalho, onde  $\nu$  é o coeficiente de Poisson (utilizado o valor de 0,3).

$$E_{oed} = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (3.1)$$

Como o valor máximo de tensão foi 79 kPa nos ensaios reduzidos, o módulo de elasticidade oedométrico utilizado foi o inicial. Tomando como base o valor encontrado para o módulo de elasticidade, a calibração dos modelos numéricos seguiu a relação proposta no trabalho de Mokhbi *et. al* (2017). Em seu trabalho, um estudo da variação do valor de  $E$  foi realizado para ancoragens quadradas, assentadas em areia densa ( $\phi = 43,6^\circ$ ), com o solo modelado pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb. As simulações foram realizadas no PLAXIS 3D para dois valores de razão de embutimento ( $H/B$ ) (Figura 3.5).

É possível observar que o valor do módulo não tem influência significativa no ganho de capacidade de carga. Entretanto, para maiores valores de  $E$  a carga última é atingida com menores deslocamentos e esse comportamento tem maior influência para razões de embutimento maiores.

**Figura 3.5 – Influência do módulo de Young (E) no arrancamento de ancoragem em placa**



Fonte: Traduzido de Mokhbi *et. al* (2017)

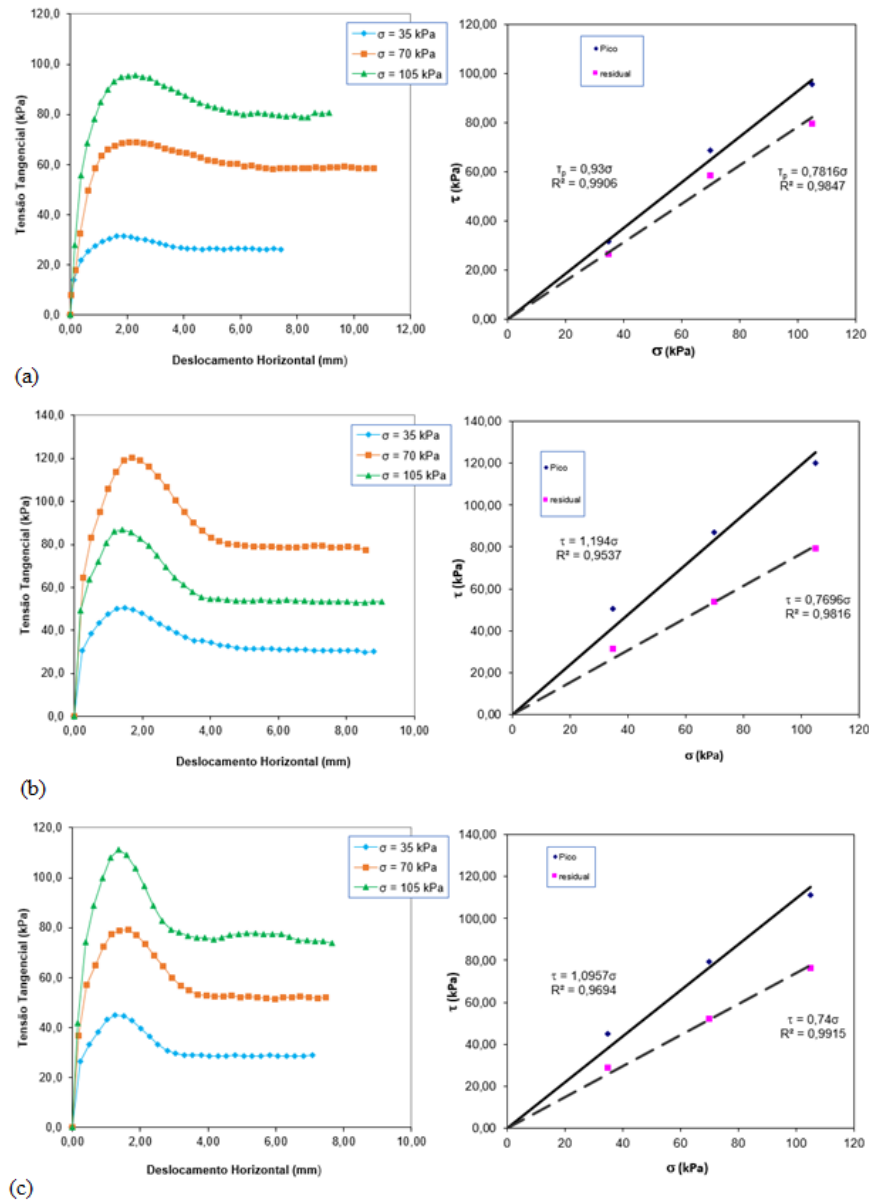
O módulo de elasticidade oedométrico inicial  $(E_{oed})_{ini}$  possui valor de aproximadamente 13.000 kPa. Aplicando a Equação 3.1, o Módulo de Young ou módulo de elasticidade ficou estabelecido no valor de, aproximadamente, 9.600 kPa.

Para obtenção dos parâmetros de resistência, foram realizados ensaios de cisalhamento direto conforme norma ASTM D-3080:2011. Os valores de tensão normal utilizados foram de 35, 70 e 105 kPa. O valor de 35 kPa foi estabelecido considerando uma profundidade de dois metros e um peso específico natural de 17,5 kN/m<sup>3</sup>. As amostras foram moldadas com compactação relativa igual a 0% ( $\gamma_d = 15,20$  kN/m<sup>3</sup>), 49% ( $\gamma_d = 16,50$  kN/m<sup>3</sup>). e 97% ( $\gamma_d = 18,00$  kN/m<sup>3</sup>). O peso específico determinado para a amostra foi obtido pelo pluviamento manual da areia, já que o volume da caixa do ensaio é conhecido.

A partir do gráfico tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, para cada valor de tensão normal, foi determinada a tensão de ruptura do solo. Com esses três pares de valores (tensão normal e tensão de ruptura), traçou-se a envoltória de ruptura, determinando os valores do ângulo de atrito interno de pico ( $\phi_{pico}$ ) e residual ( $\phi_{residual}$ ). As curvas de tensão tangencial x deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto e as respectivas envoltórias são apresentadas na Figura 3.6. A partir das envoltórias, foram determinados os ângulos de atrito de pico e residual, apresentados na Tabela 3.2.



Figura 3.6 – Cisalhamento direto para (a) CR = 0%, (b) CR = 49% E (c) CR = 97%



Fonte: Autor (2020)

Tabela 3.2 – Parâmetros de resistência da areia

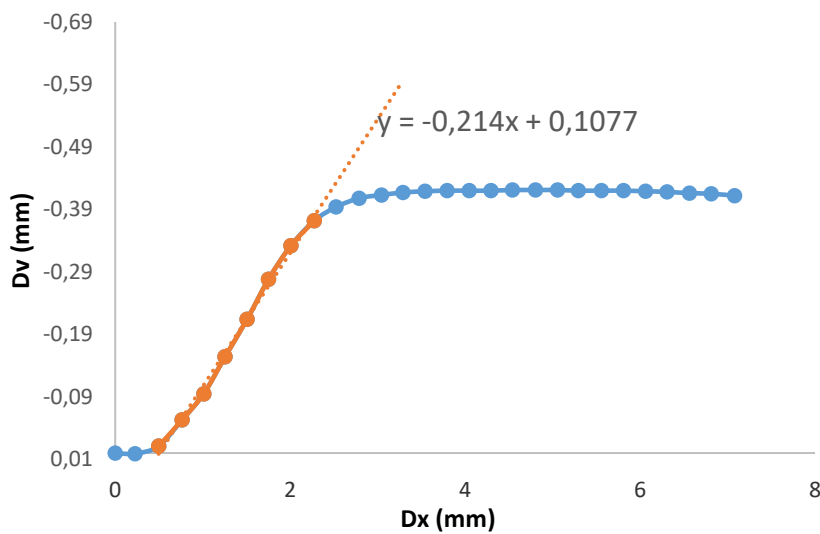
CR (%)	Ângulo de atrito no pico (°)	Ângulo de atrito residual (°)	Ângulo de dilatação* (°)
0	42,9	38,0	8,1
49	50	37,6	16,9
97	47,6	36,5	12,1

\*Para tensão normal igual a 35 kPa

Fonte: Autor (2020)

Nos ensaios, também foram medidos os deslocamentos horizontais e verticais, além da força de cisalhamento. O valor do ângulo de dilatação ( $\psi$ ) apresentado na Tabela 3.2 foi encontrado a partir do gráfico de deslocamento vertical x deslocamento horizontal, levando em consideração o peso específico da amostra e a tensão normal aplicada. A Figura 3.7 apresenta a relação deslocamento horizontal x deslocamento vertical que possibilita estimar o valor do ângulo de dilatação da areia para a tensão de 35 kPa e peso específico seco de 18,00 kN/m<sup>3</sup>.

**Figura 3.7 – Deslocamento vertical x deslocamento horizontal**



Fonte: Autor (2020)

### 3.2 ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO

Para analisar o mecanismo de arrancamento da ancoragem em L foram realizados ensaios de tração em modelo reduzido a meia escala, variando a profundidade de assentamento, sobrecarga e peso específico da ancoragem. A superfície de ruptura do sistema fundação-solo foi observada qualitativamente a partir de uma parede de vidro com camadas de areia colorida intercaladas. Os ensaios foram devidamente preparados para possibilitar a obtenção das imagens digitais para a análise PIV.

#### *Ancoragens modelos*

Três diferentes modelos de ancoragens em formato L foram fabricados. A diferenciação entre os modelos estava no material constituinte, peso e espessura. A Figura 3.8 apresenta as

três ancoragens definidas como: (i) ancoragem 01 – aço, massa igual a 3,170 kg; (ii) ancoragem 02 – aço, massa igual a 1,380 kg; (iii) ancoragem 03 – plástico, massa igual a 0,517 kg.

**Figura 3.8 – Modelos de ancoragem utilizados na pesquisa**



Fonte: Autor (2020)

As ancoragens 01 e 03 possuem as mesmas dimensões de altura ( $h = 7,00$  cm), largura ( $B = 20,00$  cm) e espessura ( $e = 2,00$  cm). A ancoragem 03 possui variação somente na espessura ( $e = 0,80$  cm).

### ***Equipamentos de ensaio***

A montagem dos corpos de prova foi feita dentro do módulo de arrancamento presente no Laboratório de Mecânica dos Solos da UEM (Figura 3.9). O módulo possui dimensões internas iguais a 60,00 cm de comprimento por 40,00 cm de largura e 30,00 cm de profundidade. As paredes possuem espessura de 2,00 cm e, a frontal e anterior, são constituídas de placa de vidro para observação da superfície de ruptura. As marcações em branco, no vidro frontal, foram necessárias para a calibração das imagens no GeoPIV-RG.

O sistema de carregamento é formado por um cabo de aço acoplado à ancoragem, uma roldana metálica e um suporte para o acréscimo dos pesos, mostrados na Figura 3.10. O cabo é feito de material aço inox com 1,59 mm de diâmetro (1/16 polegadas). A roldana permite que a ancoragem seja submetida à força de tração. O carregamento foi realizado em estágios com a colocação placas de peso de massa conhecida, até a ruptura do solo.

**Figura 3.9 – Módulo para ensaio de arrancamento estático**



Fonte: Autor (2020)

Foi utilizada uma câmera digital Cânon PowerShot SX50 HS (sensor CMOS e resolução de 4000 x 3000 px – 3,6 MB), cartão de memória de 16 GB, tripé, disparador automático e luzes de LED SLIM 18W com temperatura de cor 6.500 K e fluxo luminoso de 1.620 lm, materiais que estão apresentados na Figura 3.11. Esse tipo de lâmpada foi utilizado por Stanier e White (2013) para melhorar a iluminação do ensaio, fornecendo um fluxo luminoso uniforme. Esses equipamentos permitiram que o ensaio fosse fotografado para análise dos campos de deslocamentos e deformações na superfície exposta do solo, com a utilização do software GeoPIV-RG.

Para a medição dos deslocamentos horizontais e verticais, foram utilizados dois sensores indutivos de deslocamento do tipo LVDT (*linear variable differential transformer*). Tais equipamentos são do modelo WI da HBM com sensibilidade de  $\pm 40$  mV/V com longitude nominal de 10 mm.

**Figura 3.10 – Sistema de carregamento de pesos para ensaio de arrancamento**



Fonte: Autor (2020)

**Figura 3.11 – Equipamentos usados para correlação de imagem**



Fonte: Autor (2020)

### ***Preparação dos corpos de prova***

Para a reconstituição do maciço de areia com uma determinada densidade, é essencial manter a altura de queda constante, assim como a largura da cortina de areia e a sua velocidade (TSUHA, 2007). Os 12 corpos de prova foram moldados com pluvioamento manual de areia passando por duas peneiras com aberturas diferentes, como apresentado na Figura 3.12. O controle da densidade dos corpos de prova foi realizada com o posicionamento de 10 cápsulas com volume conhecido, distribuídas em duas profundidades (Figura 3.12 e Figura 3.13). A queda de aproximadamente 30 cm foi mantida com o acoplamento de ripas de madeira em volta do módulo, como ilustrado na Figura 3.14. A areia na face de vidro foi configurada em camadas intercaladas de areia pura e areia tingida para otimização de parâmetros do GeoPIV-RG e também para melhor observação da superfície mobilizada de ruptura.

**Figura 3.12 – Controle de compactação e pluviamento de areia**



Fonte: Autor (2020)

**Figura 3.13 – Cápsulas de controle de compactação**



Fonte: Autor (2020)

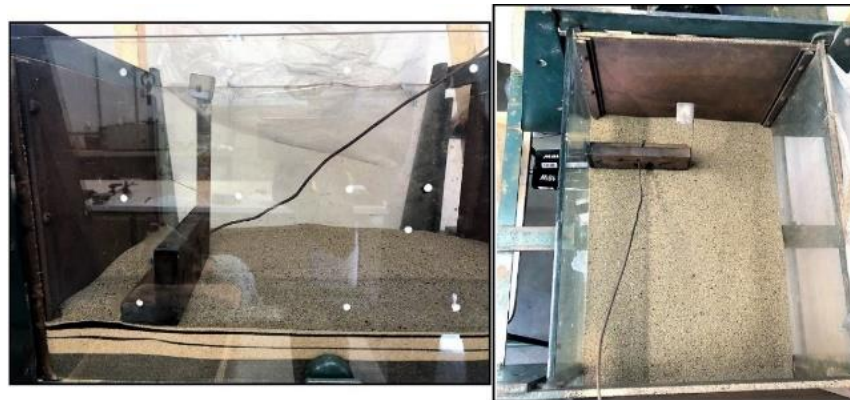
**Figura 3.14 – Andamento do ensaio com a adaptação da altura de queda da areia**



Fonte: Autor (2020)

A ancoragem foi posicionada mais à direita da caixa, para que a superfície de ruptura se mantivesse dentro dos limites do módulo (Figura 3.15). Sendo assim, as dimensões da caixa não influenciaram na zona de deformação existente quando da ruptura e, conseqüentemente, nos resultados experimentais (CHOUDHARY e DASH, 2016). A caixa é suficientemente rígida para manter as condições de estado plano de deformação, minimizando os deslocamentos fora do plano (EL SAWWAF e NAZIR, 2006).

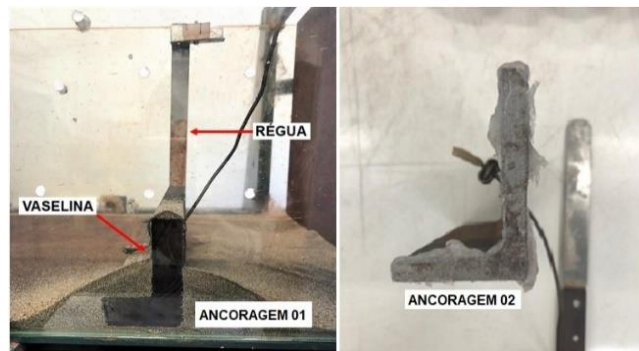
**Figura 3.15 – Posicionamento da ancoragem no módulo de ensaio**



Fonte: Autor (2020)

Para que não houvesse atrito entre a ancoragem e o vidro, foi utilizada uma camada de vaselina na superfície de contato entre os materiais (Figura 3.16). Ainda, uma régua metálica foi acoplada na parte posterior da ancoragem para que os deslocamentos verticais e horizontais fossem medidos pelos dois LVDT's. Essas características do ensaio também podem ser observadas na Figura 3.17.

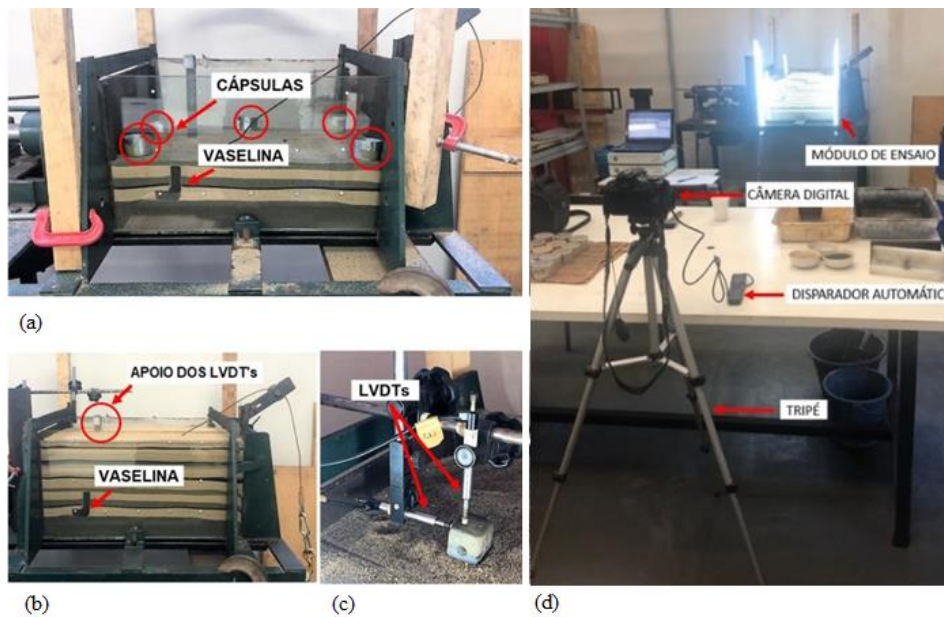
**Figura 3.16 – Detalhe da configuração da ancoragem com a vaselina e a régua acoplada**



Fonte: Autor (2020)

Após finalizado o corpo de prova, as luzes de LED eram instaladas nas laterais do módulo. O tripé foi posicionado a uma distância de aproximadamente 90 cm do módulo. Manteve-se o formato de foto da câmera em automático e o disparador foi programado para tirar fotos em uma frequência de 0,5 Hz (WHITE, RANDOLPH e THOMPSON, 2005). A Figura 3.17 (d) apresenta a configuração final do corpo de prova e a localização da câmera.

**Figura 3.17 – Montagem do corpo de prova para ensaio estático, (a) detalhe das cápsulas posicionadas e ancoragem à mostra, (b) ancoragem à mostra e local de medida dos deslocamentos, (c) detalhe do posicionamento dos LVDT's e (d) configuração final do ensaio**



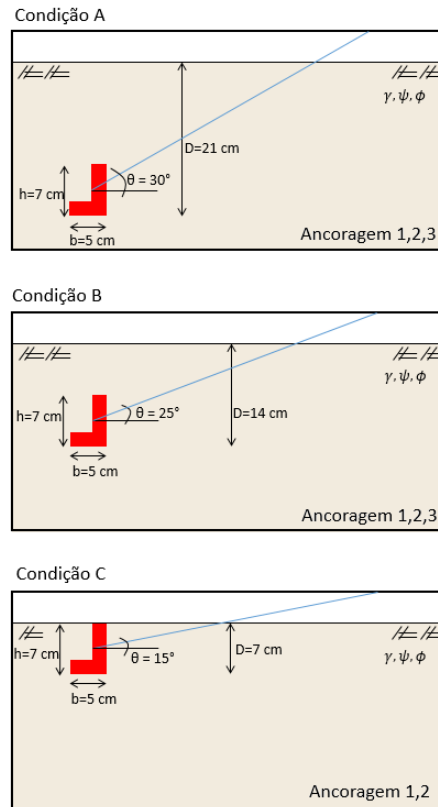
Fonte: Autor (2020)

### ***Condição de ensaio***

Os 12 ensaios foram realizados modificando-se as profundidades de assentamento da ancoragem. A caixa foi totalmente enchida com areia para todos os ensaios (Figura 3.18). Os ensaios receberam as nomenclaturas A ( $D/h = 3$ ), B ( $D/h = 2$ ) e C ( $D/h=1$ ). As ancoragens 01 e 02 foram montadas, sem sobrecarga, nas três profundidades estabelecidas. A ancoragem 03 foi montada somente para os ensaios A e B, sem sobrecarga e com duas variações de sobrecarga. As condições finais são apresentadas na Tabela 3.3.



**Figura 3.18 – Condições de ensaio**



Fonte: Autor (2020)

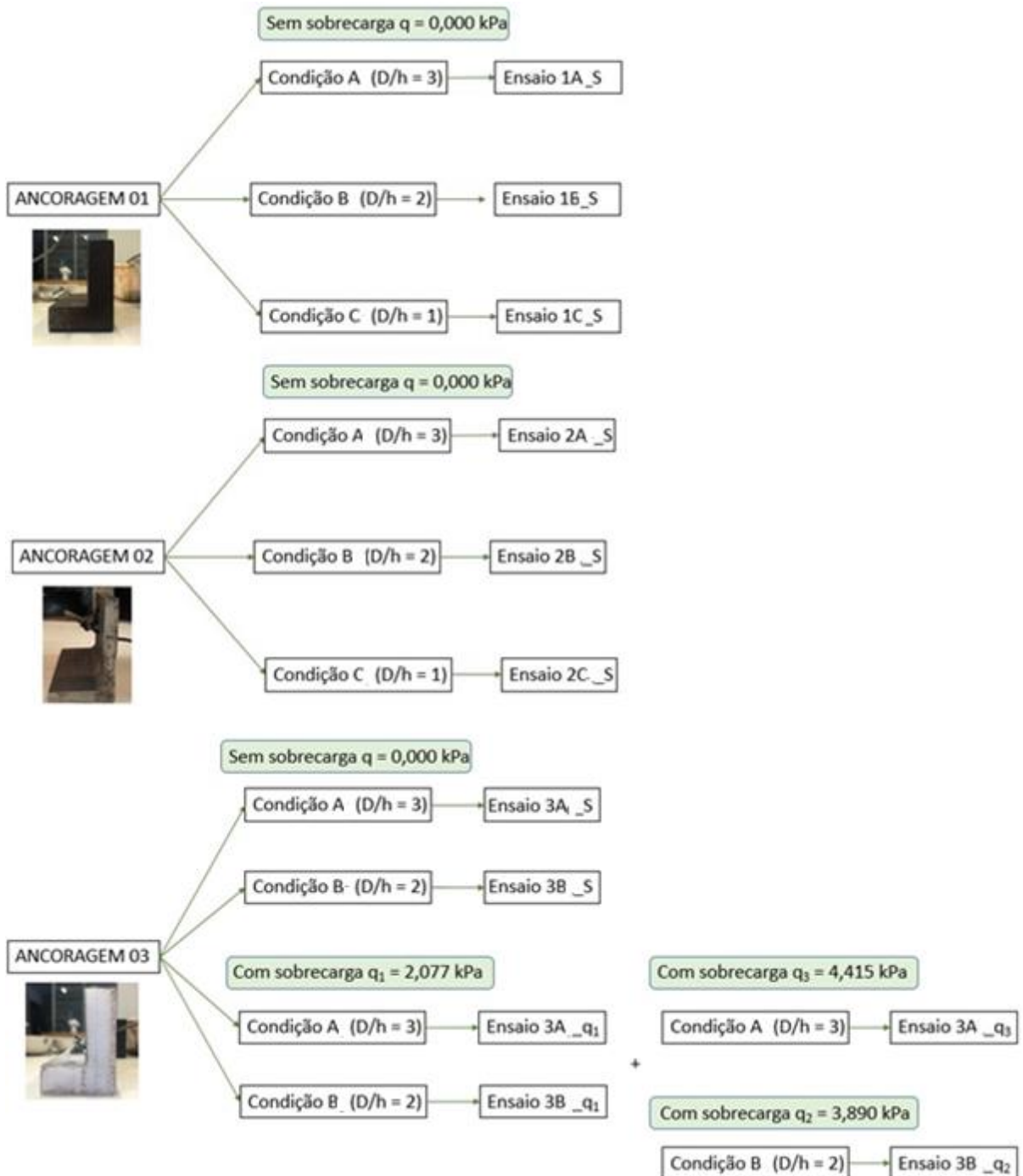
**Tabela 3.3 – Razões de embutimento ( $D/h$ ) obtidas na configuração dos corpos de prova**

Condição	D (mm)	h (mm)	D/h	$\theta$ (°)
A	210,0	70,0	3	30°
B	140,0	70,0	2	25°
C	70,0	70,0	1	15°

Fonte: Autor (2020)

A Figura 3.19 apresenta o fluxograma com a campanha experimental do trabalho.

**Figura 3.19 – Campanha experimental**



Fonte: Autor (2020)

O acréscimo de peso na superfície do solo nos ensaios 3A<sub>q1,3</sub> e 3B<sub>q1,2</sub> foi realizado de três maneiras. Para sobrecarga igual a 2,077 kN/m<sup>2</sup> (i. e. q<sub>1</sub>), foram posicionadas placas quadradas sobre a superfície do solo distribuídos em 1.444,00 cm<sup>2</sup> e, então, apoiadas anilhas redondas para totalizar 30,00 kgf. Para sobrecarga igual a 3.890 kN/m<sup>2</sup> (i. e. q<sub>2</sub>) e 4,415 kN/m<sup>2</sup> (i. e. q<sub>3</sub>), foi montado um sistema de reação para aumento do valor da sobrecarga. A Figura 3.20

apresenta a configuração desse sistema, que contou com uma viga simplesmente apoiada com um balanço, acoplada ao módulo.

**Figura 3.20 – Sistema de reação com viga**



Fonte: Autor (2020)

Para sobrecarga igual a  $3,890 \text{ kN/m}^2$ , a viga metálica, apoiada por rótulas e presa na estrutura do módulo, possuía em sua extremidade pesos totalizando  $4,50 \text{ kgf}$ . O balanço amplificava o valor dos pesos em 5,7 vezes e, somando-se as cargas aplicadas diretamente no solo, mais o peso próprio da viga, o valor total da sobrecarga foi de  $56,05 \text{ kgf}$ , distribuídos em  $1.440,00 \text{ cm}^2$ .

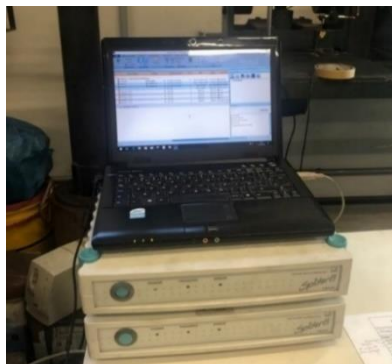
Para sobrecarga igual a  $4,415 \text{ kN/m}^2$ , a viga metálica possuía em sua extremidade pesos totalizando  $2,50 \text{ kgf}$ . O balanço amplificava o valor dos pesos em 4 vezes e, somando-se as cargas aplicadas diretamente no solo, mais o peso próprio da viga, o valor total da sobrecarga foi de  $30,20 \text{ kgf}$ , distribuídos em  $684,00 \text{ cm}^2$ .

### ***Ensaio de arrancamento a 1G***

Preparado o corpo de prova com iluminação, posicionamento dos LVDT's, tripé e câmera, o ensaio teve início com o assentamento da ancoragem. Esse assentamento foi no valor de  $4,00 \text{ kg}$  para a condição A e B de ensaio e  $1,50 \text{ kg}$  para a condição C. A fase de assentamento durou 180 segundos. Após o assentamento, os pesos começaram a ser colocados em estágios, com duração de 90 segundos cada. Todos os ensaios chegaram até a ruptura.

A medida dos deslocamentos horizontais e verticais a partir dos LVDTs foi feita através do sistema de aquisição de dados *Spider 8 HBM*. O programa *Catman Easy* processou os dados, fornecendo os deslocamentos em tempo real. O sistema de aquisição e processamento de dados pode ser observado na Figura 3.21.

**Figura 3.21 – Sistema de aquisição de dados**



Fonte: Autor (2020)

### 3.2.1 Correlação de imagens – *Particle Image Velocimetry* (PIV)

As fotos tiradas durante os ensaios foram analisadas pelo software GeoPIV-RG, no programa comercial MATLAB. Foi necessário estabelecer linhas de comandos na janela de *prompt* do MATLAB, após feito o download das subrotinas pré-existentes do próprio GeoPIV-RG.

Terminado o ensaio físico, as fotos eram devidamente separadas em pastas de acordo com a etapa de carregamento. Das 45 fotos de cada etapa, as seis fotos iniciais e as seis fotos finais foram selecionadas para análise. Dessa forma, as fotografias abrangeram um espaço de 24 segundos a cada estágio de carregamento. Essa seleção foi necessária para diminuir a quantidade de fotos a serem calculadas pelo software. O tempo para o cálculo das fotos foi, em média, cinco horas por experimento.

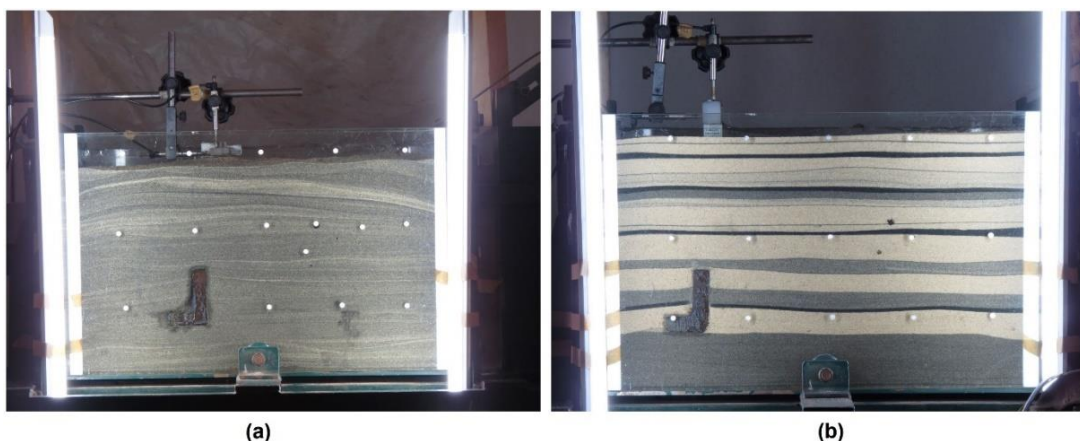
A criação de duas pastas e um arquivo extensão MATLAB (*.mat*) são necessários para iniciar o processo de análise. Na pasta “*Data*” encontram-se as fotos definidas. Foi necessário renomear os arquivos em sequência, mantendo um padrão de nome de arquivo como IMG\_000i, com *i* crescente de 1 até a última foto. O arquivo de extensão *.mat* (CP\_XY.mat) possui a localização *x* e *y*, em milímetros, dos pontos de controle (*control points*), que servem para a calibração dos deslocamentos e deformações. A localização foi estabelecida na primeira foto

da sequência de imagens. Esses pontos de controle foram criados a partir de circunferências brancas coladas no vidro frontal do módulo, como já observado anteriormente na Figura 3.9. A outra pasta de entrada, “*Subroutine*”, é a pasta dos arquivos de subrotinas que podem ser encontrados no site do GeoPIV-RG.

Duas características precisaram de especial atenção para otimização das análises no GeoPIV-RG: a textura e a iluminação da imagem. Na Figura 3.22 (a) e (b) apresenta-se a primeira tentativa de configuração da areia e da iluminação e a configuração final, respectivamente. Foi necessário criar uma estratificação na areia para a melhora da textura da imagem e um afastamento das lâmpadas de LED para diminuir a superexposição de luz na imagem. Além disso, a localização dos pontos de controle também foi otimizada para melhora na calibração realizada pelo GeoPIV-RG.

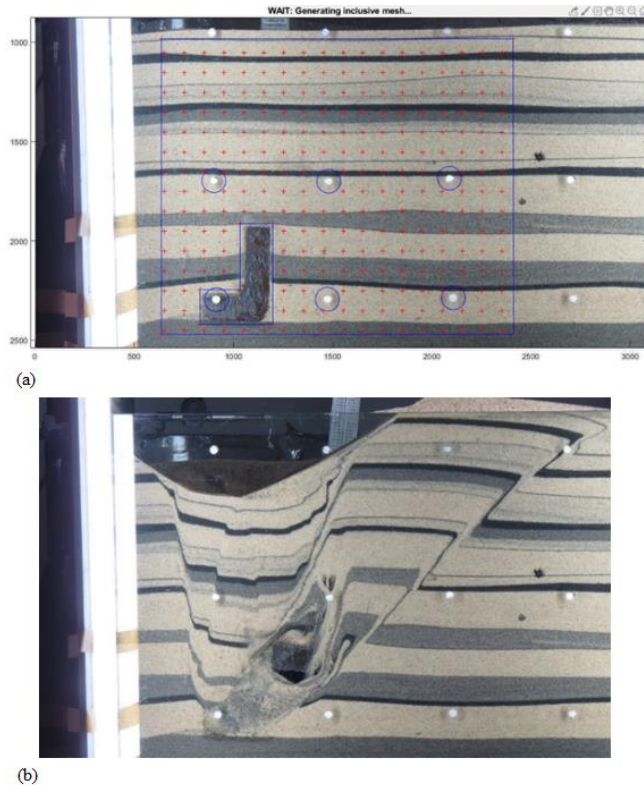
É importante que seja observado os locais onde ocorrem pequenos e grandes deslocamentos. Quando da definição da região de interesse (RoI), é preciso selecionar uma região onde coexistam os dois níveis deslocamentos e que seja excluída regiões onde não ocorreram deslocamentos consideráveis. No exemplo da Figura 3.22 (b), a RoI está apresentada na Figura 3.23 (a). Ao comparar-se a Figura 3.23 (a) e (b), que representa a fotografia do momento da ruptura, pode-se observar que a RoI foi definida de acordo com a região mobilizada.

**Figura 3.22 – Imagens de entrada para software GeoPIV-RG: (a) primeiro teste e (b) configuração final**



Fonte: Autor (2020)

**Figura 3.23 – Detalhe de ajustes no GeoPIV-RG (a) região de interesse (RoI) e (b) ruptura associada**



Fonte: Autor (2020)

Excluídas as regiões onde se encontram a ancoragem e os pontos de controle, os deslocamentos e deformações foram calculados para cada “subset”, representado pelas cruces em vermelho na Figura 3.23, em cada imagem. Foram obtidos, então, os campos de deslocamento e deformação nas imagens digitais. A imagem referência será a primeira fotografia até que essa seja incompatível (*i.e.* nível alto de deslocamento). Quando isso ocorrer, como já explicado anteriormente, o programa automaticamente define uma nova imagem de referência e os cálculos continuam até a última foto.

Os dados de entrada utilizados para todas os ensaios estão apresentados na Tabela 3.4. É importante salientar que, os valores do  $D_s$  (px) (*diâmetro do subset*) e  $s$  (px) (*espaçamento dos subsets*) precisam ser estabelecidos por tentativa e erro, de acordo com o tamanho da fotografia.

**Tabela 3.4 – Parâmetros computacionais de entrada no GeoPIV-RG**

Parâmetro	Valor
$D_s$ (px)	100
$s$ (px)	100
$max_{iter}$	50
$ \Delta \mathbf{p} _{max}$	$1 \times 10^{-5}$
$C_{CZNCC-seed-tol}$	0,9
$C_{CZNCC-min-tol}$	0,75

Fonte: Autor (2020)

### 3.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

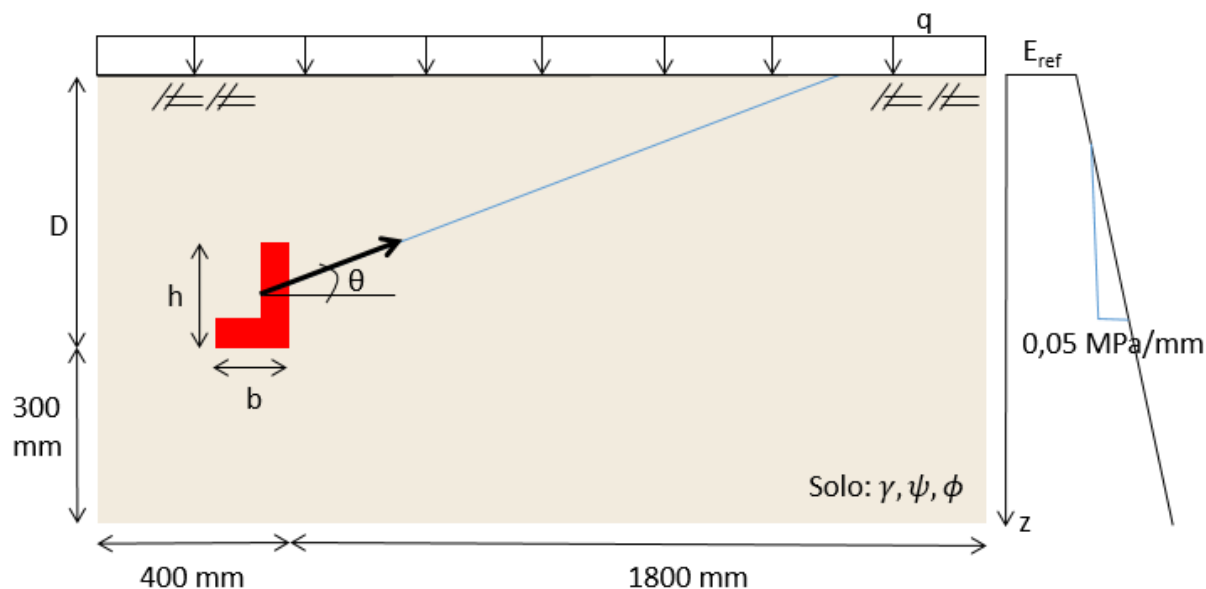
O modelo físico de arrancamento foi simulado numericamente no software PLAXIS 2D em duas etapas: calibração e estudo paramétrico. Em ambas as etapas, foi utilizado modelo plano de deformações, elementos triangulares com 15 nós para a malha de elementos finitos e dimensões em Newton (N) e milímetros (mm). A condição do carregamento da simulação foi drenada, modelo constitutivo elastoplásticos perfeito com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Elementos de interface foram posicionados no entorno da ancoragem. O valor especificado para  $R_{inter}$  foi de 0,67. O trabalho de Yu, Damians e Bathurst (2015) especifica um intervalo entre 0,6 e 0,9 no valor de  $R_{inter}$ . Já o trabalho de Rawat e Gupta (2017) utiliza o valor de 0,67 e o manual do PLAXIS 2D (BRINKGREVE e BROERE, 2006) indica a utilização desse mesmo valor caso não haja nenhum ensaio ou estudo específico da interface entre os materiais.

Os modelos foram ajustados com o aumento do módulo de elasticidade com a profundidade. As etapas de carregamento seguiram as mesmas realizadas nos ensaios experimentais. Foram utilizados os valores de ângulo de atrito residual e ângulo de dilatação do ensaio de cisalhamento direto com valor de peso específico igual a 18,00 kN/m<sup>3</sup>. O peso específico saturado da areia foi obtido considerando o valor da umidade da areia ( $w = 0,10\%$ ). O solo foi modelado com  $CR = 100\%$ .

A segunda etapa consistiu em um estudo paramétrico. A Figura 3.24 apresenta um desenho esquemático da geometria do problema. Foram trabalhadas algumas variáveis que influenciam no comportamento da ancoragem, como razão de embutimento, aplicação de sobrecarga, ângulo do carregamento e tipo de ancoragem (peso e rigidez). Os valores adotados são apresentados na Tabela 3.5.

Além dos valores de razão de embutimento dos modelos físicos ( $D/h = 1,2,3$ ), foram simuladas razões mais profundas, na tentativa de se obter a profundidade de mudança no comportamento superficial e profundo de mobilização de deslocamentos.

**Figura 3.24 – Representação esquemática da geometria do problema**



Fonte: Autor (2020)

**Tabela 3.5 – Análise paramétrica**

Parâmetro	Valores
Razão de embutimento ( $D/h$ )	1,2,3,4,6,8
Inclinação do cabo ( $\theta^\circ$ )	15,30,45
Tipo de ancoragem (Tabela 3.6)	01,02,03
Sobrecarga q ( $\text{kN/m}^2$ )*	0,000;2,077;3,089

\*A influência da variação da sobrecarga no desempenho da ancoragem foi analisada somente para a ancoragem 01 e com inclinação do cabo igual a  $15^\circ$ , nas 6 profundidades.

Fonte: Autor (2020)

Ao todo, foram realizadas 66 simulações numéricas. Dessas, 54 simulações não possuíam aplicação de sobrecarga. Assim, foram avaliadas as modificações da profundidade de assentamento, peso específico da ancoragem e inclinação do cabo. Depois, tomando-se como fixos os valores de peso específico da ancoragem (ancoragem 01) e inclinação do cabo ( $\theta =$



15°), para todas as profundidades de assentamento foi examinado o aumento da sobrecarga no comportamento do sistema.

A ancoragem foi simulada como um elemento de placa, material elástico e características apresentadas na Tabela 3.6. A Figura 3.25 apresenta a geometria padrão das simulações e a malha de elementos finitos para  $D/h = 3$ . As laterais foram restritas somente na direção x, enquanto a base foi restrita nas duas direções. A malha gerada foi a opção “fina”, que representa a penúltima opção de refinamento disponível no software.

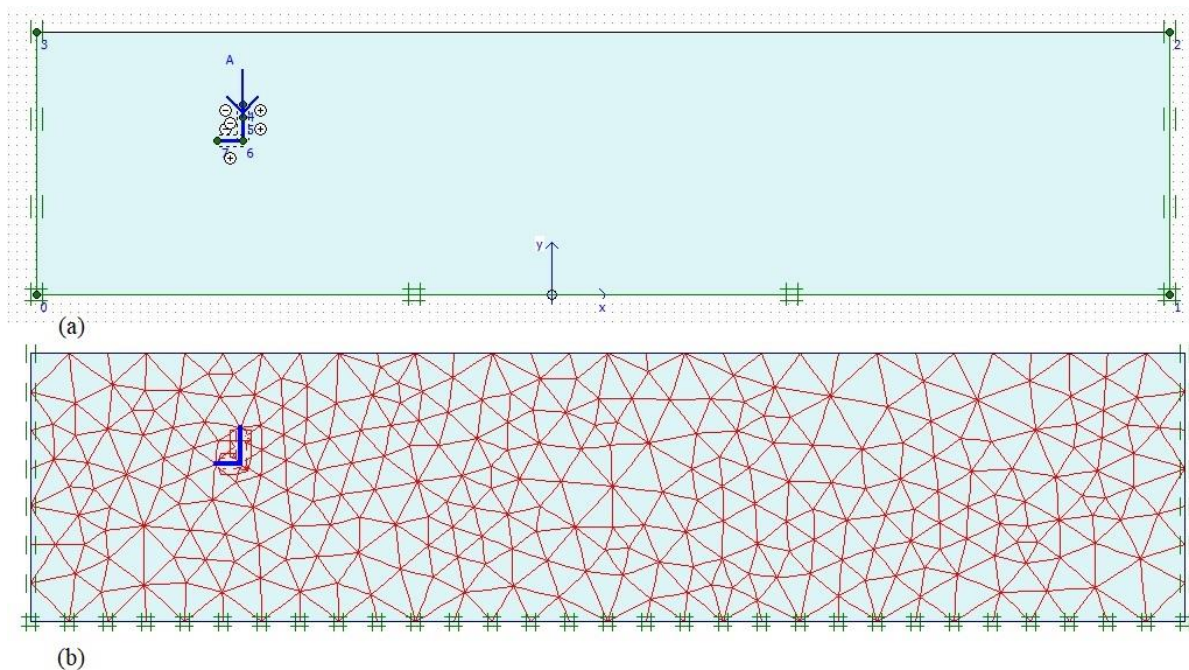
**Tabela 3.6 – Dados de rigidez e peso das ancoragens**

Ancoragem	EI(Nmm <sup>2</sup> /mm)*	EA (N/mm)*	W (N/mm/mm)*	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )
01	$2,80 \times 10^7$	$2,94 \times 10^6$	$1,57 \times 10^{-4}$	7,93
02	$1,79 \times 10^6$	$2,94 \times 10^6$	$0,69 \times 10^{-4}$	2,45
03	$4,80 \times 10^5$	$5,04 \times 10^4$	$0,24 \times 10^{-4}$	2,89

\*Dados de entrada no PLAXIS 2D

Fonte: Autor (2020)

**Figura 3.25 – Interfaces do PLAXIS 2D (a) modelo geométrico de estado plano de tensão para  $D/h = 3$  e (b) malha fina de elementos finitos associada**



Fonte: Autor (2020)

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório e a calibração do modelo numérico a partir dos ensaios físicos de arrancamento e análise por fotografia. Após, será apresentado os resultados provenientes do estudo paramétrico. Serão realizadas as discussões ao longo do texto, para posteriores conclusões.

### 4.1 ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO

Foram realizados, ao todo, 12 ensaios de arrancamento sem aplicação de sobrecarga. Desses, quatro foram ensaios repetidos. A repetição foi necessária para adequação das imagens a serem utilizadas no PIV e avaliar a repetibilidade dos resultados. A Tabela 4.1 apresenta o valor da carga de ruptura obtida nos ensaios repetidos. É importante observar que o valor alcançado mostra boa repetibilidade dos resultados.

**Tabela 4.1 – Valor de capacidade de carga à tração dos ensaios duplicados**

Repetições	Carga de ruptura $Q_u$ (N)	
	Não utilizada	Utilizada
1A_S	340	350
1B_S	200	205
2B_S	190	180
3B_S	280	290

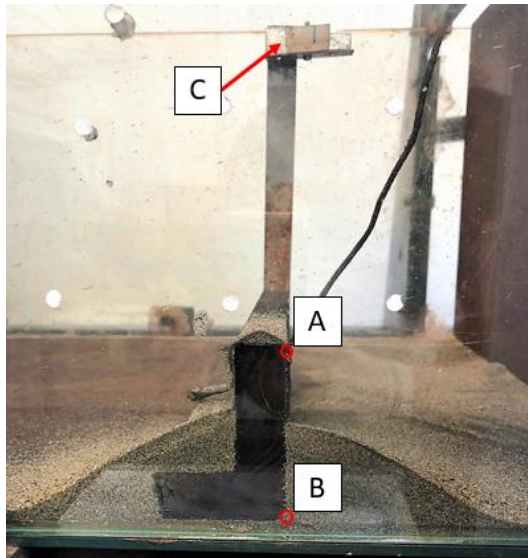
Fonte: Autor (2020)

Durante a fase de carregamento das ancoragens foram feitas medidas de deslocamento vertical e horizontal (ponto C), que representariam o deslocamento do canto direito superior da ancoragem, representado pelo ponto A na Figura 4.1. Com a rotação da ancoragem, o braço de alavanca modificou os valores de deslocamento, principalmente o deslocamento horizontal. Dessa forma, considerando que a ancoragem rotaciona em torno do ponto B, foi descontado o valor do braço de alavanca com regra de 3 simples.

Como o ensaio foi fotografado para a análise de imagens, é possível obter curvas carga x deslocamento em um ponto da malha estabelecida pelo GeoPIV-RG próximo ao ponto A. Analisando a diferença de deslocamentos horizontais entre o PIV e o LVDT apresentado na Figura 4.2, é possível observar que a influência da rotação da ancoragem diminui à medida que

a razão de embutimento aumenta, já que os valores para profundidades maiores divergiram menos entre o GeoPIV-RG e LVDT.

**Figura 4.1 – Ancoragem com os pontos de interesse**

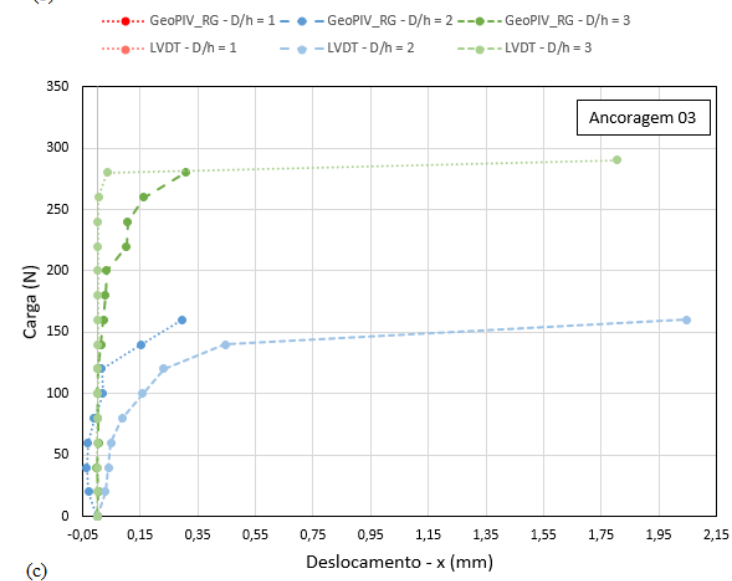
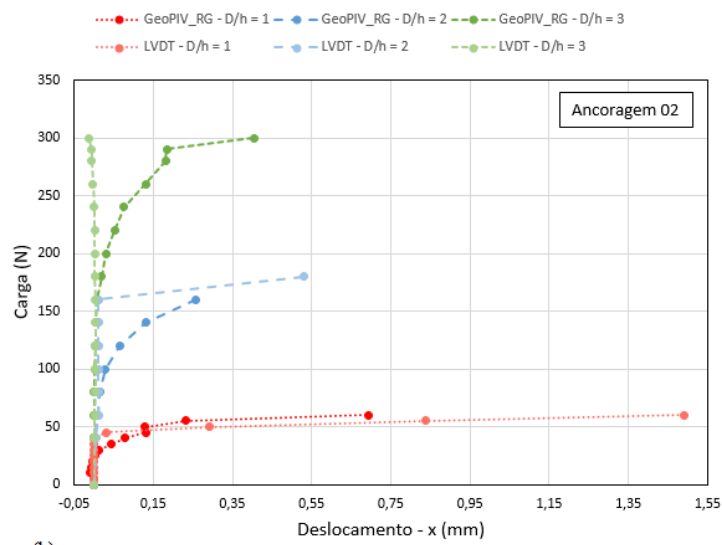
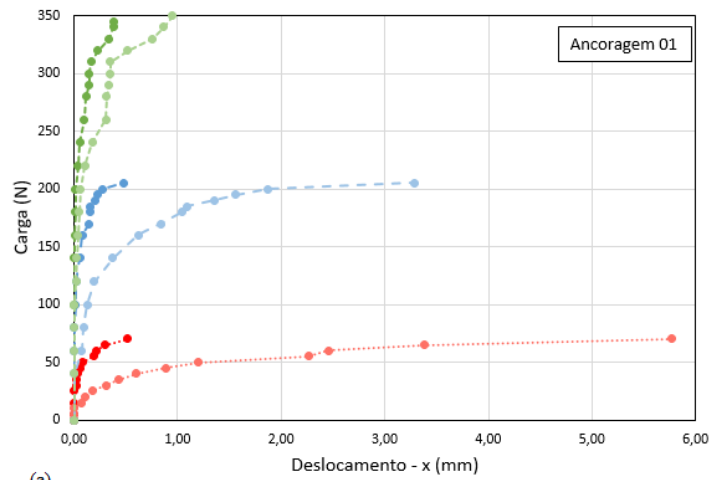


Fonte: Autor (2020)

Para a ancoragem 01, a rotação ocorreu no sentido horário, inclusive para razão de embutimento  $D/h = 3$ . A Figura 4.3 (a) apresenta a ancoragem antes e após a ruptura e a sua rotação no sentido horário, na profundidade  $D/h = 1$ .

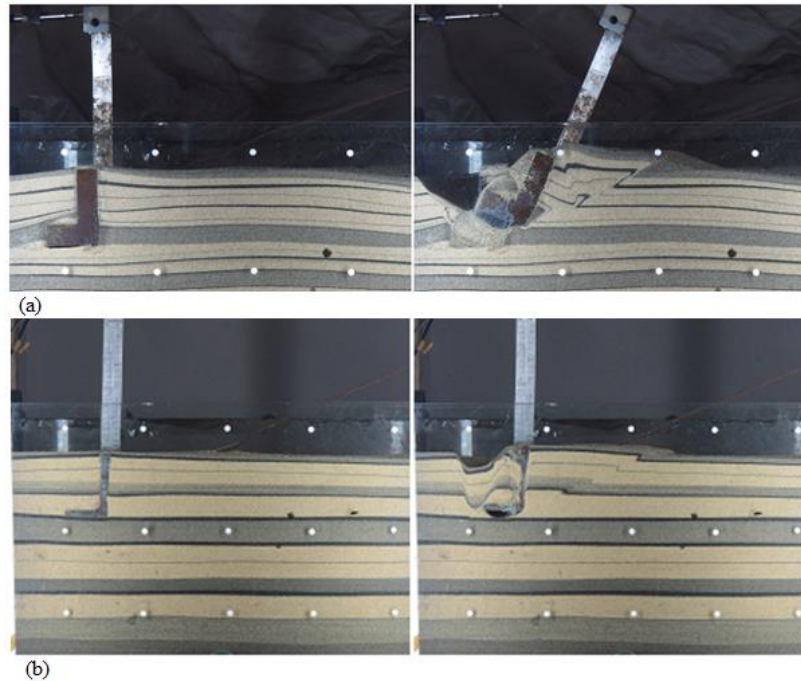
Para a ancoragem 02 (mais leve que a 01), a rotação foi menor e ocorreram maiores deslocamentos transversais. Assim, as curvas representativas dos deslocamentos horizontais do GeoPIV-RG e LVDT tiveram menor afastamento quando comparado à ancoragem 01. Além disso, na profundidade de embutimento igual a 2 a ancoragem teve um movimento mais translacional e na profundidade de embutimento igual a 3, a ancoragem rotacionou no sentido anti-horário. A Figura 4.3 (b) apresenta a posição da ancoragem 02, antes e depois da ruptura, para  $D/h = 1$ . Observa-se menor rotação quanto comparado à ancoragem 01.

**Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais medidos pelo LVDT e GeoPIV-RG referentes à (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**



Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.3 – Rotação na ruptura para  $D/h = 1$  (a) ancoragem 01 e (b) ancoragem 02**



Fonte: Autor (2020)

Para ancoragem 03 na razão de embutimento  $D/h = 3$ , observou-se uma pequena rotação no sentido anti-horário. As fotografias do antes e depois da ruptura podem ser vistas na Figura 4.4. No ensaio com profundidade  $D/h = 2$  a ancoragem foi arrancada do maciço e não foi possível o registro fotográfico da superfície de ruptura.

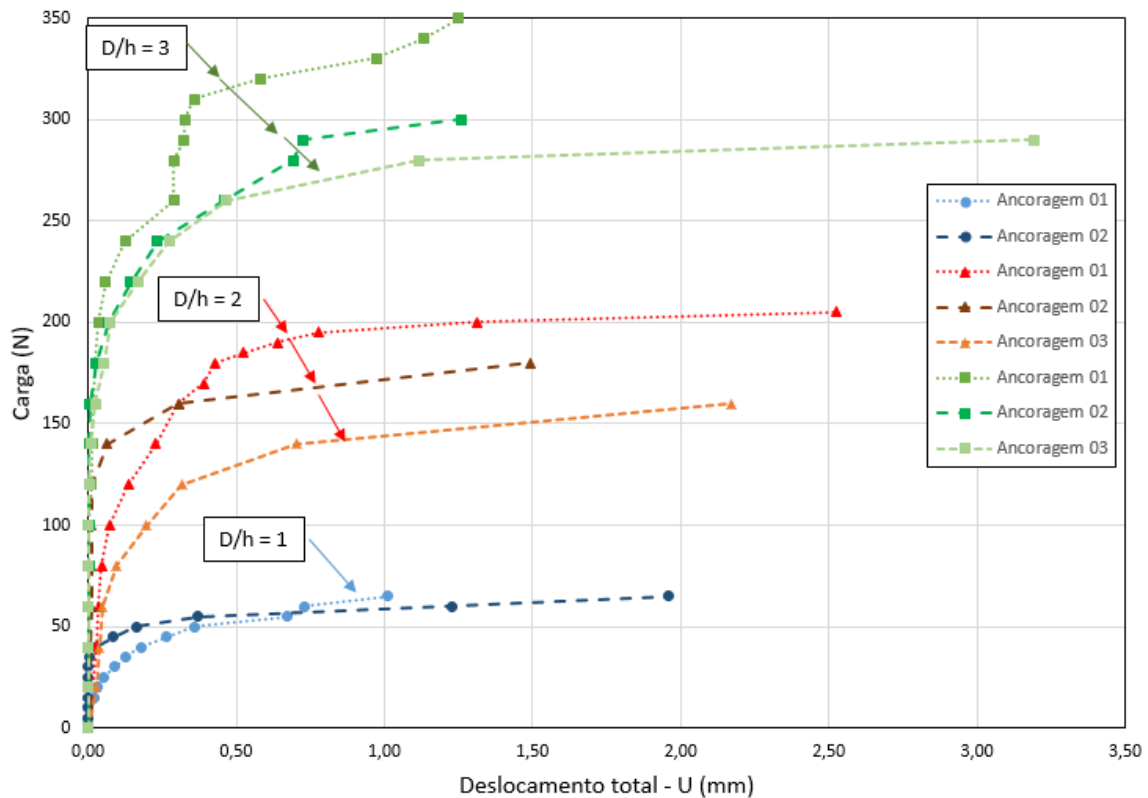
**Figura 4.4 – Antes e depois da ruptura para ancoragem 03,  $D/h = 3$**



Fonte: Autor (2020)

As curvas finais de carga x deslocamento são apresentadas na Figura 4.5. Os deslocamentos estão representados pelos deslocamentos totais, combinação dos deslocamentos horizontais e verticais.

**Figura 4.5 – Curvas carga x deslocamento total para razão de embutimento (a)  $D/h = 1$ , (b)  $D/h = 2$  e (c)  $D/h = 3$**



Fonte: Autor (2020)

Observa-se que o valor da carga cresce acompanhado pelo aumento dos deslocamentos até atingir um valor de carregamento crítico, para o qual os valores de deslocamentos aumentam significativamente. Atingido esse valor crítico, a ancoragem apresenta-se perto da ruptura. Esse comportamento é típico de solos que apresentam uma ruptura clara, a partir da qual a ancoragem não suporta mais aumentos expressivos de carregamento. Comportamento similar é observado na relação tensão x deformação de areias fofas, onde um aumento no ganho de resistência antes do pico é rápido e o comportamento pós-pico é quase constante, até para grandes deslocamentos. Esse comportamento da curva carga x deslocamento é típico de ancoragens referidas como superficiais (CHOUDHARY e DASH, 2018).

É importante observar que, para a ancoragem 01 e razão de embutimento  $D/h = 3$ , o comportamento da curva carga x deslocamento apresentou-se diferente das outras curvas. A partir dos 280 N, o aumento de carga resultou em pequenos acréscimos de deslocamentos, que voltaram a crescer a partir dos 310 N. Apesar da curva não ter apresentado uma ruptura clara, a ruptura foi generalizada. A inclinação da curva a partir dos 310 N é menor do que a inclinação até os 280 N, indicando que o solo já estaria em processo de ruptura.

É observada, também, a modificação na inclinação da curva carga x deslocamento pela influência do peso específico da ancoragem. Em todos os casos, houve um ganho na carga última com o aumento do peso da ancoragem. A ancoragem 03, nas duas profundidades em que foi utilizada, apresentou maiores deslocamentos a baixos valores de carregamento. Já a ancoragem 02 apresentou um comportamento mais rígido do que a ancoragem 01 nas razões de embutimento 1 e 2. Isso pode ser devido a diminuição da rotação da ancoragem 02.

O formato da curva carga x deslocamento dos ensaios se assemelha bastante aos estudos realizados por Liu, Liu e Zhu (2012) antes da fase residual. As curvas encontradas também são condizentes com comportamentos observados por Choudhary e Dash (2018) em ensaios com a ancoragem assentada no meio do maciço de solos e Choudhary e Dash (2016) em ensaios a meia escala.

No presente estudo, a ancoragem comportou-se como uma ancoragem superficial e ocorreu ruptura generalizada. Em profundidades maiores que  $D/h = 3$ , principalmente para a ancoragem 01, o comportamento pode tender ao comportamento de ancoragem profunda. Esse resultado está de acordo com Choudhary e Dash (2016), que observaram comportamento similar em ancoragens verticais. Ilamparuthi, Dickin e Muthukrisnaiah (2002) também observaram comportamento similar em ancoragens horizontais e Frydman e Shaham (1989) em ancoragens assentadas em posição inclinada.

A Tabela 4.2 apresenta os valores de carga última e sentido da rotação final nos diferentes casos apresentados. Como apresentado nas curvas, a carga de ruptura cresce com o aumento da razão de embutimento e esse crescimento é similar nos três tipos de ancoragem. Também ocorreu um aumento no valor da carga última com o aumento do peso específico da ancoragem. Esse aumento foi similar em todas as profundidades, exceto para profundidade  $D/h = 3$ .

A carga última líquida ( $Q_l$ ) é dada pela subtração do peso da ancoragem no valor da carga última ( $Q_u$ ) e também está apresentada na Tabela 4.2. Para a razão de embutimento  $D/h = 1$  a ancoragem 02 apresentou uma carga última líquida maior do que a ancoragem 01, mais pesada.

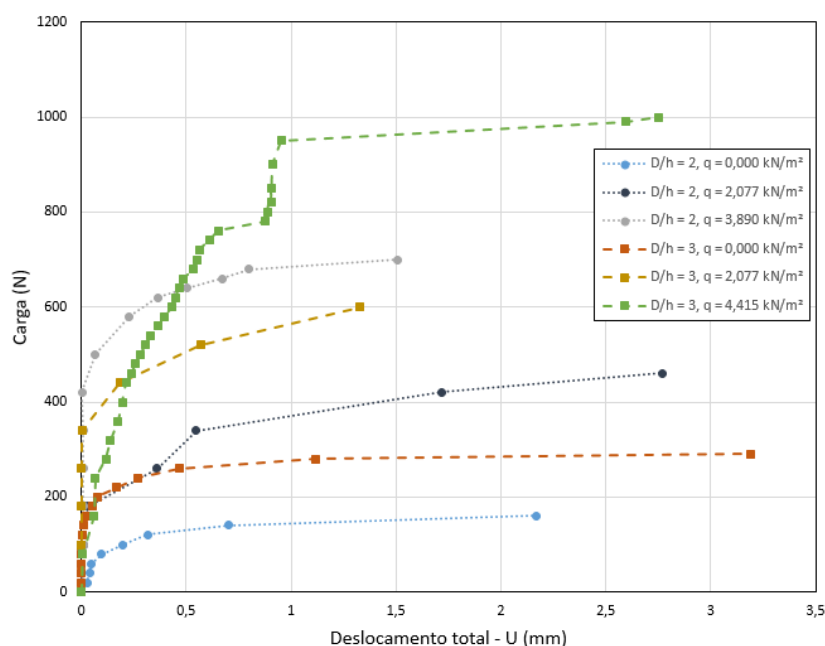
**Tabela 4.2 – Resultado dos ensaios sem sobrecarga: capacidade de carga e rotação**

Ancoragem	Razão de Embutimento (D/h)	$Q_u$ (N)	$Q_l$ (N)	Sentido de Rotação
01	1	70,0	38,3	Horário
	2	205,0	177,3	Horário
	3	350,0	318,3	Horário
02	1	60,0	46,2	Horário
	2	180,0	166,2	Anti-horário/Transversal
	3	300,0	286,2	Anti-horário
03	2	160,0	154,8	-
	3	290,0	284,8	Anti-horário

Fonte: Autor (2020)

Também são apresentadas as curvas de carga x deslocamento nos casos com sobrecarga, comparando-as com os casos sem sobrecarga, para ancoragem 03. A Figura 4.6 apresenta as curvas para a razão de embutimento  $D/h = 2$  e  $D/h = 3$ . É possível perceber que as curvas para sobrecargas maiores não alcançaram um platô no valor da carga, com o aumento dos deslocamentos. Esse comportamento se assemelha a ancoragens assentadas em profundidades maiores. Assim, a sobrecarga colocada na superfície do solo pôde simular um aumento na profundidade de assentamento da ancoragem.

**Figura 4.6 – Curvas carga x deslocamento total para ancoragem 03 com aumento de sobrecarga**



Fonte: Autor (2020)



É facilmente percebido pelas curvas que há um ganho na carga última com o aumento da sobrecarga. A Tabela 4.3 apresenta os valores da carga última e sentido de rotação final para os diferentes casos apresentados de sobrecarga. Avaliando o aumento percentual, observa-se que a sobrecarga teve maior influência para  $D/h = 2$  do que para  $D/h = 3$ . Isso pode ser resultado do menor ganho de capacidade de carga de ancoragens posicionadas em profundidades próximas da profundidade crítica.

O valor da carga aplicado na superfície do solo também é mostrado na Tabela 4.3, e a razão de embutimento fictícia. Observa-se que houve um aumento proporcional no valor da capacidade de carga com o aumento da sobrecarga, exceto no ensaio com profundidade  $D/h = 3$  e maior sobrecarga. Corrigindo o valor da sobrecarga pela área de aplicação, o valor da carga aplicada no solo para  $q_3$  seria aproximadamente 638 N. O valor final de ruptura, caso houvesse linearidade, deveria ser de aproximadamente 943 N.

Nesse ensaio foram feitas três etapas de descarregamento, e a curva obtida para carga x deslocamento é mostrada na Figura 4.7. Após o primeiro carregamento, houve um ganho de resistência no conjunto, sem conseqüente aumento de deslocamentos. Pode ter ocorrido alguma acomodação no descarregamento que influenciou no resultado.

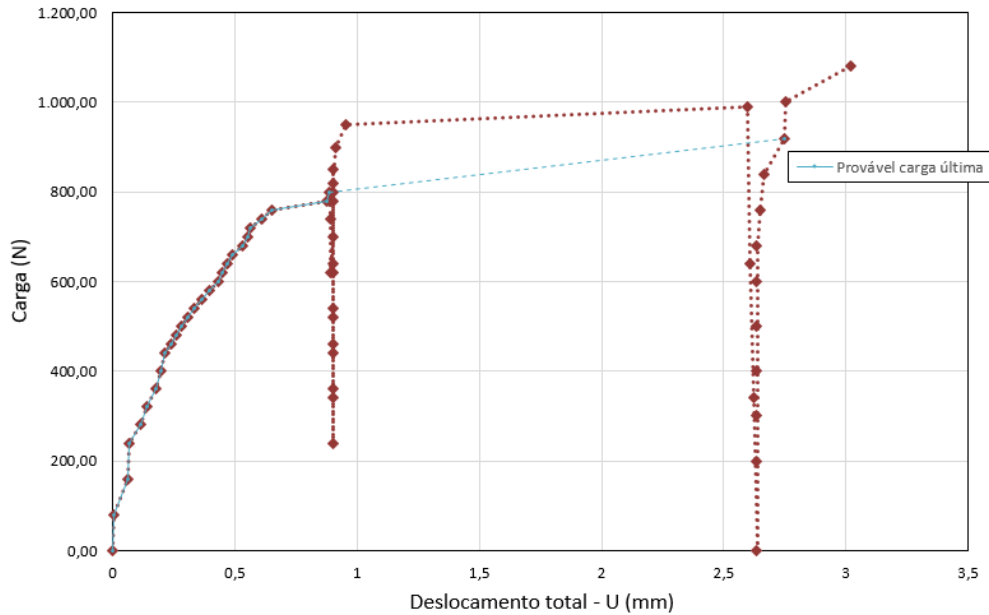
**Tabela 4.3 – Resumo do resultado dos ensaios para ancoragem 03 com e sem sobrecarga: capacidade de carga e rotação**

Razão de Embutimento real (D/h)	Sobrecarga q (kN/m <sup>2</sup> )	Carga aplicada no solo (N)	Razão de embutimento fictícia(D/h) <sub>f</sub>	Q <sub>u</sub> (N)	Aumento em relação à q = 0 kN/m <sup>2</sup> (%)	Sentido de Rotação
	0,000	0	2,0	175	0	-
2	2,077	300	3,7	475	171	Anti-horário/Transversal
	3,890	560	5,1	735	320	Anti-horário/Transversal
3	0,000	0	3,0	305	0	Anti-Horário
	2,077	300	4,7	615	102	Anti-horário
	4,415*	302*	6,6	1080	254	Anti-horário

Área da sobrecarga = 1.444 cm<sup>2</sup> (\*684 cm<sup>2</sup>)

Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.7 – Curva carga x deslocamento para ancoragem 03, D/h=3, sobrecarga  $q_3 = 4,415 \text{ kPa}$**



Fonte: Autor (2020)

A capacidade de carga da ancoragem 03 pode ser expressa por meio do fator de capacidade de carga,  $N_\gamma$ , apresentado na Equação 4.1:

$$N_\gamma = \frac{Q_u}{\gamma h L D} \quad (4.1)$$

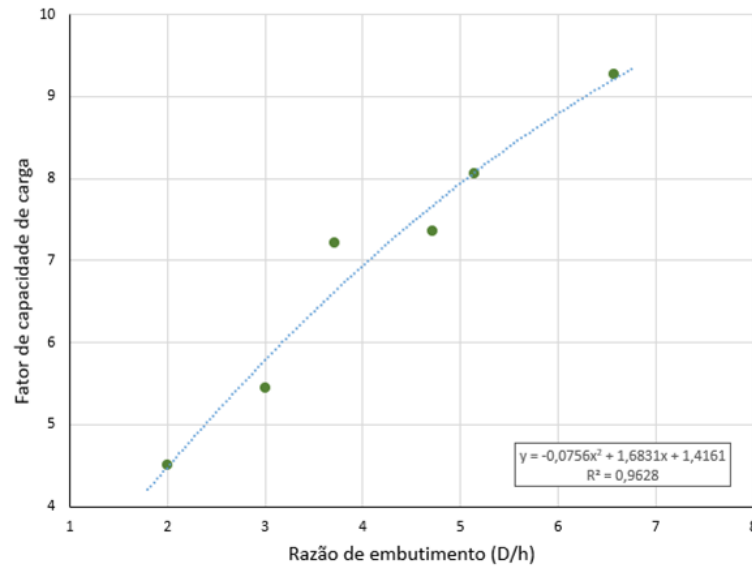
onde:  $\gamma$  é o peso específico do solo;

$h$  e  $L$  são a altura e comprimento da ancoragem (70 mm x 200 mm) respectivamente;

$D$  é a profundidade de assentamento da ancoragem

A variação de  $N_\gamma$  com a profundidade é observada na Figura 4.8. O fator de capacidade de carga continua a crescer com o aumento da profundidade, mas para maiores profundidades, há um menor crescimento. Pode-se observar esse comportamento pelas linha de tendência apresentada no gráfico. Esse comportamento indica que a ancoragem estaria alcançando a profundidade crítica de assentamento, a partir da qual não há ganhos significativos de capacidade de carga, apesar do ganho de profundidade. Como visto, Choudhary e Dash (2018) concluíram que, para ancoragens assentadas verticalmente em areias fofas, o valor da profundidade crítica seria  $5h$  (onde  $h$  representa a altura da ancoragem) e  $7h$  em areias densas.

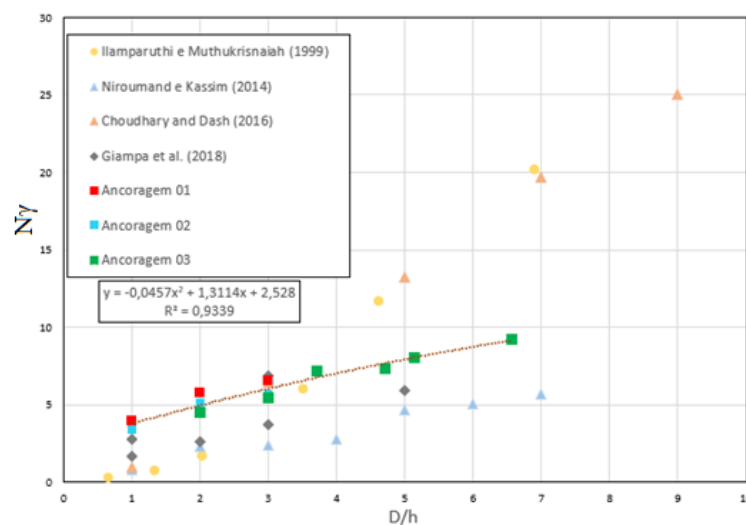
**Figura 4.8 – Fator capacidade de carga x razão de embutimento para ancoragem 03**



Fonte: Autor (2020)

A Figura 4.9 apresenta a comparação dos valores de capacidade de carga encontrados nessa pesquisa com alguns valores encontrados no estado da arte. Os valores de fator de capacidade de carga  $N\gamma$ , num intervalo de 4 a 10, estão condizentes com os fatores apresentados nos trabalhos de Ilampaturhi e Muthukrisnaiah (1999), Niroumand e Kassim (2014), Choudhary e Dash (2016), Giampa *et al.* (2018), para valores de  $D/h < 5$ . O  $R^2$  está apresentado nas figuras e seu valor foi encontrado 0,9339.

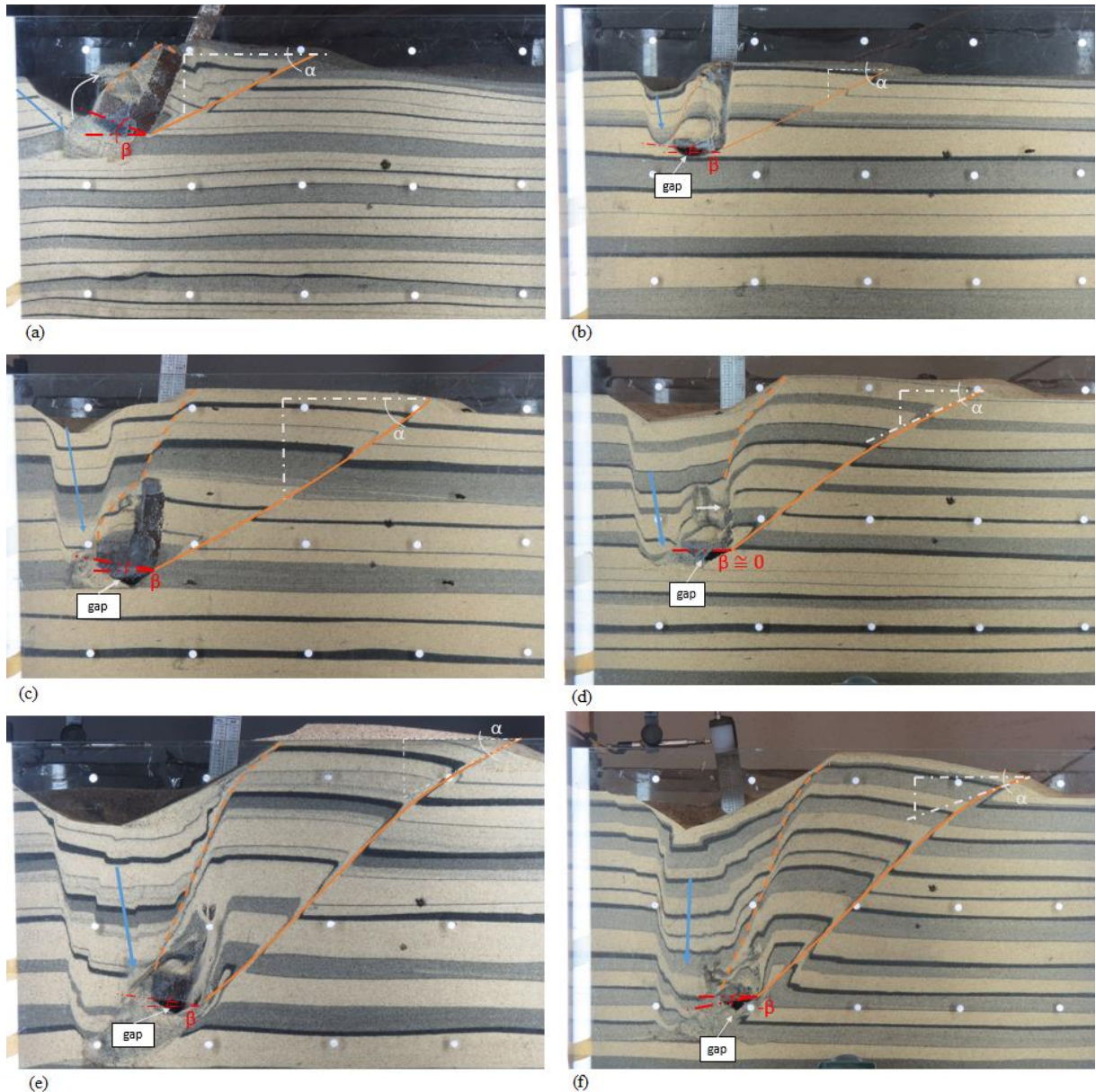
**Figura 4.9 – Comparação dos fatores de capacidade de carga de todos os ensaios com o estado da arte**



Fonte: Autor (2020)

A superfície de ruptura observada nos ensaios está apresentada na Figura 4.10 para ancoragens 01 e 02, sem sobrecarga. Observa-se o padrão de deslizamento bem definido desde a base da ancoragem até a superfície do maciço.

**Figura 4.10 – Superfícies de ruptura nos ensaios (a)1C\_S, (b)2C\_S, (c)1B\_S, (d)2B\_S, (e)1A\_S, (f) 2A\_S,**



Fonte: Autor (2020)

Durante o carregamento da ancoragem foi possível observar que a mesma se desprendia do solo de assentamento e, quando esse fenômeno ocorria, o valor do carregamento estava perto do valor máximo. Além disso, foi possível observar nas imagens que, antes da ruptura, o solo

próximo das bordas da ancoragem apresentava um deslocamento significativo (perceptível a olho nu) que ia se propagando no formato da ruptura. Quando a capacidade de cisalhamento do solo se esgotava, essa ruptura se estendia para cima, até encontrar a superfície do maciço. As linhas dentro da zona de ruptura encontram-se praticamente paralelas e sem distorção, o que indica que a massa de solo rompeu como um conjunto. Esse comportamento foi observado também por Choudhary e Dash (2016) e Rokonuzzaman e Sakai (2012).

Como a massa de solo e a ancoragem moveram-se como um conjunto, é possível supor que a velocidade do movimento também foi igual. Esse comportamento foi observado por Kouzer e Kumar (2009). Em seu trabalho, foi estudada a capacidade de carga de grupo de ancoragens corridas (*strip*) rígidas, assentadas horizontalmente em areia. Os autores concluíram que a massa de solo acima da ancoragem move quase como um conjunto rígido e que a velocidade desse movimento é a mesma que a velocidade da ancoragem em si.

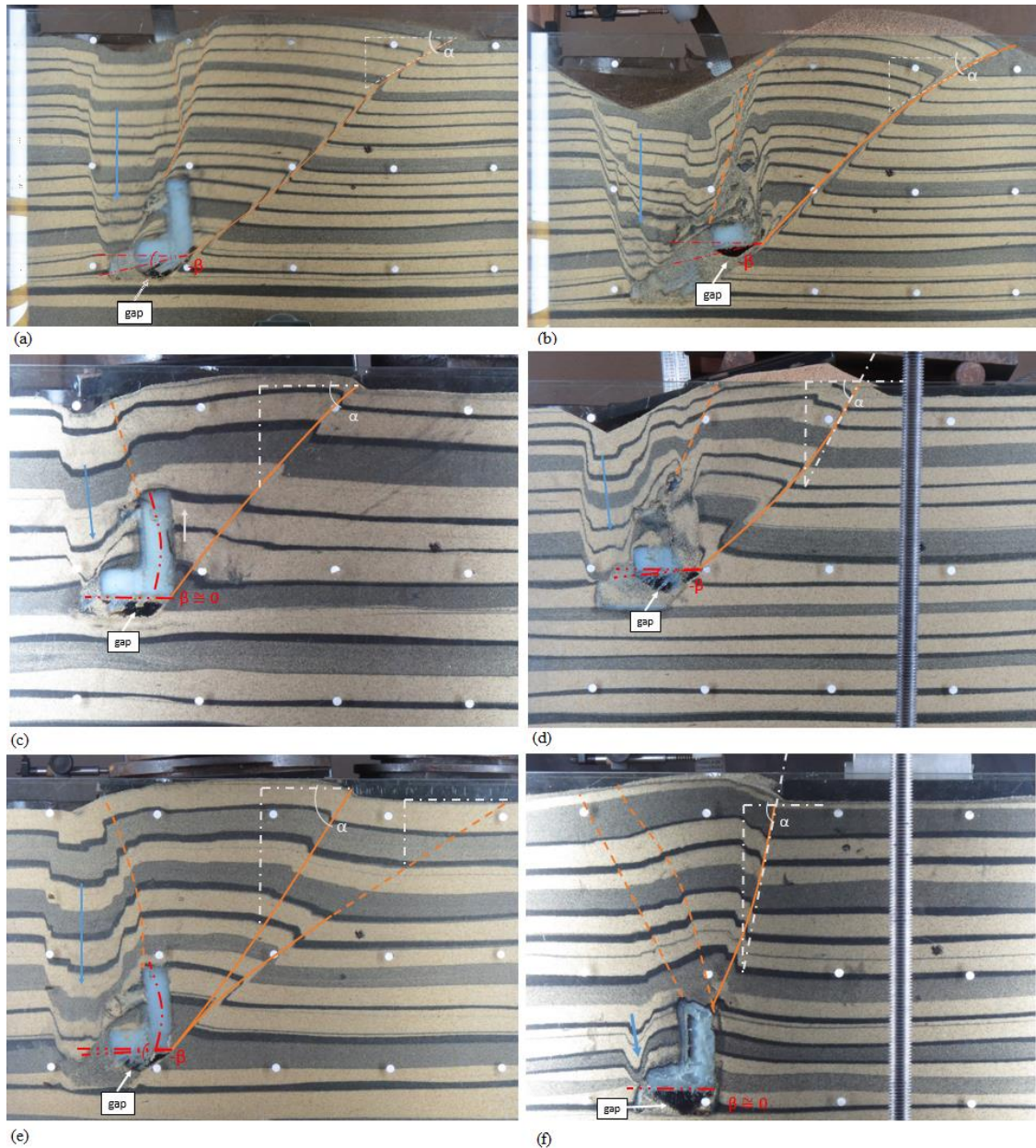
A Figura 4.10 (a), (b), (c) e (d) mostra que, para  $D/h = 1$  e  $2$  a superfície de ruptura é praticamente linear, para ambas as ancoragens, começando na base e estendendo-se até a superfície. Para  $D/h=1$ , forma-se uma cunha triangular na frente na ancoragem. Para  $D/h=2$ , no entanto, o solo acima da face superior esquerda da ancoragem apresenta uma concavidade. Para maiores profundidades ( $D/h = 3$ ), a superfície começa a apresentar-se em um formato curvilíneo e a parte de cima da superfície de ruptura estende-se desde a face inferior da ancoragem.

A ancoragem 01 rotacionou em sentido horário e o valor do ângulo de rotação da base ( $\beta$ ) diminui com o aumento da profundidade. Para a ancoragem 02 houve uma modificação de rotação com o aumento da profundidade. Para  $D/h = 1$ , o ângulo de rotação é positivo, indicando rotação no sentido horário ( $\beta > 0$ ), para  $D/h = 2$ ,  $\beta = 0$ , indicando movimento praticamente translacional e  $D/h = 3$ , o ângulo de rotação torna-se negativo, indicando rotação no sentido anti-horário ( $\beta < 0 \therefore -\beta$ )

Para a ancoragem 01,  $D/h = 1$ , observa-se uma grande rotação no sentido horário, mas para a ancoragem 02, na mesma profundidade, essa rotação foi menor. Isso fez com que a cunha de solo desenvolvida pela ancoragem 01 fosse menor que pela ancoragem 2. Nesse caso específico, como mostrado na Tabela 4.2, a capacidade de carga líquida da ancoragem 02 foi maior do que a da ancoragem 01.

Na Figura 4.11 são mostradas as superfícies de ruptura para a ancoragem 03, com e sem sobrecarga. Com o aumento da sobrecarga, foi possível observar uma modificação da superfície de ruptura diferente do apresentado anteriormente.

**Figura 4.11 – Superfícies de ruptura nos ensaios (a) 3A\_S, (b) 3A\_S, (c) 3B\_q1, (d) 3B\_q2, (e) 3A\_q1, (f) 3A\_q3,**

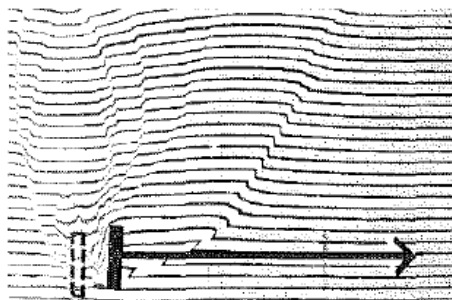


Fonte: Autor (2020)

O aumento da sobrecarga, considerado como um aumento da profundidade da ancoragem, fez o comportamento da superfície de ruptura torna-se mais complexo, ainda prolongando até a superfície do solo. É possível observar uma modificação na curvatura da superfície com o aumento da sobrecarga, que passa de côncava para convexa. Além disso, começa a haver uma abertura para a esquerda a partir do topo da ancoragem. Esse comportamento também foi encontrado por Dickin e Leung (1985) em seu estudo de ancoragens assentadas verticalmente em areia densa. Observa-se esse padrão de

comportamento na Figura 4.12, profundidade de assentamento igual a 5h. Para os autores, o comportamento da ancoragem passa a ser profundo quando o assentamento passa a ser maior que 8 vezes o tamanho da ancoragem (D/h=8).

**Figura 4.12 – Mecanismo de ruptura em torno de ancoragem, profundidade intermediária (D/h = 5)**



Fonte: Dickin e Leung (1985)

Os autores também apresentam as duas configurações de curvatura, aqui observadas nas fotografias, em seu estudo. Com curvatura linear / côncava, o valor do ângulo ( $\alpha$ ) que a superfície de ruptura faz com a horizontal é aproximadamente  $45^\circ - \phi/2$ . Com curvatura convexa,  $\alpha = 90^\circ - \phi/2$ . Considerando o ângulo de atrito de pico, esses valores seriam aproximadamente  $21,7^\circ$  e  $66,2^\circ$ , respectivamente. Considerando o ângulo de atrito residual, os valores seriam aproximadamente  $26,8^\circ$  e  $71,8^\circ$ , respectivamente. A Tabela 4.4 apresenta os valores de  $\alpha$  encontrados no presente estudo.

**Tabela 4.4 – Valores do ângulo  $\alpha$  nos ensaios em modelo reduzido**

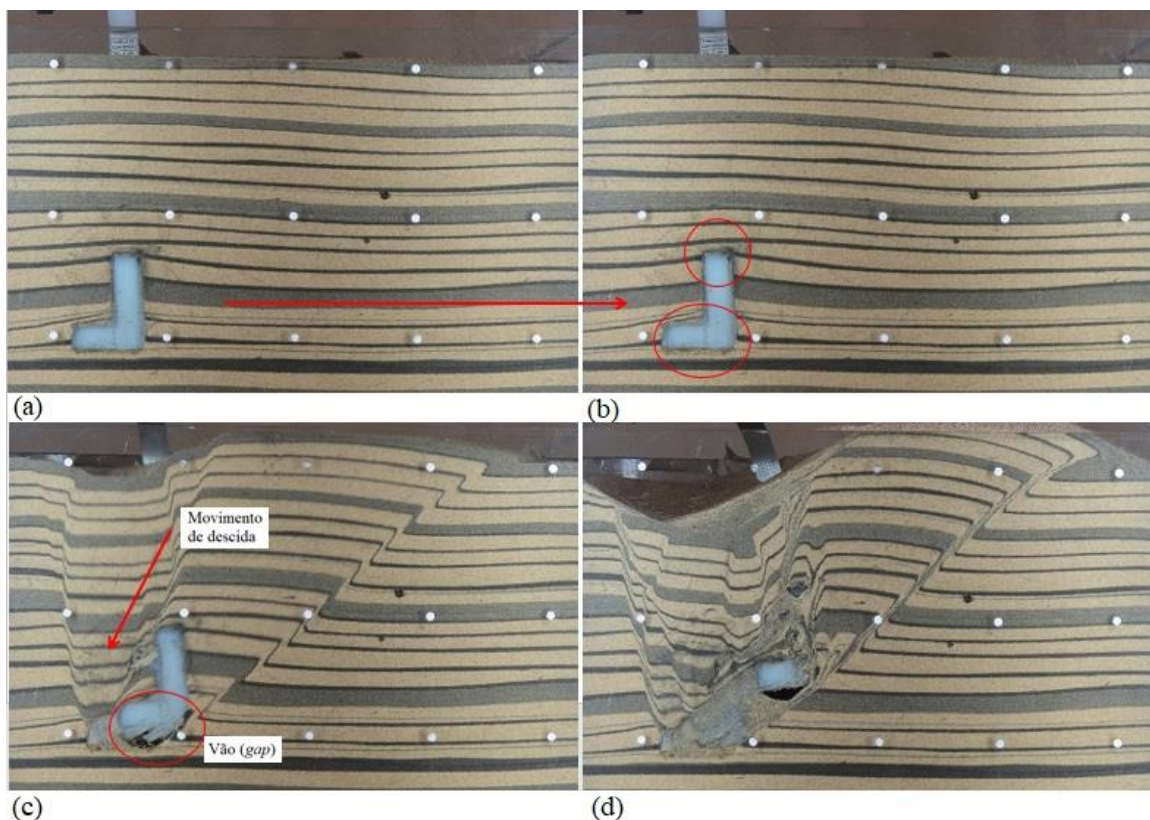
Ensaio	$\alpha$ ( $^\circ$ )	Ensaio	$\alpha$ ( $^\circ$ )
1A_S*	25,4	3A_S*	28,6
1B_S*	31,9	3B_S*	-----
1C_S*	25,7	3A_q1**	57,1
2A_S*	19,2	3A_q3**	79,1
2B_S*	23,8	3B_q1**	43,4
2C_S*	25,3	3B_q2**	62,1

\* superfície linear/côncava; \*\* superfície convexa

Fonte: Autor (2020)

Choudhary e Dash (2016) identificaram a propagação da superfície de ruptura em três estágios, que puderam ser fotografados no ensaio 3A\_S. No primeiro estágio, há uma ruptura inicial onde a distribuição de tensão é principalmente elástica, mesmo aparecendo uma pequena ruptura na parte inferior da ancoragem. Ainda assim, o equilíbrio global se mantém (Figura 4.13 (b)). A curva carga x deslocamento nesse estágio é praticamente linear. No segundo estágio, intermediário, com o aumento da carga, a superfície de ruptura se expande para regiões elásticas adjacentes, quando o movimento da ancoragem acelera. Um visível vão (*gap*) se forma embaixo da ancoragem e o solo acima tende a cair dentro dele (Figura 4.13(c)). No terceiro e último estágio, o solo visivelmente se rompe e registra grandes deformações. No caso de ancoragens assentadas em profundidades rasas, a superfície de ruptura atinge a superfície do solo e rompe-se o equilíbrio do sistema (Figura 4.13(d)).

**Figura 4.13 – Propagação da superfície de ruptura (a) antes da aplicação da carga, (b) primeira fase, (c) segunda fase e (d) terceira fase**



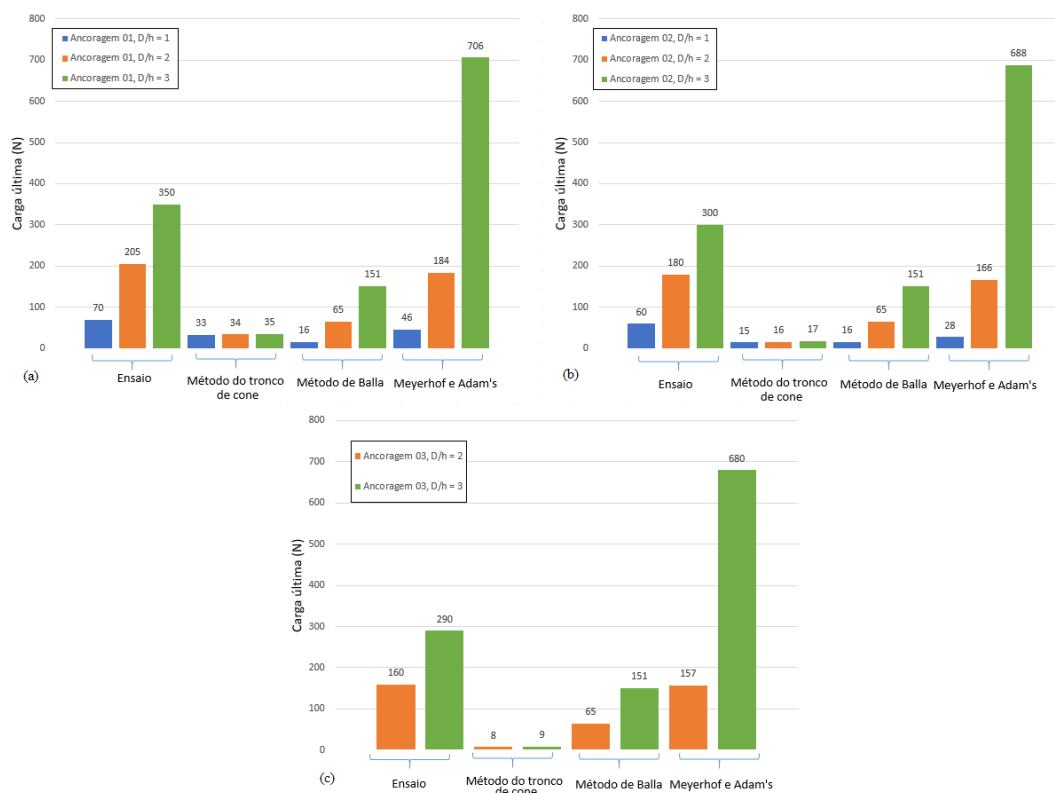
Fonte: Autor (2020)

Os valores de carga última nos ensaios aqui descritos também foram aferidos com valores calculados a partir das teorias apresentadas no estado da arte. Para a teoria de



ancoragens assentadas em posição inclinada, foi considerado o valor de inclinação da ancoragem como o valor de inclinação do cabo. A Figura 4.14 apresenta as comparações com assentamento horizontal para as três ancoragens, já que as teorias levam em conta o peso próprio da peça. A Figura 4.15 apresenta os valores de capacidade de carga para assentamento (a) vertical e (b) inclinado. Como essas teorias não levam em consideração um valor separado do peso da ancoragem, foram analisados somente os valores da ancoragem 01.

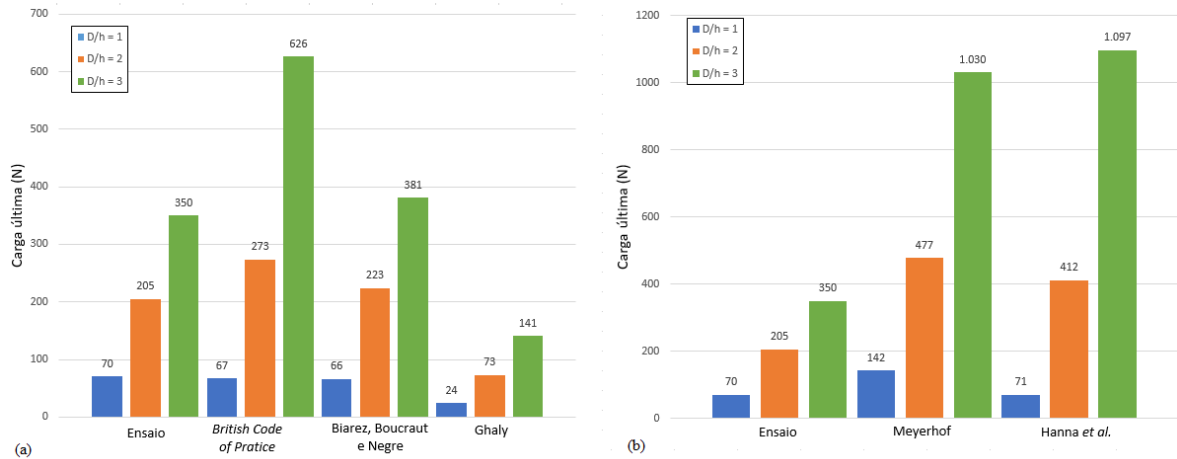
**Figura 4.14 – Comparação dos valores de carga última com resultados teóricos – assentamento horizontal (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**



Fonte: Autor (2020)

Dos resultados apresentados para assentamento horizontal, o Método do tronco de cone obteve valores inferiores, por levar em consideração somente o peso do solo acima da ancoragem e o peso próprio da ancoragem. O Método de Balla já leva em consideração o atrito desenvolvido na superfície de ruptura. Observa-se valores maiores para profundidades maiores, mas ainda menores dos que os obtidos em ensaio. O Método de Meyerhof e Adam's se aproximou mais para  $D/h = 1$  e  $2$  do que os outros dois métodos anteriormente citados, mas ainda apresentou valores menores. Na profundidade  $D/h = 3$ , apresentou valores consideravelmente maiores.

**Figura 4.15 – Comparação dos valores de carga última com resultados teóricos ára ancoragem 01 (a) assentamento horizontal e (b) assentamento inclinado**



Fonte: Autor (2020)

No assentamento horizontal, os valores dos métodos *British Code of Practice* e Biarez, Brocaut e Negre apresentaram valores próximos dos encontrados experimentalmente para  $D/h = 1$  e  $2$ . Em  $D/h = 3$  o valor encontrado pelo *British Code of Practice* foi consideravelmente maior. O método de Biarez, Brocaut e Negre foi o método que mais se aproximou do caso estudado.

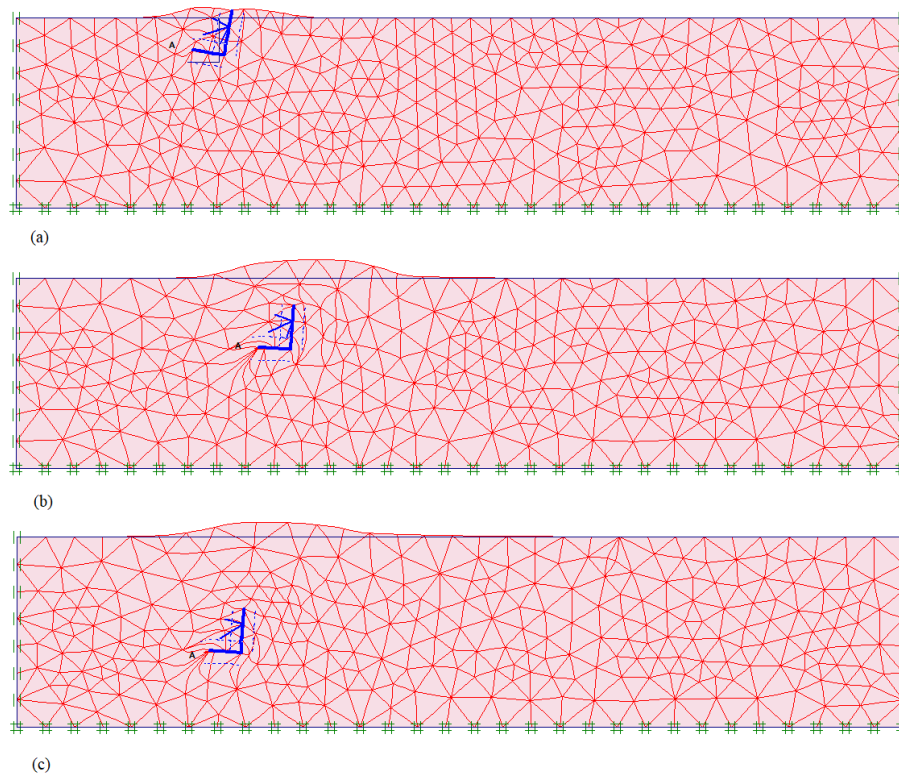
No assentamento inclinado, o valor de carga última para  $D/h = 1$  pelo método de Hanna *et al.* assemelhou-se ao valor encontrado experimentalmente. Em todas as outras profundidades, e no Método de Meyerhof, os valores teóricos ficaram bem acima dos valores experimentais.

## 4.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A calibração do modelo numérico foi realizada para oito ensaios sem sobrecarga. Os modelos foram agrupados por profundidade. Assim, são apresentadas imagens e tabelas com os valores obtidos nas calibrações para razão de embutimento  $D/h = 1$ ,  $D/h = 2$  e  $D/h = 3$ .

A Figura 4.16 apresenta a interface gráfica da malha de elementos finitos deformada após aplicação da carga última do PLAXIS 2D, onde (a) representa a simulação para  $D/h = 1$ , (b) representa a simulação para  $D/h = 2$  e (c) representa a simulação para  $D/h = 3$ .

**Figura 4.16 – Malha de elementos finitos deformada para (a)  $D/h = 1$ , (b)  $D/h = 2$  e (c)  $D/h = 3$**



Fonte: Autor (2020)

Com a calibração dos deslocamentos horizontais e verticais no modelo numérico, o valor do módulo de elasticidade variou entre 10 MPa e 20 MPa. Os valores da calibração dos modelos estão apresentados na Tabela 4.5. Os resultados da carga última na simulação ficaram um pouco maiores na profundidade  $D/h = 1$ . Em relação às outras duas profundidades, a carga última pelos modelos numéricos e experimentais ficaram bastante similares.

A Figura 4.17 e Figura 4.18 apresentam ampliação, na ancoragem, das malhas deformadas dos ensaios calibrados. O sentido das rotações nas simulações foi bastante similar aos sentidos observados nos ensaios experimentais (Tabela 4.2). A Figura 4.18 (c) apresenta o detalhe do gap que é formado no PLAXIS 2D.

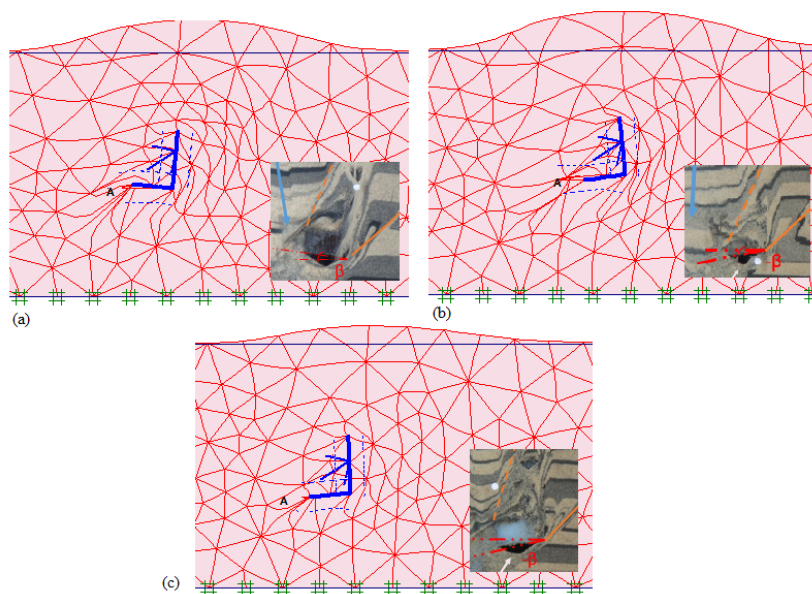
**Tabela 4.5 – Resultados da calibração do modelo estático**

Condição da simulação	Parâmetro de resistência			Estimativa da carga de ruptura – ancoragem 01/02/03 (N)	Carga de ruptura dos modelos físicos – ancoragem 01/02/03 (N)
	Ângulo de atrito (°)	Ângulo de dilatação (°)	Módulo de elasticidade (KPa)		
D/h = 1 CR = 100%	36,5	12,1	10.000	100/105/*	70/60/*
D/h = 2 CR = 100%	36,5	12,1	14.000	200/190/160	205/180/160
D/h = 3 CR = 100%	36,5	12,1	20.000	310/280/280	350/300/290

\*Não foram realizados ensaios D/h=1 para a ancoragem 03

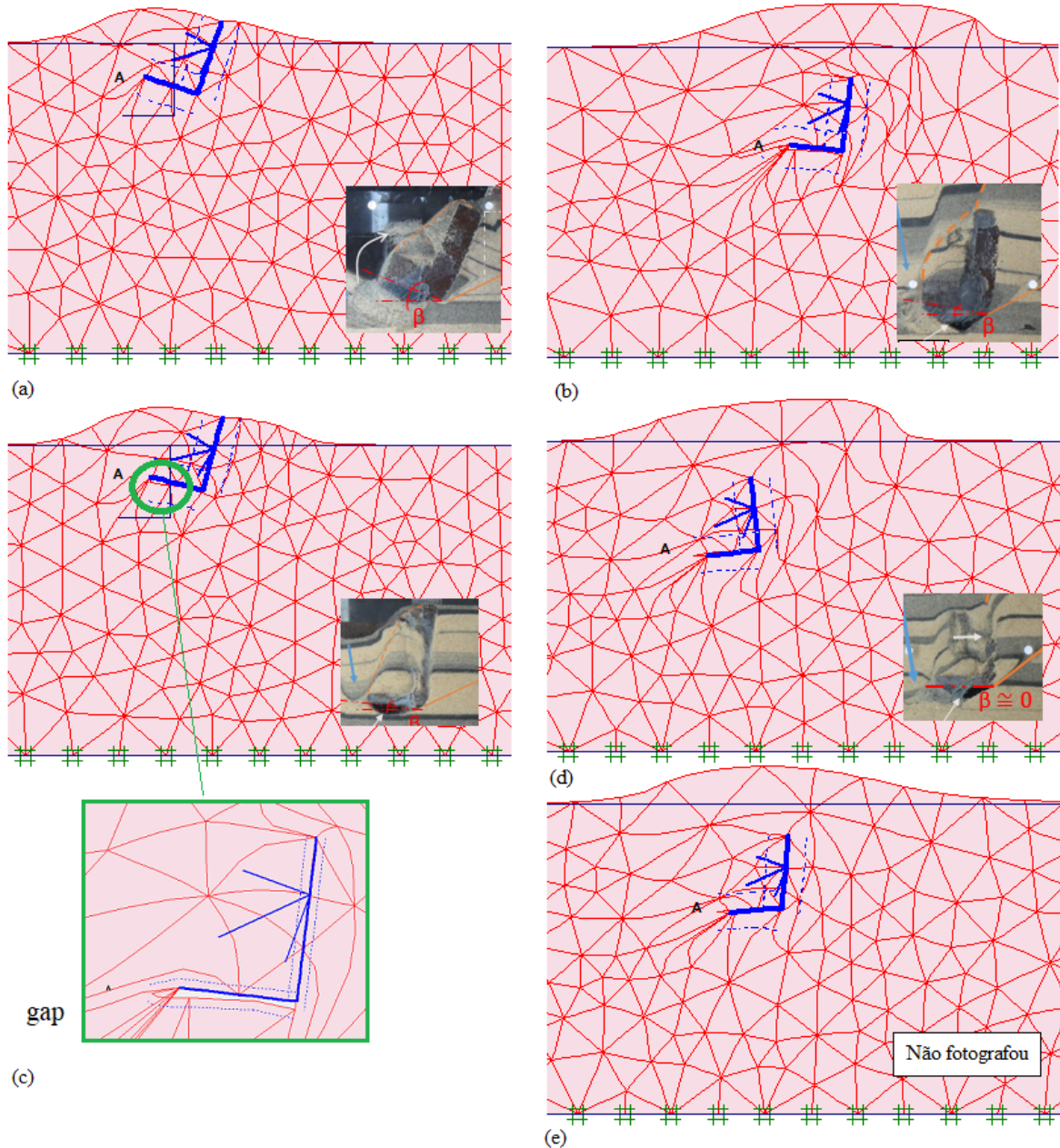
Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.17 – Malha deformada das simulações para calibração dos ensaios (a) 1A\_S, (b) 2A\_S e (c) 3A\_S**



Fonte: Autor (2020)

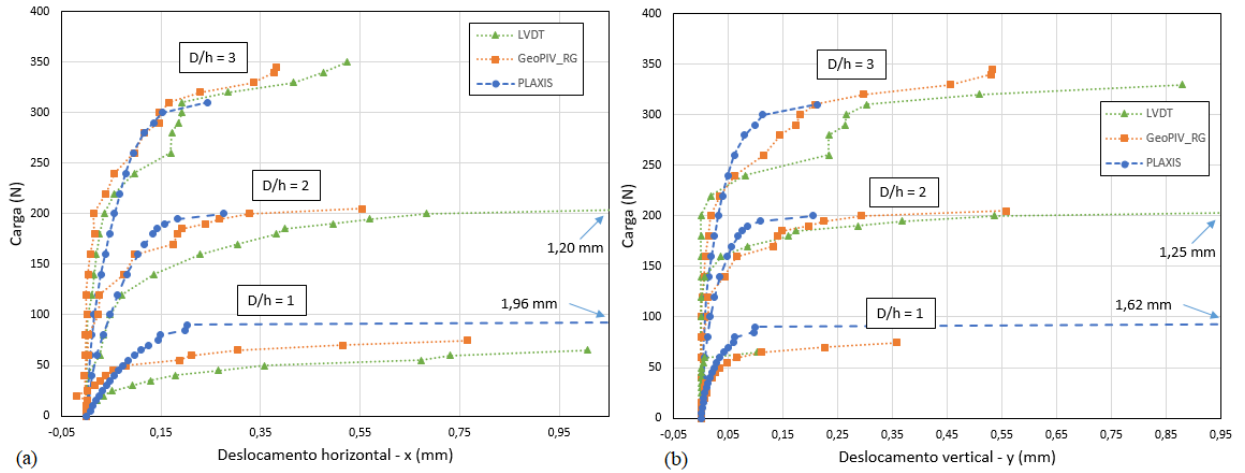
**Figura 4.18 – Malha deformada das simulações para calibração dos ensaios (a) 1C\_S, (b) 1B\_S, (c) 2C\_S e detalhe do gap no PLAXIS 2D, (d) 2B\_S e (e) 3B\_S**



Fonte: Autor (2020)

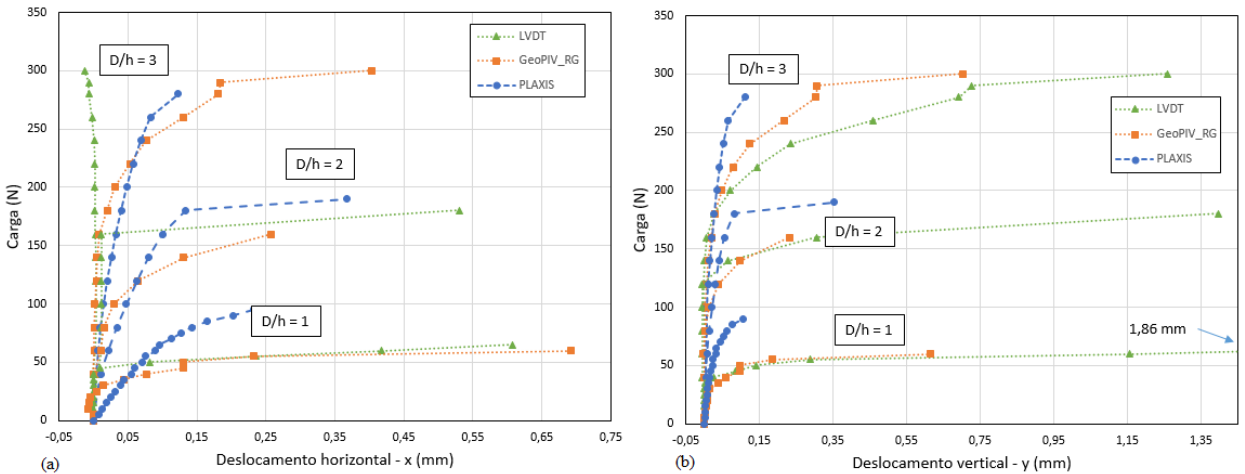
A Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21 apresentam os gráficos com as curvas carga x deslocamento horizontal e vertical do modelo físico e da simulação para a ancoragem 01, 02 e 03, respectivamente. O modelo no PLAXIS conseguiu representar a curva carga x deslocamento em razões de embutimento  $D/h = 2$  e  $3$  para a ancoragem 01. Na razão  $D/h = 1$ , o modelo numérico alcançou um valor de carga última maior. O mesmo aconteceu com a ancoragem 02 na mesma profundidade.

**Figura 4.19 – Curva carga x deslocamento: ancoragem 01 (a) horizontal e (b) vertical**



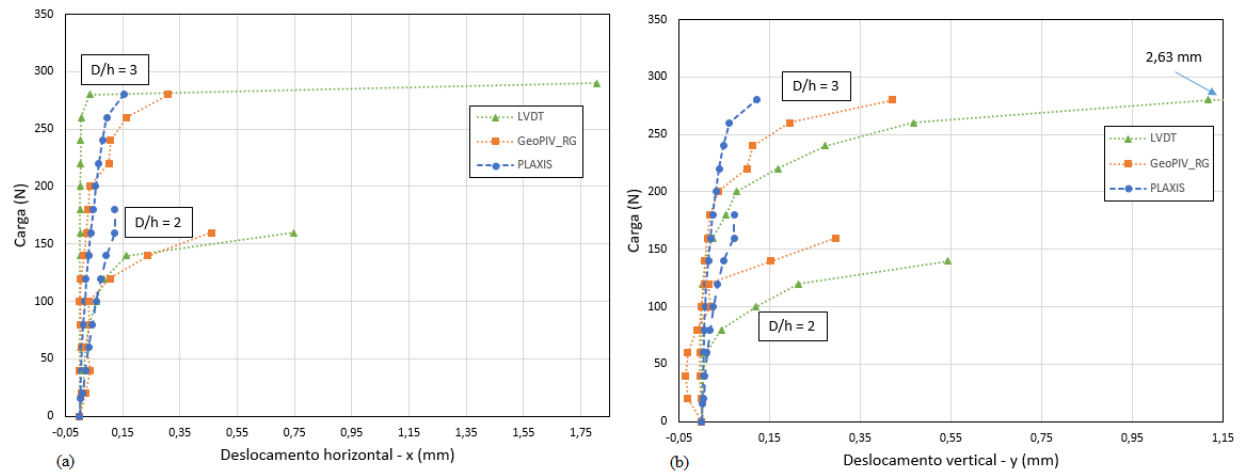
Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.20 – Curva carga x deslocamento: ancoragem 02 (a) horizontal e (b) vertical**



Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.21 – Curva carga x deslocamento: ancoragem 03 (a) horizontal e (b) vertical**

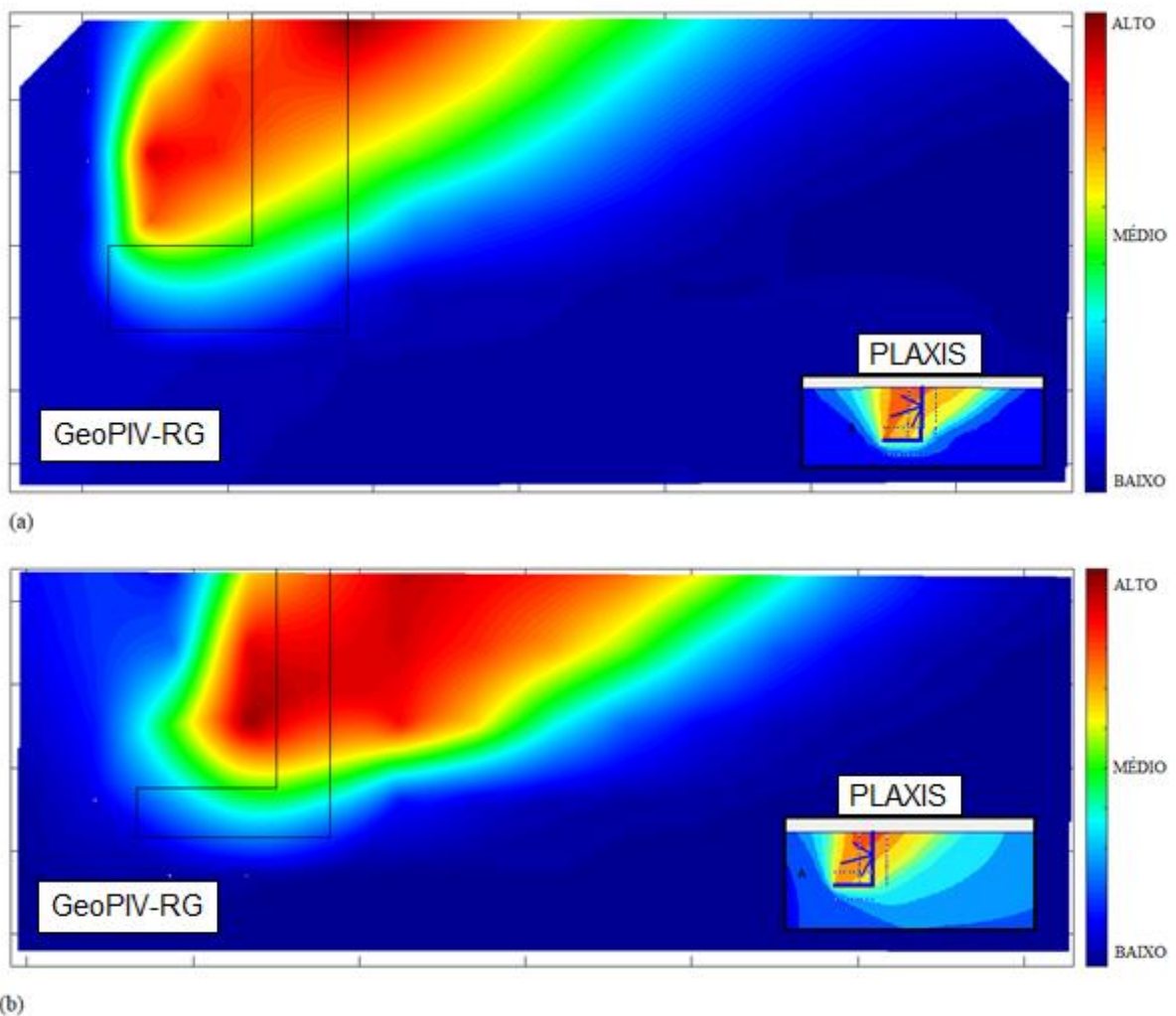


Fonte: Autor (2020)

Já para a ancoragem 03, o modelo conseguiu representar bem a situação de  $D/h = 3$ , mas não em  $D/h = 2$  nos valores finais de carregamento. O modelo numérico ficou um pouco mais rígido do que o modelo experimental pela necessidade de estabilização numérica, inerente ao PLAXIS 2D, com a aplicação de parcela mínima de coesão.

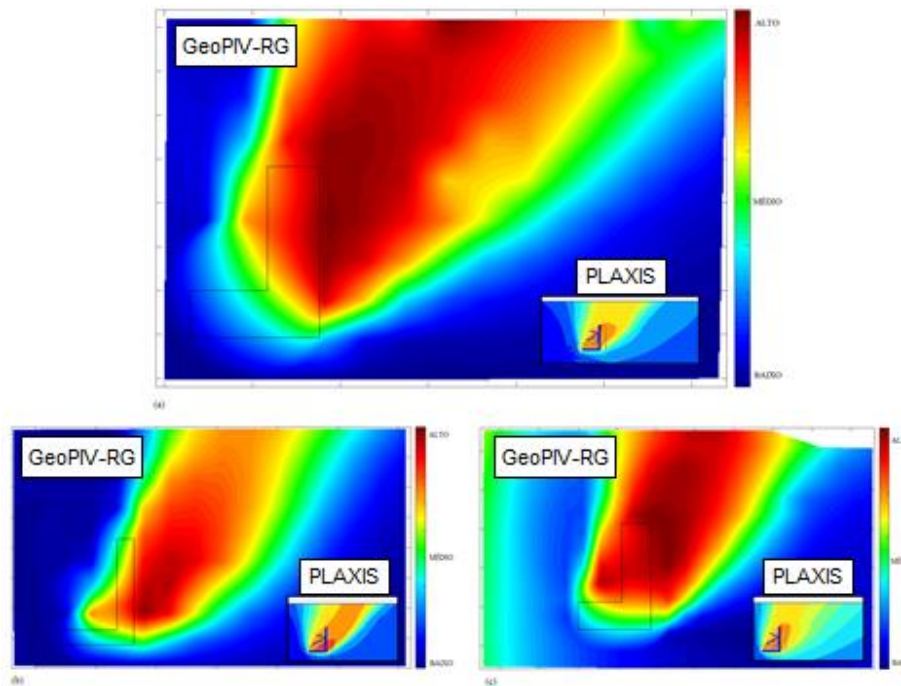
O campo de deslocamentos e deformações também pôde ser comparado, por meio do GeoPIV-RG. São mostrados, a seguir, o campo de deslocamentos totais obtidos pelo GeoPIV-RG e comparados aos obtidos pelo PLAXIS 2D para  $D/h = 1$  (Figura 4.22);  $D/h = 2$  (Figura 4.23)  $D/h = 3$  (Figura 4.24). As figuras mostram que o PLAXIS 2D conseguiu simular o padrão de deslocamentos dos modelos calibrados.

**Figura 4.22 – Campo de deslocamentos total para  $D/h = 1$  (a) ancoragem 01 e (b) ancoragem 02**



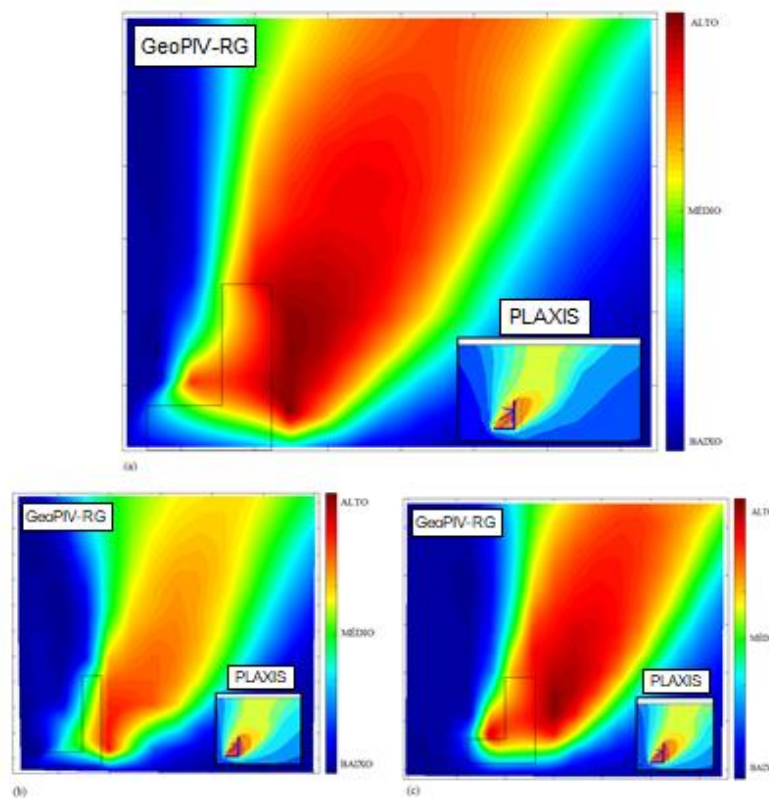
Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.23 – Campo de deslocamentos total para  $D/h = 2$  (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**



Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.24 – Campo de deslocamentos total para  $D/h = 3$  (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**

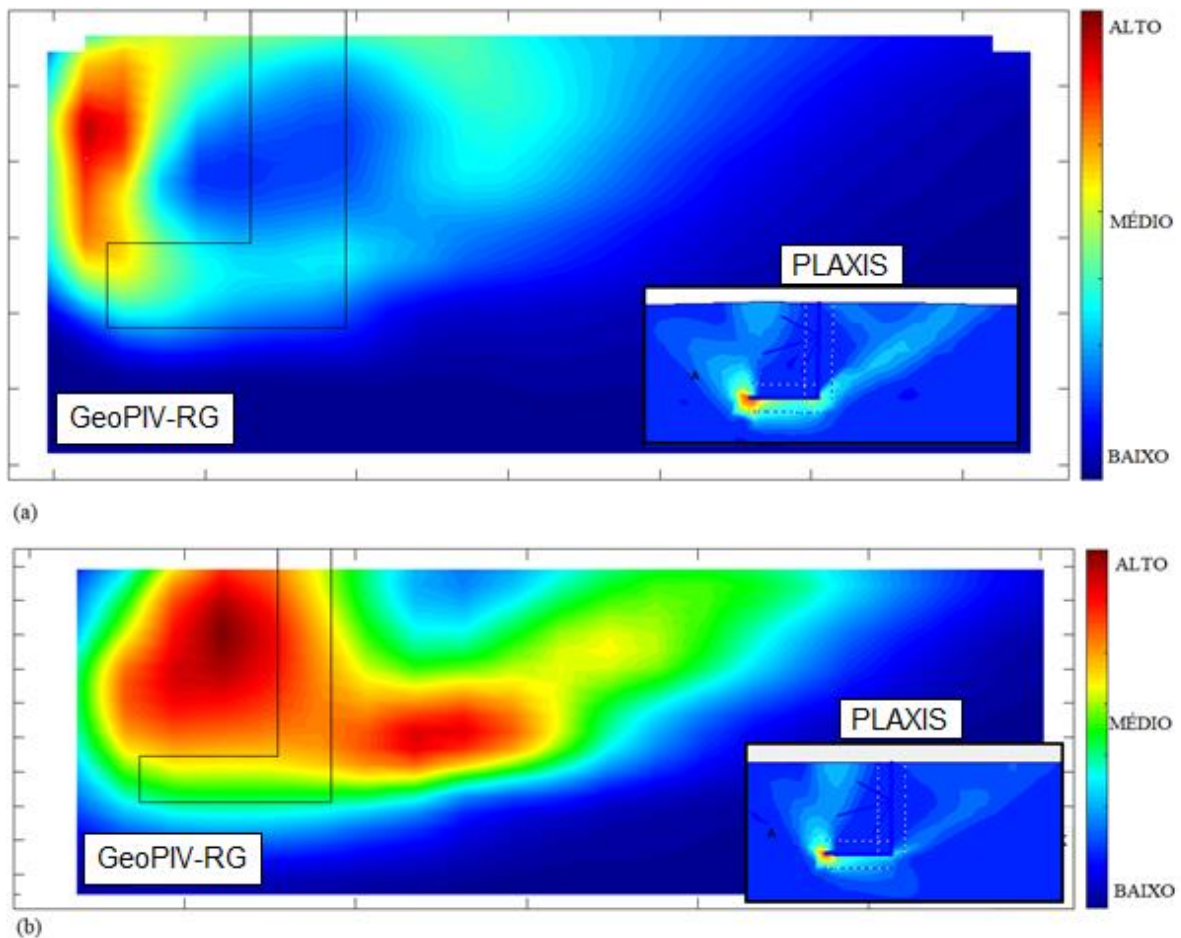


Fonte: Autor (2020)



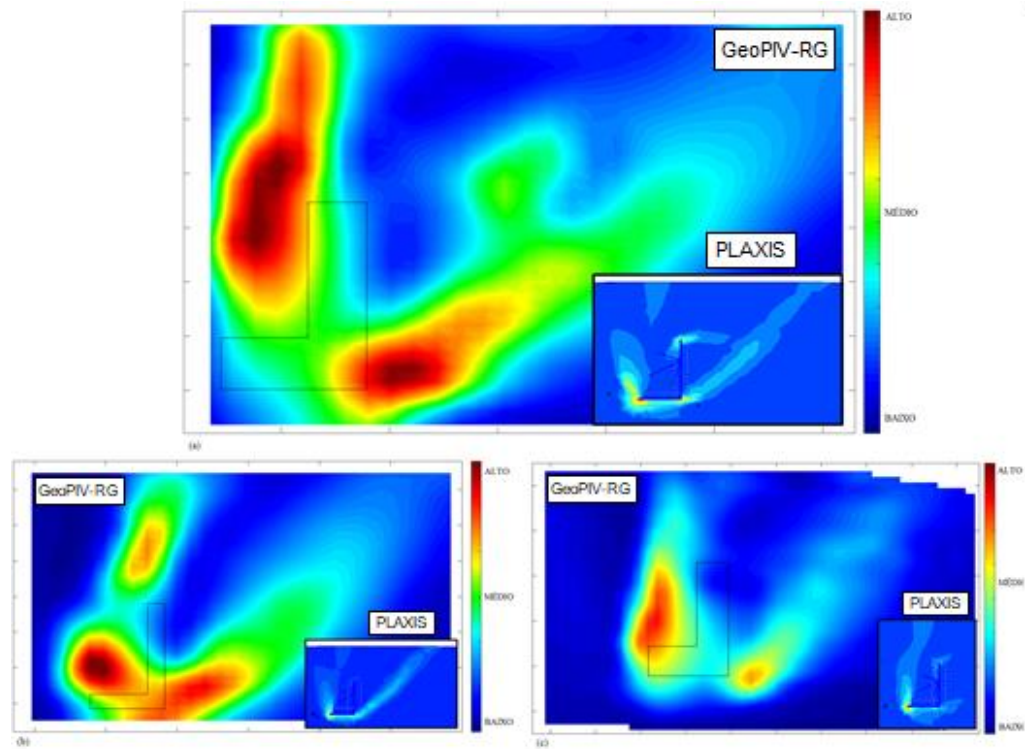
Assim como o campo de deslocamentos, é mostrado o campo de deformações totais de cisalhamento no PLAXIS 2D e GeoPIV-RG para  $D/h = 1$  (Figura 4.25);  $D/h = 2$  (Figura 4.26),  $D/h = 3$  (Figura 4.27). O campo de deformações totais de cisalhamento possui boa similaridade entre os softwares. A descrição das magnitudes de deformações foi definida como alta, média e baixa pois os modelos numéricos ficaram um pouco mais rígidos dos que os experimentais, mas os locais onde ocorrem as deformações está compatível.

**Figura 4.25 – Campo de deformações totais,  $D/h=1$  (a) ancoragem 01 e (b) ancoragem 02**



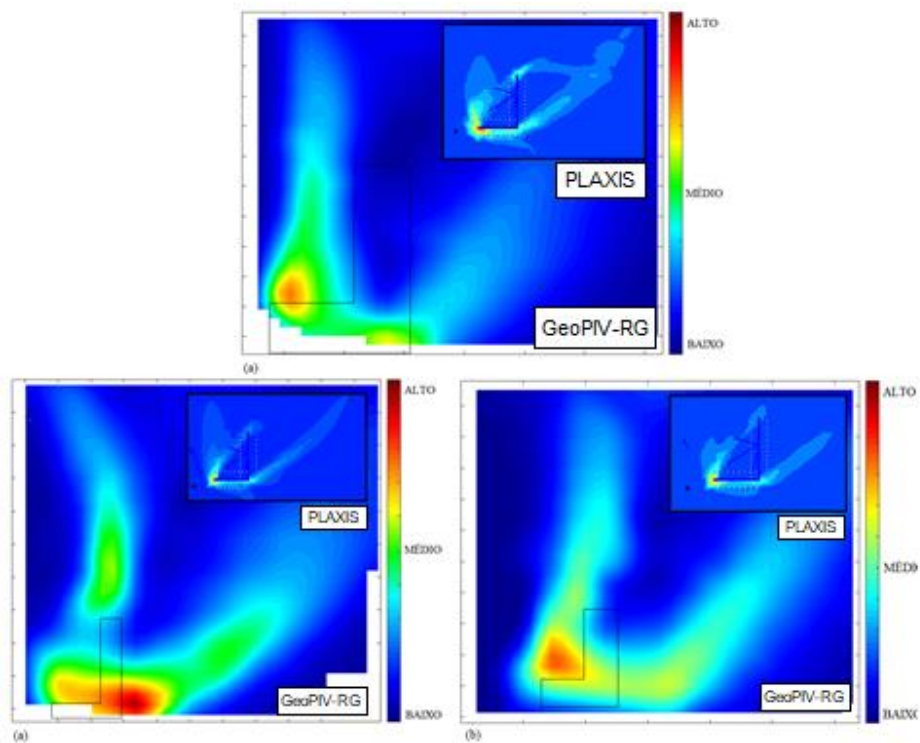
Fonte: Autor (2020)

Figura 4.26 – Campo de deformações totais,  $D/h=2$  (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03



Fonte: Autor (2020)

Figura 4.27 – Campo de deformações totais,  $D/h=3$  (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03



Fonte: Autor (2020)

Há uma maior concentração de deformação na região inferior das ancoragens. Essas deformações se estendem inclinadas para cima, na direção onde é desenvolvida a superfície de ruptura e onde é mobilizado o empuxo passivo. As deformações em torno das ancoragens que rotacionaram em maior nível também está condizente com o modelo físico. Para a ancoragem 01, houve rotação em todas as profundidades. Para a ancoragem 02, houve menor rotação na profundidade igual a 1 e translação e rotação anti-horária para profundidades 2 e 3, respectivamente. Para a ancoragem 03, também houve translação acentuada e rotação anti-horária.

Como a calibração do modelo no PLAXIS 2D mostrou-se satisfatória, outras análises podem ser realizadas nos modelos que não seriam possíveis com o modelo físico. A Tabela 4.6 apresenta os valores máximos das tensões verticais e horizontais e a Figura 4.28 apresenta as curvas carga x deslocamento total para os oito casos estudados.

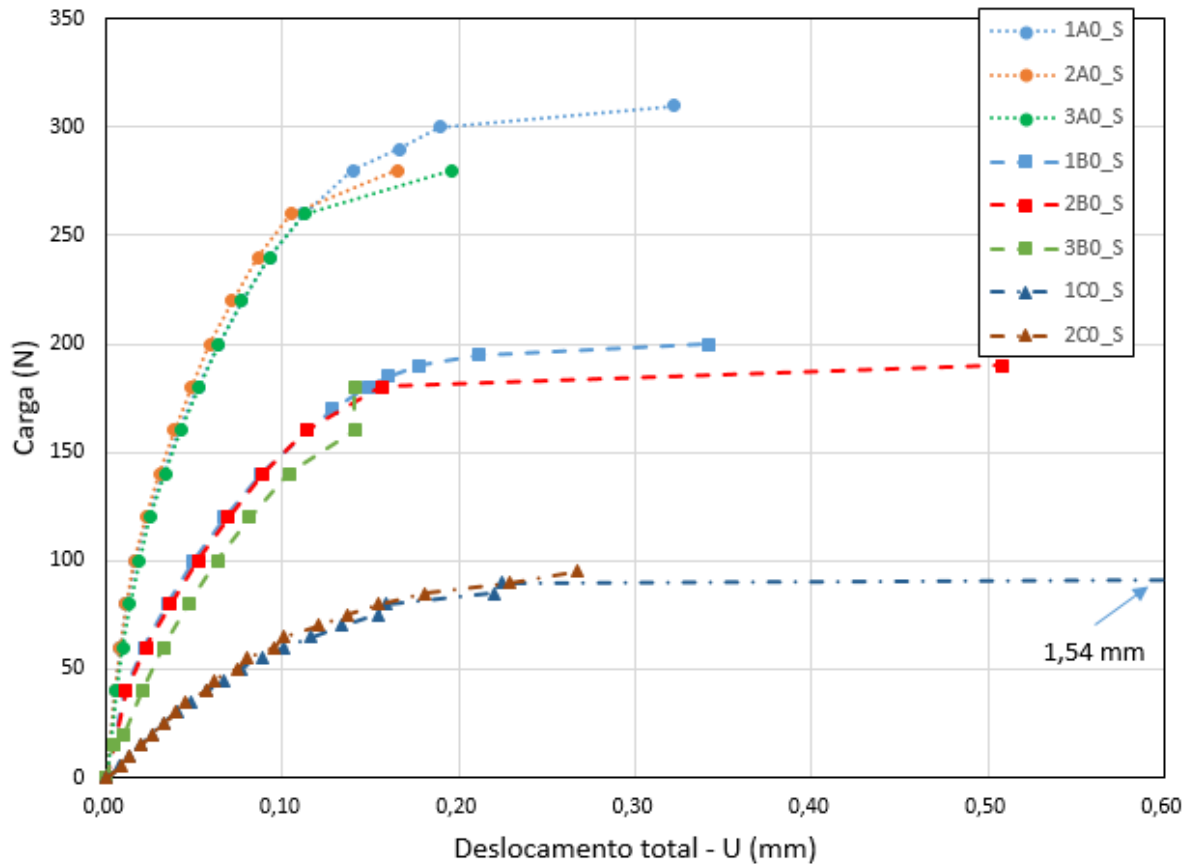
O valor da tensão horizontal decresce com a diminuição da profundidade de assentamento da ancoragem e com a mudança de ancoragem mais rígida para mais flexível, para todos os casos, exceto ancoragem 02, posicionada a  $D/h = 2$ . O valor da tensão vertical se mantém o mesmo na profundidade  $D/h = 3$  independente da ancoragem. Nas outras duas profundidades, há uma diminuição da tensão vertical com a modificação da ancoragem de rígida para flexível. Também ocorreu diminuição da tensão vertical com a diminuição da profundidade de assentamento, exceto para a ancoragem 02,  $D/h = 2$ .

**Tabela 4.6 – Valores de tensão horizontal e vertical nos modelos simulados**

Modelo	Tensão horizontal máxima, $\sigma_{xx}$ (kPa)	Tensão vertical máxima, $\sigma_{yy}$ (kPa)	Carga de ruptura (N)	Sentido de rotação
1A <sub>0</sub> _S	23,93	11,68	305	Horário
2A <sub>0</sub> _S	17,47	11,27	280	Anti-horário
3A <sub>0</sub> _S	16,68	11,64	280	Anti-horário
1B <sub>0</sub> _S	15,04	13,85	200	Horário
2B <sub>0</sub> _S	18,50	8,82	190	Anti-horário
3B <sub>0</sub> _S	11,90	6,62	160	Translação
1C <sub>0</sub> _S	11,03	10,44	100	Horário
2C <sub>0</sub> _S	8,56	6,78	105	Horário

Fonte: Autor (2020)

Figura 4.28 – Curvas carga x deslocamento total nos modelos calibrados

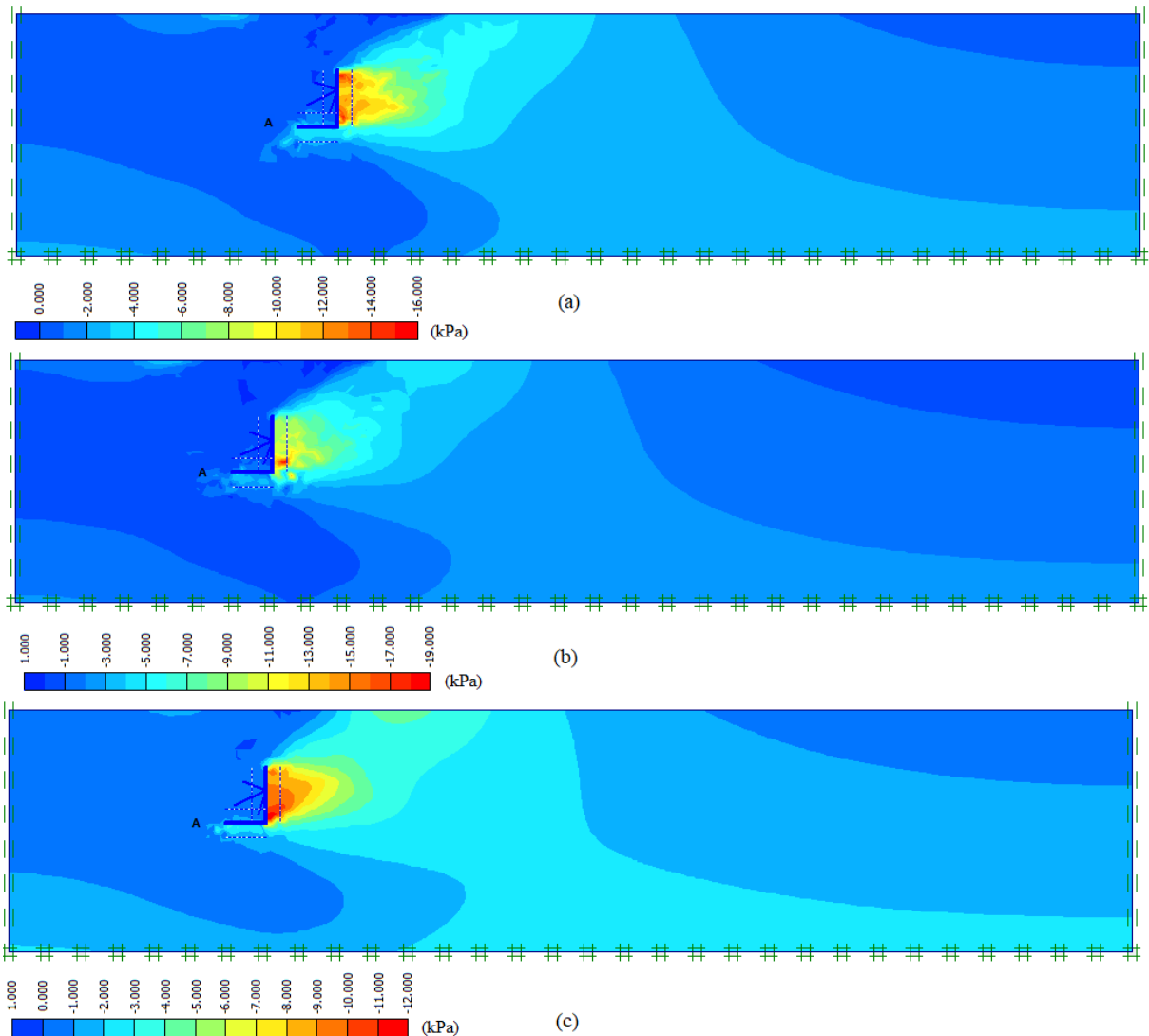


Fonte: Autor (2020)

Ao compararmos as distribuições de tensão na profundidade  $D/h = 2$  dos três tipos de ancoragem (Figura 4.29), percebe-se que, para a ancoragem 02, há um pico de concentração perto da base. Se analisarmos as curvas carga x deslocamento total, a ancoragem 02 deslocou-se mais que as outras, para valores de ruptura próximos.

Há uma alteração na distribuição de tensão horizontal com a modificação da ancoragem. Como esperado, a ancoragem mais flexível (03) obteve uma distribuição mais centralizada, diminuindo na direção dos bordos, com pouco ou nenhum prejuízo na capacidade de carga. Esse comportamento foi observado para todas as profundidades.

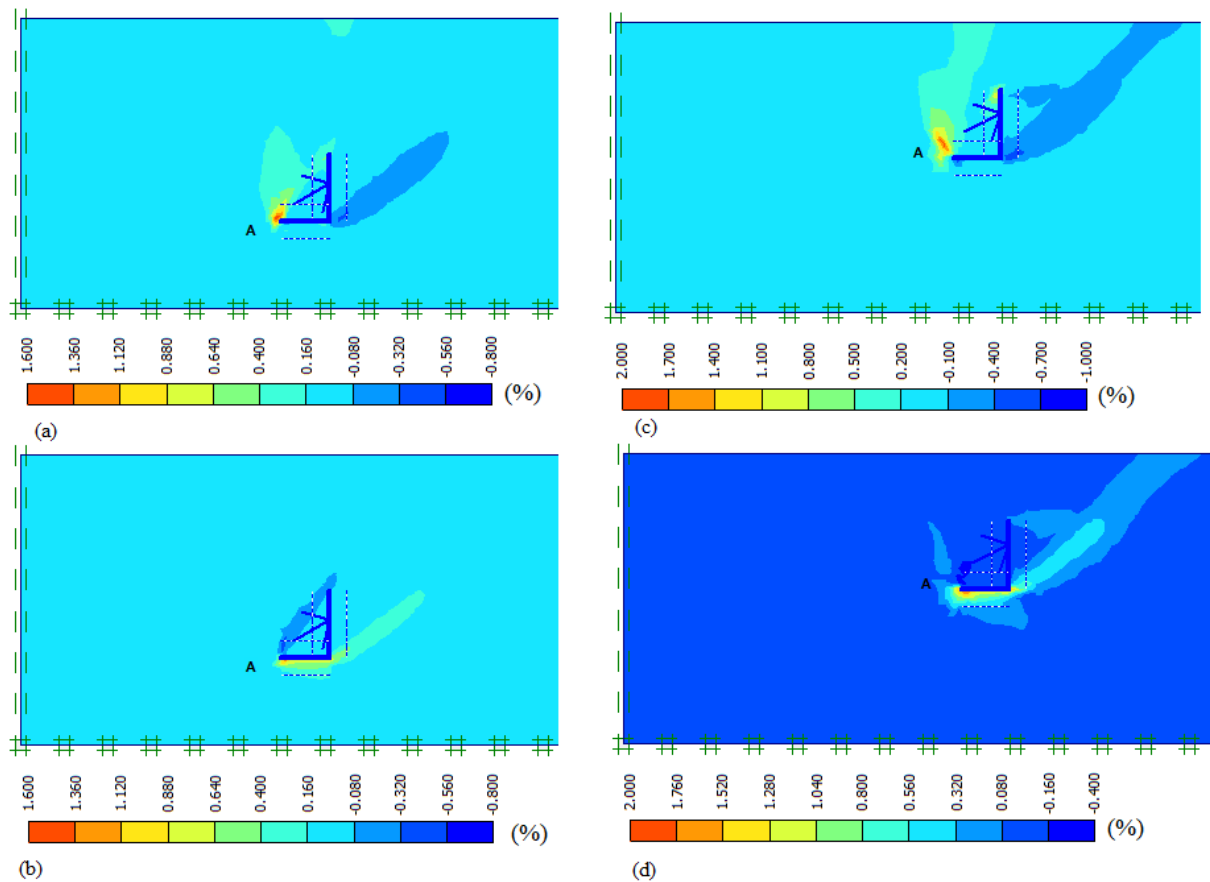
**Figura 4.29 – Distribuição de tensão normal horizontal ( $\sigma_{xx}$ ) para  $D/h = 2$  (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**



Fonte: Autor (2020)

As deformações horizontais apresentaram o mesmo padrão para todas os modelos, exibindo uma região de compressão à direita da ancoragem e uma região de tração à esquerda (Figura 4.30 (a) e (c)). Em relação às deformações verticais, ocorreram deformações de tração embaixo da ancoragem e à direita, na direção da superfície de ruptura observada. Deformações de compressão foram observadas acima da ancoragem, entre seus bordos superior e inferior (Figura 4.30 (b) e (d)). As deformações alcançaram a superfície do solo para profundidades menores ( $D/h = 1$  e  $D/h = 2$ ) e tornaram-se mais localizadas para  $D/h = 3$ .

**Figura 4.30 – Deformações horizontais ( $\epsilon_{xx}$ ) para (a)  $D/h = 3$ , ancoragem 03 e (c)  $D/h = 2$ , ancoragem 01 e deformações verticais ( $\epsilon_{yy}$ ) para (b)  $D/h = 3$ , ancoragem 03 e (d)  $D/h = 2$ , ancoragem 01**



Fonte: Autor (2020)

### 4.3 ESTUDO PARAMÉTRICO

Com a calibração do modelo numérico, é possível afirmar que o PLAXIS 2D conseguiu reproduzir o mecanismo ocorrido no modelo físico. Sendo assim, ao se realizar a análise paramétrica, é possível analisar a variação dos parâmetros (sobrecarga, peso específico da ancoragem, inclinação do cabo e profundidade de assentamento) na resposta ao arrancamento da ancoragem.

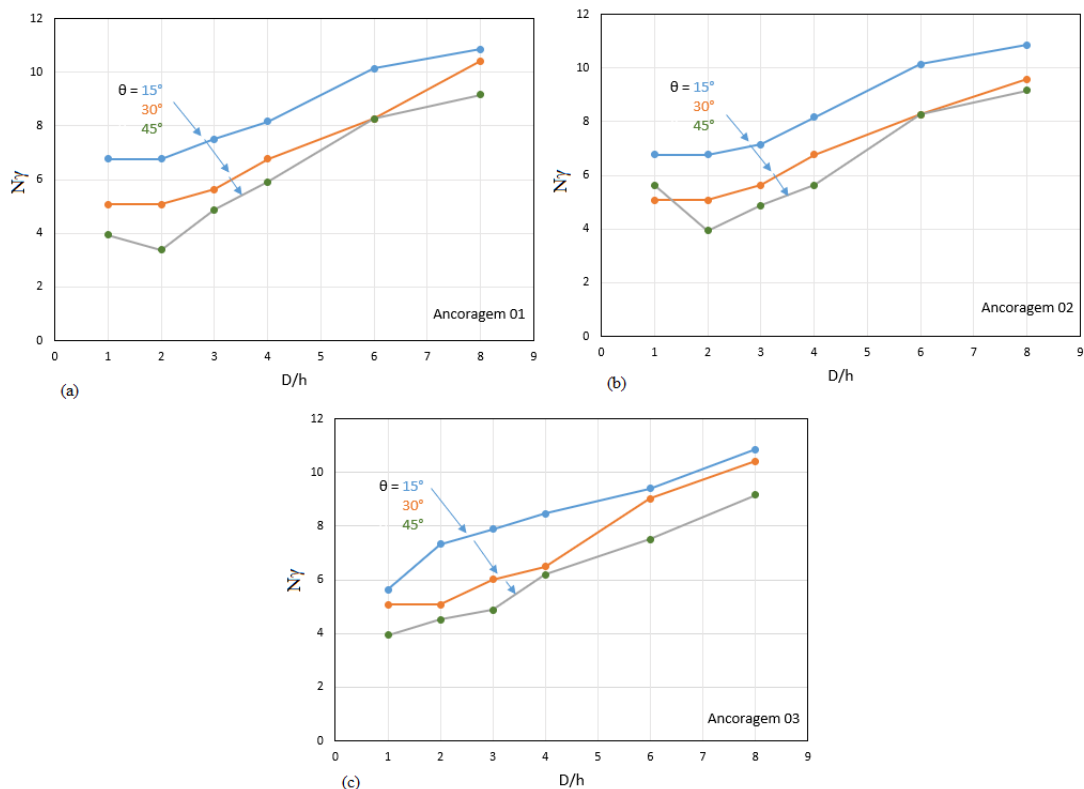
#### 4.3.1 Capacidade de carga

O fator de capacidade  $N_\gamma$  foi utilizado para a análise paramétrica em questão:

$$N_{\gamma} = \frac{Q_u}{\gamma h L D} \quad (4.3)$$

A variação do fator  $N_{\gamma}$  com a modificação da razão de embutimento ( $D/h$ ) correspondendo a diferentes combinações de  $\theta$  e tipos de ancoragem, para  $q = 0,000$  kPa é apresentado na Figura 4.31 (a), (b) e (c).

**Figura 4.31 – Variação do fator de capacidade de carga ( $N_{\gamma}$ ) com a razão de embutimento ( $D/h$ ) e  $\theta$  para (a) ancoragem 01 (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**



Fonte: Autor (2020)

As seguintes observações são feitas a partir das figuras apresentadas:

1. A magnitude de  $N_{\gamma}$  cresce à medida que aumenta a razão de embutimento, para todos os casos. Uma exceção é observada, para ancoragem 02,  $\theta = 45^\circ$  onde o valor para  $D/h = 1$  ficou maior do que para profundidades maiores. É possível observar que para profundidades maiores o crescimento de  $N_{\gamma}$  é menor para a ancoragem 01 e 02, o que não ocorre para a ancoragem 03.
2. A magnitude de  $N_{\gamma}$  cresce à medida que  $\theta$  diminui e o cabo torna-se mais perto da situação de carregamento horizontal. A diminuição de  $\theta$  faz com que a ancoragem

modifique sua rotação. Para os ângulos  $15^\circ$  e  $30^\circ$ , a rotação ocorre no sentido horário para todas as profundidades. Para o ângulo de  $45^\circ$ , em  $D/h = 1$  a rotação é horária e para as demais profundidades, anti-horária, o que pode ser a causa do seu valor mais alto;

3. Não houve mudança significativa no valor de  $N_\gamma$  com a modificação da ancoragem.

A Figura 4.32 (a), (b) e (c) mostra os pontos de plastificação que ocorreram no maciço e os pontos de ruptura por cisalhamento para a ancoragem 01, inclinação do cabo igual a  $15^\circ$ , profundidades 1, 3 e 8. A Figura 4.32 (d), (e) e (f) mostra os pontos de plastificação e os pontos de ruptura por cisalhamento para a ancoragem 01, inclinação do cabo igual a  $45^\circ$ , profundidades 1, 3 e 8.

Para  $\theta = 15^\circ$ , observa-se que o solo entrou em regime plástico em volta da ancoragem e que a área atingida aumentou, com o aumento da profundidade. Os pontos vermelhos indicam que a ruptura ocorreu por atingir o máximo valor de ruptura por cisalhamento. Os pontos em branco romperam por tração. Para  $D/h = 3$  começaram a aparecer pontos de cisalhamento na parte posterior da ancoragem e deformações de compressão na mesma região.

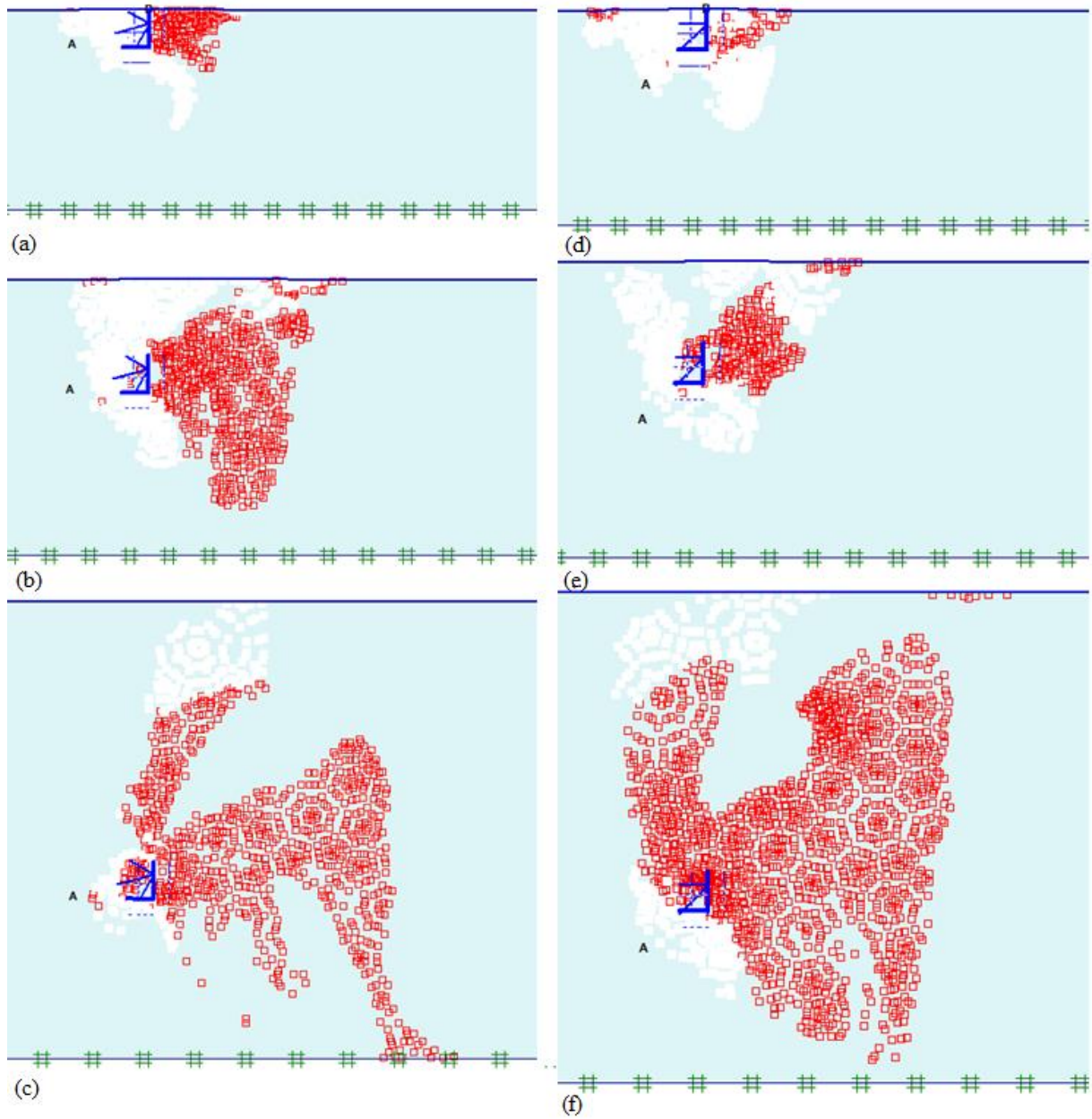
Para  $D/h = 8$ , ocorre o desenvolvimento de deformações de compressão em regiões posteriores à ancoragem, que romperam por cisalhamento. Isso ocorreu pelo aumento na rotação da ancoragem assentada a maior profundidade. Os valores estão apresentados na Tabela 4.7. Os pontos de plastificação mantiveram-se dentro do maciço para  $D/h = 8$ , não atingindo a superfície, diferentemente das demais profundidades. Esse comportamento indica comportamento de ancoragem profunda.

Para  $\theta = 45^\circ$ , a rotação aconteceu no sentido anti-horário para  $D/h = 3$  e 8. Para  $D/h = 1$  a rotação foi horária, porém com menor valor quando comparado as outras inclinações de carregamento. Percebe-se, também, um padrão diferente de pontos de ruptura por cisalhamento, nas três profundidades.

Para  $\theta = 30^\circ$ , o comportamento foi semelhante à  $\theta = 15^\circ$ .



Figura 4.32 – Pontos de plastificação e ruptura a tração para ancoragem 01,  $\theta = 15^\circ$  (a)  $D/h = 1$ , (b)  $D/h = 3$  e (c)  $D/h = 8$  e  $\theta = 45^\circ$  (d)  $D/h = 1$ , (e)  $D/h = 3$  e (f)  $D/h = 8$  e



Fonte: Autor (2020)

**Tabela 4.7 – Rotação na ruptura**

Ancoragem	Razão de embutimento (D/h)	Ângulo de aplicação da carga ( $\theta^\circ$ )	Rotação ( $\alpha^\circ$ )*
01	1	15	0,219
01	3	15	0,169
01	8	15	0,426
01	1	45	0,141
01	3	45	-0,033
01	8	45	-0,108
03	1	45	0,038
03	3	45	-0,087
03	8	45	-0,137

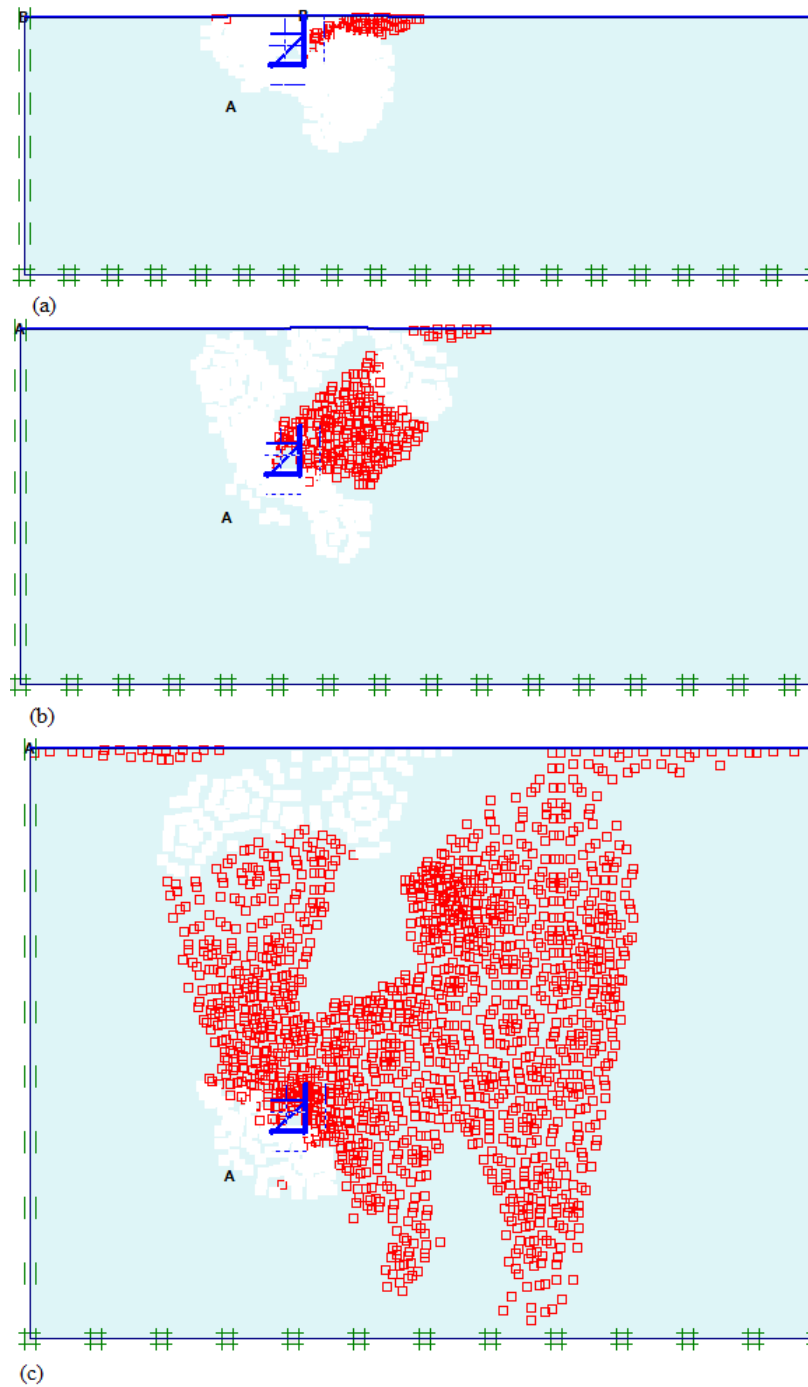
\* Sentido horário positivo

Fonte: Autor (2020)

A Figura 4.33 mostra os pontos de plastificação e os pontos de ruptura por cisalhamento para a ancoragem 03, inclinação do cabo igual a  $45^\circ$ , nas mesmas três profundidades. As regiões de ruptura assemelham-se com as da Figura 4.32 ((d), (e) e (f)) com o mesmo valor de  $\theta$ . O ângulo de rotação da ancoragem também está apresentado na Tabela 4.7.

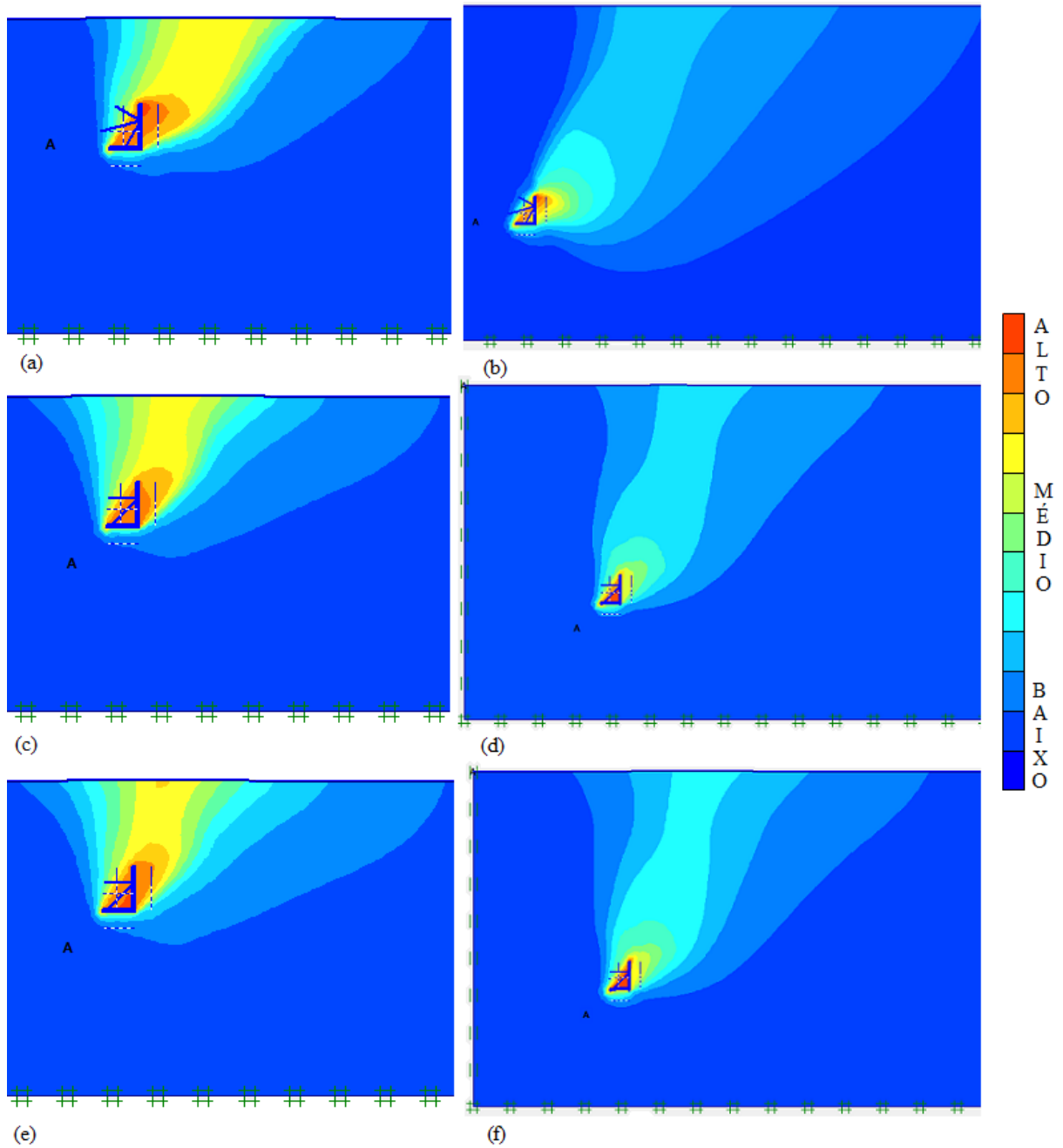
Para  $D/h = 8$ , alguns pontos de cisalhamento ainda atingem a superfície do solo. Isso indica que o mecanismo de ancoragem profunda está menos pronunciado para a ancoragem 03, como também indica o crescimento linear do fator de capacidade de carga. A Figura 4.34 apresenta a distribuição dos deslocamentos totais nesses três casos.

Figura 4.33 – Pontos de plastificação e ruptura a tração para ancoragem 03,  $\theta = 45^\circ$  (a)  $D/h = 1$ , (b)  $D/h = 3$  e (c)  $D/h = 8$



Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.34 – Deslocamentos totais para ancoragem 01,  $\theta = 15^\circ$  (a)  $D/h = 3$  e (b)  $D/h = 8$ , ancoragem 01,  $\theta = 45^\circ$  (c)  $D/h = 3$  e (d)  $D/h = 8$ , ancoragem 03,  $\theta = 45^\circ$  (e)  $D/h = 3$  e (f)  $D/h = 8$**



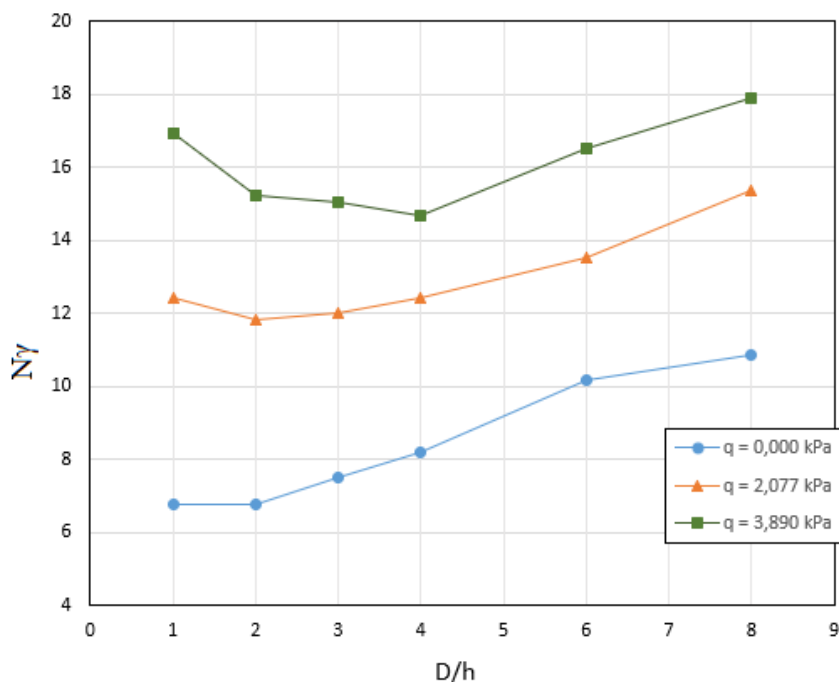
Fonte: Autor (2020)

Observa-se a concentração de deslocamentos em volta da ancoragem na profundidade  $D/h = 8$  para os três casos, enquanto para  $D/h = 3$  grandes deslocamentos atingem a superfície do solo.

Com a aplicação da sobrecarga, o valor de capacidade de carga aumentou em todas as profundidades, como apresentado na Figura 4.35, e em maior magnitude para a maior

sobrecarga. A aplicação da sobrecarga simula um aumento no nível de tensão que a ancoragem está submetida.

**Figura 4.35 – Variação do fator de capacidade de carga ( $N\gamma$ ) com a razão de embutimento ( $D/h$ ) e a sobrecarga aplicada ( $q$ )**



Fonte: Autor (2020)

Esse aumento foi bastante significativo para  $D/h = 1$ , com as duas sobrecargas analisadas. Para  $q = 2,077$  kPa, o fator de capacidade de carga aumentou de modo contínuo até  $D/h = 8$ . Já para  $q = 3,890$  kPa, houve uma diminuição até  $D/h = 4$  e posterior aumento até  $D/h = 8$ .

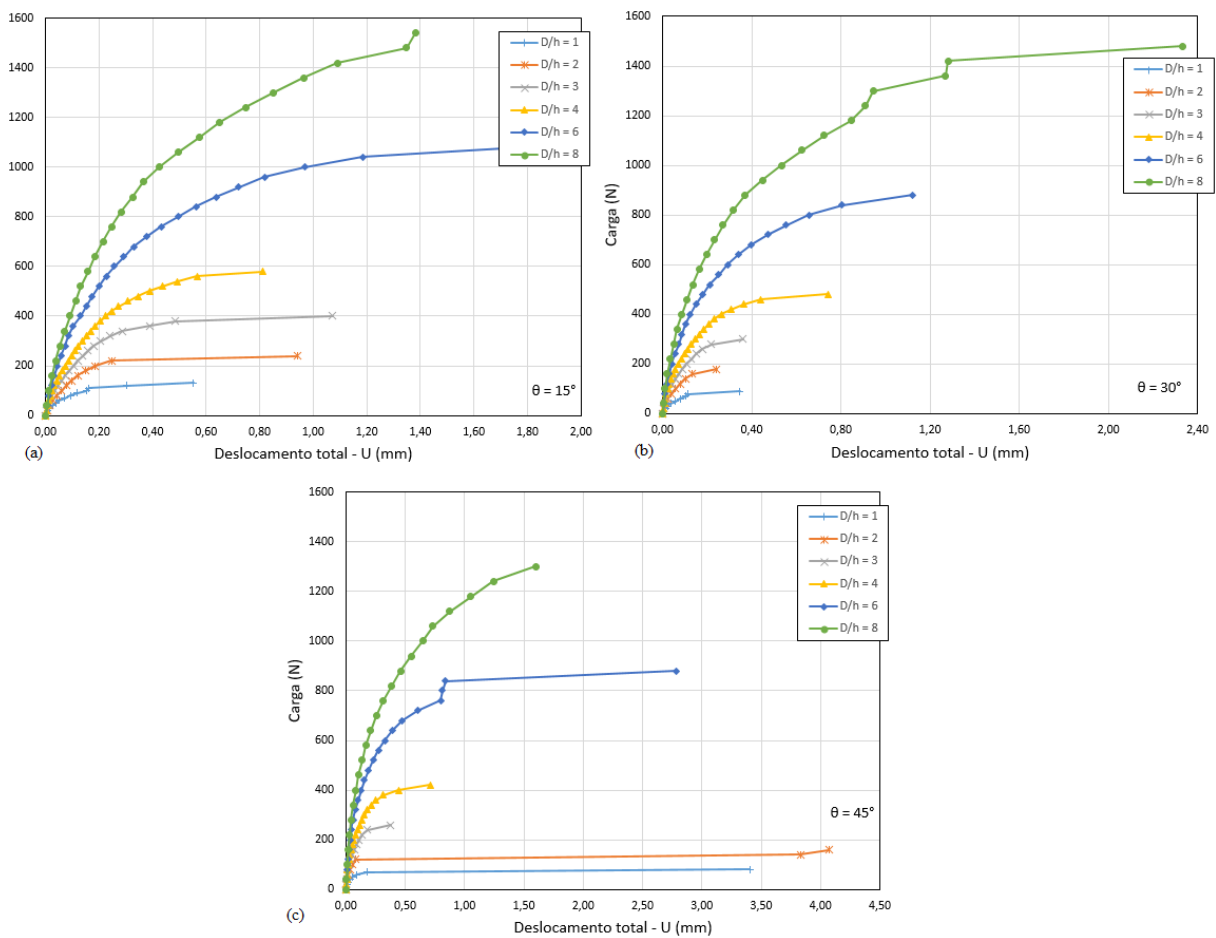
As deformações de cisalhamento para  $q = 3,890$  kPa se tornaram mais restritas ao contorno da ancoragem com o aumento da profundidade. Isso pode ter justificado a diminuição de  $N\gamma$  até  $D/h = 4$ . A partir de  $D/h = 4$ , o comportamento já era profundo.

#### 4.3.2 Curva carga x deslocamento

Os resultados das curvas carga x deslocamento obtidas na análise paramétrica são apresentadas para a ancoragem 01, inclinações de cabo igual a 15, 30 e 45°, sem sobrecarga, na Figura 4.36. É possível observar que, independente da inclinação do carregamento, o valor da carga última cresce significativamente com a profundidade de assentamento da ancoragem.

Observa-se, também, que há uma modificação no formato da curva para razões de embutimento maiores que 6. Para tais profundidades, não há uma estagnação no valor do carregamento, como já discutido anteriormente, mesmo para grandes deslocamentos. Pode-se dizer que a ruptura passa de generalizada a localizada. A ancoragem apresenta comportamento elasto-plástico com ganho de rigidez, ou seja, continua suportando aumentos no carregamento mesmo com deslocamentos maiores.

**Figura 4.36 – Influência da razão de embutimento na resposta ao arrancamento para ancoragem 01 (a)  $\theta = 15^\circ$ , (b)  $\theta = 30^\circ$  e (c)  $\theta = 45^\circ$**



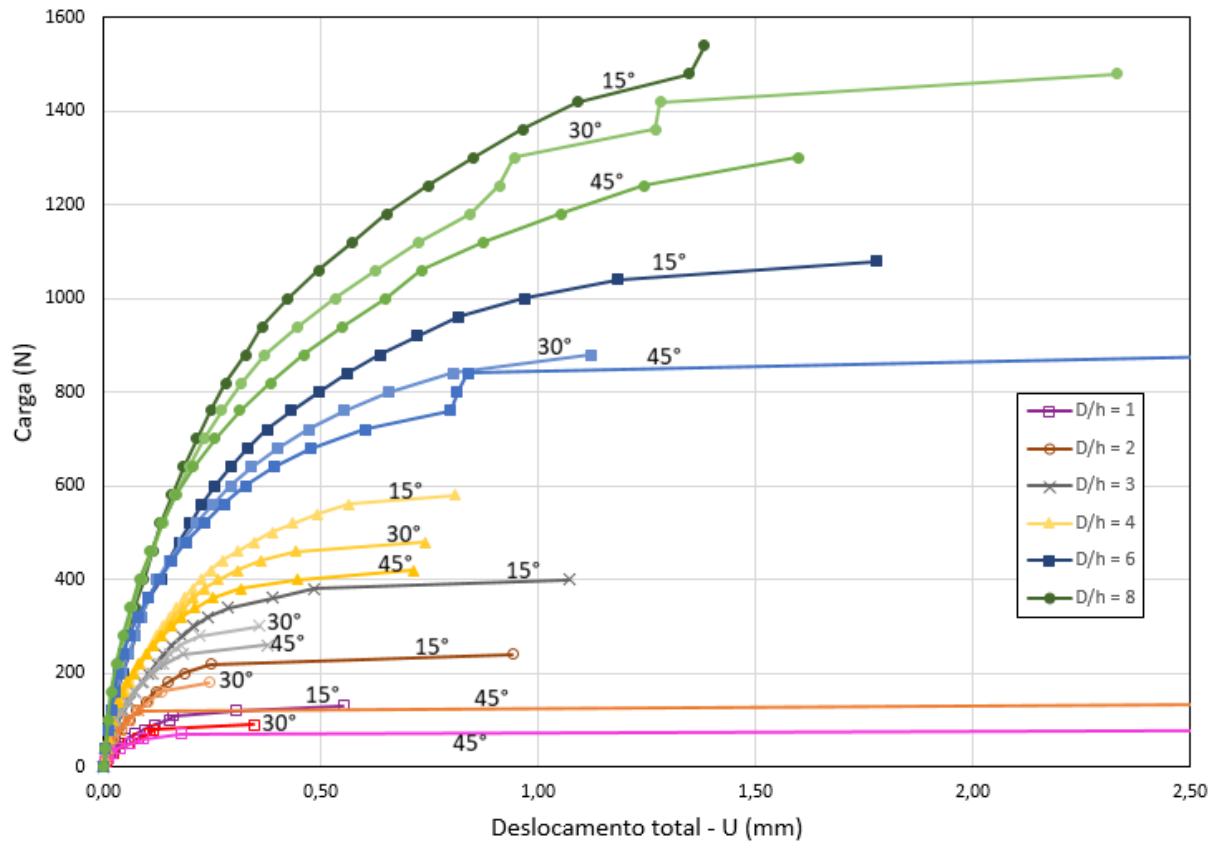
Fonte: Autor (2020)

Em particular, nota-se que para inclinação de carregamento igual a  $45^\circ$ , as profundidades  $D/h = 1, 2$  e  $6$  apresentaram grande deslocamento. Foi verificado uma modificação no sentido da rotação da ancoragem para  $\theta = 45^\circ$  que pode explicar tal comportamento. Para baixos valores de carga, a ancoragem começa sua rotação no sentido horário, em maior grau para pequenas profundidades e menor para grandes profundidades. Ao

aumentar o carregamento, a ancoragem passa a rotacionar sentido anti-horário até atingir a ruptura. Para as profundidades acima citadas ( $D/h = 1, 2$  e  $6$ ) a rotação muda de sentido bruscamente nos últimos estágios de carregamento. Para  $\theta = 15$  e  $30^\circ$  não há essa modificação no sentido da rotação.

A Figura 4.37 compara, profundidade a profundidade, os deslocamentos para a ancoragem 01 com a modificação da inclinação do carregamento. Percebe-se o ganho na capacidade de carga com a diminuição da inclinação do carregamento para todas as profundidades. Além disso, o modelo torna-se menos rígido (i. e. apresenta maiores deslocamentos) com o aumento da inclinação do carregamento.

**Figura 4.37 – Influência da inclinação do carregamento nos deslocamentos para ancoragem 01**



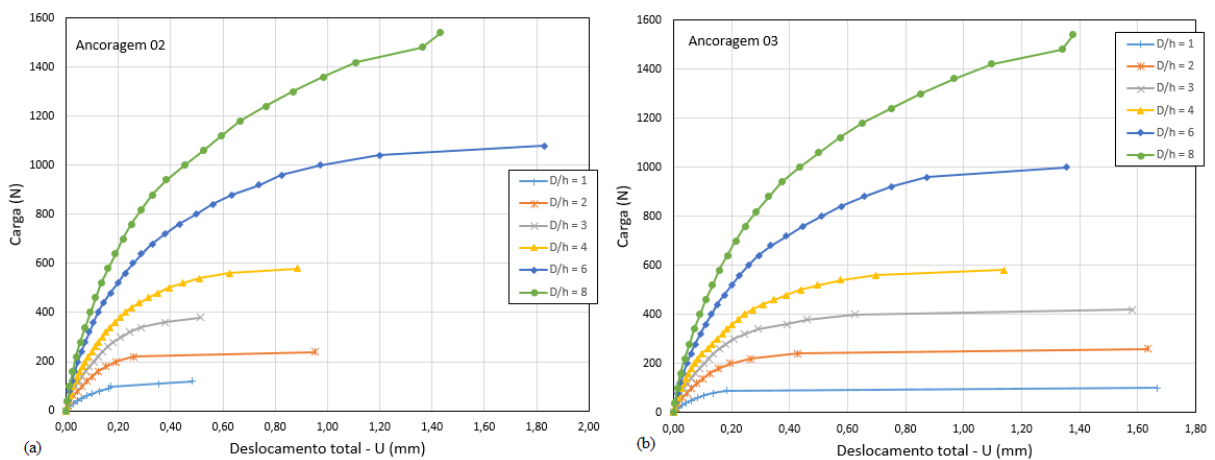
Fonte: Autor (2020)

Na Figura 4.38 estão apresentadas as curvas carga x deslocamento para a mesma inclinação de carregamento ( $\theta = 15^\circ$ ), para ancoragem 02 e 03. Assim como visto anteriormente, o valor da capacidade de carga continua sendo bastante influenciado e cresce à medida que a ancoragem é assentada a profundidades maiores. Comparando esses resultados

com a Figura 4.36 (a), é importante observar que, para todas as ancoragens, o valor máximo de deslocamento foi aproximadamente o mesmo (2,00 mm).

Para profundidades de assentamento menores, até  $D/h = 3$ , a ancoragem 03 apresentou valores maiores de deslocamentos nas fases finais de carregamento. Para profundidades maiores ( $D/h = 4, 6$  e  $8$ ), os valores de deslocamentos foram praticamente os mesmos para as três ancoragens.

**Figura 4.38 – Influência da razão de embutimento na resposta ao arrancamento para  $\theta = 15^\circ$  (a) ancoragem 02 e (b) ancoragem 03**



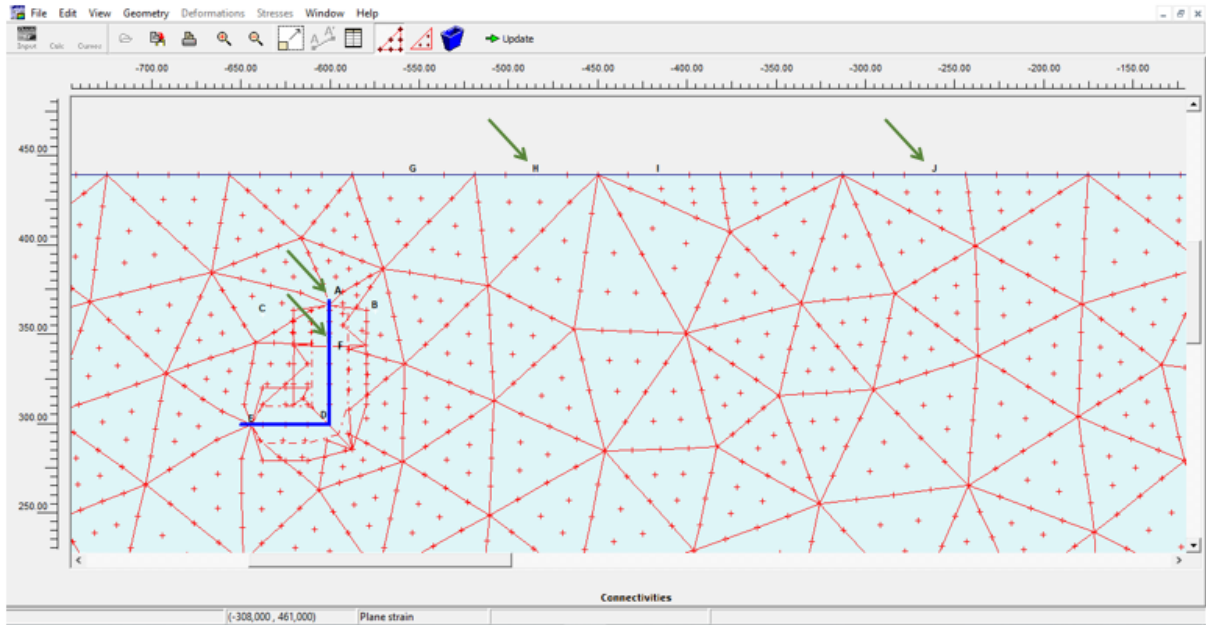
Fonte: Autor (2020)

Também foi realizada uma análise dos deslocamentos a  $1/3$  e  $1/2$  da carga última para as mesmas situações de carregamento e ancoragens acima descritas. Essa análise foi realizada no cabo (ponto F), na parte superior da ancoragem (ponto A) e em dois locais na superfície do solo (pontos H e J), mostrados na Figura 4.39, para a razão de embutimento  $D/h = 2$ , mas que se mantém os mesmos em todas as profundidades de assentamento.

Para todas as situações, os valores de deslocamento foram menores que 0,7 mm, o que representa 10% do valor da altura da ancoragem. Somente na ruptura, alguns valores ficaram acima de 0,7 mm.



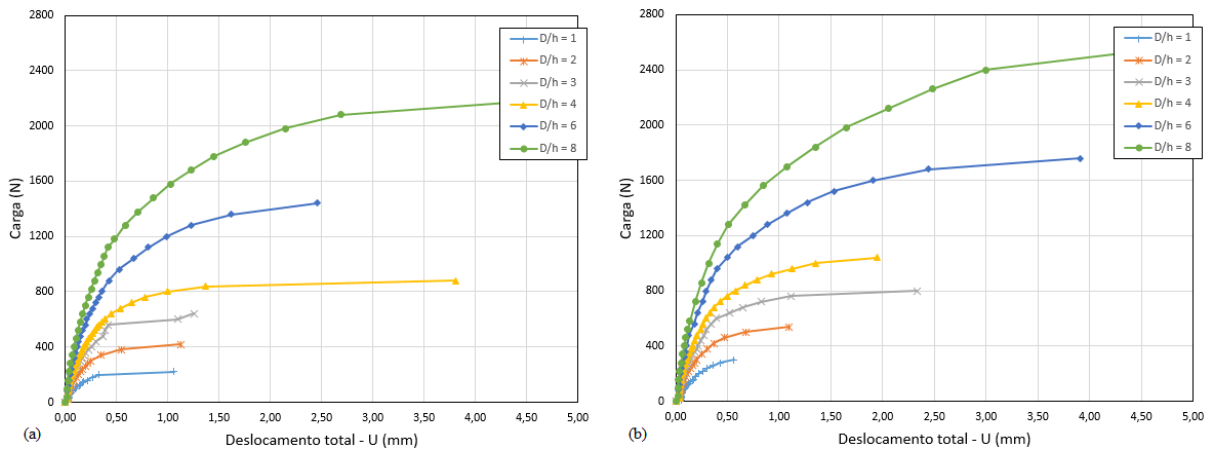
**Figura 4.39 – Localização dos pontos de análise dos deslocamentos**



Fonte: Autor (2020)

A Figura 4.40 apresenta as curvas carga x deslocamento para a ancoragem 01,  $\theta = 15^\circ$  com a aplicação das duas sobrecargas na superfície do solo. Assim como anteriormente observado, a carga última cresce sensivelmente com o aumento da profundidade. Além disso, valores maiores são alcançados para a sobrecarga maior. Ocorreu modificação no formato da curva, para profundidades menores. Para a sobrecarga  $q = 3,890$  kPa, é possível observar um ganho de rigidez inclusive nos modelos assentados em menores profundidades.

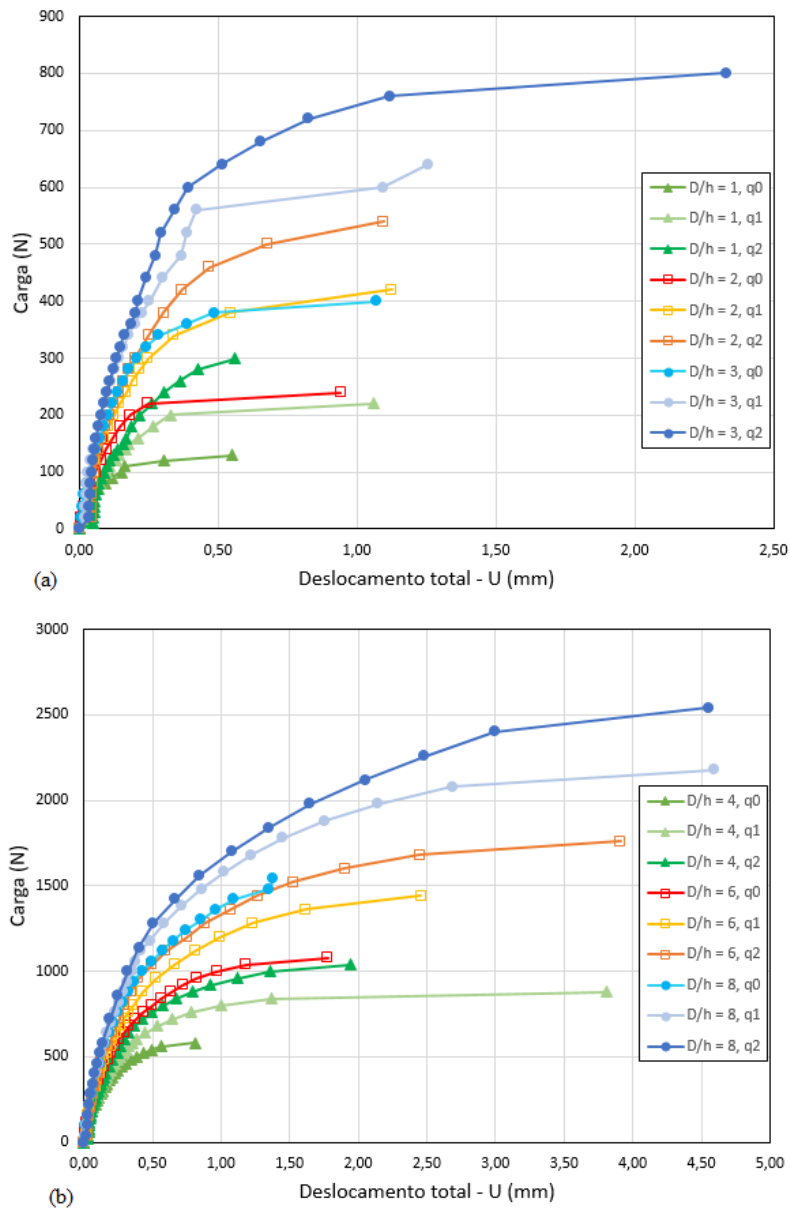
**Figura 4.40 – Influência da razão de embutimento na resposta ao arrancamento para ancoragem 01,  $\theta = 15^\circ$  (a)  $q = 2,077$  kPa, (b)  $q = 3,890$  kPa**



Fonte: Autor (2020)

A Figura 4.41 mostra com mais clareza a influência da sobrecarga em cada profundidade de assentamento. Quanto maior a sobrecarga, mais rígido se torna o sistema e menores deslocamentos são obtidos a menores cargas. Para a razão de embutimento  $D/h = 2$  é possível observar a modificação no padrão da curva carga x deslocamento generalizada para um ganho de rigidez próximo à ruptura.

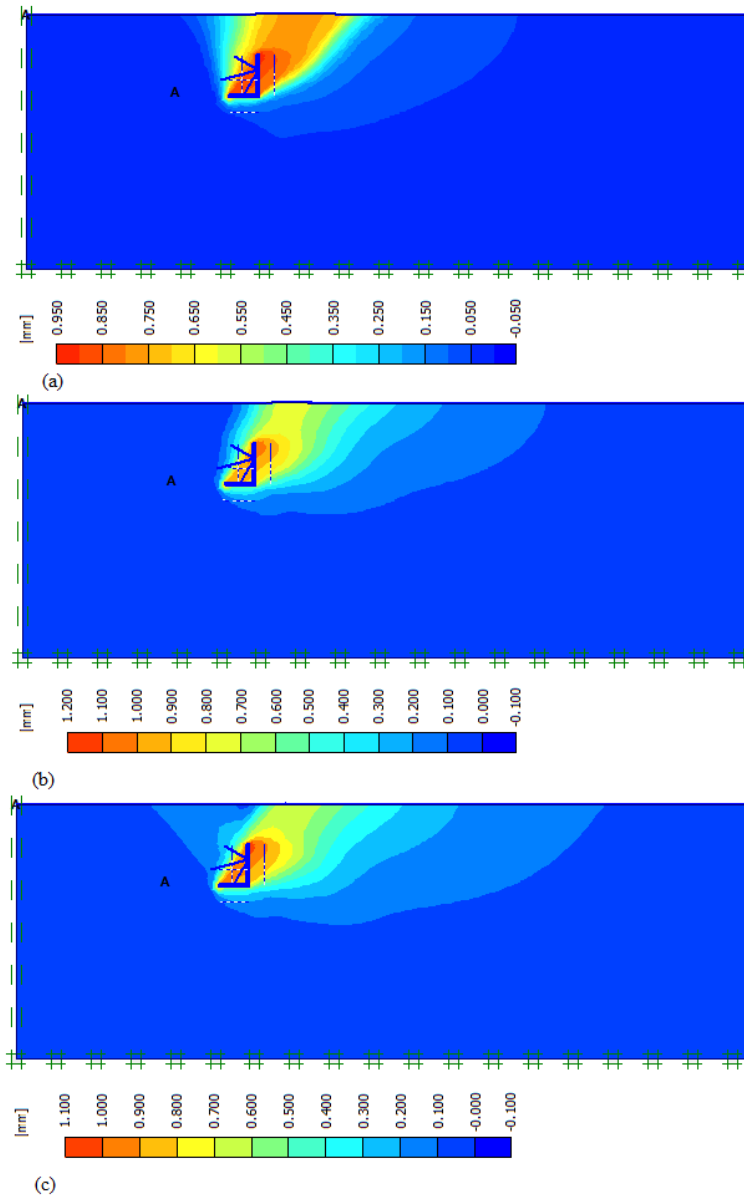
**Figura 4.41 – Influência da sobrecarga nos deslocamentos para ancoragem 01,  $\theta = 15^\circ$  nas profundidades (a)  $D/h = 1, 2$  e  $3$  e (b)  $D/h = 4, 6$  e  $8$**



Fonte: Autor (2020)

Ao compararmos os deslocamentos dos modelos com sobrecarga, é possível observar os deslocamentos mais contidos em volta da ancoragem para a razão  $D/h=2$  (Figura 4.42).

**Figura 4.42 – Modificação dos deslocamentos totais com o aumento da sobrecarga (a)  $q = 0,000$  kPa, (b)  $q = 2,077$  kPa e (c)  $q = 3,890$  kPa**

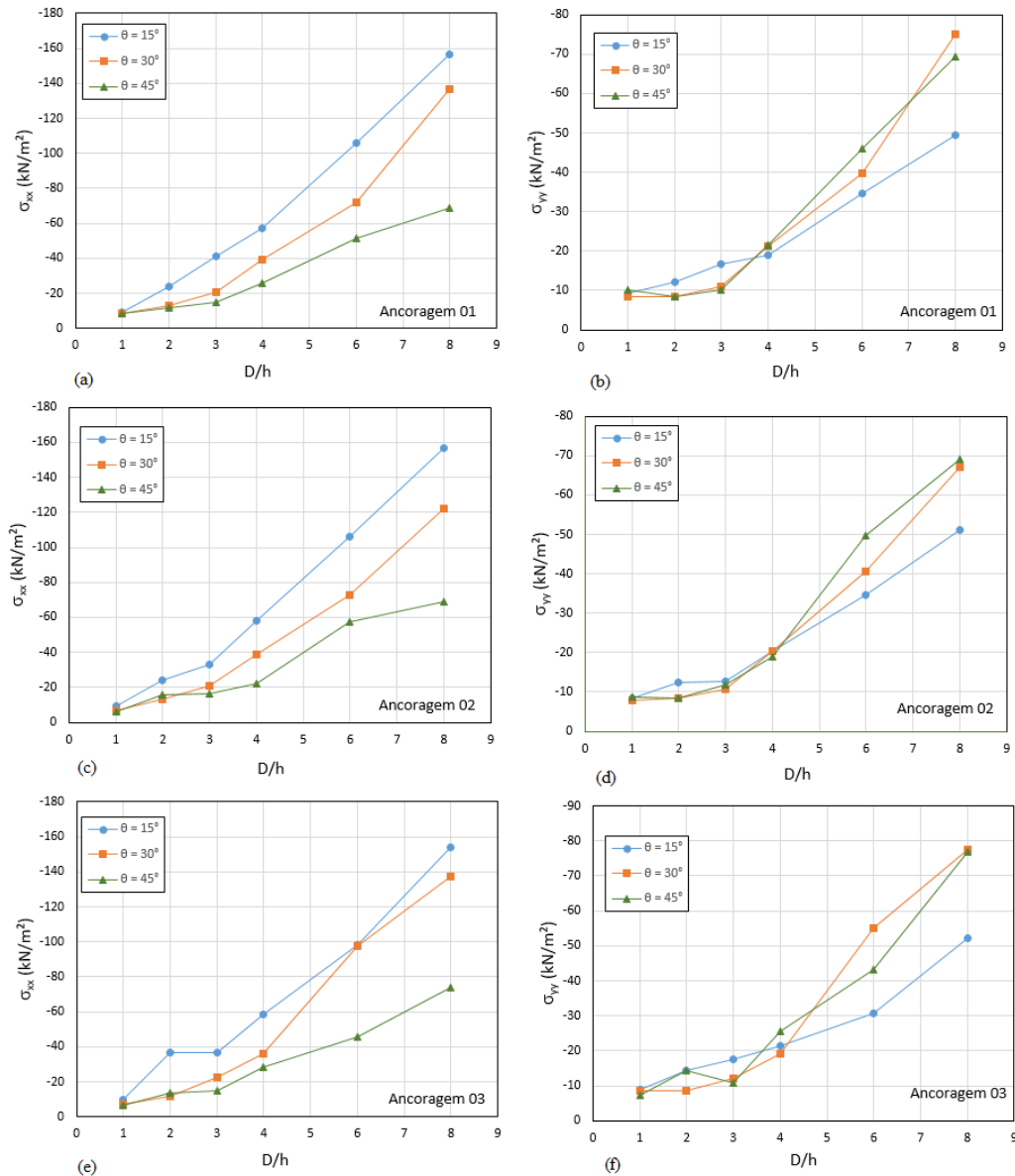


### 4.3.3 Tensões e deformações no solo

A variação da tensão no solo com a razão de embutimento ( $D/h$ ), a inclinação do cabo ( $\theta$ ) e a modificação da ancoragem pode ser observada na Figura 4.43 para tensões máximas horizontais e verticais. Há um aumento no valor da tensão horizontal máxima de compressão

para todas as ancoragens, com a diminuição de  $\theta$ . Para a ancoragem 03, é notado um aumento expressivo, quando  $\theta$  diminui de  $45^\circ$  para  $30^\circ$ . Para as tensões máximas verticais, em profundidades menores ( $D/h < 3$ ), os valores variaram pouco com  $\theta$ . Já para profundidades maiores ( $D/h > 4$ ), o menor valor de tensão vertical foi para  $\theta = 15^\circ$ .

**Figura 4.43 – Tensões normais horizontais ( $\sigma_{xx}$ ) e verticais ( $\sigma_{yy}$ ) x razão de embutimento (D/h) para (a) e (b) ancoragem 01, (c) e (d) ancoragem 02 e (e) e (f) ancoragem 03**

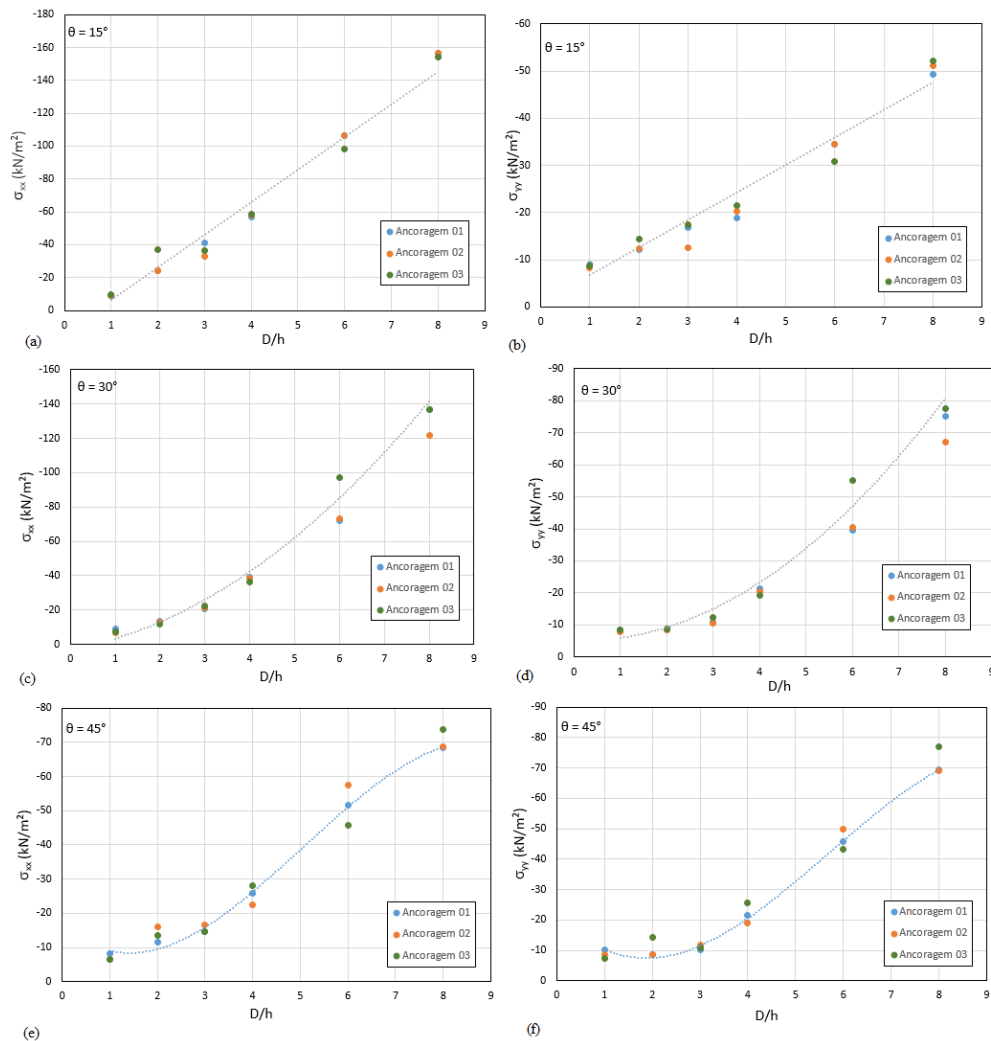


Fonte: Autor (2020)

Na Figura 4.44, os valores de tensão horizontal máxima e tensão vertical máxima foram plotados para um mesmo valor de  $\theta$ , variando D/h e a ancoragem. A partir do padrão dos valores, traçou-se uma linha de tendência que mostrou que para  $\theta = 15^\circ$  as tensões cresceram

linearmente com a profundidade. Para  $\theta = 30^\circ$ , o crescimento foi aproximadamente exponencial com o aumento da profundidade. Já para  $\theta = 45^\circ$ , o aumento foi mais pronunciado em baixos valores de  $D/h$  e diminuiu à medida que a profundidade de assentamento da ancoragem aumentou.

**Figura 4.44 – Tensões normais horizontais ( $\sigma_{xx}$ ) e verticais ( $\sigma_{yy}$ ) x razão de embutimento ( $D/h$ ) para (a) e (b)  $\theta = 15^\circ$ , (c) e (d)  $\theta = 30^\circ$  e (e) e (f)  $\theta = 45^\circ$**

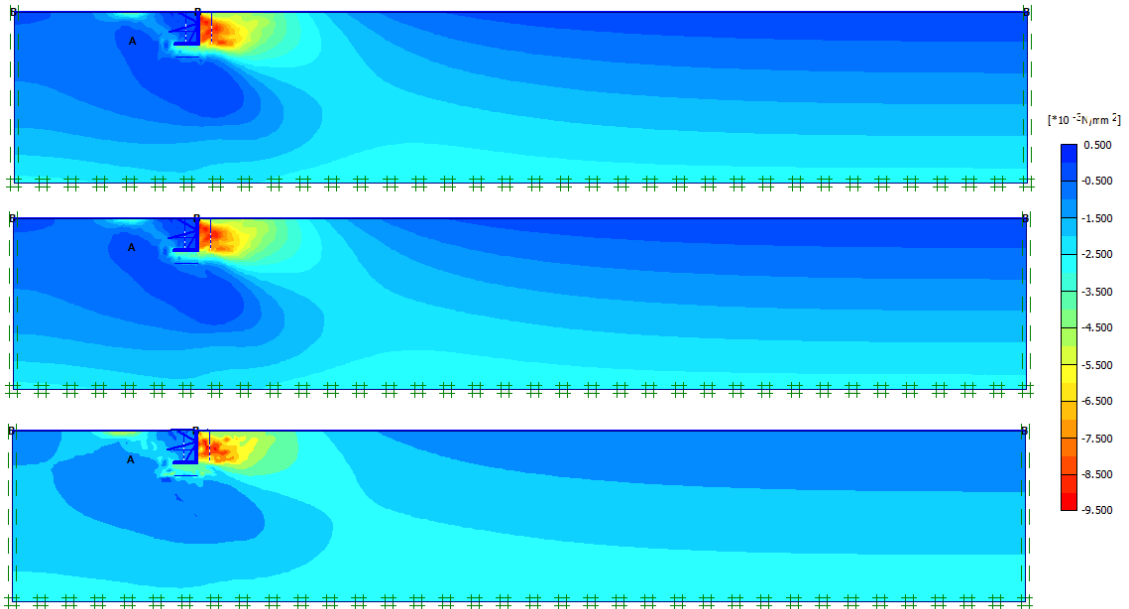


Fonte: Autor (2020)

Houve uma influência da profundidade de assentamento no espriamento das tensões em função do tipo de ancoragem. A Figura 4.45 apresenta as tensões normais horizontais para as três ancoragens posicionadas a  $D/h = 1$ ,  $\theta = 15^\circ$ . A Figura 4.46 apresenta as tensões normais horizontais para as três ancoragens posicionadas a  $D/h = 3$ ,  $\theta = 15^\circ$ . À medida que a profundidade de assentamento aumenta, a tensão se restringe à localidade da ancoragem.

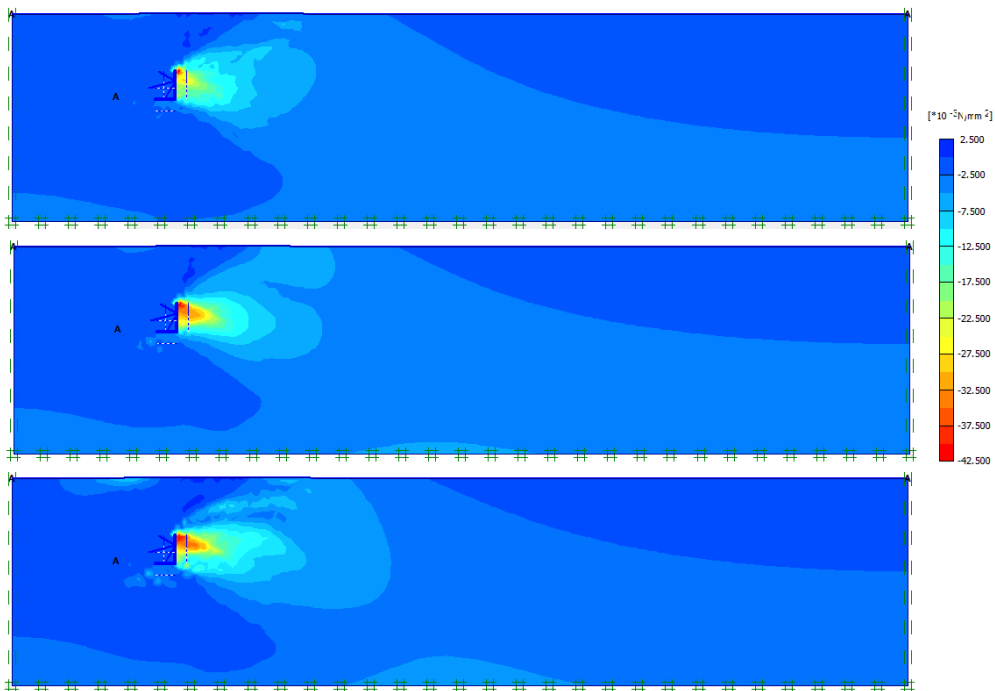
Percebe-se diferenças nos contornos, principalmente na ancoragem 03 que é mais flexível que as outras duas. Já na Figura 4.47, com  $D/h = 8$ , as tensões formaram um bulbo dentro do maciço de solos, não atingindo a superfície.

**Figura 4.45 – Tensões normais horizontais para  $D/h = 1$  e  $\theta = 15^\circ$  (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**



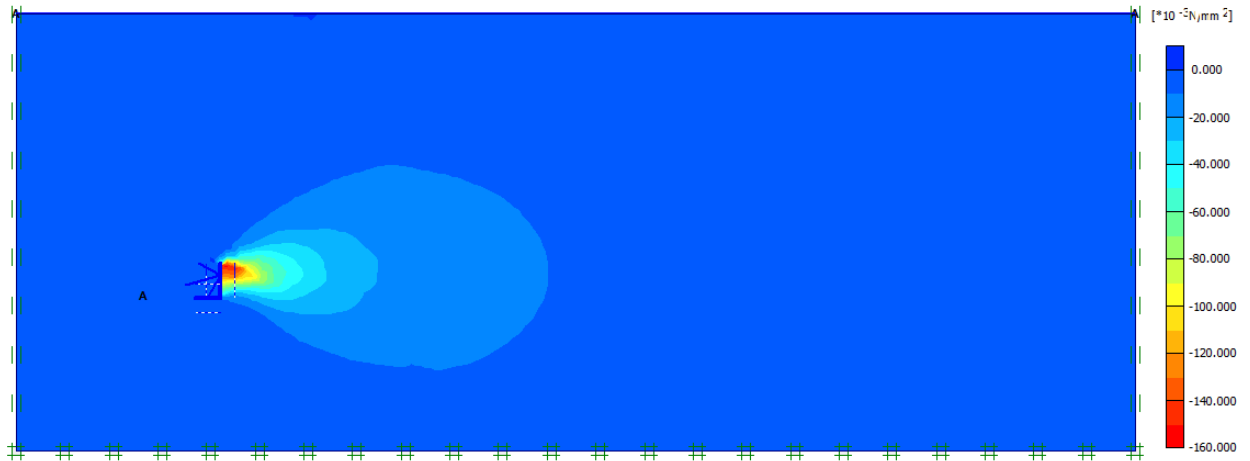
Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.46 - Tensões normais horizontais para  $D/h = 3$  e  $\theta = 15^\circ$  (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**



Fonte: Autor (2020)

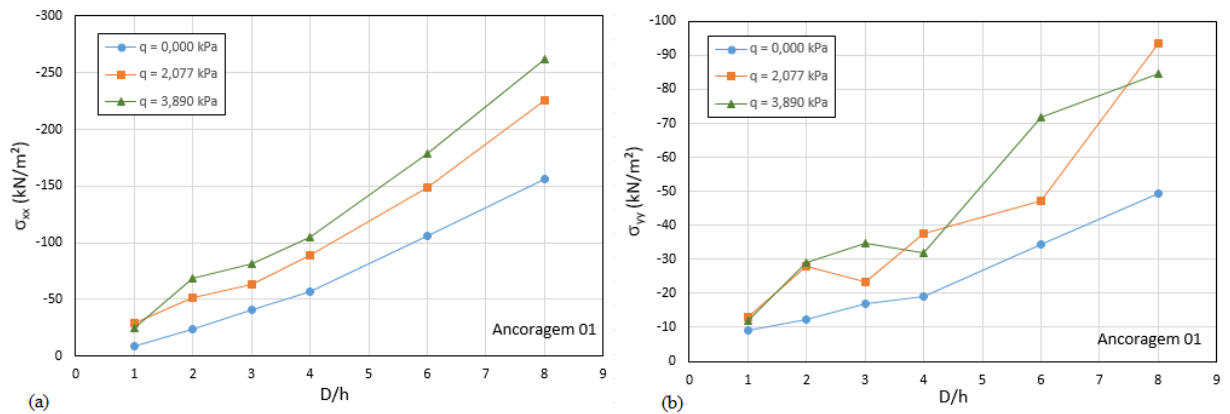
**Figura 4.47 - Tensões normais horizontais para  $D/h = 8$  e  $\theta = 15^\circ$ , ancoragem 01**



Fonte: Autor (2020)

A aplicação de sobrecarga no solo aumentou os valores de tensão horizontal e vertical e a Figura 4.48 apresenta como esse aumento se deu com o aumento da profundidade de assentamento. As tensões horizontais aumentaram de forma homogênea com o aumento da sobrecarga, exceto em  $D/h = 1$ . Já as tensões verticais, nas profundidades  $D/h = 4$  e  $8$ , apresentaram valores maiores com a sobrecarga menor.

**Figura 4.48 – Influência da sobrecarga com a razão de embutimento ( $D/h$ ) para (a) tensões normais horizontais e (b) tensões normais verticais**

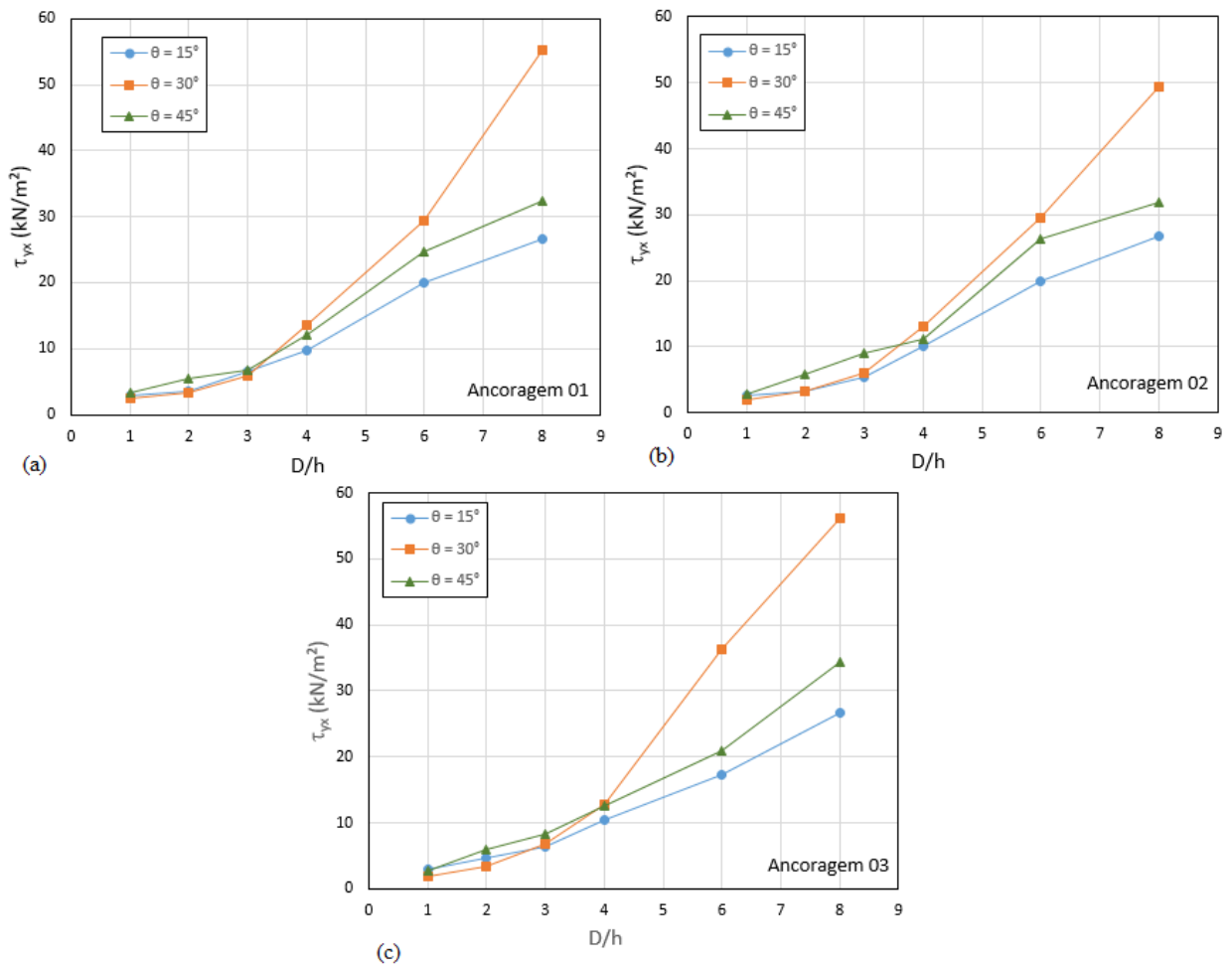


Fonte: Autor (2020)

As tensões de cisalhamento desenvolvidas encontram-se comparadas na Figura 4.49. Não houve diferença significativa no valor da tensão de cisalhamento para a modificação do tipo de ancoragem. A mudança maior aconteceu com a variação da inclinação do carregamento.

Para menores profundidades de assentamento, as tensões de cisalhamento alcançaram valores maiores para  $\theta = 45^\circ$ . A partir da razão de embutimento  $D/h = 4$ , as tensões passam a ser maiores para valores de  $\theta = 30^\circ$ . Isso ocorreu com todos os tipos de ancoragem. É interessante lembrar que, para menores profundidades de assentamento, o deslocamento das ancoragens com  $\theta = 45^\circ$  foi consideravelmente maior quando comparado às outras inclinações.

**Figura 4.49 – Variação da tensão de cisalhamento com a razão de embutimento para  $\theta = 15^\circ$  (a) ancoragem 01, (b) ancoragem 02 e (c) ancoragem 03**

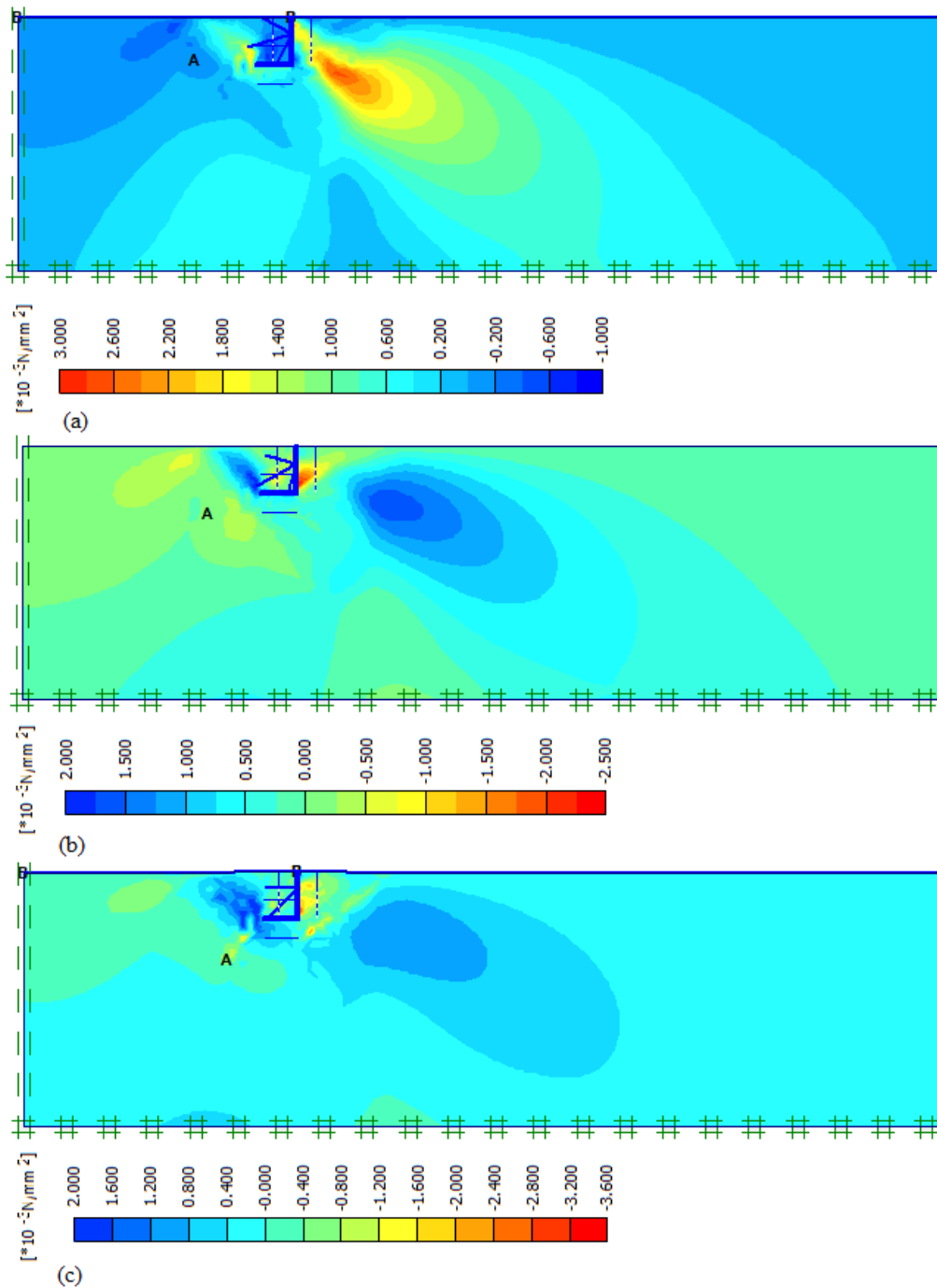


Fonte: Autor (2020)

A modificação da configuração dessas tensões com a inclinação do carregamento é mostrada na Figura 4.50, para a ancoragem 01, na razão de embutimento  $D/h = 1$ . Com a inclinação  $\theta = 45^\circ$  encontraram-se valores ligeiramente maiores.



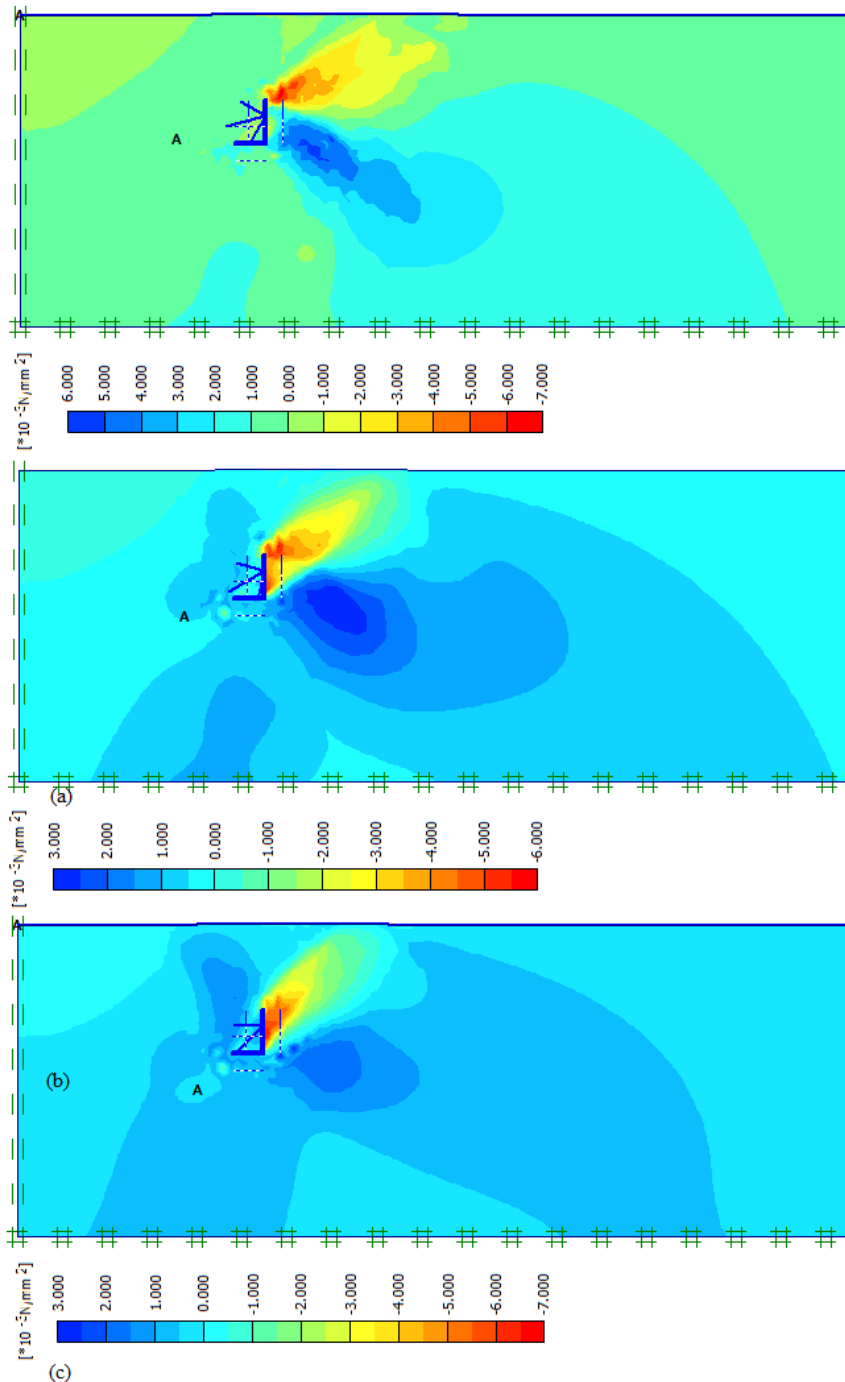
Figura 4.50 – Distribuição de tensões de cisalhamento,  $D/h = 1$  para (a)  $\theta = 15^\circ$ , (b)  $\theta = 30^\circ$  e (c)  $\theta = 45^\circ$



Fonte: Autor (2020)

A mesma comparação é realizada na Figura 4.51, para  $D/h = 3$ . Com a inclinação  $\theta = 15^\circ$  os valores foram mais homogêneos nas duas regiões onde essas tensões mais se desenvolveram. Nas outras duas inclinações, o valor da tensão na direção do cabo foi maior. Os valores foram ligeiramente maiores para  $\theta = 45^\circ$ .

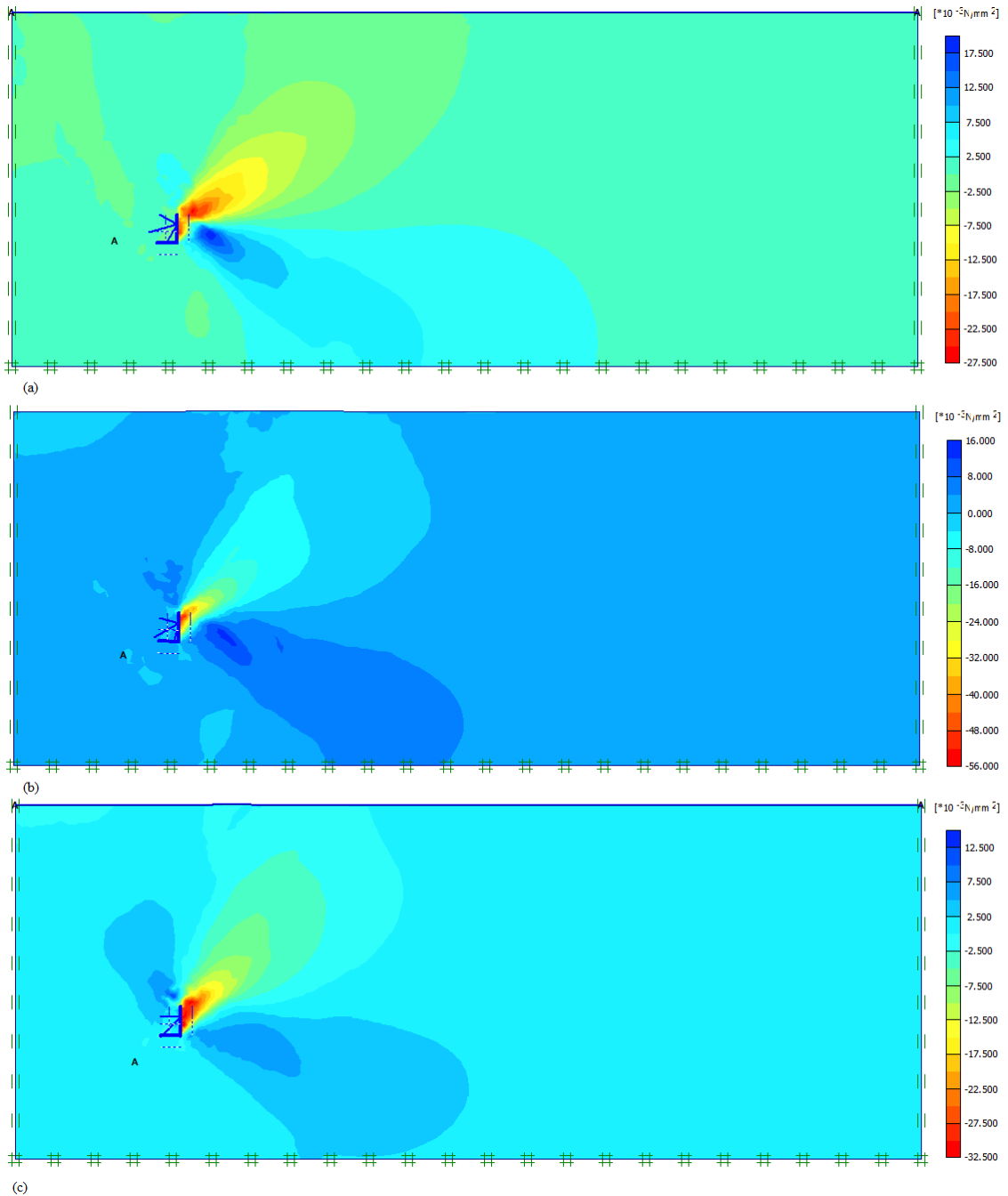
Figura 4.51 – Distribuição de tensões de cisalhamento,  $D/h = 3$  para (a)  $\theta = 15^\circ$ , (b)  $\theta = 30^\circ$  e (c)  $\theta = 45^\circ$



Fonte: Autor (2020)

Na Figura 4.52, as tensões de cisalhamento em  $D/h = 8$  são mostradas. Para inclinação  $\theta = 15^\circ$  as tensões se estenderam mais acima da ancoragem. Nas outras duas inclinações, percebe-se um pico de tensão próximo à aplicação da carga, principalmente para  $\theta = 30^\circ$ , onde ocorreu o maior valor de tensão.

Figura 4.52 – Distribuição de tensões de cisalhamento,  $D/h = 8$  para (a)  $\theta = 15^\circ$ , (b)  $\theta = 30^\circ$  e (c)  $\theta = 45^\circ$



Fonte: Autor (2020)

A aplicação de sobrecarga não alterou o espriamento das tensões de cisalhamento e aumentou seus valores máximos, apresentados na Tabela 4.8. Os valores de tensão para  $D/h = 1$  e  $4$  foram maiores para a menor sobrecarga.

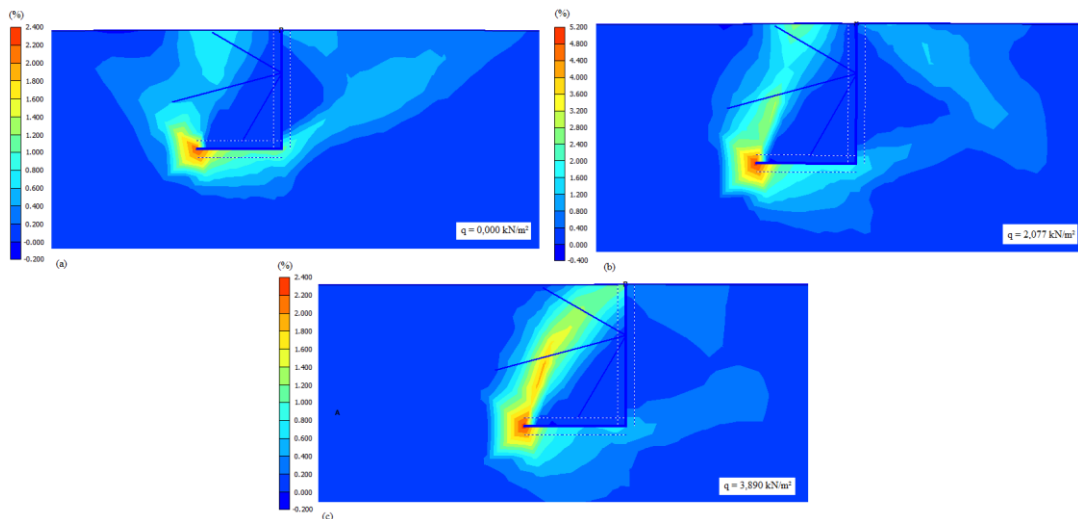
**Tabela 4.8 – Tensões de cisalhamento para as razões de embutimento (D/h) e sobrecargas estudadas**

Razão de embutimento (D/h)	Tensão de cisalhamento máxima (kPa)		
	q = 0,000 kPa	q = 2,077 kPa	q = 3,890 kPa
1	2,93	6,40	4,53
2	3,49	9,60	14,27
3	6,63	10,68	18,18
4	9,66	20,32	18,00
6	20,04	25,31	36,36
8	26,70	46,41	51,35

Fonte: Autor (2020)

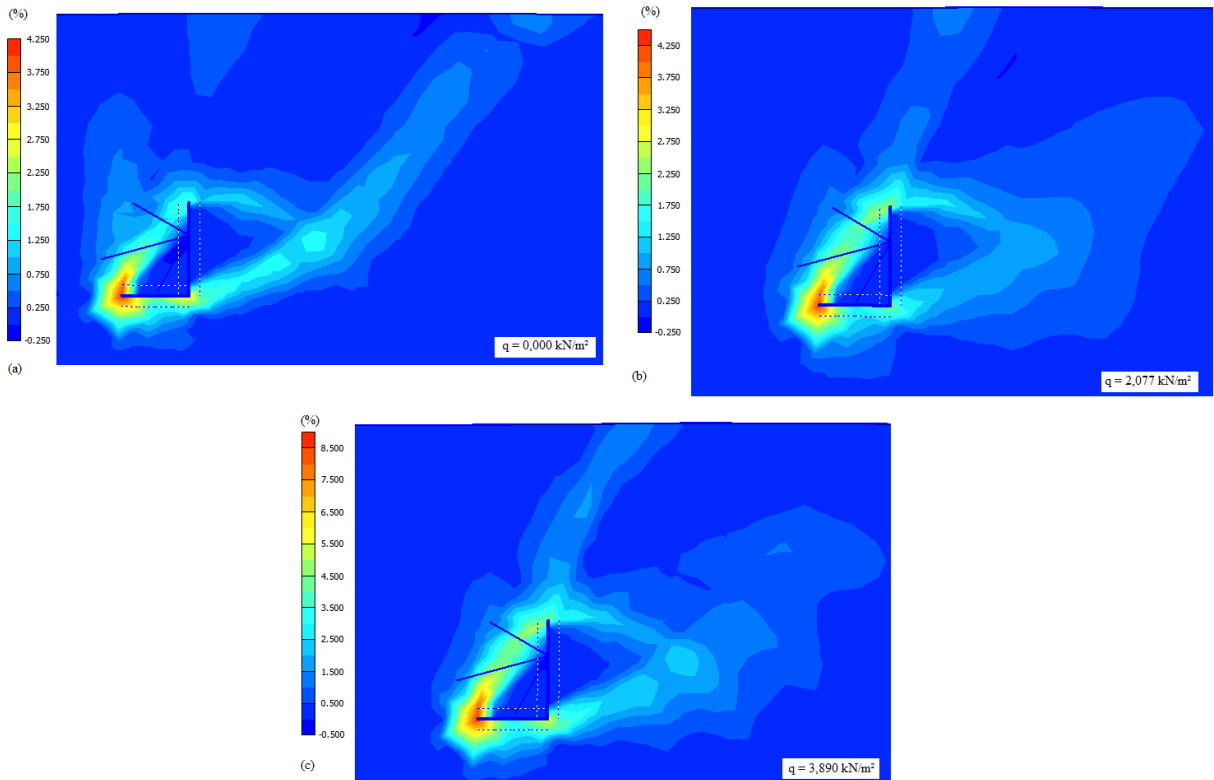
O campo de deformações totais de cisalhamento é apresentado na Figura 4.53 para D/h = 1, Figura 4.54 para D/h = 3 e Figura 4.55 para D/h = 8, com a modificação da sobrecarga. O campo de deformações totais de cisalhamento se assemelha com a superfície de ruptura e atinge o solo para comportamento superficial (D/h = 1 e 3). Para D/h = 8, as maiores deformações ficam restritas ao entorno da ancoragem e esse efeito aumenta com o aumento da sobrecarga.

**Figura 4.53 – Campo de deformações totais de cisalhamento para ancoragem 01,  $\theta = 15^\circ$ , D/h = 1 (a) q = 0,000 kN/m<sup>2</sup>, (b) q = 2,077 kN/m<sup>2</sup> e (c) q = 3,890 kN/m<sup>2</sup>**



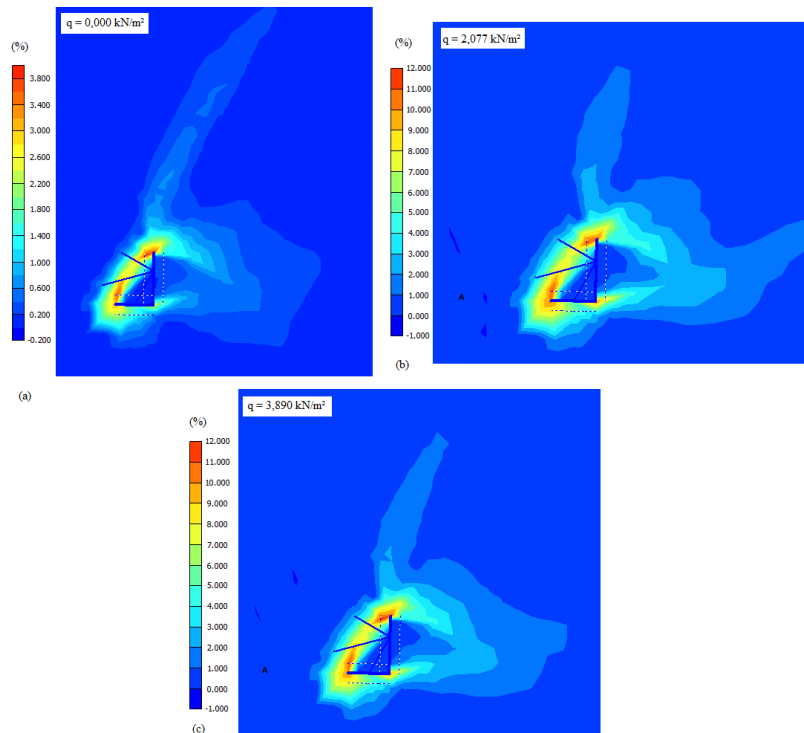
Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.54 - Campo de deformações totais de cisalhamento para ancoragem 01,  $\theta = 15^\circ$ ,  $D/h = 3$  (a)  $q = 0,000 \text{ kN/m}^2$ , (b)  $q = 2,077 \text{ kN/m}^2$  e (c)  $q = 3,890 \text{ kN/m}^2$**



Fonte: Autor (2020)

**Figura 4.55 - Campo de deformações totais de cisalhamento para ancoragem 01,  $\theta = 15^\circ$ ,  $D/h = 8$  (a)  $q = 0,000 \text{ kN/m}^2$ , (b)  $q = 2,077 \text{ kN/m}^2$  e (c)  $q = 3,890 \text{ kN/m}^2$**



## 5. CONCLUSÃO

Essa dissertação investigou o mecanismo de ancoragens em L submetidas à carregamento inclinado, assentadas em areia. Por meio de experimentos em escala reduzida e modelos numéricos, as influências da profundidade de assentamento da ancoragem, seu peso específico e rigidez, a aplicação de sobrecarga e inclinação do carregamento foram investigadas.

Pelos modelos em escala reduzida, foi observado comportamento da curva carga x deslocamento típica de ancoragens superficiais. A inclinação das curvas foi modificada pela influência do peso específico da ancoragem. Para a ancoragem 01, mais pesada, o sistema se comportou mais rígido do que para a ancoragem 03, mais leve. Mas, a ancoragem 02, mais leve que a 01, apresentou um comportamento mais rígido, o que pode ser devido à diminuição da sua rotação.

Com a aplicação da sobrecarga, que pôde ser analisada como um aumento na profundidade de assentamento, as curvas passaram a ter um comportamento mais parecido com ancoragens profundas, havendo um aumento no valor do carregamento, mesmo a maiores deslocamentos.

A carga última suportada por todos os tipos de ancoragens aumentou com o aumento da profundidade de assentamento. O aumento do peso específico da ancoragem também resultou num ganho de carga última. Uma exceção é observada para a ancoragem 02, posicionada a  $D/h = 1$ , quando analisado o valor líquido da carga última. O valor de carregamento suportado para a ancoragem 02 foi maior do que para a ancoragem 01. Como a rotação da ancoragem 02 foi menor, ocorreu uma maior mobilização da cunha de solo durante o deslocamento. A carga última também aumentou com o aumento da sobrecarga.

As superfícies de deslizamento mobilizadas na ruptura foram dependentes da profundidade de assentamento. Para profundidades menores,  $D/h = 1$  e  $D/h = 2$ , a cunha mobilizada se estendeu como uma ruptura linear. Para  $D/h = 3$ , a ruptura começa a formar uma curva côncava, que atingia a superfície do solo em ângulos próximos a  $45^\circ - \phi/2$ .

O aumento da sobrecarga também modificou o formato da superfície de ruptura, que passou a ser formada por uma curva convexa. Essa curva atingiu a superfície do solo em valores sem um padrão definido. A massa de solo se deslocou como um conjunto, com a mesma velocidade do deslocamento da ancoragem.

A rotação da ancoragem também modificou com a profundidade de assentamento e o tipo de ancoragem. A ancoragem 01 rotacionou em sentido horário e essa rotação diminuiu com a profundidade. Para a ancoragem 02, em  $D/h = 1$ , a rotação se deu em sentido horário, em  $D/h = 2$ , o movimento foi praticamente translacional e em  $D/h = 3$  apresentou rotação no sentido anti-horário. A ancoragem 03 rotacionou no sentido anti-horário para todas as profundidades.

Comparando os resultados de carga última com os métodos teóricos de cálculo de capacidade de carga, os valores foram condizentes somente com o método de Biarez, Brocaut e Negre, que estabelece a capacidade de carga para ancoragens assentadas verticalmente, submetidas a carregamento horizontal.

O PLAXIS 2D conseguiu representar bem o comportamento das ancoragens. Com a utilização de modelagem numérica, foi possível observar que o desenvolvimento das tensões no solo foi mais suave para a ancoragem mais leve, sem prejuízo na carga última.

Validado o modelo e realizado um estudo paramétrico, foi possível analisar a influência da profundidade ( $D/h$ ), inclinação do cabo ( $\theta$ ), rigidez da ancoragem e aplicação de sobrecarga ( $q$ ) no mecanismo de arrancamento da ancoragem em L. Utilizando o fator de capacidade de carga ( $N\gamma$ ), em geral, observou-se seu crescimento com o aumento da razão de embutimento ( $D/h$ ).  $N\gamma$  também aumentou com a diminuição da inclinação do carregamento e não houve modificação significativa com o tipo de ancoragem. Com a diminuição da inclinação do carregamento e a rotação passando de horária para anti-horária, não houve mobilização de solo acima da base da ancoragem.

Foi encontrado um comportamento mais condizente com ancoragens profundas para profundidades de assentamento maiores que  $D/h = 4$ , principalmente com a aplicação da sobrecarga na superfície do solo.

Em relação às tensões normais horizontais, houve um aumento no valor máximo com a diminuição de  $\theta$  e com o aumento da sobrecarga. Para tensões normais verticais, a influência do ângulo de carregamento e do aumento da sobrecarga não foi bem consolidado.

As tensões de cisalhamento obtiveram valores maiores para  $\theta = 45^\circ$  para valores de  $D/h < 4$ . Para profundidades maiores, as maiores tensões foram obtidas para  $\theta = 30^\circ$ . Não houve influência do tipo de ancoragem.

Apesar dos resultados obtidos nessa pesquisa estarem influenciados pelo efeito escala, importantes compreensões do mecanismo de ruptura de ancoragens em L submetidas a esforços inclinados são fornecidas. É interessante que estudos futuros possam avaliar as questões do efeito escala e fica como sugestão:

- Avaliar a influência do comprimento da ancoragem;
- Avaliar a influência da sobrecarga com outras inclinações de carregamento;
- Avaliar a influência da compactação da areia, ângulo de atrito e a dilatância do modelo;
- Avaliar o valor da capacidade de carga para protótipos em escala real.



## REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

ADRIAN, R. J.; Particle imaging techniques for experimental fluid mechanics. **Annuals Reviews Fluid Mechanics**, v23(1): 261-304, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-2435** – Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils. 1996

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-3080**: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained condition. 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-4254-00**: Standard test method minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density, 2006.

ARGENTA, M. A.; **Análise de torres de transmissão submetidas a cargas dinâmicas**. 2007. 189f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5422**: Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica – Procedimento. Rio de Janeiro, 1985

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988

\_\_\_\_\_. **NBR 6457**: Amostras de solo – preparação de ensaio de compactação e ensaio de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995

\_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

AZEVEDO, C. P. B.; **Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão Baseado em Confiabilidade**. 2011. 143f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

AZEVEDO, C. P. B.; **Avaliação da Confiabilidade de Fundações de Torres Estaiadas em Linhas de Transmissão**. 2007. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

BADAKHSHAN, E.; NOORZAD, A.; ZAMENI, S. An updating void ratio model for large deformation simulation of geogrid-granular strip anchors plates. **Computers e Geotechnics**, v. 94, pp 134-149, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.09.003>

BHARRACHARYA, P.; KUMAR, J. Uplift capacity of anchors in layered sand using finite-element limit analysis: formulation and results. **International Journal of Geomechanics**, v. 16, No 3: 04015078, 2016. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.000560](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.000560)

BHATTACHARYA, P.; KUMAR, J. Pullout capacity of inclined plate anchors embedded in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 51, p. 1635-1370, 2014. <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2014-0114>

BONETTI, L. S.; **Análise estática e dinâmica de arrancamento de ancoragem em modelo reduzido**. 2017. 153f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2017.

BRADSHAW, A. S.; GIAMPA, J. R.; GERKUS, H.; JALILVAND, S.; FANNING, J.; NANDA, S.; GILBERT, R.; GAVIN, K.; SIVAKUMAR, V. Scaling considerations for 1-g model horizontal plate anchor tests in sand. **Geotechnical Testing Journal**, v. 39, n. 6, p. 1-9, 2016.

BRINKGREVE, R. B. J.; BROERE W. **PLAXIS – Finite elemento code for soil and rock analysis – 2D** User's Manual, Verson 8, DELFT, Netherlands, 2006

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. LTC. 2012, 427 p.

CERFONTAINE, B.; KNAPPETT, J. A.; BROWN, M. J.; BRADSHAW, A. S. Effect of soil deformability on the failure mechanism os shallow plate or screw anchors in sand. **Computers and Geotechnics**, v. 109, pp 34-45, 2019. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.01.007>

CHAVES, R. A.; **Fundação de torres de linha de transmissão de telecomunicação**. 2004. 214f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

CHEN, Z.; LI, K.; OMIDVAR, M.; ISKANDER, M. Guidelines for DIC in geotechnical engineering research. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 17, No 1, pp. 3-22, 2016. <http://dx.doi.org/10.1680/jphmg.15.00040>

CHOUDHARY, A. K.; DASH, S. K. Pull-out behavior of vertical plate anchor in granular soil. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, p. 1-12, 2018. <http://doi.org/10.1680/jgeen.17.00174>

CHOUDHARY, A. K.; DASH, S. K. Load-carrying mechanism of vertical plate anchors in sand. **International Journal of Geomechanics**, 17(5): 04016116, 2016 [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000813](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000813)

CONG, B.; WANG, Z.; CHAN, A. H. C.; YANG, Q. Analytical model for vertically loaded anchor performance with a bridle shank. **Computers and Geotechnics**, v. 82, pp 85-98, 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.09.012>

DANZIGER, F. A. B.; **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**. Dissertação (Mestrado em Ciências), Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1983. 346p.

DICKIN, E. A. e LEUNG, C. F. Evaluation of design methods for vertical anchor plates. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, No 4, p. 500-520, 1985.

DICKIN, E. A.; LAMAN, M. Uplift response of strip anchors in cohesionless soil. **Advances in Engineering Software**, v. 38, p. 618-625, 2006.  
<http://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2006.08.041>

DYSON, A. S.; ROGNON, P. G. Pull-out capacity of tree root inspired anchors in shallow granular soil. **Géotechnique Letters** 4, pp. 301-305, 2014.  
<http://dx.doi.org/10.1680/geolett.14.00061>

EL SAWWAF, M. e NAZIR, A. The effect of soil reinforcement on pullout resistance of an existing vertical anchor plate in sand. **Computers and Geotechnics**. V. 33, pp 187-176, 2006. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2006.04.001>

FAHMY, A. M.; BRUYN, J. R.; NEWSON, T. A. Numerical investigation of the inclined pullout behavior of anchors embedded in clay. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 31, p. 1525-1542, 2013. <http://doi.org/10.1007/s10706-013-9676-9>

FRYDMAN, S.; SHAHAM, I. Pullout capacity of slab anchors in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 26, p. 585-400, 1989.

GARCIA, O. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005. 126p.

GHALY, A. M. Load-displacement prediction for horizontally loaded vertical plates. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, No 1, p. 74-76, 1997.

GIAMPA, J. R.; BRADSHAW, A. S.; GERKUS, H.; GILBERTS, R. B.; GAVI, K. G., SIVAKUMAR, V. The effect of shape on the pull-out capacity of shallow plate anchors in sand. **Géotechnique**, v. 17, p. 1 – 9, 2018 <http://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.269>

GIBSON, R. E. Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space. **Géotechnique**, v. 17, pp 58-67, 1967.  
<http://dx.doi.org/10.1680/geot.1967.17.1.58>

HAMADA, A.; EL DAMATTY, A. A. Behavior of guyed transmission line structures under tornado wind loading. **Computers and Structures**, v 89, p. 986-1003, 2011.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2011.01.015>

HAN, C.; WANG, D.; GAUDIN, C.; O'LOUGHLIN, C. D.; CASSIDY, M. J. Behaviour of vertically loaded plate anchors under sustained uplift. **Géotechnique**, No 8, pp 681-693, 2016.  
<http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.15.P.232>

HANNA, A.; FORIERO, A.; AYADAT, T. Pullout capacity of inclined shallow single anchor plate in sand. **Indian Geotechnical Journal**, v. 45(1), p. 110-120, 2014. <http://dx.doi.org/10.1007/s40098-014-0113-7>

HENRIQUES JUNIOR, P. R. D. **Simulação numérica de ensaios de arrancamento de grampos**. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007. 263f.

IBAÑEZ, J. P. **Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados**. 2003. 241f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

IEC **60826**. Design criteria of overhead transmission lines. International Standard, Geneva, 2003.

ILAMPARUTHI, K., DICKIN, E. A.; MUTHUKRISNAIAH, K. Experimental investigation of the uplift behaviour of circular plate anchors embedded in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, p. 648-664, 2002. <http://dx.doi.org/10.1139/T02-005>

ILAMPARUTHI, K.; MUTHUKRISNAIAH, K. Anchor in sand bed: delineation of rupture surface. **Ocean Engineering**, v. 26, p. 1249-1273, 1999.

JADID, R.; ABEDIN, M. Z.; SHAHRIAR, A. R.; ARIF, M. Z. U. Analytical model for pullout capacity of a vertical concrete anchor block embedded at shallow deep in cohesionless soil. **International Journal of Geomechanics**, v. 18, No 7:06018017, 2018. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001212](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001212)

JIANG, H.; XIE, Y. A note on de Mohr-Coulomb and Drucker-Prager strength criteria. **Mechanics Research Communications**, n. 38, p. 309-314, 2011.

KAME, G. S.; DEWAIKAR, D. M., Kh. A.; CHOUDHURY, D. Pullout capacity of a vertical plate anchor embedded in cohesion-less soil. **Earth Science Research**, v. 1, n. 1, p 27-56, 2012. <http://dx.doi.org/10.5539/esr.v1n1p27>

KOUZER, K. M.; KUMMAR, J. Vertical uplift capacity of equally spaced horizontal strip anchor in sand. **International Journal of Geomechanics**, v. 9, No 5, p. 230-236, 2009. [http://10.1061/\(asce\)1532-3641\(2009\)9:5\(230\)](http://10.1061/(asce)1532-3641(2009)9:5(230))

KULHAWY, F. H.; HIRANY, A. **Foundation engineering for transmission line structures**. The Art of Foundations Engineering Practice Congress, p. 343 a 358, 2010

LABUZ, J.; ZANG, A. Mohr-Coulomb Failure Criterion. **Rock Mech Rock Eng**, n. 45, p. 975-979, 2012.

LIU, J.; HAN, C.; ZHANG, Y.; MA, Y.; HU, Y. Na innovative concept of booster for OMNI-Max anchor. **Applied Ocean Research**, v. 76, pp 184-198, 2018. <http://dx.doi.org/10.1016/j.apor.2018.05.007>

LIU, J.; LI, M.; HU, Y.; HAN, C. Bearing capacity of rectangular footing in uniform clay with deep embedment. **Computers and Geotechnics**, v. 86, pp 209-218, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.01.019>

LIU, J. P.E.; LIU, M.; ZHU, Z. Sand deformation around an uplift plate anchor. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 6, p. 728-737, 2012. [http://dx.doi.org/10.1061\(ASCE\)gt.1943-5606.0000633](http://dx.doi.org/10.1061(ASCE)gt.1943-5606.0000633)

MURRAY, E. J.; GEDDES, J. D. Resistance of passive inclined anchors in cohesionless medium. *Géotechnique*, v. 39, No 3, p. 417 – 431, 1989.

MERIFIELD, R. S.; SMITH, C. C. The ultimate uplift of multi-plate strip anchors in undrained clay. **Computers and Geotechnics**, v. 37, pp 504-514, 2009. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.02.004>

MEYERHOF, G. G.; ADAMS, J. I. The ultimate uplift capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 5, No. 4, 1968. <http://dx.doi.org/10.1139/t68-024>

MOGHADAM, M. J.; ZAD, A.; MEHRANNIA, N.; DASTARAN, N. Experimental study on the performance of plate anchor retaining walls. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 19, No 3, pp 128-140, 2018. <http://doi.org/10.1680/jphmg.17.00040>

MOKHBI, H.; MELLAS, M.; MABROUKI, A.; PEREIRA, J. M. Three-dimensional numerical and analytical study of horizontal group of square anchor plates in sand. **Acta Geotechnica**, v. 13, p. 159-174, 2017. <http://doi.org/10.1007/s11440-017-0557-x>

NEVES, C. E. V. **Comportamento de Materiais Granulares usando o Método dos Elementos Discretos**. 2009. 166f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

NIROUMAND, H.; KASSIM, K. A. **Design and construction of soil anchor plates**. Elsevier, United States, 2016.

NIROUMAND, H.; KASSIM, K. A.; NAZIR, R. The influence of soil reinforcement on the uplift response of symmetrical anchor plate embedded in sand. **Measurement**, v. 46, pp 2608-2629, 2013. <http://dx.doi.org/10.1016/j.measurement.2013.04.072>

NIROUMAND, H.; KASSIM, K. A.; NAZIR, R. Uplift response of symmetrical circular anchor plate in sand. **African Journal of Agricultural Research**, v. 6, n. 28, p 6057-6063, 2011. <http://dx.doi.org/10.5897/AJAR11.262>

NOURI, H.; BISCONTIN, G.; AUBENY, C. P. Numerical prediction of undrained response of plate anchors under combined translation and torsion. **Computers and Geotechnics**, v. 81, p. 39-48, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.07.008>

O'NEIL, M. P.; BRANDSBY, M. F.; RANDOLPH, M. F. Drag anchor fluke-soil interaction in clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, pp 78-94, 2003. <http://dx.doi.org/10.1139/T02.096> ARTIGO 21.2

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Terratek, 3a edição, 2007.

PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview. **Engineering Geology**, v. 101, p. 226-235, 2008. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.06.002>

PAN, B. Reliability-guided digital image correlation for image deformation measurement. **Applied Optics**, v. 48, No 8, pp.1535-1542, 2009. <http://dx.doi.org/10.1364/AO.48.001535>

PAN, B.; XIE, H.; WANG, Z. Equivalence of digital image correlation criteria for pattern matching. **Applied Optics**, v. 49, No 28, pp 5501-5509, 2010. <http://dx.doi.org/10.1364/AO.49005501>

PEIXOTO, M. J. R. **Estudo de Modelos Constitutivos do solo e Avaliação da sua Adequabilidade**. 2014. 141f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2014.

PERAZZELLI, P.; ANAGNOSTOU, G. Uplift resistance of strip anchors in cohesive frictional mediums of limited tensile strength. **International Journal of Geomechanics**, v.17, No 9, p. 1-14: 04017042, 2017. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000901](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000901)

PESSOA, T. F. P. **Análise numérica de medidas de contenção de sólidos em rochas produtoras de óleo no Brasil**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

PINTO, C. S. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1998.

POPOV, E. P. **Mecánica de sólidos**. México: Pearson Educación, 2000.

RAFFEL, M.; WILLERT, C. E.; WERELEY, S. T.; KOMPENHANS, J. **Particle image velocimetry: a particle guide**. Springer, 2 ed., Heidelberg, Germany, 2007.

RANDOLPH, M. F.; HOUSE, A. R. The complementary roles of physical and computational modelling. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 1, p. 1-8, 2001. <https://doi.org/10.1680/ijpmg.2001.010102>

RAWAT, S.; GUPTA, A. K. Numerical modelling of pullout of helical soil nail. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v.9, p. 648-658, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.01.007>

RAJESH K. N.; SHRENI V. Response of anchor in two-phase material under uplift. **APCBEE Procedia** 9, p. 247-251, 2014. <http://dx.doi.org/10.1016/j.apcbee.2014.01.044>

RIBEIRO, L. F. M. **Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeito**. 235f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2000.

ROKONUZZAMAN, M.; SAKAI, T. Model tests and 3D finite element simulations of uplift resistance of shallow rectangular anchor foundations. **International Journal of Geomechanics**, v. 12, No 2, pp 105-112, 2012 [http://dx.doi.org/10.1016/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000119](http://dx.doi.org/10.1016/(ASCE)GM.1943-5622.0000119)

SABETAMAL, H.; CARTER, J. P.; NAZEM, M.; SLOAN, S. W. Coupled analysis of dynamically penetrating anchors. **Computers and Geotechnics**, v. 77, pp 26-44, 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.04.005> ARTIGO 27 OK

SAHOO, J. P.; GANESH, R. Vertical uplift resistance of rectangular plate anchors in two layered sand. **Ocean Engineering**, v. 150, pp 167-175, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.oceaneng.2017.12.056>

SAHOO, J. P.; KUMAR, J. Horizontal pullout resistance for a group of two vertical plate anchors in clays. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 30, pp 1279-1287, 2012. <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-012-9537-y>

SALES, M. M. **Análise do comportamento de sapatas estacadas**. 229f. Tese (Doutorado Departamento de Engenharia Civil e Ambiental), Universidade de Brasília, DF. 2000.

SILVA FILHO, J.I., ANDRADE, V. H. G., BORGES, J. B. S., COUTINHO, C. E. O. **Considerações sobre o vento no projeto de recapitação de LTs**. Seminário nacional de produção e transmissão de energia elétrica. XVI SNPTEE, Campinas, São Paulo. 2001

SINGH, V.; MAITRA, S.; CHATTERJEE, S. Generalized design approach for inclined strip anchors in clay. **International Journal of Geomechanics**, 17(6): 04016148, 2017. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000849](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000849)

SLOAN, S. W. Geotechnical stability analysis. **Géotechnique**, v.63, No 7, p. 531 – 572, 2013. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.12.RL.001>

STANIER, S. A.; WHITE, D. J. Improved image-based deformation measurement in the centrifuge environment. **Geotechnical Testing Journal**, v. 36, No 6, pp 1-14, 2013. <http://doi.org/GTJ20130044>

STANIER, S. A.; DIJKSTRA, J.; LÉSNIĘWSKA, D.; HAMBLETON, J.; WHITE, D.; WOOD, D. M. Vermiculate artefacts in image analysis of granular materials. **Computers and Geotechnics**, v. 72, pp. 100-113, 2015a. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.11.013>

STANIER, S. A.; BLABER, J.; TAKE, W.A.; WHITE, D. J. Improved image-based deformation measurement for geotechnical applications. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, pp. 727-739, 2015b. <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2015-0253>.

TANG, C.; PHOON, K. Model uncertainty of cylindrical shear method for calculating the uplift capacity of helical anchors in clay. **Engineering Geology**, v. 207, p. 14-23, 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.04.009>

TAYLOR, Z. J.; GURKA, R.; KOPP, G. A.; LIBERZON, A. Long-Duration Time-Resolved PIV to Study Unsteady Aerodynamics. **IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement**, v. 59, No 12, 2010. <http://dx.doi.org/10.1109/TIM.2010.2047149>

THIELICKE, W.; STAMHUIS, E. J. PIVlab – Towards user-friendly, affordable and accurate digital particle image velocimetry in MATLAB. **Journal of Open Research Software**, v.2, No 30, pp 1-10, 2014. <http://dx.doi.org/10.5334/jors.bl>

TIAN, Y.; GAUDIN, C.; CASSIDY, M. J. Improving plate anchor design with a keying flap. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 140, no 5: 04014009, 2014. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001093](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001093)

TSHUA, C. H. C.; **Modelo teórico para controle da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo arenoso**. 275f. Tese (Doutorado em Geotecnia), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2007.

VILLAÇA, S. F; GARCIA, L. F. T. **Introdução à teoria da elasticidade** – 3 ed revista e ampliada – Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1998.

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

VESIC, A. B. Bearing capacity of deep foundations in sand. **Highway Research Record**, No 39, pp 112-153, 1963.

ZANG, N.; EVANS, T. M. Discrete numerical simulations of torpedo anchor installation in granular soils. **Computers and Geotechnics**, v. 108, pp 40-52, 2018. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.12.013>

WANG, D.; MERIFIELD, R. S.; GAUDIN, C. Uplift behavior of helical anchors in clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 50, p. 575-584, 2013. <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2012-0350>

WHITE, D.; RANDOLPH, M. THOMPSON, B. An image-based deformation measurement system for the geotechnical centrifuge. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 3, pp 1-12, 2005.

WHITE, D. J.; TAKE, W. A.; BOLTON, M. D. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. **Géotechnique**, No 7, pp 619-631, 2003. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.53.7.619.37383>

WU, X.; CHOW, Y. K.; LEUNG, C. F. Behavior of drag anchor in clay with linearly increasing shear strength under unidirectional and combined loading. **Applied Ocean Research**, v. 63, pp 142-156, 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.apor.2016.12.011>

YU, Y.; DAMIANS, I. D.; BATHURST, R. J. Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil-structures interactions. **Computers and Geotechnics**, v.65, p. 164-174, 2015. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.12.00>

YU, L.; LIU, J.; KONG, X.; HU, Y. Three-dimensional numerical analysis of the keying of vertically installed plate anchors in clay. **Computers and Geotechnics**. V. 36, pp 558-567, 2008. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.10.008>



YU, S. B.; HAMBLENTON, J.P.; SLOAN, S. W. Undrained uplift capacity of deeply embedded strip anchors in non-uniform soil. **Computers and Geotechnics**. V. 70, pp 41-49, 2015. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.07.014>

# A APÊNDICE A – TUTORIAL DE UTILIZAÇÃO DO GEOPIV-RG

Esse capítulo tem como objetivo trazer de forma detalhada os passos necessários para a utilização do software GeoPIV-RG, que foi utilizado para a análise PIV nesse trabalho.

## A1. CONFIGURANDO AS PASTAS DE ENTRADA

Primeiramente, é necessário realizar o *download* das subrotinas do GeoPIV-RG acessando o site <http://geopivrg.com/download>. Será necessário preencher um formulário com nome, sobrenome, e-mail, instituição de ensino e localidade. Após o preenchimento do formulário, estará disponível o *download* das subrotinas e o *download* do compilador do MATLAB necessário para utilização da versão disponível do GeoPIV-RG.

Assim feito, é necessária a criação de um caminho de pastas na área de trabalho do computador, apresentada na Figura A.0.1. Dentro de uma pasta nomeada apropriadamente (por exemplo, PIV), criam-se mais duas pastas. A primeira, chamada “Data” conterá as imagens a serem analisadas e um arquivo de extensão *.mat*, que estão dentro de uma outra pasta chamada “Example”.

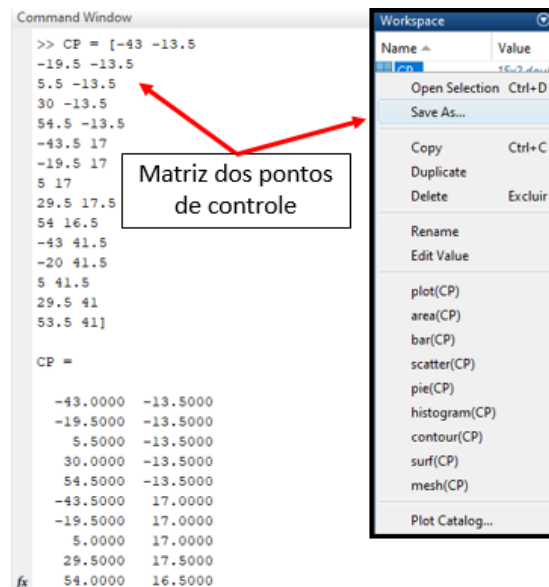
Figura A.0.1 – Pastas de entrada para GeoPIV-RG



Fonte: Autor (2020)

Na pasta “*Images*”, as imagens a serem processadas precisam estar em ordem sequencial, nomeadas como “*IMG\_000i*”, com *i* variando de 1 até a última imagem. No exemplo a ser seguido, a primeira imagem é *IMG\_0001* e a última imagem é *IMG\_0168*. O arquivo *.mat* possui a localização dos pontos de controle fixados no vidro do ensaio. Esse arquivo é feito a partir de uma matriz de *n* linhas e duas colunas, onde *n* é o número de pontos de controle. Essa matriz deve ser feita no MATLAB e salva com a extensão *.mat*, com o nome *CP\_XY*. A Figura A.0.2 apresenta a matriz gerada para o ensaio em questão. A segunda pasta, chamada “*Subroutines*” conterá as subrotinas disponibilizadas para o GeoPIV-RG.

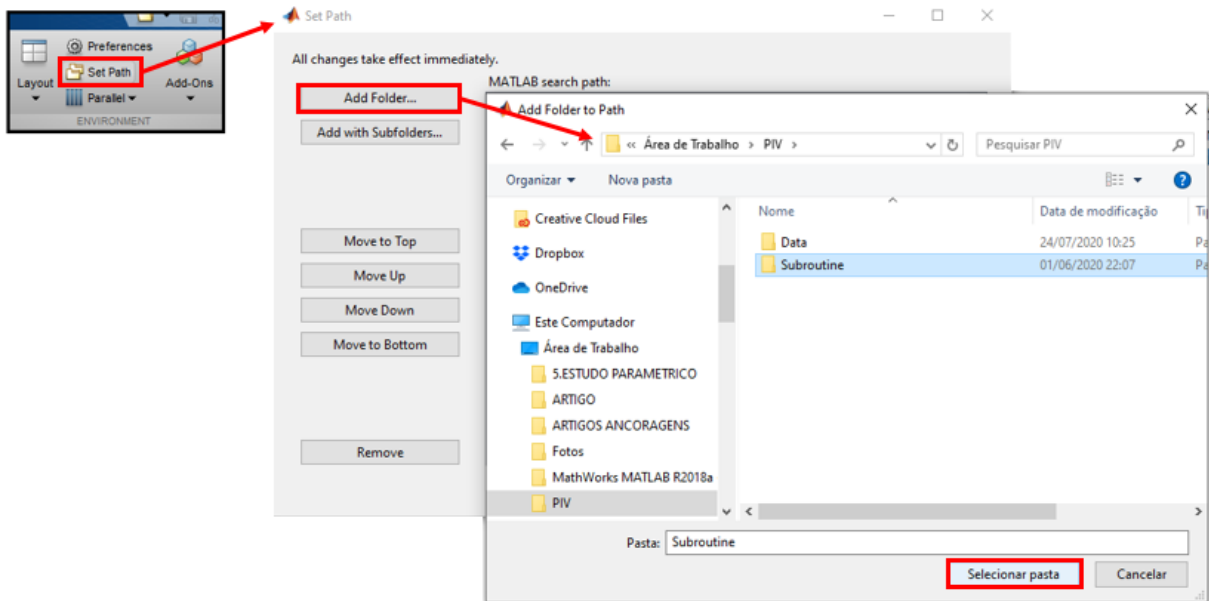
**Figura A.0.2 – Caminho para criação do arquivo “CP\_XY.mat”**



Fonte: Autor (2020)

Após realizada essa primeira seleção de pastas, é necessário incluir no MATLAB a pasta de subrotinas criada. No campo “*environment*”, seleciona-se a opção “*Set Path*”, “*Add folder*”, e seleciona-se a pasta “*Subroutines*” (Figura A.0.3). Para finalização dessa etapa, é necessário chamar o arquivo de execução do GeoPIV-RG na área de comandos do MATLAB com o comando “*geoPIV\_RG\_locate*”. O arquivo executável do GeoPIV-RG encontra-se na pasta “*Subroutines*”.

**Figura A.0.3 – Incluindo no MATLAB a pasta de subrotinas do GeoPIV-RG**



Fonte: Autor (2020)

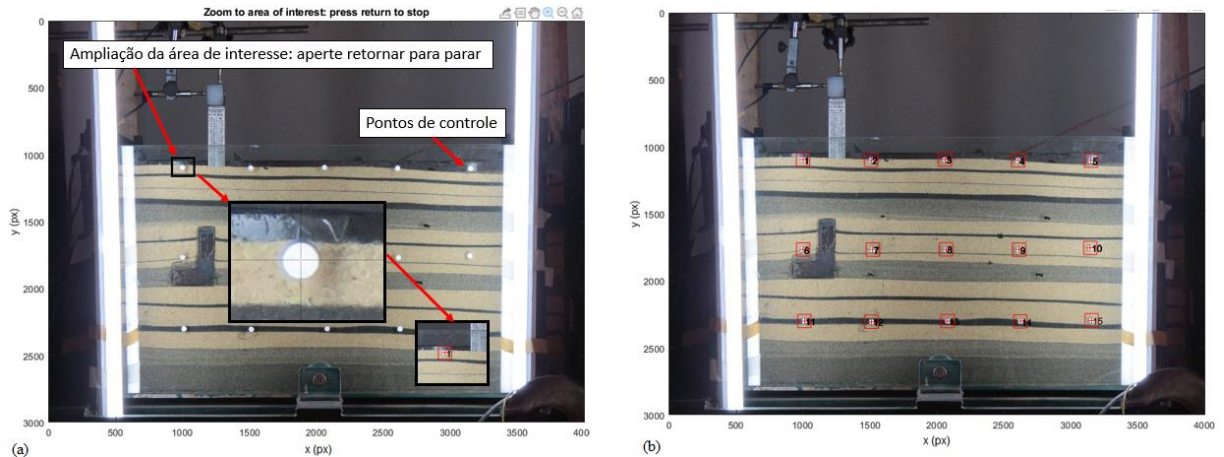
## A2 PRÉ-PROCESSAMENTO

Terminada a etapa de configuração do GeoPIV-RG no MATLAB, inicia-se o pré-processamento. Essa etapa tem como objetivo preparar os arquivos para executá-los. Primeiramente, calculam-se os centroides dos pontos de controle da imagem de referência (IMG\_0001). Essa etapa é necessária para possibilitar a calibração do modelo de pixels para milímetros. Carrega-se a matriz CP\_XY criada no item anterior com o comando “*load* (‘CP\_xy.mat’)”. A ordem da matriz dos pontos de controle deve ser mantida no processo a seguir. Recomenda-se usar a sequência linha-coluna, da direita para esquerda, de cima para baixo.

O próximo comando então, será: “*geoCENTROID\_RG*(CP, ‘Example’, 100,50)” onde CP é a matriz dos pontos de controle para calibração pixels-milímetros, ‘Example’ é o nome dado para a análise, 100 é o valor em pixels do diâmetro do processo de centralização do ponto de controle e 50 o valor aproximado em pixels do diâmetro do ponto de controle. Será necessário escolher localizar a imagem de referência, e, para cada ponto de controle, seguir o passo a passo mostrado na Figura A.0.4. Concluído o processo para todos os pontos de controle, o GeoPIV-RG cria automaticamente dois arquivos de texto (“*MESH\_CP\_Example.txt*”; “*CENTROID\_CP\_Example.txt*”). O primeiro arquivo possui a localização x e y dos pontos de

controle na figura de referência, em pixels. O segundo arquivo possui a localização x e y dos pontos de controle em milímetros e em pixels.

**Figura A.0.4 – Localização dos pontos de controle na imagem de referência IMG\_0001 (a) passo a passo e (b) finalização dos 15 pontos de controle**

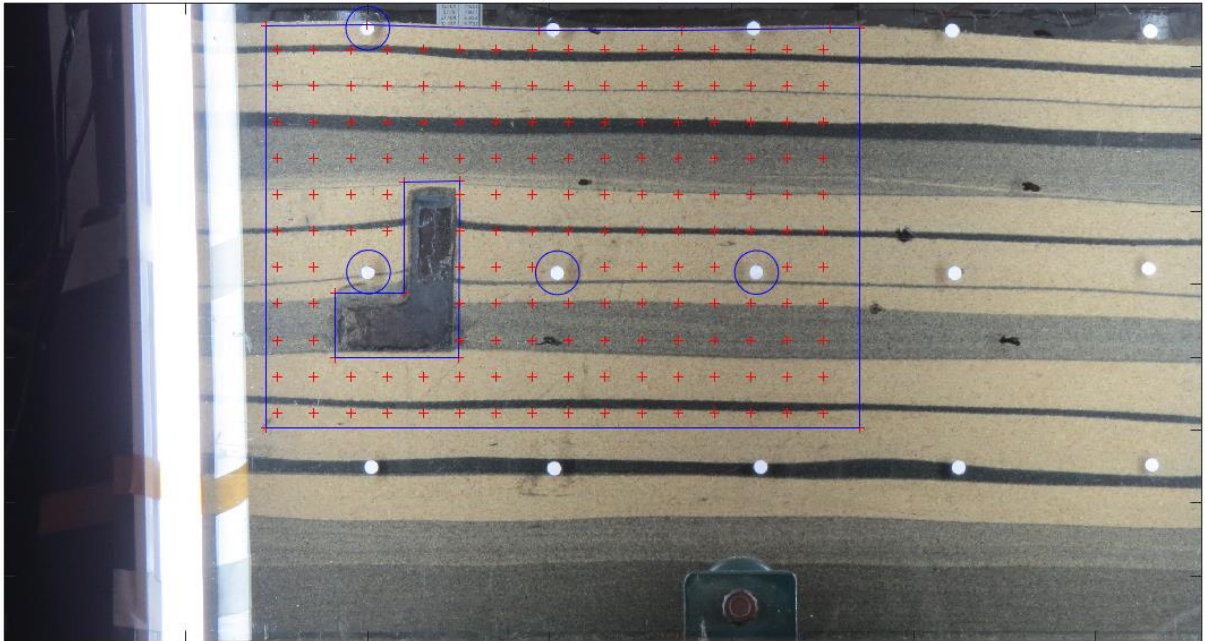


Fonte: Autor (2020)

Criados os dois arquivos com a localização em pixels e em milímetros dos pontos de controle, é necessária criar a RoI e a malha de *subsets* para a análise PIV. Digita-se o comando “*geoMESH\_RG(‘Example’, 100,100)*”, onde ‘*Example*’ é o nome para a análise, o primeiro 100 indica o diâmetro em pixels do *subset* e o segundo indica o espaçamento em pixels entre os *subsets*. Nesse ponto, é necessário responder a três perguntas feitas pelo comando: (i) A RoI possui zonas de exclusão (e. g. objetos enterrados)?; (ii) O modelo contém pontos de controle?, se sim, estabeleça o raio e (iii) A localização dos pontos de controle será manual ou automática?

Para o caso em estudo, a RoI possui a zona de exclusão onde a ancoragem é visível, possui pontos de controle com raio de exclusão igual a 50 px e a localização será automática, a partir do arquivo “*CENTROID\_CP\_Example*”, criado anteriormente. Seleciona-se, então, a imagem de referência e amplia-se a área de interesse na análise do PIV. Seguindo os comandos do GeoPIV-RG, a RoI criada é apresentada na Figura A.0.5, onde as cruces em vermelhas representam a localização central do subset e as linhas em azul a delimitação da RoI. O GeoPIV-RG cria, então, automaticamente mais dois arquivos, um em texto e uma imagem (“*MESH\_Example.txt*”; “*RoI\_Example.jpg*”). O primeiro possui a localização de todos os subsets criados e a segunda representa a região de análise do GeoPIV-RG.

**Figura A.0.5 – RoI e subsets para a análise PIV**



Fonte: Autor (2020)

Para conclusão do pré-processamento, é necessário criar dois arquivos iniciais para a análise PIV. Esses arquivos são chamados de *launchers*. O primeiro arquivo é criado para a análise dos pontos de controle a partir do comando “*geoLAUNCH\_RG(1, 164, 1, 4, 'CP\_Example', 'CP\_Example', 'IMG\_', 'jpg', 1, 1e-5, 10, 0,9, 0,75)*”. Os valores no comando significam, respectivamente:

- Número da primeira imagem sem os zeros à esquerda;
- Número da última imagem sem os zeros à esquerda;
- Incremento no número da imagem;
- Número de figuras no nome da imagem;
- Nome da análise dos pontos de controle;
- Nome da malha para análise dos pontos de controle;
- Prefixo da imagem;
- Extensão da imagem;
- Modo de análise (1 = *point-by-point* para pontos de controle);
- Tolerância de deformação máxima;
- Iterações máximas
- Coeficiente de correlação para a “semente” –  $CC_{ZNCC-seed-tol}$ ;
- Mínimo coeficiente de correlação –  $CC_{ZNCC-min-tol}$ .

Após selecionada a pasta de imagens, o arquivo inicial para a análise dos pontos de controle é criado (“*CP\_Example\_analysis\_launcher.txt*”).

Repete-se o mesmo processo para criar o arquivo executável da malha: “*geoLAUNCH\_RG(1, 164, 1, 4, 'Example', 'Example', 'IMG\_', 'jpg', 2, 1e-5, 50, 0,9, 0,75)*”.

Os valores no comando significam, respectivamente:

- Número da primeira imagem sem os zeros à esquerda;
- Número da última imagem sem os zeros à esquerda;
- Incremento no número da imagem;
- Número de figuras no nome da imagem;
- Nome da análise da malha;
- Nome da malha para análise dos pontos de controle;
- Prefixo da imagem;
- Extensão da imagem;
- Modo de análise (2 = *leapfrog+RG* para pontos de controle);
- Tolerância de deformação máxima;
- Iterações máximas
- Coeficiente de correlação para a “semente” –  $CC_{ZNCC-seed-tol}$ ;
- Mínimo coeficiente de correlação –  $CC_{ZNCC-min-tol}$ .

Após selecionada a pasta de imagens, o arquivo inicial para a análise dos pontos de controle é criado (“*Example\_analysis\_launcher.txt*”).

### **A3. RODANDO A ANÁLISE**

Primeiramente, executa-se o GeoPIV-RG para a análise da localização dos pontos de controle com o comando “*geoPIV\_RG\_run('CP\_Example\_analysis\_launcher')*”. Nessa etapa, será criado um arquivo *MI\_data.mat* com os dados dos deslocamentos dos pontos de controle. Essa etapa é necessária para a calibração de pixels para milímetros. A análise procede até a última foto, e um exemplo está apresentado na Figura A.0.6.

**Figura A.0.6 – Análise dos pontos de controle em andamento**

```
geoPIV_RG: IMG_0001.jpg --> IMG_0002.jpg ( 0.00 %, 12.27 ppm)
geoPIV_RG: 24-Jul-2020 16:12:27
geoPIV_RG: IMG_0001.jpg --> IMG_0003.jpg ( 1.00 %, 33.33 ppm)
geoPIV_RG: 24-Jul-2020 14:07:19
geoPIV_RG: IMG_0001.jpg --> IMG_0004.jpg ( 1.00 %, 36.92 ppm)
geoPIV_RG: 24-Jul-2020 14:00:16
geoPIV_RG: IMG_0001.jpg --> IMG_0005.jpg ( 2.00 %, 37.00 ppm)
geoPIV_RG: 24-Jul-2020 14:00:07
geoPIV_RG: IMG_0001.jpg --> IMG_0006.jpg ( 3.00 %, 37.10 ppm)
geoPIV_RG: 24-Jul-2020 13:59:58
```

Imagem de referência e imagem a ser analisada

Porcentagem já calculada

Data da análise e tempo estimado para término

Fonte: Autor (2020)

Por último, executa-se o comando “*geoPIV\_RG\_run('Example\_analysis\_launcher')*” para o cálculo do campo de deslocamentos dos *subsets*. Nessa etapa será criado um arquivo *M2\_data.mat*. que inclui os coeficientes de correlação para cada *subset*, além dos deslocamentos x e y. O GeoPIV-RG é um software avançado de análise PIV, principalmente pela automatização da imagem de referência, caso os valores dos coeficientes de correlação fiquem menores do que os estipulados na foto de referência para a foto calculada. A Figura A.0.7 apresenta essa característica.

**Figura A.0.7 – Atualização de imagem de referência no GeoPIV-RG**

```
geoPIV_RG: 02-Jun-2020 13:51:56
geoPIV_RG: IMG_0001.jpg --> IMG_0014.jpg ( 7.00 %, 612.76 ppm)
geoPIV_RG: 02-Jun-2020 13:53:22
geoPIV_RG: IMG_0001.jpg --> IMG_0015.jpg ( 8.00 %, 617.41 ppm)
geoPIV_RG: 02-Jun-2020 13:52:57
Minimum full field correlation coefficient violated tolerance...
Minimum full field correlation coefficient = -3.502014e-04
Updating reference image...
geoPIV_RG: IMG_0015.jpg --> IMG_0016.jpg ( 8.00 %, 650.36 ppm)
geoPIV_RG: 02-Jun-2020 13:50:49
geoPIV_RG: IMG_0015.jpg --> IMG_0017.jpg ( 9.00 %, 640.20 ppm)
geoPIV_RG: 02-Jun-2020 13:51:37
```

Imagem de referência atualizada para IMG\_0015

Fonte: Autor (2020)



## A4. PÓS-PROCESSAMENTO

Após concluídas as análises, pode-se filtrar deslocamentos que não estiverem com o coeficiente de correlação especificado, utilizando o comando “*filtered\_data=geoFILTER\_RG(data,0.9)*”. Será criado um arquivo de nome *filtered\_data* com todos os deslocamentos computados pela análise do GeoPIV-RG (*data*) que possuem coeficiente de correlação maiores que 0,9 (lembrando que 1,0 significa total correlação entre a foto de referência e a foto alvo).

A calibração é realizada após esses procedimentos. A partir da calibração, o arquivo “*data*” que possuía o campo de deslocamento dos subsets em pixels será transformado em campo de deslocamento em milímetros. O comando necessário nessa etapa é “*XYdata = geoCALIBRATE\_RG(data)*”. A calibração é realizada a partir do arquivo *M1\_data.mat* que possui a matriz de deslocamentos dos pontos de controle e o arquivo *CENTROID\_RG\_Example.txt* que possui os dados dos centroides na malha.

Concluída a calibração, os dados são acessados através de três comandos, para deslocamentos em x, deslocamentos em y e coeficientes de correlação, respectivamente: *x\_data = Xydata(:, :, 1)*; *y\_data = Xydata(:, :, 2)*; *cc\_data = Xydata(:, :, 3)*. Assim, são geradas matrizes com o número do subset e a posição em x, y e o valor do coeficiente de correlação para cada imagem analisada.

Por último, o comando “*strains=geoSTRAINS\_RG(Xydata)*” é realizado para computação do campo de deformações a partir do campo de deslocamentos.

## A5. PLOTAGENS BÁSICAS

O GeoPIV-RG possui ainda dois comandos para plotagens básicas do campo de deslocamentos “*geoPLOTDISP\_RG*” e do campo de deformações de cisalhamento totais “*geoPLOTSTRAIN\_RG*” que foram apresentados na Figura 4.22, Figura 4.23 e Figura 4.24 (campo de deslocamentos) e Figura 4.25, Figura 4.26 e Figura 4.27 (campo de deformações).

O comando do campo de deslocamentos segue como “*geoPLOTDISP\_RG(XYdata, 1, 164, 0, 0, 1, 0, 1)*” que significam, respectivamente:

- Matriz de deslocamentos calibrados;
- Número da primeira foto da análise;
- Número da última foto da análise;
- Ajuste horizontal padrão;

- Ajuste vertical padrão;
- Modo de plotagem em milímetros;
- Vetor monocromático de deslocamentos (pode ser plotado em cores, caso seja escolhida a opção 1);
- Plotagem dos deslocamentos em superfície (pode ser plotado em contornos, caso seja escolhida a opção 0).

O comando do campo de deformações segue como “*geoPLOTSTRAIN\_RG(strains, 1, 164, 0, 0, 1, 10, 1)*” que significam, respectivamente:

- Matriz de deformações;
- Número da primeira foto da análise;
- Número da última foto da análise;
- Ajuste horizontal padrão;
- Ajuste vertical padrão;
- Modo de plotagem em milímetros;
- Máxima deformação de cisalhamento;
- Plotagem dos deslocamentos em superfície (pode ser plotado em contornos, caso seja escolhida a opção 0).