



**Gonçalo Alexandre Ferreira Santos**

Licenciado em Engenharia Civil

## **Soluções de Pregagens para a Estabilização de Taludes: uma Contribuição para o seu Dimensionamento**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo,  
Professor Auxiliar Convocado, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof.<sup>a</sup> Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana

Arguente: Prof.<sup>a</sup> Doutora Ana Teresa Carvalho

Vogal: Prof. Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo



“Copyright” Gonçalo Alexandre Ferreira Santos, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

A todas as pessoas e instituições que, direta ou indiretamente, contribuiriam para a elaboração deste trabalho, quero neste espaço deixar pública homenagem.

Em primeiro lugar, estou profundamente reconhecido ao Professor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo, meu orientador científico, não apenas pelo apoio e pelos conhecimentos partilhados, mas também pela meticulosa revisão do texto a que procedeu e pelas sugestões e críticas sobre numerosos aspetos que, no seu conjunto, representaram uma contribuição extremamente relevante para o trabalho.

Aos meus pais, Hermínio e Janina, pelas palavras de apoio e de incentivo não só durante a elaboração deste trabalho, mas também ao longo de todo o meu percurso académico, expresso um caloroso agradecimento.

À minha irmã, Patrícia, pelo tempo que dedicou à revisão meticulosa do texto, bem como pela amizade e pelas palavras de apoio e de incentivo, é devido um sentido obrigado.

À minha família, em especial ao meu primo Tiago, pelas palavras de apoio e de ânimo, dedico um caloroso obrigado.

Aos colaboradores e ex-colaboradores que fizeram parte da equipa de trabalho da loja Pingo Doce, Leiria 2, Heróis de Angola - pela ordem que foram surgindo, alguns deles são Dona Paula, Dona Helena, Ana Costa, Cristiana Prazeres, Tânia Bernardo, Elsa Bajouco, Stephanie Vieira, Bárbara Cordeiro, Carla Pequerrucho, Cátia, Ana Martins, Fábio Bem, Carla Sofia, João Loureiro e Joel Costa - pelas palavras de incentivo e de boa disposição, é também devido um sentido obrigado. Deixo também um agradecimento particular à Dona Paula, pelo seu exemplo de dedicação, competência e rigor.

A todos os demais colegas e amigos, expresso um grande obrigado.

Finalmente, agradeço à Faculdade de Ciências e Tecnologia as condições proporcionadas para a realização deste trabalho.



# Resumo

As pregagens são frequentemente utilizadas como soluções de estabilização de taludes em maciços terrosos ou rochosos. As pregagens tradicionais são elementos tipo varão de aço, instalados em furos sub-horizontais, que podem ter distribuição uniforme ou pontual, dependendo do volume de material a estabilizar. Embora estejam já estabelecidos os tipos de verificações de segurança que é necessário realizar para o seu dimensionamento, o facto é que, em Projeto Geotécnico corrente são vários os aspetos que frequentemente condicionam o seu estudo fundamentado. Entre eles podem ser destacados a dificuldade em avaliar a resistência lateral solo-pregagem e a dificuldade em dimensionar o revestimento do talude e a placa de apoio da cabeça da pregagem.

Procura-se, com o presente trabalho, dar uma contribuição para uma melhor fundamentação do dimensionamento destas soluções, sempre no âmbito do Projeto Geotécnico corrente, isto é, utilizando apenas os elementos e as metodologias habitualmente disponíveis para o efeito. O estudo incluirá uma adequada revisão bibliográfica, que sintetize a prática adotada em vários países, a análise das metodologias para a avaliação da resistência lateral solo-pregagem e para o dimensionamento do revestimento do talude e da placa de apoio da cabeça da pregagem e o estudo dos procedimentos a adotar nos ensaios de carga em pregagens. No final, procurar-se-á apresentar as metodologias e os procedimentos que se considerem mais adequados.

## Palavras chave:

Pregagens; Taludes; Estabilização; Resistência lateral solo-pregagem; Ensaios de carga; Revestimento do talude.



# Abstract

Nailing is often used as a solution to slope stabilisation in soil or rock masses. The traditional nailing is done by steel rods that are placed in sub-horizontal holes, which may have a uniform or occasional distribution, depending on the volume of the material to be stabilised. Although the safety checks to be conducted, in terms of sizing have already been defined, the truth is that in the existing Geotechnical Design, there are several aspects that often condition its fundamental study. Of these, one can highlight the difficulties in assessing the lateral strength of the soil-nailing and the difficulty in scaling the facing of the slope and the headrest to the nailing plate.

The object of this project, is to give a contribution towards better scaling grounds to these solutions, always within the scope of the existing Geotechnical Design, i.e., using only the elements and methodologies normally available to this effect. The study will include an adequate review of the literature, which should summarise what has been adopted in several countries, the analysis of methodologies for assessing the lateral strength of the soil-nailing and for the scaling of the slope facing and headrest support to the nailing plate, as well as the study of procedures to be adopted in the nailing load testing. Finally, we will be looking at presenting all of these methods and procedures, as deemed necessary.

## **Keywords:**

Nailing; Slopes; Stabilisation; Lateral strength of soil-nailing; Load testing; Slope facing.



# Índice de Matérias

<b>Copyright</b>	<b>i</b>
<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xix</b>
<b>Lista de abreviaturas, siglas e símbolos</b>	<b>xxi</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Enquadramento do tema . . . . .	1
1.2 Objetivos da dissertação . . . . .	2
1.3 Conteúdo e organização da dissertação . . . . .	2
<b>2 Soluções de pregagens aplicadas à estabilização de taludes</b>	<b>5</b>
2.1 Considerações gerais . . . . .	5
2.2 Origem e desenvolvimento das pregagens . . . . .	6
2.3 Características das pregagens . . . . .	11
2.4 Vantagens e limitações das soluções de pregagens . . . . .	18
2.5 Métodos de instalação das pregagens . . . . .	18
2.5.1 Generalidades . . . . .	18
2.5.2 Cravação . . . . .	22
2.5.3 Furação e selagem . . . . .	23
2.5.4 Auto-perfuração . . . . .	26
2.6 Drenagem das soluções de pregagens . . . . .	27
2.6.1 Generalidades . . . . .	27
2.6.2 Sistemas de drenagem superficial . . . . .	28
2.6.3 Sistemas de drenagem do revestimento do talude . . . . .	29
2.6.4 Sistemas de drenagem profunda . . . . .	29
2.7 Revestimento do talude . . . . .	31
2.7.1 Generalidades . . . . .	31
2.7.2 Soluções suaves . . . . .	31
2.7.3 Soluções estruturais flexíveis . . . . .	32

2.7.4	Soluções estruturais rígidas . . . . .	33
<b>3</b>	<b>Comportamento das soluções de pregagens</b>	<b>35</b>
3.1	Considerações gerais . . . . .	35
3.2	Sistema solo-pregagem . . . . .	36
3.3	Mecanismos de interação solo-pregagem . . . . .	38
3.3.1	Generalidades . . . . .	38
3.3.2	Inclinação e orientação das pregagens . . . . .	39
3.3.3	Resistência ao corte e à flexão das pregagens . . . . .	41
3.3.4	Solução de revestimento do talude . . . . .	42
3.4	Distribuição de tensões na interface solo-pregagem . . . . .	43
3.4.1	Desenvolvimento de esforços nas pregagens . . . . .	44
3.4.2	Interação solo-pregagem e distribuição do esforço de tração . . . . .	45
3.4.3	Distribuição simplificada do esforço de tração . . . . .	48
3.5	Estados limites . . . . .	51
3.5.1	Generalidades . . . . .	51
3.5.2	Estados limites últimos . . . . .	52
3.5.3	Estados limites de utilização . . . . .	53
3.6	Requisitos gerais e coeficientes de segurança . . . . .	56
<b>4</b>	<b>Projeto de soluções de estabilização de taludes recorrendo a pregagens</b>	<b>59</b>
4.1	Considerações gerais . . . . .	59
4.2	Metodologia de projeto . . . . .	60
4.3	Normas internacionais e guias de projeto . . . . .	62
4.4	Coeficientes de segurança . . . . .	63
4.5	Avaliação da resistência lateral solo-pregagem . . . . .	63
4.5.1	Generalidades . . . . .	63
4.5.2	Com base em correlações empíricas . . . . .	68
4.5.3	Com base em resultados de ensaios de caracterização geotécnica . . . . .	70
4.5.4	Com base em resultados de ensaios de arrancamento . . . . .	90
4.5.5	Com base em métodos teóricos . . . . .	91
4.6	Dimensionamento do revestimento do talude . . . . .	96
4.6.1	Generalidades . . . . .	96
4.6.2	Soluções suaves . . . . .	97
4.6.3	Soluções estruturais flexíveis . . . . .	97
4.6.4	Soluções estruturais rígidas . . . . .	100
4.7	Dimensionamento da placa de apoio da cabeça da pregagem . . . . .	104
4.8	Dimensionamento do comprimento e distribuição das pregagens . . . . .	108
4.8.1	Generalidades . . . . .	108
4.8.2	Métodos empíricos . . . . .	109
4.8.3	Métodos de equilíbrio limite . . . . .	112
4.8.4	Métodos numéricos . . . . .	116
4.9	Monitorização do comportamento . . . . .	116
<b>5</b>	<b>Ensaio de controlo de qualidade</b>	<b>119</b>
5.1	Considerações gerais . . . . .	119
5.2	Ensaio de carga em pregagens . . . . .	119
5.2.1	Generalidades . . . . .	119

5.2.2	Ensaiois prévios . . . . .	120
5.2.3	Ensaiois de arrancamento . . . . .	121
5.2.4	Ensaiois de receção . . . . .	122
5.3	Métodos de ensaio . . . . .	124
5.4	Dispositivos de ensaio . . . . .	127
5.5	Ensaiois não destrutivos . . . . .	129
5.6	Ensaiois destrutivos . . . . .	129
<b>6</b>	<b>Conclusões e desenvolvimentos futuros</b>	<b>131</b>
	<b>Bibliografia</b>	<b>133</b>



# Índice de Figuras

2.1	Descarregador de segurança da barragem de Notre Dame de Commiers, 1961 (adaptada de Bonazzi e Colombet, 1984). . . . .	7
2.2	Esquema de comparação entre o Método Tradicional e o <i>New Austrian Tunnelling Method</i> (adaptada de Bruce e Jewell, 1986; Phear et al., 2005). . . . .	8
2.3	Secção transversal do muro de suporte de Versailles (adaptada de Rabejac e Toudic, 1974). . . . .	8
2.4	Pregagem de expansão: a) Corpo da pregagem (adaptada de DYWIDAG, 2013c); b) Secção transversal em ómega (adaptada de EUROTEC, 2010e). . . . .	12
2.5	Pregagem ativa com célula de expansão (adaptada de DYWIDAG, 2013b). . . . .	12
2.6	Pregagem por atrito: a) Corpo da pregagem (adaptada de DYWIDAG, 2013a); b) Anel e secção transversal (adaptada de EUROTEC, 2010d). . . . .	13
2.7	Pregagem tradicional: a) Componentes principais da pregagem; b) Secção transversal, A-A'; (adaptada de prEN 14490, 2002; Phear et al., 2005). . . . .	14
2.8	Sistema auto-perfurante: a) Pregagem com bit de sacrifício na extremidade (adaptada de DYWIDAG, 2006a); b) Secção em coroa circular; c) Bit de sacrifício para solos coesivos; d) Bit de sacrifício para solos granulares; (adaptada de DYWIDAG, 2011). . . . .	15
2.9	Pregagem selada com calda de cimento e resina de presa rápida (adaptada de DYWIDAG, 2006a). . . . .	16
2.10	Varões galvanizados com capa epóxi (adaptada de DYWIDAG, 2008). . . . .	17
2.11	Proteção contra a corrosão: a) Sistema de tubo corrugado (adaptada de DYWIDAG, 2006c); b) Centralizador em PVC (adaptada de DYWIDAG, 2008). . . . .	17
2.12	Sequência típica de construção para estruturas de contenção flexíveis e taludes de escavação (adaptada de Phear et al., 2005; DYWIDAG, 2008). . . . .	20
2.13	Instalação de pregagens por meio de cravação (adaptada de Launcher, 2013). . . . .	22
2.14	Furação por meio de rotação com trado contínuo (adaptada de Drilling, 2009). . . . .	23
2.15	Selagem gravítica (adaptada de Ferreira et al., 2012). . . . .	25
2.16	Sistemas de reinjeção: a) Injeção global e unitária (IGU); b) Injeção repetitiva e seletiva (IRS); (adaptada de Ferreira et al., 2012). . . . .	25
2.17	Instalação de pregagens por meio de auto-perfuração (adaptada de Weldgrip, 2011). . . . .	26
2.18	Efeito da água numa solução de estabilização com pregagens (adaptada de Phear et al., 2005). . . . .	27
2.19	Sistemas de drenagem tipo para soluções de pregagens (adaptada de Phear et al., 2005). . . . .	28
2.20	Secção transversal de uma valeta (adaptada de Phear et al., 2005). . . . .	29

2.21	Sistemas de drenagem do revestimento do talude: a) Barbacãs (adaptada de Griffiths Drilling, 2014); b) Bandas geossintéticas (adaptada de Magazine Railroading T. T., 2013).	30
2.22	Dreno sub-horizontal instalado numa solução de pregagens (adaptada de Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005).	30
2.23	Soluções suaves: a) Geogrelhas (adaptada de Maccaferri UK & ROI, 2013); b) Redes metálicas (adaptada de Maccaferri Canada Ltd., 2013).	32
2.24	Soluções estruturais flexíveis: a) Redes metálicas; b) Redes metálicas e cabos de aço; (adaptada de Maccaferri Canada Ltd., 2013).	33
2.25	Soluções estruturais rígidas: a) Betão projetado (adaptada de Protext Construction, 2011); b) Elementos pré-fabricados em betão; (adaptada de Reinforced Earth, 2012).	33
3.1	Solução de pregagens aplicada à estabilização de um talude (adaptada de Guilloux e Schlosser, 1982; Silva Cardoso, 1987).	36
3.2	Diagrama esquemático do sistema solo-pregagem: a) Pregagens solicitadas na zona passiva; b) Pregagens solicitadas na zona ativa; (adaptada de Barley et al., 1997a; Phear et al., 2005; GEO, 2008).	37
3.3	Eficiência teórica de pregagens instaladas em várias inclinações (adaptada de Johnson et al., 2002).	40
3.4	Pregagens instaladas em diferentes níveis de eficiência, mostrando a profundidade média da camada de solo e o comprimento na zona passiva correspondentes (adaptada de Johnson et al., 2002).	41
3.5	Efeito de uma forte inclinação das pregagens com a horizontal (adaptada de Clouterre, 2002).	42
3.6	Zonas ativa e passiva consideradas para a estabilidade interna, destacando as componentes principais de transferência de esforço; (adaptada de Barley et al., 1997a).	43
3.7	Talude estabilizado por meio de pregagens (com um revestimento flexível): a) Desenvolvimento da deformação à superfície do talude; b) Desenvolvimento do esforço de tração nas pregagens; (adaptada de Phear et al., 2005).	44
3.8	Mecanismo de carga local gerado por uma pregagem (adaptada de Lazarte et al., 2003; Zhou e Yin, 2008).	45
3.9	Equilíbrio de forças de um elemento infinitesimal de pregagem (adaptada de Schlosser e Unterreiner, 1994; Lazarte et al., 2003).	46
3.10	Prováveis distribuições da resistência lateral solo-pregagem numa pregagem: a) Distribuição de Lazarte et al. (2003); b) Distribuição de Barley et al. (1997a) e Phear et al. (2005).	47
3.11	Distribuição do esforço de tração ao longo das pregagens (adaptada de Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005).	48
3.12	Distribuição constante da resistência lateral solo-pregagem e distribuição linear do esforço de tração, ao longo do comprimento da pregagem inserido na zona passiva (adaptada de Lazarte et al., 2003).	49
3.13	Distribuição simplificada do esforço de tração ao longo do comprimento total da pregagem (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005).	49

3.14	Resistência local de uma pregagem (adaptada de Clouterre, 2002). . . . .	50
3.15	Potenciais mecanismos de rotura externos de um sistema solo-pregagem (adaptada de GEO, 2008). . . . .	52
3.16	Potenciais mecanismos de rotura internos de um sistema solo-pregagem (adaptada de GEO, 2008). . . . .	54
3.17	Ilustração dos estados limites de utilização de um sistema solo-pregagem ( $\delta_h$ é o deslocamento horizontal; $\delta_v$ é o deslocamento vertical) (adaptada de Phear et al., 2005). . . . .	55
3.18	Forças resistentes e instabilizadoras para a estabilidade do talude (adaptada de Phear et al., 2005). . . . .	57
4.1	Elementos do projeto geotécnico (adaptada de Burland, 1987; Phear et al., 2005). . . . .	60
4.2	Tensões atuantes na interface solo-pregagem: a) Corpo da pregagem (adaptada de Schlosser e Unterreiner, 1994); b) Secção transversal, A-A' (adaptada de HA 68/94, 1994; Zhou e Yin, 2008). . . . .	65
4.3	Ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas em areias e cascalhos (adaptada de Bustamante e Doix, 1985). . . . .	72
4.4	Ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas em argilas e siltes (adaptada de Bustamante e Doix, 1985). . . . .	72
4.5	Ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas nos tipos de rocha: giz, margas e margas-calcário (adaptada de Bustamante e Doix, 1985). . . . .	73
4.6	Ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas em rochas alteradas e fragmentadas (adaptada de Bustamante e Doix, 1985). . . . .	73
4.7	Correlação da resistência lateral última solo-pregagem, $q_{s,ult}$ , com o ângulo de atrito efetivo, $\phi'$ (adaptada de Heymann et al., 1992). . . . .	75
4.8	Correlação da resistência lateral última solo-pregagem, $q_{s,ult}$ , com o índice, $N_{SPT}$ (adaptada de Heymann et al., 1992). . . . .	76
4.9	Correlação da resistência lateral última solo-pregagem, $q_{s,ult}$ , com o índice $N_{SPT}$ (adaptada de Ortigão, 1997). . . . .	77
4.10	Ábacos A. 1 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em areias (designadas por pregagens de tipo 1) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011). . . . .	82
4.11	Ábacos C. 1 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em cascalhos (designadas por pregagens de tipo 2) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011). . . . .	83
4.12	Ábacos AS. 1 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em argilas (designadas por pregagens de tipo 3) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011). . . . .	84
4.13	Ábacos M. 1 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em margas (designadas por pregagens de tipo 4) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011). . . . .	85
4.14	Ábacos R. 1 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em rochas alteradas (designadas por pregagens de tipo 5) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011). . . . .	86
4.15	Ábacos A. 2 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens cravadas em areias (designadas por pregagens de tipo 6) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011). . . . .	87

4.16	Ábacos C. 3 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens cravadas em cascalhos (designadas por pregagens de tipo 7) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011). . . . .	88
4.17	Ábaco C. 2 ( $q_s, p_l$ ) para pregagens seladas por injeção sob baixa pressão em cascalhos (designadas por pregagens de tipo 8) (adaptada de Clouterre, 1991). . . . .	89
4.18	Efeito da dilatação impedida: aumento da tensão atuante sobre a superfície das pregagens ( $H$ é a profundidade a que se encontra a pregagem) (adaptada de Schlosser et al., 1984; Phear et al., 2005). . . . .	94
4.19	Profundidade média para o cálculo da tensão efetiva vertical média (adaptada de HA 68/94, 1994). . . . .	95
4.20	Potencial mecanismo de rotura constituído por dois blocos entre os níveis de pregagens (adaptada de HA 68/94, 1994; Phear et al., 2005). . . . .	98
4.21	Potencial mecanismo de rotura constituído por um bloco entre os níveis de pregagens (adaptada de Ruegger et al., 2001; Phear et al., 2005). . . . .	99
4.22	Modelo de Clouterre (1991) para o dimensionamento do paramento (adaptada de Clouterre, 1991; Phear et al., 2005). . . . .	101
4.23	Tipos de distribuição para as pressões no solo sob o paramento: a) Distribuição uniforme; b) Distribuição piramidal; (adaptada de Clouterre, 2002). . . . .	102
4.24	Placa de apoio: a) Capacidade resistente ao carregamento (adaptada de HA 68/94, 1994; GEO, 2008); b) Secção transversal, A-A' (adaptada de Phear et al., 2005). . . . .	106
4.25	Distribuição de pregagens de comprimento sensivelmente uniforme (adaptada de Wei e Cheng, 2010). . . . .	108
4.26	Distribuições de pregagens de comprimento variável: a) Comprimento crescente com a profundidade; b) Comprimento decrescente com a profundidade; (adaptada de Wei e Cheng, 2010). . . . .	109
4.27	Ábaco de pré-dimensionamento para $L/H = 0.6$ (adaptada de Clouterre, 1991). . . . .	111
4.28	Geometria e propriedades do solo (adaptada de GEO-SLOPE Intl., 2014). . . . .	112
4.29	Parâmetros específicos para as pregagens requeridos pelo $SLOPE/W$ (adaptada de GEO-SLOPE Intl., 2014). . . . .	113
4.30	Diagrama da resistência à tração do $SLOPE/W$ (adaptada de Pockoski e Duncan, 2000). . . . .	113
4.31	Coefficiente global de segurança e superfície crítica de rotura (adaptada de GEO-SLOPE Intl., 2014). . . . .	114
4.32	Resultados detalhados de uma pregagem (adaptada de GEO-SLOPE Intl., 2014). . . . .	114
4.33	Alguns dos parâmetros específicos para as pregagens requeridos pelo $Slide$ (adaptada de Rocscience Inc., 2014a). . . . .	115
4.34	Diagrama da resistência à tração do $Slide$ (adaptada de Pockoski e Duncan, 2000; Rocscience Inc., 2014b). . . . .	115
5.1	Mecanismo de rotura e transferência de esforço para um corte pregado (adaptada de Barley et al., 1997a; Phear et al., 2005). . . . .	126
5.2	Obturadores infláveis (adaptada de Rockwill, 2011). . . . .	126
5.3	Ilustração esquemática do dispositivo típico de ensaio de pregagens (adaptada de prEN 14490, 2002; Phear et al., 2005). . . . .	128

5.4	Dispositivos tipo de ensaio de pregagens: a) Dispositivo de ensaio (adaptada de Jayawickrama et al., 2007); b) Dispositivo de ensaio (adaptada de GWR, 2014). . . . .	128
5.5	Preparação da superfície de suporte para a pregagem de ensaio: a) Prática incorreta; b) Prática correta; (adaptada de Phear et al., 2005; DYWIDAG, 2006b). . . . .	128



# Índice de Tabelas

2.1	Vantagens e limitações das pregagens. . . . .	19
4.1	Resumo dos coeficientes de segurança (adaptada de Pedley, 2001; Phear et al., 2005). . . . .	64
4.2	Relação entre a categoria, a norma ou guia de projeto, o método para avaliar a resistência lateral solo-pregagem e a secção onde este é abordado. . . . .	67
4.3	Resistência lateral última solo-pregagem, $q_{s,ult}$ , para pregagens seladas em solos e rochas (adaptada de Elias e Juran, 1991, Byrne et al., 1998, Lazarte et al., 2003 e Phear et al., 2005). . . . .	69
4.4	Relação entre o tipo de solo ou rocha, a técnica de injeção e as figuras que representam os ábacos (adaptada de Bustamante e Doix, 1985). . . . .	71
4.5	Coefficiente empírico de majoração, $\alpha_m$ (adaptada de Bustamante e Doix, 1985). . . . .	74
4.6	Taxa de transferência de esforço última solo-ancoragem em ancoragens com selagem gravítica (adaptada de Sabatini et al., 1999; Lazarte, 2011). . . . .	78
4.7	Resumo dos resultados obtidos da regressão análoga a cada ábaco (adaptada de Clouterre, 2002). . . . .	80
4.8	Relação entre o tipo de solo ou rocha, o método de instalação e as figuras que representam os ábacos (adaptada de Clouterre, 1991). . . . .	81
4.9	Coefficiente de correção, $\xi$ , para obter o valor característico da resistência ao arrancamento (adaptada de prEN 14490, 2002; Phear et al., 2005). . . . .	90
4.10	Coefficiente de segurança parcial, $\gamma_p$ , para obter o valor de cálculo da resistência ao arrancamento. . . . .	91
4.11	Fator de adesão, $\alpha$ . . . . .	92
4.12	Coefficiente de impulso lateral do terreno, $K_L$ . . . . .	94
4.13	Fator de atrito, $f_b$ . . . . .	95
4.14	Relação empírica do comprimento, $L/H$ , para pregagens furadas e seladas (adaptada de Phear et al., 2005). . . . .	110
4.15	Relação empírica do comprimento, $L/H$ , para pregagens cravadas (adaptada de Phear et al., 2005). . . . .	111
4.16	Resumo da instrumentação geralmente utilizada para a monitorização de estruturas de solo pregado (adaptada de Clouterre, 1991; Phear et al., 2005). . . . .	117
5.1	Número recomendado de ensaios prévios em pregagens, para um dado tipo de solo, em função da área correspondente de paramento (adaptada de Clouterre, 1991). . . . .	121

5.2	Número mínimo de ensaios de arrancamento em pregagens, para um dado tipo de solo, em função da área correspondente de paramento (adaptada de Clouterre, 2002). . . . .	122
5.3	Número mínimo de ensaios de arrancamento em pregagens, em função da categoria geotécnica (adaptada de EN 14490, 2010; Ferreira et al., 2012). . .	122
5.4	Número mínimo de ensaios de receção em pregagens, para um dado tipo de solo, em função da área correspondente de paramento. . . . .	123
5.5	Número mínimo de ensaios de receção em pregagens, em função da categoria geotécnica e da densidade de pregagens a executar (adaptada de EN 14490, 2010; Ferreira et al., 2012). . . . .	123

# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

Intl.	International
Ltd.	Limited

## Siglas

AC	Abordagem de Cálculo
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASD	Allowable Stress Design
ASTM	American Society for Testing Materials
BS	British Standard
CC	Classe de Consequências
CG	Categoria Geotécnica
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
EC	Eurocódigo
EN	Norma Europeia
ENPC	École Nationale des Ponts et Chaussées
EP	Estradas de Portugal
EPGE	Escola Profissional Gustave Eiffel
EUA	Estados Unidos da América
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FHWA	Federal Highway Administration
GEO	Geotechnical Engineering Office
HA	Highways Agency
HDPE	High-density Polyethylene
ICE	Institution of Civil Engineers
IGU	Injeção Global Unitária
IRS	Injeção Repetitiva e Seletiva
LCPC	Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LRFD	Load and Resistance Factor Design
LSD	Limite State Design
MEF	Método dos Elementos Finitos
NATM	New Austrian Tunnelling Method
NCHRP	National Highway Cooperative Research Program
NP	Norma Portuguesa
PMT	Ensaio com o pressiómetro Ménard
PVC	Polyvinyl Chloride
SPT	Standard penetration test ou ensaio de penetração dinâmica
TGV	Train à Grande Vitesse
TRL	Transport Research Laboratory
UNL	Universidade Nova de Lisboa
VST	Ensaio de corte rotativo ( <i>vane test</i> )

### Símbolos - Alfabeto latino

$A$	Área de revestimento por pregagem
$A_{placa}$	Área superficial da placa de apoio da cabeça da pregagem
$A_s$	Área da secção transversal da armadura da pregagem
$a$	Largura ou altura da placa de apoio da cabeça da pregagem
$A/C$	Relação água-cimento
$D$	Profundidade da base da fundação superficial

$d$	Diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura)
$d_e$	Densidade de pregagens
$d_h$	Diâmetro da armadura da pregagem
$F$	Coefficiente global de segurança Força transferida para o revestimento flexível
$c'$	Coesão efetiva
$c'_{cont}$	Coesão efetiva no contacto solo-pregagem
$c'_d$	Valor de cálculo da coesão efetiva
$c'_k$	Valor característico da coesão efetiva
$c_u$	Resistência não drenada
$F_1$	Força transferida do bloco 1 para o revestimento flexível
$F_2$	Força transferida do bloco 2 para o revestimento flexível
$F_{12}$	Força transferida entre os blocos 1 e 2
$F_a$	Força de arrancamento
$F_s$	Força de corte
$F_{tot}$	Força total transferida para o revestimento flexível
$f_{ck}$	Valor característico da resistência à compressão simples da calda de cimento
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência da armadura da pregagem
$f_{yk,placa}$	Valor característico da tensão de cedência da placa de apoio da cabeça da pregagem
$g$	Fator de deslizamento da interface
$H$	Altura de contenção (também conhecido como altura do talude ou altura da parede) Profundidade da pregagem
$h$	Carga hidráulica Altura das duas primeiras fases de construção
$I_P$	Índice de plasticidade
$K_0$	Coefficiente de impulso em repouso
$K_a$	Coefficiente de impulso ativo
$K_L$	Coefficiente de impulso lateral
$L$	Comprimento máximo da pregagem
$L_a$	Comprimento da pregagem inserido na zona ativa

$L_b$	Comprimento de aderência da pregagem sobre o qual se pode desenvolver a resistência ao arrancamento
$L_L$	Limite de liquidez
$L_p$	Comprimento da pregagem inserido na zona passiva
$L_t$	Comprimento total da pregagem
$M_0$	Momento fletor
$M_{zz}$	Momento em relação ao eixo $zz$
$N$	Relação de estabilidade
$N'$	Resultante das tensões normais efetivas numa dada área
$N'_1$	Resultante das tensões normais efetivas na base do bloco 1
$N'_2$	Resultante das tensões normais efetivas na base do bloco 2
$N'_{12}$	Resultante das tensões normais efetivas no limite entre os blocos
$N_b$	Número total de pregagens
$N_c, N_q, N_\gamma$	Coefficientes de capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação superficial
$N_{SPT}$	Índice do ensaio SPT
$P_k$	Resistência característica ao arrancamento
$P_{ult}$	Resistência última ao arrancamento
$p$	Pressão do solo sobre o paramento
$p'$	Pressão sob a placa de apoio da cabeça da pregagem
$p_0$	Pressão média do solo sobre o paramento
$p_i$	Pressão de injeção
$p_l$	Pressão limite do ensaio PMT
$Q_s$	Resistência ao arrancamento mobilizada por unidade de comprimento (também designado por taxa de transferência de esforço)
$Q_{s,ult}$	Taxa de transferência de esforço última
$q$	Sobrecarga na superfície do maciço pregado
$q_s$	Resistência lateral solo-pregagem
$q_{s,d}$	Valor de cálculo da resistência lateral solo-pregagem
$q_s(x)$	Resistência lateral solo-pregagem mobilizada em função da coordenada $x$
$q_{s,ult}$	Resistência lateral última solo-pregagem
$q_{ult}$	Capacidade resistente ao carregamento da placa de apoio da cabeça da pregagem

$R$	Efeito das forças estabilizadoras, resistência ou capacidade resistente
$R'$	Resultante das tensões tangenciais efetivas numa dada área
$R'_1$	Resultante das tensões tangenciais efetivas na base do bloco 1
$R'_2$	Resultante das tensões tangenciais efetivas na base do bloco 2
$R'_{12}$	Resultante das tensões tangenciais efetivas entre os blocos
$R_d$	Resistência de cálculo do sistema solo-pregagem
$R_N$	Valor característico das forças resistentes referentes às pregagens
$R_S$	Valor característico das forças resistentes referentes ao solo
$r_u$	Razão da pressão na água dos poros
$S$	Solicitação, efeito das forças instabilizadoras, efeito das ações Máximo entre os espaçamentos vertical e horizontal das pregagens
$S_{adm}$	Ação ou solicitação admissível do sistema
$S_D$	Valor característico das forças instabilizadoras
$S_d$	Ação de cálculo do sistema solo-pregagem
$S_h$	Espaçamento horizontal das pregagens
$S_v$	Espaçamento vertical das pregagens
$T$	Esforço de tração na pregagem
$T_0$	Esforço de tração na cabeça da pregagem
$T_1$	Esforço na cabeça da pregagem resultante da força de tração necessária para garantir a estabilidade do paramento por mobilização de atrito contra o solo
$T_2$	Esforço na cabeça da pregagem resultante da força de tração necessária para assegurar o confinamento do solo
$T_d$	Valor de cálculo da resistência ao arrancamento
$T_{ff}$	Esforço de tração na cabeça da pregagem (para revestimentos flexíveis)
$T(L_p)$	Esforço de tração mobilizado ao longo do comprimento da pregagem inserido na zona passiva
$T_{máx}$	Esforço de tração máximo na pregagem
$T_{máx,\delta}$	Esforço de tração na pregagem inclinada
$T_{máx,h}$	Esforço horizontal de reforço requerido
$T_N$	Componente normal ao paramento do esforço de tração na cabeça da pregagem
$T_P$	Esforço de punçoamento no paramento
$T(x)$	Esforço de tração ao longo da pregagem em função da coordenada $x$

$t$	Espessura da placa de apoio da cabeça da pregagem
$U$	Resultante das pressões da água numa dada área
$U_1$	Resultante das pressões da água na base do bloco 1
$U_2$	Resultante das pressões da água na base do bloco 2
$U_{12}$	Resultante das pressões da água no limite entre os blocos
$W$	Peso do bloco
$W_1$	Peso do bloco 1
$W_2$	Peso do bloco 2
$W_{zz}$	Módulo de resistência à flexão da secção transversal da placa de apoio da cabeça da pregagem, em relação ao eixo $zz$
$x$	Distância ao longo da pregagem Varável espacial
$y$	Deslocamento relativo solo-pregagem Variável espacial
$z_{méd}$	Profundidade média da tensão efetiva vertical média

### Símbolos - Alfabeto grego

$\alpha$	Fator de adesão
$\alpha_m$	Coefficiente empírico de majoração
$\beta$	Ângulo de inclinação do talude com a horizontal
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma'$	Peso volúmico submerso
$\gamma_D$	Coefficiente parcial de segurança para as ações
$\gamma_d$	Coefficiente parcial de segurança para a resistência ao arrancamento das pregagens
$\gamma_N$	Coefficiente parcial de segurança para a capacidade resistente das pregagens
$\gamma_S$	Coefficiente parcial de segurança para a capacidade resistente do solo
$\gamma_s$	Coefficiente parcial de segurança para a resistência da armadura da pregagem
$\gamma_{s,placa}$	Coefficiente parcial de segurança para a resistência da placa de apoio da cabeça da pregagem
$\gamma_p$	Coefficiente parcial de segurança para a variação natural da resistência ao arrancamento

$\Delta\sigma'_v$	Incremento da tensão vertical efetiva
$\delta$	Ângulo de inclinação da pregagem abaixo da horizontal
$\delta_h$	Deslocamento horizontal no topo do talude pregado
$\delta_v$	Deslocamento vertical no topo do talude pregado
$\zeta$	Fator de reforço inclinado
$\eta$	Ângulo de inclinação do paramento em relação à vertical Variável usada no dimensionamento da placa de apoio da cabeça da pregagem
$\theta$	Ângulo de inclinação do plano da potencial superfície de deslizamento Ângulo de inclinação do plano de rotura de um dado bloco com a horizontal
$\theta_1$	Ângulo de inclinação do plano de rotura do bloco 1 com a horizontal
$\theta_2$	Ângulo de inclinação do plano de rotura do bloco 2 com a horizontal
$\mu^*$	Coefficiente de atrito aparente
$\xi$	Coefficiente de correção para o número de ensaios de arrancamento
$\sigma'_n$	Tensão normal efetiva na interface solo-pregagem
$\sigma'_n(x)$	Tensão normal efetiva ao longo da pregagem em função da coordenada $x$
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$\sigma'_{v0}$	Tensão vertical efetiva inicial
$\sigma'_{v,m}$	Tensão vertical efetiva média
$\tau$	Tensão de corte na interface solo-pregagem
$\tau_{máx}$	Tensão de corte máxima na interface solo-pregagem
$\tau(x)$	Tensão de corte ao longo da pregagem em função da coordenada $x$
$\tau(y)$	Tensão de corte mobilizada em função do deslocamento relativo solo-pregagem
$\phi'$	Ângulo de atrito efetivo
$\phi'_{cont}$	Ângulo de atrito efetivo no contacto solo-pregagem
$\phi'_d$	Valor de cálculo do ângulo de atrito efetivo
$\phi'_k$	Valor característico do ângulo de atrito efetivo



# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Enquadramento do tema

As obras associadas à Humanidade têm acelerado a instabilização de taludes que por condições naturais estavam já com níveis de segurança relativamente precária, bem como provocado instabilizações noutros taludes naturais em que aqueles níveis eram muito confortáveis. Exemplos dessas obras são as modernas ferrovias e autoestradas, mas também obras de expansão de zonas urbanas sobreocupadas, que implicam alterações significativas da geometria, logo, do estado de tensão, dos maciços, em particular por meio de escavações de grandes volumes de terrenos. Frequentemente, os solos escavados localizam-se em zonas do maciço que desempenham papel estabilizador de massas terrosas situadas a cotas superiores, pelo que tais escavações podem desencadear escorregamentos, por vezes envolvendo volumes muito maiores do que o das terras removidas (Matos Fernandes, 2011).

As pregagens são uma medida de natureza estrutural para a estabilização de taludes, por intermédio de elementos instalados de modo a interetarem a superfície de deslizamento. A técnica tem ganho uma grande reputação na Geotecnia, em virtude da sua flexibilidade e do seu baixo custo, assim como por requerer para a construção equipamentos relativamente leves e versáteis. No entanto, apesar das pregagens serem frequentemente utilizadas, talvez pelo facto de, em geral, constituírem elementos de reforço de simples execução em obra, verifica-se uma tendência genérica em não lhes atribuir a devida importância, comparativamente com outras medidas de natureza estrutural, como as ancoragens pré-esforçadas. Esta tendência não raras vezes é responsável por roturas nas soluções de pregagens, que podem comprometer a segurança global da estrutura de solo pregado.

O presente trabalho, consagrado ao estudo das soluções de pregagens aplicadas na estabilização de taludes, visa elucidar a importância de uma melhor fundamentação do dimensionamento destas soluções, mas também dar uma contribuição para essa fundamentação, sempre no âmbito do Projeto Geotécnico corrente, ou seja, utilizando apenas os elementos e as metodologias habitualmente disponíveis para o efeito. Nos pontos seguintes identificam-se os objetivos principais deste trabalho, bem como os assuntos que irão ser analisados ao longo de cada capítulo.

## 1.2 Objetivos da dissertação

Os eurocódigos estruturais e, em particular, o Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico, naturalmente não contêm a totalidade da informação necessária para o projeto de soluções de pregagens aplicadas na estabilização de taludes. Devido à lacuna de um guia de projeto em Portugal que forneça informações específicas, os projetistas e empreiteiros precisam de recorrer ao largo número de normas internacionais disponíveis e de trabalhos desenvolvidos noutros países, que estão reportados em guias de projeto, para obter a informação em falta que necessitam. Assim, torna-se oportuno reunir e combinar informações práticas e específicas num único documento, que possam auxiliar os projetistas e os empreiteiros no projeto e na construção de soluções de pregagens para a estabilização de taludes.

Neste sentido, o presente documento, inspirado principalmente em normas internacionais e guias de projeto correntes, procura cumprir o papel de um primeiro documento de aplicação prática, para apoiar essencialmente o projeto mas também a construção, de soluções de pregagens para a estabilização de taludes em Portugal. Este trabalho fornece informação sobre as práticas consideradas mais apropriadas para vários aspetos do projeto, da instalação e dos ensaios de pregagens, visando os objetivos principais seguintes: i) criar mais confiança no uso de pregagens em Portugal; ii) disseminar conhecimento especializado sobre as pregagens; iii) incentivar a aplicação segura, adequada e eficaz de pregagens; iv) evitar a prática habitual de se adotarem soluções tipo para diversos componentes, como o revestimento do talude e a placa de apoio da cabeça da pregagem, que, não raras vezes, conduzem a roturas nas soluções de pregagens.

A informação contida neste documento não se destina a representar uma metodologia prescritiva, pelo contrário, a informação deve ser utilizada em articulação com o bom senso técnico, assim como com as Normas Portuguesas e Europeias. Com efeito, este documento não é um substituto para qualquer parte das normas e guias de projeto correntes.

## 1.3 Conteúdo e organização da dissertação

O presente trabalho está estruturado em seis capítulos, entre os quais a introdução e as conclusões e desenvolvimentos futuros que constituem o primeiro e último capítulos, respetivamente.

O capítulo 2 fornece uma visão geral das soluções de pregagens, assim como informação sobre os componentes principais destas soluções e informação sobre a sequência de construção, equipamentos e métodos de instalação.

No capítulo 3 é explorado o comportamento das soluções de pregagens. Este capítulo descreve os mecanismos de interação solo-pregagem e a distribuição de tensões na interface solo-pregagem e explica a influência de vários fatores na transferência de esforços para as pregagens. Além disso, identifica os estados limites últimos, os estados limites de utilização, os requisitos gerais e coeficientes de segurança a considerar no projeto de soluções de pregagens.

O capítulo 4 examina o projeto de soluções de pregagens. Este capítulo, em primeiro lugar, descreve a metodologia de projeto e identifica as normas internacionais e os guias de projeto correntes. Em segundo lugar, fornece recomendações específicas, derivadas das normas e guias de projeto correntes e de trabalhos de pesquisa, para vários aspetos do projeto, como a avaliação da resistência lateral solo-pregagem e o dimensionamento da solução de revestimento do talude. Por último, este capítulo aborda os métodos de dimensionamento usuais de soluções de pregagens e a monitorização do comportamento destas soluções.

No capítulo 5 são abordados os ensaios de controlo de qualidade das pregagens. Este capítulo descreve os principais tipos de ensaios de carga, abrangendo o número de ensaios recomendado pelas normas internacionais e guias de projeto correntes. Além disso, apresenta os métodos de ensaio que baseiam os procedimentos padrão de ensaio, incluindo recomendações específicas para a forma mais apropriada de realizar os ensaios, e descreve o equipamento habitual de ensaio. Contudo, este capítulo também aborda, de forma sucinta, os ensaios não destrutivos e os ensaios destrutivos.



## Capítulo 2

# Soluções de pregagens aplicadas à estabilização de taludes

### 2.1 Considerações gerais

Os taludes, sejam eles naturais, de escavação ou de aterro, quando são sujeitos a alterações das condições de serviço podem instabilizar (Guerra, 2009). De acordo com Guedes de Melo (1993) e Guerra (2009), a instabilização pode ser determinada por causas externas (associadas a ações atuando exteriormente ao talude), causas internas (associadas a ações atuando no interior do próprio talude) ou causas intermédias (associadas a ações exteriores ao maciço que desencadeiam mecanismos de instabilização atuando no seu interior). Contudo, a instabilização raramente pode ser atribuída a uma só causa, sendo antes o resultado de uma conjugação de vários fatores (Guedes de Melo, 1993).

A instabilização traduz-se pelo movimento de uma massa do maciço, no sentido descendente, no qual a gravidade desempenha o papel de principal motor. Este fenómeno pode envolver pequenos ou grandes volumes do maciço, limitados por superfícies de deslizamento mais ou menos profundas (Guedes de Melo, 1993; Guerra, 2009). A estabilização consiste no conjunto de intervenções de natureza construtiva com o objetivo de incrementar a segurança do talude ou, pelo menos, impedir ou atenuar determinada redução de estabilidade que se venha processando no mesmo. As intervenções compreendem diferentes tipos de soluções de estabilização, que podem ser combinadas entre si em função da dimensão do talude (Matos Fernandes, 2011). Matos Fernandes (2011) apresenta um resumo das soluções de estabilização, que podem ser englobadas em três grandes grupos: i) alteração da geometria do talude; ii) medidas de natureza hidráulica; iii) medidas de natureza estrutural.

De entre as medidas de natureza estrutural, conforme Matos Fernandes (2011), a mais frequentemente utilizada é, provavelmente, a construção de ancoragens pré-esforçadas conjugadas com muros de suporte na face do talude. A outra família de soluções estruturais, com efeito estabilizador diferente do facultado pelas ancoragens, envolve o reforço do maciço por intermédio de inclusões passivas, instaladas de modo a intersetarem

e penetrarem certo comprimento para além da superfície de deslizamento. A resistência ao corte (esforço transversal) destas inclusões, muito superior à do terreno pelas mesmas substituído, aumenta a resistência total mobilizável na superfície de escorregamento. Os sistemas de reforço passivo mais comuns são executados por meio de pregagens de aço e estacas de betão armado, sendo também por vezes usadas colunas de *jet-grout* armadas com perfis de aço (Matos Fernandes, 2011).

As pregagens de aço começaram a ser utilizadas em França no início dos anos 70, com a construção de um muro provisório no âmbito do projeto de alargamento da via férrea Paris-Versailles. A experiência francesa não mais parou de se enriquecer, em parte, devido à competitividade financeira desta técnica em relação aos outros reforços, mas também devido à sua versatilidade de emprego e instalação em obra (Clouterre, 2002). A propagação dessa experiência foi essencial para a difusão do uso de pregagens em diversos países, tornando-se numa prática de corrente aplicação na Geotecnia. Nos dias de hoje, é de salientar a existência de uma imensa variedade de soluções associadas às pregagens e a diferentes aspetos, nomeadamente, a sua armadura e componentes, funcionamento mecânico, método de instalação, durabilidade e sistemas de proteção associados (Ferreira e Pistone, 2010).

No âmbito deste capítulo será apresentada uma sinopse da origem e desenvolvimento das soluções de pregagens em vários países. Serão também apresentadas as características principais relacionadas com os aspetos citados no final do parágrafo anterior. Além disso, serão abordadas as vantagens e limitações inerentes à utilização de pregagens, assim como as características dos sistemas de drenagem tipo e dos tipos de revestimento que podem fazer parte da solução de estabilização.

## 2.2 Origem e desenvolvimento das pregagens

As soluções de pregagens aplicadas à estabilização de taludes tiveram na sua origem o importante conhecimento dos princípios de funcionamento das técnicas de reforço de solos, igualmente de natureza estrutural, abaixo indicadas:

- os muros em terra armada, principalmente, em estruturas de suporte de terras;
- a instalação de varões passivos em maciços rochosos, principalmente, na estabilização de taludes e no suporte de escavações subterrâneas.

Ambas as técnicas são caracterizadas por um processo construtivo muito antigo, no entanto, continuam a ser de utilização corrente em diversas situações. Numa breve referência histórica, segundo Schlosser e Bastick (1991), a tecnologia da terra armada foi inventada em 1963 pelo engenheiro e arquiteto francês Henri Vidal. Também no início da década de 60, junto à localidade de Grenoble (França), construiu-se o descarregador de segurança da barragem de Notre Dame de Commiers, através de uma estrutura de contenção com ancoragens passivas seladas em meio rochoso (xisto alterado) e revestimento em betão armado. Bonazzi e Colombet (1984) consideram esta construção como sendo uma das primeiras obras em que foi utilizada a técnica descrita. A secção transversal do descarregador está esquematizada na Figura 2.1.

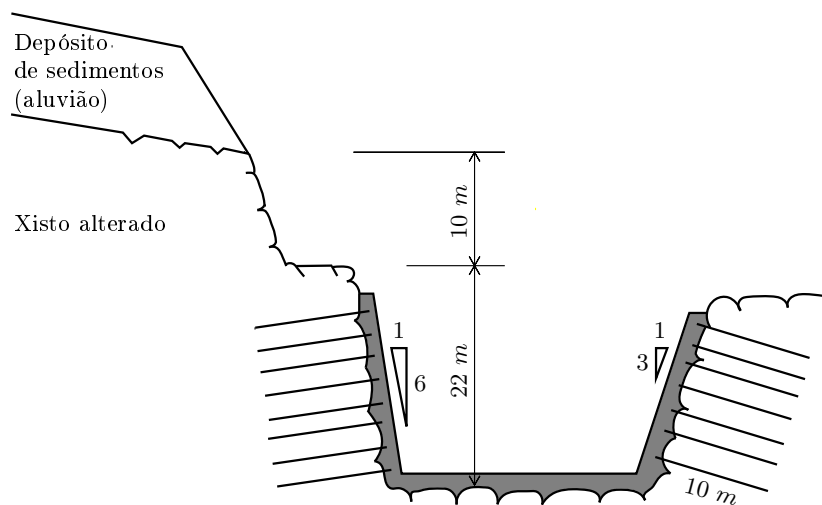


Figura 2.1: Descarregador de segurança da barragem de Notre Dame de Commiers, 1961 (adaptada de Bonazzi e Colombet, 1984).

O método vulgarmente conhecido por *New Austrian Tunneling Method* (NATM) utilizado na escavação e monitorização de construções subterrâneas, nomeadamente túneis e galerias, teve um crescimento generalizado por toda a Europa entre o final da década de 50 e a primeira metade da década seguinte. Com base nos princípios de comportamento dos maciços rochosos, esta metodologia contempla a utilização combinada de diversas soluções de suporte, entre elas o uso combinado de pregagens com betão projetado. Basicamente, esta técnica consiste no reforço das paredes da construção subterrânea, imediatamente após a escavação parcial da frente de escavação, sendo para o efeito frequentemente usadas pregagens seladas no solo envolvente e betão projetado reforçado com rede de aço eletrossoldada. A Figura 2.2 esquematiza a comparação entre o método tradicional até então utilizado e o método NATM. O destaque principal vai para a redução significativa da espessura do revestimento final.

A partir da experiência adquirida com o método NATM em França, começou-se a perceber que técnicas idênticas poderiam ser usadas na construção de estruturas para a estabilização de taludes. Assim, em 1972/1973, no âmbito de um projeto ferroviário para o alargamento de uma linha férrea na localidade de Versailles (França), construiu-se um muro de suporte provisório conjugado com pregagens para estabilizar o talude de escavação. Esta foi a primeira aplicação registada em todo mundo e com descrição detalhada no artigo de Rabejac e Toudic (1974). A obra de estabilização compreendeu uma área total de 12 000  $m^2$  e a colocação de 25 000 varões de aço, com comprimentos de 4 m e 6 m, em pré-furos devidamente selados com calda de cimento. Na Figura 2.3 é possível identificar as características principais da secção transversal do talude.

O muro de suporte de Versailles motivou o impulso para um crescimento do número de aplicações sustentado por uma boa relação de custo-benefício e rapidez de execução que as pregagens permitem neste tipo de obras. Em França, de acordo com Clouterre (1991), no ano de 1988 estimou-se um valor mínimo de 50 000  $m^2$  para a área de paramento em muros de solo pregado construídos até então. Uma grande percentagem desse valor estava

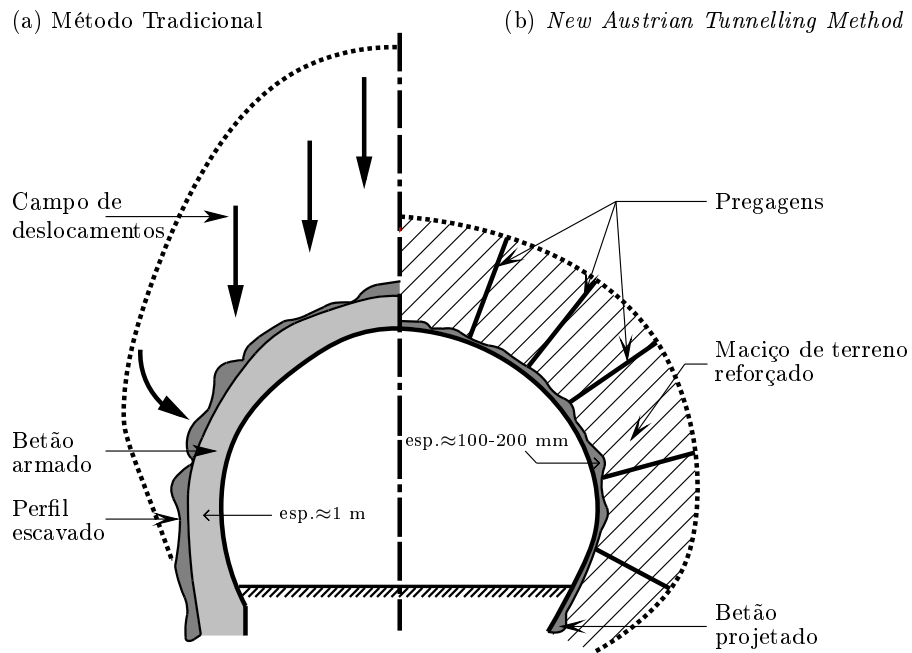


Figura 2.2: Esquema de comparação entre o Método Tradicional e o *New Austrian Tunneling Method* (adaptada de Bruce e Jewell, 1986; Phear et al., 2005).

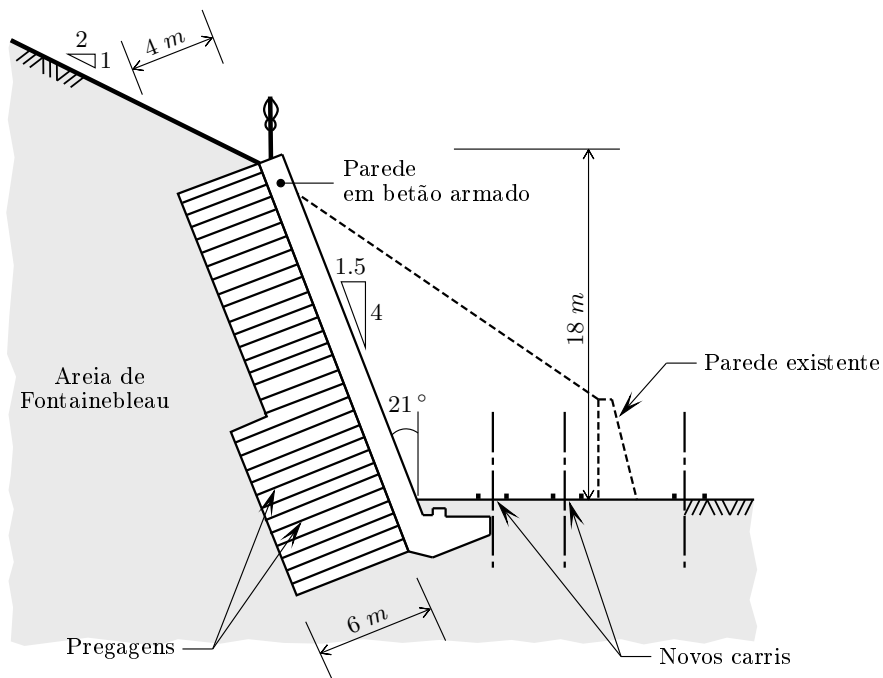


Figura 2.3: Secção transversal do muro de suporte de Versailles (adaptada de Rabejac e Toudic, 1974).

estritamente ligada à construção de grandes projetos de infraestruturas, nomeadamente, novas autoestradas e linhas de alta velocidade para o *Train à Grande Vitesse* (TGV). A título de exemplo, para a linha do TGV *Atlantique* próxima de Paris, construíram-se cerca de 40 000  $m^2$  durante o período entre 1985 e 1986.

A evolução inicial da técnica na Europa não ficou circunscrita a um só país, neste caso, a França. Na Alemanha, de acordo com Gässler e Gudehus (1981), apesar da escassez de informação publicada, concluíram-se mais de 20 projetos com grande êxito durante o ano de 1981. No campo da investigação, igualmente na Alemanha, desenvolveu-se o primeiro grande projeto de pesquisa sobre o comportamento de estruturas de solo pregado. Com um custo aproximado de 3.5 milhões de marcos, o programa experimental iniciou-se em 1975 e prolongou-se por um período de 4 anos. Este programa conduzido pela Universidade de Karlsruhe em corparação com outras duas entidades, compreendeu a execução de 8 ensaios em grande escala sobre muros de suporte experimentais com pregagens, com diferentes configurações geométricas, devidamente instrumentalizados e com resultados reportados em Stocker et al. (1979).

Ainda no âmbito da investigação é de importância crucial retomar ao desenvolvimento verificado em França. O contínuo e rápido crescimento do número de aplicações da técnica e a pretensão de a utilizar em obras de caráter definitivo, levaram à necessidade de fornecer aos projetistas geotécnicos franceses recomendações adequadas para uma metodologia de projeto segura. Para atender a essa necessidade, iniciou-se o *Projet National Clouterre* (Clouterre, 1991) em 1986 que envolveu um orçamento global de cerca de 22 milhões de francos financiado por 21 entidades de origens diferentes. O programa de investigação compreendeu a construção em grande escala em solo preparado (areia de Fontainebleau) de 3 muros de suporte experimentais com pregagens, devidamente instrumentalizados e sujeitos a diferentes cenários de rotura, bem como, a monitorização de 6 obras realizadas no âmbito de diversos projetos de infraestruturas. Os importantes resultados deste trabalho foram publicados em 1991 no livro Clouterre (1991) e constituem a base de uma abordagem de projeto adequada usada em França, e posteriormente adotada em muitos outros países.

Em meados da década de 90, fruto do conhecimento obtido com ambos os projetos de investigação, registou-se um aumento verdadeiramente significativo do número de aplicações em França e na Alemanha. Segundo Byrne et al. (1998), em França, até 1998, estavam a ser construídos mais de 100 000  $m^2$  anuais de paredes com pregagens no âmbito de projetos de obras públicas. Na Alemanha, com um nível de atividade inferior ao registado em França, contabilizou-se um valor de cerca de 500 projetos. Nos dois países a maioria das aplicações eram de caráter provisório e com superfícies de revestimento rígidas (betão projetado armado).

Tal como aconteceu em França e na Alemanha as pregagens começaram a ser amplamente utilizadas noutras partes do mundo. Nos Estados Unidos da América (EUA), segundo Lazarte et al. (2003), uma das primeiras aplicações publicada foi executada na contenção de uma escavação profunda construída no âmbito das obras de expansão de um hospital na localidade de Oregon, decorria o ano de 1976. Nesta primeira utilização constatou-se, desde logo, uma redução significativa de tempo e custos de execução em comparação com outros sistemas de suporte convencionais. Estes fatores justificaram o conseqüente aumento do número de aplicações. A familiaridade dos projetistas com a técnica foi aumentando e, à

semelhança do sucedido em França, a *Federal Highways Administration* (FHWA) reuniu esforços que resultaram em várias publicações: i) em 1991 publicou o primeiro documento com recomendações para o projeto de pregagens em solos, Elias e Juran (1991); ii) em 1992 patrocinou a vários peritos duas semanas para realizarem diversas visitas técnicas em França, na Alemanha e Inglaterra, com resultados reportados no documento FHWA (1993b); iii) em 1993 financiou a tradução para língua inglesa da prática francesa expressa no livro Clouterre (1991) dando origem ao documento FHWA (1993a). Estes documentos tinham como objetivo disseminar informação para agências de transporte e projetistas acerca do uso da técnica em projetos de infraestruturas rodoviárias, bem como, estabelecer uma base de conhecimentos para futuras atividades de investigação e desenvolvimento nos EUA. Assim, segundo FHWA (2002), até ao final do ano de 2001, construíram-se mais de 500 paredes com pregagens no âmbito de obras rodoviárias. A Califórnia era o estado líder com mais 200 000  $m^2$  construídos, entre estruturas de caráter provisório e definitivo.

No caso da Inglaterra, a adopção da técnica decorreu de uma forma diferente e bem mais lenta do que em França, na Alemanha e nos EUA. As primeiras aplicações, ao contrário desses países, ocorreram na década de 80 principalmente em obras de reabilitação de paredes de contenção já existentes e de estabilização de taludes naturais, com superfícies de revestimento flexíveis ou suaves. O número de casos de emprego na estabilização de novos taludes de escavação e paredes de contenção (caráter provisório ou permanente), ambos com superfícies de revestimento rígidas, correspondiam a uma minoria em relação ao número total de aplicações. De acordo com Phear et al. (2005), as principais razões para essa minoria eram as seguintes: i) a questão da durabilidade a longo prazo das pregagens; ii) a capacidade de estas mobilizarem resistências à flexão e ao corte em comparação com a resistência à tração; iii) as questões de sustentabilidade ambiental que as superfícies de revestimento flexíveis ou suaves permitiam satisfazer. As duas primeiras questões foram parcialmente resolvidas através de vários estudos desenvolvidos pelo *Transport Research Laboratory* (TRL) até 1993. Contudo, estas e outras questões citadas em Phear et al. (2005) continuam a ser objeto de trabalhos de investigação desenvolvidos em diversas universidades e pelo TRL. Esta obtenção progressiva de novos conhecimentos está refletida no contínuo crescimento do número de aplicações, isto é, segundo Woods e Brady (1995), em 1995 contabilizavam-se apenas 4000  $m^2$  construídos até então entre taludes e paredes. No entanto, Phear et al. (2005) referem que, somente em 2002 executaram-se mais de 60 000  $m^2$  e perspetivavam números superiores para o futuro.

O Japão é outro país em que as pregagens são largamente utilizadas em projetos de infraestruturas rodoviárias desde o início dos anos 80. As condições topográficas muito acidentadas do terreno (zonas montanhosas) exigem frequentemente a execução de obras de estabilização de taludes naturais ou de taludes de escavação. Por estes motivos, segundo Hirano (2001), em 1999 estimava-se um comprimento total de 100 000  $m$  de obras de estabilização que recorreram a pregagens ao longo de autoestradas. Desse comprimento total, 58% era referente à estabilização de taludes naturais e os restantes 42% era referente à estabilização de taludes de escavação.

Em Hong Kong, a técnica foi introduzida nos anos 80. Inicialmente, era usada na estabilização de maciços rochosos alterados e era vista como uma boa alternativa às ancoragens pré-esforçadas, principalmente no que diz respeito à monitorização a longo prazo. Assim, segundo GEO (2008), em meados da década de 80 o número de aplicações

em taludes de escavação era muito reduzido. No entanto, no início dos anos 90, Watkins e Powell (1992) resumiram a experiência de projeto e construção da técnica que logo se tornou uma prática padrão em Hong Kong. A sua popularidade foi crescendo entre donos de obra públicos e privados até ao ponto de ser considerada em 2008 a técnica mais comum para a estabilização de taludes. Estimava-se que, por ano, mais de 200 taludes e paredes de contenção eram estabilizados com recurso a pregagens (GEO, 2008).

Em Portugal, o desenvolvimento das pregagens não está devidamente documentado como acontece nos países referidos anteriormente. Não existem dados quantitativos compilados de modo a perceber a evolução da técnica ao longo dos últimos anos. Porém, o primeiro trabalho inserido no âmbito da técnica das pregagens foi publicado em 1987 por Silva Cardoso (1987). Gonçalves (1992) refere que nos anos anteriores a 1992 assistiu-se a um incremento do uso da técnica. Assim, admite-se que as pregagens também começaram a ser utilizadas durante a década de 80. Atualmente, segundo Ferreira e Pistone (2010) e Ferreira et al. (2012), a execução de pregagens constitui uma prática de corrente aplicação. O seu uso, como elementos de reforço ou estabilização de maciços terrosos e rochosos, encontra-se amplamente difundido no suporte de estruturas subterrâneas, incluindo emboquilhamentos, assim como em escavações de taludes a céu aberto. O projeto geotécnico das soluções de pregagens segue, fundamentalmente, as orientações das normas internacionais e guias de projeto resultantes dos programas de investigação e da evolução do uso da técnica em outros países.

## 2.3 Caraterísticas das pregagens

A escolha da solução de pregagens tecnicamente mais adequada ao cenário geológico e geotécnico local, bem como a mais vantajosa do ponto de vista económico, depende de um conjunto diversificado de fatores (por exemplo, propriedades mecânicas do maciço, condições relativas a estruturas vizinhas, disponibilidade de materiais em obra e requisitos ambientais). Por sua vez, as caraterísticas principais do elemento pregagem dependem da solução adotada. Visto que o conceito de solo pregado não é uma técnica patenteada, várias são as empresas que têm desenvolvido esforços no sentido de patentear e disponibilizar soluções que se adaptem aos mais diversos cenários. Assim existe uma imensa variedade de soluções associadas às pregagens que incluem aspetos como a sua armadura e componentes, funcionamento mecânico, método de instalação e sistemas de proteção à corrosão (Lazarte et al., 2003; Ferreira e Pistone, 2010). Apenas para exemplificar, antes de apresentar as caraterísticas das soluções de pregagens que pertencem ao âmbito do presente trabalho, descrevem-se seguidamente, as caraterísticas principais de algumas soluções que estão disponíveis no mercado para as aplicações em Engenharia Civil.

- **Pregagens de expansão da EUROTEC (pregagem SWELTEC®) e da DYWIDAG-Systems International (DSI) (pregagem OMEGA-BOLT®).** Estas pregagens são recomendadas para a contenção e suporte de maciços rochosos em minas, túneis e taludes (EUROTEC, 2010e; DYWIDAG, 2013c). Possuem secção transversal oca com forma geométrica em ómega. São introduzidas em pré-furos e de seguida injetadas com água a alta pressão. A insuflação das pregagens no interior do furo adapta a sua forma às irregularidades do furo e promove o contacto direto com

o maciço. As Figuras 2.4a e 2.4b ilustram alguns dos componentes desta pregagem. O mecanismo de sustentação apresenta diferenças, conforme o maciço rochoso é mais ou menos resistente. Essas diferenças estão identificadas em EUROTEC (2010e).

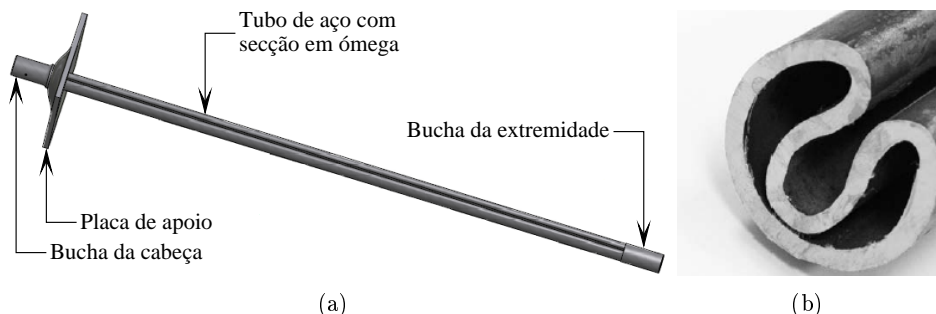


Figura 2.4: Pregagem de expansão: a) Corpo da pregagem (adaptada de DYWIDAG, 2013c); b) Seção transversal em ômega (adaptada de EUROTEC, 2010e).

- **Pregagem ativa com célula de expansão.** Esta pregagem possui uma célula de expansão posicionada na extremidade do varão, responsável pela fixação mecânica e consequente amarração ao maciço (ver Figura 2.5). É também recomendada para a contenção e suporte de maciços rochosos em minas, túneis e taludes (DYWIDAG, 2006a, 2013b). O seu funcionamento mecânico é ativado com a aplicação de um pré-esforço a partir da cabeça, por meio de uma chave dinamométrica ou de um macaco hidráulico, que faz expandir a célula. O espaço anelar do furo pode ficar sem preenchimento ou ser preenchido com calda de cimento (DYWIDAG, 2006a).

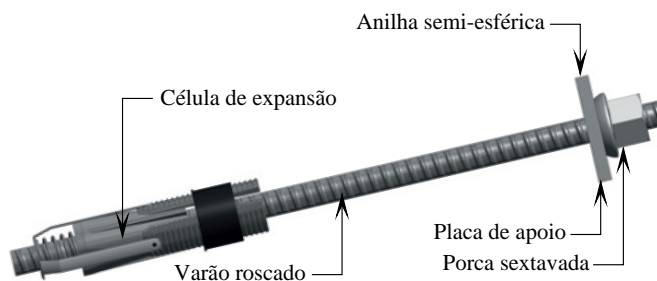


Figura 2.5: Pregagem ativa com célula de expansão (adaptada de DYWIDAG, 2013b).

- **Pregagens por atrito da EUROTEC (pregagem *SPLITFIX*®) e da DSI.** Estas pregagens são igualmente recomendadas para a contenção e suporte de maciços rochosos em minas, túneis e taludes (EUROTEC, 2010d; DYWIDAG, 2013a). São inseridas em pré-furos sob pressão, com a ajuda de um martelo pneumático ou mecânico. O desenvolvimento de esforços faz-se por meio da mobilização de atrito lateral na interface solo-pregagem. A cabeça da pregagem mobiliza instantaneamente uma carga ativa sobre o solo rochoso, devido à configuração geométrica em calote da placa de apoio. Assim, as pregagens entram em funcionamento imediatamente após a sua cravação e a sua eficácia pode aumentar ao longo do tempo com possíveis movimentos do solo. As Figuras 2.6a e 2.6b ilustram alguns dos componentes desta pregagem.

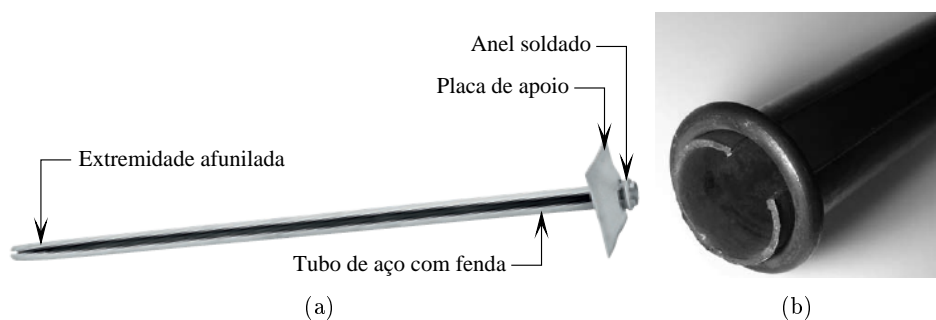


Figura 2.6: Pregagem por atrito: a) Corpo da pregagem (adaptada de DYWIDAG, 2013a); b) Anel e seção transversal (adaptada de EUROTEC, 2010d).

Em Coelho (1996) e na bibliografia indicada em cada um dos tipos de pregagens apresentado podem ser encontradas informações e características adicionais, assim como vantagens e desvantagens inerentes à sua utilização.

As soluções de pregagens tradicionais, que pertencem ao âmbito do presente trabalho, são as pregagens constituídas por varões nervurados ou roscados de aço de qualidade. Estas pregagens são adequadas para maciços terrosos de vários tipos de solo ou maciços rochosos de vários tipos de rocha e seus diferentes graus de alteração. De acordo com o conceito geral, podem ser instaladas no maciço, por meio de: cravação direta no próprio solo, inserção num pré-furo aberto por furação tradicional de pequeno diâmetro e posterior selagem com calda de cimento ou auto-perfuração com selagem, também com calda de cimento, que pode ser realizada durante o processo de furação. Em Portugal, as duas últimas tecnologias indicadas são as de utilização mais corrente (Ferreira e Pistone, 2010).

Contudo, o funcionamento mecânico das pregagens instaladas com as três tecnologias é semelhante, isto é, funcionam por meio da mobilização de atrito/resistência lateral na interface solo-pregagem. Em geral, possuem caráter passivo, ou seja, a mobilização da resistência ocorre em função da deformação do maciço, então, a sua eficácia pode aumentar ao longo do tempo com possíveis movimentos do solo. No entanto, este comportamento não exclui a aplicação de um pequeno pré-esforço, por meio de macaco hidráulico ou chave dinamométrica, que se traduz no ajuste da cabeça da pregagem ao seu elemento de apoio (essencial para o adequado funcionamento do conjunto) e ainda na colocação em tensão dos primeiros metros da armadura (Ferreira e Pistone, 2010). As Figuras 2.7a e 2.7b ilustram os elementos principais que constituem uma pregagem tradicional, inserida num pré-furo e selada com calda de cimento. Seguidamente, apresenta-se uma breve descrição das características de alguns desses elementos. Indicam-se, igualmente, elementos e tipos de materiais adicionais que são ou podem ser usados em função, por exemplo, da tecnologia de instalação e necessidades da obra. Note-se que as características das soluções de revestimento do talude não serão tratadas nesta secção, mas sim em 2.7.

Em geral, a armadura é de aço e pode ser de três tipos: i) varões nervurados de aço tradicional (vulgarmente utilizados no betão armado) com a gama de diâmetros e classes de resistência indicados, por exemplo, no catálogo de CHAGAS (2011); ii) varões roscados com o sentido da rosca esquerda (sentido anti-horário) e com a gama de diâmetros e classes

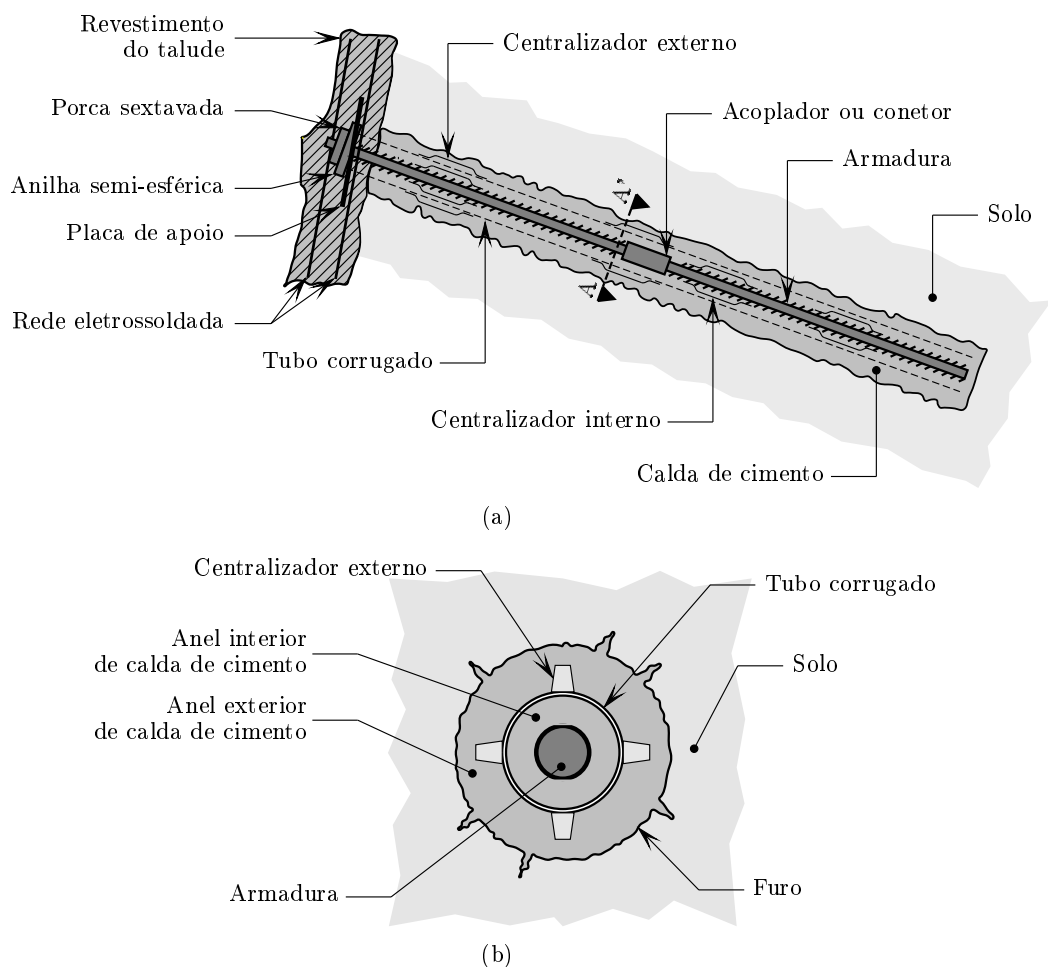


Figura 2.7: Pregagem tradicional: a) Componentes principais da pregagem; b) Seção transversal, A-A'; (adaptada de prEN 14490, 2002; Phear et al., 2005).

de resistência indicados em DYWIDAG (2007) ou EUROTEC (2010c); iii) barras rosçadas de aço de alta resistência, com o sentido da rosca direita (sentido horário) e com a gama de diâmetros e classes de resistência indicados em DYWIDAG (2006c) ou EUROTEC (2010b). Sempre que necessário, de forma a perfazer o comprimento pretendido, são colocados acopladores ou conectores (ver Figura 2.7a) que garantem a ligação entre os troços da armadura. Estes elementos devem possuir a rigidez e a resistência axial, no mínimo, idênticas às dos dois troços que ligam. Em conformidade com Ferreira e Pistone (2010), a sua secção pode ter uma extensão de 150 *mm* a 220 *mm* e um diâmetro exterior de 37 *mm* a 97 *mm*, porém podem ser encontradas dimensões mais precisas e características adicionais em DYWIDAG (2007) ou EUROTEC (2010c). No entanto, em função das necessidades da obra, poderá recorrer-se a outro tipo de aços (por exemplo, aço inoxidável) ou a outro tipo de materiais (por exemplo, materiais poliméricos) para a armadura (Phear et al., 2005; Ferreira e Pistone, 2010).

A secção transversal associada aos varões e barras de aço é circular e maciça (ver Figura 2.7b). Porém, no sistema auto-perfurante (ver Figura 2.8), caracterizado pelo facto de o próprio corpo da pregagem fazer parte integrante do processo de furação, a secção da

armadura é em coroa circular para facilitar o processo de selagem (ver Figura 2.8b). Segundo Ferreira e Pistone (2010), usualmente este tipo de secção tem um diâmetro exterior variável entre 20 mm e 76 mm. A este elemento é associado um bit de sacrifício, posicionado na extremidade da pregagem, na frente de furação, como mostra a Figura 2.8a. Existe uma variedade de bits disponível, em função do tipo de formação geotécnica a furar e do diâmetro pretendido (ver Figuras 2.8b, 2.8c e 2.8d). Podem ser encontradas dimensões mais precisas e características adicionais dos varões, assim como a gama de bits disponível em DYWIDAG (2011).

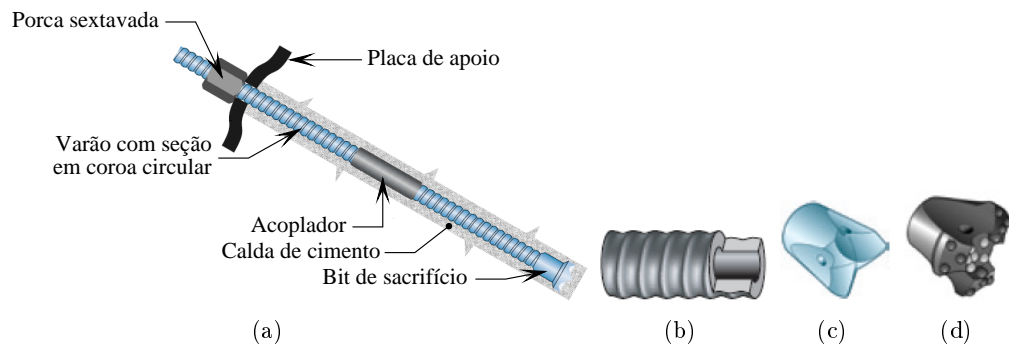


Figura 2.8: Sistema auto-perfurante: a) Pregagem com bit de sacrifício na extremidade (adaptada de DYWIDAG, 2006a); b) Secção em coroa circular; c) Bit de sacrifício para solos coesivos; d) Bit de sacrifício para solos granulares; (adaptada de DYWIDAG, 2011).

Em relação à cabeça das pregagens, esta é caracterizada por uma placa de apoio, uma anilha semi-esférica e uma porca sextavada (ver Figura 2.7a). A placa de apoio tem uma importância fundamental e o seu dimensionamento não pode ser subestimado. Esta deverá garantir uma distribuição adequada das tensões de compressão no maciço de apoio. A sua capacidade resistente deverá, no mínimo, ser suficiente para acomodar a totalidade ou parte do valor do esforço de tração máximo instalado na pregagem, como se verá mais adiante. A secção da placa é normalmente quadrada, com 150 mm a 200 mm de lado e com a espessura variável entre 5 mm e 45 mm (Ferreira e Pistone, 2010). Todavia, encontram-se outras dimensões e características adicionais das placas, assim como das porcas e das anilhas, na documentação relativa aos varões e barras, por exemplo, em DYWIDAG (2007) e EUROTEC (2010c).

A calda de cimento é o material geralmente utilizado para o preenchimento dos furos e consequente selagem das armaduras. O seu processo de fabrico deverá garantir uma mistura de consistência uniforme, com trabalhabilidade e resistência compatíveis com a mobilização de tensões de aderência entre as interfaces solo-calda-armadura (Ferreira et al., 2012). A relação água-cimento,  $A/C$ , é a característica que governa a maioria das propriedades da calda. Esta deve ser escolhida e otimizada para assegurar a fluidez necessária à capacidade de bombagem da calda no furo, garantir o envolvimento adequado da armadura, bem como assegurar boas propriedades de impermeabilização e resistência após a presa. Por exemplo, o valor característico da resistência à compressão simples da calda,  $f_{ck}$ , deve ser de pelo menos 25 MPa (Ferreira et al., 2012). Contudo, é sobre o comportamento da interface solo-calda que a relação  $A/C$  tem um papel preponderante. Ela controla diretamente a retração inicial e a migração da água para o solo adjacente à pregagem, devendo ambas ser

o mais reduzidas possível. Assim, baixas relações  $A/C$  são favoráveis, por conseguinte, são recomendados valores que podem variar entre 0.4 e 0.5 (Clouterre, 2002; Ferreira et al., 2012).

Importa referir que a resina é outro material disponível para os mesmos efeitos que a calda de cimento. De acordo com Coelho (1996), já se pensou em substituir a calda de cimento pelas resinas em geral como material de selagem das pregagens. Contudo, por diversas razões, entre as quais o elevado custo, isso não se verificou e o seu uso não está nos dias de hoje amplamente generalizado. Porém, em cenários de vibrações excessivas provocadas, por exemplo, pela necessidade de recurso a desmonte a fogo, em maciços de rocha muito competente e (ou) nas imediações dos mesmos, a calda de cimento é suscetível de fissuração. Nestes casos será mais adequado recorrer à resina como material de selagem. A resina, incluindo o elemento catalisador, é fornecida em cartuxos que podem ter 23 mm a 45 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento (Ferreira et al., 2012). No entanto, encontram-se dimensões mais concretas e características suplementares em EUROTEC (2010a). As resinas podem ser de presa lenta ou de presa rápida. Em cenários onde se pretendam pregagens com carácter ativo, uma das possibilidades é selar a parte terminal do corpo da pregagem com resina de presa rápida e o restante corpo com resina de presa lenta ou calda de cimento (ver Figura 2.9).

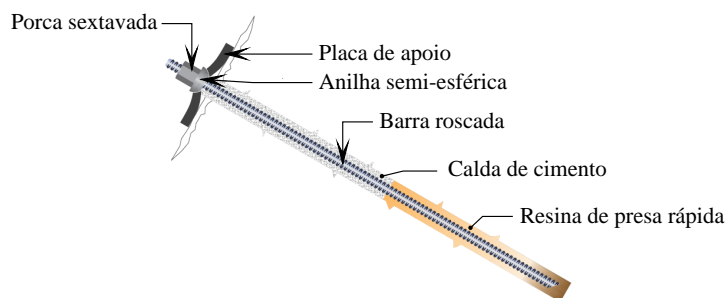


Figura 2.9: Pregagem selada com calda de cimento e resina de presa rápida (adaptada de DYWIDAG, 2006a).

Por fim, apresentam-se as características que dizem respeito à durabilidade das pregagens. A principal questão associada à sua durabilidade está relacionada com a proteção contra a corrosão, devendo a escolha do sistema de proteção estar articulada com o potencial de agressividade do meio envolvente. A proteção contra a corrosão do corpo da pregagem pode ser conseguida por meio de vários sistemas, isolados ou combinados entre si, tais como: espessura de sacrifício, recobrimento, galvanização com capa de zinco ou epóxi e ainda recurso a aço inoxidável (Ferreira et al., 2012). Na Figura 2.10 ilustram-se vários varões galvanizados com capa epóxi. Nos trabalhos de Ferreira e Pistone (2010) e Ferreira et al. (2012), assim como na norma EN 14490 (2010), encontram-se diversas características destes sistemas de proteção.

Na presença de ambientes muito agressivos deverá recorrer-se a tubo corrugado em PVC ou HDPE e a recobrimento com calda de cimento e (ou) resina, como mostra a Figura 2.11a. Este tubo é colocado ao longo de todo o comprimento da pregagem e tem habitualmente 1 mm de espessura mínima. Os anéis interior e exterior de recobrimento (ver Figura 2.7b)

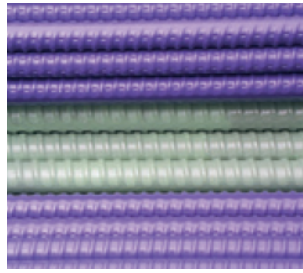


Figura 2.10: Varões galvanizados com capa epóxi (adaptada de DYWIDAG, 2008).

devem ter espessuras mínimas aconselháveis de  $10\text{ mm}$  e  $20\text{ mm}$ , respectivamente (Ferreira e Pistone, 2010). No sentido de garantir as espessuras de recobrimento necessárias, deve recorrer-se a centralizadores (também conhecidos por espaçadores) externos e internos (ver Figuras 2.7a e 2.7b). Estes elementos também garantem o correto posicionamento da armadura no furo e reduzem significativamente os riscos de danos na capa de proteção contra a corrosão (no caso de ser utilizada a galvanização com capa de zinco ou epóxi) durante a instalação (Phear et al., 2005). A sua geometria deverá ser tal que não cause obstrução à passagem do material de selagem. Geralmente, são fabricados em PVC ou outros materiais sintéticos (materiais anti-corrosivos) e a escolha da sua geometria e rigidez deverá ter em consideração o peso da armadura e o diâmetro de furação utilizado. São instalados com um espaçamento regular ao longo do corpo da pregagem que poderá variar usualmente entre os  $0.5\text{ m}$  e  $2\text{ m}$  e a uma distância de cerca  $0.5\text{ m}$  a partir da extremidade da pregagem (Lazarte et al., 2003; Ferreira et al., 2012). A Figura 2.11b mostra a geometria possível de um centralizador.

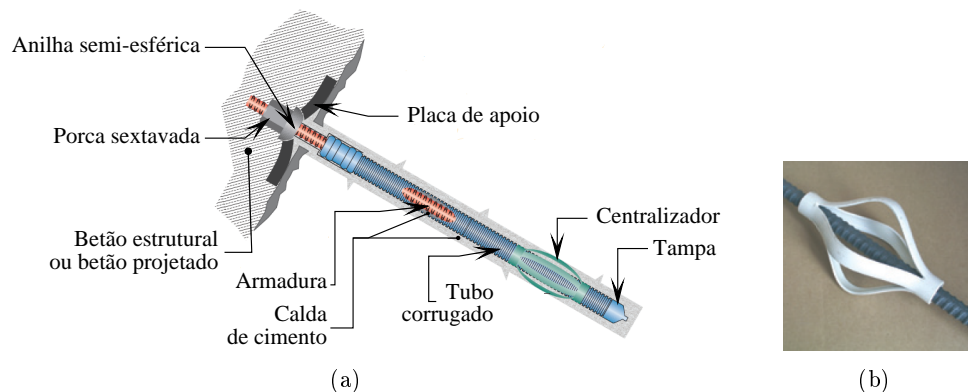


Figura 2.11: Proteção contra a corrosão: a) Sistema de tubo corrugado (adaptada de DYWIDAG, 2006c); b) Centralizador em PVC (adaptada de DYWIDAG, 2008).

A Figura 2.11a mostra o embebimento em betão estrutural ou betão projetado da cabeça da pregagem. Este embebimento, com espessura mínima aconselhável de  $50\text{ mm}$ , constitui um sistema de proteção contra a corrosão dos elementos da cabeça da pregagem. No entanto, esta proteção também poderá ser garantida, por exemplo, por meio de espessura de sacrifício, galvanização, aço inoxidável e campânula de proteção preenchida com material anti-corrosivo (Ferreira et al., 2012).

## 2.4 Vantagens e limitações das soluções de pregagens

As soluções de pregagens têm diversas vantagens e limitações inerentes à sua utilização e associadas a diferentes parâmetros. Cabe ao projetista, conhecer e avaliar todos esses parâmetros, por forma a verificar em cada situação se as pregagens constituem a solução mais adequada para o efeito. Assim, a Tabela 2.1 apresenta as principais vantagens e limitações identificadas nos trabalhos de Silva Cardoso (1987), Clouterre (1991), Lazarte et al. (2003), Phear et al. (2005) e GEO (2008).

## 2.5 Métodos de instalação das pregagens

### 2.5.1 Generalidades

O método de construção de soluções de pregagens está geralmente relacionado com o processo construtivo adotado na construção de novas estruturas de contenção flexíveis e novos taludes de escavação. Esse processo construtivo segue uma sequência faseada de escavação e construção, que inclui diversas operações que se repetem até ser atingido o nível de profundidade pretendido. A sequência típica, associada à instalação das pregagens por meio de furação tradicional de pequeno diâmetro e posterior selagem com calda de cimento, é esquematizada na Figura 2.12 e descrita seguidamente (Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005; DYWIDAG, 2008):

1. preparação da plataforma de trabalho;
2. escavação até uma profundidade adequada (tipicamente 1.5-2.5 *m* por cada fase de escavação);
3. abertura do pré-furo por furação tradicional de pequeno diâmetro;
4. instalação de elementos de drenagem (por exemplo, barbacãs e bandas geossintéticas, que serão tratados mais adiante em 2.6);
5. inserção do corpo da pregagem no pré-furo e posterior selagem;
6. colocação de rede eletrossoldada;
7. fixação dos elementos que constituem a cabeça da pregagem (a placa de apoio, a anilha semi-esférica e a porca sextavada);
8. aplicação do betão projetado na face de escavação;
9. ajuste da cabeça da pregagem ao seu elemento de apoio;
10. escavação da fase seguinte e instalação de um novo nível de pregagens (isto é, repetição das operações 2-9);
11. instalação de outros elementos de drenagem (por exemplo, drenos sub-horizontais), assim como outros elementos estruturais.

Tabela 2.1: Vantagens e limitações das pregagens.

Vantagens	Limitações
<p><b>Equipamento de construção</b></p> <p>Número reduzido de materiais, ferramentas e equipamentos mecânicos para a sua instalação. Quando não existe a necessidade de escavações, os equipamentos mecânicos são ligeiros e têm dimensões que possibilitam o trabalho em locais de reduzida mobilidade e (ou) difícil acesso.</p>	<p><b>Durabilidade</b></p> <p>A durabilidade é um fator com importância desigual em obras temporárias e permanentes. Em obras permanentes com pregagens definitivas é necessário adotar um sistema de proteção à corrosão, adequado à agressividade do meio.</p>
<p><b>Desempenho</b></p> <p>Ações de monitorização têm revelado que as deformações necessárias para mobilizar as forças resistentes são geralmente reduzidas e semelhantes às de outros sistemas de reforço. Devido à instalação de um grande número de pregagens, o sistema de reforço global apresenta uma elevada redundância. A flexibilidade própria do sistema proporciona um bom desempenho às ações sísmicas.</p>	<p><b>Natureza do solo</b></p> <p>As limitações devido à natureza dos solos englobam vários aspetos. Constata-se uma utilização difícil ou delicada em certos solos: solos sem coesão natural ou componente cimentícia muito fraca (por exemplo, areias soltas), solos argilosos onde o teor em água pode aumentar depois da construção e solos gelados em que o gelo e degelo podem afetar o mecanismo de resistência da pregagem.</p>
<p><b>Flexibilidade na construção</b></p> <p>Boa flexibilidade de adaptação às variações das condições geológicas do solo durante a construção. Possibilidade para modificar localmente a orientação, o comprimento e (ou) a densidade das pregagens devido a obstáculos localizados no interior do maciço.</p>	<p><b>Deformações</b></p> <p>Os deslocamentos horizontais e verticais constituem uma limitação importante, uma vez que as deformações necessárias para mobilizar as forças resistentes podem não ser compatíveis com a deformabilidade de estruturas vizinhas.</p>
<p><b>Impacto ambiental e estético</b></p> <p>O método de construção possibilita um baixo impacto ambiental. O resultado final pode ser esteticamente muito agradável. Porém, note-se que no caso do revestimento superficial com betão projetado, esta vantagem pode ser efetivamente uma limitação.</p>	<p><b>Posição do nível freático</b></p> <p>Em areias soltas, a presença de água pode provocar instabilidades com graves consequências. Em solos argilosos, a variação da posição do nível freático e (ou) as infiltrações no próprio maciço, provocam um aumento do teor em água que reduz significativamente a resistência lateral na interface solo-pregagem.</p>
<p><b>Custo</b></p> <p>Custo muito competitivo na medida em que conjugam rapidez e simplicidade de execução com a utilização de equipamentos ligeiros.</p>	<p><b>Mão de obra</b></p> <p>As construções devem ser executadas por empresas competentes, com mão de obra qualificada e experiente para o efeito.</p>

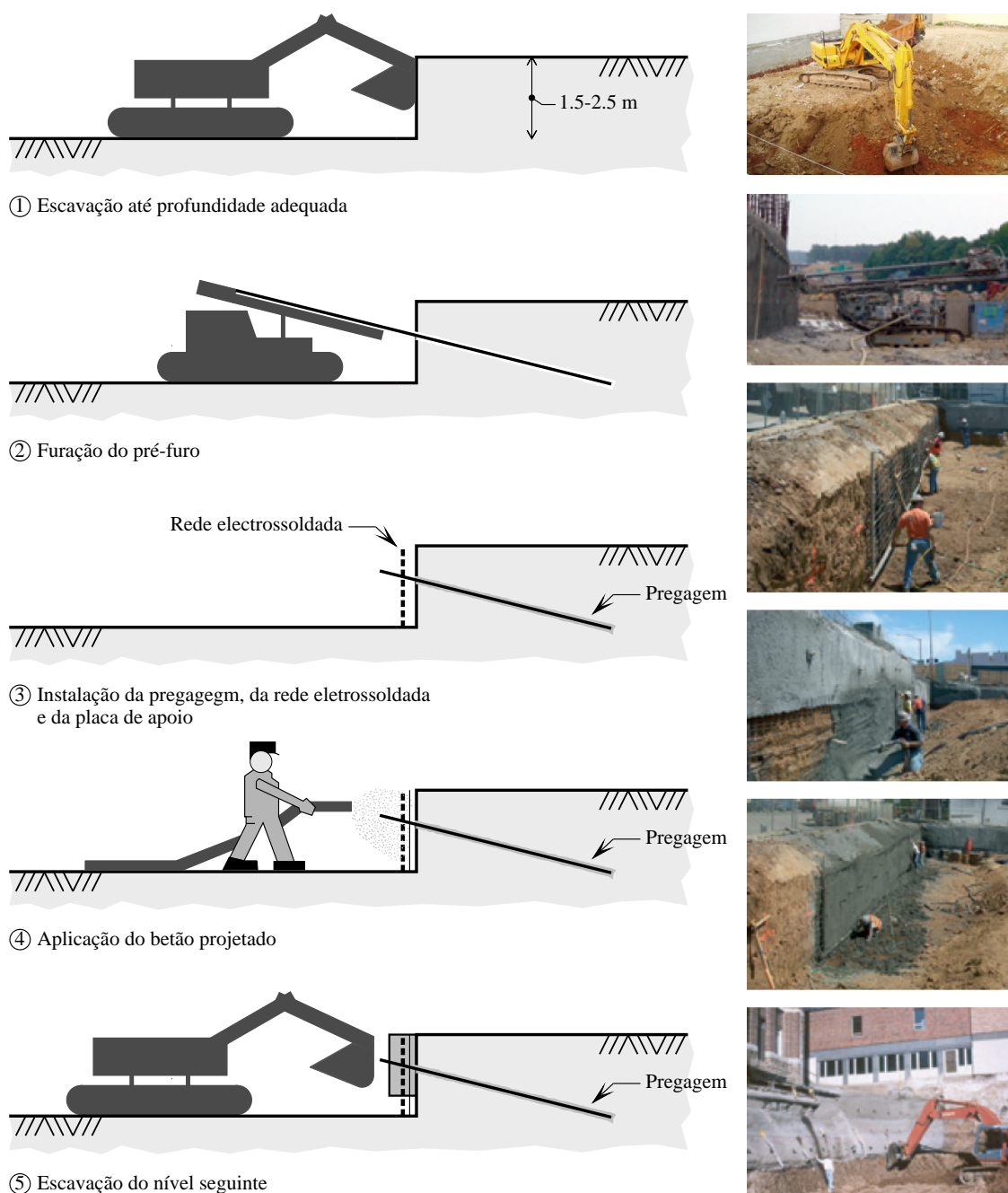


Figura 2.12: Sequência típica de construção para estruturas de contenção flexíveis e taludes de escavação (adaptada de Phear et al., 2005; DYWIDAG, 2008).

Esta sequência não é muito diferente da adotada na construção de soluções de pregagens aplicadas à estabilização de taludes naturais. No entanto, inclui operações que não são executadas ou são substituídas por outras ações, particularmente, em função das características geotécnicas do maciço. Para exemplificar, em maciços de solos pouco consistentes e admitindo que necessitam de uma solução de revestimento rígida (por exemplo, rede electrossoldada e betão projetado), a escavação até profundidade adequada é

substituída por trabalhos de tratamento e regularização da superfície do talude, por forma a que a solução de revestimento seja exequível. Esses trabalhos podem incluir a remoção total ou parcial da vegetação superficial e a execução de cortes de escavação localizados para corrigir relevos acentuados. Em Phear et al. (2005) encontram-se algumas tolerâncias construtivas que se podem ter em consideração na execução desses trabalhos. No caso de maciços rochosos ou de solos muito consistentes, eventualmente cimentados, a colocação de rede eletrossoldada e a aplicação de betão projetado podem ser substituídas pelas operações de instalação de soluções de revestimento suaves (por exemplo, geogrelhas e geocélulas) ou flexíveis (por exemplo, redes metálicas de alta resistência). Ambas as soluções necessitam de trabalhos mínimos de tratamento e regularização da superfície, devido à sua capacidade para se moldar a superfícies irregulares. Em 2.7 é apresentada uma síntese das características principais de cada uma das soluções de revestimento.

As pregagens, geralmente, são instaladas por níveis e com um ângulo de inclinação de  $5^\circ$  a  $20^\circ$  abaixo da horizontal, a fim de facilitar a selagem gravítica ou a injeção sob baixa pressão da calda de cimento (Phear et al., 2005; GEO, 2008). Embora seja mais prático instalar todas as pregagens com o mesmo ângulo de inclinação, diferentes ângulos podem ser requeridos devido, por exemplo, às condições de fronteira do local e à existência de obstáculos no interior do maciço. O espaçamento entre pregagens deve refletir a escolha da solução de revestimento, assim como os requisitos de estabilidade global. Segundo Clouterre (1991) e Phear et al. (2005), em soluções de revestimento rígidas deve ser colocada uma pregagem, no mínimo, por cada  $6 \text{ m}^2$  de superfície. De acordo com Phear et al. (2005), em soluções de revestimento flexíveis (dependendo do tipo de solo) deve ser colocada uma pregagem, no mínimo, por cada 2 a  $4 \text{ m}^2$  de superfície. Estas densidades são importantes para garantir a formação de um bloco coerente de solo reforçado e evitar que as pregagens se comecem a comportar como elementos individuais. Assim, os espaçamentos horizontal e vertical das pregagens estão normalmente compreendidos no intervalo de 1.0 a 2.0 m (Phear et al., 2005; GEO, 2008).

No que concerne aos métodos de instalação das pregagens, atualmente existe uma variedade imensa de técnicas disponíveis. O método de instalação selecionado deve ser o mais apropriado a questões específicas relacionadas com o local, nomeadamente, restrições, estabilidade global e segurança de estruturas na vizinhança da obra. Geralmente, o processo de seleção deverá procurar satisfazer os seguintes fatores (Phear et al., 2005; Ferreira e Pistone, 2010): i) custo; ii) acesso ao local incluindo condições e espaço de trabalho disponíveis; iii) condições do terreno e características mecânicas do maciço; iv) durabilidade; v) questões e requisitos ambientais; vi) velocidade de construção.

Em Phear et al. (2005) encontra-se uma tabela que lista alguns dos métodos de instalação comumente adotados, associados às vantagens e limitações inerentes à sua utilização. Note-se que não consta do âmbito do presente trabalho fazer uma revisão exaustiva das características de cada método. Porém, de acordo com o conceito geral, os diferentes métodos de instalação podem ser agrupados nas três categorias principais seguintes:

- a cravação;
- a furação e selagem;
- a auto-perfuração.

Assim, nos parágrafos seguintes, faz-se uma breve revisão das técnicas de execução e das características referentes a cada categoria. A finalidade principal é fornecer informações a ter em consideração pelos diversos intervenientes do projeto e construção, que podem contribuir para a otimização da escolha do método adequado, em função das sujeições próprias de cada obra.

### 2.5.2 Cravação

A cravação caracteriza-se pela instalação direta no terreno das pregagens (ver Figura 2.13). O processo de cravação pode ser executado por meio de diversas técnicas, tais como, a percussão, a vibração e a propulsão por ar comprimido ou material pirotécnico. As armaduras geralmente utilizadas na cravação por percussão ou vibração são os varões nervurados mencionados em 2.3. Na cravação por propulsão são usados tubos metálicos de superfície lisa, com diâmetro reduzido (habitualmente pode variar entre os 25 *mm* e 38 *mm*) e com um comprimento máximo de 6 *m* em solos homogêneos (Clouterre, 2002). Qualquer uma das técnicas promove um maior ou menor adensamento do solo circundante à pregagem, contribuindo para o aumento da sua capacidade resistente. No entanto, normalmente, a superfície da armadura fica em contacto direto com o solo, por conseguinte, a resistência lateral na interface solo-pregagem é mais limitada. Porém, em algumas técnicas é possível adicionar dispositivos que proporcionam a selagem das armaduras com calda de cimento, perfazendo, desse modo, uma maior superfície de contacto da interface solo-pregagem.



Figura 2.13: Instalação de pregagens por meio de cravação (adaptada de Launcher, 2013).

As armaduras necessitam de ter a resistência axial suficiente para suportar as forças de cravação. A sua rigidez à flexão deve ser tal que limite a encurvadura e o deslocamento lateral, por forma a não comprometer o funcionamento da pregagem. Por essas razões, os elementos devem possuir comprimentos pouco extensos, caso contrário, seria necessário utilizar energias de cravação excessivas, incompatíveis com a sua resistência e rigidez e por sua vez desajustadas a uma grande maioria dos equipamentos existentes (Ferreira e Pistone, 2010). É bom acrescentar que os solos também devem possuir consistência relativamente fraca e que deve ser prevista atempadamente a existência de obstruções no seio do maciço.

De acordo com Phear et al. (2005), antes do início dos trabalhos de instalação é conveniente realizar ensaios prévios, a fim de verificar os comprimentos de penetração previstos em projeto. Clouterre (1991) afirma que durante os trabalhos é recomendado controlar os tempos de cravação dos elementos, visto que uma penetração muito rápida pode indiciar a variação das características do solo no interior do maciço.

### 2.5.3 Furação e selagem

A furação tradicional de pequeno diâmetro e selagem compreende as seguintes operações principais: a execução de um pré-furo, a introdução do corpo da pregagem no pré-furo e a selagem. Apresenta como vantagens a maior facilidade de execução de elementos com comprimento extenso, assim como de furação de formações de diferentes características de resistência e de deformabilidade (Ferreira e Pistone, 2010). A furação pode ser executada por meio de uma vasta diversidade de técnicas adequadas às mais variadas condições de terreno. A tecnologia mais simples é a de rotação associada a um trado contínuo, que remove mecanicamente os resíduos de solo do interior do furo (ver Figura 2.14). Esta técnica é adequada para maioria dos tipos de solo com fraca a média consistência ou densidade. Em alternativa, existem tecnologias mais complexas que recorrem a elementos auxiliares de furação, tais como: a rotação associada a um trialete e a roto-percussão associada a martelos de superfície e (ou) de fundo. Estas técnicas são adequadas para solos mais competentes, rochas alteradas ou situações onde se preveja a existência de obstruções naturais no interior do maciço. Os elementos auxiliares de furação, responsáveis pela limpeza do furo e arrefecimento das ferramentas de furação, podem ser água, lama, calda de cimento e ar comprimido (com uma eventual pulverização de espuma polimérica) (Clouterre, 2002). Em Phear et al. (2005), mas principalmente em Clouterre (2002), encontram-se indicações importantes a ter em conta na escolha do elemento auxiliar de furação mais apropriado.



Figura 2.14: Furação por meio de rotação com trado contínuo (adaptada de Drilling, 2009).

Os furos podem necessitar de um revestimento das paredes para manter a sua estabilidade, caso o solo não exhiba coesão suficiente e exista o risco de colapso do material no furo. Em solos com alguma coesão, a furação a trado de corpo oco permite o revestimento com calda de cimento durante o procedimento de furação. No caso de solos com muito fraca coesão,

são instalados tubos que acompanham o procedimento de furação. A sua instalação pode ser executada por meio de cravação, rotação ou roto-percussão associada a martelos de superfície e (ou) de fundo (Clouterre, 2002; Phear et al., 2005). Os tubos são totalmente retirados à medida que é feita a injeção da calda que, por sua vez, vai permitir a mobilização da resistência lateral solo-pregagem.

Após a execução dos furos, introduzem-se no seu interior as armaduras com os centralizadores colocados em intervalos regulares (ver 2.3). Em furos sem revestimento, devem ser tomadas as devidas precauções para evitar a contaminação das armaduras com resíduos de solo. Na presença de ambientes muito agressivos, a instalação das armaduras é acompanhada da colocação de um tubo corrugado para garantir a proteção contra a corrosão. Logo depois da execução desses procedimentos, realiza-se a selagem do furo com calda de cimento. De acordo com Phear et al. (2005), a selagem deve ser realizada no dia da furação para prevenir a deterioração do furo e, como resultado, a redução da resistência lateral solo-pregagem. Note-se que a introdução da armadura no interior do furo e a selagem são procedimentos que podem ser efetuados por ordem inversa.

A selagem associada ao preenchimento do furo pode ser realizada por meio de várias técnicas, com resultados bem diferentes, nomeadamente no que respeita à resistência lateral última solo-pregagem (Clouterre, 2002). As técnicas mais utilizadas são: a selagem gravítica, a injeção sob baixa pressão e a injeção com sistemas de reinjeção sob alta pressão. A selagem gravítica faz-se com o auxílio da gravidade (a calda é simplesmente vertida) por meio de um tubo de injeção e, sempre que o sistema o permita, da extremidade à cota mais baixa do furo até ao topo do mesmo (ver Figura 2.15). O procedimento realiza-se de modo contínuo e a velocidade adequada, dando-se por concluído quando é verificada a saída de calda do furo sem qualquer tipo de contaminação de resíduos do solo. Contudo, no sentido de garantir uma mais rápida e uniforme distribuição de calda, por conseguinte, um preenchimento do furo de maior qualidade, pode-se efetuar a injeção sob baixa pressão. Esta técnica consiste na obturação do furo com dispositivo adequado, devendo associar-se um tubo de purga que permite verificar se o furo está totalmente preenchido. De seguida, a calda é injetada sob baixa pressão, cerca de  $0.20 \text{ MPa}$ , devendo acoplar-se um tubo de purga ao tubo de injeção (EP, 2009; Ferreira et al., 2012). Acontece que a calda, entre o momento da colocação no furo e o início da presa, é objeto de diversos fenómenos, tais como, a decantação e a retração (Clouterre, 2002). Em ambas as técnicas, o tubo de injeção pode ser retirado ou não, porém, geralmente é desejável não o retirar a fim de realizar uma segunda injeção. A segunda injeção tem por objetivos compensar o efeito dos fenómenos mencionados e aumentar o estado de tensão sob o solo nas paredes do furo. De acordo com Clouterre (2002), esta segunda injeção é normalmente feita  $20 \text{ min}$  (valor que depende da sucção do solo) após o término do preenchimento do furo. No mesmo trabalho afirma-se que este procedimento é suscetível de multiplicar por um fator compreendido entre 2 e 3 o valor da resistência lateral última.

A injeção com sistemas de reinjeção sob alta pressão realiza-se depois da calda ter ganho presa, usualmente num instante compreendido entre 5 e 24 horas após o término do preenchimento do furo. As vantagens estão frequentemente associadas à expansão do diâmetro de furação que conduz ao aumento do estado de tensão sob o solo nas paredes do furo e, por consequência, ao aumento do valor da resistência lateral última. Os sistemas de reinjeção usuais são: a injeção global e unitária (IGU) e a injeção repetitiva e seletiva

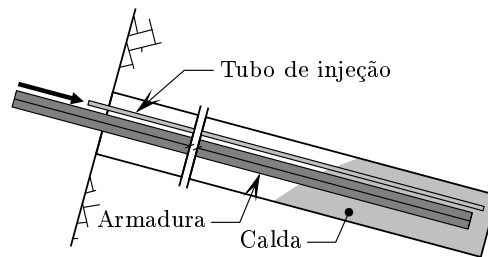


Figura 2.15: Selagem gravítica (adaptada de Ferreira et al., 2012).

(IRS), ambos ilustrados na Figura 2.16. O modo de funcionamento e as características destes métodos encontram-se devidamente descritos em Bustamante e Doix (1985) e Ferreira et al. (2012). No entanto, de forma resumida, o primeiro faz-se com recurso a tubo multiválvulas e obturador simples (Figura 2.16a). Este método traduz-se na execução de injeções repetitivas não seletivas, isto é, não permite selecionar e seccionar os troços do furo a injetar. O segundo recorre a válvulas manchete e obturador duplo expansível o que possibilita, além de ser repetitivo, ser também seletivo (Figura 2.16b). Em ambos os métodos, as válvulas devem ser injetadas com pressões definidas em função das características geotécnicas do maciço, porém, podem atingir valores máximos da ordem dos  $3.0 \text{ MPa}$  (Ferreira et al., 2012).

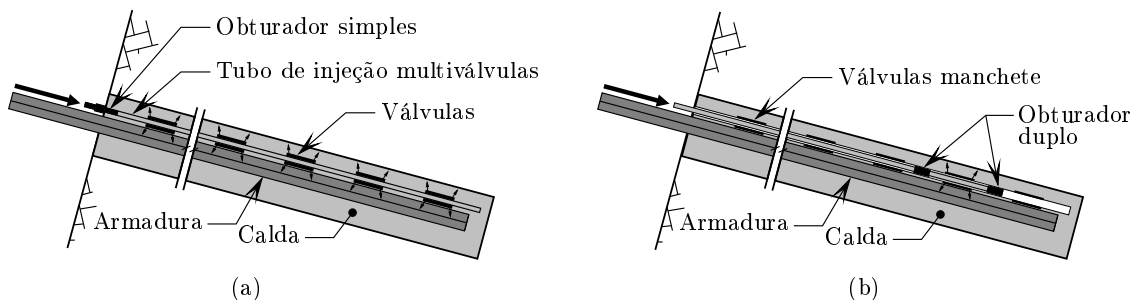


Figura 2.16: Sistemas de reinjeção: a) Injeção global e unitária (IGU); b) Injeção repetitiva e seletiva (IRS); (adaptada de Ferreira et al., 2012).

Os dois métodos foram examinados em Clouterre (2002), o que permitiu retirar algumas conclusões importantes. De acordo com Clouterre (2002), exceto em solos grosseiros com porosidade elevada, a aplicação local de uma pressão elevada provoca, em primeiro lugar, a fendilhação da calda, em seguida, cria fendas no solo em planos perpendiculares à direção da menor tensão principal. Assim, a fendilhação radial no solo é tanto maior quanto maior for a distância à cabeça da pregagem. Por essa razão, o mesmo trabalho refere que a resistência lateral última não é significativamente melhorada. Além disso, os métodos têm o inconveniente de prolongar consideravelmente o tempo de instalação das pregagens e originarem sérios riscos de entupir, com calda, os elementos de drenagem que possam já estar instalados no maciço. Em suma, na maioria dos casos eles não oferecem uma vantagem globalmente significativa em relação à selagem gravítica com a segunda injeção. Porém, note-se que o método IRS permite realizar uma selagem eficaz em zonas de eventual lixiviação da calda (Clouterre, 2002).

### 2.5.4 Auto-perfuração

A auto-perfuração, tal como referido em 2.3, caracteriza-se pelo facto de o próprio corpo da pregagem fazer parte integrante do processo de furação (ver Figura 2.17). A armadura é instalada por roto-percussão e funciona como broca de perfuração para transferir a energia aplicada desde a ferramenta mecânica até ao bit de sacrifício. Durante o progresso de furação poderá realizar-se a injeção da pregagem com calda de cimento, por essa razão, geralmente são utilizadas armaduras com secção em coroa circular para facilitar o processo. A calda é injetada na vizinhança do bit e a injeção deve ser realizada de forma contínua até a calda emergir no topo do furo livre da contaminação de resíduos do solo. Desse modo, a calda funciona como elemento auxiliar de furação, proporcionando o arrefecimento dos elementos de furação, a limpeza do furo e a estabilidade deste sem necessidade de entubamento (Phear et al., 2005; Ferreira e Pistone, 2010). Em casos de diâmetros reduzidos e comprimentos pouco extensos, as armaduras também podem ser instaladas por meio de ferramentas manuais. Esse aspeto constitui uma vantagem importante em locais de difícil acesso e com espaço de trabalho limitado.



Figura 2.17: Instalação de pregagens por meio de auto-perfuração (adaptada de Weldgrip, 2011).

Os bits de sacrifício devem ser o mais apropriados possível às características geotécnicas do maciço a furar. Caso contrário, se o maciço compreender formações com rigidez ou resistência diferente, existe o perigo de ocorrerem desalinhamentos nas armaduras. Além disso, devido à rigidez requerida durante o processo de furação, as armaduras devem ser de aço e podem necessitar de um diâmetro superior ao exigido para acomodar as forças de arrancamento. Os centralizadores, além dos materiais mencionados em 2.3, também podem ser de aço, por forma a garantir a resistência e a robustez necessária para suportar o processo de instalação. De acordo com Phear et al. (2005), durante os trabalhos de instalação é recomendável efetuar o controlo combinado da taxa de penetração, do fluxo e da pressão de injeção da calda. Esse controlo é importante, principalmente para assegurar a limpeza do furo, limitar o desperdício de calda e garantir a formação de um bolbo de espessura regular em torno da armadura. Segundo Clouterre (2002), com uma execução adequada, o diâmetro do volume de solo-cimento que envolve a armadura é geralmente sensivelmente superior ao diâmetro do bit. No mesmo trabalho refere-se que a resistência

lateral última solo-pregagem, reduzida ao diâmetro do bit, é normalmente elevada e da mesma ordem de grandeza que a obtida em pregagens injetadas pelo método IRS.

## 2.6 Drenagem das soluções de pregagens

### 2.6.1 Generalidades

A ação da água sobre um talude constitui geralmente um fator instabilizador, quer pelos efeitos erosivos quer pela diminuição da resistência ao corte dos materiais que o constituem provocada pelo aumento das pressões intersticiais quando ela penetra no seu interior. Conforme Matos Fernandes (2011), a água, pelas mais diversas vias, é a causa de grande parte dos escorregamentos de taludes naturais. Em estruturas de suporte, a existência de uma toalha freática no maciço suportado é, igualmente, um fator altamente desfavorável, uma vez que agrava substancialmente o impulso total. Em estruturas de solo pregado, além dos efeitos desfavoráveis sobre a estabilidade global do talude e sobre o impulso total, pode ter um efeito adverso sobre parâmetros como (Phear et al., 2005): i) a resistência lateral última na interface solo-pregagem; ii) a estabilidade dos pré-furos para a instalação das pregagens; iii) a durabilidade das pregagens e a integridade da calda de cimento; iv) a durabilidade e a estabilidade do revestimento do talude.

A Figura 2.18 mostra alguns dos problemas de instabilidade associados à infiltração das águas pluviais e à existência de uma toalha freática, num maciço pregado constituído por solos de natureza distinta: solo granular (permeável) e solo coerente (menos permeável). Os problemas associados à durabilidade estão relacionados, principalmente, com a carbonatação e corrosão dos materiais que constituem o sistema solo-pregagem. A água pode atuar como meio de transporte de agentes químicos agressivos, tais como sulfatos e cloretos, que contribuem para a origem desses problemas.

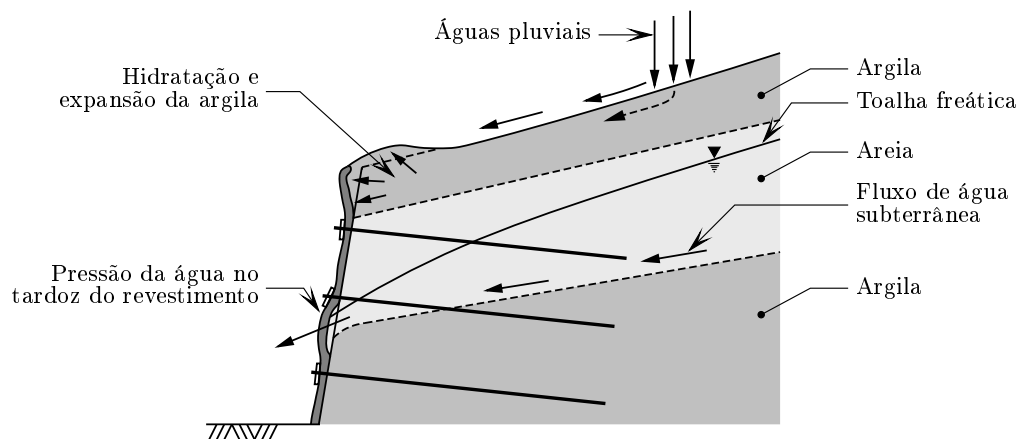


Figura 2.18: Efeito da água numa solução de estabilização com pregagens (adaptada de Phear et al., 2005).

Pelo que acaba de ser referido, compreender-se-á que a drenagem das soluções de pregagens,

quer a superficial quer a profunda, tem uma importância que não pode ser subestimada em qualquer situação. Mesmo quando não se verifica a existência de uma toalha freática podem existir fluxos de água subterrânea devidos, por exemplo, à infiltração das águas pluviais, a escoamentos subterrâneos aleatórios, à presença de lençóis de água ou ainda a fugas acidentais de canalizações enterradas (Clouterre, 1991). Assim, a construção de sistemas de drenagem eficientes é um aspeto fundamental para o comportamento adequado dos maciços de solo pregado. Os sistemas de drenagem tipo, representados na Figura 2.19, são seguidamente caracterizados e podem ser englobados em três grupos:

- sistemas de drenagem superficial;
- sistemas de drenagem do revestimento do talude;
- sistemas de drenagem profunda.

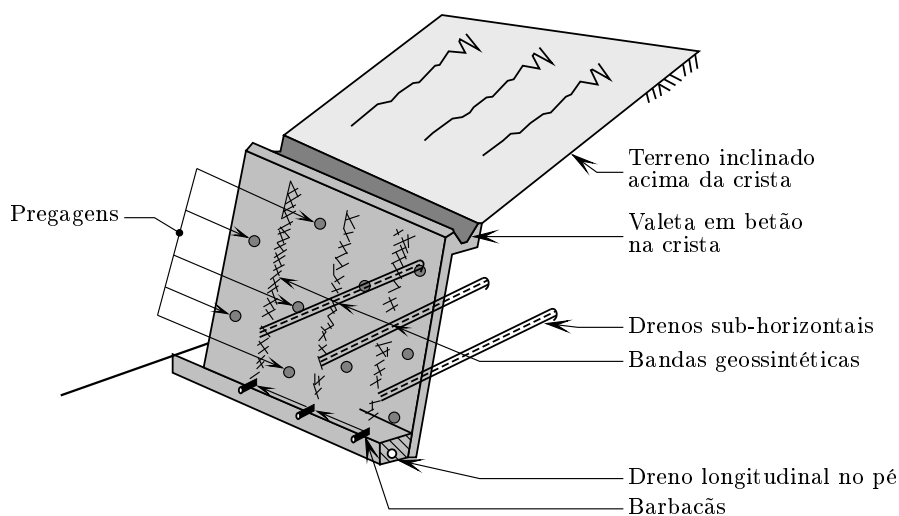


Figura 2.19: Sistemas de drenagem tipo para soluções de pregagens (adaptada de Phear et al., 2005).

### 2.6.2 Sistemas de drenagem superficial

A drenagem superficial destina-se a interseccionar e desviar as águas pluviais, por forma a diminuir os efeitos da erosão superficial e reduzir o volume de água infiltrada no talude. Qualquer que seja o sistema de drenagem adotado, este deve interseccionar o escoamento e transportar a água superficial para uma zona afastada da estrutura de solo pregado. Para o efeito, é frequente conceber um sistema de retenção e captação de água constituído por valetas onde a água é conduzida por gravidade para o dreno longitudinal localizado no pé do talude. As valetas, poderão ser simplesmente abertas no terreno natural, preenchidas por materiais granulares ou revestidas por betão, por vezes com elementos pré-fabricados. As suas dimensões devem ser adequadas ao fluxo de água superficial estimado. A proteção da superfície de terreno natural do talude com vegetação, solo orgânico ou material drenante é um complemento essencial deste sistema. A Figura 2.20 ilustra a secção transversal de uma valeta que se pode desenvolver na longitudinal ao longo da crista de um talude ou de uma banqueta.

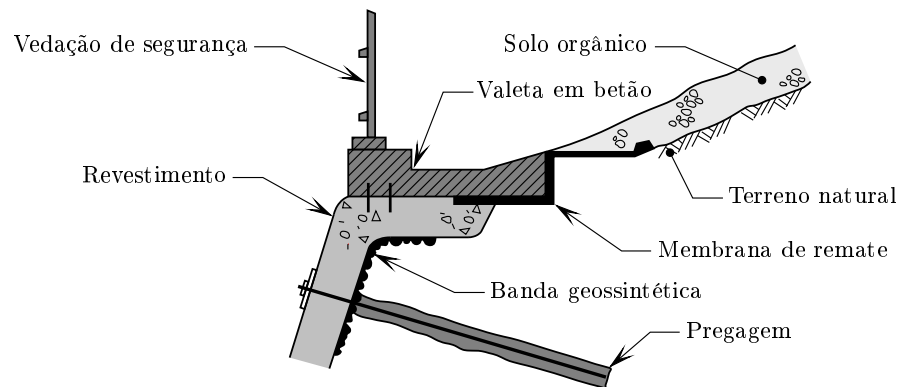


Figura 2.20: Secção transversal de uma valeta (adaptada de Phear et al., 2005).

### 2.6.3 Sistemas de drenagem do revestimento do talude

A drenagem da interface solo-revestimento destina-se a prevenir a erosão e instabilidade localizadas do revestimento, assim como a evitar um possível aumento localizado do impulso total sobre o revestimento. Esta drenagem é essencial em taludes com soluções de revestimento rígidas, pois são soluções menos permeáveis. O sistema de drenagem é geralmente constituído por simples barbacãs e (ou) bandas geossintéticas. Os barbacãs, como mostra a Figura 2.21a, são tubos de material plástico com 300 a 400 *mm* de comprimento e diâmetro igual ou superior a 35 *mm*. Geralmente, são implantados com a densidade de 1 por cada 2 a 10 *m*<sup>2</sup> de superfície, dependendo do tipo de solo (Phear et al., 2005). As suas extremidades em contacto direto com o solo devem ser envolvidas com um filtro de material geotêxtil, por forma a evitar entupimentos com finos do solo. Segundo Clouterre (2002), o funcionamento isolado dos barbacãs é pouco eficaz pelo que devem ser associados a bandas geossintéticas instaladas no tardo do revestimento. As bandas geossintéticas têm usualmente 0.50 *m* de largura. São dispostas verticalmente ou conforme a inclinação da superfície e com 3 a 5 *m* de espaçamento. A Figura 2.21b mostra as bandas colocadas na solução de estabilização de um talude. Os barbacãs implantados na base das bandas funcionam como exutores das águas para o dreno longitudinal no pé do talude (ver Figuras 2.19 e 2.22) (Clouterre, 2002).

### 2.6.4 Sistemas de drenagem profunda

A drenagem profunda visa manter a toalha freática o mais afastada possível da superfície do talude, logo da própria zona potencialmente instável. Esta drenagem é conseguida por meio de drenos sub-horizontais que permitem baixar a superfície freática quando esta se encontra a uma profundidade não acessível por qualquer outra técnica de drenagem (ver Figura 2.22). São constituídos por furos com 40 a 120 *mm* de diâmetro, abertos no talude com um ângulo de inclinação de 5 a 10° acima da horizontal para facilitar o escoamento gravítico das águas. Para evitar o seu colapso são inseridos no interior dos furos tubos em material plástico perfurados. Em certas condições, particularmente para areias finas monogranulares, pode ser necessário revestir os tubos com uma manta geotêxtil, a fim de controlar o transporte de finos.



Figura 2.21: Sistemas de drenagem do revestimento do talude: a) Barbacãs (adaptada de Griffiths Drilling, 2014); b) Bandas geossintéticas (adaptada de Magazine Railroading T. T., 2013).

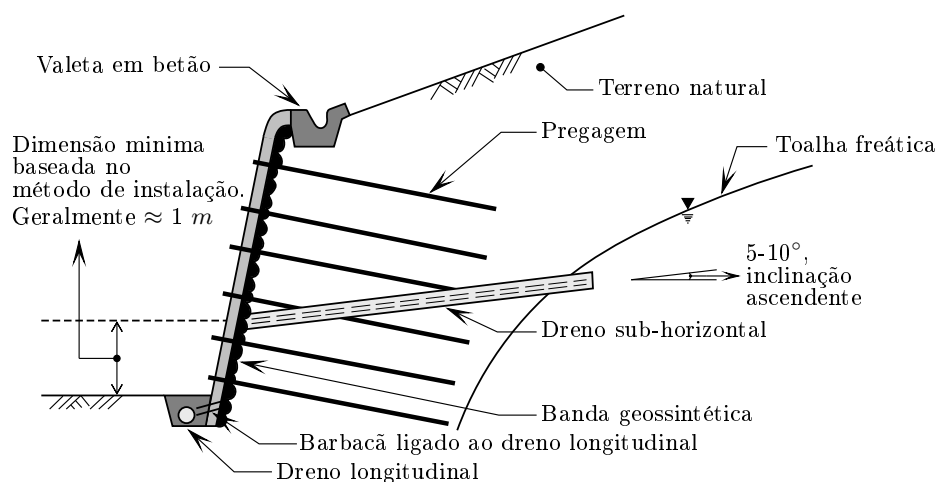


Figura 2.22: Dreno sub-horizontal instalado numa solução de pregagens (adaptada de Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005).

A densidade, o comprimento e o espaçamento horizontal dos drenos são parâmetros de projeto que não se encontram comumente estabelecidos na bibliografia. Todavia, estes parâmetros dependem fundamentalmente do contexto geotécnico do local e das constatações durante a execução dos trabalhos que podem, para exemplificar, motivar a execução de drenos complementares. Ao leitor interessado em aprofundar este tema recomenda-se o estudo dos trabalhos de Craig e Gray (1985) e Forrester (2001), citados por Phear et al. (2005). Além disso, recomendações adicionais acerca dos três sistemas encontram-se, por exemplo, nos trabalhos de Clouterre (1991), Clouterre (2002), Lazarte et al. (2003) e Phear et al. (2005).

## 2.7 Revestimento do talude

### 2.7.1 Generalidades

O corpo da pregagem fornece o reforço em profundidade do talude, contudo, não é o único elemento estabilizador da superfície do talude a reforçar. Tal é conseguido por meio da ação conjunta do corpo da pregagem, da cabeça da pregagem e, principalmente, da solução de revestimento superficial. As principais funções da solução de revestimento são: i) fornecer a contenção lateral necessária para reter o solo entre os pontos onde se localizam as cabeças das pregagens; ii) garantir o funcionamento conjunto das pregagens. Deste modo, a ação conjunta dos três elementos evita a ocorrência de roturas por deslizamento progressivo na superfície do talude.

Nesse sentido, a seleção e dimensionamento de uma solução adequada para o revestimento da face exposta do talude é um aspeto fundamental do projeto da maioria das soluções de pregagens. Em certas situações, poderá constatar-se que o revestimento existente tem capacidade para manter a estabilidade a longo prazo (por exemplo, vegetação densa). Para esses casos o dimensionamento da solução de revestimento poderá eventualmente ser omitido do projeto. Todavia, geralmente é uma exigência de projeto e deve ser selecionada tendo por base restrições do local, requisitos ambientais e estéticos (Phear et al., 2005). As soluções de revestimento existentes são normalmente classificadas como (Phear et al., 2005; Ferreira e Pistone, 2010):

- soluções suaves;
- soluções estruturais flexíveis;
- soluções estruturais rígidas.

Nas linhas que se seguem apresentam-se apenas algumas das características principais de cada uma das soluções. No que respeita às soluções estruturais rígidas, o leitor interessado em obter informação detalhada adicional poderá recorrer, por exemplo, aos trabalhos de Clouterre (1991), Clouterre (2002), Lazarte et al. (2003) e Phear et al. (2005). Em relação às soluções suaves e estruturais flexíveis, o trabalho de Phear et al. (2005) é uma referência importante para o mesmo efeito.

### 2.7.2 Soluções suaves

A finalidade principal destas soluções é reter as camadas de vegetação e de solo orgânico superficiais. São soluções de suporte ligeiras e flexíveis, adaptam-se a superfícies irregulares, confinam e evitam a progressiva desagregação superficial do maciço (Quintanilha de Menezes e Cardoso, 2006). Segundo Phear et al. (2005), não devem ser adotadas em taludes com ângulo de inclinação superior ao imposto pela resistência ao corte do solo superficial. Os materiais normalmente utilizados são: materiais geossintéticos (por exemplo, geogrelhas e geocélulas), materiais metálicos (por exemplo, redes convencionais do tipo hexagonais de dupla ou tripla torção) e materiais biodegradáveis (por exemplo, mantas orgânicas

constituídas por fibras de coco). A Figura 2.23 ilustra o revestimento de dois taludes com materiais distintos. A eficácia a longo prazo destas soluções depende do crescimento e subsequente manutenção da vegetação, assim como da eficiência do sistema de drenagem superficial.

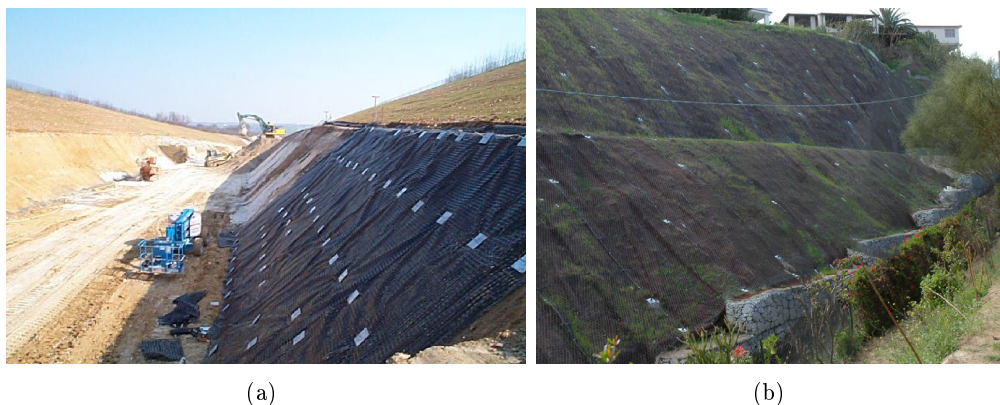


Figura 2.23: Soluções suaves: a) Geogrelhas (adaptada de Maccaferri UK & ROI, 2013); b) Redes metálicas (adaptada de Maccaferri Canada Ltd., 2013).

### 2.7.3 Soluções estruturais flexíveis

As soluções estruturais flexíveis possuem diversas propriedades análogas às soluções suaves, no entanto caracterizam-se por uma rigidez superior. Por conseguinte, além de satisfazerem as principais funções das soluções suaves, a rigidez adiciona a função estrutural. Esta função permite uma ação mais direta de estabilização sobre o talude, que se traduz na maior capacidade em receber e transmitir impulsos ao terreno, bem como em mobilizar resistência às ações transferidas para as cabeças das pregagens. Os materiais usuais são redes metálicas de alta resistência, criadas a partir da junção de vários painéis e em conjunto com as placas de apoio das cabeças das pregagens (ver Figura 2.24a). É frequente, para garantir uma maior resistência e rigidez da rede e melhorar o funcionamento conjunto das pregagens, instalar cabos de aço de alta resistência com uma distribuição espacial na superfície do talude (ver Figura 2.24b). Quando a superfície é completamente estéril, as redes podem incorporar mantas orgânicas com sementes e fertilizantes para acelerar o crescimento de vegetação. Para o efeito, também se podem realizar sementeiras por meio de diferentes métodos, como o método de hidrossementeira descrito em EP (2009).

As redes metálicas e (ou) os cabos de aço são geralmente sujeitos a um ligeiro pré-tensionamento, de modo a minimizar deformações (folgas) nas redes. No entanto, devido à flexibilidade própria dos materiais, devem ser esperadas, a longo prazo, folgas nas redes entre as placas de apoio das cabeças das pregagens. A eficácia a longo prazo destas soluções está, assim, dependente da durabilidade e da capacidade resistente dos materiais de revestimento e das placas de apoio, por forma a prevenirem roturas por deformações excessivas e (ou) por punção. Tal como nas soluções suaves, os revestimentos que incluam vegetação requerem ações periódicas de manutenção.



Figura 2.24: Soluções estruturais flexíveis: a) Redes metálicas; b) Redes metálicas e cabos de aço; (adaptada de Maccaferri Canada Ltd., 2013).

#### 2.7.4 Soluções estruturais rígidas

As soluções estruturais rígidas cumprem as mesmas funções que os revestimentos estruturais flexíveis, porém com rigidez superior e menores deformações. Os materiais normalmente utilizados são: o betão pronto ou produzido *in situ*, cofrado ou projetado, reforçado com rede eletrossoldada (ver Figuras 2.21 e 2.25a) e os elementos pré-fabricados em betão (ver Figura 2.25b). Estas soluções têm capacidade para receber maiores impulsos do terreno com menores deformações, por isso, geralmente são executadas em taludes com grande inclinação. Requisitos estéticos e orçamentais, particularmente no que respeita a soluções com betão projetado, limitam a sua aplicação em taludes com declives menos acentuados onde soluções flexíveis podem ser utilizadas. Ao contrário das soluções suaves e flexíveis, que geralmente são permeáveis, estas possuem reduzida permeabilidade. Portanto, é necessário analisar com rigor o sistema de drenagem adequado para que a água, pelas mais diversas vias, não comprometa a estabilidade a longo prazo da solução.



Figura 2.25: Soluções estruturais rígidas: a) Betão projetado (adaptada de Protect Construction, 2011); b) Elementos pré-fabricados em betão; (adaptada de Reinforced Earth, 2012).



## Capítulo 3

# Comportamento das soluções de pregagens

### 3.1 Considerações gerais

A instalação de pregagens num talude tem o propósito de melhorar as suas condições de estabilidade (Guedes de Melo, 1993). As pregagens, em virtude das suas propriedades resistentes, procuram estabilizar as massas de solo potencialmente instabilizáveis e conferem ao maciço a capacidade para suportar solicitações às quais este, por si só, não está habilitado a resistir. Por conseguinte, constituem uma técnica de reforço de solos cujo efeito é essencialmente estrutural, conduzindo à melhoria da resistência e da deformabilidade do maciço (Gonçalves, 1992).

A melhoria do comportamento global do maciço pregado é conseguida pela transferência de esforços do solo para as pregagens. O tipo de esforços transferidos depende da rigidez das pregagens e da sua orientação em relação à superfície de deslizamento (Guilloux e Schlosser, 1982). Tal como acontece com outras medidas de natureza estrutural, a efetividade das pregagens repousa na possibilidade de se mobilizarem as resistências necessárias nas interfaces entre o solo e as pregagens. Assim, o funcionamento global e conjunto de um dado sistema solo-pregagens depende, de modo fundamental, dos mecanismos de interação entre o solo e as pregagens (Schlosser et al., 1983; Silva Cardoso, 1987).

Antes de se iniciar o estudo de uma solução de pregagens, é importante entender os mecanismos fundamentais associados ao seu comportamento. Neste sentido, este capítulo é dedicado à análise do comportamento das soluções de pregagens. A princípio, será apresentada uma descrição do sistema solo-pregagem. Em seguida, serão discutidas questões essenciais relacionadas com o seu funcionamento, nomeadamente os mecanismos de interação solo-pregagem, incluindo a distribuição de tensões na interface solo-pregagem. No final, serão abordados os estados limites a analisar no âmbito da verificação de segurança, bem como os requisitos gerais e coeficientes de segurança a considerar no dimensionamento de um sistema solo-pregagem.

## 3.2 Sistema solo-pregagem

As pregagens são uma técnica de estabilização de maciços *in situ* por meio de inclusões lineares que, geralmente, possuem caráter passivo e podem suportar esforços axiais, de flexão e de corte (Schlosser, 1982). De acordo com Guilloux e Schlosser (1982), o princípio do sistema solo-pregagem é reforçar a massa potencialmente instabilizável do maciço, obtendo-se um bloco resistente constituído por um novo material compósito, resultado da associação do solo com as pregagens (ver Figura 3.1). Em geral, não se verifica uma melhoria das propriedades resistentes do solo, isto é, o reforço traduz-se na melhoria do comportamento global do conjunto solo-pregagens, mediante a transferência de esforços para os elementos de reforço. Desta forma, o maciço reforçado adquire capacidade para suportar a ação do seu peso próprio e resistir, com deformações relativamente pequenas, a outro tipo de solicitações, como impulsos do terreno ou sobrecargas (Silva Cardoso, 1987).

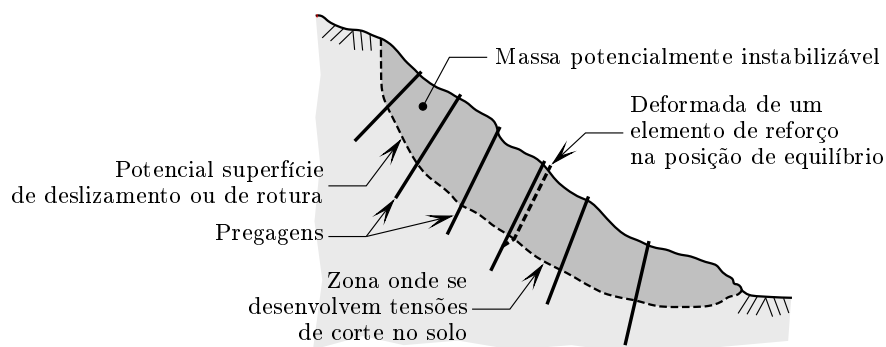


Figura 3.1: Solução de pregagens aplicada à estabilização de um talude (adaptada de Guilloux e Schlosser, 1982; Silva Cardoso, 1987).

A técnica melhora a estabilidade do talude principalmente por meio da mobilização do esforço de tração nas pregagens (GEO, 2008). As forças de tração desenvolvem-se nas pregagens, sobretudo, por meio do mecanismo de interação na interface solo-pregagem responsável pela mobilização do(a) atrito/resistência lateral, mas também mediante a reação transmitida pela cabeça da pregagem e pelo revestimento do talude. A resistência à rotura por arrancamento das pregagens é proporcionada pela parte da pregagem que está inserida na zona do maciço sob a potencial superfície de deslizamento. A componente normal à superfície de deslizamento das forças de tração aumenta a parcela friccional das forças resistentes nesta superfície. Além disso, a resistência ao corte das pregagens (esforço transversal), muito superior à do terreno pelas mesmas substituído, aumenta a resistência total mobilizável na mesma superfície.

Deste modo, tal como referido no Capítulo 2 (ver 2.7.1), o corpo da pregagem fornece um reforço em profundidade ao maciço. As cabeças das pregagens e o revestimento do talude são os elementos que fornecem o efeito de confinamento necessário para limitar a deformação do solo próxima da superfície do talude. Como resultado, a tensão efetiva, e consequentemente a resistência ao corte, do solo sob as cabeças das pregagens aumentam. Por outro lado, estes elementos previnem a ocorrência de roturas locais próximas da

superfície e promovem a ação integrada da massa de solo reforçada, por intermédio da redistribuição de esforços entre pregagens (GEO, 2008).

A estabilidade interna do sistema solo-pregagem é normalmente avaliada tendo em consideração duas zonas do maciço divididas (idealmente) pela potencial superfície de deslizamento (ver Figura 3.2) (Clouterre, 1991; Barley et al., 1997a):

1. a zona passiva (ou zona resistente), localizada sob a potencial superfície de deslizamento, contém o segmento das pregagens com comprimento suficiente para evitar a rotura por arrancamento dos reforços; nesta zona, as tensões de corte na interface solo-pregagem estão dirigidas para o interior do maciço, opondo-se aos deslocamentos laterais da zona ativa;
2. a zona ativa, situada em frente da potencial superfície de deslizamento; nesta zona, as tensões de corte na interface solo-pregagem estão dirigidas para o exterior do maciço.

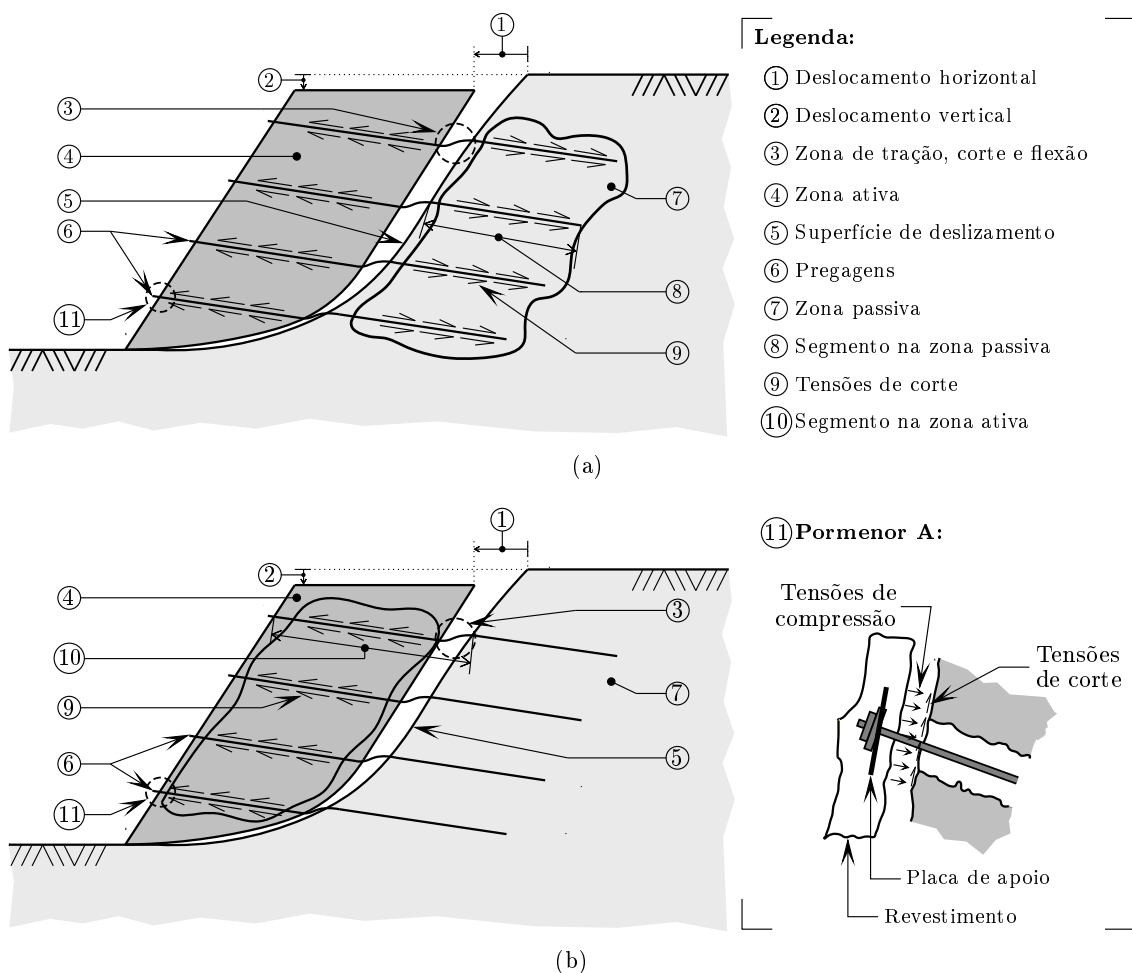


Figura 3.2: Diagrama esquemático do sistema solo-pregagem: a) Pregagens solicitadas na zona passiva; b) Pregagens solicitadas na zona ativa; (adaptada de Barley et al., 1997a; Phear et al., 2005; GEO, 2008).

Faz-se notar que a configuração de duas zonas é apenas um modelo simplificado para as análises por equilíbrio limite, onde a deformação do sistema solo-pregagem não é contabilizada (GEO, 2008). Com efeito, a menos que o colapso seja determinado por mecanismos de rotura diferentes, a zona onde se desenvolve a potencial superfície de deslizamento é complexa e sujeita a distorção por corte. Por seu turno, a interação solo-pregagem é também complexa e a mobilização dos esforços por parte dos elementos de reforço é influenciada por numerosos fatores. Conforme Schlosser (1982) e GEO (2008), esses fatores incluem: i) as propriedades da secção das pregagens; ii) a resistência ao corte do solo; iii) a resistência lateral na interface solo-pregagem; iv) a inclinação, orientação e densidade das pregagens; v) a rigidez relativa entre o solo e as inclusões; vi) a dimensão da cabeça das pregagens; vii) a solução de revestimento do talude.

A zona ativa, por um lado, pode deslocar-se um pouco como uma massa integral de solo reforçado, solicitando dessa forma a mobilização de resistência na interface solo-pregagem ao longo do comprimento inserido na zona passiva (ver Figura 3.2a). Por outro lado, a massa de solo pode deformar-se e escorregar ao longo do comprimento inserido na zona ativa, podendo não solicitar desse modo a mobilização de resistência na zona passiva (ver Figura 3.2b). De acordo com Barley et al. (1997a), esta situação ocorre se não existir a adequada contenção do solo por parte do revestimento e (ou) a mobilização da resistência suficiente na interface solo-pregagem ao longo do comprimento inserido na zona ativa. Por estas razões, a análise da estabilidade interna do sistema inclui a avaliação da capacidade em mobilizar resistência na interface solo-pregagem, tanto na zona ativa como na zona passiva.

Neste contexto, importa ainda salientar o efeito de grupo e a redundância que caracterizam os sistemas solo-pregagem. A densidade elevada de pregagens que compõem a maioria dos sistemas induz um efeito de grupo que resulta numa capacidade resistente do conjunto solo-pregagem maior que a soma das resistências de cada reforço (Guilloux e Schlosser, 1982). Por outro lado, conforme Phear et al. (2005), o efeito de grupo faz com que as soluções de pregagens possuam uma redundância maior que outras soluções de estabilização. A principal vantagem destas características é evitar a ocorrência de fenómenos de rotura frágil. Para exemplificar, é pouco provável que a rotura individual de uma pregagem conduza à deformação excessiva e (ou) ao colapso total do maciço reforçado. Assim, o simples aumento da densidade e, por conseguinte, do efeito de grupo e da redundância, resultará na diminuição do risco de colapso. No entanto, não é prático ter em conta o efeito de grupo e a redundância durante a elaboração do projeto. Porém, são aspetos que devem ser incluídos na avaliação de risco quando se considera a probabilidade de colapso (Phear et al., 2005).

### 3.3 Mecanismos de interação solo-pregagem

#### 3.3.1 Generalidades

Em reforço de solos, as inclusões são qualificadas de passivas caso estas não sejam colocadas sob tensão durante a sua instalação, ao contrário do que sucede, por exemplo, com as ancoragens pré-esforçadas. É sobre o efeito das deformações do solo, durante e após a

construção, e por intermédio da interação entre o solo e as inclusões, que estas se colocam em funcionamento (Schlosser e Unterreiner, 1994). Na verdade, a transferência de esforços para as inclusões está associada a um conjunto numeroso de fatores, desempenhando a interação entre o solo e as inclusões um papel primordial nesse processo. A interação solo-inclusão envolve essencialmente quatro mecanismos de interação (Schlosser et al., 1983; Silva Cardoso, 1987): i) a mobilização do(a) atrito/resistência lateral na interface solo-inclusão; ii) a pressão lateral que o solo exerce sobre a inclusão; iii) o impulso passivo nos elementos transversais; iv) a pressão de confinamento. Estes mecanismos são analisados de forma detalhada e são associados a vários sistemas de reforço no trabalho de Schlosser et al. (1983), logo, ao leitor interessado em aprofundar o assunto recomenda-se a análise deste trabalho.

Em relação ao sistema de reforço a que se dedica o presente trabalho, a transferência de esforços para as pregagens acontece por meio da interação entre o solo, as pregagens, a cabeça das pregagens e o revestimento do talude. Em conformidade com Schlosser (1982) e Clouterre (1991), de entre os quatro mecanismos acima mencionados, os mecanismos referidos em i) e ii) são de fundamental importância nesse processo. O primeiro é responsável pela mobilização do esforço axial (tração) e requer a existência de propriedades friccionais no solo. O segundo é responsável pela mobilização dos esforços de flexão (momento fletor) e corte (esforço transversal) e requer, não apenas uma certa rigidez relativa entre o solo e a pregagem, como também o desenvolvimento de uma zona de corte no interior do maciço (ver Figura 3.2). Relativamente aos mecanismos referidos em iii) e iv), estes são mais relevantes noutros sistemas de reforço. Conforme Schlosser et al. (1983) e Silva Cardoso (1987), o mecanismo referido em iii) é mais relevante no comportamento, por exemplo, de geogrelhas ou grelhas metálicas e o mecanismo referido em iv) desenvolve-se principalmente em colunas de brita ou areia.

Nos pontos seguintes discute-se, de forma sucinta, a influência que vários fatores, nomeadamente a inclinação e orientação das pregagens, a rigidez relativa entre o solo e a pregagem e a solução de revestimento do talude, têm na transferência de esforços para as pregagens:

- inclinação e orientação das pregagens;
- resistência ao corte e à flexão das pregagens;
- solução de revestimento do talude.

### 3.3.2 Inclinação e orientação das pregagens

O ângulo de instalação das pregagens deve ser o mais eficaz e prático, por forma a tirar o melhor proveito da capacidade resistente das mesmas e, por conseguinte, contribuir para satisfazer os requisitos económicos da solução de estabilização. Os guias de projeto correntes, como Clouterre (1991), Lazarte et al. (2003) e Phear et al. (2005), fornecem indicações semelhantes relativamente à inclinação das pregagens: embora esta inclinação possa depender do método e das condições de execução, assim como da natureza e das propriedades dos solos envolvidos, na prática são comuns ângulos entre 5° e 20° abaixo da horizontal. No entanto, conforme Johnson et al. (2002), nos casos em que são necessários

ângulos superiores (por exemplo, para evitar redes de serviços), a estabilidade local da zona onde se concentram as pregagens mais inclinadas deve ser analisada com cuidado, uma vez que a eficiência teórica do reforço diminui significativamente com o aumento da inclinação. As duas componentes resistentes que variam com a inclinação são a resistência à tração das pregagens e a resistência ao corte na superfície de deslizamento fornecida pela resistência à tração.

Johnson et al. (2002) estudaram a influência da inclinação na eficiência da pregagem para mobilizar o esforço horizontal de reforço requerido, com base no mecanismo de rotura de taludes formado por dois blocos definido em HA 68/94 (1994). Também admitiram a simplificação conservativa assumida em HA 68/94 (1994), isto é, admitiram que a força total das pregagens atua apenas sobre um dos blocos (bloco 1). Desta forma, a eficiência da pregagem foi medida por meio do fator,  $\zeta$ , que estabelece a relação entre o esforço de tração na pregagem inclinada,  $T_{máx,\delta}$ , e o esforço horizontal de reforço requerido,  $T_{máx,h}$  (HA 68/94, 1994; Johnson et al., 2002):

$$T_{máx,\delta} = \frac{\cos(\theta_1 - \phi')}{\cos(\theta_1 - \phi' + \delta)} T_{máx,h} = \zeta T_{máx,h} \quad (3.1)$$

em que  $\theta_1$  é a inclinação do plano de rotura do bloco 1 com a horizontal,  $\phi'$  é o ângulo de atrito efetivo do solo e  $\delta$  é o ângulo de inclinação da pregagem abaixo da horizontal.

Johnson et al. (2002) mostram que para uma pregagem que interseste um plano de rotura inclinado  $60^\circ$  com a horizontal num solo com um ângulo de atrito de  $25^\circ$ , a inclinação mais eficaz para a pregagem seria a correspondente ao ângulo de atrito, ou seja, associada a um ângulo de inclinação de  $35^\circ$  acima da horizontal. A eficiência da pregagem reduz-se até 82% para a instalação horizontal e reduz-se até 64% para a instalação com um ângulo de inclinação de  $15^\circ$  abaixo da horizontal. A eficiência continua a decrescer até à situação limite, que acontece para um ângulo de inclinação de  $55^\circ$  abaixo da horizontal, em que a pregagem perde totalmente a sua eficácia, deixando de contribuir para o efeito pretendido. Todas estas situações estão ilustradas na Figura 3.3.

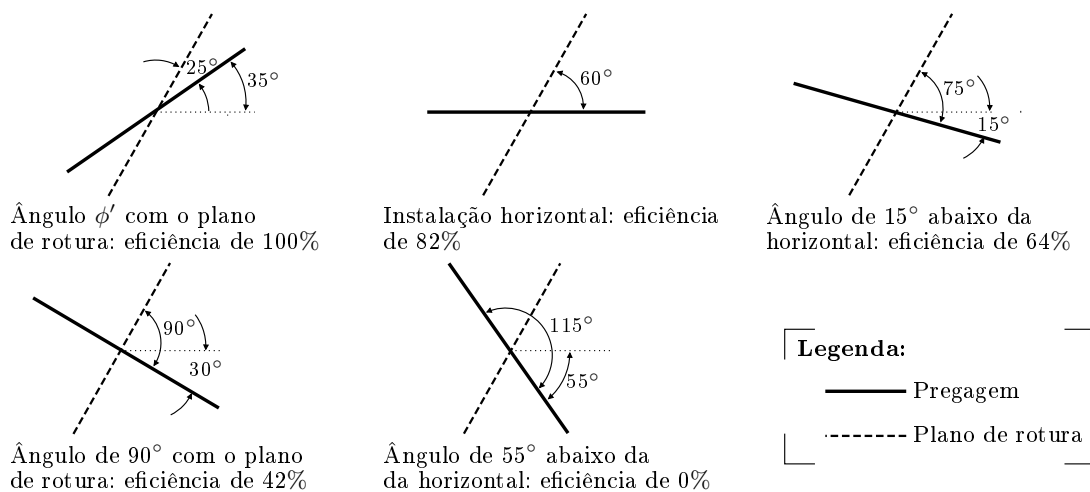


Figura 3.3: Eficiência teórica de pregagens instaladas em várias inclinações (adaptada de Johnson et al., 2002).

Johnson et al. (2002) ainda aplicaram a análise acima a um talude com altura de  $6\text{ m}$ , constituído por um solo com ângulo de atrito de  $25^\circ$  e reforçado com uma única pregagem de  $6\text{ m}$  de comprimento, como mostra a Figura 3.4. Os autores fizeram variar a inclinação e a orientação da pregagem e, por conseguinte, o comprimento da pregagem inserido na zona passiva e a profundidade média da camada de solo sobre a pregagem nesta zona. A pregagem instalada com o ângulo ideal de inclinação ( $35^\circ$  acima da horizontal) tem um comprimento curto na zona passiva ( $2.3\text{ m}$ ) e tem uma camada de solo sobre ela com profundidade média reduzida ( $1.2\text{ m}$ ). Embora a pregagem instalada com um ângulo de inclinação de  $15^\circ$  abaixo da horizontal tenha uma eficiência de 64% da pregagem instalada com o ângulo ideal, esta tem quase o dobro do comprimento na zona passiva ( $4.3\text{ m}$ ) e tem uma profundidade média da camada de solo sobre ela mais de quatro vezes superior ( $5.0\text{ m}$ ). Com base unicamente no comprimento na zona passiva, a pregagem ligeiramente inclinada abaixo da horizontal é, na verdade, mais eficaz. Se a resistência ao arrancamento for calculada em função da profundidade média da camada de solo (ver Capítulo 4, Secção 4.5.5.2), esta é quatro vezes mais eficaz. Desta forma, com base nesta análise teórica e nos aspetos práticos da instalação, afigura-se que o ângulo ideal de projeto é um ângulo entre cerca de  $10^\circ$  e  $15^\circ$  abaixo da horizontal (Johnson et al., 2002).

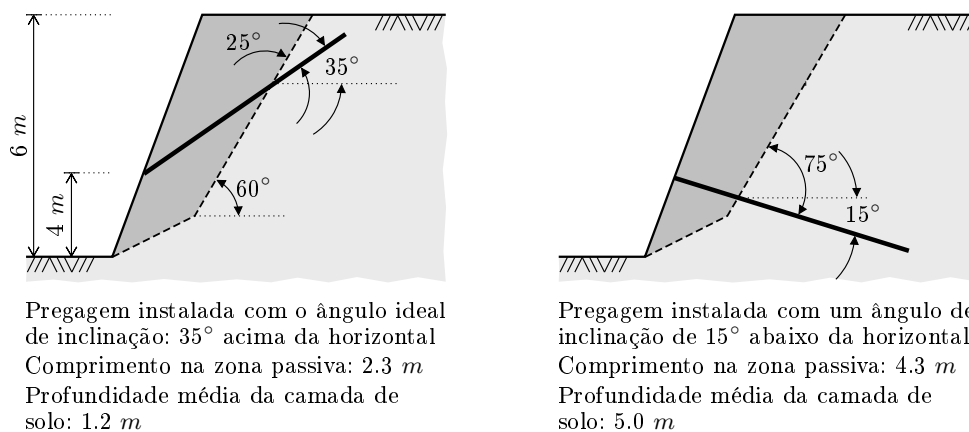


Figura 3.4: Pregagens instaladas em diferentes níveis de eficiência, mostrando a profundidade média da camada de solo e o comprimento na zona passiva correspondentes (adaptada de Johnson et al., 2002).

### 3.3.3 Resistência ao corte e à flexão das pregagens

As pregagens possuem capacidade para mobilizar resistência à tração, assim como para mobilizar resistência ao corte e à flexão. A capacidade para mobilizar resistência ao corte e à flexão envolve a pressão lateral que o solo exerce sobre a pregagem (um dos mecanismos de interação referidos em 3.3.1) e depende das propriedades da secção das pregagens e da rigidez relativa solo-pregagem (Phear et al., 2005). Acontece que as pregagens são caracterizadas pela sua flexibilidade e, quando são instaladas com inclinação sub-horizontal, por requererem deformações relativamente reduzidas para mobilizar a resistência à tração. No entanto, o mesmo não acontece com as resistências ao corte e à flexão, ou seja, estas requerem deformações mais elevadas para serem mobilizadas.

Clouterre (1991) e Byrne et al. (1998) referem que, para um talude vertical de altura  $H$ , as resistências ao corte e à flexão não serão mobilizadas para deslocamentos (horizontal e vertical) no topo do talude inferiores a  $0.3-0.4\%H$ . A grandeza destes deslocamentos geralmente excede, ou está muito próxima, dos valores limite propostos por Clouterre (1991) para garantir a segurança aos estados limites de utilização. Clouterre (2002) e Zhou e Yin (2008) referem mesmo que a mobilização das resistências só começa quando o talude está muito próximo do colapso, mas ainda assim a sua contribuição resistente é reduzida. Comprovando essa reduzida contribuição, Clouterre (2002) confirmou que, tendo em conta as resistências nos cálculos de estabilidade, a melhoria da estabilidade interna do talude não é superior a 15%. Sendo assim, em conformidade com Pedley et al. (1990), Clouterre (2002) e Phear et al. (2005), nos casos correntes, em que as pregagens são instaladas com um ângulo de inclinação entre  $5^\circ$  e  $20^\circ$  abaixo da horizontal, a contribuição das resistências ao corte e à flexão pode ser ignorada por razões práticas.

Nos casos particulares, em que as pregagens são instaladas com ângulos superiores a  $20^\circ$ , é provável que elas intersectem a potencial superfície de deslizamento quase na perpendicular a esta, como mostra a Figura 3.5, e isto resultará na mobilização de alguma resistência ao corte e à flexão. Nestes casos a contribuição das resistências deve ser tida em conta nos cálculos de estabilidade (Jewell e Pedley, 1992; Clouterre, 2002). Todavia, importa salientar que, tal como referido em 3.2, a existência de uma zona de rotura em vez de uma superfície de deslizamento bem definida diminui a capacidade de mobilização das resistências. Portanto, mesmo no estado limite último, a resistência à tração das pregagens será dominante e as resistências ao corte e à flexão terão apenas uma importância secundária (Phear et al., 2005).

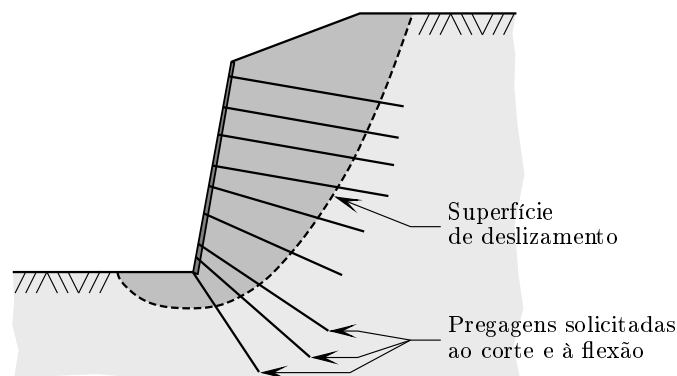
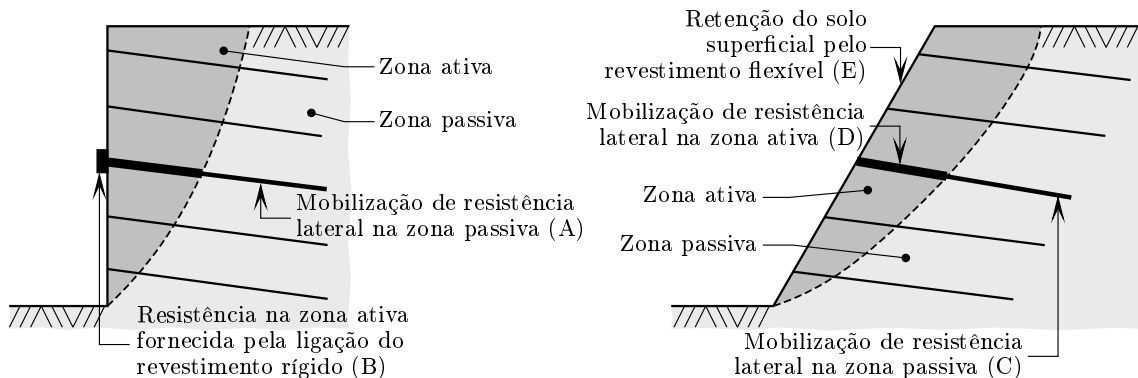


Figura 3.5: Efeito de uma forte inclinação das pregagens com a horizontal (adaptada de Clouterre, 2002).

### 3.3.4 Solução de revestimento do talude

Conforme referido no Capítulo 2 (ver 2.7.1), a estabilização do solo à superfície do talude (e próximo da superfície) é conseguida por meio da ação conjunta do corpo da pregagem, da cabeça da pregagem e, essencialmente, da solução de revestimento do talude. De acordo com Barley et al. (1997a) e Phear et al. (2005), a solução de revestimento do talude (suave, estrutural flexível ou estrutural rígida) pode modificar o mecanismo de rotura interno

dependente da resistência do revestimento, da inclinação do talude e (ou) de mecanismos de rotura preexistentes. As maiores e menores componentes de transferência de esforço de tração para uma pregagem em funcionamento estão indicadas na Figura 3.6, para uma solução de revestimento rígida e para uma solução de revestimento flexível. À medida que as tensões devidas à resistência lateral solo-pregagem se desenvolvem ao longo do comprimento da pregagem, a percentagem destas tensões transferida para o revestimento varia em função do tipo e da rigidez do revestimento, como mostra a Figura 3.6 (Phear et al., 2005).



Solução de revestimento rígida	Solução de revestimento flexível
<b>Componentes principais:</b>	<b>Componentes principais:</b>
i) Capacidade de mobilização de resistência lateral na zona passiva (A); ii) Capacidade da placa de apoio para transferir esforço do revestimento (B); iii) Resistência do revestimento para conter o solo da zona ativa (B).	i) Capacidade de mobilização de resistência lateral na zona passiva (C); ii) Capacidade de mobilização de resistência lateral na zona ativa (D); iii) Capacidade de retenção do solo superficial pelo revestimento flexível (E).
<b>Componentes secundárias:</b>	<b>Componentes secundárias:</b>
i) Capacidade de mobilização de resistência lateral na zona ativa;  ii) Capacidade de mobilização de atrito na interface solo-revestimento.	i) Capacidade da placa de apoio para complementar a capacidade de mobilização de resistência lateral na zona ativa

Figura 3.6: Zonas ativa e passiva consideradas para a estabilidade interna, destacando as componentes principais de transferência de esforço; (adaptada de Barley et al., 1997a).

### 3.4 Distribuição de tensões na interface solo-pregagem

A fim de compreender, de forma mais adequada, a distribuição de tensões na interface solo-pregagem, esta será analisada nos pontos seguintes:

- desenvolvimento de esforços nas pregagens;
- interação solo-pregagem e distribuição do esforço de tração;
- distribuição simplificada do esforço de tração.

### 3.4.1 Desenvolvimento de esforços nas pregagens

As pregagens não são submetidas à tração até que ocorra um pequeno movimento relativo entre as zonas ativa e passiva do talude, que origine o desenvolvimento de tensões de corte na interface solo-pregagem. Tal como referido em 3.3.1, é sobre o efeito das deformações do solo, durante e após a construção (e por intermédio da interação solo-pregagem) que as pregagens se colocam em funcionamento. A velocidade com que o desenvolvimento de tensões de corte se inicia depende do tipo de estrutura geotécnica em que as pregagens são aplicadas. Para exemplificar, em soluções de pregagens aplicadas à estabilização de novas estruturas de contenção flexíveis e novos taludes de escavação, as pregagens de cada nível (ver 2.5.1) começam a ser tensionadas num espaço de tempo relativamente curto após a sua instalação e são progressivamente solicitadas à medida que é completada cada fase de construção. Conforme Clouterre (1991), a deformação da face de escavação resulta essencialmente da descompressão lateral progressiva do solo, em função das sucessivas fases de escavação. Desta forma, ocorrem sucessivas mudanças na distribuição de tensões de corte que conduzem a uma redistribuição dos esforços de tração por cada nível de pregagens instalado. Ao leitor interessado em identificar essas mudanças e em analisar a forma como ocorrem, nas estruturas mencionadas, recomenda-se a análise dos trabalhos de Lazarte et al. (2003) e Phear et al. (2005). Phear et al. (2005) também citam os trabalhos de investigação de Gässler e Gudehus (1981) e Davies et al. (1997), que analisaram em laboratório a distribuição de tensões de corte em pregagens em funcionamento.

No que respeita às estruturas geotécnicas que estão no âmbito do presente trabalho, de acordo com Phear et al. (2005), a deformação relativa entre as zonas ativa e passiva pode demorar alguns anos a acontecer ou até pode nunca ocorrer. Contudo, quando o talude começa a demonstrar fortes sinais de instabilidade, a deformação é susceptível de ser identificada à superfície e pode progredir de forma faseada, como mostra a Figura 3.7a. As soluções de pregagens, de entre os seus principais objetivos, visam reduzir a deformação inicial e evitar a sua progressão. Desta forma, também ocorrem sucessivas mudanças na distribuição de tensões de corte, que se refletem na distribuição do esforço de tração. A Figura 3.7b ilustra a evolução progressiva do esforço de tração nas pregagens ao longo do seu comprimento total,  $L_t$ , em função de cada fase da deformação.

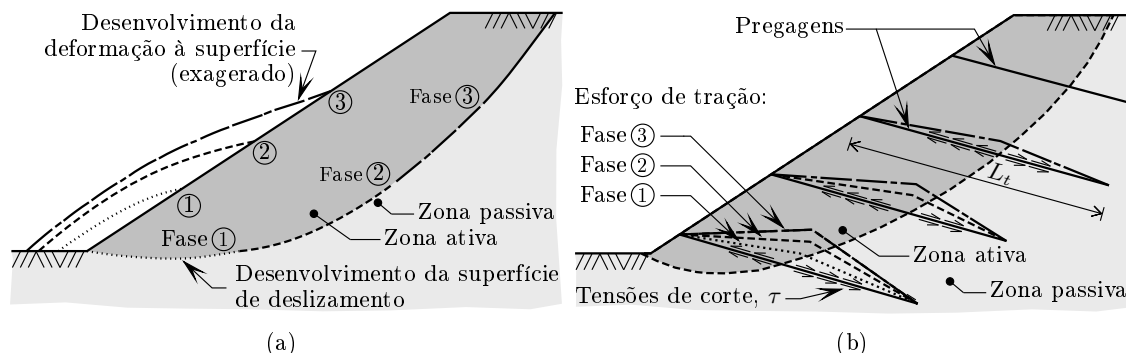


Figura 3.7: Talude estabilizado por meio de pregagens (com um revestimento flexível): a) Desenvolvimento da deformação à superfície do talude; b) Desenvolvimento do esforço de tração nas pregagens; (adaptada de Phear et al., 2005).

### 3.4.2 Interação solo-pregagem e distribuição do esforço de tração

A interação solo-pregagem que ocorre sob o revestimento do talude é complexa, tornando igualmente complicada a transferência de esforços para as pregagens (Lazarte et al., 2003). A mobilização do esforço de tração depende, não só dos vários fatores mencionados em 3.2 e 3.3.1, como também do deslocamento relativo solo-pregagem necessário para desenvolver as tensões de corte na interface solo-pregagem. Tal como referido em 3.2 e ilustrado na Figura 3.2, as tensões de corte ao longo do comprimento da pregagem inserido na zona ativa,  $L_a$ , estão dirigidas para o exterior do maciço. Parte destas tensões é acomodada no revestimento do talude (em função, principalmente, do tipo e da rigidez do revestimento, ver 3.3.4) e a restante percentagem é mobilizada progressivamente ao longo do comprimento total da pregagem,  $L_t$ .

No entanto, as tensões de corte desenvolvidas na zona ativa são as associadas às forças de arrancamento,  $F_a$ , que são mobilizadas ao longo do comprimento da pregagem inserido na zona passiva,  $L_p$ . Conforme Zhou e Yin (2008), as análises convencionais por equilíbrio limite e os métodos de dimensionamento correntes dependem, fundamentalmente, deste conceito das pregagens serem *ancoradas* na zona passiva e, por conseguinte, da capacidade em mobilizar a resistência ao arrancamento adequada nesta zona. É desta forma que as pregagens mobilizam os esforços de tração, com o intuito de reduzir a deformação inicial da zona ativa e evitar a sua progressão. A Figura 3.8 ilustra o mecanismo de carga local gerado por uma pregagem instalada num talude.

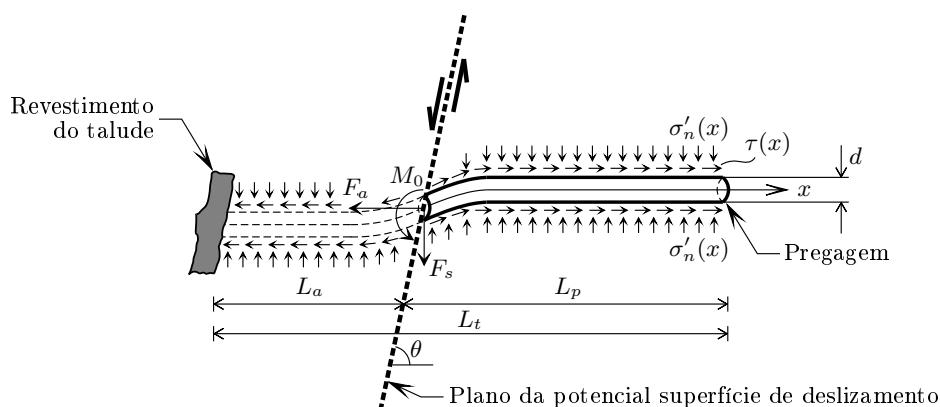


Figura 3.8: Mecanismo de carga local gerado por uma pregagem (adaptada de Lazarte et al., 2003; Zhou e Yin, 2008).

A análise do equilíbrio local de um elemento infinitesimal de pregagem (ver Figura 3.9) mostra que a variação do esforço de tração,  $T$ , ao longo da pregagem é proporcional à tensão de corte,  $\tau$ , na interface solo-pregagem (Schlosser e Unterreiner, 1994; Lazarte et al., 2003):

$$\tau = \frac{1}{\pi d} \frac{dT}{dx} \quad (3.2)$$

em que  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura) e  $x$  é a distância ao longo da pregagem.

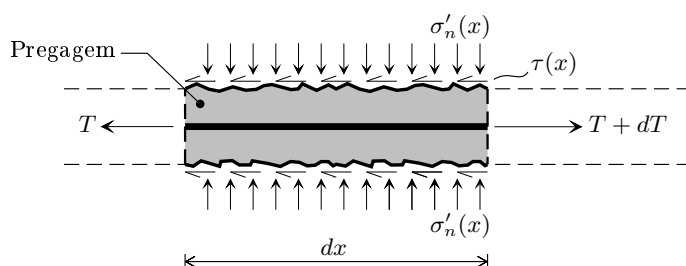


Figura 3.9: Equilíbrio de forças de um elemento infinitesimal de pregagem (adaptada de Schlosser e Unterreiner, 1994; Lazarte et al., 2003).

A mobilização progressiva, ao longo do comprimento total da pregagem, do valor máximo da tensão de corte comumente designado por atrito/resistência lateral solo-pregagem, é descrita por uma lei de comportamento geralmente complexa (Schlosser e Unterreiner, 1994):

$$\tau = \tau(y) \quad (3.3)$$

em que  $y$  representa o deslocamento relativo solo-pregagem.

Desta forma, a equação (3.2) representa o mecanismo de transferência entre a resistência lateral solo-pregagem,  $q_s$ , e o esforço de tração,  $T$ , na pregagem. Em geral, o esforço de tração à distância  $x$  ao longo da pregagem é dado por (Lazarte et al., 2003):

$$T(x) = \int_0^x \pi d q_s dx = \int_0^x Q_s dx \quad (3.4)$$

em que  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura) e  $Q_s$  é a resistência ao arrancamento mobilizada por unidade de comprimento (também designado por taxa de transferência de esforço).

Na rotura, que ocorre para um deslocamento relativo solo-pregagem da ordem do milímetro, o valor máximo da tensão de corte é igual ao valor da resistência lateral última solo-pregagem (Schlosser e Unterreiner, 1994). Esta resistência é determinante para o dimensionamento de soluções de pregagens, em virtude de ser essencial para calcular a resistência ao arrancamento das pregagens em qualquer um dos métodos de dimensionamento existentes. No que concerne à lei de comportamento, o leitor interessado em aprofundar o assunto poderá recorrer ao estudo do trabalho de Schlosser e Guilloux (1981), que inclui o desenvolvimento de um modelo teórico para a mesma tendo por base várias simplificações.

A mobilização da resistência lateral é um fenómeno que ocorre em torno do perímetro da interface solo-pregagem. Todavia, não pode ser estudado como um fenómeno unicamente local, visto que intervêm a deformação do maciço, o deslocamento relativo solo-pregagem, bem como a deformação relativa da pregagem. Além disso, conforme Schlosser e Guilloux (1981), a resistência lateral tem um carácter tridimensional influenciado por vários fatores inerentes às características da pregagem (nomeadamente, o estado da superfície lateral) e do solo (nomeadamente, a dilatância), que torna complexa não só a análise da mesma, mas também a previsão do seu valor, como se verá mais adiante no Capítulo 4. Para elucidar, em solos que exibam dilatância positiva, como resultado deste aspeto tridimensional,

há uma resposta da massa de solo em torno da pregagem, que se traduz num aumento significativo da tensão normal que se exerce sobre a pregagem e, por consequência, num aumento significativo do valor da resistência lateral. Esta resposta está associada a um efeito habitualmente denominado por dilatação impedida, que também será tratado mais adiante no Capítulo 4.

Sendo assim, em conformidade com Schlosser e Guilloux (1981), é extremamente complexo analisar e descrever a distribuição da resistência lateral solo-pregagem mobilizada ao longo da pregagem, a partir de uma lei elementar simples de atrito, uma vez que não existe unicidade em relação à lei esforço-deslocamento. A distribuição real da resistência lateral solo-pregagem não é uniforme e, de facto, é oposta em direção nas zonas ativa e passiva, como mostra a Figura 3.10, que ilustra duas prováveis distribuições, de autores diferentes, porém não muito distintas.

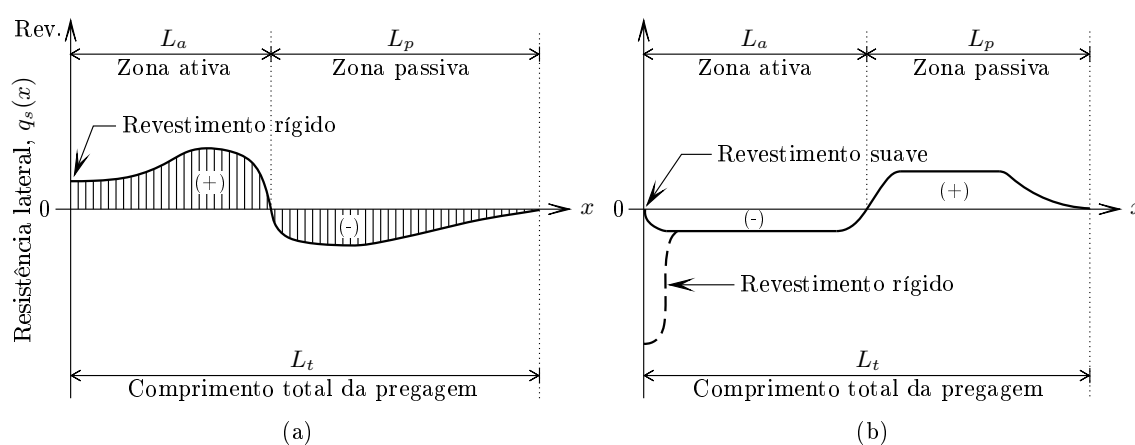


Figura 3.10: Prováveis distribuições da resistência lateral solo-pregagem numa pregagem: a) Distribuição de Lazarte et al. (2003); b) Distribuição de Barley et al. (1997a) e Phear et al. (2005).

Desta forma, atendendo à não uniformidade da distribuição da resistência lateral solo-pregagem, a variação do esforço de tração ao longo da pregagem desde o revestimento do talude até à zona passiva, representada na Figura 3.11 (Pormenor A), acontece da seguinte forma (Lazarte et al., 2003): i) inicia-se com o valor,  $T_0$ , em função do tipo de revestimento; ii) aumenta até atingir o valor máximo,  $T_{máx}$ , no comprimento intermédio; iii) diminui até ao valor zero na extremidade inserida na zona passiva.

De acordo com Lazarte et al. (2003) e Phear et al. (2005), a localização do esforço de tração máximo em cada pregagem ocorre na interface entre as zonas ativa e passiva. No entanto, esta interface pode não ser necessariamente a potencial superfície de deslizamento, mas é próxima. Este facto deve-se, tal como referido em 3.2, à complexidade tanto da zona onde se desenvolve a potencial superfície de deslizamento, como da transferência de esforços para as pregagens. Ao leitor interessado em aprofundar este aspecto recomenda-se o estudo do trabalho de Lazarte et al. (2003), que também citam os trabalhos de Plumelle et al. (1990) e Byrne et al. (1998).

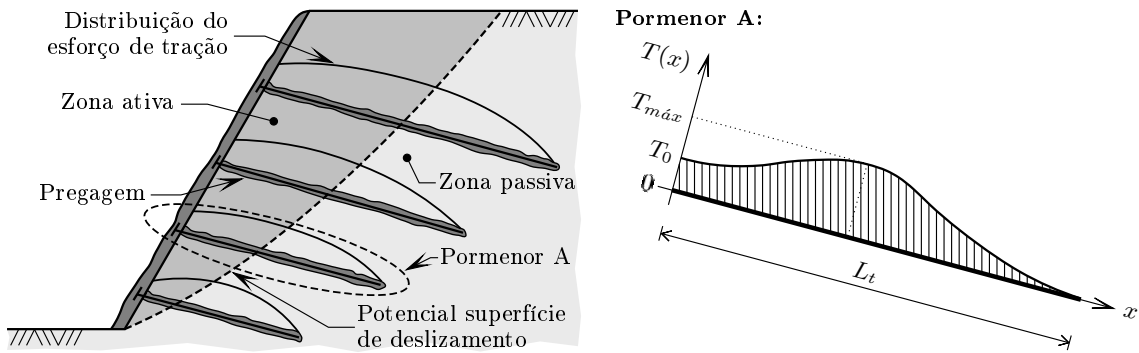


Figura 3.11: Distribuição do esforço de tração ao longo das pregagens (adaptada de Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005).

### 3.4.3 Distribuição simplificada do esforço de tração

Diante do que acaba de ser referido nos dois pontos anteriores, é muito difícil caracterizar a distribuição real do esforço de tração ao longo de uma pregagem. Então, conforme Lazarte et al. (2003), como simplificação, é frequente adotar-se uma distribuição constante para a resistência lateral solo-pregagem mobilizada ao longo da pregagem, o que resulta numa taxa de transferência de esforço constante,  $Q_s$ , que, com base na equação (3.4), é dada por:

$$Q_s = \pi d q_s \quad (3.5)$$

em que  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura) e  $q_s$  é a resistência lateral solo-pregagem. A Figura 3.12 ilustra a distribuição constante da resistência lateral solo-pregagem e a consequente distribuição linear do esforço de tração, ao longo do comprimento da pregagem inserido na zona passiva.

Sendo assim, para o projeto, a distribuição do esforço de tração ao longo da pregagem, representada na Figura 3.11, pode ser simplificada como mostra a Figura 3.13. Desta forma, admite-se a seguinte variação do esforço de tração desde o revestimento do talude até à zona passiva (Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005): i) inicia-se com o valor  $T_0$  na cabeça da pregagem; ii) aumenta linearmente com declive constante,  $Q_{s,ult}$ , até atingir o valor máximo,  $T_{máx}$ ; iii) decresce com declive constante,  $Q_{s,ult}$ , até ao valor zero na extremidade inserida na zona passiva. A taxa de transferência de esforço última,  $Q_{s,ult}$ , associada à resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , é dada pela equação:

$$Q_{s,ult} = \pi d q_{s,ult} \quad (3.6)$$

em que  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura).

O valor do esforço de tração  $T_{máx}$  é delimitado por três condições limite (ver Figuras 3.13 e 3.14) que determinam a resistência à tração de uma pregagem num determinado ponto (Clouterre, 2002):

1. a resistência da armadura;

2. a resistência ao arrancamento ou a resistência lateral solo-pregagem;
3. a resistência da ligação entre a pregagem e o revestimento do talude.

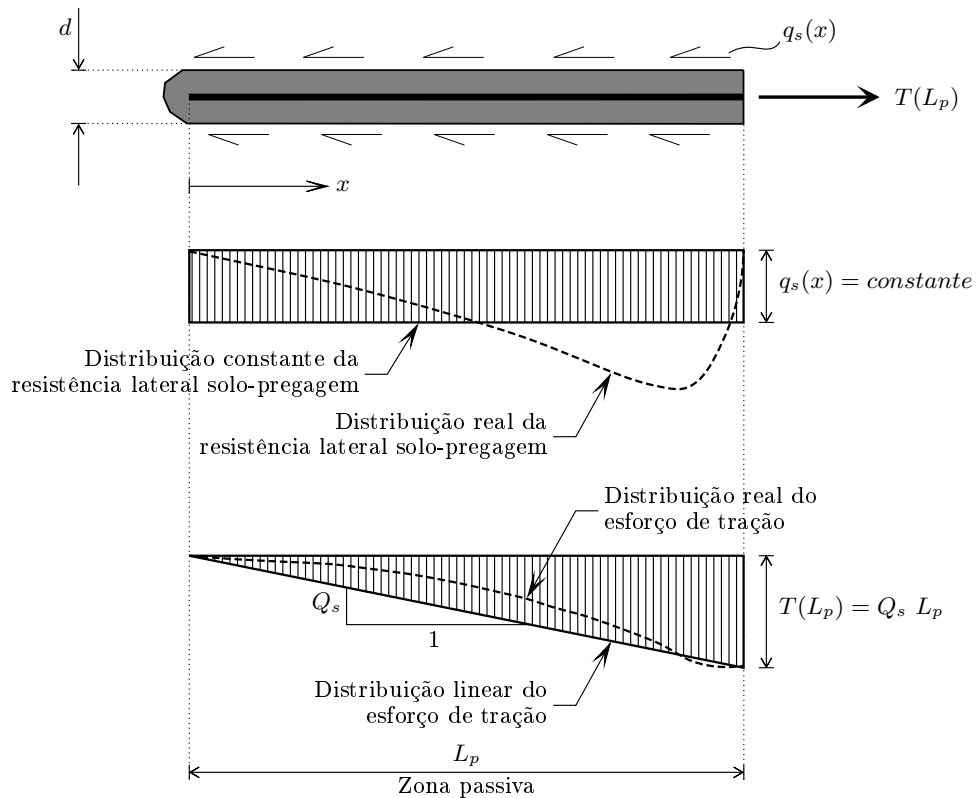


Figura 3.12: Distribuição constante da resistência lateral solo-pregagem e distribuição linear do esforço de tração, ao longo do comprimento da pregagem inserida na zona passiva (adaptada de Lazarte et al., 2003).

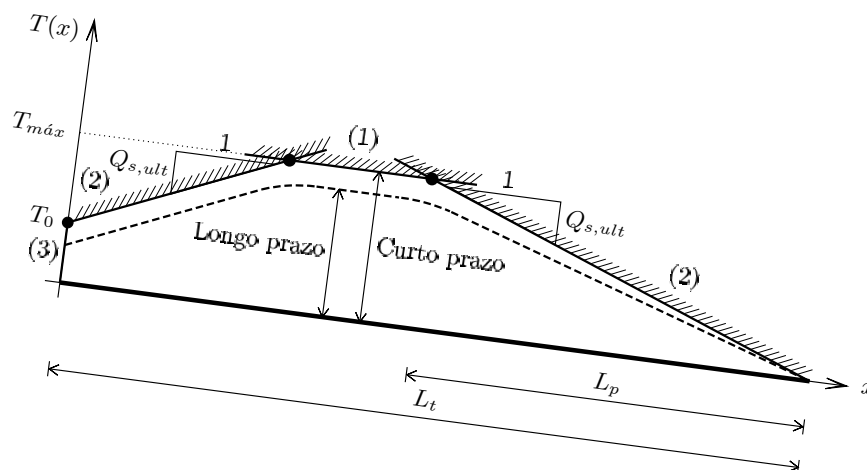


Figura 3.13: Distribuição simplificada do esforço de tração ao longo do comprimento total da pregagem (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005).

No entanto, conforme Phear et al. (2005), geralmente o valor  $T_{máx}$  é controlado pelas duas

primeiras condições limite, pelo que:

$$T_{m\acute{a}x} = \min \begin{cases} \text{Resist\^encia lateral solo-pregagem} \\ \text{Resist\^encia \^a tra\c{c}\~ao da armadura} \end{cases}$$

Tal como discutido em 3.4.2, é difícil identificar a localização exata do esforço de tração máximo, a fim de determinar a resistência à tração da pregagem. Todavia, em conformidade com Clouterre (2002), as justificações de estabilidade global estabelecidas por meio de um cálculo à rotura baseiam-se na resistência à tração das pregagens nos seus pontos de interseção com as superfícies de rotura consideradas (ver Figura 3.14). Portanto, aquando do dimensionamento aos estados limites últimos, que analisa ao mesmo tempo a estabilidade interna e a estabilidade externa da obra, é conveniente investigar as potenciais superfícies de rotura mais desfavoráveis simultaneamente durante a construção e no fim da construção. Esta investigação é importante no sentido de identificar os pontos da pregagem condicionantes para a determinação da resistência à tração e, porventura, de otimizar a solução de estabilização, nomeadamente, no que respeita ao número de pregagens e ao seu comprimento. Para além destes objetivos, tem o intuito de evitar o seguinte erro que, segundo Clouterre (2002), é por vezes cometido em projeto. Após se determinar, para uma dada distribuição de resistência das pregagens, a potencial superfície de rotura mais desfavorável, pode definir-se uma resistência à tração suficiente para assegurar o equilíbrio segundo esta superfície. Porém, não se pode concluir que essa resistência é suficiente para assegurar o equilíbrio do maciço, sem antes verificar outras potenciais superfícies de rotura que podem conduzir a conclusões distintas.

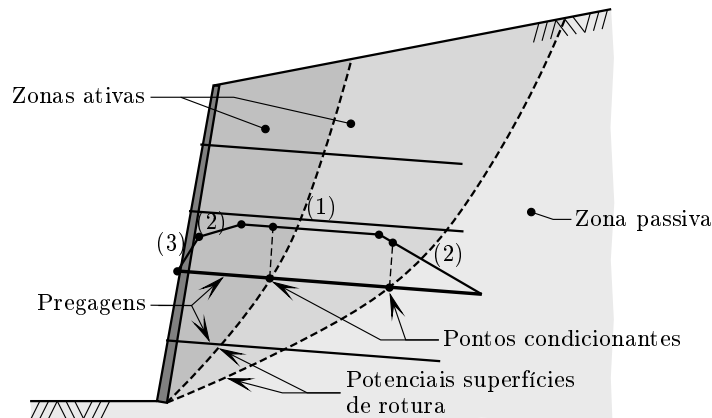


Figura 3.14: Resistência local de uma pregagem (adaptada de Clouterre, 2002).

Antes de encerrar este assunto importa salientar o desempenho das pregagens a curto e a longo prazo, que está ilustrado na Figura 3.13. Tal como acontece com as ancoragens pré-esforçadas, o desempenho das pregagens pode ser influenciado pelo efeito de fenómenos que se manifestam ao longo do tempo. De acordo com Juran e Elias (1991), a avaliação do desempenho a curto e a longo prazo requer a determinação do comportamento das pregagens em função dos parâmetros esforço, deslocamento e tempo, para a aplicação específica e condições do local. O desempenho a curto prazo é definido por uma relação

independente entre o tempo e a lei esforço-deslocamento, enquanto a avaliação do desempenho a longo prazo deve contabilizar o efeito de fenómenos que dependem do tempo, tais como a relaxação e a fluência. A relaxação é a diminuição com o tempo da tensão aplicada a um elemento sujeito a deformação constante e nas pregagens pode desenvolver-se na sua armadura de aço. No entanto, segundo Juran e Elias (1991), para um nível de tensão inferior ao limite elástico do aço, a perda de tensão normalmente não excede 5% da tensão máxima e o seu efeito sobre o deslocamento é desprezável.

A fluência é o aumento gradual da deformação dos materiais com o tempo quando estes são sujeitas a tensões constantes e, teoricamente, pode desenvolver-se em três componentes básicos do sistema solo-pregagem (Juran e Elias, 1991; Ferreira et al., 2012): i) no solo circundante à interface solo-pregagem; ii) na calda de cimento; iii) no aço (nomeadamente, na armadura e (ou) nos conetores). Adicionalmente, o maciço também pode ser suscetível a fenómenos de fluência em função do seu potencial de fluência que depende de diversas características do solo. Todavia, os coeficientes de fluência ou as taxas de movimento que estão associados tanto aos componentes mencionados como ao maciço são bastante reduzidos, sendo os deslocamentos e os assentamentos correspondentes, em muitos casos, desprezados para efeitos de projeto. Ao leitor interessado em aprofundar este assunto recomenda-se o estudo dos trabalhos de Juran e Elias (1991) e Fellenius (2012).

## 3.5 Estados limites

### 3.5.1 Generalidades

As soluções de pregagens são obras ou estruturas geotécnicas que, tal como a maioria das construções projetadas pelos engenheiros civis, devem satisfazer uma série de requisitos técnicos com custos e prazos de execução aceitáveis. Tradicionalmente, segundo Matos Fernandes (2011), esses requisitos podem resumir-se aos três seguintes: i) a estabilidade, isto é, a segurança em relação à rotura ou colapso estrutural; ii) a funcionalidade, isto é, a capacidade de as construções propiciarem o uso para que foram projetadas; iii) a durabilidade, de modo a cumprirem os requisitos precedentes durante a vida útil da estrutura. Em seguida descreve-se, de forma sucinta, a filosofia que baseia os métodos de dimensionamento geotécnico, isto é, os métodos usados no projeto de estruturas de solo pregado para satisfazer as condições de estabilidade e de funcionalidade referidas em i) e ii).

Os Eurocódigos Estruturais em aplicação em Portugal, e em particular o Eurocódigo 7 (EC 7) (NP EN 1997-1, 2010) dedicado ao dimensionamento de obras geotécnicas, têm como filosofia de base o dimensionamento segundo o conceito de estados limites (*limit state design*, LSD). Com efeito, atualmente, esta é a filosofia que baseia os métodos de dimensionamento das estruturas de solo pregado. Designa-se por estado limite um estado para além do qual a estrutura, ou parte desta, deixa, por qualquer forma, de satisfazer as funções para que foi projetada. Dentro dos estados limites, podem distinguir-se (Matos Fernandes, 2011):

- os estados limites últimos;

- os estados limites de utilização.

A forma de aplicação do método dos estados limites adotada no EC 7 (NP EN 1997-1, 2010) é designada por Metodologia Europeia. Conforme Matos Fernandes (2011), esta metodologia funda-se basicamente em cinco passos e tem como finalidade principal a verificação da segurança, isto é, a demonstração de que a ocorrência de um estado limite último ou de utilização é suficientemente improvável. Nas secções seguintes aborda-se o primeiro passo fundamental, isto é, faz-se a identificação dos potenciais estados limites que devem ser considerados no dimensionamento de uma solução de pregagens.

### 3.5.2 Estados limites últimos

Os estados limites últimos, estados associados com o colapso ou outras formas similares de rotura, têm a ver com a condição de estabilidade referida em 3.5.1. Estes estados limite podem traduzir-se num ou mais mecanismos de colapso ou de rotura, quando o valor de cálculo do efeito das ações excede o valor de cálculo da resistência do sistema solo-pregagem ou de um dos seus elementos estruturais principais. Sendo assim, no mínimo, o dimensionamento de um sistema solo-pregagem deve assegurar que é suficientemente improvável que sejam excedidos os potenciais mecanismos de rotura ilustrados nas Figuras 3.15 e 3.16 e classificados como (Phear et al., 2005; GEO, 2008):

- **mecanismos de rotura externos:** mecanismos relacionados essencialmente com o desenvolvimento de potenciais superfícies de rotura fora da massa de solo reforçada; todavia, as superfícies de rotura podem ou não intersestar as pregagens; a rotura pode ocorrer pelas seguintes formas:
  - perda de estabilidade global;
  - rotura por deslizamento;
  - rotura da fundação e rotura por rotação.

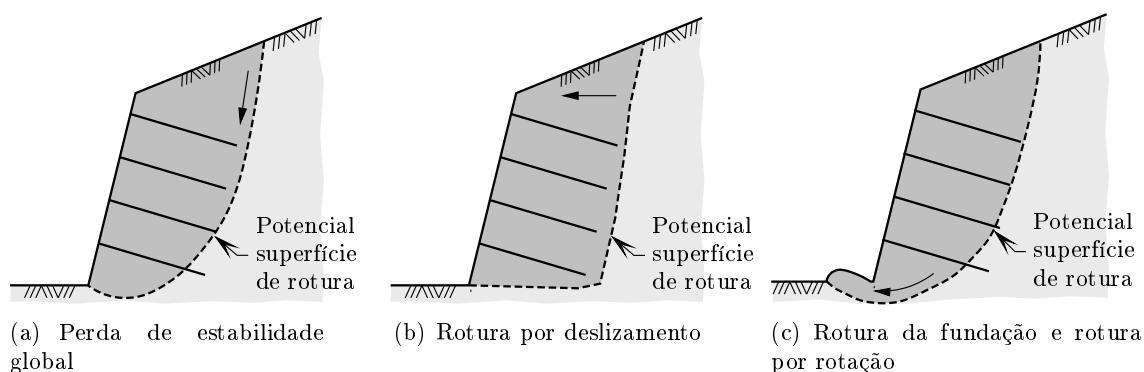


Figura 3.15: Potenciais mecanismos de rotura externos de um sistema solo-pregagem (adaptada de GEO, 2008).

- **mecanismos de rotura internos:** mecanismos associados a roturas dentro da massa de solo reforçada; as potenciais superfícies de rotura intersestar as pregagens;

as roturas podem ocorrer na zona ativa, na zona passiva, ou em ambas as zonas do sistema; a rotura pode acontecer pelas seguintes formas:

- arrancamento das pregagens por causa da rotura na interface solo-pregagem ou na interface armadura-calda (no caso de pregagens seladas por injeção de calda);
- rotura estrutural das pregagens mediante a ação isolada ou combinada dos esforços de tração, corte e flexão;
- rotura estrutural do revestimento por flexão ou punçoamento;
- rotura estrutural da ligação entre a cabeça das pregagens e o revestimento ou da ligação entre a cabeça das pregagens e a armadura;
- rotura estrutural da placa de apoio por punçoamento ou insuficiência de capacidade resistente relativamente às tensões aplicadas;
- rotura da massa de solo, isto é, o terreno desintegra-se e escorrega em torno do corpo e da cabeça das pregagens;
- rotura do terreno sob a cabeça das pregagens por insuficiência de capacidade resistente relativamente ao carregamento;
- rotura do revestimento e (ou) do solo entre as cabeças das pregagens.

Adicionalmente, pode ser necessário considerar os estados limites últimos de outras estruturas ou redes de serviços localizadas na vizinhança, que possam ser afetadas pela eventual ocorrência de um ou mais mecanismos de rotura no sistema solo-pregagem.

O EC 7 (NP EN 1997-1, 2010) estabelece que, tanto quanto possível, as estruturas de suporte deverão ser projetadas de tal modo que a aproximação de um estado limite último se manifeste por sinais visíveis. Assim, o projeto deverá salvaguardar a estrutura de solo pregado em relação a uma rotura frágil, ou seja, a um colapso repentino sem deformações prévias claramente visíveis.

### 3.5.3 Estados limites de utilização

Os estados limites de utilização (também comumente designados por estados limites de serviço) têm a ver com a condição de funcionalidade referida em 3.5.1, isto é, representam as condições para além das quais a estrutura de solo pregado, ou um elemento estrutural, deixa de satisfazer determinada exigência de desempenho sem envolver o colapso. Além disso, têm a ver com a deformação tolerável ou aceitável para a resistência e para a funcionalidade de outras estruturas localizadas na vizinhança (Matos Fernandes, 2011).

Os estados limites de utilização associados a soluções de pregagens estão essencialmente relacionados com: i) a ocorrência de deformações superiores às admissíveis do terreno ou da estrutura; ii) a ocorrência de infiltrações de água ou obstruções dos sistemas de drenagem. O desempenho de um sistema solo-pregagem deve satisfazer os requisitos de utilização em relação a estas ocorrências, caso contrário, elas podem resultar em diversos estados limite. Os estados limite mais comuns incluem os estados listados abaixo (ver também a Figura 3.17) que, eventualmente, podem levar a estados limites últimos em virtude de uma deterioração progressiva (Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005; GEO, 2008):

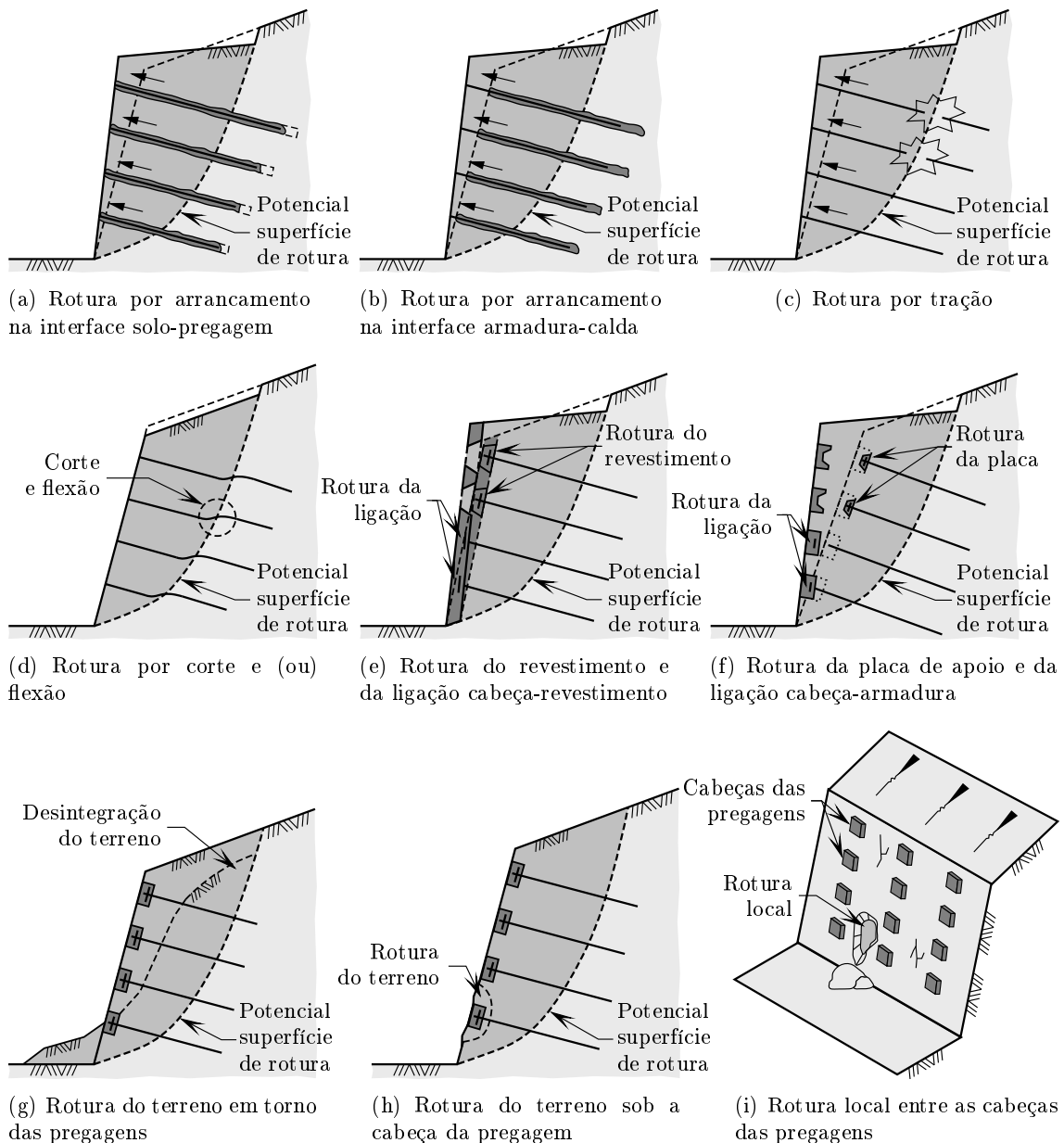


Figura 3.16: Potenciais mecanismos de rotura internos de um sistema solo-pregagem (adaptada de GEO, 2008).

- tensões ou deslocamentos da face do talude que podem afetar a aparência visual do revestimento, resultar em manutenção imprevista e (ou) originar danos nos sistemas de drenagem;
- deformações na face do talude que podem prejudicar o serviço de quaisquer estruturas, redes de serviços ou infraestruturas adjacentes;
- assentamentos totais ou diferenças excessivos na crista ou no pé do talude (que podem ter o mesmo efeito dos estados acima mencionados);

- fendilhação nos revestimentos rígidos (quando utilizados);
- folgas excessivas nos revestimentos suaves ou flexíveis (quando utilizados).

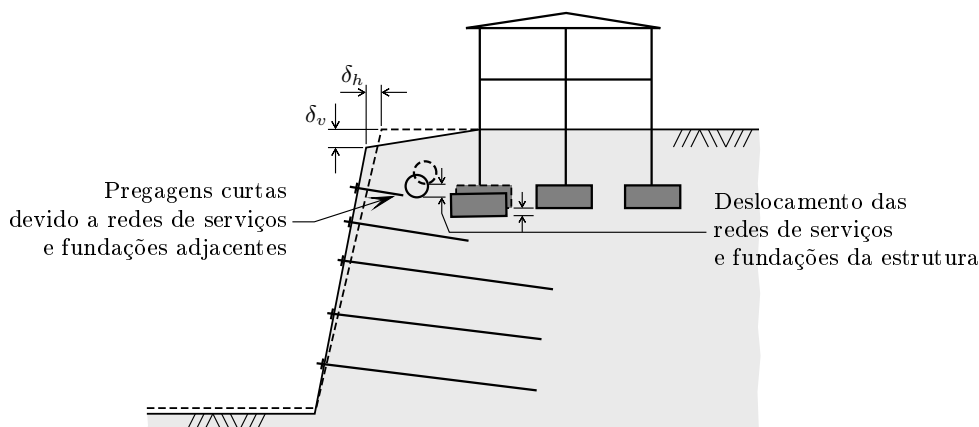


Figura 3.17: Ilustração dos estados limites de utilização de um sistema solo-pregagem ( $\delta_h$  é o deslocamento horizontal;  $\delta_v$  é o deslocamento vertical) (adaptada de Phear et al., 2005).

A Figura 3.17 permite observar a deformação de um sistema solo-pregagem, bem como os deslocamentos que esta deformação pode originar em estruturas e redes de serviços vizinhas. A deformação de um sistema solo-pregagem pode ser difícil de avaliar, pois é governada por vários fatores, que incluem (GEO, 2008): i) o perfil geotécnico do terreno; ii) a rigidez do solo; iii) a inclinação do talude; iv) a disposição das pregagens. Contudo, a deformação do sistema, geralmente, será reduzida e dispensará uma avaliação rigorosa dos deslocamentos, se no dimensionamento forem adotados os coeficientes parciais recomendados e se na construção forem adotados métodos e faseamentos construtivos apropriados.

Quando a eventual deformação excessiva do sistema solo-pregagem é motivo de preocupação (por exemplo, devido à existência de estruturas suportadas pelo talude, como mostra a Figura 3.17), deve ser realizada uma avaliação mais rigorosa dos deslocamentos, mediante uma análise tensão-deformação. A análise tensão-deformação, em geral, é realizada por intermédio de uma modelação numérica do sistema através de programas computacionais baseados, por exemplo, no método dos elementos finitos. Esta análise visa demonstrar que os deslocamentos esperados do sistema estão dentro dos valores limites admissíveis, tendo em consideração, conforme estipulado no EC 7 (NP EN 1997-1, 2010), a tolerância em relação a deslocamentos das estruturas e das redes de serviços suportadas.

As orientações gerais para a seleção dos parâmetros de deformação (designadamente, os valores limites dos deslocamentos) estabelecidas com base em correlações empíricas, podem ser encontradas nos trabalhos de Clouterre (1991) e Phear et al. (2005). No entanto, conforme Phear et al. (2005), os donos de obra e os projetistas não devem selecionar deformações limite muito reduzidas, a menos que sejam requeridas por alguma razão em particular. Na realidade, as deformações são inevitáveis e essenciais para a mobilização da resistência do sistema solo-pregagem e, por isso, constituem uma condição importante aquando da verificação da adequabilidade das soluções de pregagens a um local específico.

### 3.6 Requisitos gerais e coeficientes de segurança

A verificação da segurança de um sistema solo-pregagem implica, naturalmente, que a resistência do sistema seja maior do que as solicitações com uma margem de segurança adequada. A adoção da margem de segurança adequada faz-se, habitualmente, recorrendo à noção de coeficiente de segurança global e, atualmente, com a utilização do EC 7 (NP EN 1997-1, 2010) no projeto geotécnico, segundo a metodologia que recorre aos coeficientes de segurança parciais (Guerra, 2009).

A noção de coeficiente de segurança global, segundo a metodologia que recorre aos coeficientes de segurança globais, é a maneira como, tradicionalmente, a verificação da segurança no dimensionamento dos sistemas solo-pregagem era realizada. A sua aplicação, conceptualmente, é bastante simples (ver Figura 3.18) e consiste em (Phear et al., 2005; Matos Fernandes, 2011): i) calcular o efeito das forças instabilizadoras ou solicitantes,  $S$ , na superfície crítica de deslizamento; ii) calcular as forças estabilizadoras,  $R$ , que são uma combinação de forças resistentes atribuível às forças tangenciais mobilizáveis na superfície crítica de deslizamento (resistência do terreno) e às forças de arrancamento das pregagens mobilizáveis na zona passiva (resistência das pregagens ao arrancamento); iii) proceder a uma comparação entre as forças (ou os efeitos das mesmas) referidos em i) e ii), o que pode ser concretizado de diversas formas, como abaixo se verá.

A forma tradicional de no dimensionamento dos sistemas solo-pregagem comparar as forças (ou os efeitos das mesmas) referidos em i) e ii) é por meio da razão (Phear et al., 2005; Matos Fernandes, 2011):

$$F = \frac{R}{S} \quad (3.7)$$

em que  $F$  representa o que convencionalmente se designa por coeficiente global de segurança. Deste modo, quanto maior for o valor de  $F$  acima da unidade, maior é a margem de segurança para uma dada situação concreta.

Outra forma de exprimir a equação (3.7) é a seguinte (Guerra, 2009; Matos Fernandes, 2011):

$$S_{adm} = \frac{R}{F} \quad (3.8)$$

em que  $S_{adm}$  representa a ação ou solicitação admissível do sistema. Esta forma mostra mais claramente por que razão este método é designado na literatura da especialidade por método das tensões admissíveis (*allowable stress design*, ASD). A ideia é que os esforços aplicados ou de serviço,  $S$ , não excedam em cada elemento ou secção do sistema um dado valor admissível,  $S_{adm}$ , sendo este igual ao valor do esforço resistente,  $R$ , dividido por um fator,  $F$ , superior a 1.

Os valores de  $F$  selecionados em função da verificação da segurança em causa, geralmente considerados satisfatórios, eram os seguintes (CP2, 1951; Phear et al., 2005): i) valor entre 1.3 e 1.5 para a rotura por perda de estabilidade global; ii) valor de 2.0 para as roturas por deslizamento e por rotação; iii) valor de 3.0 para a rotura da fundação. Estes valores eram usualmente utilizados em combinação com um fator de segurança de valor entre 2.0 e 2.5 que afetava (reduzia) a resistência lateral solo-pregagem. As razões que justificam a aplicação de um fator de segurança independente (ou fator parcial) à resistência lateral

solo-pregagem, encontram-se mencionadas no trabalho de Phear et al. (2005). Assim, nesta metodologia, as incertezas envolvidas no dimensionamento, quaisquer que fossem, eram tidas em consideração, no seu conjunto, unicamente através dos fatores de segurança precedentes.

Acontece que esta abordagem tradicional, apesar de ainda em prática em alguns meios (como se verá no Capítulo 4), foi abandonada por diversas normas e guias de projeto correntes, tais como o EC 7 (NP EN 1997-1, 2010) e o Clouterre (1991). A razão do seu abandono deve-se à incompatibilidade com os movimentos para a introdução da filosofia de dimensionamento baseada no conceito de estados limites no projeto geotécnico. Deste modo, foi substituída pela metodologia que adota um conjunto de coeficientes de segurança parciais, que permite distribuir a segurança sobre cada um dos parâmetros (nomeadamente, ações e propriedades resistentes) intervenientes no cálculo da estabilidade (Clouterre, 1991).

De acordo com esta metodologia, com base em coeficientes de segurança parciais que afetam (reduzem) os valores característicos das propriedades resistentes e (ou), eventualmente, das próprias resistências, é determinada a resistência de cálculo,  $R_d$ , do sistema solo-pregagem. De forma similar, com base em coeficientes parciais que afetam (majoram) os valores característicos das solicitações ou ações, é determinada a ação de cálculo,  $A_d$ , do sistema. No Capítulo 4 serão fornecidos os valores dos coeficientes parciais propostos por diversas normas e guias de projeto correntes. Esta abordagem é expressa pela inequação (3.9) e é ilustrada na Figura 3.18. A segurança para cada estado limite último fica verificada se (Phear et al., 2005; Guerra, 2009):

$$\underbrace{\frac{\sum R_N}{\gamma_N} + \frac{R_S}{\gamma_S}}_{R_d} \geq \underbrace{S_D \gamma_D}_{A_d} \quad (3.9)$$

em que  $R_N$  e  $R_S$  são os valores característicos das forças resistentes referentes às pregagens e ao solo, respetivamente,  $S_D$  é o valor característico das forças instabilizadoras e,  $\gamma_N$ ,  $\gamma_S$  e  $\gamma_D$  são coeficientes parciais ( $\geq 1.00$ ) para obter os valores de cálculo das forças.

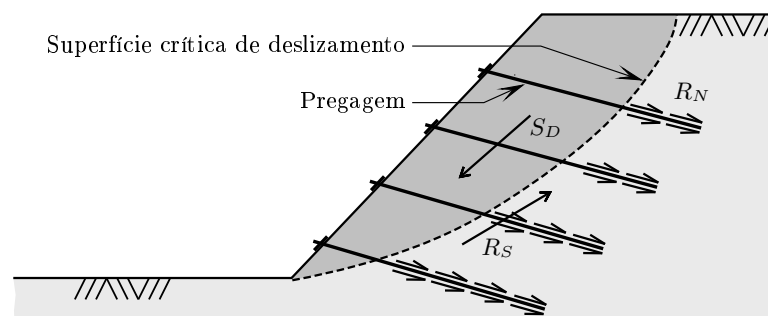


Figura 3.18: Forças resistentes e instabilizadoras para a estabilidade do talude (adaptada de Phear et al., 2005).



## Capítulo 4

# Projeto de soluções de estabilização de taludes recorrendo a pregagens

### 4.1 Considerações gerais

O Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010) estabelece a base geral para os aspetos geotécnicos do projeto de soluções de pregagens. A Norma Europeia EN 14490 (2010) estabelece os princípios gerais para a execução, ensaios, supervisão e monitorização de soluções de pregagens. Com a inexistência de um guia de projeto em Portugal que forneça recomendações específicas para o projeto de soluções de pregagens, os projetistas e empreiteiros necessitam de recorrer a normas internacionais e a trabalhos desenvolvidos noutros países, que estão reportados em guias de projeto, para obter a informação em falta que pretendam.

Deste modo, é oportuno reunir as recomendações específicas fornecidas em várias normas internacionais, guias de projeto e trabalhos de pesquisa que contêm conclusões relevantes e úteis para o projeto de soluções de pregagens. Neste sentido, no presente capítulo, inicialmente será tratada a metodologia de projeto. Posteriormente, serão identificadas as normas internacionais e os guias de projeto correntes e, depois, será discutida a posição de cada norma e guia de projeto em relação a diversos assuntos. De seguida, serão apresentadas recomendações específicas, provenientes das normas e guias de projeto correntes e de trabalhos de pesquisa, para vários aspetos do projeto, nomeadamente a avaliação da resistência lateral solo-pregagem, o dimensionamento da solução de revestimento do talude e da placa de apoio da cabeça da pregagem e a definição do comprimento e distribuição das pregagens. Por fim, serão abordados os métodos de dimensionamento usuais de soluções de pregagens e a monitorização do comportamento destas soluções, incluindo a instrumentação geralmente utilizada.

## 4.2 Metodologia de projeto

Os cinco elementos principais necessários para o projeto geotécnico de soluções de estabilização recorrendo a pregagens, que são comuns a outras obras ou estruturas geotécnicas, estão representados na Figura 4.1 e são definidos de forma detalhada no trabalho de Burland (1987). Cada elemento envolve atividades distintas e rigorosas que devem ser claramente identificadas e executadas, a fim de garantir que nenhum estado limite relevante é excedido (Phear et al., 2005). O Eurocódigo 7 (EC 7) (NP EN 1997-1, 2010) e a norma EN 14490 (2010) estabelecem as orientações gerais para identificar essas atividades, bem como os requisitos e a base geral para os aspetos geotécnicos do projeto.

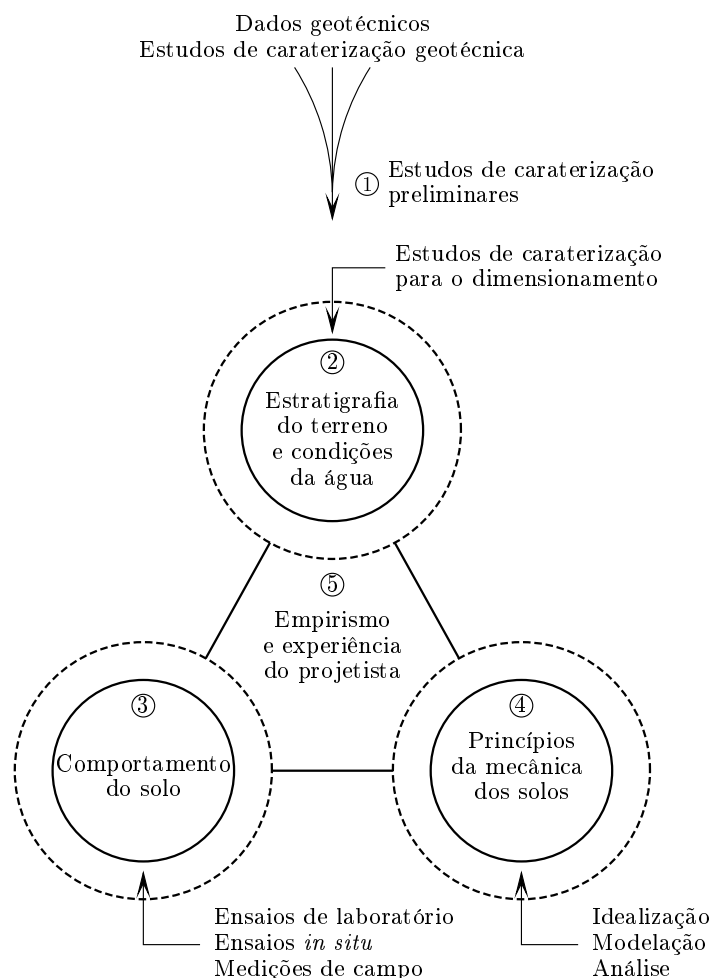


Figura 4.1: Elementos do projeto geotécnico (adaptada de Burland, 1987; Phear et al., 2005).

A complexidade do projeto geotécnico e as consequências de uma rotura são considerações essenciais no momento de decidir o grau de rigor requerido em aspetos como (Phear et al., 2005): i) os estudos de caracterização geotécnica; ii) o projeto; iii) a seleção dos materiais da pregagem; iv) a pormenorização construtiva que garanta a durabilidade; v) os ensaios durante a construção; vi) a supervisão local durante a construção; vii) a

monitorização do comportamento da estrutura ou obra; viii) a manutenção da estrutura ou obra. Com o propósito de estabelecer o grau de rigor mínimo exigido, o EC 7 (NP EN 1997-1, 2010) define três Categorias Geotécnicas, CG 1, CG 2 e CG 3 (por ordem crescente de complexidade ou risco) (Correia, 2010). Essas categorias podem ser atribuídas a uma determinada estrutura, ou a um determinado aspeto do seu projeto, em função da complexidade do projeto geotécnico e da classe de consequências (CC) da estrutura. A Categoria Geotécnica 2 (CG 2) é aproximadamente equivalente ao risco médio e a maioria das estruturas de solo pregado inserem-se nesta categoria (Phear et al., 2005).

Tal como acontece com qualquer outra atividade de Engenharia Civil, o projeto de uma solução de pregagens compreende duas etapas principais: i) o projeto conceptual (também conhecido por projeto preliminar); ii) o projeto detalhado. O projeto é um processo que começa com estudos de viabilidade da solução. A verificação e a melhoria do projeto devem continuar durante a fase de construção por meio de técnicas de observação e monitorização, com o intuito de identificar potenciais problemas e facilitar uma possível redução de custos. A observação e a modificação do projeto durante a fase de construção são particularmente importantes para as estruturas de solo pregado (Phear et al., 2005).

O projeto conceptual de estruturas de solo pregado deve começar na fase inicial dos estudos e é útil para (Phear et al., 2005): i) o planeamento do projeto; ii) escolher as técnicas de investigação geotécnica apropriadas; iii) obter informação com suficiente detalhe para estimar custos na fase dos estudos de viabilidade; iv) quando alternativas estejam a ser consideradas. Nesta etapa avalia-se a adequabilidade da solução de pregagens em relação a outras soluções de estabilização tendo em consideração vários fatores, tais como: i) a caracterização do terreno; ii) as condições de água no terreno; iii) as restrições do local (nomeadamente, acessos e redes de serviços); iv) a deformação admissível da própria estrutura e, eventualmente, a deformação tolerável ou aceitável de estruturas localizadas na vizinhança. Além disso, normalmente é apenas requerida uma análise rudimentar de aspetos como: i) a geometria do talude; ii) a disposição, o espaçamento e o comprimento das pregagens; iii) os sistemas de drenagem; iv) as soluções de revestimento. Em Phear et al. (2005) são analisados, entre outros, os fatores e os aspetos referidos.

O projeto conceptual é apenas a primeira etapa de qualquer projeto de estruturas de solo pregado. Seja qual for o método utilizado para o projeto conceptual, um projeto detalhado deve ser sempre preparado antes da construção. O projeto detalhado baseia-se na informação acerca do solo, condições de água no terreno, ações, geometria e tipo de pregagem a ser utilizado. Esta etapa é realizada visando o cumprimento dos seguintes requisitos principais (Phear et al., 2005): i) satisfazer o equilíbrio de forças e momentos (resistência e estabilidade); ii) limitar os deslocamentos (funcionalidade); iii) manter estes critérios de desempenho ao longo da vida útil de projeto (durabilidade). Ao leitor especialmente interessado em aprofundar o assunto recomenda-se a análise do trabalho de Phear et al. (2005), que contém um fluxograma que identifica todos os passos que constituem a metodologia típica do projeto detalhado.

De entre os passos que constituem a metodologia típica do projeto detalhado, para a conceção de soluções de pregagens, são considerados passos imprescindíveis: i) identificar e decidir quais as normas e guias de projeto a utilizar; ii) verificar os valores dos coeficientes de segurança; iii) avaliar a resistência lateral solo-pregagem; iv) dimensionar o

revestimento do talude; v) dimensionar a placa de apoio da cabeça da pregagem; vi) definir o comprimento e distribuição das pregagens. Neste sentido, estes passos serão analisados nas secções seguintes, com o intuito de fornecer ao leitor informação prática sobre eles, assim como bibliografia onde pode ser obtida informação detalhada adicional.

### 4.3 Normas internacionais e guias de projeto

As normas internacionais e os guias de projeto correntes, que podem ser utilizados para adquirir informação para o projeto de soluções de estabilização recorrendo a pregagens, são os seguintes (Phear et al., 2005):

- Eurocódigo 7 (EC 7) *Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais* (NP EN 1997-1, 2010);
- nrEN 14490:2010 *Execution of special geotechnical works - Soil nailing* (EN 14490, 2010);
- prEN 14490:2002 *Execution of special geotechnical works - Soil nailing* (prEN 14490, 2002);
- *Proposed specifications for LRFD soil-nailing design and construction* (Lazarte, 2011);
- *Geoguide 7 - Guide to soil nail design and construction* (GEO, 2008);
- *Soil nailing - Best practice guidance* (Phear et al., 2005);
- *Nordic guidelines for reinforced soils and fills* (Rogbeck et al., 2005);
- *Geotechnical engineering circular n.º 7, Soil nail walls* (Lazarte et al., 2003);
- *Projet National Clouterre, Recommandations Clouterre 1991* (Clouterre, 1991) e *Projet National Clouterre II, Additif 2002 aux Recommandations Clouterre 1991* (Clouterre, 2002);
- BS 8006: 1995 *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills* (BS 8006, 1995);
- *Design methods for the reinforcement of highway slopes by reinforced soil and soil nailing techniques* (HA 68/94, 1994);
- BS 8081: 1989 *Code of practice for ground anchorages* (BS 8081, 1989).

Nas secções seguintes serão apresentadas as principais recomendações das normas internacionais e dos guias de projeto referidos, bem como de vários trabalhos de pesquisa, para os aspetos do dimensionamento de soluções de pregagens que irão ser tratados.

## 4.4 Coeficientes de segurança

A Tabela 4.1 apresenta um resumo dos coeficientes de segurança recomendados em algumas das normas e dos guias de projeto mencionados em 4.3. Esta tabela não apresenta os coeficientes definidos em Lazarte (2011) e dá maior relevância às normas e aos guias de projeto europeus, uma vez que estes estão mais de acordo com a filosofia de dimensionamento dos Eurocódigos discutida no Capítulo 3 (ver 3.5.1 e 3.6). Os guias de projeto Clouterre (2002) e Phear et al. (2005) também não são citados na tabela, visto que o primeiro não modificou os coeficientes definidos em Clouterre (1991) e o segundo adota os mesmos coeficientes da norma NP EN 1997-1 (2010) e da pré-norma prEN 14490 (2002).

De acordo com Phear et al. (2005), ao considerar um modelo de estabilidade e coeficientes parciais, é preferível seguir um dos códigos de projeto de forma consistente e não combinar elementos de cada um, porque geralmente tais coeficientes são o resultado de um exercício de calibração. No entanto, os Eurocódigos não contêm informação suficiente para um projeto completo, portanto, como se verá ao longo do presente capítulo, é necessário adotar recomendações de outros códigos para diversas partes do projeto.

## 4.5 Avaliação da resistência lateral solo-pregagem

### 4.5.1 Generalidades

Conforme referido no Capítulo 3 (ver 3.4.2), a resistência lateral solo-pregagem é um parâmetro determinante para calcular a resistência ao arrancamento das pregagens em qualquer um dos métodos de dimensionamento existentes. Portanto, a resistência lateral solo-pregagem tem um papel preponderante no projeto de soluções de pregagens e a sua avaliação deve ser equacionada de forma adequada pelos projetistas.

Acontece que a avaliação da resistência lateral solo-pregagem continua a constituir uma das principais dificuldades com que se deparam os projetistas no dimensionamento de sistemas solo-pregagem. Infelizmente, atualmente mantém-se pouco alterada a situação identificada à data por Guilloux (1984), isto é, apesar dos esforços desenvolvidos por diversos investigadores, ainda não é possível determinar este parâmetro em função das características intrínsecas do solo. Deste modo, esta secção visa contribuir para responder à dificuldade referida, fornecendo várias formas práticas de avaliar a resistência lateral solo-pregagem e (ou) a resistência ao arrancamento das pregagens. As formas práticas que serão apresentadas são, essencialmente, baseadas na escassa informação geotécnica que normalmente os projetistas têm ao seu dispor.

Num primeiro contacto com o problema, constata-se que existe uma abordagem teórica que aparenta ser uma forma fácil e rápida de avaliar a resistência lateral solo-pregagem. A resistência lateral pode ser caracterizada por uma tensão de corte máxima,  $\tau_{máx}$ , que se exerce na interface solo-pregagem, como mostra a Figura 4.2. Sendo assim, conhecendo-se a coesão efetiva,  $c'_{cont}$ , e o ângulo de atrito efetivo,  $\phi'_{cont}$ , no contacto solo-pregagem, bem

Tabela 4.1: Resumo dos coeficientes de segurança (adaptada de Pedley, 2001; Phear et al., 2005).

Metodologia	Coeficientes globais			Coeficientes parciais					
	BS 8081 (1989)	Lazarte et al. (2003)	GEO (2008)	Clouterre (1991)	HA 68/94 (1994)	BS 8006 (1995)	Rogbeck et al. (2005)	EC 7 (NP EN 1997-1, 2010) e prEN 14490 (2002)	
								AC 1-1 <sup>1</sup>	AC 1-2 <sup>2</sup>
<i>Ações</i>									
Peso próprio do terreno	N/a <sup>3</sup>	1.00	N/a <sup>3</sup>	1.05 <sup>4</sup> /0.95 <sup>5</sup>	1.00	1.50	1.00 <sup>4</sup> /1.00 <sup>5</sup>	1.35 <sup>4</sup> /1.00 <sup>5</sup>	1.00 <sup>4</sup> /1.00 <sup>5</sup>
Outras ações permanentes		1.00		1.20 <sup>4</sup> /0.90 <sup>5</sup>	1.00	1.20	1.00 <sup>4</sup> /1.00 <sup>5</sup>	1.35 <sup>4</sup> /1.00 <sup>5</sup>	1.00 <sup>4</sup> /1.00 <sup>5</sup>
Variáveis		1.00		1.33	1.00	1.30	1.30	1.50	1.30
<i>Propriedades do terreno</i>									
$\tan \phi'$	N/a <sup>3</sup>	1.00	N/a <sup>3</sup>	1.20-1.30	1.30-1.50	1.00	1.20	1.00	1.25
$c'$		1.00		1.50-1.65	< 5.00 kPa	1.60	1.60	1.00	1.25
$c_u$		1.00		1.30-1.40	Não usado	1.00	1.50	1.00	1.40
Resistência lateral solo-pregagem	2.50-3.00	2.00	1.50-2.00	1.40-1.50 <sup>6</sup> ou 1.80-1.90 <sup>7</sup>	1.00	1.30	Como a prEN14490	1.10-1.5 multiplicado por um fator extra de 1.25-2.00 <sup>8</sup>	
Ensaio	Requer	Requer	Requer	Requer			Requer	Requer	
Estabilidade global	1.30	1.35	1.00-1.40	1.125	1.00	1.25	1.00	1.00	

**Notas:**

1. Abordagem de Cálculo 1 - Combinação 1; | 3. Não aplicável; | 5. Efeito favorável; | 7. Ábacos;

2. Abordagem de Cálculo 1 - Combinação 2; | 4. Efeito desfavorável; | 6. Ensaio; | 8. Ver Secção 4.5.4.

como a tensão normal efetiva,  $\sigma'_n$  (definida em função do coeficiente de impulso lateral do terreno,  $K_L$ , e da tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ ), exercida sobre a superfície da pregagem, seria possível obter o valor da tensão de corte máxima com base no critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, por meio da equação (Guilloux, 1984):

$$\tau_{máx} = c'_{cont} + \sigma'_n \tan \phi'_{cont} \quad (4.1)$$

pelo que, a resistência lateral solo-pregagem,  $q_s$ , seria dada por:

$$q_s = \tau_{máx} \quad (4.2)$$

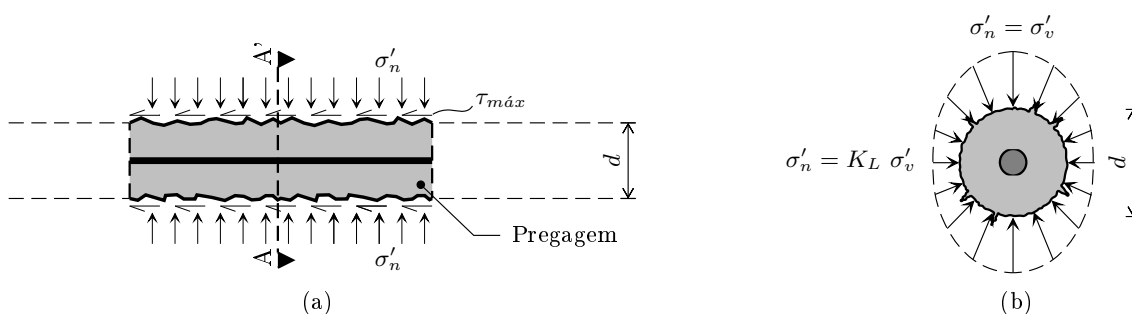


Figura 4.2: Tensões atuantes na interface solo-pregagem: a) Corpo da pregagem (adaptada de Schlosser e Unterreiner, 1994); b) Seção transversal, A-A' (adaptada de HA 68/94, 1994; Zhou e Yin, 2008).

No entanto, a utilização desta abordagem teórica é mais complexa do que possa parecer inicialmente, por diversas razões. Por um lado, é muito difícil conhecer com exatidão os parâmetros  $c'_{cont}$  e  $\phi'_{cont}$ . Conforme Guilloux (1984), estes parâmetros são muito difíceis de determinar experimentalmente em laboratório, em virtude de ser muito complicado reproduzir com exatidão o contacto solo-pregagem tal e qual ele existe em obra. Além disso, os ensaios laboratoriais deste tipo geralmente envolvem tempos e custos incompatíveis com o tipo de obras em estudo no presente trabalho.

Por outro lado, a tensão normal efetiva é igualmente muito difícil de avaliar, uma vez que depende do coeficiente de impulso lateral do terreno que, por sua vez, depende do estado de tensão do maciço. Além disso, esta tensão pode ser influenciada por diversos fatores que, por consequência, podem influenciar a resistência lateral solo-pregagem. Em conformidade com Schlosser e Guilloux (1981) e Phear et al. (2005), esses fatores incluem: i) o tipo de solo ii) a dilatância do solo; iii) a inclinação da pregagem; iv) o método de instalação da pregagem; v) a pressão de injeção (no caso de pregagens injetadas); vi) a rugosidade da superfície lateral da pregagem. Ao leitor interessado em estudar a influência de vários destes fatores recomenda-se o estudo dos trabalhos de Schlosser e Guilloux (1981), Guilloux (1984), Yin e Zhou (2009) e Su et al. (2010).

Deste modo, e de acordo com Guilloux (1984), a utilização desta metodologia é de evitar, porém não pode ser completamente posta de parte porque, tal como se verá mais adiante em 4.5.5, esta constitui a filosofia de base de diversas abordagens teóricas. Nos

parágrafos seguintes serão, então, apresentadas diversos métodos práticos propostos em vários trabalhos, que procuram simplificar a avaliação da resistência lateral solo-pregagem e (ou) da resistência ao arrancamento das pregagens e que podem ser agrupados nas categorias seguintes:

- com base em correlações empíricas;
- com base em resultados de ensaios de caracterização geotécnica;
- com base em resultados de ensaios de arrancamento;
- com base em métodos teóricos.

A maioria dos métodos que serão abordados pertence às normas e aos guias de projeto correntes referidos em 4.3. De modo a facilitar a identificação e a análise do método pertencente a cada norma ou guia de projeto recomenda-se ao leitor a visualização da Tabela 4.2, que faz a relação entre a categoria, a norma ou guia de projeto, o método e a secção onde este é abordado. Note-se que a correlação empírica que baseia o método de Mitchell e Villet (1987) não será apresentada, uma vez que é em tudo idêntica à correlação definida pela Tabela 4.3 que será apresenta em 4.5.2.

Tabela 4.2: Relação entre a categoria, a norma ou guia de projeto, o método para avaliar a resistência lateral solo-pregagem e a secção onde este é abordado.

<b>Categoria</b>	<b>Norma ou guia de projeto</b>	<b>Método</b>	<b>Observação</b>
<b>Com base em correlações empíricas</b>	<b>Lazarte et al. (2003)</b>	Elias e Juran (1991)	Ver Secção 4.5.2
	<b>Rogbeck et al. (2005)</b>	Mitchell e Villet (1987)	
	<b>Phear et al. (2005)</b>	Elias e Juran (1991) Byrne et al. (1998) Lazarte et al. (2003)	Ver Secção 4.5.2
	<b>Lazarte (2011)</b>	Lazarte et al. (2003)	Ver Secção 4.5.2
<b>Com base em resultados de ensaios de caracterização geotécnica</b>	<b>Clouterre (1991) e Clouterre (2002)</b>		Ver Secção 4.5.3.5
	<b>Lazarte et al. (2003)</b>		Ver Secção 4.5.3.6
	<b>Rogbeck et al. (2005)</b>	Clouterre (1991)	Ver Secção 4.5.3.5
	<b>Phear et al. (2005)</b>	Lazarte et al. (2003)	Ver Secção 4.5.3.6
	<b>Lazarte (2011)</b>	Sabatini et al. (1999) Clouterre (2002)	Ver Secção 4.5.3.4 Ver Secção 4.5.3.5
<b>Com base em resultados de ensaios de arrancamento</b>	<b>EC 7 (NP EN 1997-1, 2010), prEN 14490 (2002) e Phear et al. (2005)</b>		Ver Secção 4.5.4
<b>Com base em métodos teóricos</b>	<b>BS 8081 (1989)</b>		Ver Secção 4.5.5.1
	<b>HA 68/94 (1994)</b>		Ver Secção 4.5.5.2
	<b>BS 8006 (1995)</b>	BS 8081 (1989)	Ver Secção 4.5.5.1
		Cartier e Gigan (1983)	Ver Secção 4.5.5.2
	<b>Phear et al. (2005)</b>	BS 8081 (1989)	Ver Secção 4.5.5.1
		HA 68/94 (1994)	Ver Secção 4.5.5.2
	<b>GEO (2008)</b>	Cartier e Gigan (1983)	Ver Secção 4.5.5.2

### 4.5.2 Com base em correlações empíricas

Elias e Juran (1991) publicaram uma correlação empírica da resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , com os seguintes fatores: i) o método de instalação (*jet-grouting*, furação à rotação com trado contínuo, auto-perfuração, furação à rotação com revestimento instalado por cravação); ii) o tipo de solo ou rocha; iii) a técnica de selagem do furo com calda de cimento: selagem gravítica ou injeção sob baixa pressão em todos os métodos referidos em i), exceto no método de *jet-grouting* em que a selagem faz-se sob uma pressão que pode exceder os 20 MPa. Esta correlação resulta de uma vasta experiência de projeto adquirida pelos autores até à data da sua publicação.

No entanto, Byrne et al. (1998), Lazarte et al. (2003) e Phear et al. (2005), igualmente através da sua vasta experiência de projeto adquirida ao longo dos anos, foram introduzindo novos dados na correlação de Elias e Juran (1991) no sentido de atualizá-la e complementá-la. Deste modo, apresenta-se a Tabela 4.3 que é o resultado da conjugação e análise de todos os dados publicados nos trabalhos mencionados.

Na Tabela 4.3 observa-se que cada tipo de solo ou rocha contém um intervalo de valores de  $q_{s,ult}$ , por sinal, muito alargado em alguns casos. Segundo Lazarte et al. (2003), os limites inferior e superior desses intervalos correspondem aproximadamente às condições menos e mais favoráveis, respetivamente, associadas ao tipo de solo ou rocha e ao método de instalação. Para exemplificar, no caso dos solos granulares, os limites inferior e superior podem corresponder a materiais com compacidade solta e muito densa, respetivamente. Refere-se, todavia, que todos os valores da Tabela 4.3 possuem algum grau de conservadorismo, logo, podem ser utilizados como valores preliminares para o projeto e não dispensam, de qualquer modo, a execução de ensaios de arrancamento (Lazarte et al., 2003; Phear et al., 2005).

Adicionalmente, o leitor poderá consultar nos trabalhos de Phear et al. (2005) e Lazarte (2011) tabelas com os valores de  $q_{s,ult}$ , resultantes de diversos programas de ensaios de pregagens executadas por intermédio de vários métodos de instalação e em vários tipos de solos. O primeiro trabalho reporta-se a solos britânicos e irlandeses e o segundo reporta-se a solos dos EUA. Nos trabalhos de Ferreira e Pistone (2010) e Ferreira et al. (2012) o leitor poderá encontrar o mesmo tipo de informação, porém referente a vários casos de obra em solos portugueses.

Tabela 4.3: Resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , para pregagens seladas em solos e rochas (adaptada de Elias e Juran, 1991, Byrne et al., 1998, Lazarte et al., 2003 e Phear et al., 2005).

Método de instalação	Tipo de solo ou rocha	$q_{s,ult}$ (kPa)	Fonte
<b>Jet-grouting</b>	Areia	380	1
	Areia ou cascalho	700	1
<b>Furação à rotação com trado</b>	<i>Loess</i>	25 - 75	3
	Argila mole	20 - 30	1
	Argila rija a dura	40 - 60	1
	Argila rija	40 - 60	2
	Silte argiloso	40 - 100	2
	Argila arenosa com calcário	90 - 140	1
	Silte não-plástico	20 - 30	2
	Areia siltosa	20 - 40	3
	Areia fina siltosa	55 - 90	3
	Areia argilo-siltosa	60 - 140	3
	Areia medianamente compacta e areia siltosa ou silte arenoso	50 - 75	2
	Cascalho e areia siltosa densa	80 - 100	2
	Cascalho e areia siltosa muito densa	120 - 240	2
	Silte argiloso rijo	40 - 100	2
	Argila arenosa rija	100 - 200	2
	Argila arenosa rija	50 - 100	4
<b>Auto-perfuração</b>	Argila siltosa	35 - 50	3
	Areia ou cascalho	100 - 180	3
	Areia siltosa	100 - 150	1
	Silte	60 - 75	1
	Coluvial fino	75 - 150	3
	Marga ou calcário	300 - 400	1
	Filito	100 - 300	2
	Giz	500 - 600	2
	Dolomita branda	400 - 600	1
	Dolomita fraturada	600 - 1000	2
	Arenito alterado	200 - 300	1
	Xisto argiloso alterado	100 - 150	1
	Xisto alterado	100 - 175	1

*continua na página seguinte*

Tabela 4.3: (continuação).

Método de instalação	Tipo de solo ou rocha	$q_{s,ult}$ (kPa)	Fonte
	Basalto	500 - 600	1
	Ardósia ou xisto argiloso duro	300 - 400	3
<b>Furação à rotação com revestimento cravado</b>	Coluvial argiloso	40 - 75	1
	Silte argiloso	90 - 140	3
	Coluvial arenoso	70 - 150	4
	Coluvial	100 - 180	3
	Areia consolidada ou cascalho consolidado	190 - 240	3
	Areia sobreconsolidada ou cascalho sobreconsolidado	280 - 430	3
	Areia densa ou cascalho	180 - 210	4
	<i>Moraine</i> densa	380 - 480	3
<b>Fontes:</b>			
1. Elias e Juran (1991);			
2. Byrne et al. (1998);			
3. Lazarte et al. (2003);			
4. Phear et al. (2005), valores originários do trabalho de Byrne et al. (1998) e que foram reduzidos com base na experiência dos autores.			

### 4.5.3 Com base em resultados de ensaios de caracterização geotécnica

Nas linhas que se seguem abordam-se os métodos para avaliar a resistência lateral última solo-pregagem baseados nos resultados dos seguintes ensaios *in situ*: i) o ensaio pressiométrico de Ménard (*pressuremeter test*, PMT); ii) o ensaio SPT (*standard penetration test*). Ao leitor especialmente interessado em aprofundar em que consiste cada um destes ensaios recomenda-se o estudo dos trabalhos de Mayne et al. (2001) e Matos Fernandes (2011).

#### 4.5.3.1 Método de Bustamante e Doix (1985)

Bustamante e Doix (1985) desenvolveram um trabalho pioneiro no âmbito da avaliação da resistência lateral última solo-pregagem com base nos resultados dos ensaios PMT e SPT. O suporte experimental do trabalho contemplou a realização de 120 ensaios em verdadeira grandeza sobre diversos elementos resistentes (designadamente, tirantes, micro-estacas e estacas injetada), dos quais 101 foram de arrancamento (tração) e 19 foram de carregamento (compressão). Estes ensaios foram conduzidos pelo *Laboratoire Central des Ponts e Chaussées* (LCPC) em conjunto com várias empresas de fundações

especiais francesas, realizaram-se no período de 1974 a 1985 e repartiram-se por 34 locais do território francês.

Contudo, Bustamante e Doix (1985) também compilaram os dados de outros trabalhos, nomeadamente, Fujita et al. (1978), Koreck (1978), Jones e Spencer (1984), Jones e Turner (1980), Ostermayer (1974) e Ostermayer e Scheele (1978). Portanto, no total, o trabalho abrangeu um número superior a 37 locais e envolveu um conjunto de dados e observações provenientes de 249 ensaios realizados sobre os elementos resistentes identificados no parágrafo anterior.

O principal propósito desse trabalho foi a elaboração dos ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) representados nas Figuras 4.3 à 4.6. Estes ábacos estabelecem uma relação empírica entre a resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , e os seguintes aspetos: i) o tipo de solo ou rocha; ii) os estados de alteração e fraturação do maciço rochoso; iii) o valor da pressão limite do ensaio PMT,  $p_l$ ; iv) o valor do índice do ensaio SPT,  $N_{SPT}$ ; v) o método de instalação (furação e selagem); vi) a técnica de selagem do furo com calda de cimento (injeção global e unitária (IGU) com  $p_i \geq p_l$  ou injeção repetitiva e seletiva (IRS) com  $0,50 p_l < p_i < p_l$ , em que, nos dois casos,  $p_i$  é a pressão de injeção). De modo a facilitar a consulta do ábaco desejado recomenda-se ao leitor a observação da Tabela 4.4, que faz a relação entre o tipo de solo ou rocha, a técnica de injeção e as figuras que representam os ábacos.

Tabela 4.4: Relação entre o tipo de solo ou rocha, a técnica de injeção e as figuras que representam os ábacos (adaptada de Bustamante e Doix, 1985).

Tipo de solo ou rocha	Técnica de injeção		Figura
	IRS	IGU	
Cascalho			
Cascalho com areia			
Areia com cascalho			
Areia grossa	AC. 1	AC. 2	4.3
Areia média			
Areia fina			
Areia siltosa			
Silte	AS. 1	AS. 2	4.4
Argila			
Marga			
Marga-calcário	MC. 1	MC. 2	4.5
Giz alterado ou fragmentado			
Rocha alterada ou fragmentada	$\geq$ R. 1	$\geq$ R. 2	4.6

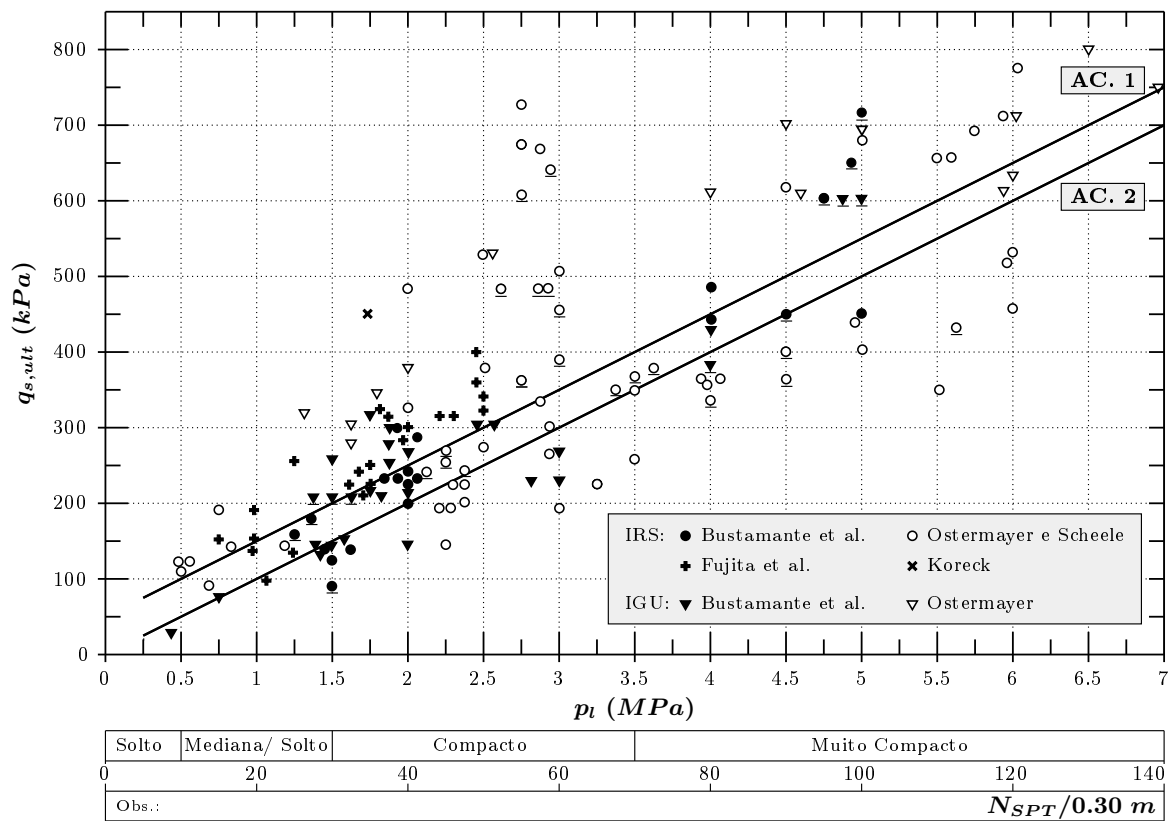


Figura 4.3: Ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas em areias e cascalhos (adaptada de Bustamante e Doix, 1985).

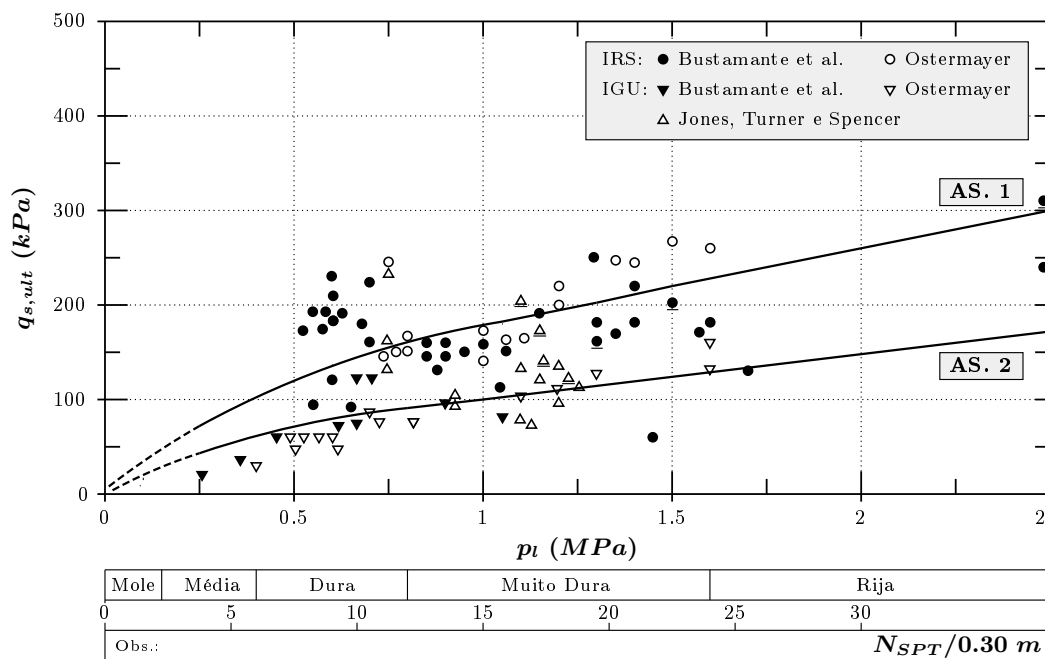


Figura 4.4: Ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas em argilas e siltes (adaptada de Bustamante e Doix, 1985).

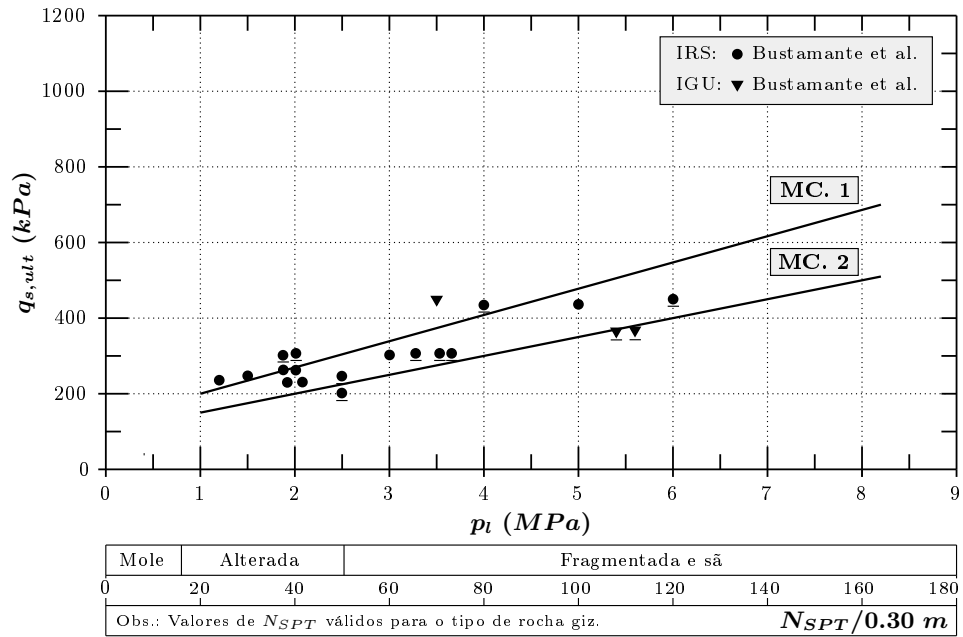


Figura 4.5: Ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas nos tipos de rocha: giz, marga e marga-calcário (adaptada de Bustamante e Doix, 1985).

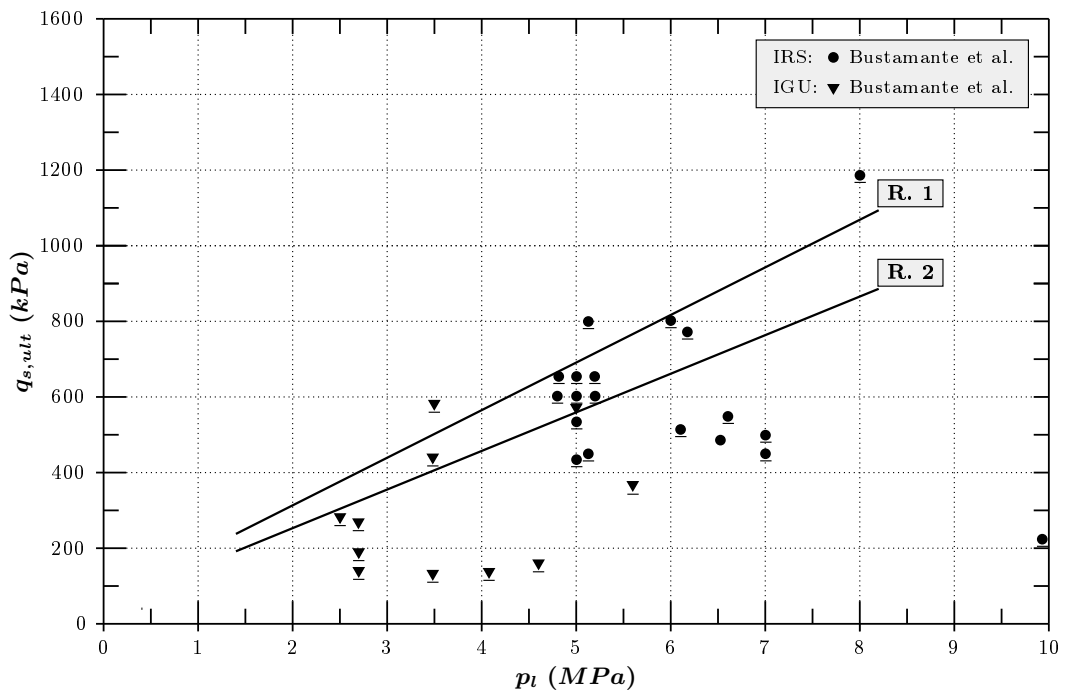


Figura 4.6: Ábacos ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas em rochas alteradas e fragmentadas (adaptada de Bustamante e Doix, 1985).

Na *nuvem* de pontos que permitiu traçar cada um dos ábacos visualizam-se diversos pontos que estão sublinhados. Esses pontos identificam os ensaios em que a resistência lateral não foi totalmente mobilizada, isto é, os casos em que se verificou a rotura do elemento resistente antes da mobilização total da resistência lateral última na interface entre o solo e o elemento. Com efeito, estes casos verificaram-se em maior número nos solos rochosos que, como se pode constatar nos ábacos das Figuras 4.5 e 4.6, normalmente permitem mobilizar valores máximos de resistência lateral consideráveis.

No caso particular dos ábacos da Figura 4.6, a resistência lateral não foi totalmente mobilizada na totalidade dos ensaios. Por outro lado, além de se verificar que o número de ensaios realizado foi reduzido, estes foram executados essencialmente em formações rochosas de calcário e grés. Assim, a representatividade dos ábacos R. 1 e R. 2 é limitada, tendo em conta a diversidade de tipos de rochas existente, e os valores fornecidos por eles devem ser considerados como uma estimativa do limite inferior da resistência lateral que poderá ser mobilizada em solos rochosos.

Nesta metodologia, a resistência última ao arrancamento,  $P_{ult}$ , é calculada por meio da expressão (Bustamante e Doix, 1985):

$$P_{ult} = \pi \alpha_m d L_b q_{s,ult} \quad (4.3)$$

em que  $\alpha_m$  é um coeficiente empírico de majoração (usado para ter em conta a expansão do diâmetro do furo gerada pelas técnicas IGU e IRS),  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura) e  $L_b$  é o comprimento de aderência da pregagem sobre o qual se pode desenvolver a resistência ao arrancamento. Os valores de  $\alpha_m$  são fornecidos na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Coeficiente empírico de majoração,  $\alpha_m$  (adaptada de Bustamante e Doix, 1985).

Tipo de solo ou rocha	$\alpha_m$	
	IRS	IGU
Cascalho	1.80	1.30-1.40
Cascalho com areia	1.60-1.80	1.20-1.40
Areia com cascalho	1.50-1.60	1.20-1.30
Areia grossa	1.40-1.50	1.10-1.20
Areia média	1.40-1.50	1.10-1.20
Areia fina	1.40-1.50	1.10-1.20
Areia siltosa	1.40-1.50	1.10-1.20
Silte	1.40-1.60	1.10-1.20
Argila	1.80-2.0	1.20
Marga	1.80	1.10-1.20
Marga-calcário	1.80	1.10-1.20
Giz alterado ou fragmentado	1.80	1.10-1.20
Rocha alterada ou fragmentada	1.20	1.10

#### 4.5.3.2 Método de Heymann et al. (1992)

Heymann et al. (1992) escolheram 9 projetos de soluções de pregagens realizados no Sul de África em solos residuais de granito e de andesitos, com o intuito de adquirirem os dados de apoio para desenvolverem um trabalho de pesquisa. Esses dados incluíram os resultados obtidos a partir de 40 ensaios de arrancamento distribuídos pelos vários projetos, bem como os valores de diversos parâmetros dos solos obtidos com base em ensaios laboratoriais e em ensaios *in situ*. Os ensaios de arrancamento foram executados em pregagens de sacrifício, isto é pregagens especialmente realizadas para o efeito, com um comprimento selado de 1.0 m a 1.5 m e um diâmetro de cerca de 100 mm. O leitor interessado em analisar, de forma detalhada, todos os dados poderá consultar a tabela com os mesmos publicada em Heymann et al. (1992).

O objetivo inicial desse trabalho de pesquisa era procurar correlacionar a resistência lateral última solo-pregagem com os seguintes parâmetros: i) a coesão efetiva,  $c'$ ; ii) o ângulo de atrito efetivo,  $\phi'$ ; iii) o valor do índice do ensaio SPT,  $N_{SPT}$ ; iv) a percentagem de solo que passa no peneiro 200 ASTM,  $\% < 0.075 \text{ mm}$ ; v) a fração de argila no solo,  $\% < 0.002 \text{ mm}$ ; vi) o limite de liquidez,  $L_L$ ; vii) o índice de plasticidade,  $I_P$ . Contudo, só foi possível correlacionar a resistência lateral última solo-pregagem com o ângulo de atrito efetivo e com o índice  $N_{SPT}$ . A gama de valores dos restantes parâmetros foi considerada insuficiente para estabelecer quaisquer correlações definitivas.

A correlação da resistência lateral última solo-pregagem com o ângulo de atrito efetivo está ilustrada na Figura 4.7. A maioria dos resultados em que se baseia esta correlação refere-se a solos residuais de granito, os quais compreendem areias siltosas de baixa a moderada plasticidade. Embora seja visível nesta figura uma dispersão considerável dos dados, eles tendem a revelar um aumento esperado da resistência lateral com o aumento do ângulo de atrito, embora se admita que o efeito da dilatância dos solos possa inverter esta tendência.

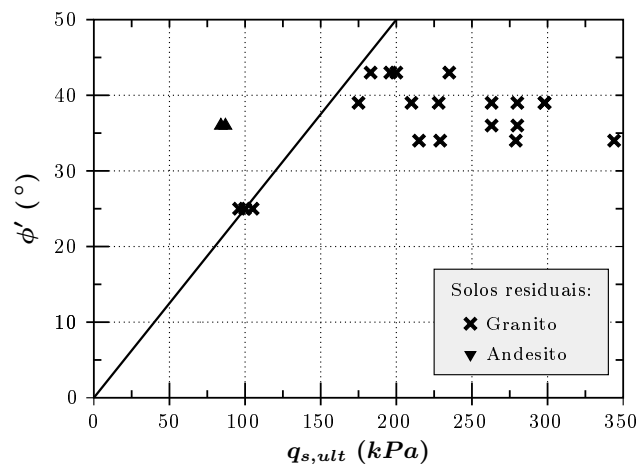


Figura 4.7: Correlação da resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , com o ângulo de atrito efetivo,  $\phi'$  (adaptada de Heymann et al., 1992).

Desta forma, a estimativa preliminar da resistência lateral última solo-pregagem para projetos em solos com propriedades semelhantes pode ser calculada por meio da expressão (Heymann et al., 1992):

$$q_{s,ult} = 4 \phi' \quad (\text{unidades de } q_{s,ult} \text{ em } kPa) \quad (4.4)$$

A correlação da resistência lateral última solo-pregagem com o índice  $N_{SPT}$  está representada na Figura 4.8. A maioria dos resultados em que se baseia esta correlação refere-se a solos residuais de andesito (siltes argilos coesos). Com base nos dados expostos nesta figura é notório que, qualquer relação entre o índice  $N_{SPT}$  e a resistência lateral é altamente dependente do tipo de solo. De facto, os dados indicam que os valores mais elevados da resistência lateral reportam-se aos solos residuais de granito, apesar destes apresentarem valores de  $N_{SPT}$  muito inferiores aos obtidos para os solos residuais de andesito. Heymann et al. (1992) referem que este facto se deve à ocorrência da dilatância do solo durante o arrancamento, fenómeno que é predominante em solos de areia siltosa, tais como solos residuais de granito.

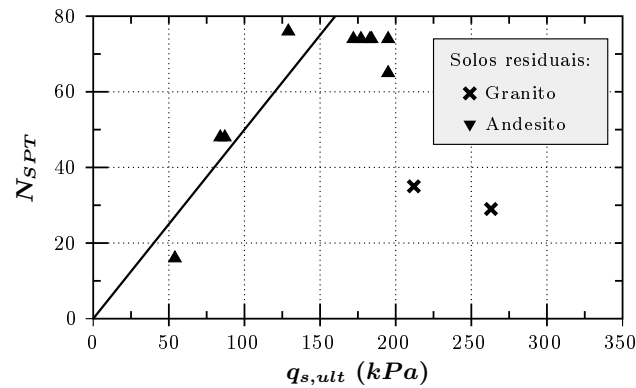


Figura 4.8: Correlação da resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , com o índice,  $N_{SPT}$  (adaptada de Heymann et al., 1992).

Deste modo, a estimativa preliminar da resistência lateral última solo-pregagem para projetos em solos com propriedades similares pode ser calculada por intermédio da equação (Heymann et al., 1992):

$$q_{s,ult} = 2 N_{SPT} \quad (\text{unidades de } q_{s,ult} \text{ em } kPa) \quad (4.5)$$

No entanto, Heymann et al. (1992) também compararam esta última correlação com as correlações de Stroud (1974) e Tomlinson (1979). Stroud (1974) estabeleceu uma relação entre o índice  $N_{SPT}$ , o índice de plasticidade e a coesão não drenada,  $c_u$ , para vários solos coesivos. A relação entre o parâmetro  $c_u$  e o índice  $N_{SPT}$  para solos residuais de andesito poderia ser expressa por meio da equação (Heymann et al., 1992):

$$c_u = 5 N_{SPT} \quad (\text{unidades de } c_u \text{ em } kPa) \quad (4.6)$$

pelo que, combinando as equações (4.5) e (4.6), tem-se (Heymann et al., 1992):

$$q_{s,ult} = 0.4 c_u \quad (4.7)$$

Portanto, Heymann et al. (1992) verificaram que a equação (4.7) é muito semelhante à formulação proposta por Tomlinson (1979) para determinar a resistência lateral última para estacas em solos coesivos. O valor de 0.4 está dentro da gama superior de fatores de adesão normalmente utilizados no projeto de estacas em solos coesivos. Em suma, Heymann et al. (1992) concluíram que o procedimento utilizado no projeto de estacas para determinar a resistência lateral última também poderia ser usado para estimar a resistência lateral última solo-pregagem em solos coesivos. Esta conclusão está de acordo com a abordagem sugerida pela BS 8081 (1989) que será descrita em 4.5.5.

#### 4.5.3.3 Método de Ortigão (1997)

Ortigão (1997) analisou os dados provenientes de vários ensaios de arrancamento de pregagens executadas em solos brasileiros das cidades de São Paulo, Rio de Janeiro e Brasília, a fim de correlacionar esses dados com o valor do índice do ensaio SPT,  $N_{SPT}$ . O resultado dessa análise foi a correlação apresentada na Figura 4.9. Os ensaios de arrancamento foram realizados tendo em conta um troço de armadura embainhado ou livre com 1.0 m de comprimento, seguido de um troço selado com 3.0 m de comprimento. Todas as pregagens foram executadas em furos com um diâmetro entre 75 mm e 150 mm selados de forma gravítica com calda de cimento. Outros métodos de instalação, como a cravação, não foram abordados no trabalho, pois são pouco utilizados no Brasil. A dispersão elevada dos resultados, segundo o mesmo trabalho, é, em parte, justificada pelos diferentes procedimentos empregues pelos diversos construtores na execução das pregagens.

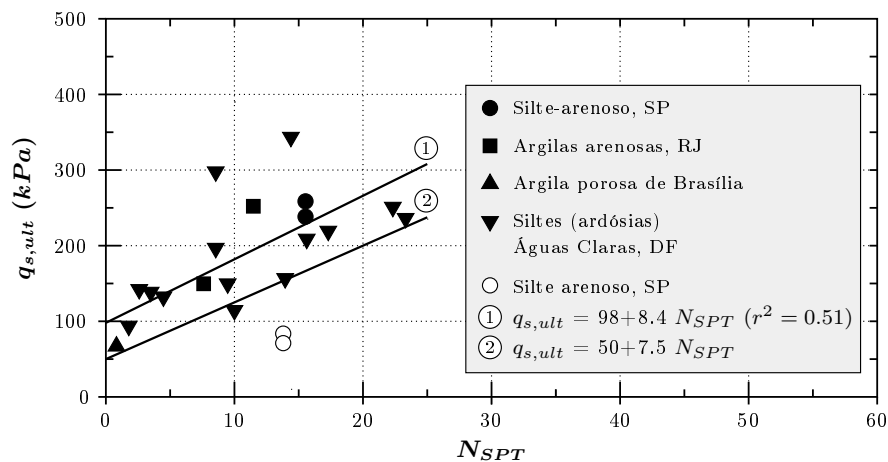


Figura 4.9: Correlação da resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , com o índice  $N_{SPT}$  (adaptada de Ortigão, 1997).

Assim, a estimativa preliminar da resistência lateral última solo-pregagem pode ser calculada, de forma conservativa, por intermédio da equação (Ortigão, 1997):

$$q_{s,ult} = 50 + 7.5 N_{SPT} \quad (\text{unidades de } q_{s,ult} \text{ em } kPa) \quad (4.8)$$

## 4.5.3.4 Método de Sabatini et al. (1999)

Sabatini et al. (1999) definiram uma relação empírica para o dimensionamento de ancoragens que pode ser aplicada a pregagens, para avaliar a taxa de transferência de esforço última solo-pregagem,  $Q_{s,ult}$ , uma vez que os resultados em que se baseia a relação são provenientes de ancoragens de ensaio instaladas em solos, com pequenos diâmetros de furação (geralmente, diâmetros inferiores a 150 mm) e seladas de forma gravítica, que é o cenário típico de execução de pregagens. A Tabela 4.6 apresenta os valores prováveis de  $Q_{s,ult}$  em unidades de força por unidade de comprimento selado e em função dos seguintes fatores: i) tipo de solo; ii) compacidade ou consistência do solo; iii) valor do índice do ensaio SPT,  $N_{SPT}$ . Desta forma, a resistência lateral última solo-pregagem pode ser calculada por meio da equação:

$$q_{s,ult} = \frac{Q_{s,ult}}{\pi d} \quad (4.9)$$

em que  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura).

Tabela 4.6: Taxa de transferência de esforço última solo-ancoragem em ancoragens com selagem gravítica (adaptada de Sabatini et al., 1999; Lazarte, 2011).

Tipo de solo	Compacidade ou consistência relativa	$N_{SPT}$	$Q_{s,ult}$ (kN/m)
Areia com cascalho	Solta	4-10	145
	Medianamente compacta	11-30	220
	Compacta ou densa	31-50	290
Areia	Solta	4-10	100
	Medianamente compacta	11-30	145
	Compacta ou densa	31-50	190
Areia siltosa	Solta	4-10	70
	Medianamente compacta	11-30	100
	Compacta ou densa	31-50	130
Misturas de silte-argila de baixa plasticidade ou areia fina micácea ou misturas de silte	Rija	10-20	30
	Dura	21-40	60

No entanto, conforme Lazarte (2011), os projetistas devem ter cuidado na utilização destes valores, em virtude da existência de algumas diferenças entre as condições de execução das ancoragens e das pregagens. Os valores do índice  $N_{SPT}$  incluídos na Tabela 4.6 estão relacionados com solos relativamente profundos onde o comprimento selado de uma ancoragem deve ser instalado, logo, o comprimento selado está, em geral, sob uma gama de tensões efetivas *in situ* relativamente elevada. Todavia, as pregagens são normalmente mais curtas do que as ancoragens, tendem a ser seladas até à face do talude e, desse

modo, os seus comprimentos selados estão, em geral, sob uma gama de tensões efetivas inferior. Sendo assim, os valores de  $Q_{s,ult}$  apresentados são provavelmente sobrestimados para pregagens (Lazarte, 2011).

#### 4.5.3.5 Método de Clouterre (1991) e Clouterre (2002)

No âmbito do *Projet National Clouterre* (Clouterre, 1991) desenvolveu-se um estudo que envolveu os resultados obtidos a partir de 450 ensaios de arrancamento de pregagens distribuídos por 87 locais diferentes. Além disso, o estudo compreendeu os valores de diversos parâmetros dos solos obtidos com base em ensaios laboratoriais e, essencialmente, em ensaios PMT. No que respeita aos métodos de instalação das pregagens foram utilizadas as seguintes tecnologias: i) a furação e selagem gravítica de calda de cimento em 60% dos casos; ii) a cravação em 30% dos casos; iii) a furação e selagem sob baixa pressão de calda de cimento em 10% dos casos (pressão de injeção,  $p_i$ , geralmente compreendida entre 0.20 MPa e 0.50 MPa).

Os resultados principais desse estudo foram os ábacos ( $q_{s,ult}/p_l$ ) representados com linhas pontilhadas nas Figuras 4.10 à 4.17. Estes ábacos estabelecem uma correlação da resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , com a pressão limite do ensaio PMT,  $p_l$ , e foram traçados para vários tipos de pregagens, para os quais existia um número significativo de resultados de ensaios, nomeadamente: i) pregagens seladas por injeção gravítica em areias, designadas por pregagens de tipo 1; ii) pregagens seladas por injeção gravítica em cascalhos, designadas por pregagens de tipo 2; iii) pregagens seladas por injeção gravítica em argilas, designadas por pregagens de tipo 3; iv) pregagens seladas por injeção gravítica em margas, designadas por pregagens de tipo 4; v) pregagens seladas por injeção gravítica em rochas alteradas, designadas por pregagens de tipo 5; vi) pregagens cravadas em areias, designadas por pregagens de tipo 6; vii) pregagens cravadas em cascalhos, designadas por pregagens de tipo 7; viii) pregagens seladas por injeção sob baixa pressão em cascalhos, designadas por pregagens de tipo 8.

No âmbito do *Projet National Clouterre II* (Clouterre, 2002) analisaram-se os resultados adquiridos posteriormente à redação de Clouterre (1991), com o propósito de elaborar novos ábacos ( $q_{s,ult}/p_l$ ) para os tipos de pregagens mencionados. A fim de obter os ábacos mais representativos dos dados, estudaram-se diferentes tipos de regressão por meio do programa de cálculo *Statgraphics Plus 7.0*. Este programa forneceu vários modelos, sendo selecionada a regressão do tipo potência representada pela expressão (Clouterre, 2002):

$$y = a_1 x^b \quad (4.10)$$

A Tabela 4.7 resume os resultados obtidos, bem como o número de pregagens considerado em cada tipo de pregagens.

Desta forma, Clouterre (2002) definiu a relação dada pela equação (4.11), que permite obter uma estimativa preliminar da resistência lateral última solo-pregagem:

$$q_{s,ult} = a_2 p_l^b \quad (\text{unidades de } q_{s,ult} \text{ em } kPa \text{ e de } p_l \text{ em } MPa) \quad (4.11)$$

em que  $a_2$  toma o valor indicado na Tabela 4.7, que resulta da aplicação de um fator de escala ao valor de  $a_1$ , e  $p_l$  é a pressão limite do ensaio PMT.

Tabela 4.7: Resumo dos resultados obtidos da regressão análoga a cada ábaco (adaptada de Clouterre, 2002).

N.º do tipo	Ábaco	$N_b$ de pregagens	$a_1$	$a_2$	$b$
1	A. 1	81	4,77914	120	0,390286
2	C. 1	19	4,75362	116	0,469142
3	AS. 1	61	4,80187	122	0,461373
4	M. 1	52	4,59496	100	0,861389
5	R. 1	33	5,19005	176	0,595082
6	A. 2	42	4,01364	56	0,887331
7	C. 3	47	3,11588	22	0,926935

Os ábacos ( $q_{s,ult}/p_l$ ) propostos por Clouterre (2002) estão definidos nas Figuras 4.10 à 4.16 pelas seguintes linhas: i) em linha contínua larga, a curva de regressão média; ii) em linhas tracejadas largas, os intervalos de confiança de 95% conforme as diretivas dos Eurocódigos. Note-se que não foi possível traçar um novo para as pregagens de tipo 8 (Figura 4.17), por causa da falta de um número de pontos suficiente.

Diante do que acaba de ser exposto, as correlações de Clouterre (1991) e Clouterre (2002) baseiam-se essencialmente nos resultados do ensaio PMT. Acontece que em Portugal, tal como nos EUA e em outros países, a realização do ensaio PMT é pouco frequente, sendo a realização do ensaio SPT mais corrente em ações de caracterização geotécnica. Para ultrapassar esta questão, Briaud (1989) propôs a relação empírica entre o valor da pressão limite do ensaio PMT,  $p_l$ , e o valor do índice do ensaio SPT,  $N_{SPT}$ , representada pela seguinte expressão:

$$p_l \approx 0.05 N_{SPT} \quad (\text{unidades de } p_l \text{ em MPa}) \quad (4.12)$$

pelo que, combinando as equações (4.11) e (4.12), tem-se (Lazarte, 2011):

$$q_{s,ult} = a_2 \left( \frac{N_{SPT}}{20} \right)^b \quad (\text{unidades de } q_{s,ult} \text{ em kPa}) \quad (4.13)$$

em que  $a_2$  e  $b$  tomam os valores indicados na Tabela 4.7. Deste modo, com base na equação (4.13) e em conformidade com Lazarte (2011), introduziu-se o índice  $N_{SPT}$  nas Figuras 4.10 à 4.17.

De modo a facilitar a consulta do ábaco desejado recomenda-se ao leitor a observação da Tabela 4.8, que faz a relação entre o tipo de solo ou rocha, o método de instalação e as figuras que representam os ábacos.

Tabela 4.8: Relação entre o tipo de solo ou rocha, o método de instalação e as figuras que representam os ábacos (adaptada de Clouterre, 1991).

Tipo de solo ou rocha	Método de instalação			Figura
	Selagem gravítica	Selagem sob baixa pressão	Cravação	
Areia	A. 1			4.10
			A. 2	4.15
Cascalho	C. 1			4.11
			C. 2	4.17
			C. 3	4.16
Argila Silte	AS. 1			4.12
Marga				
Marga-calcário	M. 1			4.13
Giz alterado ou fragmentado				
Rocha alterada	R. 1			4.14

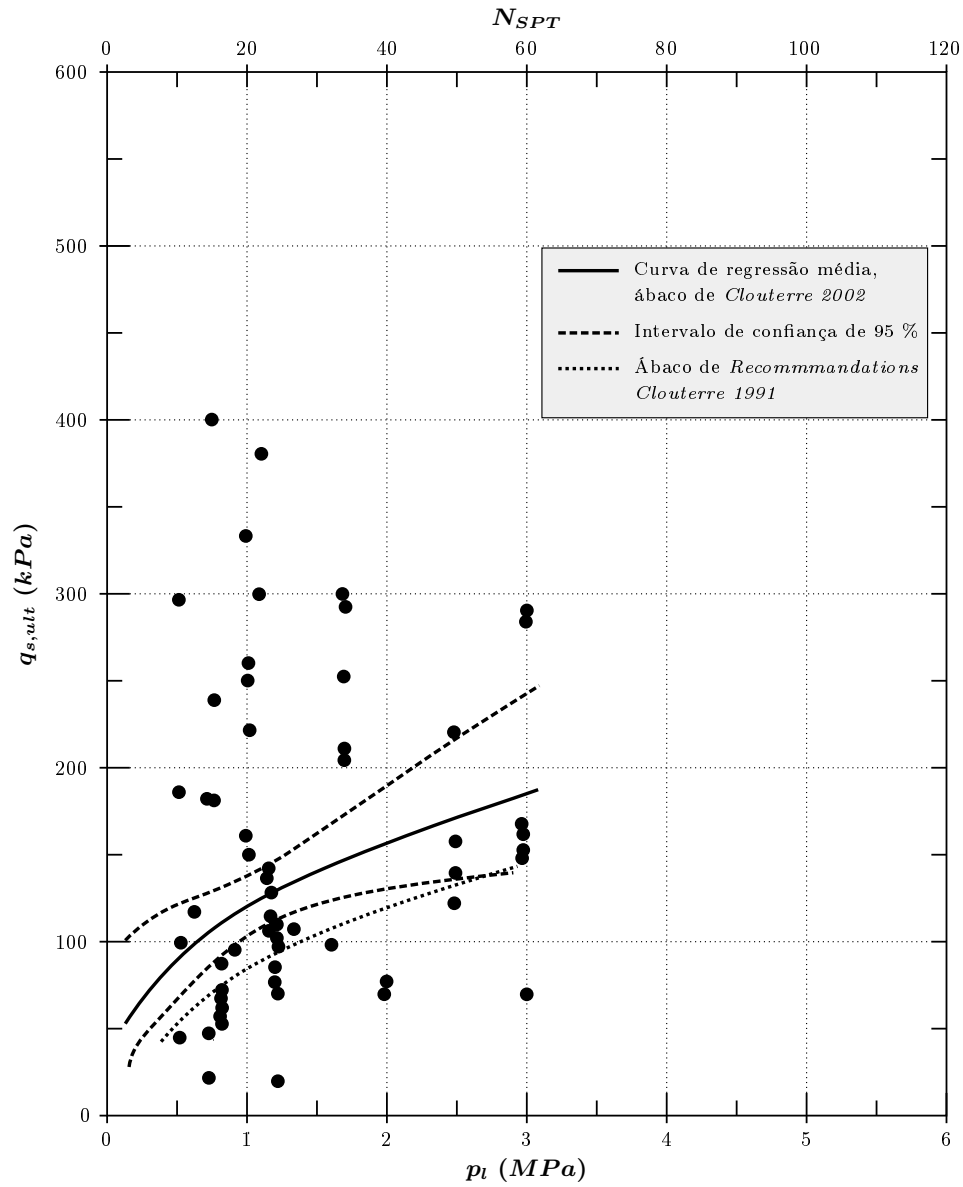


Figura 4.10: Ábacos A. 1 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em areias (designadas por pregagens de tipo 1) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011).

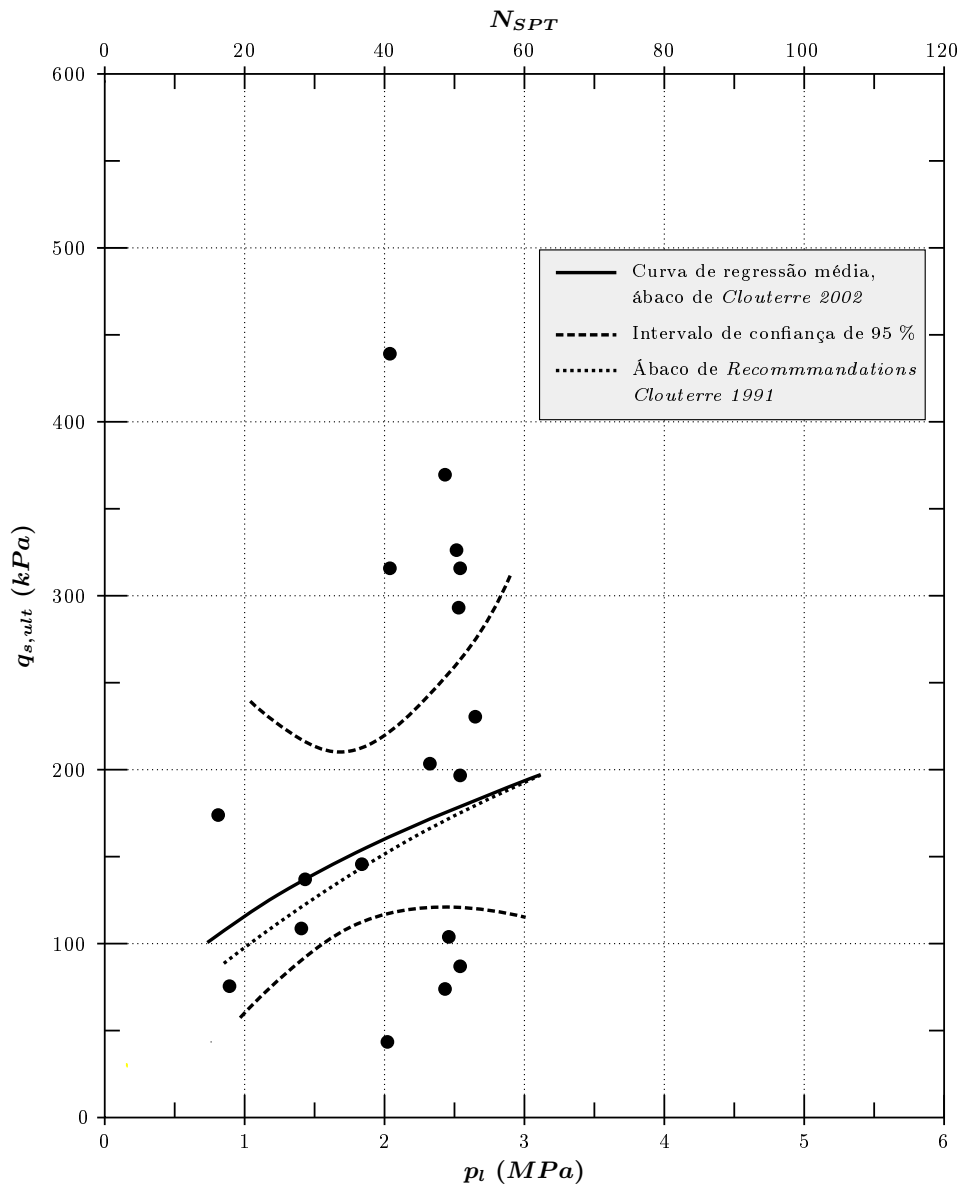


Figura 4.11: Ábacos C. 1 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em cascalhos (designadas por pregagens de tipo 2) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011).

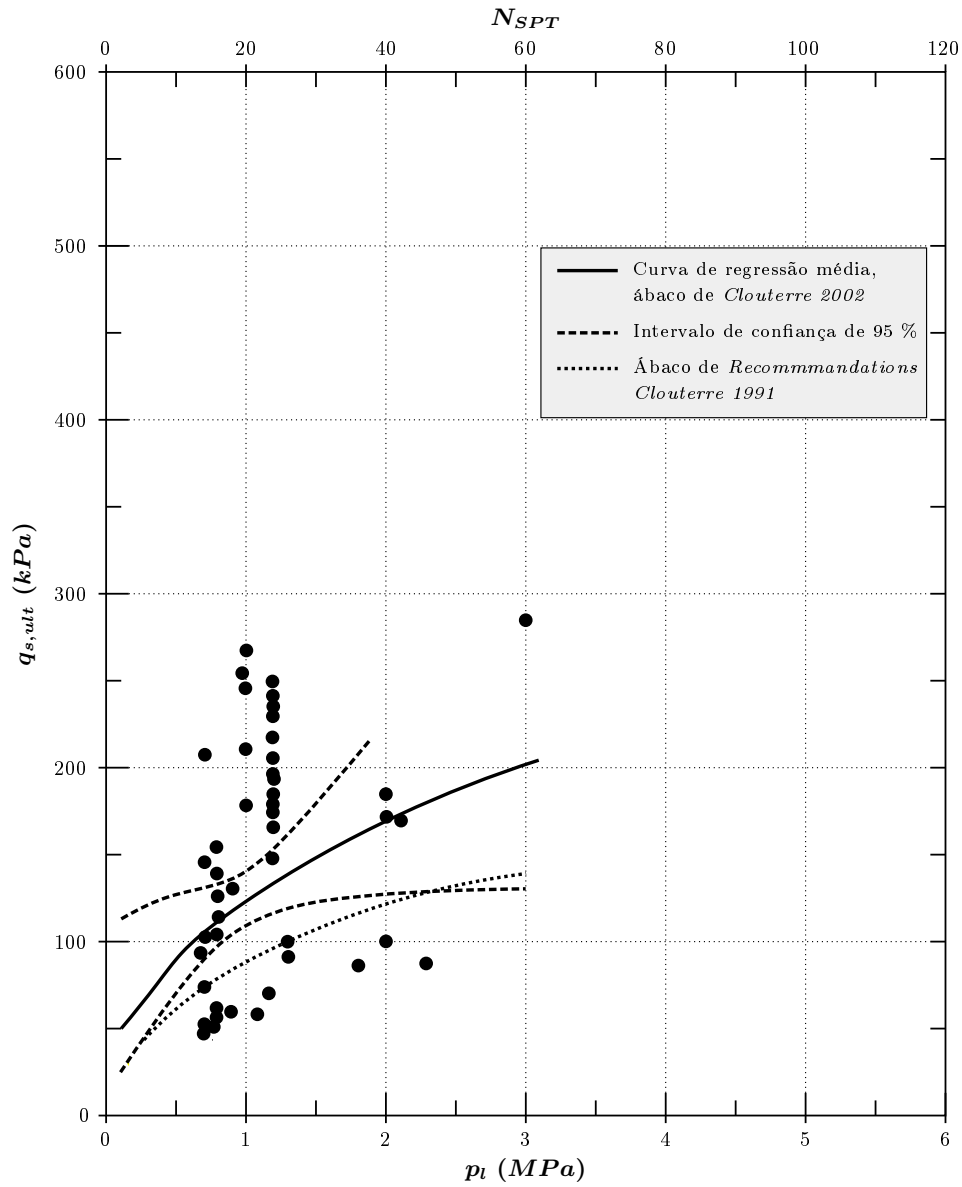


Figura 4.12: Ábacos AS. 1 ( $q_{s,ult}/p_t, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em argilas (designadas por pregagens de tipo 3) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011).

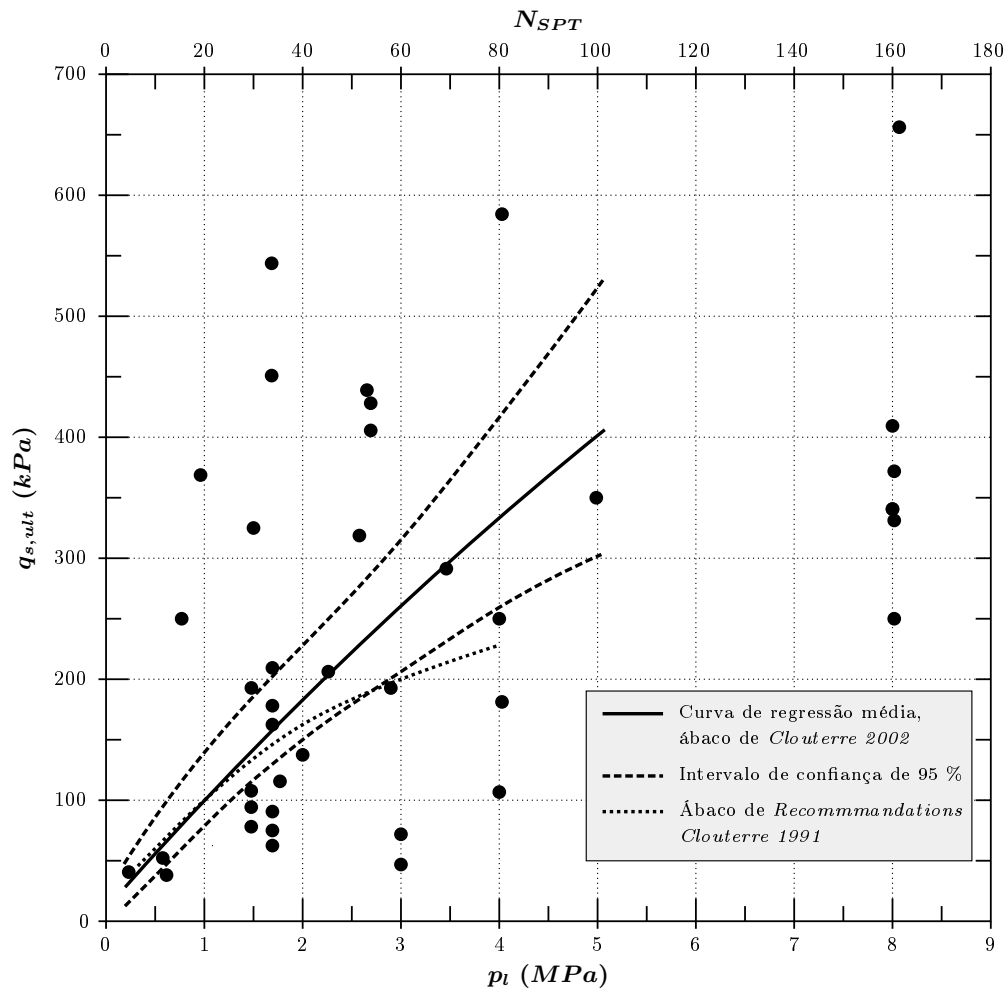


Figura 4.13: Ábacos M. 1 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em margas (designadas por pregagens de tipo 4) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011).

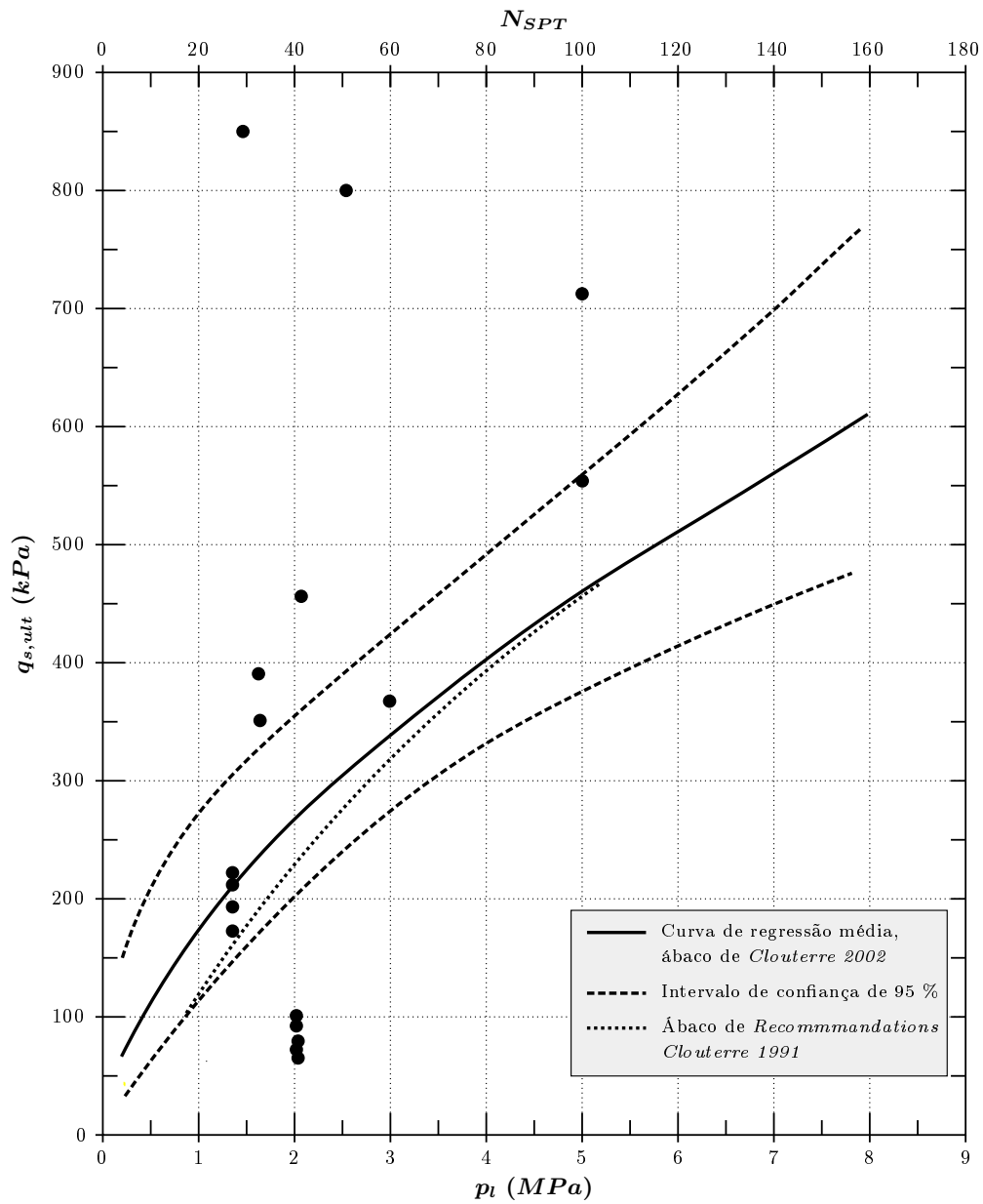


Figura 4.14: Ábacos R. 1 ( $q_{s,ult}/p_i, N_{SPT}$ ) para pregagens seladas por injeção gravítica em rochas alteradas (designadas por pregagens de tipo 5) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011).

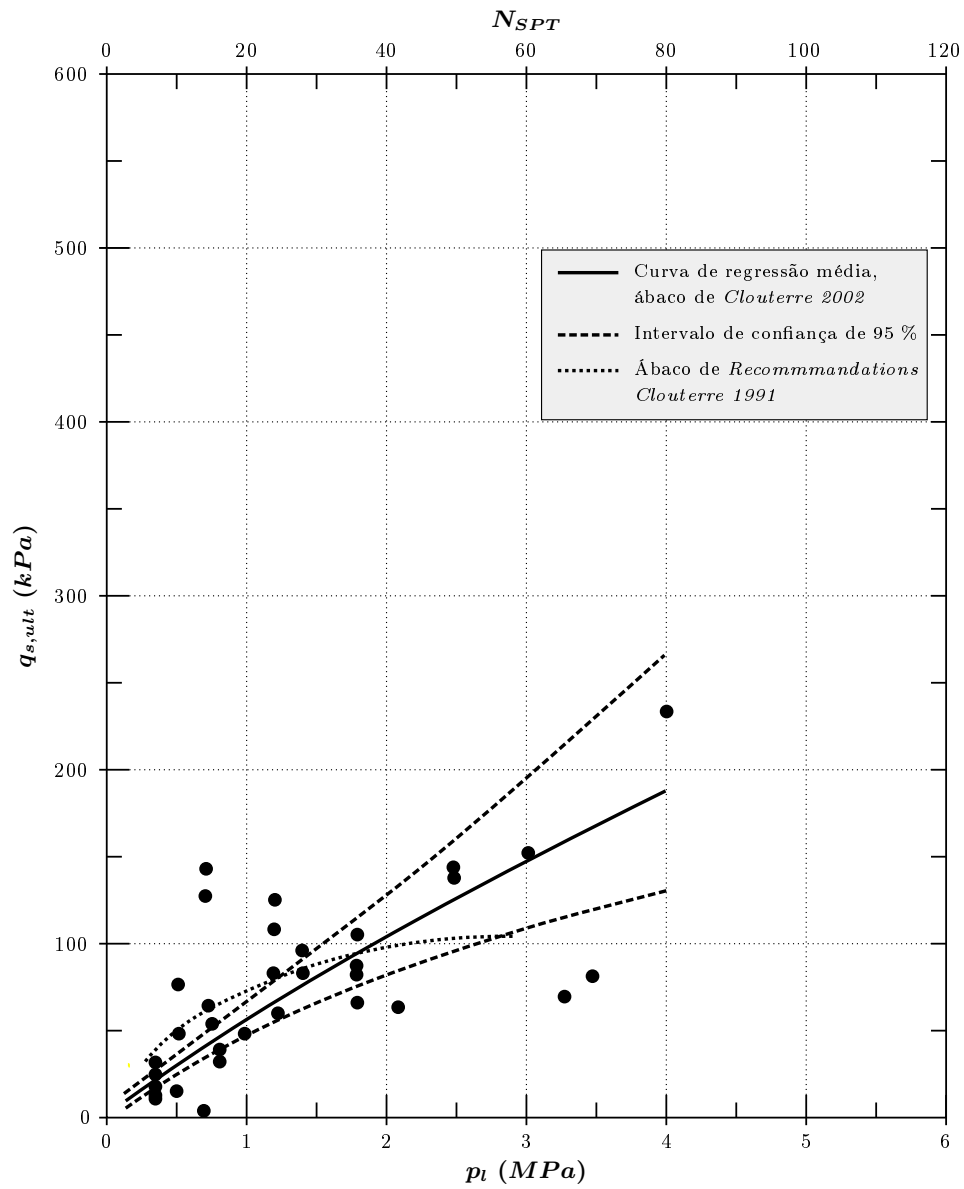


Figura 4.15: Ábacos A. 2 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens cravadas em areias (designadas por pregagens de tipo 6) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011).

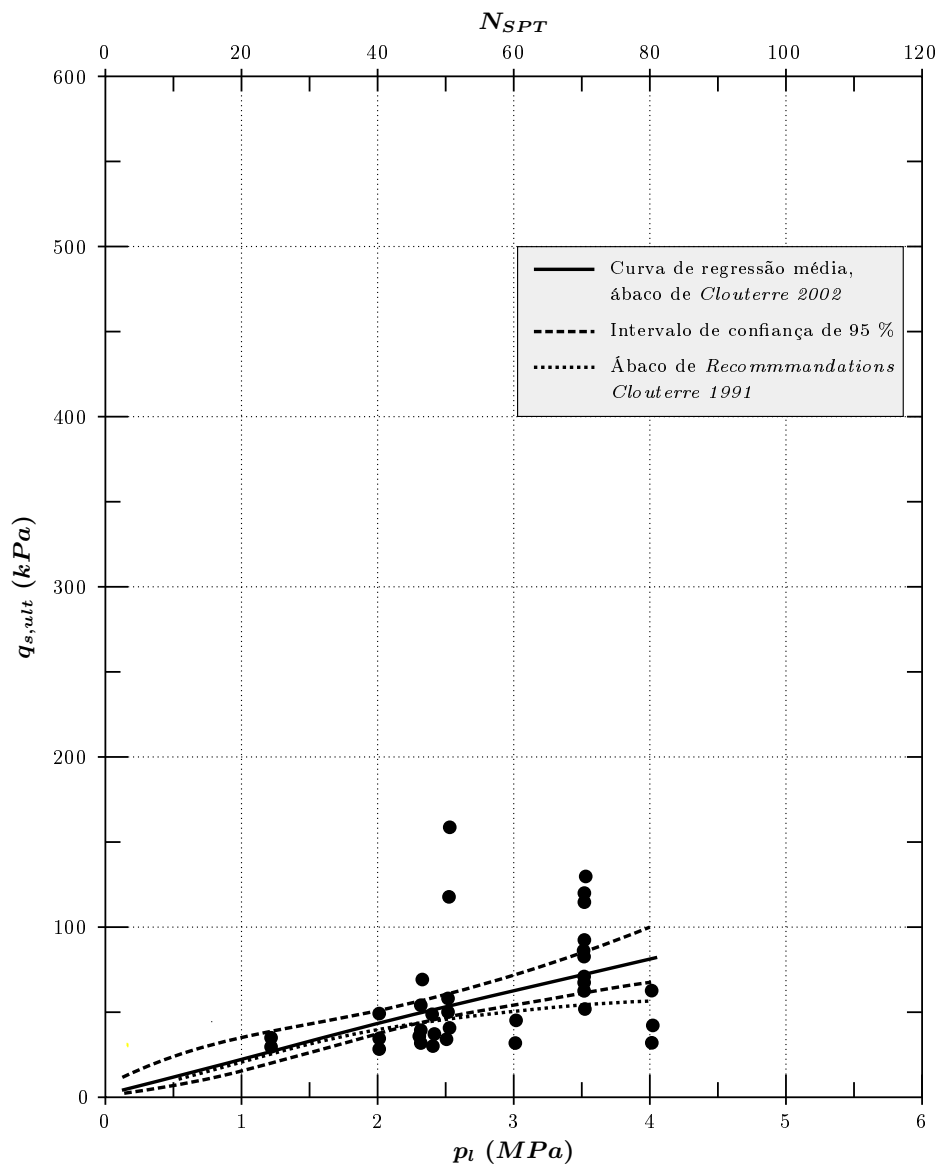


Figura 4.16: Ábacos C. 3 ( $q_{s,ult}/p_l, N_{SPT}$ ) para pregagens cravadas em cascalhos (designadas por pregagens de tipo 7) (adaptada de Clouterre, 2002; Lazarte, 2011).

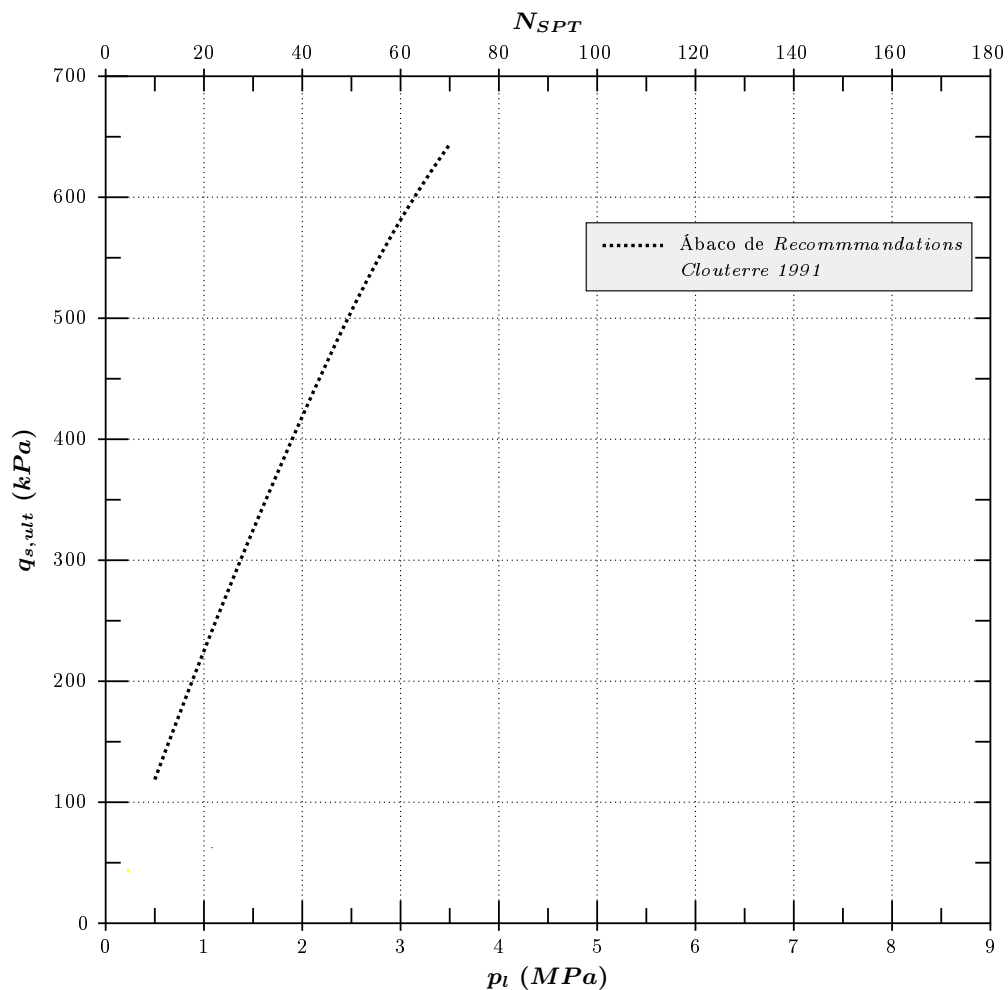


Figura 4.17: Ábaco C. 2 ( $q_s$ ,  $p_i$ ) para pregagens seladas por injeção sob baixa pressão em cascalhos (designadas por pregagens de tipo 8) (adaptada de Clouterre, 1991).

De acordo com Clouterre (2002), não se constata uma tendência geral que permita concluir que os ábacos de Clouterre (2002) são mais, ou menos, favoráveis que os de Clouterre (1991). Para as pregagens de tipo 1 e 3 (ábacos A. 1 e S. 1, respetivamente) os ábacos de Clouterre (2002) são mais favoráveis que os de Clouterre (1991), verificando-se o contrário para as pregagens de tipo 2, 4, 5 e 6 (ábacos C. 1, M. 1, R. 1 e A. 2, respetivamente). Quanto às pregagens de tipo 7 (ábaco C. 3), os ábacos são praticamente equivalentes.

Em relação às *nuvens* de pontos que dão origem às curvas de regressão, importa mencionar, entre outros, os seguintes aspetos (Clouterre, 2002): i) no caso das pregagens cravadas, todos os resultados disponíveis correspondem à mesma tecnologia (pregagens de aço de perfil em L cravadas) e a dispersão é fraca; logo, é uma boa correlação; no entanto, pode ser menos apropriada para outras tecnologias de pregagens cravadas; ii) a dispersão verificada no caso das pregagens seladas é considerável; esta resulta de ter-se em conta, sob uma mesma designação, técnicas de selagem muito diferentes e também da não diferenciação dos métodos de furação; assim, cabe ao projetista fazer a avaliação mais adequada em função da sua experiência pessoal, uma vez que os resultados atualmente disponíveis ainda

não são suficientes para propor curvas específicas a todas as situações.

#### 4.5.3.6 Método de Lazarte et al. (2003)

De acordo com Lazarte et al. (2003), a resistência lateral última solo-pregagem,  $q_{s,ult}$ , pode ser avaliada a partir da pressão limite do ensaio PMT,  $p_l$ , utilizando a seguinte correlação:

$$q_{s,ult} = 14 p_l (6 - p_l) \quad (\text{unidades de } q_{s,ult} \text{ em } kPa \text{ e de } p_l \text{ em } MPa) \quad (4.14)$$

Todavia, no mesmo trabalho não se referem as condições para as quais esta correlação fornece melhores resultados.

#### 4.5.4 Com base em resultados de ensaios de arrancamento

O principal objetivo dos ensaios de arrancamento é medir a resistência última ao arrancamento das pregagens. Nas linhas que se seguem apresenta-se uma metodologia para avaliar o valor de cálculo da resistência lateral solo-pregagem, a partir dos valores da resistência última ao arrancamento obtidos por meio de ensaios de arrancamento.

De acordo com esta metodologia, com base em coeficientes de correção,  $\xi$ , que afetam (reduzem) os valores da resistência última ao arrancamento, são determinados os valores característicos desta resistência. Os valores de  $\xi$  recomendados pela pré-norma prEN 14490 (2002) e pelo Eurocódigo 7 (EC 7) (ENV 1997-1, 1994) estão sumariados na Tabela 4.9, em função do número de ensaios de arrancamento realizado. No entanto, note-se que estes coeficientes de correção não são incluídos nas versões mais recentes da norma EN 14490 (2010) e do EC 7 (NP EN 1997-1, 2010), porém, de acordo com Phear et al. (2005), estes coeficientes podem continuar a ser considerados apropriados.

Tabela 4.9: Coeficiente de correção,  $\xi$ , para obter o valor característico da resistência ao arrancamento (adaptada de prEN 14490, 2002; Phear et al., 2005).

N.º de ensaios de arrancamento	1	2	$\geq 3$
$\xi$ aplicado ao valor médio dos resultados dos ensaios	Não aplicável	1.35	1.30
$\xi$ aplicado ao valor mínimo dos resultados dos ensaios	Não aplicável	1.25	1.10
$\xi$ aplicado ao valor do resultado do ensaio	1.50	Não aplicável	Não aplicável

De forma análoga, com base em coeficientes de segurança parciais,  $\gamma_p$ , que afetam (reduzem) os valores característicos da resistência ao arrancamento, são determinados os valores de cálculo desta resistência. Estes coeficientes parciais têm o propósito de contabilizar a variação natural das propriedades da pregagem (tais como, a área da

superfície, a tensão normal, a rugosidade da superfície e a redução da resistência lateral ao longo do tempo). A pré-norma prEN 14490 (2002) recomenda que os valores de  $\gamma_p$  devem estar definidos na norma nacional em vigor. No momento da elaboração do presente trabalho, Portugal ainda não tinha quaisquer valores definidos. Todavia, na Tabela 4.10 apresentam-se os valores considerados apropriados por Phear et al. (2005). As razões pelas quais são necessários valores de projeto mais conservativos para argilas de alta plasticidade são discutidas mais adiante em 4.5.5.

Tabela 4.10: Coeficiente de segurança parcial,  $\gamma_p$ , para obter o valor de cálculo da resistência ao arrancamento.

Tipo de pregagem ou solo	$\gamma_p$
Pregagens temporárias	1.25
Pregagens permanentes em todos os solos, exceto em argilas de alta plasticidade	1.50
Pregagens permanentes em argilas de alta plasticidade	2.00

Sendo assim, o valor de cálculo da resistência ao arrancamento,  $T_d$ , por metro do comprimento de aderência da pregagem,  $L_b$ , é determinado por meio da equação (Phear et al., 2005):

$$T_d = \frac{P_{ult}}{\xi L_b \gamma_p} \quad (4.15)$$

pelo que, o valor de cálculo da resistência lateral solo-pregagem,  $q_{s,d}$ , é dado por (Phear et al., 2005):

$$q_{s,d} = \frac{P_{ult}}{\xi L_b \gamma_p \pi d} \quad (4.16)$$

em que  $P_{ult}$  é a resistência última ao arrancamento e  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura).

#### 4.5.5 Com base em métodos teóricos

Nos parágrafos seguintes apresentam-se vários métodos teóricos para avaliar a resistência lateral solo-pregagem, adequados para pregagens instaladas em solos coesivos ou solos granulares.

##### 4.5.5.1 Solos coesivos

A resistência última ao arrancamento,  $P_{ult}$ , de pregagens em solos coesivos pode ser estimada usando a resistência não drenada,  $c_u$ , e um fator de adesão,  $\alpha$ , de uma maneira semelhante à utilizada no projeto de estacas em argilas. A forma tradicional da equação é a seguinte (BS 8081, 1989; Phear et al., 2005):

$$P_{ult} = \pi d L_b \alpha c_u \quad (4.17)$$

em que  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura) e  $L_b$  é o comprimento de aderência sobre o qual se pode desenvolver a resistência ao arrancamento da pregagem.

Esta é uma abordagem sugerida pela norma BS 8081 (1989) para ancoragens instaladas em solos coesivos e seladas de forma gravítica como as pregagens (designadas por ancoragens de tipo A). Os valores do fator de adesão geralmente são obtidos por meio de correlações empíricas e, por conseguinte, dependem da correlação utilizada para a sua dedução. Na Tabela 4.11 fornecem-se os valores de  $\alpha$  que são propostos nos trabalhos citados na norma referida.

Tabela 4.11: Fator de adesão,  $\alpha$ .

Tipo de solo	$c_u$ (kPa)	$\alpha$	Trabalho
Argila rija de Londres	> 90	$0.30 \leq \alpha \leq 0.35$	Littlejohn (1968)
Argila rija sobreconsolidada em Taranta, sul de Itália	270	$0.28 \leq \alpha \leq 0.36$	Sapio (1975)
Marga rija a muito rija em Leicester, Inglaterra	287	$0.48 \leq \alpha \leq 0.60$	Littlejohn (1970)
Silte argiloso rijo em Joanesburgo	95	0.45	Neeley e Montague-Jones (1974)

A resistência não drenada é um parâmetro essencial para a aplicação deste método. Na prática, a avaliação deste parâmetro pode ser efetuada por meio de ensaios de caracterização geotécnica, dos quais os mais apropriados normalmente são (Matos Fernandes, 2006, 2011): i) o ensaio triaxial em laboratório; ii) o ensaio de corte rotativo *in situ* (*field vane test*, VST) que, conforme Matos Fernandes (2006), fornece valores em geral bastante próximos dos determinados pelos ensaios de laboratório. No entanto, deve-se ter em conta que, o primeiro envolve custos e prazos de execução, geralmente, incompatíveis com o tipo de obras analisadas no presente trabalho. O segundo é particularmente apropriado para a estimativa da resistência de solos argilosos brandos (argilas muito moles, moles e médias). Sendo assim, ambos os ensaios têm questões associadas que podem condicionar a sua utilização e, por conseguinte, pode ser necessário recorrer a correlações empíricas e à própria experiência com as precauções inerentes, para avaliar o valor de  $c_u$ .

De acordo com Johnson et al. (2002) e Phear et al. (2005), este método tende a dar uma estimativa do limite superior da resistência última ao arrancamento em solos coesivos e é baseado no carregamento de curto prazo. A utilização exclusiva deste método quando as pregagens necessitam de ser dimensionadas para condições a longo prazo, poderá não ser a maneira mais apropriada para avaliar a resistência ao arrancamento. Conforme Johnson et al. (2002), tal deve-se ao facto de a resistência ao arrancamento a curto prazo de uma pregagem instalada numa argila poder ser maior do que a atingível a longo prazo, porque as pressões na água dos poros durante a construção (e os ensaios) podem ser mais baixas (podem ser mesmo de sucção) do que aquelas encontradas durante a vida útil do talude.

Segundo o mesmo trabalho, é também possível que o movimento e as tensões geradas durante os ensaios possam originar a dissipação temporária e localizada da pressão na água dos poros, conduzindo a maiores tensões efetivas sobre as pregagens e ao aumento da resistência ao arrancamento. Desta forma, e como se viu atrás em 4.5.4, podem ter que ser adotados valores de projeto mais conservativos para a resistência ao arrancamento em solos coesivos. Adiante serão abordados métodos teóricos de tensões efetivas para calcular a resistência ao arrancamento em solos granulares, que podem ser utilizados com o intuito de estimar valores mais conservativos em solos coesivos.

#### 4.5.5.2 Solos granulares

A resistência ao arrancamento de pregagens em solos granulares pode ser calculada usando métodos teóricos de tensões efetivas. Conforme referido anteriormente, de acordo com Phear et al. (2005), tais métodos também podem ser utilizados para estimar a resistência ao arrancamento em solos coesivos. No mesmo trabalho refere-se que, aquando da definição do valor da resistência ao arrancamento em tais solos, para uma segurança razoável do desempenho a longo prazo das pregagens, é conveniente estimar um limite inferior desta resistência recorrendo a um destes métodos.

Os métodos de tensões efetivas são caracterizados pelo facto de subestimarem a resistência ao arrancamento em solos granulares. Uma das razões para este facto é o efeito denominado por dilatância impedida medido *in situ*, pela primeira vez, por Plumelle (1979) e igualmente bem documentado nos trabalhos de Schlosser e Elias (1978), Clouterre (1991) e Schlosser e Unterreiner (1994). De forma resumida, este efeito ocorre quando a zona de solo em torno da pregagem tenta aumentar de volume, para acomodar as tensões de corte resultantes do movimento da pregagem através do solo. Este aumento é contrariado pelo solo circundante (desde que este não apresente uma baixa densidade), resultando num incremento,  $\Delta\sigma'_v$ , da tensão vertical efetiva inicial,  $\sigma'_{v0}$ , como ilustra a Figura 4.18, e, conseqüentemente, num aumento da tensão normal efetiva exercida sobre a superfície da pregagem. O incremento  $\Delta\sigma'_v$  cresce até alguns grãos do solo começarem a desagregar-se ou ocorrer a rotura passiva do solo circundante permitindo o movimento da pregagem. A dilatância impedida também ocorre em solos coesivos, porém num grau muito menos significativo (Clouterre, 1991; Phear et al., 2005).

O comportamento dilatante é favorável para a mobilização de uma maior resistência ao arrancamento, uma vez que aumenta a tensão normal efetiva exercida sobre a superfície da pregagem. Plumelle (1979) mediu o valor do incremento  $\Delta\sigma'_v$  durante ensaios de tração de tirantes passivos instalados em areia de Fontainebleau e concluiu que, na proximidade imediata da superfície do tirante, o valor de  $\Delta\sigma'_v$  poderia ser quatro vezes superior ao valor da tensão vertical efetiva inicial. No entanto, o valor do incremento é geralmente muito difícil de quantificar e, por conseguinte, é muito complicado considerar de forma teórica o seu efeito favorável sobre a resistência ao arrancamento. Deste modo, apresentam-se em seguida diversas abordagens que podem ser utilizadas, por exemplo, para condições do terreno em que o projetista não tenha qualquer experiência, a fim de estimar um limite inferior da resistência ao arrancamento.

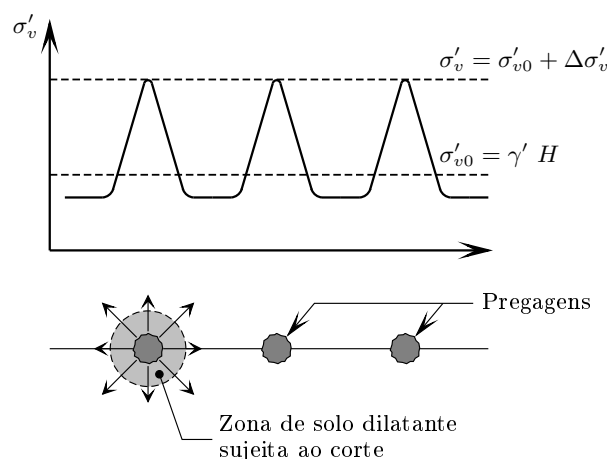


Figura 4.18: Efeito da dilatação impedida: aumento da tensão atuante sobre a superfície das pregagens ( $H$  é a profundidade a que se encontra a pregagem) (adaptada de Schlosser et al., 1984; Phear et al., 2005).

A forma tradicional da equação que baseia as várias abordagens é a seguinte (Phear et al., 2005):

$$P_{ult} = \pi d (\sigma'_n \tan \phi'_d + c'_d) L_b \quad (4.18)$$

em que  $P_{ult}$  é a resistência última ao arrancamento,  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura),  $\sigma'_n$  é tensão efetiva normal exercida sobre a superfície da pregagem,  $\phi'_d$  e  $c'_d$  são os valores de cálculo do ângulo de atrito efetivo do solo e da coesão efetiva do solo, respetivamente, e  $L_b$  é o comprimento de aderência sobre o qual se pode desenvolver a resistência ao arrancamento da pregagem.

A abordagem sugerida pela norma BS 8081 (1989) despreza a contribuição da coesão e indica que a tensão normal efetiva é calculada a partir da tensão vertical efetiva média,  $\sigma'_{v',m}$ , por meio da equação:

$$\sigma'_n = K_L \sigma'_{v',m} \quad (4.19)$$

em que  $K_L$  é um coeficiente de impulso lateral do terreno. Os valores de  $K_L$  propostos para pregagens seladas de forma gravítica em solos granulares são fornecidos na Tabela 4.12. Esta abordagem não propõe quaisquer valores de  $K_L$  para solos coesivos.

Tabela 4.12: Coeficiente de impulso lateral do terreno,  $K_L$ .

Tipo de solo	$K_L$
Cascalhos arenosos medianamente compactos a densos	1.40 a 2.30
Areias densas	1.40
Areias finas e siltes com densidades relativas altas	1.00
Areias finas e siltes com densidades relativas baixas	0.50

A tensão vertical efetiva média é calculada na zona passiva à profundidade média,  $z_{méd}$ , representada na Figura 4.19.

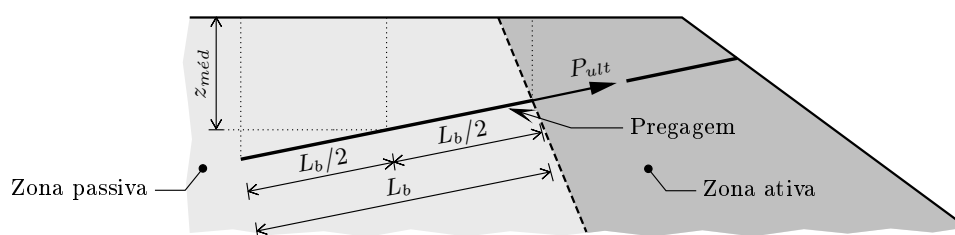


Figura 4.19: Profundidade média para o cálculo da tensão efetiva vertical média (adaptada de HA 68/94, 1994).

A abordagem proposta por Jewell (1990) também despreza a contribuição da coesão. A equação sugerida para calcular a resistência última ao arrancamento é a seguinte:

$$P_{ult} = \pi d f_b \sigma'_n \tan \phi'_d L_b \quad (4.20)$$

em que  $f_b$  é um fator de atrito. Os valores de  $f_b$  são fornecidos na Tabela 4.13.

Tabela 4.13: Fator de atrito,  $f_b$ .

Tipo de superfície da pregagem	$f_b$
Superfície rugosa (geralmente, pregagens furadas e seladas)	$\approx 1.00$
Superfície lisa (geralmente, pregagens cravadas sem selagem)	$\approx 0.20$ a $0.40$

A tensão normal efetiva,  $\sigma'_n$ , é determinada com base na tensão vertical efetiva média,  $\sigma'_{v',m}$ , e na tensão horizontal atuante de forma paralela à face talude. A tensão horizontal é calculada através de um coeficiente de impulso lateral do terreno,  $K_L$ . Jewell (1990) refere que, para solos ligeiramente sobreconsolidados, a tensão  $\sigma'_n$  está geralmente compreendida no intervalo,  $\sigma'_{v',m} \geq \sigma'_n \geq K_L \sigma'_{v',m}$ , em que  $K_L$  é igual ao coeficiente de impulso ativo do terreno,  $K_a$ . Desta forma, o mesmo trabalho propõe que o valor de  $\sigma'_n$  pode ser obtido como uma média da tensão vertical e da tensão horizontal, a partir da equação:

$$\sigma'_n = \frac{1}{2} (1 + K_a) \sigma'_{v',m} \quad (4.21)$$

ou, então, por meio do coeficiente de impulso em repouso do terreno,  $K_0$ , a partir da equação:

$$\sigma'_n = K_0 \sigma'_{v',m} \quad (4.22)$$

dependendo do grau de sobreconsolidação do solo.

A metodologia sugerida em HA 68/94 (1994) é semelhante à abordagem proposta por Jewell (1990). A equação sugerida para determinar a resistência característica ao arrancamento é a seguinte:

$$P_k = \pi d g (\sigma'_n \tan \phi'_k + c'_k) L_b \quad (4.23)$$

em que  $g$  é um fator de deslizamento da interface que, segundo Phear et al. (2005), geralmente toma um valor entre 0.80 e 0.90 para solos sem coesão e, neste caso,  $\phi'_k$  e

$c'_k$  são os valores característicos do ângulo de atrito efetivo do solo e da coesão efetiva do solo, respetivamente.

Nesta metodologia, assume-se que se desenvolve um estado ativo de tensões perpendicularmente à face do talude. A tensão normal efetiva,  $\sigma'_n$ , é dada pela equação:

$$\sigma'_n = \frac{1}{2} (1 + K_L) \sigma_{v',m} \quad (4.24)$$

em que o coeficiente de impulso lateral do terreno,  $K_L$ , vale:

$$K_L = \frac{1}{2} (1 + K_a) \quad (4.25)$$

pelo que, a equação (4.24) pode reescrever-se da seguinte forma:

$$\sigma'_n = \frac{1}{4} (3 + K_a) \sigma_{v',m} \quad (4.26)$$

em que  $K_a$  é o coeficiente de impulso ativo do terreno e  $\sigma_{v',m}$  é a tensão vertical efetiva média.

A abordagem sugerida em GEO (2008) é baseada na correlação de Cartier e Gigan (1983). Cartier e Gigan (1983) estabeleceram uma correlação da resistência última ao arrancamento de pregagens cravadas em solos granulares entre a tensão vertical efetiva média,  $\sigma_{v',m}$ , e o coeficiente de atrito aparente,  $\mu^*$ , a fim de realizar uma comparação com os valores de  $\mu^*$  utilizados no projeto de estruturas de terra armada. Segundo GEO (2008), a experiência tem demonstrado que esta correlação fornece uma solução adequada para pregagens furadas e seladas e para as condições de terreno comumente encontradas em Hong Kong. A equação que representa a correlação é a seguinte:

$$P_{ult} = d (2 \sigma_{v',m} \mu^* + \pi c'_d) L_b \quad (4.27)$$

em que  $\mu^*$  vale:

$$\mu^* = \tan \phi'_d \quad (4.28)$$

Em conformidade com GEO (2008), como medida de precaução contra a possibilidade da contribuição positiva para a resistência ao arrancamento de diversos fatores, nomeadamente a dilatância impedida do solo, ser menor do que o efeito negativo devido ao efeito de arco do solo no caso de solos fortemente sobreconsolidados, é recomendado limitar a tensão vertical efetiva média ao valor máximo de 300 *kPa*.

## 4.6 Dimensionamento do revestimento do talude

### 4.6.1 Generalidades

Conforme foi discutido no Capítulo 2 (ver 2.7.1), o revestimento do talude é fundamental para a maioria das soluções de pregagens, uma vez que, as soluções de revestimento correntes, através das suas propriedades, fornecem a contenção lateral necessária para

reter o solo entre os pontos onde se localizam as cabeças das pregagens. As soluções suaves controlam a erosão superficial, apoiando o estabelecimento de vegetação na face do talude. As soluções estruturais flexíveis possuem diversas propriedades análogas às soluções suaves, porém caracterizam-se por uma rigidez superior que lhes confere a função estrutural. As soluções estruturais rígidas asseguram o equilíbrio entre a pressão local do solo sobre o paramento e o esforço de tração na cabeça das pregagens. Na prática, a maioria dos projetistas não dimensiona o revestimento do talude limitando-se a aplicar soluções tipo. Desta forma, nos pontos seguintes apresentam-se várias recomendações para o dimensionamento das:

- soluções suaves;
- soluções estruturais flexíveis;
- soluções estruturais rígidas.

#### 4.6.2 Soluções suaves

As soluções suaves, como as geogrelhas e as redes metálicas convencionais (ver Capítulo 2, Seção 2.7.2), devido às suas características, não satisfazem diversos aspectos, tais como (Phear et al., 2005): i) não são muito eficazes contra a rotura do solo entre as cabeças das pregagens e, portanto, confia-se na vegetação para fornecer a proteção contra esta rotura; ii) não contribuem significativamente para a estabilização do talude; iii) não garantem o efeito de grupo e a redundância do sistema solo-pregagem, isto é, as pregagens têm tendência a comportar-se de forma individual contra as forças instabilizadoras. Desta forma, estas soluções não necessitam de ser rigorosamente dimensionadas, podendo-se adotar soluções tipo, ao contrário do que acontece com as soluções estruturais flexíveis e as soluções estruturais rígidas. No entanto, conforme Phear et al. (2005), o uso de revestimentos suaves deve ser limitado a taludes com pouca inclinação (inclinação até cerca de 30° com a horizontal), a menos que seja realizada uma análise mais detalhada.

#### 4.6.3 Soluções estruturais flexíveis

As soluções estruturais flexíveis, como as redes metálicas de alta resistência com cabos de aço de alta resistência (ver Capítulo 2, Seção 2.7.3), necessitam de ser rigorosamente dimensionadas essencialmente para proporcionar a contenção lateral necessária à superfície do talude, mas também para transmitir uma força moderada à cabeça das pregagens. No momento da elaboração do presente trabalho existiam, na bibliografia, poucas referências a métodos de dimensionamento para revestimentos flexíveis, além dos publicados nos trabalhos de Ruegger et al. (2001) e Phear et al. (2005) que seguem idêntica filosofia.

Em geral, as considerações de dimensionamento devem incluir (Ruegger et al., 2001; Phear et al., 2005): i) calcular as forças transmitidas pelo terreno ao revestimento; ii) verificar a resistência ao punçoamento do revestimento; iii) calcular as dimensões da placa de apoio da cabeça das pregagens com base na resistência ao punçoamento do revestimento; iv) verificar se a capacidade estrutural de todas as ligações é adequada, em particular a ligação entre

painéis de rede adjacentes; v) verificar a durabilidade do material de revestimento e de todas as ligações para a vida útil de projeto. Nesta secção analisa-se o cálculo das forças transmitidas pelo terreno ao revestimento, que é um aspeto essencial para a maioria das considerações de dimensionamento. No que respeita às restantes considerações aconselha-se a análise do trabalho de Phear et al. (2005), que contém informação sobre elas associada a exemplos de dimensionamento.

O revestimento deve ser dimensionado para resistir a possíveis forças que podem ser transferidas para o mesmo por rotura do terreno entre as pregagens (Phear et al., 2005). Tais forças, nos métodos de dimensionamento publicados em Ruegger et al. (2001) e Phear et al. (2005), são calculadas por meio de uma análise por equilíbrio limite. A análise por equilíbrio limite implica a consideração de um mecanismo e do estudo do equilíbrio das forças que atuam sobre o bloco ou blocos que o mecanismo forma. O mecanismo sugerido por Phear et al. (2005), representado na Figura 4.20, é constituído por dois blocos formados por duas superfícies planares consecutivas que fazem ângulos  $\theta_1$  e  $\theta_2$  com a horizontal. Este mecanismo é mais adequado para taludes com pouca inclinação (inclinação até cerca de  $30^\circ$  com a horizontal).

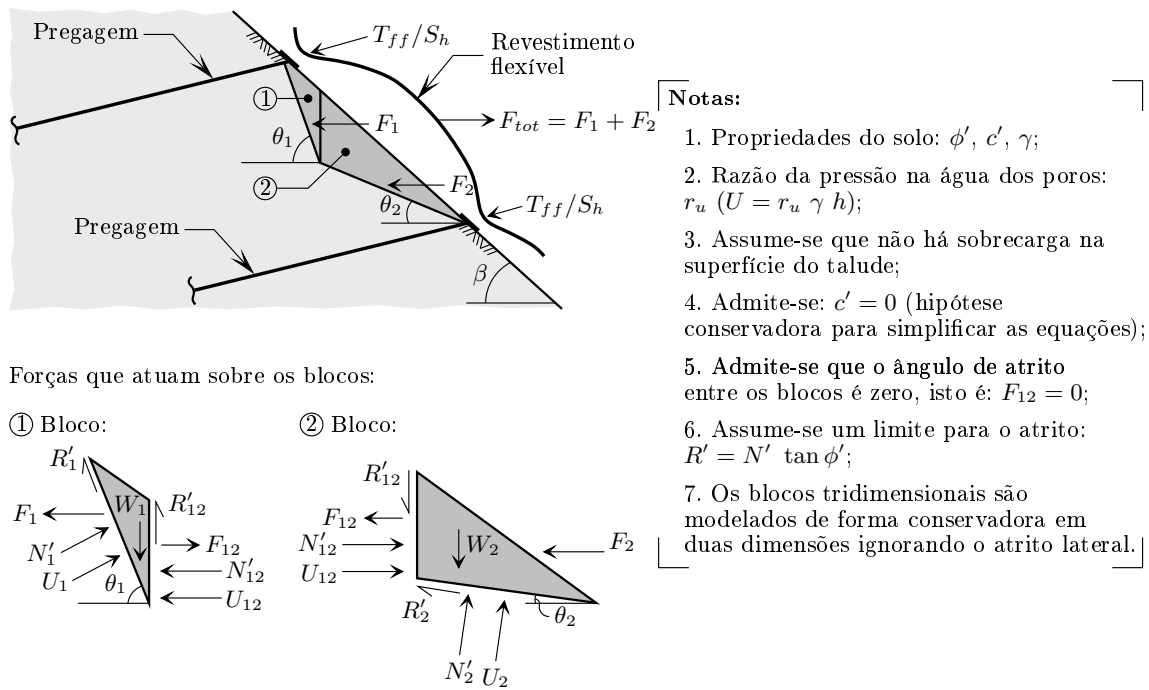


Figura 4.20: Potencial mecanismo de rotura constituído por dois blocos entre os níveis de pregagens (adaptada de HA 68/94, 1994; Phear et al., 2005).

Desta forma, a força total transferida para o revestimento por metro de comprimento,  $F_{tot}$ , é dada pela equação (Phear et al., 2005):

$$F_{tot} = \underbrace{\frac{W_1 (\tan \theta_1 - \tan \phi') + \frac{U_1 \tan \phi'}{\cos \theta_1}}{(1 + \tan \theta_1 \tan \phi')}}_{F_1} + \underbrace{\frac{W_2 (\tan \theta_2 - \tan \phi') + \frac{U_2 \tan \phi'}{\cos \theta_2}}{(1 + \tan \theta_2 \tan \phi')}}_{F_2} \quad (4.29)$$

em que  $W_1$  e  $W_2$  são os pesos dos blocos 1 e 2, respetivamente. Para calcular o valor máximo da força  $F_{tot}$  é necessário variar as dimensões dos blocos e os ângulos  $\theta_1$  e  $\theta_2$ , a fim de obter a combinação mais desfavorável. Atualmente, existem programas de computador desenvolvidos para o dimensionamento de revestimentos flexíveis, como o apresentado em Giacchetti et al. (2013), que procuram automaticamente essa combinação.

O mecanismo proposto por Ruegger et al. (2001), representado na Figura 4.21, é constituído por um bloco formado por uma superfície planar que faz um ângulo  $\theta$  com a horizontal. Este mecanismo é mais adequado para taludes com inclinação superior a  $30^\circ$  com a horizontal.

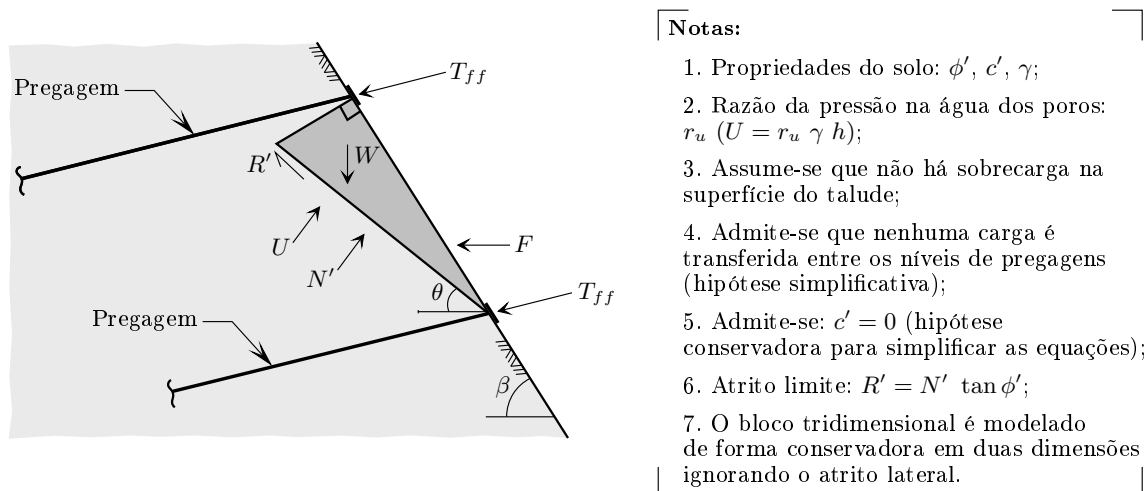


Figura 4.21: Potencial mecanismo de rotura constituído por um bloco entre os níveis de pregagens (adaptada de Ruegger et al., 2001; Phear et al., 2005).

Desta forma, a força transferida para o revestimento por metro de comprimento,  $F$ , é dada por uma equação similar à equação (4.30) (Phear et al., 2005):

$$F = \frac{W (\tan \theta - \tan \phi') + \frac{U \tan \phi'}{\cos \theta}}{(1 + \tan \theta \tan \phi')} \quad (4.30)$$

em que  $W$  é o peso do bloco. Para calcular o valor máximo da força  $F$  é necessário ajustar o ângulo  $\theta$ .

Os métodos de dimensionamento acima abordados são muito simplificados (mas conservativos), uma vez que o comportamento de um sistema de revestimento flexível envolve a interação complexa entre o solo, as pregagens e o revestimento, e é dependente da sua rigidez relativa. Sendo assim, para taludes em que as consequências de rotura são elevadas, recomenda-se que o dimensionamento do revestimento flexível deve ser realizado com maior rigor, recorrendo para isso a ferramentas de modelação numérica (Phear et al., 2005; Giacchetti et al., 2013). Ao leitor interessado em aprofundar o assunto aconselha-se a análise do trabalho de Phear et al. (2005), que contém um estudo de caso em que se recorreu a uma modelação numérica.

#### 4.6.4 Soluções estruturais rígidas

De entre as soluções estruturais rígidas referidas no Capítulo 2 (ver 2.7.4), a solução mais comum compreende a aplicação de betão projetado reforçado com rede eletrossoldada a qual, tal como já referido em 4.6.1, não é sujeita na prática a qualquer dimensionamento específico. No entanto, conforme Clouterre (2002), a análise de diversas obras em que não foi adotada uma metodologia de dimensionamento adequada, permitiu constatar algumas lacunas (nomeadamente, uma capacidade resistente do paramento muito inferior à que poderia ser obtida com uma metodologia adequada) que, apesar de não conduzirem necessariamente à rotura estrutural do paramento, são relevantes.

Deste modo, é importante adotar uma metodologia de dimensionamento apropriada que inclua os seguintes passos (Clouterre, 1991; Phear et al., 2005): i) determinar o esforço de tração na cabeça das pregagens e a pressão do solo sobre o paramento; ii) calcular as dimensões da placa de apoio da cabeça das pregagens e (ou) a espessura inicial do betão projetado com base na resistência ao punçoamento do paramento; iii) verificar a resistência à flexão do paramento e a pormenorização da armadura de reforço; iv) verificar os requisitos de desempenho sob condições de estados limites de utilização (por exemplo, no que respeita ao controlo da fendilhação) que são necessários para aplicações a longo prazo.

Na presente secção aborda-se o cálculo do esforço de tração na cabeça das pregagens e a distribuição de pressões no solo sob o paramento, uma vez que são aspetos essenciais para a definição dos esforços (flexão e punçoamento) fundamentais para o dimensionamento estrutural do paramento e da placa de apoio. Por outro lado, conforme Phear et al. (2005), o conhecimento atual sobre estes aspetos é muito limitado e importa difundir a escassa informação existente. No que concerne ao dimensionamento estrutural do paramento e da placa de apoio, ao leitor interessado em estudar o assunto recomenda-se a análise do trabalho de Phear et al. (2005). Neste trabalho encontra-se uma abordagem detalhada para o dimensionamento estrutural dos elementos referidos, que é baseada na metodologia preconizada em Lazarte et al. (2003), porém compatível com os Eurocódigos (designadamente, o Eurocódigo 2 (EC 2) (NP EN 1992-1-1, 2010)).

A informação atual sobre a magnitude e a distribuição das pressões no solo sob o paramento está muito limitada à informação preconizada em Clouterre (1991) e Clouterre (2002), apesar dos resultados de diversas investigações reportados no trabalho de Lazarte et al. (2003), que indicam que entre 40 a 70% do esforço de tração máximo na pregagem pode ser transferido para o paramento. De acordo com Clouterre (1991), a razão entre o esforço de tração na cabeça da pregagem,  $T_0$ , sob o paramento e o esforço de tração máximo na pregagem,  $T_{máx}$ , depende de vários parâmetros (nomeadamente, a rigidez do solo, a rigidez do paramento e a rigidez das pregagens), sendo o mais importante o espaçamento entre as pregagens. Desta forma, Clouterre (1991) fornece a fórmula empírica seguinte para calcular

a razão,  $T_0/T_{m\acute{a}x}$ , em função deste parâmetro:

$$\begin{aligned} \frac{T_0}{T_{m\acute{a}x}} &= 0.5 + \frac{S - 0.5}{5.0} \quad \text{para } 1 \text{ m} \leq S \leq 3 \text{ m} \\ \frac{T_0}{T_{m\acute{a}x}} &= 0.6 \quad \text{para } S \leq 1 \text{ m} \\ \frac{T_0}{T_{m\acute{a}x}} &= 1.0 \quad \text{para } S \geq 3 \text{ m} \end{aligned} \quad (4.31)$$

onde  $S$  é dado por:

$$S = \text{m\acute{a}x} \{S_v, S_h\} \quad (4.32)$$

em que  $S_v$  e  $S_h$  são os valores dos espaçamentos vertical e horizontal, respetivamente, entre as pregagens.

O esforço de tração máximo na pregagem, que também foi definido no Capítulo 3 (ver 3.4.3), é dado por:

$$T_{m\acute{a}x} = \min \left\{ \frac{q_s \pi d L_b}{\gamma_d}, \frac{f_{yk} A_s}{\gamma_s} \right\} \quad (4.33)$$

em que  $q_s$  é a resistência lateral solo-pregagem,  $d$  é o diâmetro do furo selado (ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura),  $L_b$  é o comprimento de aderência sobre o qual se pode desenvolver a resistência ao arrancamento da pregagem,  $\gamma_d$  e  $\gamma_s$  são coeficientes de segurança parciais,  $f_{yk}$  é o valor característico da tensão de cedência da armadura da pregagem e  $A_s$  é a área da secção transversal da armadura da pregagem.

O paramento está em equilíbrio sob a ação do seu peso próprio, das forças de tração na cabeça das pregagens, da pressão e das tensões de corte exercidas na interface solo-paramento. É nas primeiras fases de construção que o equilíbrio vertical do revestimento pode ser crítico, pois o seu peso próprio está suspenso apenas sobre um ou dois níveis de pregagens (zona crítica do paramento, ver Figura 4.22). Nas fases seguintes o atrito mobilizado na interface solo-paramento assegura o equilíbrio (zona corrente do paramento, ver Figura 4.22). Na prática procura-se adotar prescrições construtivas adequadas (nomeadamente, uma sequência construtiva com execução faseada de painéis com dimensões reduzidas), que minimizem o risco de rotura por perda de equilíbrio vertical. Desta forma, geralmente, nem as forças de corte geradas na interface solo-paramento nem as forças de corte nas cabeças das pregagens, são tidas em conta no dimensionamento do paramento (Clouterre, 1991; Phear et al., 2005).

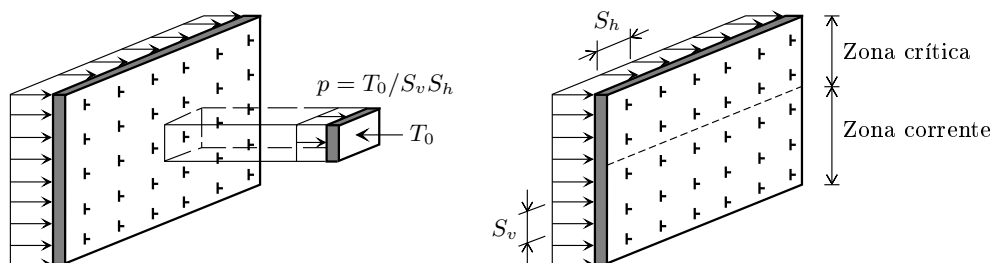


Figura 4.22: Modelo de Clouterre (1991) para o dimensionamento do paramento (adaptada de Clouterre, 1991; Phear et al., 2005).

Clouterre (1991) assume uma distribuição uniforme de pressões no solo sob o paramento, mas reconhece que esta distribuição é conservativa em relação ao dimensionamento à flexão do paramento. O modelo de cálculo do paramento é semelhante a uma laje fungiforme carregada perpendicularmente ao seu plano e apoiada em suportes localizados nas cabeças das pregagens, como mostra a Figura 4.22. Neste contexto, importa referir que para o dimensionamento ao punçoamento do paramento, Clouterre (1991) afirma que devem ser adotados valores de  $T_0$  tais que  $T_0/T_{máx} = 1$  qualquer que seja a malha de pregagens.

Um dos objetivos de Clouterre (2002) foi a melhoria dos métodos de dimensionamento do paramento em betão projetado armado. Clouterre (2002) sugere que se deve abordar separadamente o dimensionamento das zonas crítica (dois primeiros níveis de pregagens) e corrente do paramento, uma vez que não são sujeitas ao mesmo tipo de pressão de confinamento do solo. Sendo assim, o mesmo trabalho admite dois tipos distintos de distribuição para as pressões no solo sob o paramento: i) uma distribuição uniforme, como mostra a Figura 4.23a, para justificar a resistência da zona crítica; ii) uma distribuição piramidal, como mostra a Figura 4.23b, para justificar a resistência da zona crítica e da zona corrente. De forma resumida, a razão para esta distinção é que nas duas primeiras fases de construção, de altura total  $h$ , a interação entre o solo e as pregagens no volume de solo correspondente à cunha de Coulomb é *a priori* fraca e tende a reduzir modestamente a pressão total sobre o paramento. É portanto razoável, segundo Clouterre (2002), adotar-se a distribuição representada na Figura 4.23a, considerando que o confinamento do solo pode ser traduzido por uma pressão uniforme de valor:

$$p = K_a(0.7 \gamma h + q) \tag{4.34}$$

em que  $K_a$  é o coeficiente de impulso ativo do solo,  $\gamma$  é o peso volúmico do solo e  $q$  é a sobrecarga na superfície do maciço pregado.

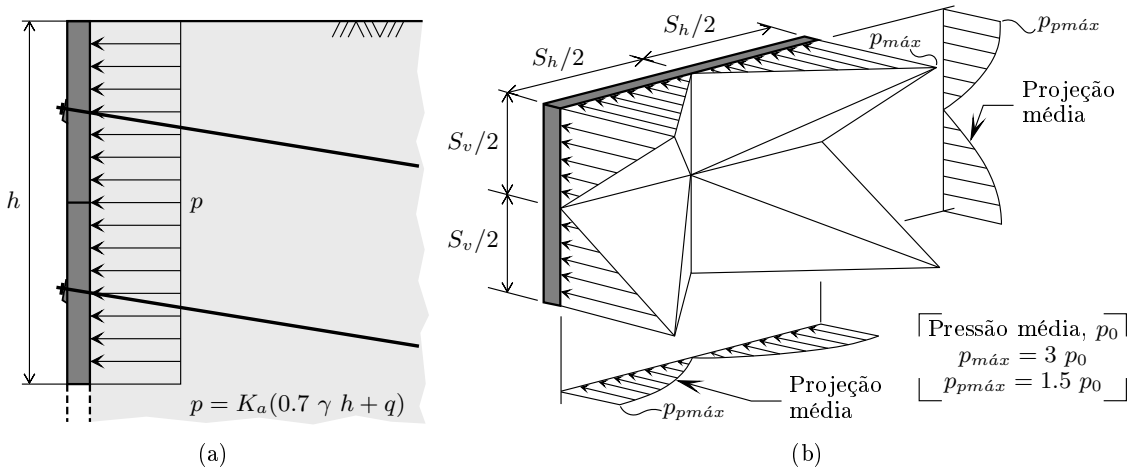


Figura 4.23: Tipos de distribuição para as pressões no solo sob o paramento: a) Distribuição uniforme; b) Distribuição piramidal; (adaptada de Clouterre, 2002).

A distribuição piramidal representada na Figura 4.23b é menos conservativa do que a distribuição uniforme de Clouterre (1991). Conforme Clouterre (2002), a distribuição piramidal reduz em 25% os esforços de flexão em relação a uma distribuição uniforme.

Ao leitor especialmente interessado em obter informação detalhada adicional sobre ambas as distribuições representadas na Figura 4.23, nomeadamente sobre a maneira como estas foram definidas, recomenda-se o estudo de Clouterre (2002).

No que respeita ao cálculo do esforço de tração na cabeça das pregagens, Clouterre (2002) constatou que a regra empírica proposta por Clouterre (1991) definida pela fórmula (4.31), é geralmente conservativa em relação a uma determinação direta do confinamento que cobre toda a estabilidade global. Então, o mesmo trabalho propõe novas regras de cálculo para este esforço, que serão seguidamente abordadas, tendo em conta algumas considerações de ordem prática referentes a situações correntes. Para situações particulares em que não se verificarem as considerações que irão ser mencionadas, recomenda-se a análise de Clouterre (2002).

Clouterre (2002) refere que o esforço de tração na cabeça das pregagens, adotado para justificar a resistência do paramento, deve responder a três condições necessárias que, por sua vez, se traduzem nos esforços seguintes:

- $T_0$  é o esforço de tração que se infere do cálculo de estabilidade global;
- $T_1$  é o esforço resultante da força de tração necessária para garantir a estabilidade do paramento por mobilização de atrito contra o solo;
- $T_2$  é o esforço resultante da força de tração necessária para assegurar o confinamento do solo.

Na prática, o esforço  $T_1$  não é calculado porque procura-se garantir a prescrição construtiva referida anteriormente, isto é, uma sequência construtiva com execução faseada de painéis com dimensões reduzidas. Situação semelhante acontece com o esforço  $T_2$ , ou seja, este não é calculado porque procura-se definir que a instalação de pregagens e a projeção de betão devem ocorrer no menor espaço de tempo após a escavação de cada painel (no caso de taludes de escavação) ou os trabalhos de tratamento e regularização da superfície inerente a cada painel (no caso de taludes naturais). Em suma, para as situações correntes, os valores de  $T_1$  e  $T_2$  não são condicionantes em face ao valor  $T_0$ , se forem adotadas práticas construtivas adequadas.

Sendo assim, o dimensionamento estrutural do paramento, tanto na zona crítica como na zona corrente, depende essencialmente do esforço de tração na cabeça das pregagem,  $T_0$ , e do esforço de tração máximo na pregagem,  $T_{máx}$ . A fórmula empírica proposta por Clouterre (2002) para calcular o valor de  $T_0$ , igualmente em função do espaçamento entre as pregagens, é dada por:

$$T_0 = T_{máx}(0.4 + 0.2 S) \quad (4.35)$$

onde os valores de  $S$  e  $T_{máx}$  são dados pelas equações (4.32) e (4.33), respetivamente.

O dimensionamento à flexão deve ser realizado com base na componente normal ao paramento do esforço de tração na cabeça da pregagem,  $T_N$ , dada por (Clouterre, 2002):

$$T_N = T_0 \cos(\delta - \eta) \quad (4.36)$$

em que  $\delta$  é o ângulo de inclinação da pregagem abaixo da horizontal e  $\eta$  é o ângulo de

inclinação do paramento em relação à vertical. Esta componente normal é equilibrada por uma distribuição de pressão piramidal sobre o paramento, como a representada pela Figura 4.23b.

O dimensionamento ao punçoamento deve ser realizado com base no esforço de punçoamento,  $T_P$ , obtido da equação (Clouterre, 2002):

$$T_P = T_{máx} \quad (4.37)$$

onde o valor de  $T_{máx}$  é também dado pela equação (4.33). No entanto, deve-se deduzir deste valor a parte transmitida diretamente ao solo, segundo o esquema usual de rotura potencial a  $45^\circ$ , em torno da cabeça da pregagem, definido em Lazarte et al. (2003). A reação local do solo é tida como sendo igual a  $0.5 p_l$ , em que  $p_l$  é a pressão limite do ensaio pressiométrico.

## 4.7 Dimensionamento da placa de apoio da cabeça da pregagem

O dimensionamento da placa de apoio da cabeça da pregagem é não raras vezes subestimado pelos projetistas, sendo comum adotarem-se as dimensões em planta e as espessuras padrão referidas no Capítulo 2 (ver 2.3), sem fazer qualquer tipo de verificação. Todavia, a maioria das normas internacionais e guias de projeto correntes reconhecem a importância da cabeça da pregagem e, por conseguinte, da placa de apoio para o funcionamento global do sistema solo-pregagem (Shiu e Chang, 2005). Sendo assim, revestem-se de grande importância as indicações para o correto dimensionamento seguidamente apresentadas e que devem ser tomadas em consideração pelos projetistas. Note-se que nesta secção aborda-se o dimensionamento da placa de apoio para soluções de revestimento suaves e flexíveis. O dimensionamento do mesmo elemento para soluções de revestimento rígidas foi abordado em 4.6.4.

A placa de apoio deve ser corretamente dimensionada para prevenir a rotura do solo sob a mesma por insuficiente capacidade resistente ao carregamento (ver Capítulo 3, Figura 3.16h) e para promover o efeito de arco no solo, de modo a reduzir a instabilidade local da superfície entre as pregagens. Além disso, a placa de apoio deve proporcionar uma área de contacto com o solo sob a mesma adequada para contribuir para o efeito de confinamento do solo na zona ativa, a fim de prevenir a rotura do solo em torno das pregagens (ver Capítulo 3, Figura 3.16g). Se o espaçamento entre as pregagens for demasiado elevado e (ou) as dimensões da placa de apoio forem muito reduzidas, pode ocorrer rotura do solo entre as pregagens (Phear et al., 2005).

De acordo com Shiu e Chang (2005), em todos os métodos de dimensionamento as dimensões em planta e a espessura da placa de apoio são determinadas em função da pressão do terreno que atua sob a placa de apoio. Dois aspetos principais do dimensionamento são considerados: i) a capacidade resistente ao carregamento do solo sob a placa de apoio; ii) a resistência estrutural da própria placa de apoio. Acontece que muitos dos métodos de dimensionamento, entre os quais os métodos publicados em Clouterre

(1991) e Lazarte et al. (2003), foram desenvolvidos para paredes de contenção pregadas onde as cabeças das pregagens estão integradas num revestimento de betão projetado contínuo. Nesses casos, a rotura do solo sob a placa de apoio ou sob o revestimento é improvável de ocorrer e, como tal, poucas indicações são fornecidas em relação à capacidade resistente ao carregamento (Shiu e Chang, 2005). Deste modo, apresentam-se seguidamente as metodologias de dimensionamento contra a rotura do solo sob a placa de apoio por insuficiente capacidade resistente ao carregamento.

Conforme Phear et al. (2005), para taludes com pouca inclinação (inclinação até cerca de 30° com a horizontal), a equação básica de Terzaghi (1943) para avaliar a capacidade resistente de sapatas quadradas, permite obter uma estimativa preliminar simples da dimensão,  $a$ , requerida para a placa de apoio. Esta metodologia fornece a capacidade resistente ao carregamento,  $q_{ult}$ , da placa de apoio por meio da equação:

$$q_{ult} = 1.3 c' N_c + \gamma' D N_q + 0.4 a \gamma' N_\gamma \quad (4.38)$$

em que  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são os coeficientes adimensionais de capacidade resistente ao carregamento habitualmente adotados no dimensionamento de fundações superficiais.

O trabalho de HA 68/94 (1994) inclui uma metodologia para calcular as dimensões da placa de apoio para soluções de revestimento suaves e flexíveis. Esta metodologia verifica a capacidade resistente ao carregamento da placa de apoio, submetida ao esforço de tração mobilizado na cabeça da pregagem, por intermédio de soluções de limite inferior e superior. De acordo com HA 68/94 (1994), o esforço na cabeça da pregagem é calculado por meio da diferença entre o esforço de tração máximo na pregagem,  $T_{máx}$ , e a força de arrancamento resultante da mobilização da resistência lateral solo-pregagem ao longo do comprimento inserido na zona ativa. No entanto, Shiu e Chang (2005) concluíram que seria mais apropriado desprezar a resistência ao arrancamento mobilizada na zona ativa, pelas seguintes razões: i) não tem qualquer efeito significativo sobre o resultado, uma vez que a resistência ao arrancamento, que pode ser desenvolvida na zona ativa, é reduzida devido à baixa gama de tensões efetivas na zona frontal do talude; ii) a massa de solo próxima da face do talude pode ser facilmente perturbada por alterações ambientais (designadamente, erosão e mudanças cíclicas da pressão na água dos poros) e outras atividades (nomeadamente, trabalhos de construção e plantação). Diante do exposto, o valor da resistência ao arrancamento que pode ser mobilizado é incerto, sendo mais seguro admitir-se que o valor do esforço na cabeça da pregagem é igual ao valor de  $T_{máx}$ . Desta forma, descreve-se em seguida a solução de limite inferior do trabalho de HA 68/94 (1994), modificada com base nas conclusões de Shiu e Chang (2005).

A solução de limite inferior é mais simples e de mais fácil aplicação do que a solução de limite superior. Ao leitor interessado em estudar a solução de limite superior recomenda-se a análise do trabalho de HA 68/94 (1994). A solução de limite inferior, representada na Figura 4.24, é conservativa em virtude de ser bidimensional e ignorar o atrito lateral. A capacidade resistente ao carregamento da placa de apoio é estimada com base na razão da pressão na água dos poros,  $r_u$ , no ângulo de atrito efetivo do solo,  $\phi'$ , no ângulo de inclinação do talude com a horizontal,  $\beta$ , e no ângulo de inclinação da pregagem com a horizontal,  $\delta$ . A dimensão,  $a$ , da placa de apoio é calculada por meio da equação (HA

68/94, 1994; Phear et al., 2005):

$$a = \left( \frac{T_{m\acute{a}x}}{\eta} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.39)$$

com:

$$\eta = \frac{\gamma (1 - r_u) \tan \beta e^{3\left(0.785 - \frac{\phi'}{114.6} + \frac{\delta}{57.3}\right) \tan \phi'}}{2 \cos\left(0.785 + \frac{\phi'}{114.6}\right) (1 - \sin \phi')} \quad (4.40)$$

em que  $\phi'$ ,  $\beta$  e  $\delta$  são expressos em graus e  $T_{m\acute{a}x}$  é o esforço de tração máxima na pregagem.

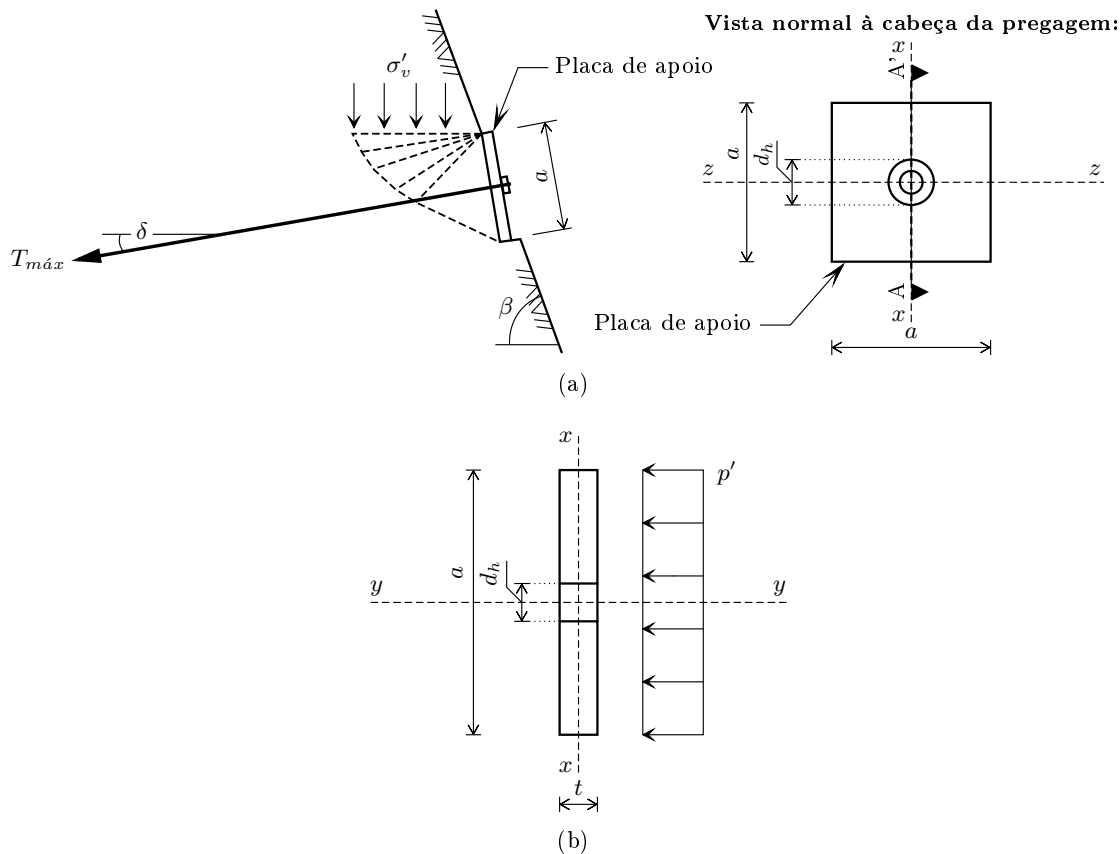


Figura 4.24: Placa de apoio: a) Capacidade resistente ao carregamento (adaptada de HA 68/94, 1994; GEO, 2008); b) Secção transversal, A-A' (adaptada de Phear et al., 2005).

Tendo-se determinado as dimensões em planta da placa de apoio é, então, necessário calcular a espessura,  $t$ , a fim de verificar a resistência estrutural. Embora se trate de um aspeto estrutural, que à partida poderia ficar fora do âmbito do presente trabalho, tendo em conta que a verificação da resistência estrutural é relativamente simples, optou-se por abordar o seu cálculo de seguida. Esta verificação consiste no dimensionamento à flexão da placa de apoio submetida à pressão,  $p'$ , sob a mesma. A pressão  $p'$ , representada na Figura 4.24b, é avaliada por meio da equação (Phear et al., 2005):

$$p' = \frac{T_{m\acute{a}x}}{A_{placa}} \quad (4.41)$$

em que  $T_{máx}$  é o esforço de tração máximo na pregagem e  $A_{placa}$  é a área superficial da placa de apoio.

O módulo de resistência à flexão da secção transversal em relação ao eixo  $zz$ ,  $W_{zz}$ , é dado por (Phear et al., 2005):

$$W_{zz} = \frac{(a - d_h) t^2}{6} \quad (4.42)$$

em que  $a$  e  $t$  são a altura e a espessura da placa de apoio, respetivamente, e  $d_h$  é o diâmetro da armadura da pregagem.

O momento em relação ao eixo  $zz$ ,  $M_{zz}$ , é dado por (Phear et al., 2005):

$$M_{zz} = \frac{p' a^2}{2} \frac{a}{4} \quad (4.43)$$

Deste modo, a segurança fica verificada se (Phear et al., 2005):

$$\sigma = \frac{M_{zz}}{W_{zz}} \leq \frac{f_{yk,placa}}{\gamma_{s,placa}} \quad (4.44)$$

em que  $f_{yk,placa}$  é o valor característico da tensão de cedência da placa de apoio e  $\gamma_{s,placa}$  é um coeficiente parcial de segurança. Em conformidade com Phear et al. (2005), esta verificação não é necessária nos casos em que a placa de apoio é colocada sobre um elemento em betão.

A placa de apoio é o elemento de maior rigidez que transfere a carga do material de revestimento para a pregagem. Este elemento deve ser posicionado de forma paralela e em contacto com o material de revestimento, para evitar o aumento de tensão localizado no material de revestimento e o risco de rotura por rompimento em redor da placa de apoio. Na pormenorização deve-se ter em conta que a placa de apoio geralmente não é posicionada perpendicularmente à pregagem (Phear et al., 2005). Também devem ser consideradas as tolerâncias construtivas recomendadas na norma EN 14490 (2010) e que são válidas para todos os métodos de instalação das pregagens, nomeadamente: i) tolerância posicional da instalação à superfície do terreno:  $\pm 100 \text{ mm}$  horizontalmente e verticalmente; ii) desvio de inclinação medido na cabeça da pregagem acabada:  $\pm 5^\circ$  do alinhamento de projeto; iii) desvio de orientação da pregagem ao longo do seu comprimento total,  $L_t$ :  $\pm (1/30) L_t$ .

Note-se que qualquer influência estabilizadora ou benefícios derivados da utilização de um revestimento flexível são ignorados na abordagem acima apresentada, logo, conforme Phear et al. (2005), esta pode ser conservativa em algumas situações. Desta forma, nos casos em que são utilizados revestimentos flexíveis, o dimensionamento da placa de apoio pode ser otimizado através da determinação das características de resistência ao punçoamento e de deformação da solução de revestimento adotada. Ao leitor interessado em aprofundar o assunto recomenda-se o estudo do trabalho de Phear et al. (2005), que contém um caso de estudo de um dimensionamento onde foram consideradas estas características por meio de uma modelação numérica.

## 4.8 Dimensionamento do comprimento e distribuição das pregagens

### 4.8.1 Generalidades

A avaliação do comprimento das pregagens é influenciada por vários fatores, sendo os mais importantes os seguintes (Clouterre, 1991; Phear et al., 2005): i) a resistência do terreno; ii) a altura da face do talude; iii) o ângulo de inclinação do talude; iv) o tipo de pregagens (pregagens furadas e seladas ou pregagens cravadas); v) a resistência lateral solo-pregagem; vi) as restrições ambientais; vii) o tipo de revestimento (suave, flexível ou rígido). A distribuição de comprimentos das pregagens num talude pode ser selecionada como uniforme (isto é, apenas um comprimento de pregagem é utilizado para todo o talude) ou variável (isto é, diferentes comprimentos podem ser utilizados para níveis de pregagens individuais dentro de uma secção transversal do talude) (Lazarte et al., 2003).

Uma distribuição de pregagens de comprimento uniforme ao longo da altura do talude, como mostra a Figura 4.25, é uma disposição corrente e muitas vezes a mais prática, em particular por razões de aprovisionamento de materiais, construção e controlo de qualidade (Clouterre, 1991; Lazarte et al., 2003). Em regra geral, na fase de pré-dimensionamento, a menos que se tenha uma experiência particular, deve-se optar por uma distribuição de comprimentos sensivelmente uniforme. Posteriormente, é conveniente analisar e comparar outras distribuições (distribuições de comprimento variável), com o intuito de tentar refinar e (ou) otimizar o comprimento total de pregagens. A análise e a comparação das diferentes distribuições devem ser realizadas com o devido bom senso, tendo, para isso, em conta diversas considerações de ordem prática, nomeadamente no que respeita ao corte e às dimensões padrão das armaduras das pregagens. É importante verificar a possibilidade dos comprimentos resultantes do corte das armaduras poderem ser utilizados, preferencialmente, na execução de pregagens da mesma obra, a fim de evitar o desperdício de material. Por outro lado, é importante não estabelecer uma gama muito diferente de comprimentos para prevenir eventuais erros de construção, designadamente, a execução de pregagens com comprimento inferior ao requerido em projeto.

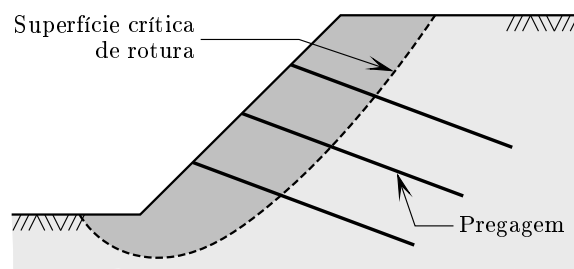


Figura 4.25: Distribuição de pregagens de comprimento sensivelmente uniforme (adaptada de Wei e Cheng, 2010).

As distribuições de pregagens de comprimento variável são igualmente úteis para atender a situações particulares (por exemplo, no caso de existirem redes de serviços no interior do

maciço e (ou) fundações de estruturas suportadas pelo talude) ou para responder a certas restrições ambientais (por exemplo, a otimização do uso do espaço disponível) (Clouterre, 1991). A colocação de pregagens mais curtas na parte superior do talude, como mostra a Figura 4.26a, é uma disposição corrente para atender às situações referidas, mas também, conforme Wei e Cheng (2010), é uma solução bastante eficaz para aumentar a estabilidade do talude. Pelo contrário, a distribuição inversa (comprimento das pregagens decrescente com a profundidade) representada na Figura 4.26b, é uma disposição menos eficaz e, de maneira geral, desaconselhada. Normalmente, esta disposição é recomendada para novas paredes de contenção pregadas ou novos taludes de escavação, uma vez que controla melhor os deslocamentos no topo da estrutura.

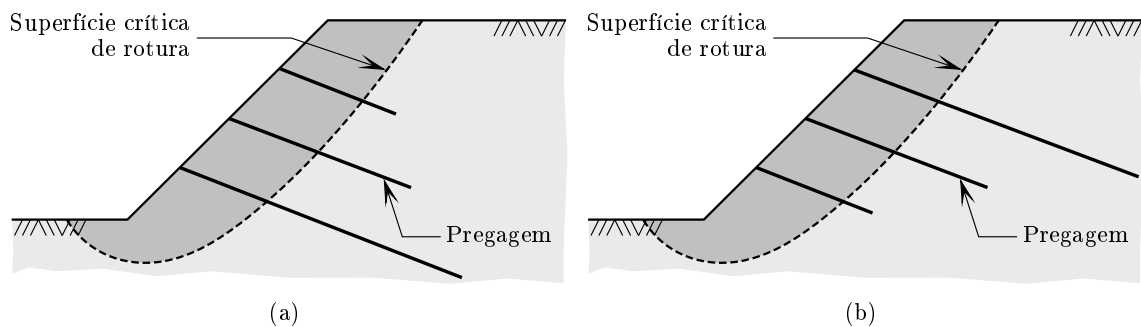


Figura 4.26: Distribuições de pregagens de comprimento variável: a) Comprimento crescente com a profundidade; b) Comprimento decrescente com a profundidade; (adaptada de Wei e Cheng, 2010).

Nos pontos seguintes abordam-se vários métodos para o dimensionamento do comprimento e distribuição das pregagens, designadamente:

- métodos empíricos;
- métodos de equilíbrio limite;
- métodos numéricos.

#### 4.8.2 Métodos empíricos

Em conformidade com Phear et al. (2005), existem correlações empíricas e ábacos de pré-dimensionamento para que os projetistas possam fazer uma avaliação preliminar do comprimento das pregagens e da densidade de pregagens. No entanto, tanto as correlações como os ábacos devem ser utilizados com precaução, visto que não têm em conta possíveis singularidades geológicas subjacentes que podem afetar a estabilidade. Além disso, as situações reais de projeto podem ter (Phear et al., 2005): i) condições do terreno heterogêneas; ii) comprimentos de pregagens e condições de carregamento variáveis; iii) diferentes valores da resistência lateral última solo-pregagem em cada nível de pregagens devido à variação da estratigrafia do terreno. Para exemplificar, no que respeita às correlações empíricas, Bruce e Jewell (1987) definiram quatro relações, sendo a mais

utilizada a relação empírica do comprimento,  $L/H$ , dada por:

$$\frac{L}{H} = \frac{\text{Comprimento máximo da pregagem}}{\text{Altura da escavação}} \quad (4.45)$$

A Tabela 4.14, referente a pregagens furadas e seladas, e a Tabela 4.15, referente a pregagens cravadas, apresentam diversos exemplos da relação  $L/H$  e da área de revestimento por pregagem,  $A$ , para vários solos, ângulos de inclinação do talude com a horizontal,  $\beta$ , e revestimentos.

Tabela 4.14: Relação empírica do comprimento,  $L/H$ , para pregagens furadas e seladas (adaptada de Phear et al., 2005).

Tipo de solo	$\beta$ (°)	Tipo de revestimento	$\frac{L}{H}$	$A$ (m <sup>2</sup> )	Fonte
Areia fracamente cimentada; areia siltosa; sedimentos aluviais; areia e cascalho (três locais)	70-90	Rígido	0.5-0.8	1.5-2.8	1
Xistos alterados, xistos finos e lamitos (dois locais)	75 e 80	Rígido	0.55, 0.75	2.0, 2.3	1
<i>Moraines</i> e margas (cinco locais)	70-90	Rígido	0.5-1.0	2.4-6.0	1
Solos investigados por Clouterre (1991) (ver Secção 4.5.3.5)	70-90	Rígido	0.8-1.2	2.5-6.0	2
Cascalho médio sobre areia fracamente cimentada	90	Rígido	1.0	1.5	3
Argilas arenosas ou areias siltosas	80	Rígido	1.0	0.7	4
Aterro de areia argilosa sobre argila arenosa rija ou areia siltosa	70	Rígido	1.0	1.0	4
Argila siltosa e areia argilosa	70	Flexível	0.63-1.1	2.3-2.9	5
Marga	68	Flexível	2.2	1.0	6
Argila arenosa rija a dura	68	Flexível	1.3	2.25	6
Argila de alta plasticidade	57	Flexível	1.0	0.8-1.5	6
Sedimentos glaciares	≈ 30	Suave	0.9-1.2	0.5-2.3	7
Argila de alta plasticidade	24	Nenhum	1.38	2.4	6

**Fontes:**

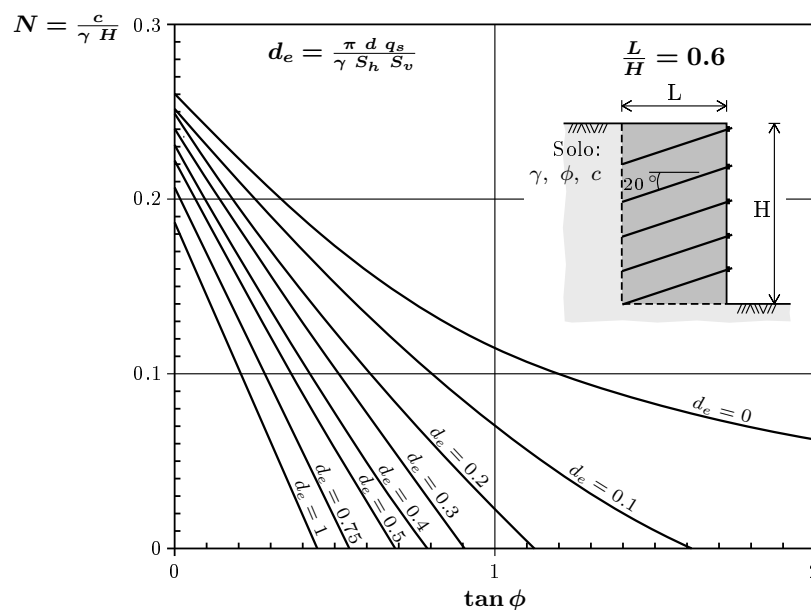
- |                           |                           |                  |
|---------------------------|---------------------------|------------------|
| 1. Bruce e Jewell (1987); | 4. Pedley (2000);         | 7. Unwin (2001). |
| 2. Clouterre (1991);      | 5. Pedley e Pugh (1995);  |                  |
| 3. Johnson e Card (1998); | 6. Johnson et al. (2002); |                  |

Tabela 4.15: Relação empírica do comprimento,  $L/H$ , para pregagens cravadas (adaptada de Phear et al., 2005).

Tipo de solo	$\beta$ (°)	Tipo de revestimento	$\frac{L}{H}$	$A$ (m <sup>2</sup> )	Fonte
Areias e areias siltosas (quatro locais)	90	Rígido	0.5-0.6	0.5	1
Solos investigados por Clouterre (1991) (ver Secção 4.5.3.5)	70-90	Rígido	0.5-0.7	0.5-1	2
Aterro de areia argilosa	56	Não disponível	2	0.8-1.2	3
Argila de alta plasticidade (formação de argila de Londres)	45	Nenhum	0.625	0.72	3

**Fontes:**  
 1. Bruce e Jewell (1987); | 2. Clouterre (1991); | 3. Johnson et al. (2002).

No que concerne aos ábacos de pré-dimensionamento, exemplos deste tipo de ábacos podem ser encontrados nos trabalhos de Gigan (1986), Clouterre (1991) e Lazarte et al. (2003). A Figura 4.27 mostra um exemplo dos ábacos de Gigan (1986), que são os mesmos de Clouterre (1991). Estes ábacos foram estabelecidos no sistema de coordenadas  $(\tan \phi, N)$ , em que  $\phi$  é o ângulo de atrito do solo e  $N$  é a relação de estabilidade, que caracterizam a resistência ao corte do solo considerado, suposto homogêneo. Eles contêm as curvas de isovalores da densidade de pregagens,  $d_e$ , correspondente à estabilidade limite da parede. Cada ábaco foi estabelecido para um determinado valor da relação  $L/H$ .

Figura 4.27: Ábaco de pré-dimensionamento para  $L/H = 0.6$  (adaptada de Clouterre, 1991).

### 4.8.3 Métodos de equilíbrio limite

Acontece que a maioria dos métodos empíricos e ábacos de pré-dimensionamento foi desenvolvida para novas paredes de contenção pregadas ou novos taludes de escavação com revestimentos rígidos. Por outro lado, como foi discutido no Capítulo 3 (ver 3.4.3), para taludes existentes, é importante conhecer a extensão e a forma de qualquer potencial superfície de rotura, para calcular o quanto longas as pregagens necessitam de ser. Ora, os programas de computador disponíveis comercialmente, principalmente baseados em conceitos de equilíbrio limite, permitem realizar, de forma fácil e rápida, uma análise preliminar da estabilidade do talude, com o propósito de identificar a zona mais provável da superfície crítica de rotura. Desta forma, os comprimentos das pregagens, que podem não ser necessariamente todos iguais, são determinados em função da localização mais provável da superfície crítica de rotura (Phear et al., 2005).

Atualmente existem vários programas de computador de equilíbrio limite para a análise e projeto de soluções de pregagens, tais como, o *SLOPE/W*, o *Slide*, o *SNAIL* e o *GoldNail*. O trabalho de Pockoski e Duncan (2000) faz a comparação das características destes e de outros programas, com especial atenção para as questões que se relacionam com a facilidade de utilização, precisão e eficiência. O programa habitualmente utilizado em Portugal é o *SLOPE/W*. O *SLOPE/W* está formulado em termos de equações de equilíbrio de forças e de momentos. Conforme Krahn (2004), este programa permite efetuar análises por meio de diversos métodos de equilíbrio limite, nomeadamente, o método de Morgenstern & Price (Morgenstern e Price, 1965), o método de Spencer (Spencer, 1967) e o método de Bishop simplificado (Bishop, 1955).

Em GEO-SLOPE Intl. (2014) encontra-se um exemplo de utilização do programa *SLOPE/W* na análise da estabilidade de uma solução de pregagens. Em seguida, destacam-se alguns aspetos relevantes desse exemplo. A Figura 4.28 mostra a configuração do modelo e as propriedades do solo.

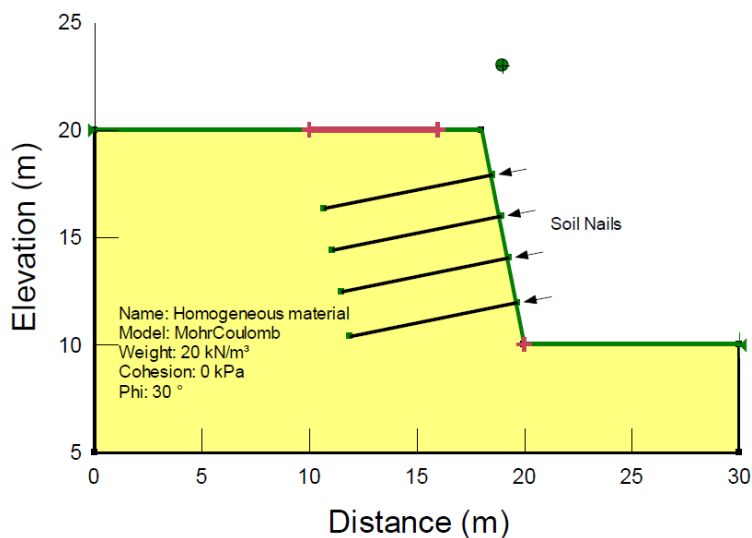


Figura 4.28: Geometria e propriedades do solo (adaptada de GEO-SLOPE Intl., 2014).

Os parâmetros específicos para as pregagens, a introduzir no programa, são os seguintes (Krahn, 2004): i) a resistência lateral solo-pregagem; ii) o coeficiente de segurança para a resistência lateral solo-pregagem; iii) o diâmetro do furo selado ou, para pregagens cravadas sem selagem, diâmetro da armadura; iv) o espaçamento horizontal da pregagem ao longo do talude; v) a resistência à tração da armadura; vi) o coeficiente de segurança para a resistência à tração da armadura; vii) a resistência ao corte da pregagem; viii) o coeficiente de segurança para a resistência ao corte da pregagem. Estes parâmetros estão destacados na Figura 4.29.

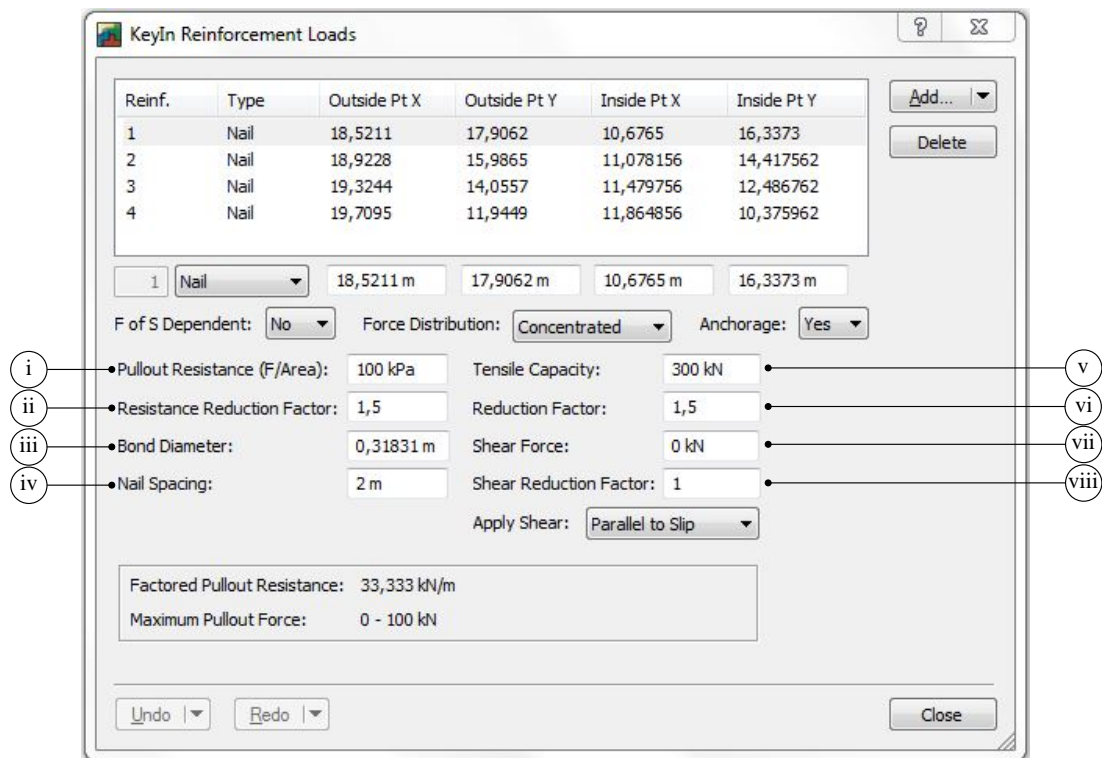


Figura 4.29: Parâmetros específicos para as pregagens requeridos pelo *SLOPE/W* (adaptada de GEO-SLOPE Intl., 2014).

Os parâmetros específicos mencionados são utilizados para determinar um diagrama da resistência à tração para cada pregagem, semelhante ao representado na Figura 4.30.

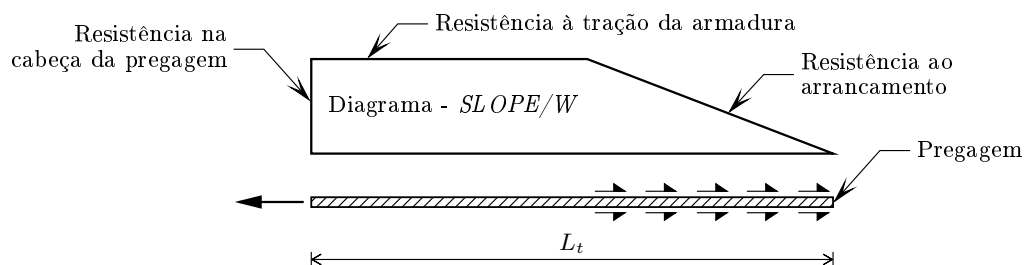


Figura 4.30: Diagrama da resistência à tração do *SLOPE/W* (adaptada de Pockoski e Duncan, 2000).

Em qualquer ponto ao longo do comprimento total da pregagem,  $L_t$ , o  $SLOPE/W$  tem em consideração duas componentes: i) a componente da resistência ao arrancamento; ii) a componente da resistência à tração da armadura. Desta forma, o programa calcula a capacidade resistente de cada pregagem, que é determinada pela componente que produz a menor força resistente, e indica quais as pregagens que são controladas por cada uma das componentes, como mostra a Figura 4.31. A Figura 4.32 mostra os resultados detalhados do cálculo efetuado pelo programa para uma das pregagens.

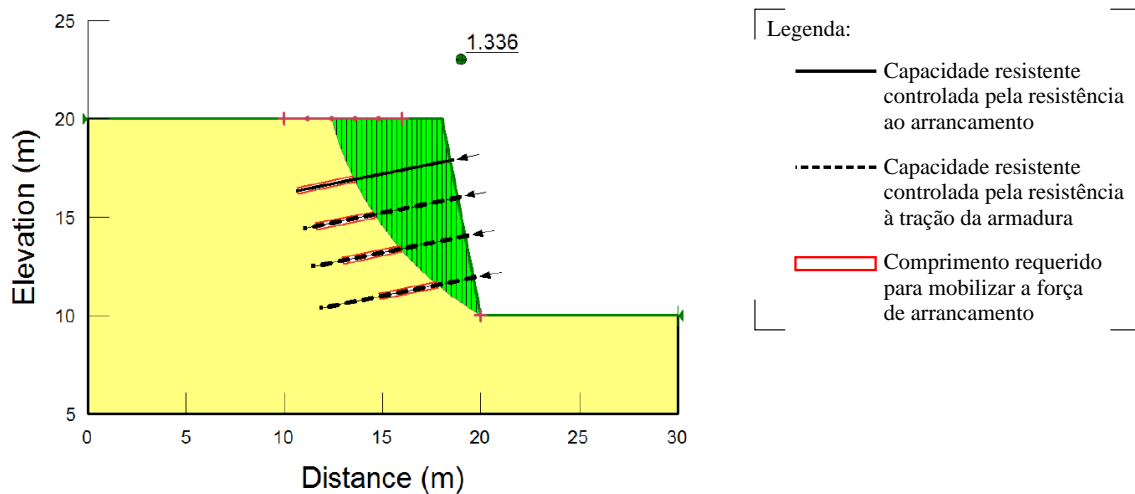


Figura 4.31: Coeficiente global de segurança e superfície crítica de rotura (adaptada de GEO-SLOPE Intl., 2014).

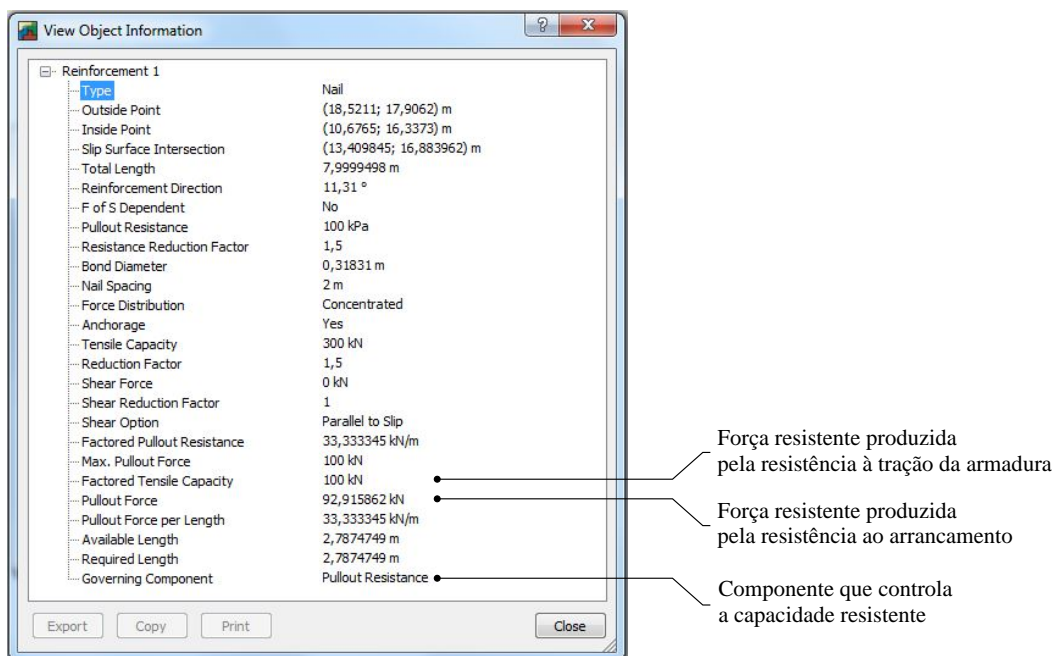


Figura 4.32: Resultados detalhados de uma pregagem (adaptada de GEO-SLOPE Intl., 2014).

Diante do que acaba de ser referido, constata-se que o programa não tem em conta o revestimento do talude e a resistência da cabeça da pregagem. Conforme Pockoski e Duncan (2000) e Krahn (2004), assume-se que existe alguma forma de revestimento que fornece a contenção lateral necessária para reter o solo. Esse revestimento pode ser em betão projetado reforçado com rede eletrossoldada, redes metálicas de alta resistência, ou outro tipo de materiais. Todavia, devem ser realizadas as verificações necessárias para assegurar as capacidades resistentes adequadas do revestimento e da cabeça da pregagem, verificações essas que, tal como referido em 4.6.1 e 4.7, não são frequentemente realizadas na prática.

No entanto existem programas que, para além dos parâmetros específicos relativos às pregagens referidos anteriormente, requerem a resistência da cabeça da pregagem, o que obriga a uma análise mais apropriada deste parâmetro antes da realização dos cálculos computacionais. O *Slide* é um desses programas, como mostra a Figura 4.33. Desta forma, o diagrama da resistência à tração considerado pelo *Slide* é o diagrama representado na Figura 4.34.

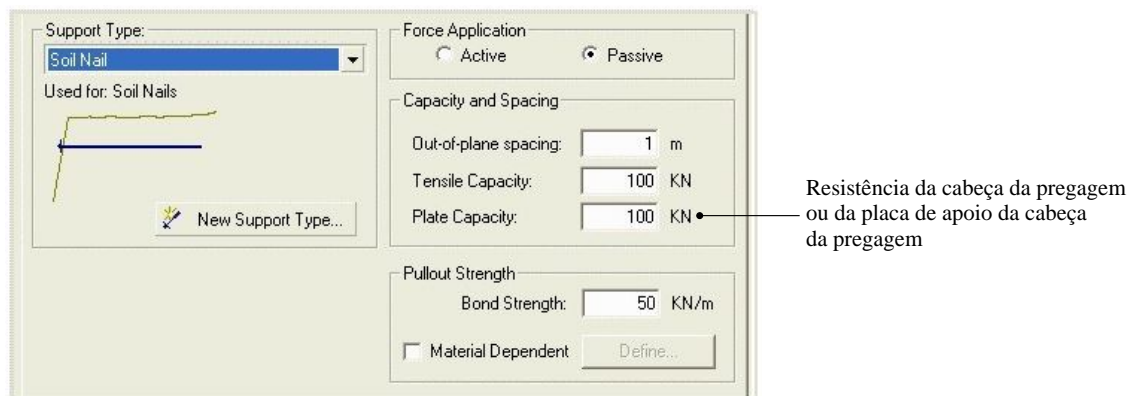


Figura 4.33: Alguns dos parâmetros específicos para as pregagens requeridos pelo *Slide* (adaptada de Rocscience Inc., 2014a).

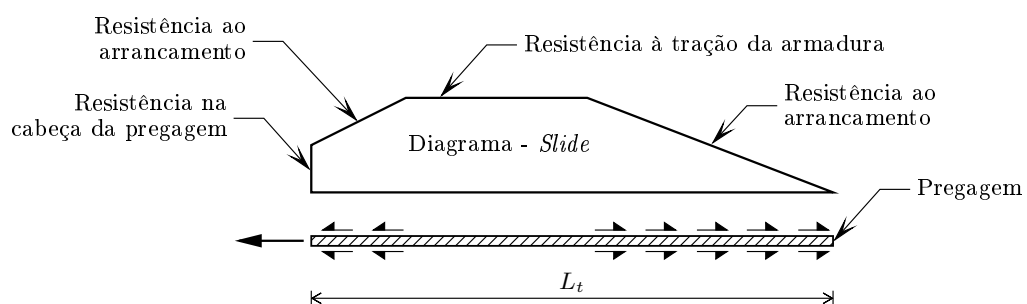


Figura 4.34: Diagrama da resistência à tração do *Slide* (adaptada de Pockoski e Duncan, 2000; Rocscience Inc., 2014b).

#### 4.8.4 Métodos numéricos

Em geral, utilizam-se os métodos de equilíbrio limite convencionais no projeto de soluções de pregagens, uma vez que estes são relativamente simples e fornecem resultados satisfatórios. No entanto, também podem ser utilizados métodos numéricos, como o método dos elementos finitos (MEF), porém estes são mais complexos, porque requerem estudos de caracterização geotécnica que forneçam informação de alta qualidade, assim como a calibração cuidadosa dos modelos constitutivos dos materiais, para fornecerem resultados significativos e confiáveis (Clouterre, 2002; Phear et al., 2005). Em conformidade com Rocscience Inc. (2004) e Hammah et al. (2005), o MEF tem diversas vantagens em relação aos métodos de equilíbrio limite convencionais, entre as quais, a capacidade para prever as tensões e as deformações do talude e dos elementos de reforço e a aptidão para modelar taludes com configurações complexas. Todavia, apesar dos avanços já verificados, nomeadamente no que se refere a interfaces de programas e tempos computacionais competitivos, ainda é necessário continuar a investigação e a publicação de informação sobre a qualidade e a precisão dos resultados do MEF, para aumentar a confiança dos projetistas na sua utilização.

### 4.9 Monitorização do comportamento

As especificações relativas ao tipo, à extensão e à precisão da monitorização do comportamento de estruturas de solo pregado devem ser estabelecidas em conformidade com o EC 7 (NP EN 1997-1, 2010). Um programa de monitorização adequado pode variar (desde a inspeção visual até à instrumentação completa) em função da Categoria Geotécnica ou da especificação do projeto (EN 14490, 2010). Em casos de risco significativo, a quantidade de movimento de taludes íngremes pregados deve ser monitorizada durante a construção, especialmente para novos taludes de escavação ou paredes de contenção. Desta maneira, em função da comparação entre o movimento observado e o movimento previsto na fase de projeto, o espaçamento e o número de pregagens de projeto tanto podem permanecer inalterados como podem necessitar de ser corrigidos, para melhorar a estabilidade global (Phear et al., 2005). Nos parágrafos seguintes apresentam-se, de forma sucinta, os principais objetivos da monitorização e a instrumentação habitualmente utilizada para a monitorização de estruturas de solo pregado. Ao leitor interessado em aprofundar este assunto recomenda-se a análise do trabalho de Dunicliff (1988), que contém informação detalhada sobre a monitorização e a instalação de instrumentação de campo.

Para além da medição de movimentos, a monitorização também pode fornecer informação útil para os seguintes fins (Dunicliff, 1988; Clouterre, 1991; Phear et al., 2005): i) a segurança durante a construção, permitindo que os procedimentos de construção sejam alterados; ii) desenvolver a economia de custos; iii) obter uma ideia do comportamento das estruturas de solo pregado e fornecer uma referência para futuros projetos que podem ter parâmetros de projeto do solo e das pregagens semelhantes; iv) fornecer informação sobre as necessidades de manutenção da monitorização do comportamento a longo prazo para aplicações permanentes.

Um programa típico de monitorização e observação inclui o controlo (Clouterre, 1991; Phear et al., 2005): i) dos deslocamentos horizontais e verticais da face do talude; ii) dos deslocamentos horizontais e verticais da massa de solo pregado; iii) dos deslocamentos locais ou da deterioração do revestimento; iv) dos níveis de água do terreno; v) do funcionamento do sistema de drenagem. Em certos casos particulares, também se podem verificar os esforços de tração nas pregagens. A Tabela 4.16 resume a instrumentação geralmente utilizada para a monitorização.

Tabela 4.16: Resumo da instrumentação geralmente utilizada para a monitorização de estruturas de solo pregado (adaptada de Clouterre, 1991; Phear et al., 2005).

<b>Parâmetros</b>	<b>Instrumentos geralmente utilizados</b>	<b>Comentários</b>
Deslocamentos horizontais	Métodos de levantamento topográfico Extensómetros Inclinómetros	Devem ser efetuadas observações visuais para complementar estes métodos
Deslocamentos verticais	Métodos de levantamento topográfico Marcas topográficas Extensómetros Inclinómetros horizontais Alvos topográficos	Devem ser efetuadas observações visuais para complementar estes métodos
Deslocamentos locais ou deterioração dos elementos de revestimento	Fissurómetros	Devem ser efetuadas observações visuais para complementar a leitura dos fissurómetros
Níveis de água do terreno e drenagem	Piezómetros	Deve ser realizada a observação visual dos drenos em funcionamento. Os piezómetros podem indicar indiretamente se os drenos estão em funcionamento.
Esforço de tração nas pregagens	Ferramentas dinamométricas	



## Capítulo 5

# Ensaio de controlo de qualidade

### 5.1 Considerações gerais

O controlo de qualidade das pregagens desempenha um papel vital na realização de soluções de pregagens de qualidade, pois a conformidade com os planos e as especificações de projeto deve resultar numa solução de pregagens que irá cumprir os seus requisitos durante a vida útil de projeto (Lazarte et al., 2003). Os ensaios de carga assumem uma importância relevante no controlo de qualidade das pregagens. Estes ensaios devem ser realizados em fases cruciais do projeto e da construção para validar os pressupostos de projeto, em particular a resistência lateral última solo-pregagem, e para confirmar que os requisitos de desempenho são cumpridos. Além disso, os mesmos ensaios são utilizados para verificar a adequação do método de instalação definido (Phear et al., 2005; Ferreira et al., 2012).

No presente capítulo, primeiramente serão tratados os principais tipos de ensaios de carga, as fases do projeto e da construção em que estes devem ser realizados, assim como o número de ensaios recomendado pelas normas internacionais e guias de projeto correntes. Em seguida, serão apresentados os métodos de ensaio que baseiam os procedimentos padrão de ensaio, incluindo os procedimentos recomendados para os ensaios prévios e para os ensaios de arrancamento. Posteriormente, será descrito o equipamento que o dispositivo típico de ensaio compreende. No final, serão abordados, de forma sucinta, os ensaios não destrutivos e os ensaios destrutivos, que também poderão vir a ter no futuro um papel importante no controlo de qualidade das pregagens.

### 5.2 Ensaio de carga em pregagens

#### 5.2.1 Generalidades

Uma revisão das normas e dos guias de projeto correntes, referidos no Capítulo 4 (ver 4.3), mostra uma grande variação não só dos tipos de ensaios de carga em pregagens, mas

também da terminologia empregue. Contudo, de acordo com a pré-norma prEN 14490 (2002) e as normas EN 14490 (2010) e NP EN 1997-1 (2010), tendo em conta os objetivos pretendidos e a posição que eles ocupam no processo de execução de uma solução de pregagens, podem ser distinguidos os três tipos de ensaios de carga seguintes:

- ensaios prévios;
- ensaios de arrancamento ou adequabilidade;
- ensaios de receção.

De entre os três tipos de ensaios, os mais comuns são os ensaios de arrancamento. Nos parágrafos seguintes apresentam-se, para cada um dos tipos, os principais objetivos e o número de ensaios a realizar que cada norma e guia de projeto sugere. No entanto, note-se que é comum a todas as normas e guias de projeto que os projetistas devem determinar os tipos e o número de ensaios, que sejam suficientes e representativos para ir ao encontro dos objetivos pretendidos e que reflitam a variabilidade das condições do terreno. Além disso, os projetistas devem definir uma distribuição uniforme dos ensaios por toda a zona de intervenção. Ao leitor interessado em obter informação adicional sobre os critérios inerentes a vários aspetos dos ensaios, nomeadamente a avaliação da carga máxima de ensaio, o número de ciclos de carga, o número de incrementos de carga, a interpretação dos resultados e os critérios de aceitação, recomenda-se a análise da pré-norma prEN 14490 (2002) e da norma EN 14490 (2010).

As normas BS 8081 (1989) e BS 8006 (1995) não serão citadas, uma vez que a primeira contém informação sobre ensaios de carga adequada para ancoragens e não para pregagens e a segunda não contém informação relevante sobre o assunto. Situação semelhante acontece com o guia de projeto HA 68/94 (1994), ou seja, este não será citado porque não possui informação sobre o assunto.

### 5.2.2 Ensaios prévios

Os ensaios prévios, basicamente, são ensaios de arrancamento realizados em pregagens de sacrifício, ou seja, em pregagens especialmente executadas para o efeito, antes do projeto detalhado, com o intuito principal de investigar a resistência lateral última solo-pregagem. De acordo com Clouterre (1991), normalmente estes ensaios são mais apropriados para grandes obras ou locais onde há pouca informação disponível, ou não existe experiência comparável, sobre as condições do terreno e o comportamento provável das pregagens. Estes ensaios podem limitar os riscos de atrasos, uma vez que permitem recolher dados importantes não só para o projeto, mas também para a construção (Phear et al., 2005).

Os ensaios prévios geralmente são opcionais e não são referidos na maioria das normas e dos guias de projeto usuais. Clouterre (1991) é o único guia de projeto que faz referência ao número de ensaios prévios a realizar. Esse número é indicado na Tabela 5.1, para um dado tipo de solo, em função da área de paramento referente a esse tipo de solo.

Tabela 5.1: Número recomendado de ensaios prévios em pregagens, para um dado tipo de solo, em função da área correspondente de paramento (adaptada de Clouterre, 1991).

Área de paramento ( $m^2$ )	N.º de ensaios prévios	Área do paramento ( $m^2$ )	N.º de ensaios de prévios
< 800	6	4 000 a 8 000	15
800 a 2 000	9	8 000 a 16 000	18
2 000 a 4 000	12	16 000 a 40 000	25

### 5.2.3 Ensaios de arrancamento

Os ensaios de arrancamento são realizados em pregagens de sacrifício, antes ou durante os trabalhos de execução, essencialmente para confirmar a resistência lateral última solo-pregagem adotada em projeto, mas igualmente para confirmar o desempenho das pregagens e a adequação do método de instalação adotado. Estes ensaios envolvem o carregamento da pregagem até à rotura ou, no mínimo, até uma carga de ensaio calculada com base no valor de cálculo da resistência lateral solo-pregagem e em coeficientes de segurança parciais apropriados (Lazarte et al., 2003; Ferreira et al., 2012).

De acordo com Clouterre (1991), na ausência de ensaios prévios, a realização de ensaios de arrancamento antes do início dos trabalhos de execução deve ser obrigatória em todos os projetos de soluções de pregagens. A maioria das normas e dos guias de projeto correntes estabelece o número mínimo de ensaios de arrancamento a realizar. Os guias de projeto Lazarte et al. (2003) e Lazarte (2011) referem que o número de ensaios deve ser definido com base em vários fatores, entre os quais a dimensão do projeto e o número dos principais e diferentes tipos de solo em que as pregagens serão instaladas. No mínimo, os dois guias indicam que devem ser realizados dois ensaios por cada camada principal e diferente de solo.

O guia de projeto GEO (2008) sugere que o número de ensaios deve ser definido em função da densidade de pregagens a executar. Desta forma, o guia propõe que o número de ensaios deve ser igual a 2% do número total de pregagens a executar, com o mínimo de dois ensaios.

O guia de projeto Clouterre (1991) sugere que o número de ensaios deve ser determinado, para um dado tipo de solo, em função da área de paramento inerente a esse tipo de solo. No mínimo, o guia propõe que o número de ensaios de arrancamento deve ser igual ao número de ensaios prévios indicado na Tabela 5.1. No entanto, o guia de projeto Clouterre (2002) indica uma nova proposta para o número mínimo de ensaios, que é apresentada na Tabela 5.2.

Os guias de projeto Rogbeck et al. (2005) e Phear et al. (2005) propõem as mesmas indicações e o mesmo número de ensaios que a pré-norma prEN 14490 (2002). Todavia, a versão mais recente da norma EN 14490 (2010) fornece indicações distintas das fornecidas na pré-norma prEN 14490 (2002) e, por isso, apresentam-se seguidamente as indicações da norma e não as da pré-norma. A norma EN 14490 (2010) sugere que o número de ensaios

Tabela 5.2: Número mínimo de ensaios de arrancamento em pregagens, para um dado tipo de solo, em função da área correspondente de paramento (adaptada de Clouterre, 2002).

Área de paramento ( $m^2$ )	N.º de ensaios de arrancamento	Área do paramento ( $m^2$ )	N.º de ensaios de arrancamento
< 400	3	4 000 a 8 000	11
400 a 800	5	8 000 a 16 000	13
800 a 2 000	7	16 000 a 40 000	15
2 000 a 4 000	9		

deve ser definido com base na Categoria Geotécnica (CG) (ver 4.2) do EC 7 (NP EN 1997-1, 2010), em que a obra se insere, mas também no número dos principais e diferentes tipos de solo em que as pregagens serão instaladas. A Tabela 5.3 indica o número de ensaios proposto.

Tabela 5.3: Número mínimo de ensaios de arrancamento em pregagens, em função da categoria geotécnica (adaptada de EN 14490, 2010; Ferreira et al., 2012).

Categoria geotécnica	Ensaos de arrancamento
CG 1	Opcionais
CG 2	Se não existir experiência comparável do tipo de solo: um mínimo de 3 ensaios, com pelo menos 1 ensaio por cada tipo de solo Opcionais no caso de existir experiência comparável
CG 3	Um mínimo de 5 ensaios, com pelo menos 2 ensaios por cada tipo de solo

#### 5.2.4 Ensaios de receção

Os ensaios de receção são realizados durante os trabalhos de execução, com o propósito de demonstrar o comportamento satisfatório da pregagem para uma carga de ensaio calculada em projeto (Ferreira et al., 2012). Estes ensaios geralmente são realizados em pregagens de serviço, isto é em pregagens pertencentes à solução de reforço, mas também podem ser realizados em pregagens de sacrifício. De acordo com Phear et al. (2005), os ensaios de receção devem, preferencialmente, ser realizados em pregagens de sacrifício, uma vez que, se por qualquer motivo a carga de ensaio for excessiva, esta não colocará em causa o funcionamento de um elemento pertencente à solução de reforço.

Em conformidade com Clouterre (1991), a realização de ensaios de receção durante os trabalhos de execução deve ser obrigatória em todos os projetos de soluções de pregagens. Tal como acontece com os ensaios de arrancamento, a maioria das normas e dos guias de

projeto correntes estabelece o número mínimo de ensaios de receção a realizar. Os guias de projeto Lazarte et al. (2003), Lazarte (2011) e GEO (2008) sugerem que o número de ensaios deve ser definido em função da densidade de pregagens a executar. O primeiro e o segundo referem que o número de ensaios deve ser igual a 5% do número total de pregagens a executar. O terceiro refere que o número de ensaios de receção pode ser o mesmo que o indicado para os ensaios de arrancamento, isto é, igual a 2% do número total de pregagens a executar, com o mínimo de dois ensaios.

Tal como para os ensaios prévios e os ensaios de arrancamento, o guia de projeto Clouterre (1991) sugere que o número de ensaios de receção deve ser definido, para um dado tipo de solo, em função da área de paramento referente a esse tipo de solo. A Tabela 5.4 apresenta o número de ensaios sugerido.

Tabela 5.4: Número mínimo de ensaios de receção em pregagens, para um dado tipo de solo, em função da área correspondente de paramento.

Área de paramento ( $m^2$ )	N.º de ensaios de receção
< 1 000	Um mínimo de 5 ensaios, com pelo menos 1 ensaio por cada fase de terraplenagem
$\geq$ 1 000	Um mínimo de 5 ensaios, com mais 1 ensaio por cada 200 $m^2$ suplementares

Os guias de projeto Rogbeck et al. (2005) e Phear et al. (2005) propõem as mesmas indicações e o mesmo número de ensaios que a pré-norma prEN 14490 (2002). No entanto, tal como foi efetuado anteriormente para os ensaios de arrancamento, apresentam-se em seguida as indicações da versão mais recente da norma EN 14490 (2010). A norma EN 14490 (2010) sugere que o número de ensaios deve ser definido com base na Categoria Geotécnica (CG) (ver 4.2) do EC 7 (NP EN 1997-1, 2010), em que a obra se insere, mas também na densidade de pregagens a executar. A Tabela 5.5 indica o número de ensaios proposto.

Tabela 5.5: Número mínimo de ensaios de receção em pregagens, em função da categoria geotécnica e da densidade de pregagens a executar (adaptada de EN 14490, 2010; Ferreira et al., 2012).

Categoria geotécnica	Ensaos de receção
CG 1	Opcionais
CG 2	2% do número total de pregagens a executar, com o mínimo de 3 ensaios
CG 3	3% do número total de pregagens a executar, com o mínimo de 5 ensaios

### 5.3 Métodos de ensaio

Em conformidade com Phear et al. (2005), antes da publicação da pré-norma prEN 14490 (2002), em 2002, existiam vários documentos disponíveis, nomeadamente, os guias de projeto Clouterre (1991) e Porterfield et al. (1994) e a norma BS 8006 (1995), com diferentes procedimentos para os ensaios de pregagens. Barley et al. (1997b) descrevem, de forma sucinta, as diferenças entre as filosofias de ensaio dos documentos nomeados. Um dos objetivos da pré-norma prEN 14490 (2002) e mais tarde, em 2010, da norma EN 14490 (2010), foi atender à necessidade de estabelecer procedimentos padrão para os ensaios de pregagens. Os procedimentos padrão que foram estabelecidos e que vigoram atualmente baseiam-se nos métodos de ensaio abaixo indicados.

- **Método de ensaio estático.** Este método consiste em carregar a pregagem por patamares de carga, até à carga máxima de ensaio, e em medir o deslocamento da pregagem correspondente a cada patamar. O número de patamares de carga, a sua duração e os critérios para passar de um patamar para o seguinte são apresentados na pré-norma prEN 14490 (2002) e na norma EN 14490 (2010), em função dos tipos de ensaios apresentados em 5.2. Em geral, são realizados entre um a três ciclos de carga e descarga. As características de fluência a longo prazo podem ser estudadas com este método, mantendo uma carga constante ao longo de um período de tempo superior e medindo o deslocamento correspondente.
- **Método de ensaio a velocidade constante.** Este método consiste em extrair a pregagem com uma velocidade constante de extração e em medir o esforço resistente originado. Os ensaios baseados neste método podem ser realizados para investigar a resistência lateral última solo-pregagem ou para confirmar os valores da mesma resistência adotados em projeto (isto é, eles têm o mesmo objetivo que os ensaios prévios estáticos e os ensaios de arrancamento). Os aspetos principais relacionados com este método são apresentados fundamentalmente na pré-norma prEN 14490 (2002).

De acordo com Clouterre (2002) e Phear et al. (2005), cada método tem as suas vantagens e desvantagens:

- no método de ensaio estático, a tração limite da pregagem geralmente não é determinada apenas com um incremento de carga. A duração dos ensaios é longa, portanto podem ser influenciados por perturbações ambientais. Não é possível obter qualquer informação quanto à ductilidade ou fragilidade do comportamento. A fluência não pode ser caracterizada se a carga não for rigorosamente constante durante a duração de cada patamar, condição que pode ser difícil de satisfazer. O dispositivo de ensaio é habitualmente mais fácil de instalar.
- no método de ensaio a velocidade constante, é possível determinar precisamente uma tração limite e caracterizar o comportamento após o pico da curva esforço-deslocamento, porém não é possível caracterizar a fluência. O método requer um sistema de reação muito mais substancial do que o método de ensaio estático.

O método mais utilizado é método de ensaio estático, porém não existe uma regra rígida de distribuição dos ensaios segundo um ou outro dos métodos. Conforme Clouterre (2002),

em vez de se estabelecer uma regra desse tipo, os projetistas devem ser incentivados a ter em conta os dados específicos do projeto sobre os quais têm responsabilidade.

Dentro dos procedimentos padrão de ensaio, importa salientar um aspeto, para o qual é comum não ser dada muita atenção, que é a separação do ensaio da capacidade resistente ao arrancamento da zona ativa e da zona passiva. Por um lado, como comprova o trabalho de Ferreira et al. (2012), quando os ensaios são realizados em pregagens com maior comprimento, não raras vezes, estas rompem pela sua armadura, sendo mais difícil quantificar o valor da resistência lateral última solo-pregagem, uma vez que, provavelmente, a resistência ao arrancamento mobilizada ao longo de todo o comprimento é exagerada. Por outro lado, existe a questão da não uniformidade da distribuição da resistência lateral solo-pregagem ao longo da pregagem.

Tal como referido no Capítulo 3 (ver 3.4.3), em projeto, é habitual admitir-se que a distribuição da resistência lateral solo-pregagem é uniforme ao longo da pregagem e que a resistência ao arrancamento é diretamente proporcional ao comprimento da pregagem. De forma semelhante, nos ensaios, é comum admitir-se que a distribuição da resistência lateral solo-pregagem em condições de serviço é uniforme ao longo da pregagem, mas oposta em direção, nas zonas ativa e passiva, respetivamente. De acordo com Phear et al. (2005), o pressuposto do desenvolvimento uniforme da resistência ao arrancamento com o comprimento da pregagem é geralmente razoável para pregagens de aço com mais de 20 *mm* de diâmetro e com comprimento até 5 *m*. No entanto, é provável que a distribuição da resistência lateral solo-pregagem seja altamente não uniforme quando o comprimento excede os 5 *m*. Desta forma, para pregagens com maior comprimento, o pressuposto do desenvolvimento uniforme da resistência ao arrancamento poderá resultar num erro de projeto se a resistência lateral solo-pregagem for extrapolada com base nos resultados de ensaios de arrancamento ao longo de todo o comprimento (Phear et al., 2005).

Do ponto de vista prático, só é possível estabelecer as capacidades resistentes ao arrancamento das zonas ativa e passiva, ensaiando estas zonas separadamente. Os resultados de tais ensaios irão fornecer informação mais precisa para o projeto e demonstrar a verdade ou desaprovar os valores da resistência lateral solo-pregagem adotados para o dimensionamento do comprimento total da pregagem, ou das pregagens, de ensaio (Phear et al., 2005). No entanto, tal como discutido no Capítulo 3 (ver 3.2 e 3.4.2), a localização da transição da zona ativa para a passiva é difícil de determinar, por isso, conforme Pedley e Pugh (1995) e Phear et al. (2005), geralmente admite-se que os segmentos da pregagem nas zonas ativa e passiva têm um comprimento igual a metade do comprimento total da pregagem, como mostra a Figura 5.1.

Sendo assim, recomendam-se os seguintes procedimentos para os ensaios prévios e para os ensaios de arrancamento (Barley et al., 1997a; Phear et al., 2005):

- submeter o segmento da pregagem na zona passiva ao arrancamento (geralmente, 50% do comprimento da pregagem). A pregagem de ensaio é executada através dos métodos de instalação definidos, mas a pregagem não é selada ao longo do seu comprimento na zona ativa (comprimento livre). Um dispositivo, por exemplo, um invólucro compressível ou um obturador inflável, similar aos apresentados na Figura 5.2, é instalado à profundidade apropriada da pregagem para proporcionar a

descontinuidade da coluna de calda de cimento. Em TAM Intl. (2013) e Geopro S.A. (2014) encontra-se informação sobre estes dispositivos.

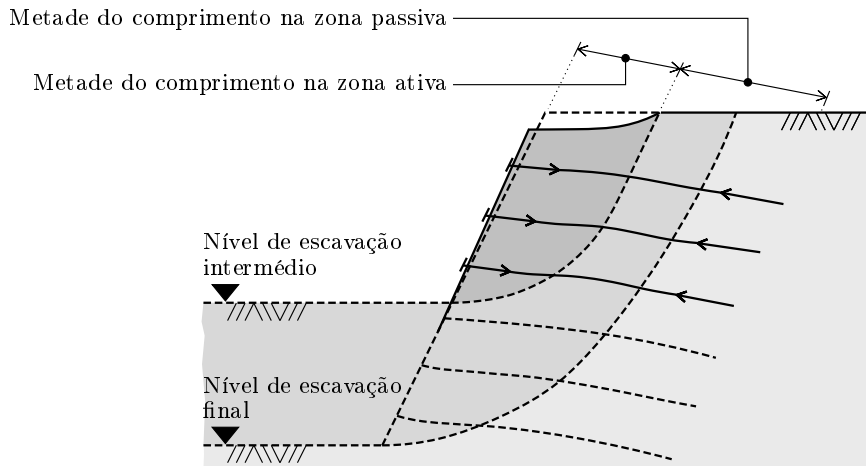


Figura 5.1: Mecanismo de rotura e transferência de esforço para um corte pregado (adaptada de Barley et al., 1997a; Phear et al., 2005).



Figura 5.2: Obturadores infláveis (adaptada de Rockwill, 2011).

- realizar um ensaio que submeta o segmento da pregagem na zona passiva ao arrancamento. A pregagem de ensaio é executada através dos métodos de instalação definidos, porém apenas com metade do comprimento de projeto.

O ensaio de pregagens instaladas por meio de auto-perfuração pode ser complicado. Tais sistemas, pela sua natureza, atualmente não permitem a instalação de dispositivos que proporcionem o comprimento livre da pregagem. Uma possível solução para pregagens auto-perfurantes é realizar os ensaios apenas dentro da zona ativa, isto é instalar apenas metade do comprimento de projeto. Isto irá permitir que a resistência lateral solo-pregagem seja medida com mais precisão e interpretada de forma conservadora na zona ativa. A resistência lateral na zona passiva pode então ser deduzida a partir da diferença entre os ensaios ao longo de metade do comprimento e os ensaios ao longo de todo o comprimento. Todavia, são necessárias mais investigações para desenvolver procedimentos de ensaio adequados para pregagens auto-perfurantes (Phear et al., 2005).

## 5.4 Dispositivos de ensaio

A Figura 5.3 ilustra, de forma esquemática, o dispositivo típico de ensaio de pregagens. A Figura 5.4 mostra dois exemplos idênticos de dispositivos de ensaios. Em geral, um dispositivo de ensaio compreende o seguinte equipamento (prEN 14490, 2002; Phear et al., 2005; Ferreira et al., 2012).

- **Equipamento de aplicação de carga.** Este equipamento, habitualmente constituído por um macaco hidráulico associado a uma bomba hidráulica, deve ter uma capacidade nominal pelo menos equivalente à carga máxima de ensaio e deve ser calibrado periodicamente (Ferreira et al. (2012) sugerem uma periodicidade de 6 meses). Na medida do possível, é conveniente que o curso máximo do êmbolo do macaco hidráulico seja suficiente para evitar uma recolocação durante o ensaio.
- **Medição da carga.** A carga aplicada à pregagem de ensaio pode ser medida, quer diretamente, por meio de uma célula de pressão calibrada, controlando a pressão hidráulica no macaco, quer indiretamente, por meio de uma célula de carga. As células de pressão e de carga devem ser calibradas com uma precisão de  $\pm 2\%$  da carga máxima de ensaio. Quando forem utilizadas células de carga, é conveniente efetuar a medição com um segundo dispositivo, devido às dificuldades de utilização das mesmas em campo.
- **Sistema de reação.** O equipamento de aplicação de carga deve ser instalado sobre uma estrutura de reação suficientemente rígida capaz de fornecer uma reação segura à carga máxima de ensaio. Além disso, esta estrutura deve ser concebida de forma a não transmitir pressões que excedam a capacidade portante admissível do paramento. A superfície em que a estrutura é colocada deve ser sempre perpendicular à pregagem de ensaio para evitar o carregamento excêntrico, que pode introduzir esforços de flexão na pregagem e influenciar a resistência ao arrancamento medida (ver Figura 5.5).
- **Medição dos deslocamentos.** O sistema de medição dos deslocamentos, normalmente constituído por defletómetros, deve ser calibrado e ter uma precisão de leitura de  $\pm 0.1 \text{ mm}$ . O suporte dos instrumentos de medição deve ser independente do equipamento de aplicação de carga e do sistema de reação. É conveniente que este suporte seja suficientemente rígido para não ser sensível a fenómenos climáticos ou pequenas vibrações. Os instrumentos de medição devem ter curso suficiente para acompanhar o movimento da pregagem durante todo o ensaio, sem que seja necessário fazer uma recolocação.

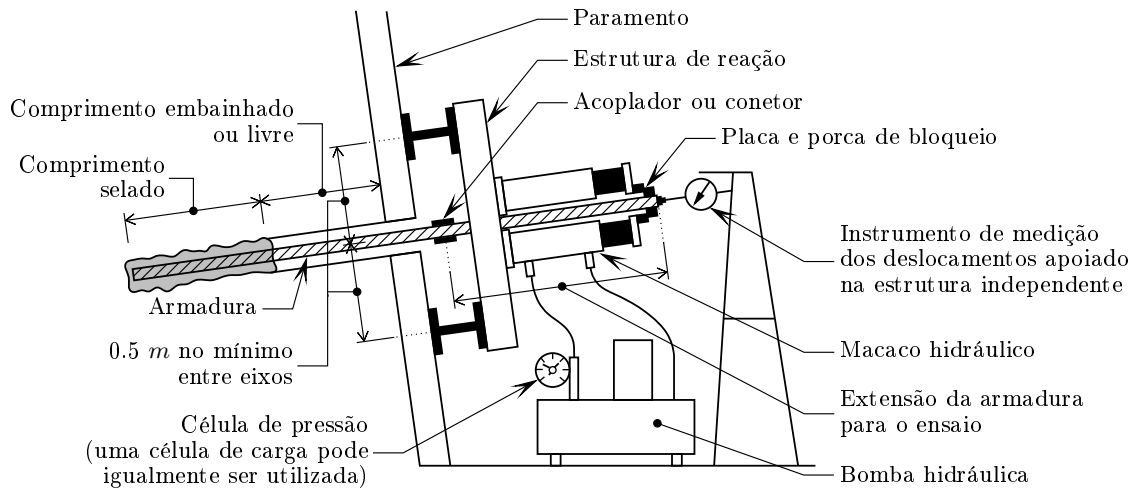


Figura 5.3: Ilustração esquemática do dispositivo típico de ensaio de pregagens (adaptada de prEN 14490, 2002; Phear et al., 2005).



Figura 5.4: Dispositivos tipo de ensaio de pregagens: a) Dispositivo de ensaio (adaptada de Jayawickrama et al., 2007); b) Dispositivo de ensaio (adaptada de GWR, 2014).

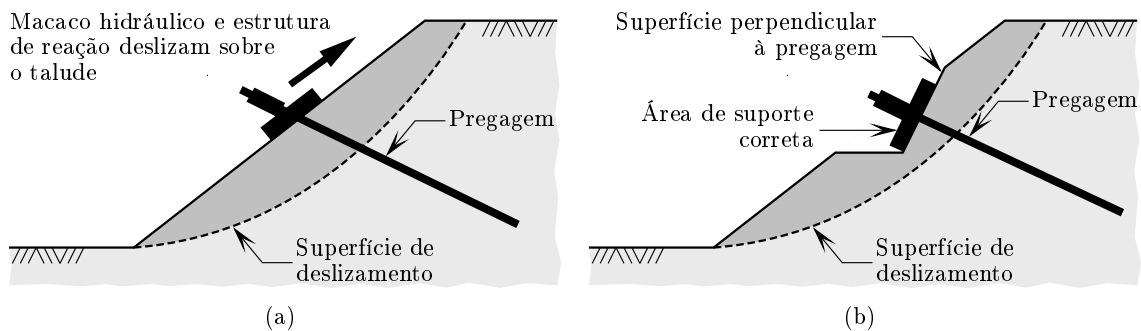


Figura 5.5: Preparação da superfície de suporte para a pregagem de ensaio: a) Prática incorreta; b) Prática correta; (adaptada de Phear et al., 2005; DYWIDAG, 2006b).

## 5.5 Ensaios não destrutivos

A maioria das normas internacionais e guias de projeto correntes mencionados no Capítulo 4 (ver 4.3), exceto os guias de projeto Phear et al. (2005) e (GEO, 2008), não faz qualquer referência aos ensaios não destrutivos. De acordo com Lee e OAP (2007), o desenvolvimento de ensaios não destrutivos de pregagens começou em Hong Kong por volta do ano de 2000 e, desde então, tem continuado a investigação relacionada com este tema. Este desenvolvimento já suscitou o interesse em países, como a Inglaterra, tal como é referido em Phear et al. (2005), e os EUA, como comprova o trabalho de Jayawickrama et al. (2007), porém nestes países e noutros, como Portugal, ainda não há um conhecimento generalizado destes ensaios.

Os ensaios não destrutivos têm o objetivo principal de incentivar a implantação de padrões mais elevados de construção, promovendo melhorias nos métodos de instalação e no controlo de qualidade. Conforme GEO (2008), estes ensaios têm sido utilizados para avaliar o comprimento e a integridade da própria armadura de aço da pregagem, assim como a integridade da sua selagem ao terreno. Os resultados dessas avaliações permitem construir uma visão global da integridade das pregagens instaladas. Os principais métodos de ensaio são os seguintes (Cheung, 2003; Pequicho, 2013): i) o método do eco sísmico; ii) o método *mise-a-la-masse* (também designado por método de gradiente de potencial eléctrico); iii) a magnetometria; iv) o método de indução eletromagnética; v) a refletometria no domínio do tempo. De entre estes métodos, a refletometria no domínio do tempo é considerado o mais apropriado para utilizar em pregagens. Ao leitor interessado em estudar os vários aspetos referentes a cada método, nomeadamente o princípio do método, o equipamento e as vantagens e limitações, recomenda-se a análise dos trabalhos de Cheung (2003), Lee e OAP (2007) e Jayawickrama et al. (2007).

## 5.6 Ensaios destrutivos

Tal como acontece com os ensaios não destrutivos, a maioria das normas internacionais e guias de projeto correntes mencionados no Capítulo 4 (ver 4.3), exceto os guias de projeto Phear et al. (2005) e (GEO, 2008), não faz qualquer referência aos ensaios destrutivos. Os ensaios destrutivos também têm o intuito de avaliar a integridade das pregagens instaladas. Estes ensaios pretendem a remoção da pregagem (e selagem do furo) para que esta possa ser observada e eventualmente analisada em laboratório. Conforme GEO (2008), os ensaios destrutivos são pouco viáveis e raramente são realizados numa obra. Na maioria dos casos são realizados para efeitos de investigação, nomeadamente na investigação relacionada com os ensaios não destrutivos. As principais técnicas de ensaio são as seguintes (Phear et al., 2005; GEO, 2008): i) a *stitch drilling* que consiste na execução de um conjunto de furos, todos paralelos e ligeiramente sobrepostos, à volta da pregagem, de modo a que no final seja escavado um anel deixando no meio a pregagem com a selagem e um pouco do terreno envolvente; tal é feito ao longo de toda a pregagem pelo que no final se pode retirar do terreno toda a pregagem (com selagem e solo envolvente); ii) a *over-coring* que consiste na realização de uma carotagem do terreno com um diâmetro suficiente para que no interior da carote esteja a pregagem, selagem e o terreno envolvente; iii) a escavação (impraticável

na maioria das situações). Em ambas as técnicas, a *stitch drilling* e a *over-coring*, a maior dificuldade identificada é controlar o alinhamento da furação e da carotagem com a pregagem instalada.

## Capítulo 6

# Conclusões e desenvolvimentos futuros

Como conclusão do presente trabalho considera-se oportuno tecer algumas considerações finais relativas ao estudo efetuado e apontar eventuais desenvolvimentos futuros sobre os assuntos considerados mais importantes.

Este trabalho focou-se essencialmente na elaboração de um documento de aplicação prática para apoiar o projeto de soluções de pregagens aplicadas na estabilização de taludes, que não evitasse as questões de índole mais teórica, mas que fornecesse as ferramentas adequadas para a resolução de problemas comuns no domínio das pregagens e que nem sempre são abordados. A opção seguida em várias situações, e porque se pretendia um documento centrado em aspetos práticos, foi de fornecer ao leitor as referências bibliográficas onde poderia obter informação detalhada adicional sobre cada assunto.

Nesta perspetiva, inicialmente, foi feita uma descrição geral das soluções de pregagens, de modo a fornecer informação sobre vários aspetos cruciais para o desenvolvimento de um projeto. Desta forma, apesar de, atualmente, estar disponível no mercado uma imensa variedade de tipos de pregagens, procurou-se descrever essencialmente as pregagens tradicionais, que são constituídas por varões nervurados ou roscados de aço, e os seus métodos de instalação, nomeadamente a cravação, a furação e selagem e a auto-perfuração. Além disso, apresentaram-se os diferentes sistemas de drenagem que as soluções de pregagens podem envolver, designadamente os sistemas de drenagem superficial, os sistemas de drenagem do revestimento do talude e os sistemas de drenagem profunda, bem como as soluções de revestimento do talude correntes, nomeadamente as soluções suaves, as soluções estruturais flexíveis e as soluções estruturais rígidas.

Em seguida, analisaram-se diversas questões relacionadas com o comportamento das soluções de pregagens, merecedoras de ser entendidas antes de se iniciar o estudo de uma solução. Neste sentido, foi feita uma descrição geral do sistema solo-pregagem do ponto de vista do seu funcionamento, dando-se particular atenção à interação solo-pregagem e à distribuição de tensões na interface solo-pregagem. Assim, identificaram-se os mecanismos de interação bem como os fatores que os determinam, tendo-se verificado que dada a

flexibilidade das pregagens e a sua disposição, o mecanismo de interação dominante é o que repousa na transferência de esforços por meio da mobilização da resistência lateral na interface solo-pregagem, derivando daí que os esforços principais nas pregagens são de tração. Além disso, constatou-se que a interação solo-pregagem é bastante complexa e, por conseguinte, é muito difícil caracterizar a distribuição real do esforço de tração ao longo de uma pregagem. Neste contexto, são necessárias mais investigações para compreender melhor a variação da resistência lateral solo-pregagem mobilizada ao longo do comprimento da pregagem, assim como a forma como esta resistência diminui com o tempo (especialmente em argilas de alta plasticidade).

Finalmente, abordaram-se os assuntos, propriamente ditos, referentes ao projeto e aos ensaios em pregagens. Os principais assuntos abordados foram: i) a análise das diferentes normas internacionais e guias de projeto; ii) a identificação das metodologias para avaliação das características de resistência lateral solo-pregagem em diversos materiais; iii) o dimensionamento do revestimento do talude (incluindo as placas das pregagens); iv) os ensaios de carga. A abordagem destes assuntos foi motivada fundamentalmente pelos seguintes factos: i) a dificuldade sentida pelos projetistas em avaliar a resistência lateral solo-pregagem; ii) a prática habitual de se adotarem soluções tipo para o revestimento do talude e as placas das pregagens, que, não raras vezes, conduzem a roturas nas soluções de pregagens; iii) a realização de ensaios de carga ao longo de todo comprimento da pregagem, que podem, entre outros aspetos, sobrestimar a resistência lateral solo-pregagem. Assim, procurou-se enfatizar a importância de uma melhor fundamentação dos assuntos referidos, bem como apresentar metodologias adequadas para essa fundamentação.

As metodologias apresentadas, na sua maioria, carecem de validação com base em resultados de casos reais nacionais. Apesar da difícil situação económica atual de Portugal, no futuro, com a retoma da economia e com os novos investimentos em infraestruturas de transporte, poderá haver oportunidades para o efeito. No entanto, note-se que, para o efeito, será necessário pensar de início na forma como, em obra, as metodologias podem ser validadas; ou seja, para a maioria das situações os estudos de validação não podem ser feitos com base nos resultados já obtidos em obras anteriormente realizadas, pois faltarão certamente dados relevantes. Neste âmbito, seria muito interessante que se pudesse acrescentar aos ábacos de Bustamante e Doix (1985) e (ou) de Clouterre (1991) e Clouterre (2002), por exemplo, alguma da experiência nacional na definição da resistência lateral solo-pregagem.

Para alguns aspetos, como o do dimensionamento dos revestimentos estruturais flexíveis e o do dimensionamento das placas das pregagens, seria bom evoluir para análises numéricas tridimensionais que permitissem modelar, de forma mais realista e menos conservadora, o problema. Este tipo de estudos deve, contudo ser sempre apoiado em resultados de casos de estudo que permitam a sua validação. Por fim, no campo estético, e de forma a colmatar uma das maiores lacunas associadas à aplicação de pregagens em obras definitivas, seria importante desenvolver revestimentos de menor impacto visual, os quais, devidamente estudados, poderiam permitir melhorar o comportamento das placas das pregagem.

# Bibliografia

- Barley, A. D.; Davies, M. C. R.; Jones, A. M. (1997a). Proposed methods for field testing of soil nails. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference Ground Improvement Geosystems*, vol. 1, pp. 424–431, London.
- Barley, A. D.; Davies, M. C. R.; Jones, A. M. (1997b). Review of current field testing methods for soil nailing. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference Ground Improvement Geosystems*, vol. 1, pp. 477–483, London.
- Bishop, A. W. (1955). The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Géotechnique*, vol. 5, n.º 1, pp. 7–17.
- Bonazzi, D.; Colombet, G. (1984). Réajustement et entretien des ouvrages de talus. *Colloque Renforcement en Place des Sols et des Roches*, Presses de l'ENPC, Paris.
- Briaud, J. L. (1989). *The Pressuremeter Test for Highway Applications*. Publication n.º FHWA-IP-89-008, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- Bruce, D. A.; Jewell, R. A. (1986). Soil nailing: application and practice - Part 1. *Ground Engineering*, vol. 19, n.º 8, pp. 10–15.
- Bruce, D. A.; Jewell, R. A. (1987). Soil nailing: application and practice - Part 2. *Ground Engineering*, vol. 20, n.º 1, pp. 21–33.
- BS 8006 (1995). *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*. British Standard, London.
- BS 8081 (1989). *Code of practice for ground anchorages*. British Standard, London.
- Burland, J. B. (1987). The teaching of soil mechanics - A personal view. *Proceedings of the 9<sup>th</sup> European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3, pp. 1427–1441, Dublin.
- Bustamante, M.; Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. *Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n.º 140, pp. 75–92.
- Byrne, R. J.; Cotton, D.; Porterfield, J.; Wolschlag, C.; Ueblacker, G. (1998). *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Wall*. Publication n.º FHWA-SA-96-069R, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- Cartier, G.; Gigan, J. P. (1983). Experiments and observations on soil nailing structures. *Proceedings of VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 473–476, Helsinki.

- CHAGAS (2011). Florêncio Augusto Chagas, S.A. - Manual Técnico de Produtos Siderúrgicos. Consult. 11 jan. 2013, Disponível em: [http://www.chagas.pt/frameset.aspx?page=manuais\\_tecnicos.aspx](http://www.chagas.pt/frameset.aspx?page=manuais_tecnicos.aspx).
- Cheung, W. M. (2003). *Non-Destructive Test for Determining the Lengths of Installed Steel Soil Nails (GEO Report No. 133)*. Geotechnical Engineering Office (GEO), Civil Engineering and Development Department, Hong Kong.
- Clouterre (1991). *Projet National Clouterre, Recommandations Clouterre 1991: pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*. Presses de l'ENPC, Paris.
- Clouterre (2002). *Projet National Clouterre II, Additif 2002 aux Recommandations Clouterre 1991: pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*. Presses de l'ENPC, Paris.
- Coelho, S. A. (1996). *Tecnologia de Fundações*. Edições EPGE, Lisboa.
- Correia, R. (2010). Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico. Parte 1 - Regras gerais. *Seminário Eurocódigos Estruturais: o início da sua aplicação em Portugal*, 118 p., LNEC, Portugal.
- CP2 (1951). *Code of practice for earth retaining structures*. British Standard, London.
- Craig, D. J.; Gray, I. (1985). *Groundwater Lowering by Horizontal Drains*. Publication n.º 2/85, Geotechnical Control Office (GEO), Hong Kong (reprinted 1990).
- Davies, M. C. R.; Aminfar, M. H.; Gammage, P. A. (1997). Centrifuge modelling of slope stabilisation using soil nailing. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference Ground Improvement Geosystems*, vol. 1, pp. 484–491, London.
- Drilling, R. (2009). Richardson Drilling - Anchors, Soil Nails, Angle Hole Drilling. Consult. 31 jan. 2013, Disponível em: <http://www.richardsondrilling.co.nz/anchors-soil-nails-angle-hole-drilling.html>.
- Dunncliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- DYWIDAG (2006a). DYWIDAG Geotechnical Systems - DYWIDAG Geotechnical Product Range. Consult. 09 jan. 2013, Disponível em: <http://www.dywidag-systems.com/emea/downloads/dsi-brochures>.
- DYWIDAG (2006b). DYWIDAG Geotechnical Systems - DYWI<sup>®</sup> Drill Hollow Bar System. Consult. 04 fev. 2014, Disponível em: <http://www.dsiamerica.com/downloads>.
- DYWIDAG (2006c). DYWIDAG Geotechnical Systems - GEWI<sup>®</sup>Plus Geotechnical Systems. Consult. 15 jan. 2013, Disponível em: <http://www.dywidag-systems.com/emea/downloads/dsi-brochures>.
- DYWIDAG (2007). DYWIDAG Reinforcing Systems - GEWI<sup>®</sup> Threadbar System. Consult. 15 jan. 2013, Disponível em: <http://www.dywidag-systems.com/emea/downloads/dsi-brochures>.

- DYWIDAG (2008). DYWIDAG Geotechnical Systems - DYWIDAG Soil Nails - Construction of a Soil Nail Wall. Consult. 18 jan. 2013, Disponível em: <http://www.dsiamerica.com/products/geotechnic/dywidag-soil-nails>.
- DYWIDAG (2011). DYWIDAG Geotechnical Systems - DYWI® Drill Hollow Bar System. Consult. 16 jan. 2013, Disponível em: <http://www.dywidag-systems.com/emea/downloads/dsi-brochures>.
- DYWIDAG (2013a). DSI Tunneling - Friction Stabilizers. Consult. 09 jan. 2013, Disponível em: <http://www.dywidag.co.uk/downloads/brochures-uk.html>.
- DYWIDAG (2013b). DSI Tunneling - Mechanical Anchors and Rebar Rock Bolts. Consult. 09 jan. 2013, Disponível em: <http://www.dywidag.co.uk/downloads/brochures-uk.html>.
- DYWIDAG (2013c). DSI Tunneling - OMEGA-BOLT® Expandable Friction Bolt. Consult. 08 jan. 2013, Disponível em: <http://www.dywidag.co.uk/downloads/brochures-uk.html>.
- Elias, V.; Juran, I. (1991). *Soil Nailing for Stabilisation of Highway Slopes and Excavations*. Publication n.º FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- EN 14490 (2010). *Execution of special geotechnical works - Soil nailing*. European Committee for Standardization, Brussels.
- ENV 1997-1 (1994). *Eurocode 7 - Geotechnical design. Part 1: General rules*. European Committee for Standardization, Brussels.
- EP (2009). *Caderno de Encargos. Obras Acessórias*, vol. VI. Estradas de Portugal (EP), Lisboa.
- EUROTEC (2010a). Resin Cartridge J-Lock. Consult. 17 jan. 2013, Disponível em: <http://www.eurotec-eu.com/Downloads.22.0.html>.
- EUROTEC (2010b). Sistema de Pré-Esforço com Barras Roscadas. Consult. 15 jan. 2013, Disponível em: <http://www.eurotec-eu.com/Downloads.22.0.html>.
- EUROTEC (2010c). Sistema de Reforço Estrutural com Varão Roscado A500/550. Consult. 15 jan. 2013, Disponível em: <http://www.eurotec-eu.com/Downloads.22.0.html>.
- EUROTEC (2010d). SPLITFIX® - Pregagem por Atrito. Consult. 09 jan. 2013, Disponível em: <http://www.eurotec-eu.com/Downloads.22.0.html>.
- EUROTEC (2010e). SWELTEC® - Pregagem de Expansão. Consult. 08 jan. 2013, Disponível em: <http://www.eurotec-eu.com/Downloads.22.0.html>.
- Fellenius, B. H. (2012). *Basics of Foundation Design*. Electronic edition, Consult. 10 mai. 2013, Disponível em: <http://www.fellenius.net/papers.html>.
- Ferreira, S.; Pistone, R. S. (2010). Suporte de escavações: Soluções com pregagens. *Encontro Nacional sobre o Espaço Subterrâneo e a sua Utilização*, n.º 29, 20 p., LNEC, Lisboa.

- Ferreira, S.; Pistone, R. S.; Ribeiro, J. (2012). A importância dos ensaios de pregagens. Resultados obtidos em casos de obra. *XIII Congresso Nacional de Geotecnia*, 20 p., LNEC, Lisboa.
- FHWA (1993a). *French National Research Project Clouterre - Recommandations Clouterre 1991*. English translation, Publication n.º FHWA-SA-93-026, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- FHWA (1993b). *International Scanning Tour for Geotechnology September - October 1992: Soil Nailing Summary Report*. Publication n.º FHWA-PL-93-020, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- FHWA (2002). *International Technology Scanning Program - Bringing Global Innovations to US Highways*. Publication n.º FHWA-PL-02-002, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- Forrester, K. (2001). *Subsurface Drainage for Slope Stabilisation*. ASCE Press, Virginia.
- Fujita, K.; Ueda, K.; Kusabuka, M. (1978). A method to predict the load-displacement relationship of ground anchors. *Revue Française de Géotechnique*, n.º 3, pp. 58–62.
- GEO (2008). *Geoguide 7 - Guide to Soil Nail Design and Construction*. Geotechnical Engineering Office (GEO), Civil Engineering and Development Department, Hong Kong.
- GEO-SLOPE Intl. (2014). GEO-SLOPE International - Reinforcement With Nails. Consult. 26 mar. 2014, Disponível em: <http://www.geo-slope.com/support/geostudio2012/examples.aspx?q=slope/w>.
- Geopro S.A. (2014). Inflatable packers. Consult. 28 fev. 2013, Disponível em: [http://www.geopro.be/index.php/inflatable-packers/documentation\\_brochures.html](http://www.geopro.be/index.php/inflatable-packers/documentation_brochures.html).
- Giacchetti, G.; Grimod, A.; Cheer, D. (2013). Soil nailing with flexible structural facing: Design and experiences. *Landslide Science and Practice, Proceedings of the Second World Landslide Forum*, vol. 6: Risk assessment, management and mitigation, pp. 655–660, Rome, Italy.
- Gigan, J. P. (1986). Application du clouage en soutènement; paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages. *Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n.º 143, pp. 51–64.
- Gonçalves, M. J. C. R. (1992). *Análise do Comportamento das Escavações Pregadas na Rotura*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Griffiths Drilling (2014). Soil Nail Wall - Construction detail showing mesh, anchor head and drainage tube. Consult. 04 fev. 2014, Disponível em: <http://www.griffithsdrilling.co.nz/projects/soilnailwall.aspx>.
- Gässler, G.; Gudehus, G. (1981). Soil nailing - some aspects of a new technique. *Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3, pp. 665–670, Stockholm.
- Guedes de Melo, P. F. M. (1993). *Taludes Naturais em Solos. Técnicas de Estabilização e seu Dimensionamento*. Dissertação de Mestrado, FCT-UNL, Almada.

- Guerra, N. M. C. (2009). *Análise de Estruturas Geotécnicas*. Texto de apoio à disciplina com o mesmo nome, Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas e Geotecnia, FCT-UNL, Almada.
- Guilloux, A. (1984). Évaluation du frottement lateral sol-inclusion dans le clouage des sols. *Colloque International Renforcement en Place des Sols et des Roches*, pp. 65–70, Paris.
- Guilloux, A.; Schlosser, F. (1982). Soil nailing: Practical applications. *Proceedings of Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques*, pp. 389–397, Bangkok.
- GWR (2014). Gloucestershire Warwickshire Railway (GWR) - Trial Soil Nail Extraction Test in Progress. Consult. 04 fev. 2014, Disponível em: <http://www.gwsr.com/news/2011/november/chicken-curve-update-25th-november-2011.aspx>.
- HA 68/94 (1994). *Design Manual for Roads and Bridges, Section 1, Part 4, Advice Note HA 68/94, Design Methods for the Reinforcement of Highway Slopes by Reinforced Soil and Soil Nailing Techniques*. Highways Agency (HA), The Stationery Office, London.
- Hammah, R.; Yacoub, T.; Corkum, B.; Curran, J. (2005). A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation. *Proceedings of the 58<sup>th</sup> Canadian Geotechnical and 6<sup>th</sup> Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences Saskatoon*, 8 p., Saskatchewan, Canada.
- Heymann, G.; Rohde, A. W.; Schwartz, K.; Friedlaender, E. (1992). Soil nail pullout resistance in residual soils. *International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, vol. 1, pp. 487–492, Fukuoka, Kyushu, Japan.
- Hirano, M. (2001). Actual status of the application of soil nailing to expressway cut slope construction in Japan. *Landmarks in Earth Reinforcement, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, vol. 2, pp. 919–934, Kyushu, Japan.
- Jayawickrama, P. W.; Tinkey, Y.; Gong, J.; Turner, J. (2007). *Non-Destructive Evaluation of Installed Soil Nails*. Publication n.º FHWA/TX 07 - 0-4484-1, Texas Department of Transportation and Federal Highway Administration, Texas Tech University, Texas.
- Jewell, R. A. (1990). Review of theoretical models for soil nailing. *Proceedings of an International Reinforced Soil Conference*, pp. 265–275, Glasgow.
- Jewell, R. A.; Pedley, M. J. (1992). Analysis for soil reinforcement with bending stiffness. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 118, n.º 10, pp. 1505–1528.
- Johnson, P. E.; Card, G. B. (1998). *The Use of Soil Nails for the Construction and Repair of Retaining Walls*. Report 373, Transport Research Laboratory, Crowthorne.
- Johnson, P. E.; Card, G. B.; Darley, P. (2002). *Soil Nailing for Slopes*. Report 537, Transport Research Laboratory, Crowthorne.
- Jones, A. D.; Spencer, M. I. (1984). Clay anchors: A caribbean case history. *Ground Engineering*, vol. 17, n.º 1, pp. 36–42.
- Jones, A. D.; Turner, M. J. (1980). Load tests on post-grouted micropiles in london clay. *Ground Engineering*, vol. 6, n.º 13, pp. 47–53.

- Juran, I.; Elias, V. (1991). Ground anchors and soil nails in retaining structures. *Foundation Engineering Handbook*, pp. 868–905, 2<sup>nd</sup> edition, Hsai-Yang Fang (ed), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Koreck, W. (1978). Small diameter bored injection piles. *Ground Engineering*, vol. 11, n.º 16, pp. 14–29.
- Krahn, J. (2004). *Stability Modeling with SLOPE/W. An Engineering Methodology*. 1<sup>st</sup> edition, revision 1, GEO-SLOPE/W International, Ltd., Calgary, Alberta, Canada.
- Launcher, S. N. (2013). Landslide Remediation. Consult. 31 jan. 2013, Disponível em: [http://soilnaillauncher.com/SNL/Design\\_Build/landslide\\_remediation.html](http://soilnaillauncher.com/SNL/Design_Build/landslide_remediation.html).
- Lazarte, C. A. (2011). *Proposed Specifications for LRFD Soil-Nailing Design and Construction*. NCHRP Report 701, Transportation Research Board, Washington D.C.
- Lazarte, C. A.; Elias, V.; Espinoza, D.; Sabatini, P. J. (2003). *Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls*. Publication n.º FHWA0-IF-03-017, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- Lee, C. F.; OAP (2007). *Review of Use of Non-Destructive Testing in Quality Control in Soil Nailing Works (GEO Report No. 219)*. Ove Arup & Partners Hong Kong Limited (OAP) and Geotechnical Engineering Office (GEO), Civil Engineering and Development Department, Hong Kong.
- Littlejohn, G. S. (1968). Recent developments in ground anchor construction. *Ground Engineering*, vol. 1, n.º 3, pp. 32–46.
- Littlejohn, G. S. (1970). Soil anchors. *Proceedings of Conference on Ground Engineering*, pp. 33–44, ICE, London.
- Maccaferri Canada Ltd. (2013). Solutions - Rockfall Protection & Snow Barriers - Soil Nailing. Consult. 06 fev. 2013, Disponível em: <http://www.maccaferri.ca/solutions/rockfall-protection/soil-nailing/16836-1.html>.
- Maccaferri UK & ROI (2013). Solutions - Rockfall Protection and Snow Barriers - Soil Nailing. Consult. 06 fev. 2013, Disponível em: <http://www.maccaferri.co.uk/soil-nailing/14787-2.html>.
- Magazine Railroading T. T. (2013). Discussion Forums, Cajon Pass Triple-Tracking Updates (Plus Barstow-Daggett). Consult. 05 fev. 2013, Disponível em: <http://cs.trains.com/trn/f/111/p/102777/1281526.aspx>.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*, vol. 1. Edições FEUP, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica*, vol. 2. Edições FEUP, Porto.
- Mayne, P. W.; Christopher, B. R.; Dejong, J. (2001). *Manual of Subsurface Investigation*. Publication n.º FHWA NHI-01-031, Federal Highway Administration, Washington D.C.

- Mitchell, J. K.; Villet, W. C. B. (1987). *Reinforcement of Earth Walls and Embankments*. NCHRP Report 270, Transportation Research Board, Washington D.C.
- Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, vol. 15, n.º 1, pp. 79–93.
- Neeley, W.; Montague-Jones, M. (1974). Pullout capacity of straight-shafted and underreamed ground anchors. *The Civil Engineer in South Africa*, vol. 16, n.º 4, pp. 131–134.
- NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Almada.
- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade, Almada.
- Ortigão, A. (1997). Ensaios de arrancamento em obras de solo grampeado. *Revista Solos e Rochas*, n.º 20, pp. 39–43.
- Ostermayer, H. (1974). Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors. *Conference on Diaphragm Walls and Anchorages*, pp. 141–151, ICE, London.
- Ostermayer, H.; Scheele, F. (1978). Research on ground anchors in non-cohesive soils. *Revue Française de Géotechnique*, n.º 3, pp. 92–97.
- Pedley, M. J. (2000). Examples of the use of temporary works soil nailing in the UK and Ireland. *Proceedings of the 25<sup>th</sup> Annual Meeting and 8<sup>th</sup> International Conference of the Deep Foundations Institute*, pp. 529–538, New York.
- Pedley, M. J. (2001). Aspects of UK soil nailing guidance. Presentation to British Geotechnical Association, 17 jan, London.
- Pedley, M. J.; Jewell, R. A.; Milligan, G. W. E. (1990). A large scale experimental study of soil-reinforcement interaction. *Ground Engineering*, Part 1, vol. 23, n.º 6, pp. 44-48; Part 2, vol. 23, n.º 7, pp. 45-49.
- Pedley, M. J.; Pugh, R. S. (1995). Soil nailing in the Hasting Beds. *Engineering Geology of Construction*, Engineering Geology Special Publication No. 10, Geological Society, pp. 361–368.
- Pequicho, F. (2013). *Tratamento e Melhoramento de Solos Utilizando Pregagens*. Apontamentos Técnicos de Filomeno Pequicho.
- Phear, A.; Dew, C.; Ozsoy, B.; Wharmby, N. J.; Judge, J.; Barley, A. D. (2005). *Soil Nailing - Best Practice Guidance*. CIRIA C637, London.
- Plumelle, C. (1979). *Étude Expérimentale du Comportement des Tirants d'Ancrage*. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI.
- Plumelle, C.; Schlosser, F.; Delage, P.; Knochenmus, G. (1990). French national research project on soil nailing: Clouterre. *Proceedings of a Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, Special Publication No 25*, pp. 660–675.

- Pockoski, M.; Duncan, J. M. (2000). *Comparison of Computer Programs for Analysis of Reinforced Slopes*. Report of a study performed by the Virginia Tech Center for Geotechnical Practice and Research, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia.
- Porterfield, J. A.; Cotton, D. M.; Byrne, R. J. (1994). *Soil Nailing: Field Inspectors Manual, Project Demonstration 103*. Publication n.º FHWA-SA-93-068, Federal Highways Administration, Washington D.C.
- prEN 14490 (2002). *Execution of special geotechnical works - Soil nailing*. European Committee for Standardization, Brussels.
- Protext Construction (2011). Slope Protection (Soil Nailing, Shotcreting, Grouting, Ground Anchoring) - Photo Gallery. Consult. 15 fev. 2013, Disponível em: [http://www.protexttunnel.com/album\\_soil\\_nailing.php](http://www.protexttunnel.com/album_soil_nailing.php).
- Quintanilha de Menezes, J. E.; Cardoso, A. I. S. (2006). Estudo da interação mecânica entre redes metálicas pregadas e taludes rochosos. *X Congresso Nacional de Geotecnia*, 10 p., Universidade Nova de Lisboa, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- Rabejac, S.; Toudic, P. (1974). Construction d'un mur de soutènement entre Versailles-Chantiers et Versailles-Matelots. *Revue Générale des Chemins de Fer*, 93<sup>e</sup> année, pp. 232–237.
- Reinforced Earth (2012). Precast Facial Panels Soil Nail Wall. Consult. 15 fev. 2013, Disponível em: <http://www.reinforcedearth.com/project/nc-146.html>.
- Rockwill (2011). Packers. Consult. 28 fev. 2013, Disponível em: <http://rockwill.tradeget.com/F57738/packers.html>.
- Rocscience Inc. (2004). *Application of the Finite Element Method to Slope Stability*. Rocscience Inc., Toronto.
- Rocscience Inc. (2014a). *Slide - Support*. Consult. 03 abr. 2014, Disponível em: <https://www.rocscience.com/products/8/feature/88>.
- Rocscience Inc. (2014b). *Slide Tutorials - Support Tutorial*. Consult. 03 abr. 2014, Disponível em: [https://www.rocscience.com/help/slide/webhelp/tutorials/Slide\\_Tutorials.htm](https://www.rocscience.com/help/slide/webhelp/tutorials/Slide_Tutorials.htm).
- Rogbeck, Y.; Alén, C.; Franzén, G.; Kjeld, A.; Odén, K.; Rathmayer, H.; Watn, A.; Oiseth, E. (2005). *Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills*. Swedish Geotechnical Institute, Stockholm and Swedish Geotechnical Society, Gothenburg.
- Ruegger, R.; Flum, D.; Haller, B. (2001). Slope stabilisation with high performance steel wire meshes in combination with nails and anchors. *Landmarks in Earth Reinforcement, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, vol. 2, pp. 675–678, Kyushu, Japan.
- Sabatini, P. J.; Pass, D. G.; Bachus, R. C. (1999). *Geotechnical Engineering Circular n.º 4, Ground Anchors and Anchored Systems*. Publication n.º FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington D.C.

- Sapio, G. (1975). Comportamento di tiranti de ancoraggio in formazioi de argile preconsolidation. *XII Convegno Nazionale de Geotechnica*, Consenza, Italy.
- Schlosser, F. (1982). Behaviour and design of soil nailing. *Proceedings of Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques*, pp. 399–413, Bangkok.
- Schlosser, F.; Bastick, M. (1991). Reinforced earth. *Foundation Engineering Handbook*, pp. 778–795, 2<sup>nd</sup> edition, Hsai-Yang Fang (ed), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Schlosser, F.; Elias, V. (1978). Friction in reinforced earth. *Proceedings of Symposium Earth Reinforcement*, pp. 735–763, ASCE, Pittsburg.
- Schlosser, F.; Guilloux, A. (1981). Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue Française de Géotechnique*, n.º 16, pp. 65–77.
- Schlosser, F.; Jacobsen, H. M.; Juran, I. (1983). Soil reinforcement: General report: Session n.º 5. *Proceedings of VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 1159–1180, Helsinki.
- Schlosser, F.; Jacobsen, H. M.; Juran, I. (1984). Le renforcement des sols. *Revue Française de Géotechnique*, n.º 29, pp. 7–33.
- Schlosser, F.; Unterreiner, P. (1994). Renforcement des sols par inclusions. *Techniques de l'Ingénieur Infrastructure de la Construction*, ref. article: C245, 19 p.
- Shiu, Y. K.; Chang, G. W. K. (2005). *Soil Nail Head Review (GEO Report No. 175)*. Geotechnical Engineering Office (GEO), Civil Engineering and Development Department, Hong Kong.
- Silva Cardoso, A. J. M. (1987). *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada em Escavações. Métodos de Análise e Dimensionamento*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, vol. 17, n.º 1, pp. 11–26.
- Stocker, M.; Körder, G.; Gässler, G.; Gudehus, G. (1979). Soil nailing. *Colloque International Renforcement des Sols*, vol. 2, pp. 469–474, Presses de l'ENPC, Paris.
- Stroud, M. A. (1974). The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks. *Proceedings European Symposium on Penetration Testing*, vol. 2, pp. 366–375, Stockolm.
- Su, L. J.; Yin, J.-H.; Zhou, W.-H. (2010). Influences of overburden pressure and soil dilation on soil nail pull-out resistance. *Computers and Geotechnics*, vol. 37, n.º 4, pp. 555–564.
- TAM Intl. (2013). TAM International - Inflatable and Swellable Packers. Consult. 28 fev. 2013, Disponível em: [http://www.tamintl.com/index.php?option=com\\_content&task=view&id=45&Itemid=52](http://www.tamintl.com/index.php?option=com_content&task=view&id=45&Itemid=52).
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Tomlinson, M. J. (1979). *Pile Design and Construction Practice*. 1<sup>st</sup> edition, CCA, London.

- Unwin, H. (2001). Carbon fibre soil nailing for railway embankments. *Proceedings of the International Conference Railway Engineering*, 8 p., London.
- Watkins, A. T.; Powell, G. E. (1992). Soil nailing to existing slopes as landslip preventive works. *Hong Kong Engineer*, vol. 20, n.º 3, pp. 20–27.
- Wei, W. B.; Cheng, Y. M. (2010). Soil nailed slope by strength reduction and limit equilibrium methods. *Computers and Geotechnics*, vol. 20, n.º 5, pp. 602–618.
- Weldgrip, M. (2011). Composite Self-Drilling Soil Nails. Consult. 31 jan. 2013, Disponível em: [http://www.weldgrip.com/composite\\_self\\_drilling.php](http://www.weldgrip.com/composite_self_drilling.php).
- Woods, R.; Brady, K. C. (1995). *An Economic and Technical Appraisal of Geosynthetic Soil Nails*. Publication n.º 129, Transport Research Laboratory, Crowthorne.
- Yin, J.-H.; Zhou, W.-H. (2009). Influence of grouting pressure and overburden stress on the interface resistance of a soil nail. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135, n.º 9, pp. 1198–1208.
- Zhou, W. H.; Yin, J. H. (2008). A simple mathematical model for soil nail and soil interaction analysis. *Computers and Geotechnics*, vol. 35, n.º 3, pp. 479–488.