



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Miscelâneas de soluções geotécnicas em situações complexas. Caso de estudo: Elevador da Goldra, Covilhã

Tiago José Baptista Pinheiro

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes
Universidade da Beira Interior (Portugal)

Covilhã, outubro de 2013

Dedicatória

Aos meus pais e à minha namorada.

Agradecimentos

O presente trabalho foi desenvolvido em dois meios, em obra, no que respeita ao acompanhamento contínuo da fase de construção do elevador da Goldra e na Universidade da Beira Interior (UBI), Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura (DECA), em fase de investigação teórica e trabalhos laboratoriais, sob a orientação do Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes.

Por isto, em primeiro lugar, dois agradecimentos muito especiais, porque sem eles não era possível a realização do presente trabalho.

Ao Professor Doutor Ferreira Gomes por toda a sua dedicação e incentivo, compreensão, cooperação e amizade, obrigado.

Da empresa Valério & Valério - Terraplanagem e Construção Civil, Lda., ao Sr. Valério, João Ferreira (encarregado de obra) e Nelson Matos (Topógrafo), pela oportunidade facultada em acompanhar a fase de construção do Elevador da Goldra, pela disponibilização de projetos e abertura a qualquer esclarecimento.

Aos trabalhadores da empresa Ancorpor - Geotecnia e Fundações, Lda., Sr. Ricardo, Diamantino, José Alfredo e “Marujo”, por toda a disponibilidade demonstrada na fase de execução das fundações para qualquer esclarecimento.

Aos meus colegas de curso pelo auxílio prestado em alguns trabalhos, pelo companheirismo, apoio e amizade.

À minha família, por todos os ensinamentos de vida e por todo o apoio transmitido para que eu pudesse chegar até aqui.

Resumo

O presente trabalho, numa fase inicial, desenvolve-se no sentido de enunciar o tema engenharia de fundações. Esta é uma área que até há poucas décadas era, em muitos casos, descuidada e pouco desenvolvida. Face ao mesmo entendimento, inicia-se o tema pela sua própria definição, por opinião de vários autores. Segue-se um explanar da sua importância e da sua influência nas construções, assim como uma passagem histórica da evolução do tema e fatores que o impulsionaram. No processo evolutivo da engenharia de fundações foi notória a insuficiência de soluções geotécnicas isoladas para o cumprimento das condições de segurança ou outras. Com isto, passaram a ser executadas não soluções isoladas, mas miscelâneas de soluções geotécnicas cada vez mais complexas. São apresentados, neste trabalho, casos de obras notáveis pela quantidade e complexidade das soluções geotécnicas adotadas e que, no seu conjunto, são a base de grandiosas obras.

Numa segunda fase, é efetuado um estudo de um caso de obra (Elevador inclinado da Goldra, Covilhã) enquadrando-o no tema principal. É feita uma abordagem da obra no sentido de entender a sua origem e importância para a população, seguindo-se de uma descrição geral da mesma obra e enquadramento geológico da área de implantação. Caracteriza-se também geotecnicamente o maciço no qual é fundada a superestrutura com base em ensaios de prospeção mecânica, realizados “in situ” e também ensaios laboratoriais de caracterização do solo, realizados na Universidade da Beira Interior, com o objetivo de obter os parâmetros de dimensionamento das estruturas geotécnicas.

Por fim, é efetuada uma avaliação de segurança das soluções geotécnicas adotadas, como elemento isolado e como solução conjunta, utilizando os parâmetros conseguidos a partir da caracterização geotécnica do maciço. São ainda evidenciados alguns aspetos de valorização da obra, nomeadamente, aspetos ambientais e de enquadramento paisagístico.

Palavras-chave

Engenharia de fundações; Miscelânea; Fundações; Solo residual granítico; Soluções geotécnicas; Elevador inclinado.

Abstract

This work, initially, develops the sense of stating the theme foundation engineering. This is an area which until a few decades ago was, in many cases, neglected and undeveloped. Compared to the same understanding, begins the topic by its own definition, by the opinion of several authors. The following is an explain of its importance and its influence on the buildings, as well as a historical passage of the evolution of the topic and the factors that boosted. In the evolutionary process of foundation engineering was notoriously insufficient geotechnical isolated solutions to meet the safety conditions or other. With this, began to be implemented no isolated solutions, but miscellany of geotechnical solutions increasingly complex. In this paper are presented cases of outstanding works by the amount and complexity of geotechnical solutions adopted and that, on the whole, are the foundation of great works.

In a second phase, a study is made of a case of work (Goldra's inclined elevator, Covilhã) framing it in the main theme. An approach of the work in order to understand their origin and importance for the population, followed by an overview of the same work and geological setting of the area of deployment. It is also characterized geotechnically the massif in which the superstructure is founded on the basis of mechanical tests of exploration carried out "in situ" as well as laboratory testing of soil characterization, performed at the University of Beira Interior, in order to obtain parameters design of geotechnical structures.

Finally, is performed a safety assessment of geotechnical solutions adopted, as an isolated element and as a joint solution, using the parameters obtained from the geotechnical characterization of the massif. Some aspects are still evident appreciation of the work, including environmental aspects and landscaped setting.

Keywords

Foundation engineering; Miscellany; Foundations; Residual granitic soil, Geotechnical solutions; Inclined elevator.

Índice

Capítulo I

1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento e Justificação do Tema	1
1.2 Objetivos.....	5
1.3 Organização do Trabalho.....	5

Capítulo II

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1 A Engenharia de Fundações, Importância e Evolução	8
2.2 Casos de Obra Recentes com Miscelâneas de Soluções Geotécnicas	13
2.2.1 Introdução	13
2.2.2 Caso 1 - Arribas da praia da consolação (Portugal).....	14
2.2.2.1 Descrição geral da intervenção.....	14
2.2.2.2 Principais aspetos condicionantes	14
2.2.2.3 Soluções geotécnicas adotadas	15
2.2.3 Caso 2 - Muro-cais na base naval de Mers-El-Kebir (Argélia).....	18
2.2.3.1 Descrição geral da intervenção.....	18
2.2.3.2 Principais aspetos condicionantes	18
2.2.3.3 Soluções geotécnicas adotadas	19
2.2.4 Caso 3 - Estruturas de suporte de aterro e estabilização e taludes na autoestrada do marão (Portugal)	20
2.2.4.1 - Descrição Geral da Intervenção	20
2.2.4.2 - Principais aspetos condicionantes.....	23
2.2.4.3 - Soluções geotécnicas adotadas.....	23

Capítulo III

3 - METODOLOGIA.....	25
3.1 Introdução	25
3.2 Pesquisa Bibliográfica	25
3.3 Trabalhos de Campo.....	26
3.3.1 Acompanhamento presencial da fase de execução da obra	26
3.3.2 Amostragem	27
3.3.3 Ensaios “in situ”	28
3.3.3.1 Ensaios SPT	28
3.3.3.2 Ensaios DPL	29

3.3.3.3 Ensaio de sísmica de refração	30
3.4 Trabalhos Laboratoriais	30
3.4.1 Análise granulométrica.....	31
3.4.2 Limites de consistência	31
3.4.3 Peso volúmico das partículas sólidas	32
3.4.4 Equivalente de areia.....	32
3.4.5 Compactação tipo Proctor	32
3.4.6 Ensaio de corte direto.....	34
3.4.7 Ensaio edométrico	34

Capítulo IV

4 - ELEVADOR INCLINADO DA GOLDRA: SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS	35
4.1 Descrição Geral da Obra.....	35
4.2 Aspetos Geomorfológicos e Geológicos	37
4.3 Caracterização Geotécnica do Maciço	40
4.3.1 Ensaio “in situ”	40
4.3.1.1 Ensaio SPT	40
4.3.1.2 Ensaio DPL.....	41
4.3.1.3 Ensaio de sísmica de refração.....	44
4.3.2 Ensaio Laboratoriais	45
4.3.2.1 Peso volúmico e teor em água naturais	45
4.3.2.2 Peso volúmico das partículas sólidas	45
4.3.2.3 Análise granulométrica	46
4.3.2.4 Limites de consistência	47
4.3.2.5 Equivalente de areia	47
4.3.2.6 Compactação tipo proctor	47
4.3.2.7 Ensaio de corte direto	48
4.3.2.8 Ensaio edométrico	49
4.3.3 Tratamento de dados - Parâmetros de dimensionamento	50
4.4 Avaliação de Segurança das Estruturas Geotécnicas	56
4.4.1 Introdução	56
4.4.2 Fundações diretas - Sapatas	58
4.4.2.1 Método de cálculo - Eurocódigo 7	60
4.4.2.2 Método Clássico	61
4.4.2.3 Cálculo de assentamentos admissíveis	61
4.4.2.4 Resultados	64
4.4.3 Fundações indiretas - Microestacas	64
4.4.3.1 Introdução	64
4.4.3.2 Elementos teóricos	66
4.4.3.3 Resultados	70

4.4.4 Pregagens	70
4.4.4.1 Introdução	71
4.4.4.2 Elementos teóricos	71
4.4.4.3 Resultados	73
4.4.5 Estabilidade de talude	73
4.4.5.1 Introdução	73
4.4.5.2 Elementos teóricos	74
4.4.5.3 Resultados	78
4.5 Aspetos paisagísticos e de valorização ambiental	78

Capítulo V

5 - Conclusões e Perspetivas Futuras	81
5.1 Conclusões.....	81
5.2 Perspetivas para Futuras Pesquisas.....	82
Referências Bibliográficas.....	83
Anexos.....	88

Lista de Figuras

Capítulo I

Figura 1.1 - Enquadramento geográfico do local de estudo, Covilhã, Portugal.....	2
Figura 1.2 - Estruturas especiais integradas no Plano de Mobilidade Pedonal da Cidade da Covilhã. (Excerto da Carta Topográfica 235 - Covilhã, Instituto Geográfico Português).....	4
Figura 1.3 - a) Ponte da Ribeira da Carpinteira, b) Futuro Elevador vertical (imagem Virtual), c) Elevador de Santo André, d) Futuro elevador vertical a associar à ponte da Carpinteira.....	4
Figura 1.4 - Organograma do desenvolvimento dos trabalhos na dissertação.....	7

Capítulo II

Figura 2.1 - a) Barragem de Hoover, EUA. Fonte: (www.history.com.topics. Hoover-dam), b) Torre Latino-Americana, México. (http://es.wikipedia.org/wiki/Torre_Latinoamericana) ...	10
Figura 2.2 - a) Túnel do Monte Branco, França, b) Túnel do Monte Branco, Itália (http://pt.wikipedia.org/wiki).....	11
Figura 2.3 - a) Evolução da inclinação da Torre de Pisa, b) Perfil geotécnico sobre a Torre de Pisa (Jamiolkowski, 2004).	11
Figura 2.4 Figura 5 - Barragem de Vajont, Itália - Deslizamento e limite de área consequentemente afetada. (http://www.land-man.net/Vajont/vajont.html).	12
Figura 2.5 - Ponte de Entre-Os Rios. (Jornal de Notícias)	13
Figura 2.6 - Zonamento da arriba. Levantamento topográfico por varrimento laser (Silva, M., et al., 2012).	14
Figura 2.7 - Perfil Tipo - Zona A - Remoção de zonas instáveis, Pregagem de blocos instáveis, Colocação de manto de proteção, Colocação de revestimento vegetal. (Silva, M., et al., 2012)	16
Figura 2.8 - Perfil Tipo - Zona D - Preenchimento da infraescavação com betão de enchimento, Colocação de betão projetado reforçado com redes electrossoldadas, Pregagens, Reconstrução do Muro do Forte, Colocação de manto de proteção. (Silva, M., et al., 2012) .	16
Figura 2.9 - Perfil Tipo - Zona F - Reconstrução do muro na base da arriba, Colocação de redes de alta resistência. (Silva, M., et al., 2012).....	17
Figura 2.10 - Perfil Tipo - Zona G - Colocação de betão projetado reforçado com redes electrossoldadas, Pregagens. (Silva, M., et al., 2012)	17
Figura 2.11 - a) Imagem geral de localização do muro-cais de Mers-El-Kebir; b) Trabalhos de cravação das estacas tubulares. (Núncio, J., et al., 2012).....	18
Figura 2.12 - Esquema em planta da intervenção no muro-cais. (Núncio, J., et al., 2012) ...	18

Figura 2.13 - - a) Corte transversal tipo A-A; b) Corte transversal tipo (B-B). (Núncio, J., et al., 2012)	20
Figura 2.14 - Corte transversal tipo (C-C). (Núncio, J., et al., 2012)	20
Figura 2.15 - Localização dos muros projetados ao longo dos traçados dos 3º e 4º Sublanços da Autoestrada do Marão (a). (Pereira, A., et al., 2012)	21
Figura 2.16 - Localização dos muros projetados ao longo dos traçados dos 3º e 4º Sublanços da Autoestrada do Marão (b). (Pereira, A., et al., 2012)	21
Figura 2.17 - a) Secção tipo de muro de solos reforçados; b) Secção tipo de muro de solos reforçados fundados em painéis de CSM. (Pereira, A., et al., 2012)	24
Figura 2.18 - a) Secção tipo de muro de gabiões; b) Secção tipo de talude pregado. (Pereira, A., et al., 2012)	24
Figura 2.19 - a) Secção tipo de muro de betão armado fundado em microestacas; b) Secção tipo de parede ancorada. (Pereira, A., et al., 2012).....	24

Capítulo III

Figura 3.1 - Imagens sobre acompanhamento da obra; a) limpeza e decapagem de terreno; b) preparação de plataforma da paragem- terminal inferior; c) máquina de furação de microestacas; d) injeção de microestacas.	27
Figura 3.2 - Recolha de amostras para ensaios laboratoriais (a), e extrator para determinação de peso volúmico e teor em água naturais.	28
Figura 3.3 Localização em planta das áreas de amostragem e ensaios realizados “in situ”..	29
Figura 3.4 - Imagens da fase de execução de ensaios DPL.	29
Figura 3.5 - Imagens da fase de execução de ensaios de sísmica de refração.	36
Figura 3.6 - Imagens sobre a execução de análise granulométrica..	31
Figura 3.7 - - Imagens da fase de realização do limite de liquidez: a) ensaio - método Casagrande ; b) amostras pós ensaio do cone penetrómetro (LL).	32
Figura 3.8 - - Imagens sobre o ensaio Equivalente de Areia.....	32
Figura 3.9 - Ensaio de Compactação.....	32
Figura 3.10 - Preparação e execução de ensaio de corte direto..	33
Figura 3.11 - Ensaio edométrico; a) Carregamento do ensaio; b) Desmontagem de provete.	34

Capítulo IV

Figura 4.1 - Enquadramento urbanístico do Elevador da Goldra, na cidade da Covilhã (Google Maps, 2012)..	35
Figura 4.2 - Principais elementos estruturais em corte segundo o eixo do tabuleiro do elevador da Goldra (a partir de Ferreira e Venâncio, 2010).	37
Figura 4.3 Excerto da Carta de Declives da Região da Covilhã (adaptado de Cavaleiro, 2001).	38
Figura 4.4 - Enquadramento geológico da zona de estudo: a) à escala regional (a partir de Ferreira e Vieira, 1999), e b) à escala local (a partir de Ferreira Gomes et al., 2008).	39

Figura 4.5 - Enquadramento da zona de estudo na Carta Geológica de Portugal, Folha 20-B - Covilhã.	39
Figura 4.6 Resultados - Ensaios SPT (Pinheiro e Ferreira Gomes,2013).	40
Figura 4.7 - - Perfil geotécnico em corte segundo o eixo do tabuleiro do elevador (Pinheiro e Ferreira Gomes,2013).	41
Figura 4.8 - Resultados - Ensaios DPL1 e DPL2 (Localização em Fig.3.3).	42
Figura 4.9 - Resultados - Ensaios DPL3 e DPL4 (Localização em Fig.3.3).	43
Figura 4.10 - Perfil geotécnico em profundidade resultante da associação de resultados de ensaios SPT e DPL no alinhamento da paragem-terminal inferior e numa direção transversal ao eixo do elevador.	44
Figura 4.11 - Curva granulométrica.	46
Figura 4.12 - Determinação de limite de liquidez pelo método do cone penetrómetro.	47
Figura 4.13 Curvas de compactação e saturação.....	48
Figura 4.14 - a) Curvas tensão de corte (τ) VS deslocamento horizontal (δh) b) Curvas deslocamento vertical (δv) VS deslocamento horizontal (δh)..	48
Figura 4.15 - a) Curvas tensão de corte (τ) VS deslocamento horizontal (δh); b) Curvas deslocamento vertical (δv) VS deslocamento horizontal (δh)..	49
Figura 4.16 - Curvas de evolução da deformação vertical na raiz do tempo para cada escalão de carga..	49
Figura 4.17 - Variação do índice de vazios em função da tensão vertical efetiva (escala logarítmica)..	50
Figura 4.18 - Relação entre resultados dos ensaios SPT e CPT, em diversos tipos de solos (Robertson e Campanella, 1983, in Bowles,1998).....	51
Figura 4.19 - Relação entre ângulo de atrito e resistência de ponta em solos incoerentes (Meyerhof, 1974).....	51
Figura 4.20 - Relações entre o ângulo de atrito (ϕ) e NSPT para solos incoerentes: a) Peck et al. (1953); b) Meyerhof (1956)..	52
Figura 4.21 - Correlação entre resistência de ponta e módulo de deformabilidade em solos arenosos (Schmertmann, 1970).....	52
Figura 4.22 - Fotografia sobre o talude próximo do Elevador da Goldra, evidenciando a ocorrência de fraturas, por vezes muito lisas, na Unidade geotécnica GR.	54
Figura 4.23 - Representação das soluções geotécnicas da obra em corte (a partir de Ferreira, 2010).	57
Figura 4.24 - Valores das reações em cada ponto de apoio (Ferreira, 2010).	58
Figura 4.25 - Características geométricas e geotécnicas da fundação direta.....	59
Figura 4.26 - Fatores de capacidade de carga (Terzaghi, 1967).....	60
Figura 4.27 - Esquema sobre a aplicação do FS global, apenas à tensão extra a acrescentar aos maciços, em fundações (Ferreira Gomes, 2010).	61
Figura 4.28 - Fator de correção devido à profundidade, a utilizar nos assentamentos instantâneos (in Bowles,1998), ($\mu=v$ = coeficiente de Poisson).	62

Figura 4.29 - Relação entre assentamento total máximo, assentamento diferencial máximo e distorção angular máxima, para areias.	63
Figura 4.30 - Distorções angulares limites, como consequência dos assentamentos diferenciais.	63
Figura 4.31 - Condições geotécnicas das microestacas 1-D, 1-E, 2-D e 2-E.	65
Figura 4.32 - Condições geotécnicas das microestacas 3-D, 3-E, 4-D e 4-E.	65
Figura 4.33 - Condições geotécnicas das microestacas referentes à paragem terminal inferior.....	66
Figura 4.34 - Esquema para verificar a existência de efeito de grupo em estacas.	67
Figura 4.35 - Elementos necessários para avaliar a estabilidade de microestacas de betão em solos arenosos.	68
Figura 4.36 - Relação entre o fator capacidade de carga e o ângulo de atrito (Tomilson, 1994)..	69
Figura 4.37 - Esquema sobre a metodologia para avaliar a carga aplicada às microestacas. .	69
Figura 4.38 - Representação da divisão de áreas de solo que efetivamente contribui para a resistência da pregagem.....	71
Figura 4.39 - Evolução do cálculo para a obtenção da força resistente da pregagem.....	72
Figura 4.40 - Esquema sobre os vários passos detalhados para avaliar a força resistente das pregagens.	73
Figura 4.41 - Representação dos cenários de rotura considerados na verificação da estabilidade do talude.	74
Figura 4.42 - Modelo de cálculo das forças envolvidas em cada fatia (sem água)..	75
Figura 4.43 - Modelo de cálculo das forças envolvidas em cada fatia devido à água.....	76
Figura 4.44 - Modelo de cálculo das forças envolvidas em cada fatia devido ao efeito da pregagem.....	77
Figura 4.45 - Elementos paisagístico e ambiental do Elevador da Goldra, Covilhã (a partir de ARPAS, 2010).	80

Capítulo V

(Sem Figuras)

Lista de Tabelas

Capítulo I

(Sem Tabelas)

Capítulo II

Tabela 2.1 - Características dos muros projetados ao longo do traçado dos 3º e 4º Sublanços da Autoestrada do Marão. 22

Capítulo III

Tabela 3.1 - Características do ensaio de compactação.. 33

Capítulo IV

Tabela 4.1 - Dados das sondagens SPT. 40

Tabela 4.2 Descrição das unidades geotécnicas em profundidade - Sondagens SPT (Geotest, 2010)... 41

Tabela 4.3 - Dados das sondagens DPL.. 42

Tabela 4.4 - Descrição das unidades geotécnicas em profundidade - Sondagens DPL. 43

Tabela 4.5 Pesos volúmicos e teor em água naturais..... 45

Tabela 4.6 - Distribuição granulométrica e índices resultantes. 46

Tabela 4.7- Parâmetros de resistência ao corte em termos de tensões de pico (τ_p) e residuais (τ_{cr}). 49

Tabela 4.8 - Aplicações básicas dos resultados dos ensaios SPT em solos arenosos (Meyerhof,1956)..... 52

Tabela 4.9 - Parâmetros de compressibilidade em areias (Folque, 1976) 53

Tabela 4.10 - Síntese de parâmetros geotécnicos referentes à unidade GR. 53

Tabela 4.11 - Síntese de parâmetros de classificação do solo referentes à Unidade Geotécnica GRS a partir de ensaios de identificação e físicos. 54

Tabela 4.12 - Síntese de parâmetros de resistência ao corte obtidos em estudo laboratorial para solo da Unidade Geotécnica GRS.. 55

Tabela 4.13 - Parâmetros de resistência ao corte com base em relações entre parâmetros geotécnicos por vários autores a partir dos resultados dos ensaios SPT da Unidade Geotécnica GRS. 56

Tabela 4.14 - Síntese de parâmetros de compressibilidade - ensaio edométrico. 56

Tabela 4.15 - Ações atuantes sobre os elementos de fundação. (Ferreira, 2010)..... 58

Tabela 4.16 - Fatores de forma da sapata..... 60

Tabela 4.17 - Combinações de coeficientes parciais - Eurocódigo 7..... 60

Tabela 4.18 - Tabela 4.18 - Síntese de parâmetros geotécnicos referentes às unidades GR e GRS.	64
Tabela 4.19 - Valores recomendados de ks (coeficiente do impulso lateral em repouso).	67
Tabela 4.20 - Valores do ângulo de atrito solo/estaca de acordo com o material utilizado. .	69
Tabela 4.21 - Fatores de segurança globais associados às microestacas.	70
Tabela 4.22 - Síntese de parâmetros geotécnicos referentes às unidades geotécnicas para avaliar a estabilidade do talude onde se instala o Elevador da Goldra.	78
Tabela 4.23 - - Fatores de segurança para as várias superfícies estudadas do talude onde se instala o Elevador da Goldra.	79

Capítulo V

(Sem Tabelas)

Lista de Acrónimos

Alfabeto Latino

B - largura do elemento de fundação

c - coesão

Cc - Índice de compressibilidade unidimensional

Cr - Índice de compressibilidade elástico na fase de recarga

C_u - coesão não drenada

D₅₀ - diâmetro médio dos grãos

E_s , E_f - módulo de elasticidade do solo

G_s - Peso específico das partículas sólidas

N_{SPT} - parâmetro obtido no ensaio de penetração dinâmica (SPT)

N_{DPL} - parâmetro obtido no ensaio de penetração dinâmica (DPL)

q_c - resistência de ponta obtido do ensaio de penetração estática (CPT)

q_s - força de atrito

Q_u - capacidade de carga

Alfabeto Grego

Ø - ângulo de atrito interno

γ - peso específico do solo

W - teor em água

γ' - peso específico efetivo do solo

v - coeficiente de Poisson do solo

σ' - tensão efetiva

σ'p - tensão de cedência estrutural

Abreviaturas

BS - British Standard

CPT - ensaios de penetração estática

DPL - ensaio de penetração dinâmica leve

IP - índice de plasticidade

LL - limite de liquidez

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LP - limite de plasticidade

NP - norma portuguesa

POLIS - Programa de Requalificação Urbana e Valorização Ambiental de Cidades

SPT - ensaios de penetração dinâmica standard

UBI - Universidade da Beira Interior

ZG - zona geotécnica

Capítulo I

1 - INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e Justificação do Tema

Desde os primórdios da civilização que a Engenharia de Fundações é ponto assente e fulcral na evolução das construções. Direta ou indiretamente, com o nome que hoje lhe é atribuído, ou outros, a Engenharia de Fundações foi acompanhando a evolução das estruturas.

Este acompanhamento verificou-se sempre num segundo plano dado que, até há poucas décadas, este tema era tido como secundário, numa mentalidade de que, relevante sim, eram as superestruturas e não a base das mesmas, aquilo que as sustenta.

A par da evolução da civilização, bem como a par do desenvolvimento tecnológico, principalmente na segunda metade do século XX surgiram novas necessidades e exigências até então não verificadas.

Nasce aqui uma necessidade ao nível dos transportes, expansão das redes ferroviária e rodoviária, melhoramentos dos portos marítimos e construção de novos portos e, mais tarde, a construção de aeroportos.

Surge uma necessidade de expansão dos núcleos urbanos, das infraestruturas e superestruturas nestes inseridos. Com isto, são criados novos critérios de qualidade, conforto e segurança a todos estes níveis.

É neste ponto que faz sentido o enquadramento do tema do presente trabalho.

À luz do que se verifica em todos os núcleos, também na cidade da Covilhã surgiu a necessidade de expandir o edificado a novas áreas, de construir em áreas até então impensáveis, no sentido de defender os interesses e novas exigências das populações.

O Elevador da Goldra surge como tema de desenvolvimento do presente trabalho na medida em que, dadas as condições locais da área de implantação da obra, esta é uma construção que envolve um conjunto de soluções geotécnicas de fundação bastante variadas.

Mais se considera que o Elevador da Goldra é uma obra interessante, uma vez que, para além da sua singularidade em termos geotécnicos, estruturas geotécnicas e superestrutura, este lida diretamente com questões de mobilidade e transportes, assim como questões assinaladas de enquadramento paisagístico e ambiental, caracterizando tudo isto o Elevador da Goldra uma obra de relevo no planeamento urbano da cidade da Covilhã.

O Elevador inclinado da Goldra localiza-se na cidade da Covilhã (Fig.1.1). Esta cidade, hoje sede de concelho do distrito de Castelo Branco, vê-se estendida por cotas que variam entre os 450 e 800 metros de altitude, na encosta Sudeste da Serra da Estrela, o mais alto sistema montanhoso da área continental.

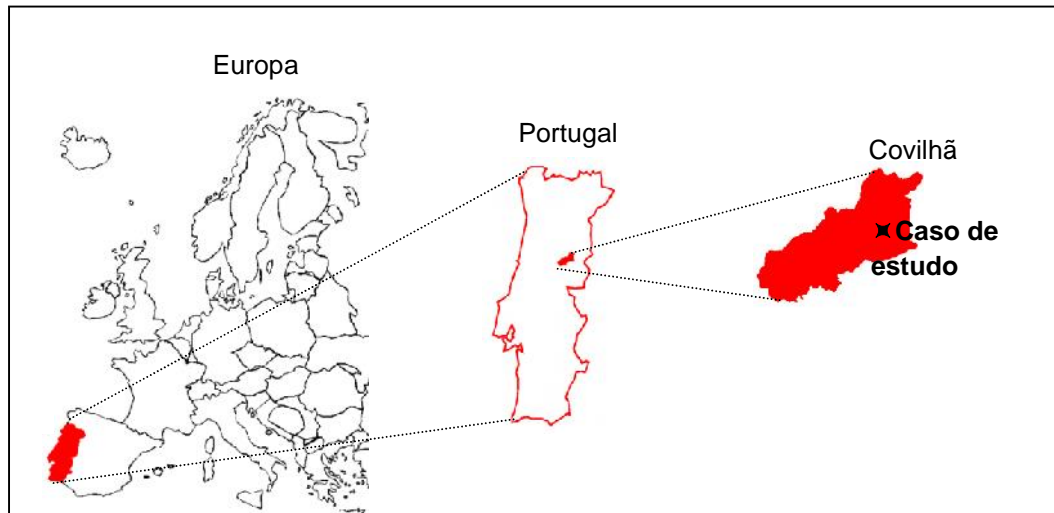


Figura 1.1 - Enquadramento geográfico do local de estudo, Covilhã, Portugal.

A favorável localização geográfica da Covilhã, pela riqueza que a serra lhe oferece em recursos pastoris, recursos hídricos e combustível (lenha), proporcionou as condições necessárias ao desenvolvimento da atividade dos lanifícios.

Assim, no final do século XV terão iniciado atividade as primeiras oficinas artesanais de tratamento de lãs, nas encostas da Ribeira da Goldra. Logo no século seguinte, tais construções evoluíram para o vale da Ribeira da Carpinteira.

Desta forma, a cidade da Covilhã começa a ser desenhada pela evolução das linhas do crescimento industrial, ficando assim definida pelos vales das linhas de água da Ribeira da Goldra, da Ribeira da Carpinteira e Rio Zêzere.

É então, na primeira metade do séc. XX, que terá ocorrido o auge industrial da Covilhã, quando, em 1954, existiam mais de centena e meia de unidades fabris, que empregavam mais de 7.000 trabalhadores. Em 1960, o concelho da Covilhã efetivava 70.000 habitantes, sendo assim o maior centro populacional da Beira Interior (Pinheiro, 2008).

Após tais tempos áureos, na década de 70 inicia-se uma fase de declínio, com uma série de falências em cadeia, geradas por uma crise energética a par da mudança de regime político em 25 de Abril de 1974.

Com isto, a cidade rica em emprego, desenvolvimento e dinâmica pelas muitas unidades de produção industrial e densidade populacional, vê-se confrontada com um estado de depressão sem fim à vista e um parque industrial em degradação contínua.

Dentro da mesma época histórica, nasce um importante motor de desenvolvimento económico e social, o Instituto Politécnico da Covilhã (IPC). Em 1986, o IPC passa a estabelecimento universitário, com o nome que se mantém até à data (Universidade da Beira Interior) e adota uma política de reabilitação de edifícios fabris degradados e obsoletos desde a crise industrial (Pinheiro, 2011).

A par desta filosofia de reabilitação adotada pela UBI surge para a cidade da Covilhã, como para mais 17 cidades a nível nacional, o Programa de Requalificação Urbana e Valorização Ambiental de Cidades, o POLIS, com período de execução entre os anos de 2000 e 2008.

O POLIS consiste numa intervenção integrada de requalificação urbana e valorização ambiental com o fim de melhorar a qualidade do meio urbano nos vales das ribeiras e introduzir nestas áreas planos de gestão territorial que compreendam a integração e sustentabilidade urbana das ações programadas, assim como a definição de critérios de crescimento urbano que garantam níveis adequados de qualidade urbana e ambiental à cidade (PEC, 2001).

Assim, os objetivos específicos do POLIS prendem-se com:

- Desenvolver grandes operações integradas de requalificação urbana com uma forte componente de valorização ambiental;
- Desenvolver ações que contribuam para a requalificação e revitalização de centros urbanos e que promovam a multifuncionalidade desses centros;
- Apoiar as outras ações de requalificação que permitam melhorar a qualidade do ambiente urbano e valorizar a presença de elementos ambientais estruturantes tais como frentes de rio ou de costa;
- Apoiar iniciativas que visem aumentar as zonas verdes, promover áreas pedonais e condicionar o trânsito automóvel em centros urbanos.

É no âmbito do último objetivo específico proposto pelo programa POLIS que é criado o Plano de Mobilidade Pedonal da Cidade da Covilhã. De entre outras obras, o Plano da Mobilidade da Cidade da Covilhã compreendeu a construção de algumas pontes pedonais, atravessando linhas de água que correm nos vales da encosta e cortam a cidade, das quais se destaca a ponte sobre a Ribeira da Carpinteira, que permite o atravessamento de um dos vales mais profundos da cidade até ao Bairro dos Penedos Altos.

São ainda fruto do Plano de Mobilidade Pedonal da Cidade da Covilhã outras estruturas especiais, nomeadamente três elevadores inclinados e dois verticais, instalados em zonas cruciais e estratégicas da cidade (Fig.1.2, Fig.1.3).

A entrada em serviço de, entre outras, todas as estruturas especiais referidas e essenciais no cumprimento do Plano de Mobilidade Pedonal, vem dotar a cidade de infraestruturas que permitem à população vencer, a pé, as acentuadas inclinações das características ruas

semiparalelas da “Cidade Montanha”, reduzindo também consideravelmente as distâncias a percorrer. Além disto, tais estruturas são elementos integrantes da requalificação urbana, da criação de espaços verdes e valorização ambiental de espaços degradados e abandonados.

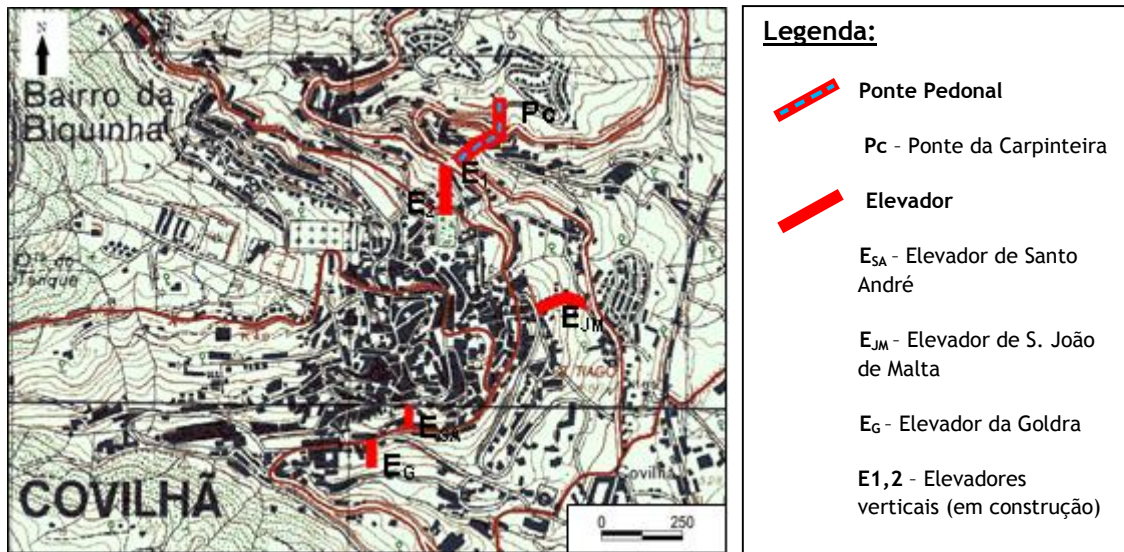


Figura 1.2 - Estruturas especiais integradas no Plano de Mobilidade Pedonal da Cidade da Covilhã. (Excerto da Carta Topográfica 235 - Covilhã, Instituto Geográfico Português).



Figura 1.3 - a) Ponte da Ribeira da Carpinteira, b) Futuro Elevador vertical (imagem Virtual), c) Elevador de Santo André, d) Futuro elevador vertical a associar à ponte da Carpinteira.

Destes, o primeiro a entrar em serviço foi o elevador inclinado de Santo André, que numa extensão de 60 metros permite vencer um desnível de aproximadamente 29 metros entre a Avenida Marquês de Àvila e Bolama e o Mercado Municipal. Seguiu-se o elevador inclinado de

São João de Malta, que numa extensão de 200 metros e 19° de inclinação, faz a ligação entre o Bairro do Rodrigo e o Largo de São João de Malta.

Depois, o Elevador da Goldra, este objeto do presente estudo, facilita o acesso entre o Parque da Goldra e a Avenida Marquês de Àvila e Bolama.

Por fim, refere-se que os dois elevadores verticais a construir, darão continuidade ao acesso facilitado pela Ponte da Carpinteira ao centro da cidade, fazendo a ligação entre esta e o Jardim Público, de modo a vencer um desnível de 26.5 metros (CMC,2013).

1.2 Objetivos

Pretende-se com o desenvolvimento deste trabalho assinalar a importância da engenharia de fundações e sua aplicação prática a um caso de estudo singular.

É intenção o estudo das condições geotécnicas locais e aplicação dos parâmetros obtidos em formulação clássica e de normalização europeia no dimensionamento das estruturas geotécnicas em análise.

É objetivo também a exposição de outros exemplos de obras, com utilização de miscelâneas de soluções geotécnicas em situações complexas e seus principais condicionantes na definição das mesmas soluções.

Além disto, entende-se importante o paralelismo entre algumas situações teóricas ou de projeto com situações reais verificadas no acompanhamento da execução da obra (Caso de estudo - Elevador da Goldra).

Por fim, enunciam-se também algumas soluções adotadas em fase de projeto, que fazem desta uma obra bem enquadrada paisagística e ambientalmente.

1.3 Organização do Trabalho

O presente trabalho encontra-se organizado em duas partes:

A primeira parte consiste numa generalização do tema proposto (Miscelâneas de Soluções Geotécnicas em Situações Complexas). Aborda-se a engenharia de fundações como ciência base do tema, assim como a sua importância. Apresentam-se ainda casos de obras executadas com miscelâneas de soluções geotécnicas em Portugal e no mundo. No desenvolvimento desta primeira parte adota-se essencialmente uma metodologia de investigação e pesquisa bibliográfica.

Na segunda parte, trata-se da aplicação do tema proposto a um caso de estudo (Elevador da Goldra). Com uma metodologia, numa fase inicial, de pesquisa bibliográfica, segue-se o estudo das condições morfológicas e geotécnicas do terreno de implantação do Elevador da Goldra, com a aplicação dos parâmetros obtidos em formulários da especialidade, e por fim faz-se referência de alguns aspetos de índole ambiental e enquadramento paisagístico, tomados em fase de projeto.

Esquemáticamente, o organograma do trabalho apresenta-se na Figura 1.1.

Apresenta-se agora, sumariamente no presente ponto, a organização da dissertação, descrevendo principais aspetos tratados em cada um dos capítulos.

No Capítulo 1 é enquadrado o tema da dissertação, com referência às motivações da sua adoção e importância do seu desenvolvimento, objetivos a vencer com este e organização do trabalho.

No Capítulo 2 descreve-se genericamente o significado da engenharia de fundações, a sua importância e evolução histórica. Apresentam-se ainda neste capítulo alguns exemplos de obras executadas nos últimos anos, em Portugal e no mundo, com utilização de miscelâneas de soluções geotécnicas em situações complexas, com os seus principais condicionantes na adoção das mesmas soluções.

No Capítulo 3 descreve-se a metodologia adotada durante a elaboração da dissertação, revelando todas as etapas passadas e a forma como cada uma delas é abordada.

No Capítulo 4 trata-se o enquadramento da zona de estudo (Elevador da Goldra). Descreve-se a obra numa visão geral e apresentam-se sumariamente os aspetos geológicos e geomorfológicos da região. Numa fase seguinte, caracteriza-se geotecnicamente o maciço através de análise de dados obtidos a partir de ensaios “in situ” e de ensaios laboratoriais, com vista à obtenção dos parâmetros de dimensionamento das estruturas geotécnicas.

É realizada também uma avaliação de segurança/dimensionamento geotécnico dos elementos de fundação isolados, e como um todo, seguindo a normalização mais recente (Eurocódigo 7), com base nos parâmetros geotécnicos obtidos no estudo anterior. Ainda no final do mesmo capítulo, descrevem-se alguns aspetos de ordem paisagística e ambiental adotados em fase de projeto e que contribuem para uma valorização ambiental da obra e da cidade.

Por fim, no Capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões do estudo efetivado e enunciam-se algumas propostas para trabalhos futuros com este, direta ou indiretamente, relacionados.

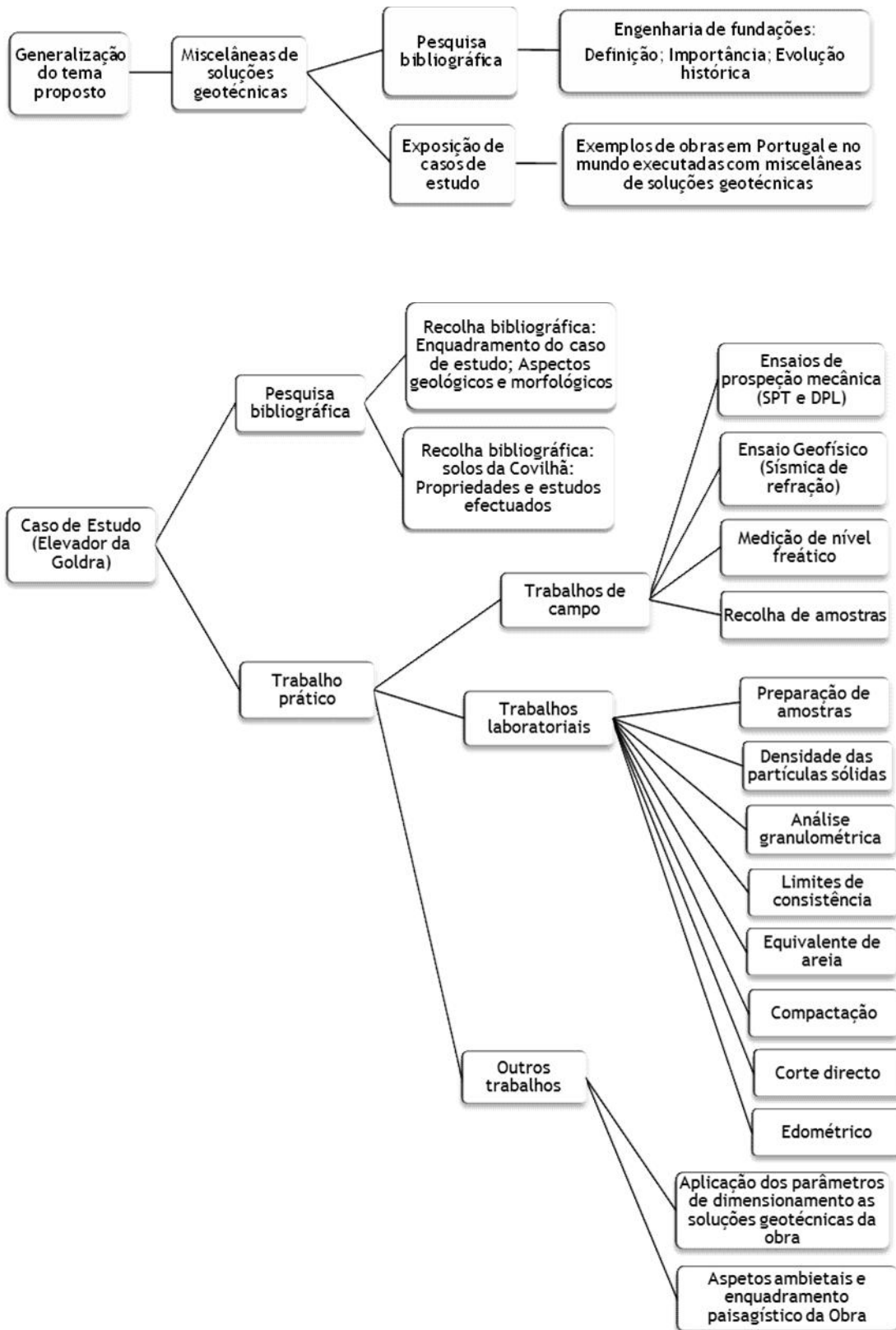


Figura 1.4 - Organograma do desenvolvimento dos trabalhos na dissertação.

Capítulo II

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Engenharia de Fundações, Importância e Evolução

Fundação é um termo que significa, no dicionário português (Costa, 1977), *apoiar, firmar, fixar* e que tem origem, assim como muitos outros termos da língua portuguesa, no latim, cuja palavra de origem será “Fundare”.

Em contexto geotécnico, a palavra fundação assume um significado mais ou menos coincidente entre várias personalidades da especialidade.

Caputo (1977) define fundação como a parte da estrutura que transmite ao terreno subjacente a carga da obra. Posteriormente, e a par disto, Bowles (1998) define o mesmo termo como a parte de um sistema de engenharia que transmite, de e para o solo ou rocha subjacentes, as cargas nela apoiadas e o seu peso próprio. Como o termo fundação pode assumir também a designação de infraestrutura, o mesmo autor diferencia esta do termo superestrutura, ao qual atribui o significado de sistema de engenharia que transmite as cargas à fundação ou infraestrutura. Murthy (2007) define fundação como uma parte da superestrutura através da qual, num processo complexo, são transmitidas as tensões e deformações ao solo.

No seguimento da palavra fundação, enuncia-se o título de engenheiro de fundações, título este que é atribuído a uma pessoa que, por motivos de formação e experiência, é suficientemente apto em princípios científicos e engenho para projetar uma fundação (Bowles, 1998).

Para definir engenharia de fundações, entende-se mais claro definir em primeiro lugar aquilo que é a sua base, seja, a mecânica dos solos e engenharia de solos. A mesma tese é confirmada por Murthy (2007), quando este define engenharia de fundações como parte da ciência constituída sobre os princípios básicos da mecânica dos solos, da hidrologia e da mecânica estrutural.

A mecânica dos solos é, então, o ramo da ciência que lida com o estudo das propriedades físicas do solo e o comportamento de massas de solos sujeitas a vários tipos de forças. A engenharia de solos consiste na aplicação dos princípios da mecânica dos solos a problemas práticos. Já a engenharia geotécnica e de fundações pode descrever-se como uma especialidade da engenharia civil, que envolve materiais naturais encontrados perto da

superfície da terra, incluindo a aplicação dos princípios da mecânica dos solos e mecânica das rochas para o projeto de fundações, estruturas de contenção de terras e estruturas de terra (Das, 2006).

As fundações, como base de qualquer estrutura, são elementos chave no que respeita à segurança das mesmas. Desde tempos remotos da civilização humana que existem registos acerca do mesmo assunto. Já em meados do século XXII a.C. Hammurabi, rei da Babilónia, fez registo do seu código legal de construção, no qual declarava “Se um empreiteiro edificar uma casa e um morador morrer sob os escombros da sua casa que ruiu, o construtor por sua vez será condenado à morte e se o filho do proprietário é morto, então assim será o filho do empreiteiro” (Fitz Simons, 1986, *in* Day, 1999)

Muitos anos após os primeiros registos, em 1804 surge um novo código, mas bastante menos radical que o anterior. Trata-se do código Napoleónico, em que era referido “Se uma estrutura perder funcionalidade num período de 10 anos após a sua conclusão por má execução ou problemas de fundação, o seu construtor deverá ser preso” (Day, 1999) ficando desta forma erradicada a pena de morte do construtor ou projetista por tais falhas.

Apesar de existirem registos muito antigos que refletiam a importância da engenharia de fundações, até meados do séc. XVII, os trabalhos eram realizados na base da experiência anteriormente adquirida e sem o conhecimento científico e estudo dos erros cometidos em construções fracassadas.

Assim, Skempton (1985, *in* Das, 2006) define quatro fases na evolução da engenharia de fundações, sendo a primeira delas compreendida entre os anos 1700 e 1776 e denominada de Época Pré-clássica. A esta seguiu-se a Época Clássica da Mecânica dos Solos - Fase I, no período 1776-1856, e logo a Época Clássica da Mecânica dos Solos - Fase II entre 1856 e 1910. Por fim, o autor classifica o período entre 1910 e 1927 como a Época Moderna da Mecânica dos Solos.

É nesta fase, início do séc. XX, que são publicados os resultados de alguns trabalhos executados, fixando parâmetros fundamentais para evoluções significativas nas bases das estruturas geotécnicas. Para tal marco importante na história evolutiva da engenharia de fundações, contribuíram com as suas investigações distintas personalidades no mundo da geotecnia, nomeadamente Atterberg (1911), Frontard (1914), Bell (1915), Fellenius (1918, 1926) e Terzaghi (1925) *in* Das (2006).

Finda a fase anterior, tem início a mais marcante fase de desenvolvimento da geotecnia, mais em particular na segunda metade do século XX.

A evolução da engenharia e da tecnologia, a par da grande expansão dos centros urbanos e todas as infraestruturas a esta associada, assim como a evolução e complexidade dos critérios

de realização humana, arcam a maior responsabilidade deste “boom” no desenvolvimento da engenharia geotécnica e de fundações.

São de várias ordens as estruturas e infraestruturas que contribuíram para a mesma evolução, sejam elas as edificações cada vez mais altas, tanto acima como abaixo do solo, estruturas na área de transportes como estradas, vias férreas, pontes, aeroportos, portos marítimos, túneis, ou outras estruturas hidráulicas como barragens, diques, canais e outras. Para além de estruturas cada vez mais sofisticadas a todos os níveis, foi ocorrendo a necessidade de as implantar em condições morfológicas, geotécnicas, geohidráulicas cada vez mais complexas.

Uma das primeiras obras identificadas como pioneiras desta mais recente fase de desenvolvimento da engenharia de fundações foi a barragem de Hoover, no rio Colorado (Fig.2.1a), construída nos anos 30 do séc. XX, entre Arizona e Nevada, nos Estados Unidos da América, com 335 metros de altura e fundada em condições geotécnicas extremamente complexas (Rogun, Tajisquistão, *in* Costa, 2007).

Mais tarde e igualmente relevante, a Torre Latino-Americana na cidade do México (Fig.2.1b), construção executada nos anos 50 do século passado, cumpria 182 metros de altura, assente sobre 361 estacas, fundadas a 33 metros em condições geológicas desfavoráveis (Mineiro, 1981, *in* Costa, 2007).



a)



b)

Figura 2.1 - a) Barragem de Hoover, EUA (Boes *et al.*, 2013); b) Torre Latino-Americana, México (wikipedia, 2013).

Em 1965 entrou em funcionamento mais uma estrutura notável à data da sua construção (Fig.2.2), o túnel do Monte Branco que, atravessando os Alpes, faz a ligação entre França e Itália (Costa, 2007).

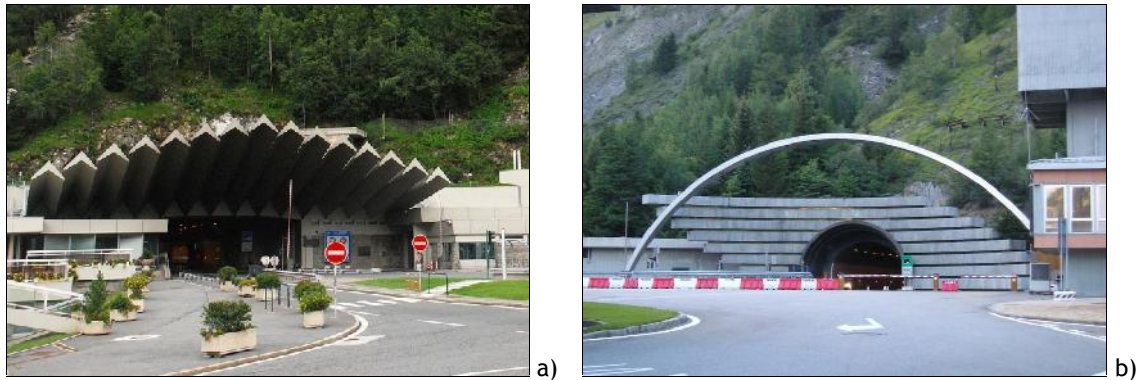


Figura 2.2 - a) Túnel do Monte Branco, França, b) Túnel do Monte Branco, Itália (wikipedia, 2013).

A evolução da engenharia de fundações deve também, muito em parte, ao conhecimento adquirido através de graves erros e acidentes ocorridos ao longo dos anos, como são exemplos os casos que se descrevem a seguir.

A Torre de Pisa será, talvez, o caso de obra com erro geotécnico mais conhecido (Fig.2.3). Implantada numa zona caracterizada geotecnicamente por solos arenosos muito soltos, a torre foi iniciada em 1173. Poucos anos após o início da sua construção já se evidenciavam alguns problemas de instabilidade com origem ao nível das fundações. Entre alguns avanços e suspensões dos trabalhos, e um aumento visível da inclinação da mesma, a Torre de Pisa foi terminada em 1350. Depois de várias tentativas de estabilização da fundação, iniciadas em 1934, só em 2001 esta foi conseguida, ficando com uma inclinação de $4^{\circ}30'$, definida muito significativamente por razões turísticas (Jamiolkowski, 2004).

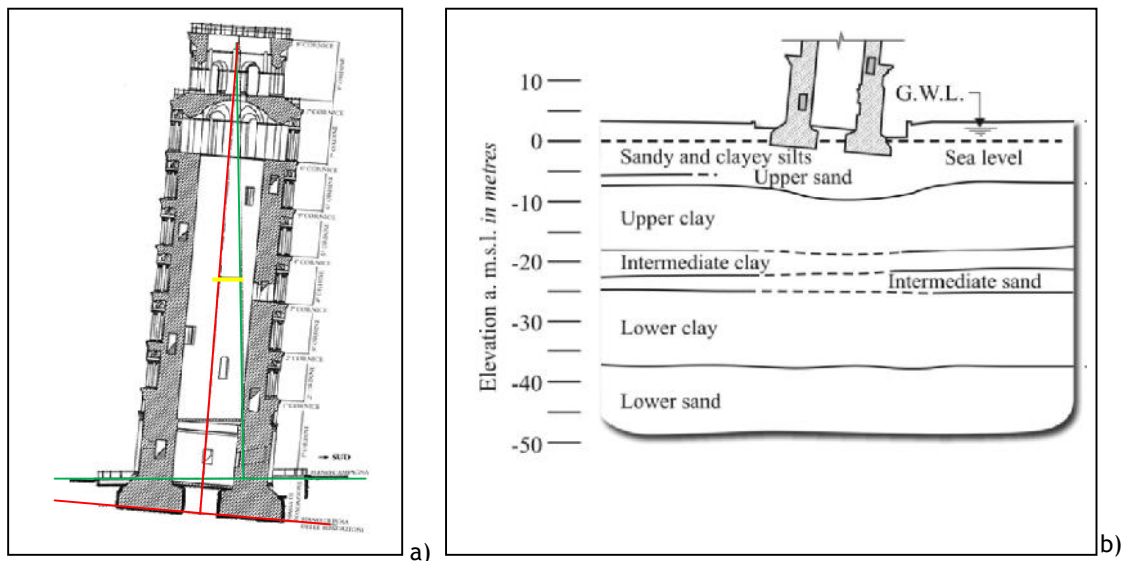


Figura 2.3 - a) Evolução da inclinação da Torre de Pisa, b) Perfil geotécnico sobre a Torre de Pisa (Jamiolkowski, 2004).

Um outro caso decorrente de erros geotécnicos, e neste caso com consequências bastante gravosas, foi o galgamento da Barragem de Vajont, em Itália (Fig.2.4). À data do ocorrido, 9 de Outubro de 1963, esta era a mais alta barragem do mundo, com 260 metros de altura, tinha um comprimento de coroamento de 1850 metros e uma capacidade de armazenamento estimada em 115 milhões de m³. O galgamento da Barragem de Vajont resulta do desprendimento de uma enorme massa de uma das vertentes para a albufeira, gerando uma onda gigante que varreu todo o vale a jusante, sobrando um rasto de destruição e cerca de 2500 pessoas mortas (Costa, 2007).

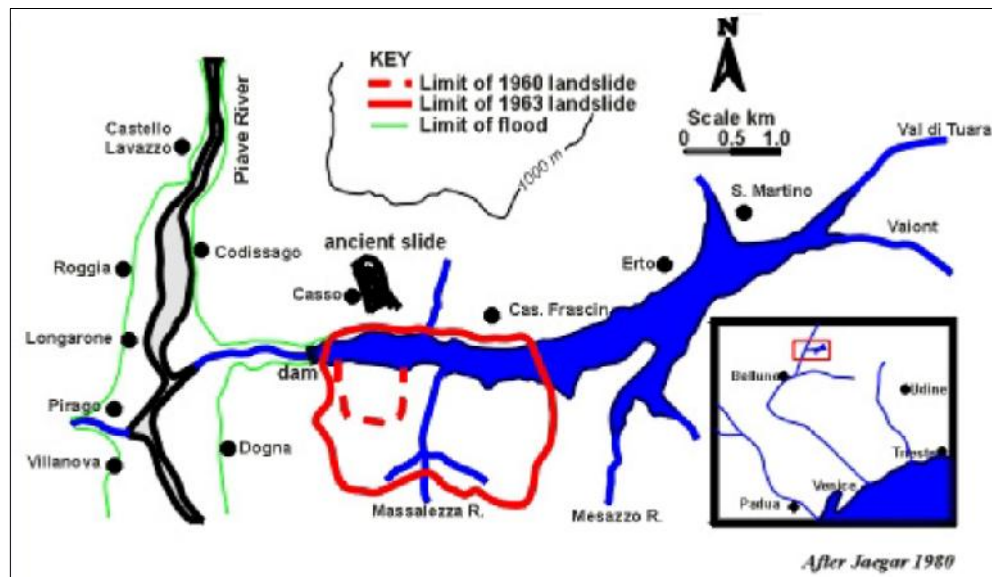


Figura 2.4 - Barragem de Vajont, Itália - Deslizamento e limite de área consequentemente afetada (Hedron, 1985).

Grandes acidentes ou erros no domínio da geotecnia e engenharia de fundações não são acontecimentos ocorridos num passado longínquo e afastados de Portugal. No dia 14 de Março de 2001 registou-se também em Portugal um acidente, que segundo o Relatório da Comissão de Inquérito às Causas do Acidente, terá sido causado por questões de natureza geotécnica.

O acidente em relato trata a queda da Ponte Hintze Ribeiro, também conhecida como Ponte de Entre-Os -Rios, depois de 116 anos em serviço (Fig.2.5).

A construção de barragens a montante da referida estrutura, com a conseqüente descida do nível das águas e retenção de sedimentos nas albufeiras, bem como atividades de extração de inertes causaram acentuadas alterações nos mecanismos de erosão no leito do rio. Assim, é determinado no relatório acima referido que o mecanismo de colapso da ponte consistiu na queda do pilar P4, por perda de sustentação do terreno sob a base do caixão de fundação, seguida do colapso da estrutura do tabuleiro (Correia, *et al.*, 2001).



Figura 2.5 - Ponte de Entre-Os Rios. (Diário de Notícias, 2011)

Os exemplos de erros e acidentes expostos no presente ponto, como muitos outros casos ocorridos, direta ou indiretamente relacionados com aspetos geotécnicos, contribuíram de forma significativa para o conhecimento e evolução da mesma área. Referenciando o último exemplo apresentado, a queda da Ponte de Entre-Os-Rios serviu como ponto de viragem na forma como as autoridades têm, agora, em conta as questões de manutenção deste tipo de estruturas, tanto ao nível das fundações como da superestrutura.

2.2 Casos de Obra Recentes com Miscelâneas de Soluções Geotécnicas

2.2.1 Introdução

A engenharia de fundações, como ciência que se consigna e no ponto anterior sucintamente se descreve, tem-se como base da evolução de toda e qualquer solução geotécnica ou conjunto destas.

Em Portugal, assim como um pouco por todo o mundo e principalmente nas últimas décadas, são atingidos todos os dias novos limites da engenharia nos seus mais diversos domínios.

Com construções cada vez mais surpreendentes, executadas em locais até então impensáveis e com exigências a nível de segurança cada vez mais refinadas, a engenharia de fundações acompanha tal evolução recorrendo a soluções arquitetonicamente e estruturalmente eficazes e evoluídas.

Comprovando tal facto, apresentam-se a seguir algumas obras realizadas nos últimos anos, tidas como distintas pelas difíceis condições geotécnicas, geomorfológicas, hidrogeológicas ou outras verificadas na área de implantação da obra, pela diversidade no conjunto de soluções geotécnicas adotadas ou pela evolução das técnicas utilizadas.

2.2.2 Caso 1 - Arribas da praia da consolação (Portugal)

2.2.2.1 - Descrição Geral da Intervenção

A presente situação, com análise de risco e escolha de soluções de estabilização, localiza-se no concelho de Peniche (Silva, *et al.*, 2012). O estudo compreende uma extensão de 760 metros de arriba, com alturas máximas a atingir os 16 metros.

A extensão de arriba alvo de estudo divide-se em oito zonas, de A a H (Fig. 2.6), definidas com base na localização e orientação da arriba, processos de erosão, fenómenos de instabilidade, formas de utilização e tipos de risco.

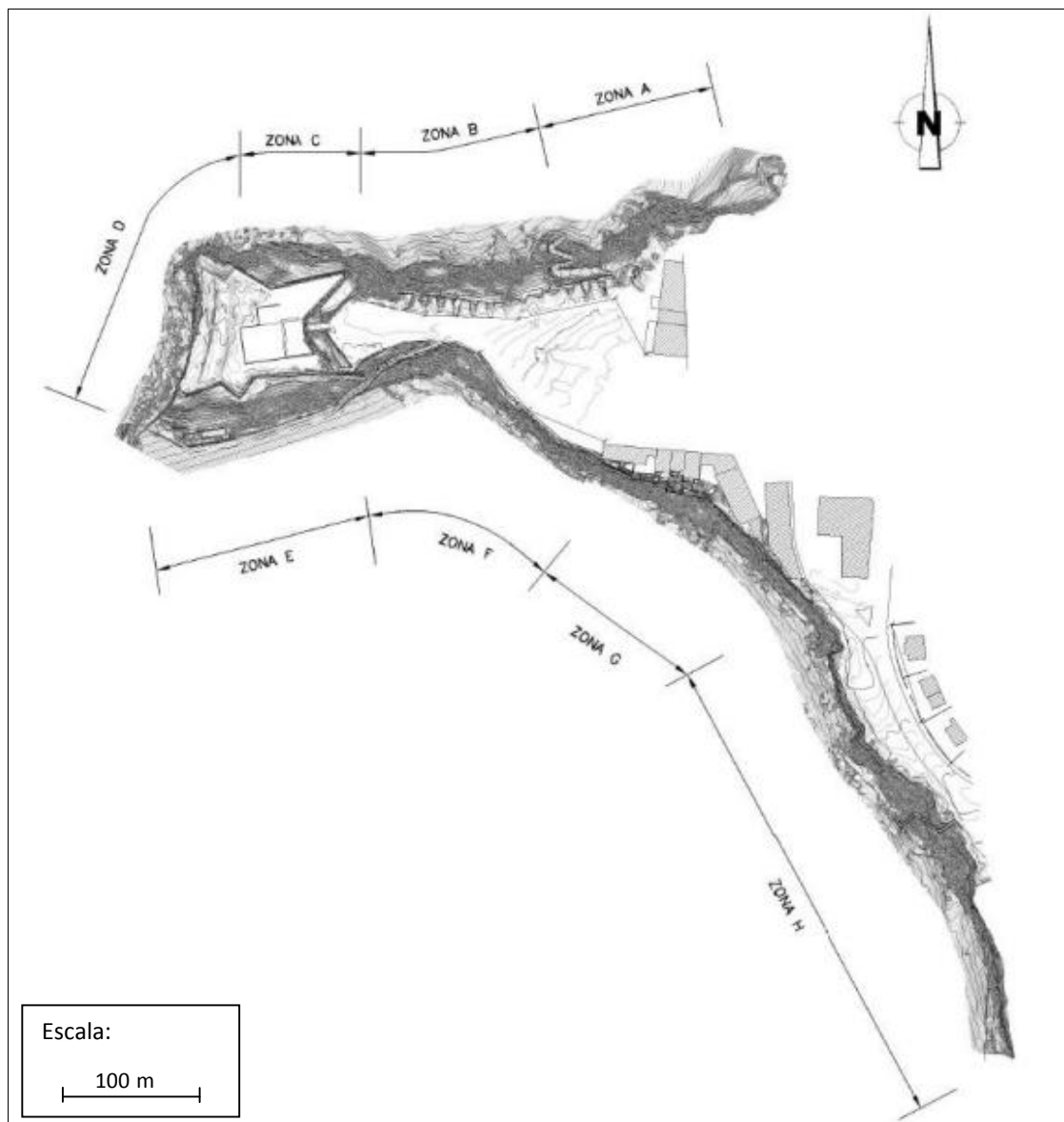


Figura 2.6 - Zonamento da arriba. Levantamento por varrimento laser (Silva, *et al.*, 2012).

2.2.2.2 - Principais aspetos condicionantes

Na elaboração do presente estudo consideram-se como condicionantes a variabilidade em altura da arriba, as distintas condições geológicas e geotécnicas, a ação dos agentes erosivos, assim como o tipo de utilização da área afeta a cada uma das zonas definidas.

Destes, realçam-se as condições geológicas e geotécnicas locais, diferenciadas, em geral, de zona para zona, dentre as oito definidas.

Presencia-se: a estratificação horizontal de camadas sedimentares de diferentes naturezas (calcárias, gresosas e margosas); a resistência ao desgaste e erosão evidenciando processos erosivos diferenciais com a formação de infraescavações e consolas pela ação direta das ondas do mar; a formação de blocos, dado o nível de fracturação dos estratos ou maciços, acelerada pela infiltração da água das chuvas e lavagem e abertura das fraturas por esta concretizada.

Enfatizam-se ainda os fatores erosivos gerados pela ação do homem, tanto no que respeita à sua mobilidade junto à costa como pelo uso desta para construção habitacional ou ainda a extração de inertes com fins terapêuticos. A ação das águas do mar na base da arriba consiste, ainda, no fator mais gravoso de erosão da mesma.

2.2.2.3 - Soluções geotécnicas adotadas

Com base nos elementos ou situações que representavam maiores riscos para a segurança de bens e pessoas, foram definidas as intervenções entendidas como necessárias à minimização dos riscos.

A análise de risco contemplou um vasto conjunto de situações de perigo suscetíveis de ocorrer de forma singular, simultânea ou global em cada uma das zonas de A a H definidas, são elas as principais:

- queda de blocos sobre banhistas e pescadores;
- quedas de transeuntes ao longo do percurso dos trilhos;
- escorregamentos superficiais e profundos da arriba;
- criação de novas consolas pela ação do homem ou causas naturais;
- desabamento de paredes do Forte ou outras construções implantadas no topo da arriba;
- derrocada dos muros de gabiões e de alvenaria argamassado, existentes ao longo do acesso à praia.

Decorrentes do estudo e avaliação de riscos descritos, apresentam-se a seguir figuras ilustrativas dos conjuntos de soluções geotécnicas adotadas (Fig.2.7 a 2.10) para a minimização dos mesmos riscos nas zonas onde tais situações se classificam como mais gravosas.

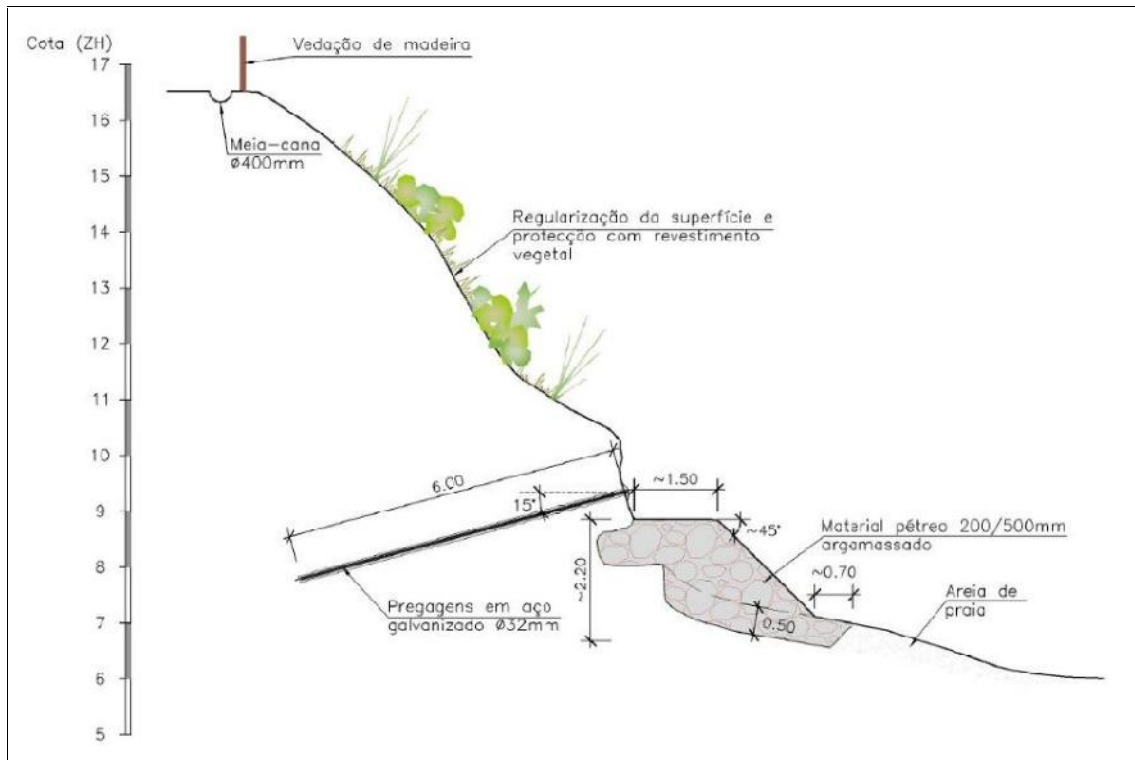


Figura 2.7 - Perfil Tipo - Zona A: remoção de zonas instáveis, pregagem de blocos instáveis, colocação de manto de protecção, colocação de revestimento vegetal (Silva *et al.*, 2012).

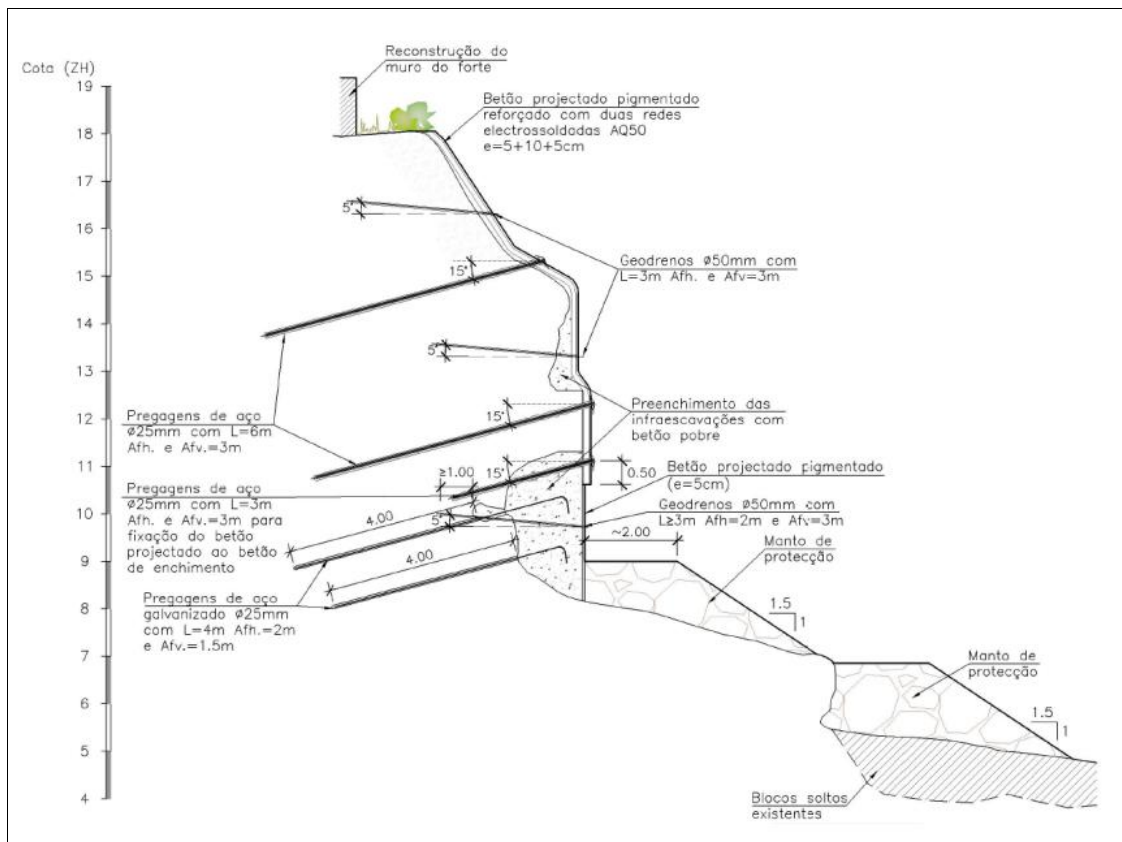


Figura 2.8 - Perfil Tipo- Zona D: preenchimento da infraescavação com betão de enchimento, colocação de betão projetado reforçado com redes eletrossoldadas, pregagens, reconstrução do muro do Forte, colocação de manto de protecção (Silva *et al.*, 2012).

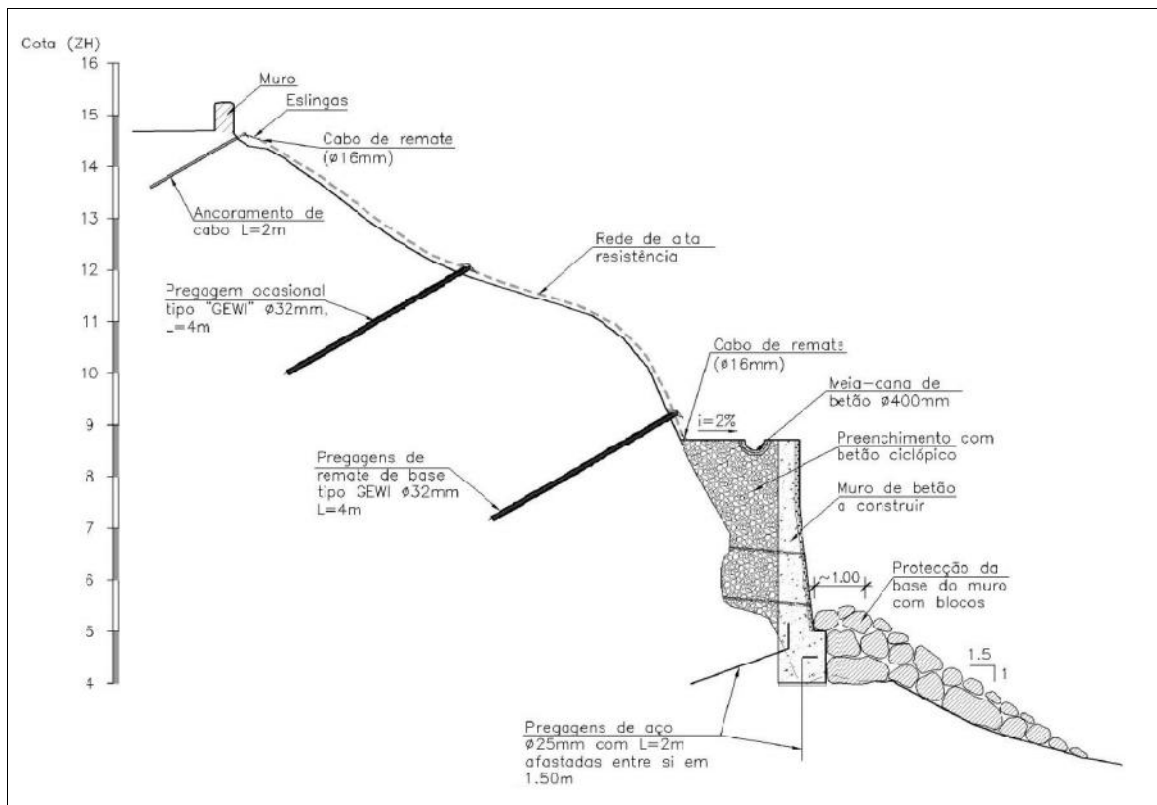


Figura 2.9 - Perfil Tipo - Zona F:- reconstrução do muro na base da arriba, colocação de redes de alta resistência (Silva *et al.*, 2012).

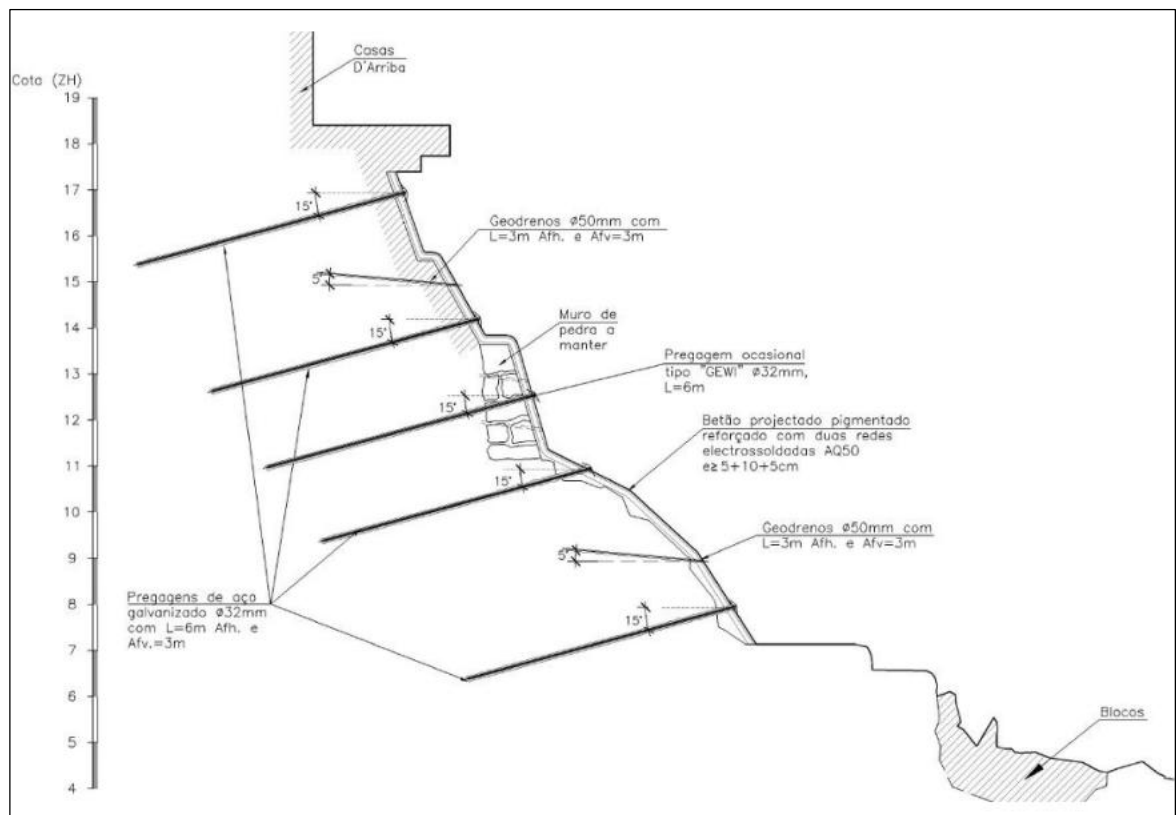


Figura 2.10 - Perfil Tipo - Zona G: colocação de betão projectado reforçado com redes electrossoldadas, pregagens (Silva *et al.*, 2012).

2.2.3 Caso 2 - Muro-cais na base naval de Mers-El-Kebir (Argélia)

2.2.3.1 - Descrição Geral da Intervenção

No presente caso de estudo são descritas as soluções geotécnicas entendidas como adequadas ao reforço e estabilização do muro-cais da Base Naval de Mers-El-Kebir, na Argélia, para a adaptação a novas cargas de serviço, fruto de um alargamento da plataforma do cais e da inclusão de duas gruas rolantes de grande porte (Núncio *et al.*, 2012).

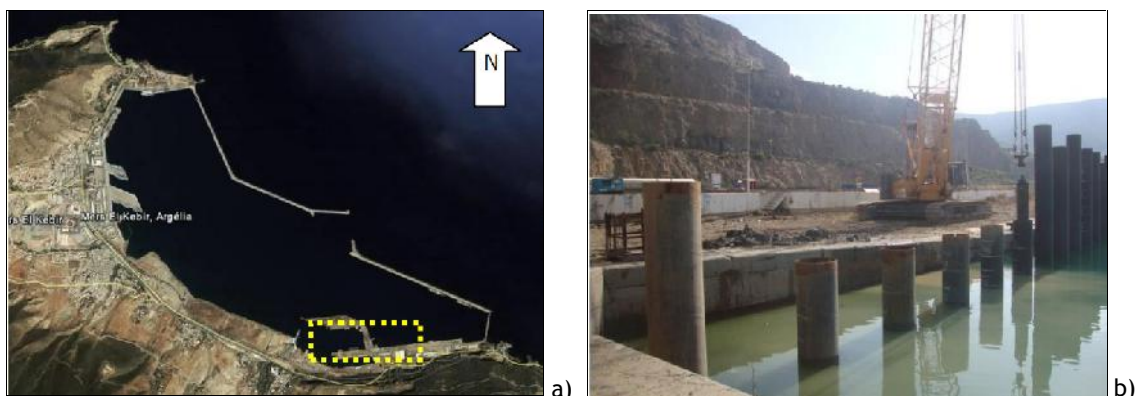


Figura 2.11 - a) Imagem geral de localização do muro-cais de Mers-El-Kebir; b) Trabalhos de cravação das estacas tubulares (Núncio *et al.*, 2012).

No decorrer das obras de alargamento do cais, o qual requereu a execução de estacas de tubo metálico perdido paralelamente ao muro cais existente, foi verificado um crescimento nos valores dos deslocamentos horizontais do muro cais, resultante da cravação das mesmas estacas.

Confirmado tal facto, através de uma visita de reconhecimento submarina e terrestre e em números significativos que chegavam a 0.44 metros no alinhamento horizontal, justifica-se a necessidade da realização de um reforço estrutural do muro-cais existente, já que também assim está incompatibilizado o correto desempenhar de funções das gruas de grande porte a instalar.

2.2.3.2 - Principais aspetos condicionantes

A envolvente à área alvo de intervenção verificou-se bastante condicionante no que respeita à execução dos trabalhos tanto pelo muro-cais como pelo elevador de barcos contíguo a este. Perante a necessidade de minimizar o impacto na estabilidade das estruturas vizinhas, foram realizadas vistorias às mesmas estruturas e respetivas infraestruturas de forma a compatibilizar as soluções de reforço a executar com as anteriores.

Em termos geológicos e geotécnicos, a área de intervenção caracteriza-se por três unidades geotécnicas, a superior por aterros (ZG2) com a altura do muro-cais (6 a 7 metros), a parte externa do muro-cais assenta sobre uma camada margosa (ZG1), com resultados de N_{SPT} nos

primeiros 5 metros entre 30 e 60 pancadas e N_{SPT} superior a 60 pancadas abaixo dos mesmos 5 metros de profundidade.

Na intervenção descrita, o nível freático é fator preponderante dado que este se encontra 2.50 metros abaixo da cota da plataforma do cais.

2.2.3.3 - Soluções geotécnicas adotadas

Na definição das soluções geotécnicas de reforço e estabilidade do muro-cais tiveram-se em consideração algumas premissas, para além dos principais aspetos condicionantes referidos no ponto anterior, nomeadamente:

- controlo de deformações nos terrenos constituintes do cais, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a algumas situações de índole geológica e geotécnica não previstas;
- controlar as deformações ao nível das fundações das gruas rolantes;
- salvaguardar as estruturas e infraestruturas existentes do maior número de interferências ou danos possível;
- garantia de facilidade, rapidez e segurança em fase de execução;
- escolha de soluções económicas.

Após uma avaliação cuidada de todos os aspetos condicionantes e premissas base, o projeto de reforço e estabilização do muro-cais da Base Naval de Mers-El-Kebir resulta num conjunto de soluções geotécnicas que se faz representar através das figuras 2.12 a 2.14.

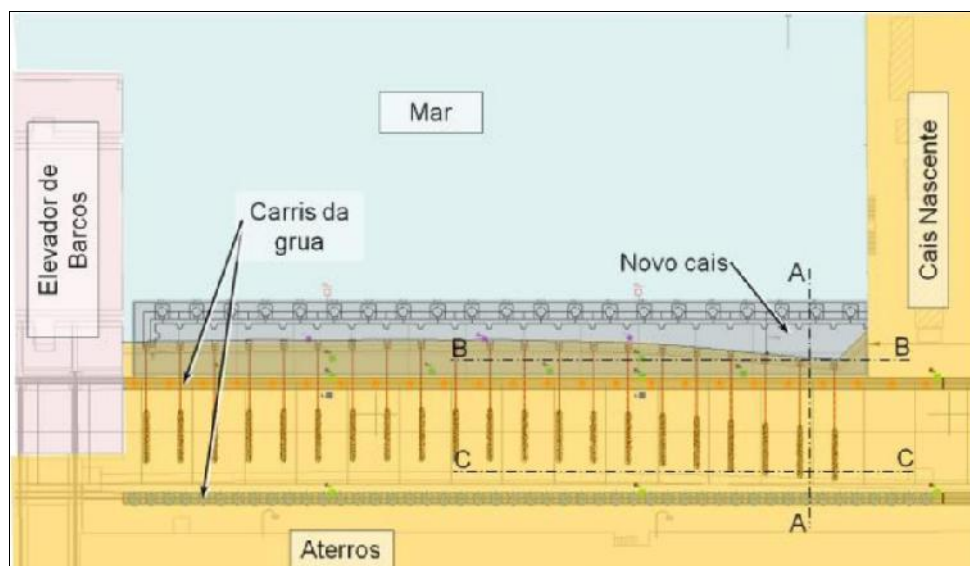


Figura 2.12 - Esquema em planta da intervenção no muro-cais (Núncio *et al.*, 2012).

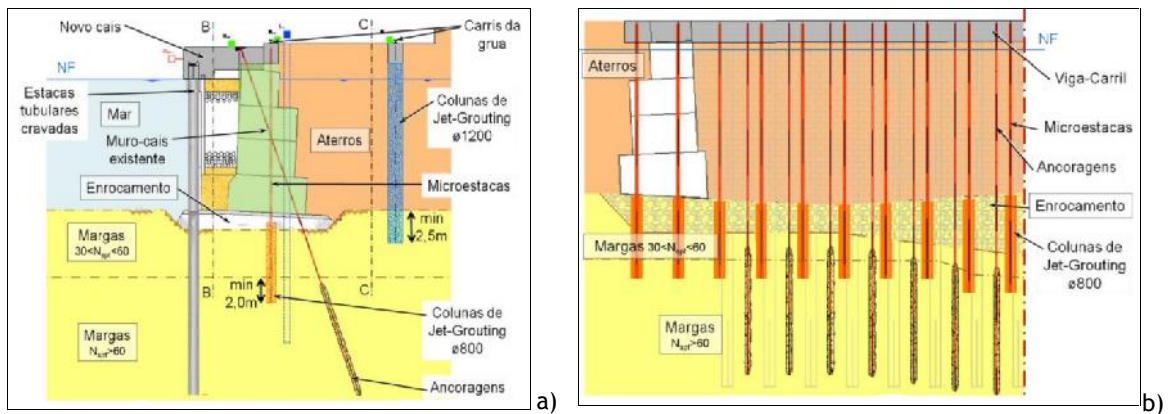


Figura 2.13 - a) Corte transversal tipo A-A; b) Corte transversal tipo B-B (Núncio *et al.*, 2012).

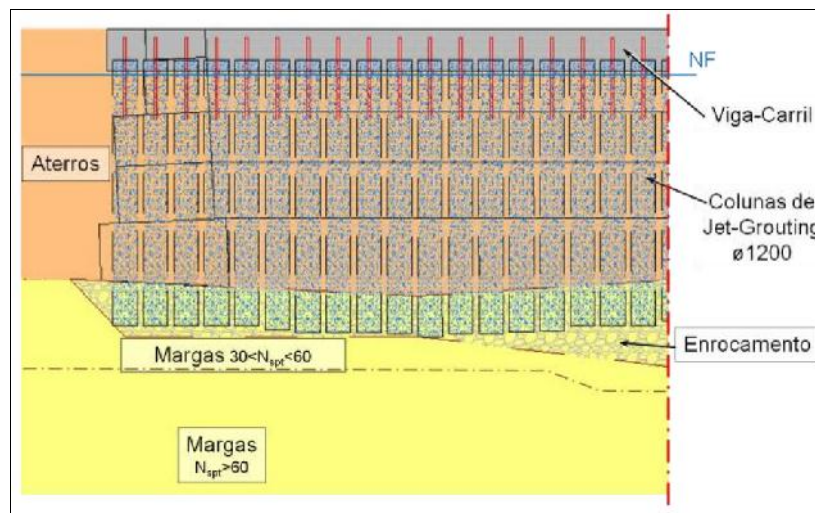


Figura 2.14 – Corte transversal tipo C-C (Núncio *et al.*, 2012).

2.2.4 Caso 3 - Estruturas de suporte de aterro e estabilização e taludes na autoestrada do marão (Portugal)

2.2.4.1 - Descrição Geral da Intervenção

A intervenção que agora se apresenta consiste na exposição das muitas conjugações agrupadas de soluções de estruturas de suporte de aterro e contenção de escavação executados nos Sublanços 3º e 4º, Nó de Ligação ao IP4/Campanhã/Parada de Cunhos, da Autoestrada do Marão, A4 - IP4 - Vila Real (Pereira *et al.*, 2012).

Tal obra torna-se de relevante interesse quando, perante tamanhos e inúmeros condicionantes de várias índoles, surge a necessidade de execução de 30 estruturas de suporte de aterro e estabilização de taludes de escavação que cumprem aproximadamente 4 quilómetros de desenvolvimento na Autoestrada do Marão, e que se enumeram e localizam nas figuras 2.15 e 2.16 e Tabela 2.1.

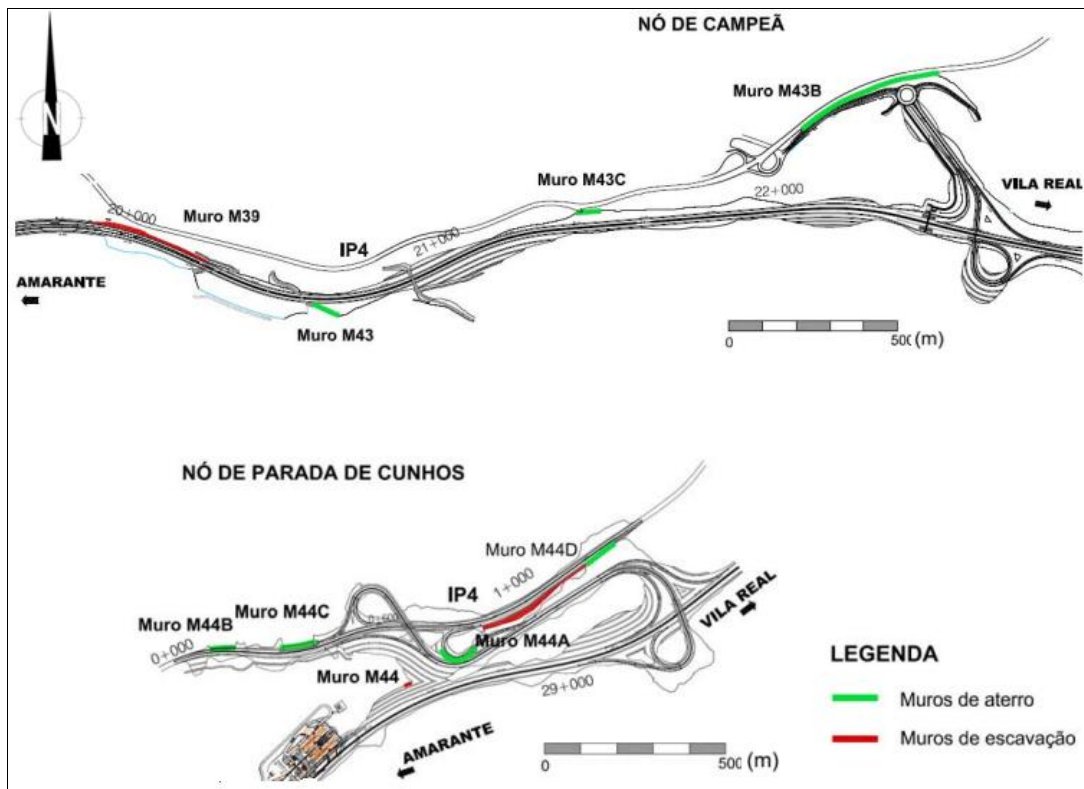


Figura 2.15 - Localização dos muros projetados ao longo dos traçados dos 3º e 4º Sublanços da Autoestrada do Marão (Pereira *et al.*, 2012).

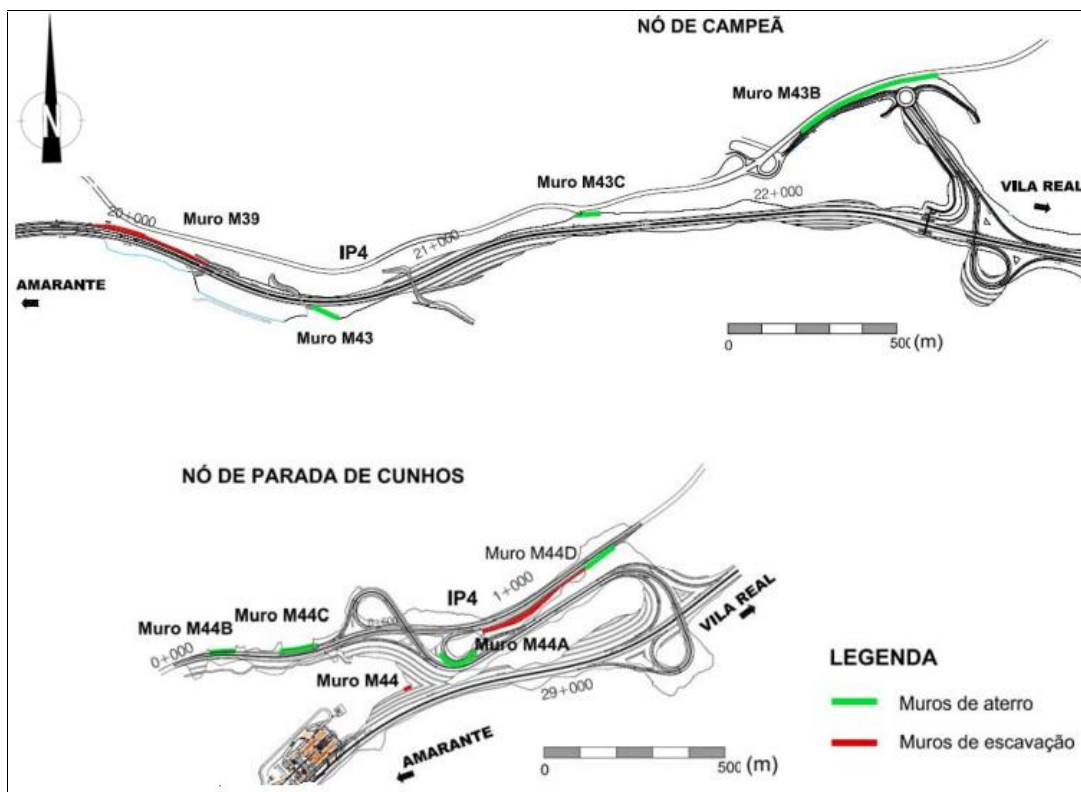


Figura 2.16 - Localização dos muros projetados ao longo dos traçados dos 3º e 4º Sublanços da Autoestrada do Marão (Pereira *et al.*, 2012).

Tabela 2.1 - Características dos muros projetados ao longo do traçado dos 3º e 4º Sublanços da Autoestrada do Marão (Pereira *et al.*, 2012).

Designação	Localização aproximada (km)	Tipo de muro	Desenvolvimento aproximado (m)	Altura máxima (m)
M12	5+163 a 5+276 (lado esquerdo da A4)	Muro de solos reforçados	107	25
M13	7+180 a 7+510 (lado direito da A4)	Talude pregado	315	16
M15	8+055 a 8+240 (lado direito da A4)	Talude pregado	190	16
M16	9+533 a 9+630 (lado direito da A4)	Muro de solos reforçados	97	13
M17	9+725 a 9+785 (lado direito da A4)	Muro de solos reforçados	59	15
M19	10+710 a 10+860 (lado esquerdo da A4)	Talude pregado	150	22
M23	11+225 a 11+600 (lado esquerdo da A4)	Talude pregado	375	32
M27	12+140 a 12+240 (lado esquerdo da A4)	Talude pregado	100	20
M28	12+403 a 12+722 (lado direito da A4)	Muro de solos reforçados	325	15
M29	12+360 a 12+760 (lado esquerdo da A4)	Talude pregado	400	27
M31	13+075 a 13+235 (lado esquerdo da A4)	Talude pregado	160	28
M32	13+205 a 13+405 (lado direito da A4)	Muro de solos reforçados	196	28
M33	13+275 a 13+540 (lado esquerdo da A4)	Talude pregado	270	47
M34	13+543 a 13+651 (lado direito da A4)	Muro de solos reforçados	108	21
M35	13+585 a 13+670 (lado esquerdo da A4)	Talude pregado	85	21
M43	21+400 a 21+475 (lado direito da A4)	Muro de gabiões	85	17
M43B	0+090 (lado esquerdo Rest.9D) a 0+065 (lado esquerdo Rest.9E)	Muro de gabiões	446	16
M43C	21+400 a 21+475 (lado direito da A4)	Muro de gabiões	75	12
M44	28+550 (lado esquerdo da A4)	Parede ancorada	21	6
M44A	0+850 a 0+990 (lado esquerdo do ramo H)	Parede ancorada	130	12
M44B	0+125 (lado esquerdo do IP4)	Muro de betão armado fundado em microestacas	70	26
M44C	0+350 (lado esquerdo do IP4)	Muro de betão armado fundado em microestacas	108	8
M44D	0+860 a 1+280 (lado direito do IP4)	Muro de gabiões e Talude pregado	430	20

2.2.4.2 - Principais aspetos condicionantes

A Autoestrada do Marão ao ser implantada na zona Norte de Portugal Continental, região de Trás-os-Montes, ficam-lhe desde logo associadas condicionantes de natureza topográfica, sobretudo pela inclinação acentuada da encosta na qual foram implantados os muros.

Também a vizinhança da obra se demarca fator condicionante, dada a proximidade ao IP4, entre outras vias, assim como as infraestruturas e edificações, em várias situações, em alinhamentos coincidentes com os das estruturas de suporte e estabilidade a executar.

No que respeita à geologia e geomorfologia, a Serra do Marão, em área atravessada pela Autoestrada, é diferenciada nas respetivas duas encostas, seja a encosta ocidental relativamente suave, adversando a com a encosta oriental, mais inclinada e caracterizada por grandes escarpas dominadas pelas unidades xistosas.

A geologia, da mesma forma, se encontra diferenciada. Nos 12 quilómetros iniciais e após os 26 quilómetros (M12 a M23 e Muros do Nó de Parada de Cunhos), presencia-se material granítico, com muitas descontinuidades, subjugadas com mantos de alteração residual, mantendo uma topografia dominada por vales abertos, fundos largos e encostas esbatidas.

No restante desenvolvimento do traçado presenciam-se paisagens xistentas, de relevo mais acentuado, de formas aguçadas e vertentes muito inclinadas.

2.2.4.3 - Soluções geotécnicas adotadas

Dado o número de obras a implantar, em paralelismo com o mesmo número de condições orográficas e geotécnicas entre outras condicionantes, surgem da mesma forma variados conjuntos de soluções geotécnicas, que no desempenhar integrado das suas funções fazem cumprir as exigências estruturais, de estabilidade, ou outras pretendidas.

Apresenta-se, então, um conjunto de figuras ilustrativas dos conjuntos de soluções tipo executados nos muros do traçado, acima referido, da Autoestrada do Marão, nas figuras 2.17 a 2.19.

Salienta-se que também este caso é ilustrativo de como numa mesma obra há uma variedade de soluções geotécnicas, e que por vezes se harmonizam numa miscelânea de modo a resolver soluções de estabilidade difíceis.

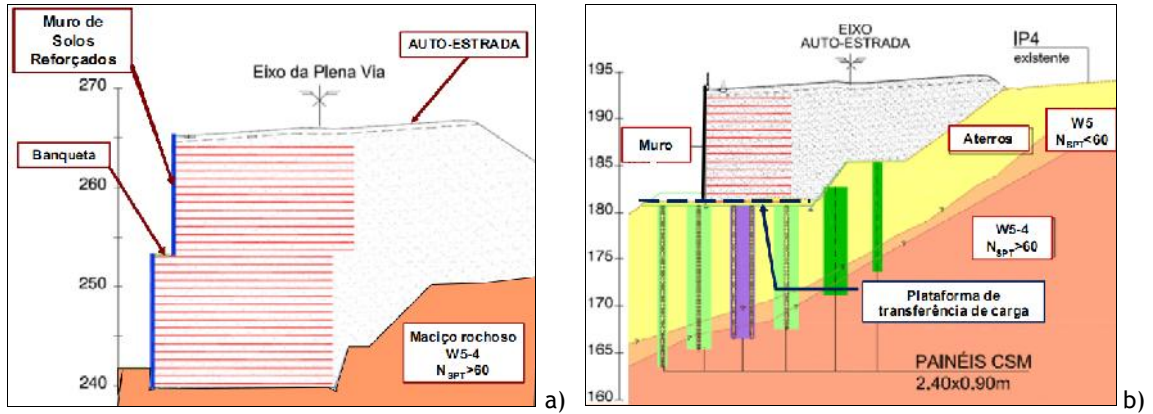


Figura 2.17 - a) Secção tipo de muro de solos reforçados; b) Secção tipo de muro de solos reforçados fundados em painéis de CSM (Pereira *et al.*, 2012).

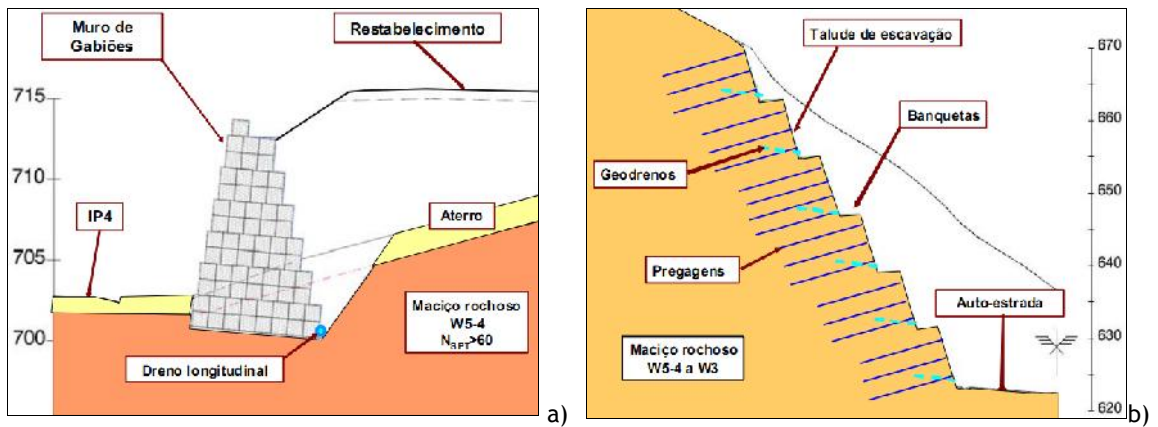


Figura 2.18 - a) Secção tipo de muro de gabiões; b) Secção tipo de talude pregado (Pereira *et al.*, 2012).

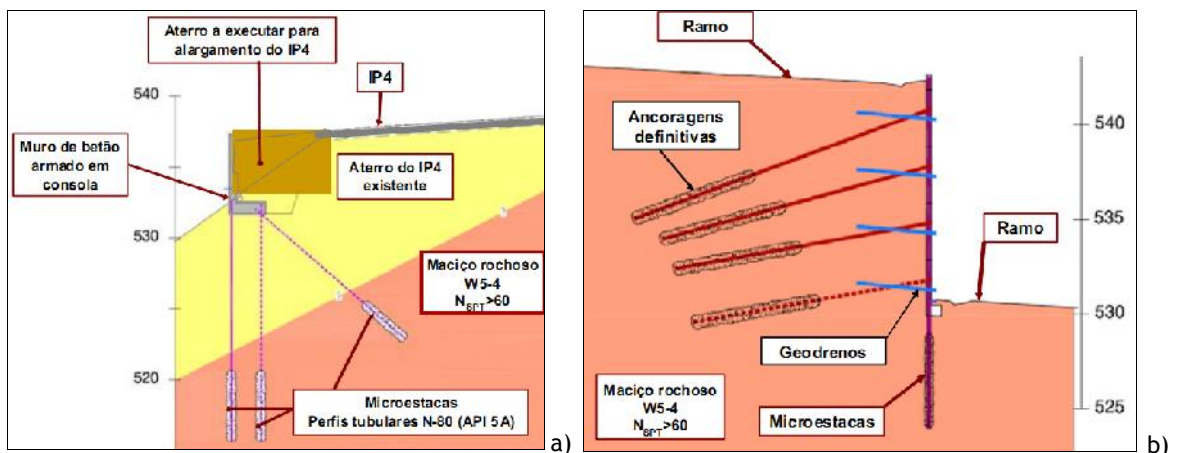


Figura 2.19 - a) Secção tipo de muro de betão armado fundado em microestacas; b) Secção tipo de parede ancorada (Pereira *et al.*, 2012).

Capítulo III

3 - METODOLOGIA

3.1 Introdução

A metodologia do presente trabalho não segue o mais usual num trabalho clássico deste tipo. A razão prende-se com o facto de numa primeira fase, em 2012, ter havido o acompanhamento da construção da obra em análise, no âmbito de um trabalho de índole prática (Pinheiro, 2012), realizado no âmbito da unidade curricular de Fundações do curso de Engenharia Civil.

A obra antes da sua construção teve, de acordo com o usual, um estudo geotécnico do local e o respetivo projeto. O acompanhamento da obra, nas várias fases, e a comparação com o previsto em fase de projeto, foi muito enriquecedor sob o ponto de vista de aquisição de conhecimentos e entrosamento com a realidade da Engenharia Civil nas áreas envolvidas.

Devido à singularidade da mesma obra e de algumas situações que aconteceram na mesma, levou a que se desse continuidade ao trabalho de acompanhamento, fazendo inclusive, mais alguns ensaios de campo, amostragens de solos, e ainda ensaios de laboratório, de modo a resultar numa dissertação com a qualidade adequada a este tipo de situações.

Os trabalhos desenvolvidos na presente dissertação podem separar-se essencialmente em duas fases, tal como já se havia descrito no subcapítulo correspondente à organização do trabalho. Uma primeira fase de exploração genérica e de índole teórica do tema proposto, e numa segunda fase, de aplicação teórico-prática do mesmo tema ao caso de obra executado e acompanhado na cidade da Covilhã.

Assim, no presente capítulo pretende-se reportar a metodologia adotada no progresso dos trabalhos, metodologia esta que se pode fracionar nos seguintes pontos:

- Pesquisa bibliográfica;
- Trabalhos de campo;
- Trabalhos laboratoriais;
- Estudo e aplicação de resultados.

3.2 Pesquisa Bibliográfica

A pesquisa bibliográfica, no que respeita ao tema proposto (Miscelâneas de Soluções Geotécnicas em Situações Complexas), permitiu uma melhor compreensão da importância do

conhecimento, da ciência e arte que está na sua base, a Engenharia de Fundações, assim como a sua evolução histórica e fatores determinantes nessa mesma evolução.

Quando teve início a abordagem ao caso de estudo, o Elevador Inclinado da Goldra, foi efetuado também um trabalho de pesquisa bibliográfica com objetivo ao enquadramento da obra na cidade, ao seu enquadramento geológico e geotécnico e à aquisição de maior sensibilidade no tratamento de resultados obtidos nos trabalhos de campo e trabalhos laboratoriais, bem como à aplicação de soluções geotécnicas de obra que envolvessem várias tecnologias em simultâneo.

Neste sentido, o trabalho desenvolveu-se no alinhamento dos seguintes pontos:

- consulta de elementos relacionados com o tema da Engenharia de Fundações;
- pesquisa e análise de trabalhos referentes a casos de obras relacionados com o tema proposto;
- consulta de documentação de naturezas histórica e geotécnica referentes à região na qual se integra a obra (caso de estudo);
- análise de projetos e relatórios de obra executados por empresas da especialidade;
- consulta de especificações, normas e procedimentos de ensaios;
- consulta de bibliografia específica de dimensionamento de estruturas geotécnicas.

3.3 Trabalhos de Campo

Os trabalhos de campo compreenderam três fases distintas:

- acompanhamento presencial da fase de execução da obra;
- amostragem;
- ensaios “in situ”.

Salienta-se que a amostragem e os ensaios de “in situ”, aparecem depois da execução da obra, porque na realidade foram efetuados depois, na medida em que foram realizados numa fase complementar, de modo a se disponibilizar de mais elementos geotécnicos sobre a caracterização do maciço, do que aqueles que resultaram em fase anterior à realização da obra.

3.3.1 Acompanhamento presencial da fase de execução da obra

O ponto de trabalhos referente ao acompanhamento de obra, apesar de não ser retratado diretamente no desenvolvimento da dissertação, considera-se de extrema importância para o desenvolvimento da mesma. Foi este o ponto que esteve na base do interesse e da perceção da importância que terá um trabalho desta natureza.

Para além disto, a aprendizagem conseguida com o contacto direto entre as diretrizes projeto/obra, com as diferentes fases de execução da obra e todos os processos que lhe estão inerentes culmina num melhor entendimento dos aspetos teóricos aplicáveis ao dimensionamento das estruturas geotécnicas.

A obra, elevador inclinado da Goldra, seguiu genericamente a metodologia clássica, com movimentos de terras no início, e depois a construção dos vários elementos estruturais, com a particularidade de ser uma obra implantada num terreno muito inclinado e, devido à situação geotécnica, ter várias soluções de fundações e obras afins, nomeadamente sapatas, microestacas, pregagens e injeções; a figura 3.1 apresenta alguns momentos do acompanhamento da obra.



Figura 3.1 - Imagens sobre acompanhamento da obra; a) limpeza e decapagem de terreno; b) preparação de plataforma da paragem- terminal inferior; c) máquina de furação de microestacas; d) injeção de microestacas.

3.3.2 Amostragem

Com vista a uma caracterização geotécnica mais pormenorizada do maciço, procedeu-se à recolha de amostras de solo remexidas para execução de trabalhos laboratoriais.

Foram definidas duas zonas distintas na área de implantação da obra para a extração do solo, conseguindo assim uma amostra mais representativa. O critério de escolha dos locais de amostragem seguiu o mesmo princípio da representatividade, e sendo estas também zonas que haviam sido alvo de escavação com corte aproximadamente vertical do talude, facilitando o processo.

Nesta fase, foram também recolhidas amostras, com recurso a extratores, para determinação do teor em água natural e peso volúmico natural (Fig.3.2).

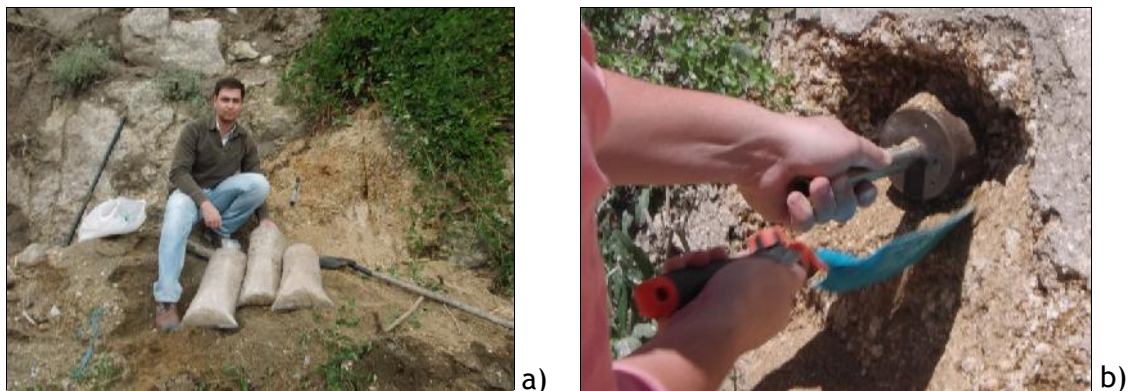


Figura 3.2 - Recolha de amostras para ensaios laboratoriais (a), e extrator para determinação de peso volúmico e teor em água naturais.

O processo de amostragem foi executado de acordo com a especificação do LNEC (LNEC E - 218, 1968) - *Prospecção geotécnica de terrenos. Colheita de amostras*. Os locais considerados como mais adequados para a cravação dos extratores foram coincidentes com os selecionados para a recolha de amostras remexidas, os quais são representados na figura 3.3. Salienta-se que nestes mesmos locais foram ainda recolhidas amostras indeformadas por cravação estática de amostradores especiais com anéis no seu interior, de modo a serem usadas nos ensaios edométricos.

3.3.3 Ensaios “in situ”

No âmbito do presente ponto foram executados ensaios de prospeção mecânica, nomeadamente SPT e DPL, bem como ensaios geofísicos de sísmica de refração com o objetivo fundamental de caracterizar o maciço em profundidade e obter alguns parâmetros geotécnicos indispensáveis ao dimensionamento das estruturas geotécnicas. Os ensaios realizados “in situ” localizam-se na figura 3.3. De todos os ensaios salienta-se que apenas os SPT tinham sido realizados em fase anterior ao projeto (Geotest, 2010).

3.3.3.1 Ensaios SPT

Os ensaios SPT foram executados em duas sondagens (Fig.3.3), com perfuração com o sistema rotary efetuada com trépano do tipo tricône. Nestas foram efetuados 23 ensaios SPT, com espaçamento de 1.5 metros, ou sempre que foi verificada mudança de litologia, segundo a metodologia clássica (Robertson, 1990).

As sondagens A e B permitiram também a recolha de amostras em profundidade para análise laboratorial, a instalação de piezómetros para medição de nível freático e foram realizadas nos locais coincidentes com as paragens-terminal superior e inferior, respetivamente.

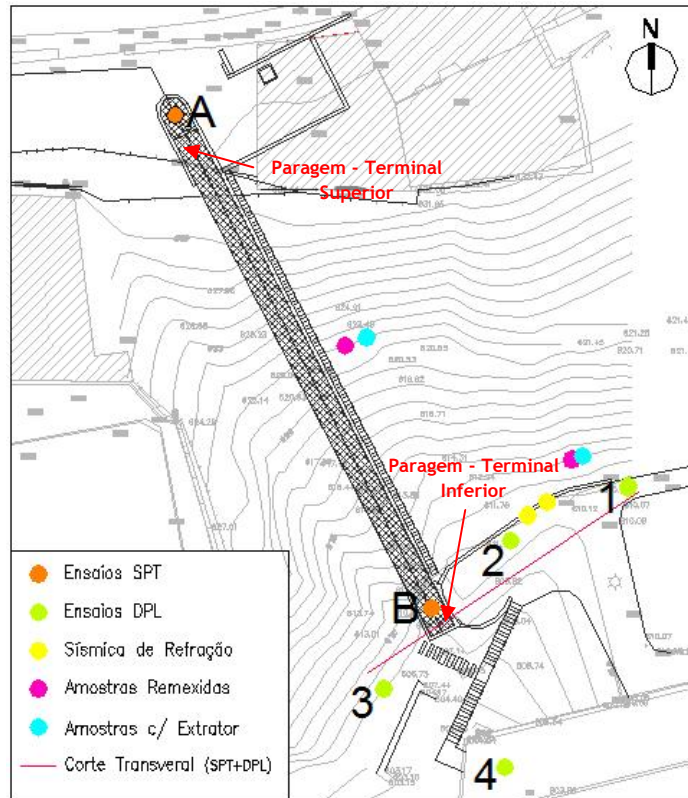


Figura 3.3 - Localização em planta das áreas de amostragem e ensaios realizados “*in situ*”.

3.3.3.2 Ensaíos DPL

Numa fase posterior, já próxima dos trabalhos finais de execução dos elementos de fundação, foram executados 4 ensaios DPL, com efeito de complementaridade dos dados geotécnicos obtidos pelos ensaios SPT e também numa tentativa de perceção da evolução das zonas geotécnicas na direção perpendicular ao eixo do elevador. Os Ensaíos DPL (Dynamic Penetration Light), do tipo DPL_{A100} , seguiram a metodologia clássica, como apresentada por exemplo em Ferreira Gomes (1992). Na figura 3.4 apresentam-se imagens do momento de realização destes ensaios.



Figura 3.4 - Imagens da fase de execução de ensaios DPL.

3.3.3.3 Ensaios de sísmica de refração

Na mesma fase em que foram realizados dos ensaios DPL (Fig.3.5) foram também realizados 2 ensaios geofísicos de sísmica de refração (sismógrafo de 6 canais, e impacto de martelo com 8 kg em chapa metálica) com intenção de traçar um modelo de camadas por interpretação das velocidades de propagação das ondas P. Também este ensaio seguiu a metodologia clássica e que se pode observar em Ferreira Gomes (1992).



Figura 3.5 - Imagens da fase de execução de ensaios de sísmica de refração.

3.4 Trabalhos Laboratoriais

Os trabalhos laboratoriais compreenderam a realização de um conjunto de ensaios, todos eles decorridos no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade da Beira Interior.

Os ensaios laboratoriais decorreram em três fases distintas. Na primeira fase foram executados os ensaios de identificação: Análise granulométrica; Limites de consistência (Liquidez e Plasticidade); Peso específico das partículas sólidas; Equivalente de areia. Não obstante, para uma correta execução dos ensaios, foram concretizados trabalhos preliminares de preparação das amostras recolhidas na área de implantação da obra, segundo Especificação do LNEC E 195 (1966) - *Solos: Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*.

Na segunda fase foram realizados os ensaios físicos: Compactação tipo Proctor, com vista à obtenção do teor em água ótimo assim como o peso específico máximo que lhe está inerente.

Numa última fase executaram-se os ensaios de Resistência ao Corte e Edométrico, a fim de obter os parâmetros de resistência, essenciais ao dimensionamento das estruturas geotécnicas, e os parâmetros de compressibilidade para cálculo de assentamentos das mesmas estruturas.

Durante os trabalhos laboratoriais que requeriam a quantificação do teor em água de amostras, foi seguida a normalização portuguesa, NP 84 (1965) - *Solos: Determinação do teor em água*.

3.4.1 Análise granulométrica

Com base numa análise visual efetuada sobre a amostra e sendo já conhecidas as características do solo predominante na região da Covilhã, decidiu-se realizar a análise granulométrica (Fig.3.6), referente às partículas de dimensão superior a 0.074 mm, ou seja não foi realizada análise granulométrica de finos por sedimentação.

Assim, a distribuição granulométrica é obtida apenas por peneiração, seguindo os princípios da Especificação do LNEC E 239 (1970) - *Solos: Análise granulométrica por peneiração húmida*.



Figura 3.6 - Imagens sobre a execução de análise granulométrica.

3.4.2 Limites de consistência

Na determinação dos limites de liquidez foram utilizadas duas metodologias, a de Casagrande (Fig.3.7), regida pela norma portuguesa NP 143 (1969) - *Solos: Determinação dos limites de consistência*, e a do cone penetrómetro, definida na norma britânica BS - 1377 (1990) - *Part 2: Classification tests*.

A determinação do limite de plasticidade seguiu a mesma normalização portuguesa que determina também o procedimento afeto à determinação do limite de liquidez, NP 143 (1969).

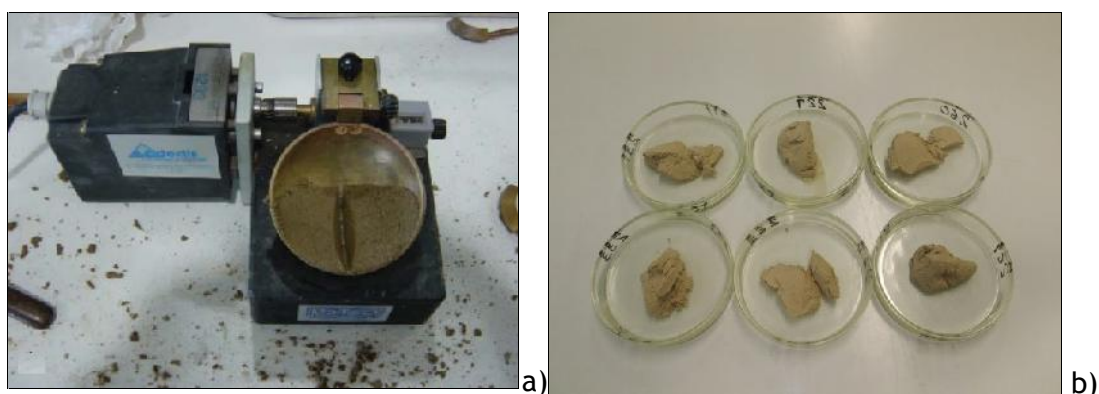


Figura 3.7 - Imagens da fase de realização do limite de liquidez: a) ensaio - método Casagrande ; b) amostras pós ensaio do cone penetrómetro (LL).

3.4.3 Peso volúmico das partículas sólidas

O peso volúmico das partículas sólidas foi obtido por cumprimento da norma portuguesa NP 83 (1965) - *Determinação da densidade das partículas*.

3.4.4 Equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia (Fig.3.8) é regido, em Portugal, pela especificação do LNEC E 199 (1967) - *Solos: Ensaio de equivalente de areia*. Seguindo o procedimento definido na mesma especificação, é possível avaliar essencialmente a relação volumétrica entre os elementos arenosos e a totalidade da amostra ensaiada.

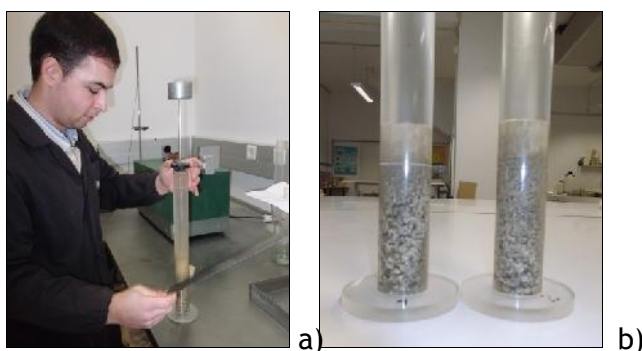


Figura 3.8 - Imagens sobre o ensaio Equivalente de Areia.

3.4.5 Compactação tipo Proctor

O procedimento adotado durante a execução do ensaio de compactação (Fig.3.9) é descrito pela especificação do LNEC E197 (1966) - *Solos: Ensaio de compactação*, sendo que não foi incluído material de dimensões superiores a 4.75 mm, sob pena destes, apesar de constarem em pequena percentagem, deturparem a fiabilidade dos resultados.



Figura 3.9 - Ensaio de Compactação.

Dada a distribuição granulométrica da amostra, o tipo de ensaio de compactação adotado foi compactação pesada em molde pequeno, sendo a energia de compactação dada por:

$$E = \frac{P \cdot h \cdot N_p \cdot N_c}{V} \quad (\text{Joules}) \quad (3.1)$$

onde, P- peso do pilão (kg); h- altura de queda (m); N_p - número de pancadas por camada; N_c - número de camadas e V - volume do molde (m^3). As características do ensaio de compactação realizado apresentam-se na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Características do ensaio de compactação.

Dados de ensaio		Tipo de Compactação Leve
Molde pequeno	\varnothing (mm)	102
	h (mm)	117
Pilão (kg)		4.54
Atura de queda (cm)		45.7
Nº de camadas		5
Nº de pancadas p/camada		25
Energia (J)		271.90

3.4.6 Ensaio de corte direto

Com objetivo de conseguir os parâmetros de resistência ao corte do solo, principalmente o ângulo de atrito, pela natureza do solo, foram executados ensaios de corte direto em máquina de corte equipada com anel dinamométrico com 2 kN de capacidade (Fig.3.10).



Figura 3.10 - Preparação e execução de ensaio de corte direto.

Utilizou-se uma caixa de corte de 28.27 cm^2 de área circular, e altura dos provetes de aproximadamente 3 cm.

A fase de corte foi realizada com tensões verticais aplicadas de 35, 44, 61, 78 e 95 kPa e uma velocidade de corte de 0.5 mm/min. Previamente à fase de corte os provetes foram consolidados com as mesmas condições de carga, respetivamente.

A execução dos ensaios decorreu em amostras deformadas, sob condições de amostras saturadas, consolidadas e drenadas. A globalidade do procedimento seguido pode observar-se em vários autores, nomeadamente em ASTM D 3080-90 (2000).

3.4.7 Ensaio edométrico

O ensaio edométrico (Fig.3.11) foi realizado com o objetivo de avaliar os parâmetros de compressibilidade do solo por ação de tensões verticais e condições de confinamento na direção horizontal.

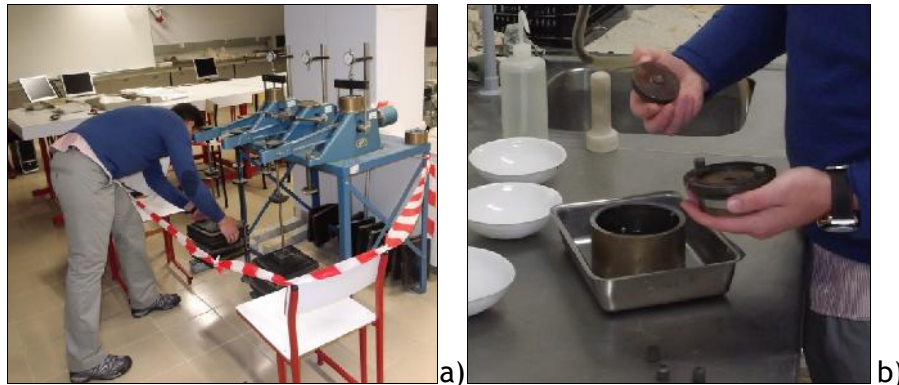


Figura 3.11 - Ensaio edométrico; a) Carregamento do ensaio; b) Desmontagem de provete.

Salienta-se que os provetes de ensaio foram obtidos por cravação estática dos respetivos anéis, com 2 cm de altura e 31.50 cm² de área, no maciço em estudo, de modo a fazer os ensaios em provetes intactos. Também foram realizados alguns ensaios em amostras deformadas, para comparação de resultados.

As tensões aplicadas variaram entre 17 e 1996 kPa, em ciclos de carga de 24 horas, e sem ciclos de descarga. A metodologia seguida pode observar-se com detalhe em vários livros da literatura, nomeadamente em ISSO/TS 17892-5 (2004).

3.5 Estudo e aplicação de resultados

Nesta fase, efetua-se uma análise dos dados geológicos e geotécnicos dos vários ensaios realizados, de modo a ter-se uma noção clara sobre a geometria do maciço de fundações, e ainda se efetua a caracterização mecânica das várias unidades geotécnicas, de modo a se poder avançar nos vários cálculos de estabilidade com os parâmetros de resistência e de compressibilidade adequados.

Todos os elementos de aplicação de resultados serão apresentados no capítulo 4. Salienta-se que no decorrer da apresentação dos resultados, da análise dos mesmos com os vários cálculos, serão referidas as formulações usadas nas várias fases e em particular na verificação de estabilidade geotécnica das várias infraestruturas de fundações isoladas (*per si*), como ainda no conjunto global, considerando o maciço num todo como um talude, e o elevador da Goldra e suas infraestruturas associadas, como sobrecargas adicionais no maciço.

Capítulo IV

4 - ELEVADOR INCLINADO DA GOLDRA: SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS

4.1 Descrição Geral da Obra

A obra em estudo consiste na requalificação de uma zona de encosta não urbanizada com uma área aproximada de 1800 m² entre o Parque da Goldra e a Avenida Marquês de Ávila e Bolama, junto à Biblioteca Central da Universidade da Beira Interior (Fig.4.1).



Figura 4.1 - Enquadramento urbanístico do Elevador da Goldra, na cidade da Covilhã (Google Maps, 2012).

A intervenção abarca a construção de um elevador público inclinado que se faz mover sobre um tabuleiro em grelha metálica, com aproximadamente 42 metros de extensão, suportado por dois apoios de extremidade (paragens-terminal superior e inferior) e quatro apoios intermédios.

Com esta estrutura é vencido um desnível de aproximadamente 24 metros com uma inclinação de 32.6° entre a paragem inferior, situada no Parque da Goldra à cota 611.33 metros, e a paragem superior, numa plataforma estabelecida na Avenida Marquês de Ávila e Bolama próximo da Universidade da Beira Interior, à cota 635.20 metros (Fig.4.2).

Além do elevador inclinado, está inerente a construção de uma pequena área de lazer contígua à paragem superior e arranjos de superfície, tendo em atenção o potencial do local à erosão e enquadramento ambiental e paisagístico.

Descrevem-se, a seguir, os principais elementos estruturais da obra:

Paragem-terminal superior:

A paragem-terminal superior é composta por uma caixa de dois compartimentos de betão armado, com paredes laterais de 0.26 metros de espessura. Estas são encastradas no maciço de fundação, fundado diretamente através de sapata com 0.80 metros de espessura, implantada à cota 631.40 metros.

O compartimento inferior é aberto, permitindo a montagem dos carris inclinados e equipamento do elevador. O compartimento superior, destinado a zona técnica coberta.

A plataforma da paragem-terminal superior é formada por muros em consola, do tipo “L” invertido, com paredes verticais de secção variável encastradas em sapata, fundação direta com espessuras de 0.95 e 1.35 metros.

Paragem do terminal inferior:

A paragem-terminal inferior é formada por uma caixa, aberta, com paredes de betão armado com 0.26 metros de espessura, encastradas no maciço de encabeçamento das fundações indiretas por seis microestacas verticais, com 0.80 metros de espessura.

Foram também previstas duas pregagens sub-horizontais com diâmetro 32 milímetros, com a finalidade de anular as componentes horizontais das forças geradas pelo mecanismo de transporte e reações horizontais sísmicas.

As microestacas são constituídas por tubos metálicos TM 80, Ø 88.9/7.5 + 1Ø25 no interior, introduzidos em furos Ø200 milímetros com 12 metros de comprimento, equipados com válvula de antirretorno por I.R.S. (injeções repetitivas e seletivas) no comprimento dos bolbos de selagem ao longo dos 6.0 metros de comprimento inferiores.

Para estabelecimento da plataforma inferior foram definidos dois muros de contenção de terras em consola, do tipo “T” invertido, com paredes verticais de 0.26 metros de espessura, encastradas em sapata, fundação direta, com 0.60 metros de espessura.

Apoios intermédios:

Os apoios intermédios são formados por maciços de fundação em betão armado com 1.30x3.20 metros em planta e 0.80 metros de espessura, apoiados sobre fundações indiretas. Estas constituem grupos de quatro microestacas sub-verticais com características idênticas às que serão utilizadas na plataforma inferior.

Tabuleiro do elevador:

A ligação entre os dois terminais compreende três vãos intermédios com 9.30 metros e dois vãos de extremidade com 7.165 metros cada, medidos segundo a inclinação de 32.6°.

A mesma ligação é conseguida através de uma estrutura em grelha metálica constituída por perfis laminados, dos quais as vigas principais são HEA 260, travadas por HEA 200 e diagonais em cantoneira LNP 60x60x6 milímetros. Toda a estrutura é completada com ligação tipo aparafusada (Ferreira e Venâncio, 2010).

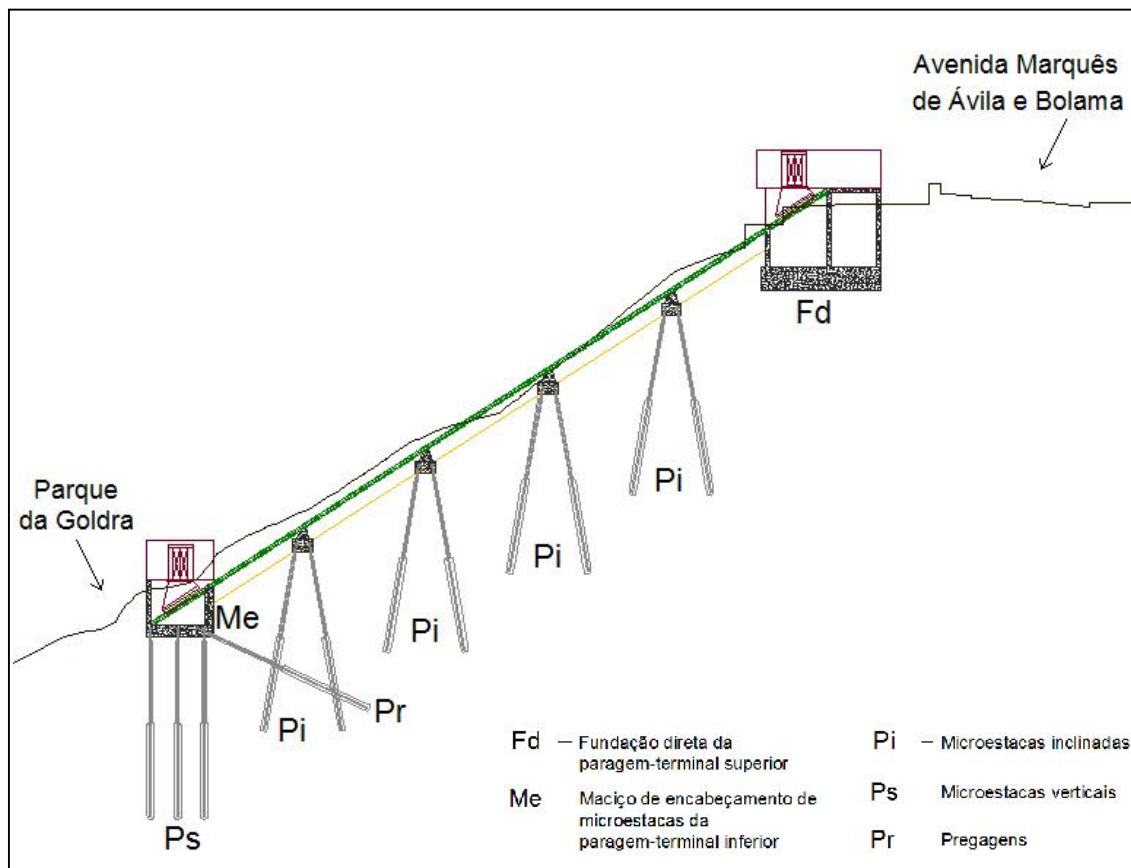


Figura 4.2 - Principais elementos estruturais em corte segundo o eixo do tabuleiro do elevador da Goldra (a partir de Ferreira e Venâncio, 2010).

4.2 Aspetos Geomorfológicos e Geológicos

A área de implantação da obra objeto de estudo, e mais genericamente a área urbana da Covilhã, está inserida no maciço da Serra da Estrela que, por sua vez, integra a Cordilheira Central Ibérica.

A geomorfologia que caracteriza o maciço resulta essencialmente de movimentos tectónicos ocorridos entre o Miocénio Superior e Pliocénio, acompanhados de um processo erosivo vincado pela ação dos glaciares que cobriam a parte mais alta da Serra da Estrela há cerca de 18.000 a 20.000 anos. Também as linhas de fraturas condicionaram o relevo e a estrutura morfológica da serra, assim como o desenvolvimento da rede hidrográfica (Teixeira *et al.*, 1974).

O desenho morfológico encontrado na encosta na qual se faz implantar a cidade da Covilhã segue as linhas traçadas no parágrafo anterior e, desta forma, se tem um centro urbano enquadrado numa ingreme encosta, entre vales profundos com declives acentuados, rasgados por linhas de água.

Cavaleiro (2001) refere as condicionantes impostas pelos declives demasiado acentuados à expansão de núcleos urbanos, e conseqüentemente à Engenharia Civil, tais como o aumento

de movimentação de terras, o aumento do volume das fundações dos edifícios, a exigência de fundações especiais, em muitos casos, a necessidade de construção de estruturas de contenção e outras obras geotécnicas. No seguimento, o mesmo autor traça uma carta de declives aplicada à região da Covilhã (Fig.4.3).

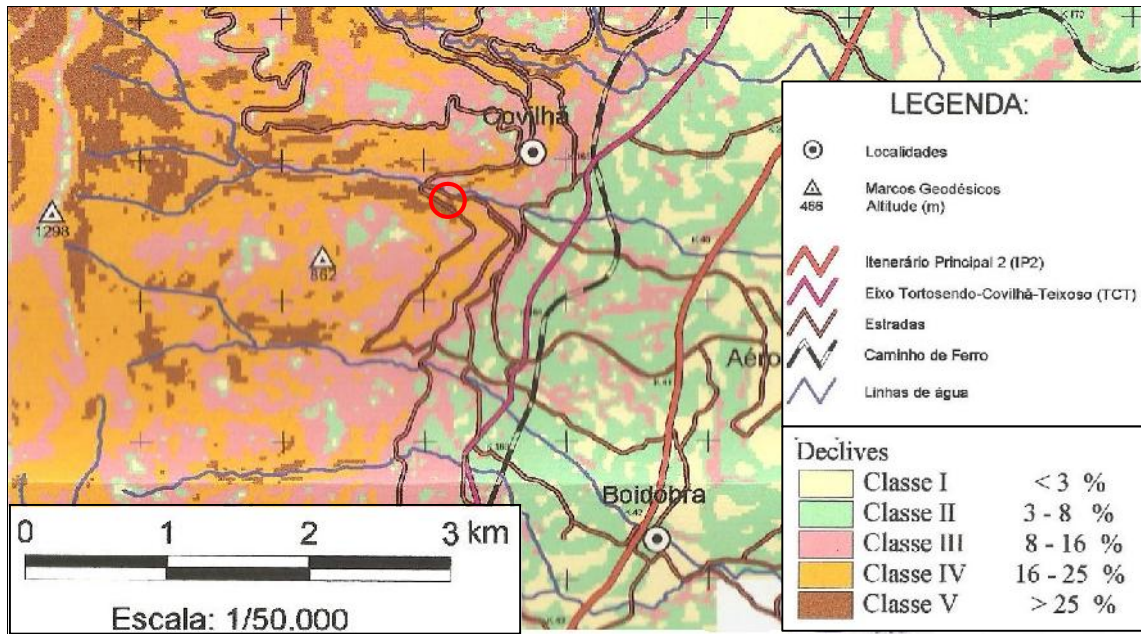


Figura 4.3 - Excerto da Carta de Declives da Região da Covilhã (adaptado de Cavaleiro, 2001).

Fazendo uma análise de sobreposição da área em estudo sobre a carta de declives constata-se que esta os apresenta de classes IV e V, correspondentes a inclinações superiores a 16%. Assim, segundo Crofs (1973) tal como Antunes (1980), citados por Cavaleiro (2001), consideram desadequadas tais inclinações para o exercício de operações de Engenharia Civil, enunciando inclusive os 16% como inclinação máxima para ações de meios mecânicos com lagartas em movimentação de terras. Tal tese foi também confirmada na fase em execução da obra do Elevador da Goldra, pela dificuldade de mobilidade e de trabalho da maquinaria de escavação e movimentação de terras e execução de fundações indiretas, bem como pela difícil mobilidade pedonal em obra.

No que concerne à geologia, na Serra da Estrela ocorrem maioritariamente formações hercínicas (Fig.4.4), de origem granitóide, que integram metassedimentos do Complexo Xistograuváquio de origem Câmbrica e Pré-câmbrica (Ferreira e Vieira, 1999).

Em Portugal, os granitos calco-alcalinos ocupam mais de dois terços da área granítica, com maior expressão nas Beiras, na região da Covilhã (Pais, 2007).

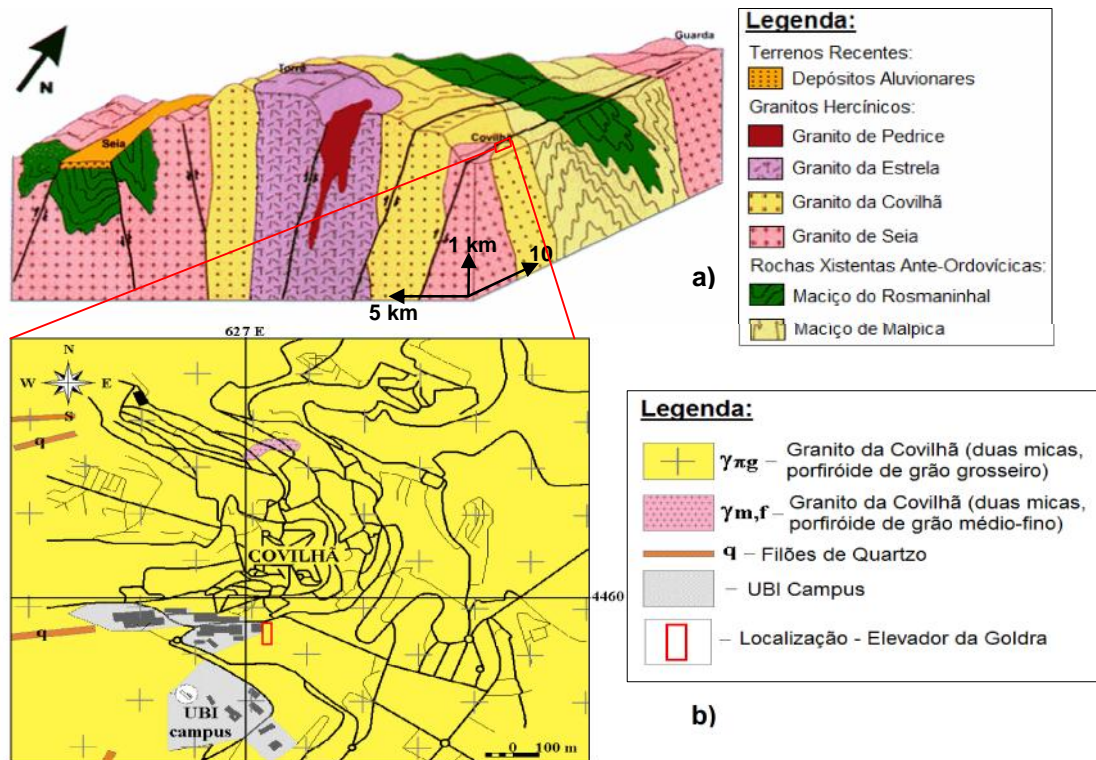


Figura 4.4 - Enquadramento geológico da zona de estudo: a) à escala regional (a partir de Ferreira e Vieira, 1999), e b) à escala local (a partir de Ferreira Gomes *et al.*, 2008).

Na área afeta ao caso de estudo são estes que predominam. O granito da Covilhã é caracterizado por composição mineralógica de duas micas, com maior expressão da biotite, textura porfiróide e de grão médio a grosseiro, como se faz representar no excerto da Carta Geológica de Portugal, Folha 20-B (Covilhã) na figura 4.5.

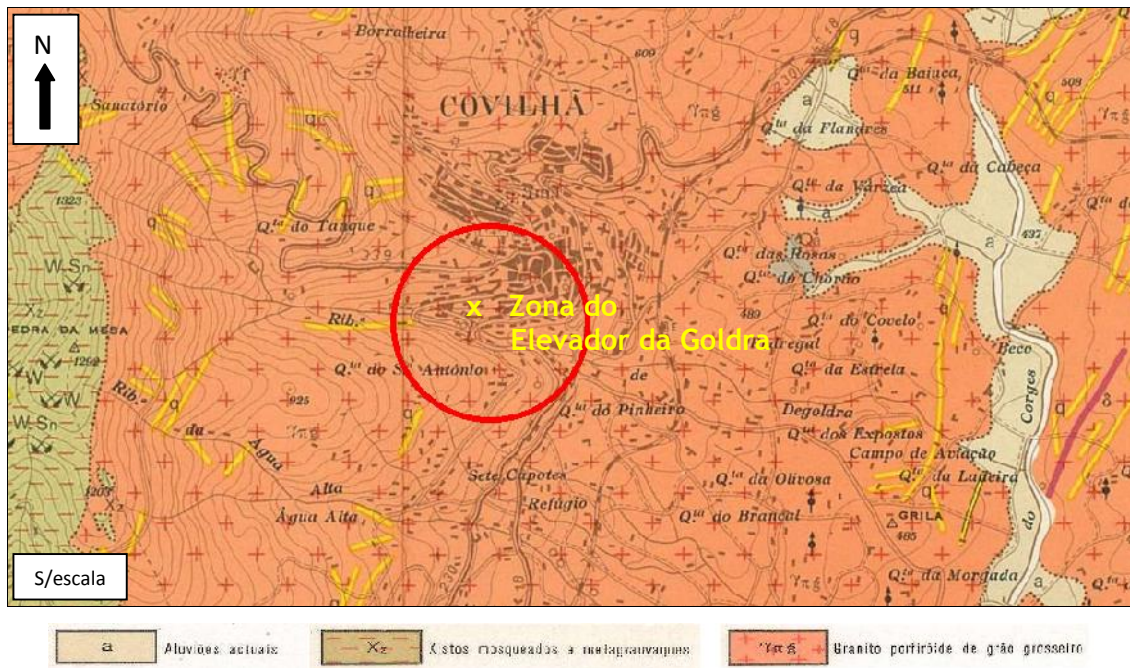


Figura 4.5 - Enquadramento da zona de estudo na Carta Geológica de Portugal, Folha 20-B - Covilhã.

4.3 Caracterização Geotécnica do Maciço

O dimensionamento das estruturas geotécnicas afetas à obra requer o estudo das condições geológicas e geotécnicas do maciço de fundação. Terminados os trabalhos de campo e ensaios laboratoriais apresentam-se os resultados obtidos nos diferentes trabalhos.

A este respeito merece referência que a caracterização geotécnica do maciço já foi apresentada em síntese no trabalho de Pinheiro e Ferreira Gomes (2013).

4.3.1 Ensaios “*in situ*”

4.3.1.1 Ensaios SPT

No que respeita à campanha de trabalhos de prospeção mecânica referentes a ensaios SPT os dados são os apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Dados das sondagens SPT.

Sondagem	Profundidade (m)	Nº de ensaios SPT	Nível freático (m)
A	22.67	15	-----
B	12.44	8	-----

Na figura 4.6 representa-se a evolução dos resultados obtidos no curso dos ensaios SPT em profundidade. Perante tais resultados e observação detalhada dos materiais recolhidos no decorrer dos ensaios, definem-se três unidades geotécnicas distintas (AT, GRS e GR), cuja descrição detalhada das mesmas é apresentada na Tabela 4.2.

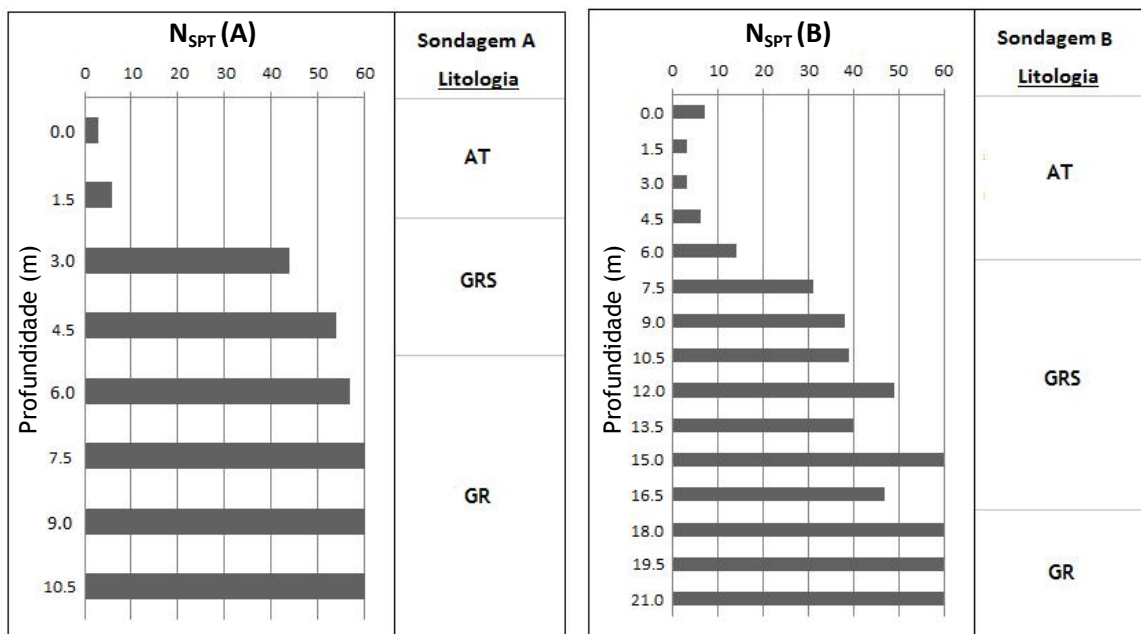


Figura 4.6 - Resultados - Ensaios SPT (Pinheiro e Ferreira Gomes,2013).

Tabela 4.2 - Descrição das unidades geotécnicas em profundidade - Sondagens SPT (Geotest, 2010).

Unidade Geotécnica	Caracterização	N _{SPT}
AT	Aterros de solos muito heterogêneos, com matéria orgânica e entulhos.	3 - 14
GRS	Solo residual granítico, maciço granítico decomposto	31 - 60
GR	Maciço granítico decomposto a muito alterado	≥ 60

Com base nos resultados dos ensaios SPT e conseqüentemente na definição das três distintas unidades geotécnicas, definiu-se um perfil geotécnico em corte e em profundidade na direção do eixo do tabuleiro do elevador inclinado, que se faz representar na figura 4.7.

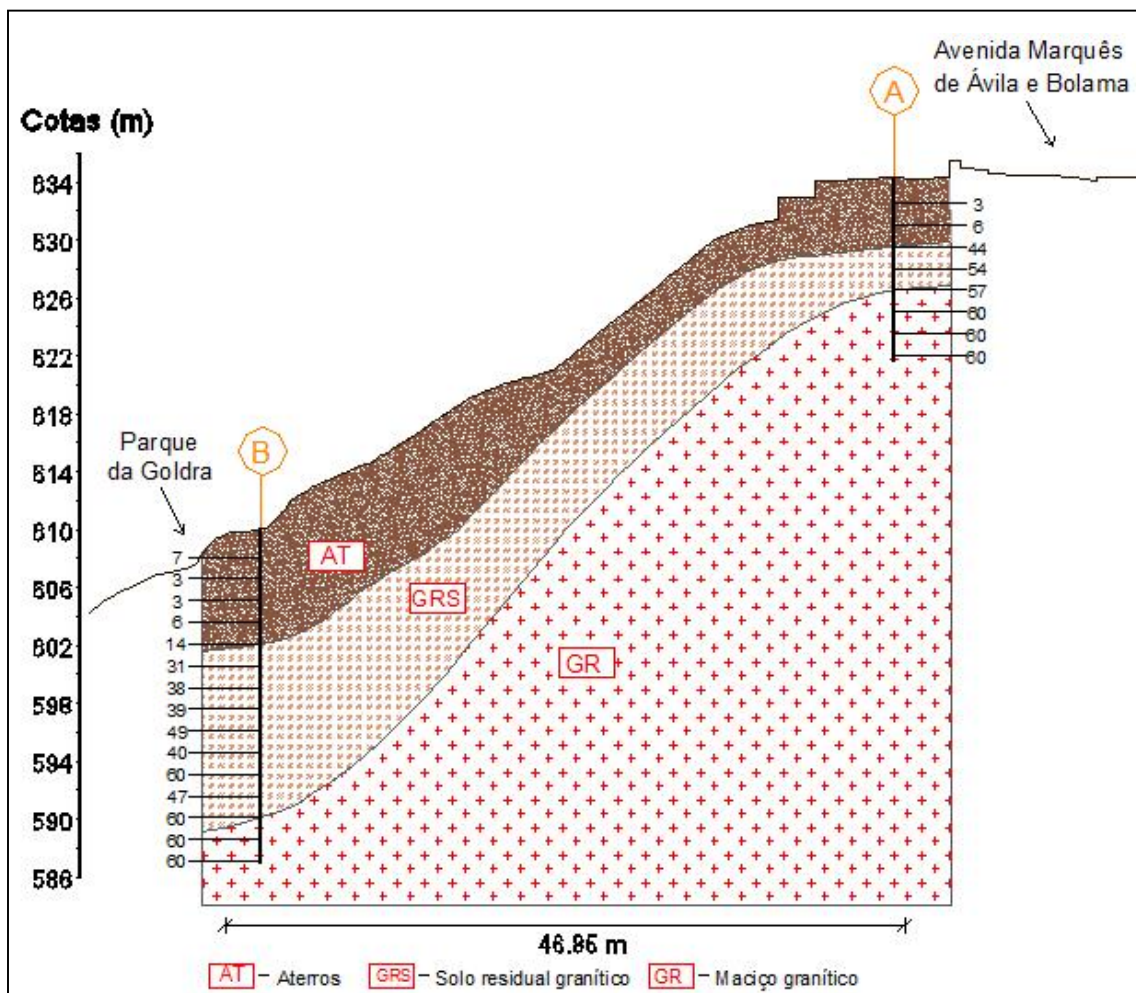


Figura 4.7 - Perfil geotécnico em corte segundo o eixo do tabuleiro do elevador (Pinheiro e Ferreira Gomes, 2013).

4.3.1.2 Ensaios DPL

Os trabalhos de campo no âmbito da prospecção mecânica foram complementados com quatro sondagens DPL, das quais se apresentam os resultados na tabela 4.3 e figuras 4.8 e 4.9.

Imediatamente após os ensaios de prospeção DPL foi medido o nível freático através de sonda piezométrica inserida no interior dos furos de sondagem, ao que apenas foi registado no ensaio nº3, aos 6.5 metros de profundidade, contando a partir da cota à qual foi realizado o ensaio. Apesar disto, considera-se que a presença de nível freático não terá influência sobre as estruturas geotécnicas da obra, uma vez que o mesmo foi registado numa zona já a jusante de obra, desviada do seu alinhamento principal e também não existiu qualquer registo de nível freático nos piezómetros instalados nos furos de sondagem SPT.

Tabela 4.3 - Dados das sondagens DPL.

Sondagem	Profundidade (m)	Nível freático (m)
1	3.60	-----
2	6.90	-----
3	7.90	≈ 6.50
4	9.60	-----

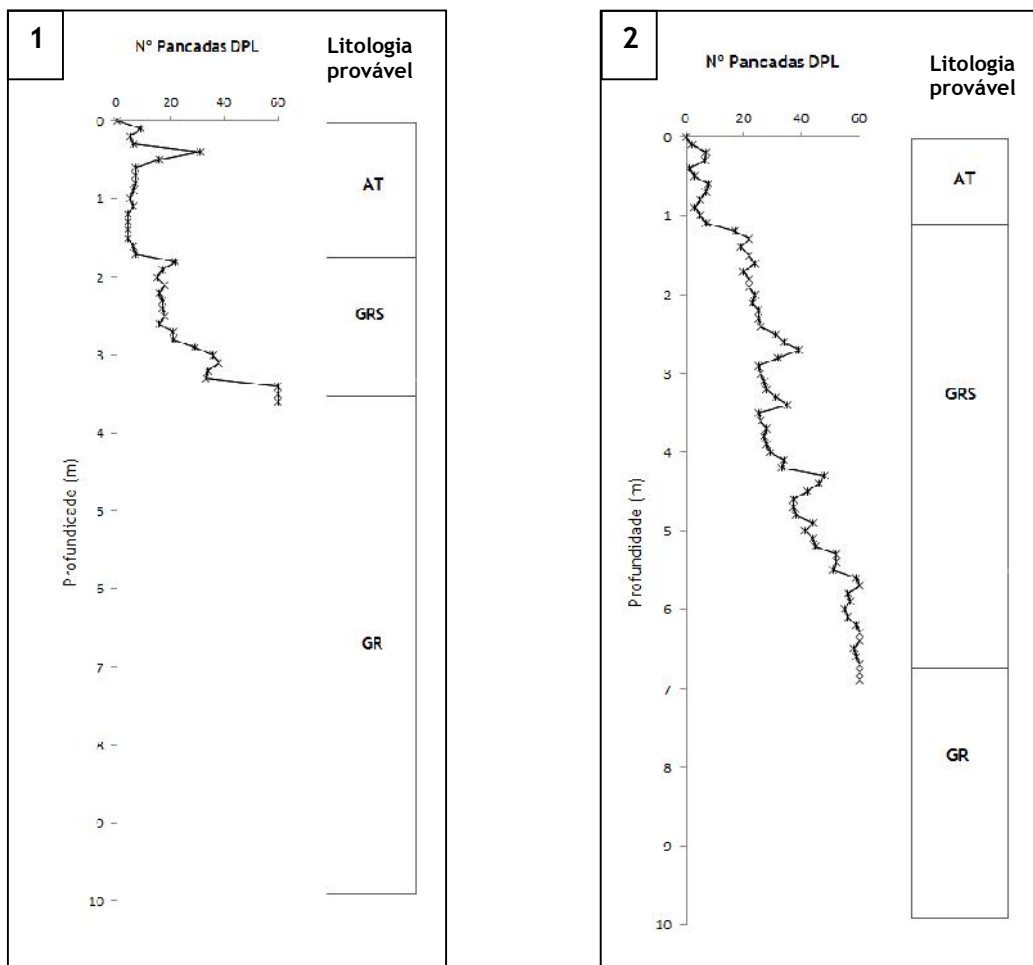


Figura 4.8 - Resultados - Ensaio DPL1 e DPL2 (Localização em Fig.3.3).

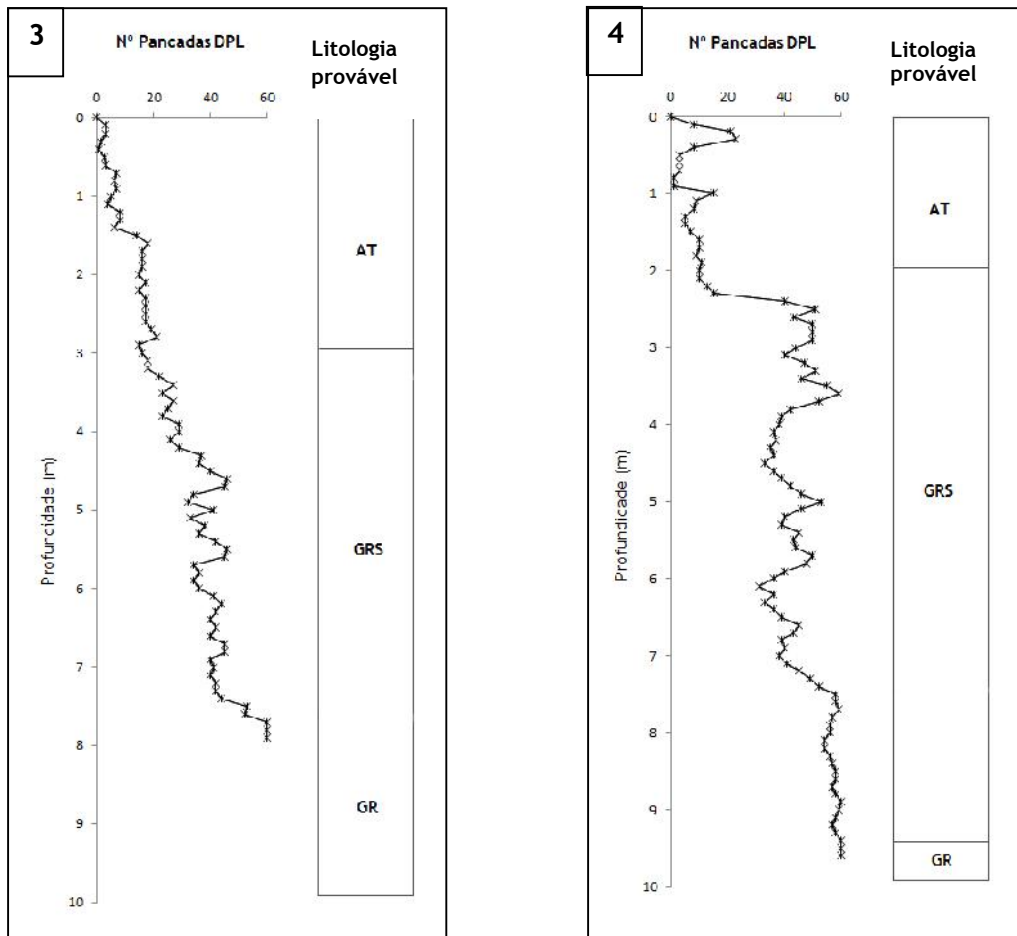


Figura 4.9 - Resultados - Ensaios DPL3 e DPL4 (Localização em Fig.3.3).

Por análise da evolução do número de pancadas do ensaio (N_{DPL}) em profundidade, e à semelhança do que se verifica nas sondagens SPT, definem-se três unidades geotécnicas em profundidade, que corresponderão aquelas já descritas na Tabela 4.2 e agora se associam ao número de pancadas DPL.

Tabela 4.4 - Descrição das unidades geotécnicas em profundidade - Sondagens DPL.

Unidade Geotécnica	Caracterização	N_{DPL}
AT	Aterros de solos muito heterogéneos, com matéria orgânica e entulhos.	2 - 22
GRS	Solo residual granítico, maciço granítico decomposto	23 - 60
GR	Maciço granítico decomposto a muito alterado	≥ 60

Tendo por base os resultados dos trabalhos de prospeção mecânica no seu conjunto (SPT e DPL), construiu-se um modelo aproximado de perfil geotécnico em corte e em profundidade na direção perpendicular ao eixo longitudinal do elevador, e que representa pela figura 4.10.

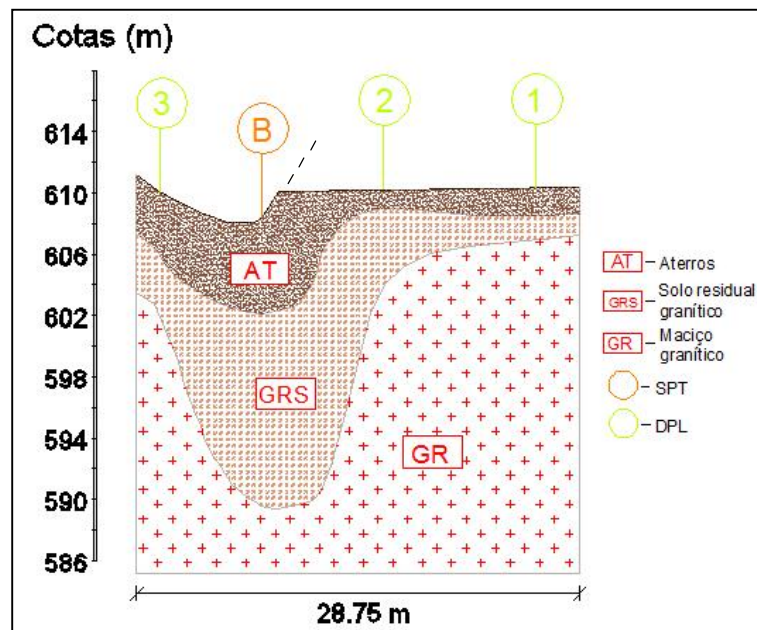


Figura 4.10 - Perfil geotécnico em profundidade resultante da associação de resultados de ensaios SPT e DPL no alinhamento da paragem-terminal inferior e numa direção transversal ao eixo do elevador.

Analisando a figura 4.10 constata-se uma vincada variabilidade na espessura das zonas geotécnicas. Este facto consegue entender-se principalmente pelo facto de o eixo do tabuleiro sobre o qual se faz transitar o elevador, principalmente na área da paragem-terminal inferior coincidir exatamente com uma zona de vale encaixado, disfarçado numa das encostas por uma obra anterior a esta.

As zonas de vale, principalmente com grandes inclinações, são caracteristicamente afetadas por fortes mecanismos de erosão gerados pela escorrência das águas das chuvas. Com o passar dos tempos, as zonas de vale também podem transformar-se em áreas de depósito de solos transportados pela água e resultantes da alteração dos maciços, ou até serem preenchidas por entulhos.

Por estas, entre outras questões, se nota a importância do estudo geotécnico para a implantação e projeto das obras, realçando ainda a importância da qualidade do mesmo estudo no que respeita ao número, localização e distribuição da rede de pontos de estudo.

4.3.1.3 Ensaios de sismica de refração

No decorrer dos trabalhos de campo tentou realizar-se um ensaio de sismica de refração, com tiro direto e inverso, mas sem sucesso, pois no único local à partida viável não se obtiveram resultados aceitáveis.

A má qualidade e inviabilidade dos resultados dos ensaios são fundamentadas pela existência de condutas de abastecimento de águas e drenagem de águas pluviais, assim como estruturas de betão armado. Estes tipos de estruturas e infraestruturas afetam os ensaios de sismica de

refração, na medida em que conduzem a alterações na velocidade de propagação das ondas sísmicas geradas pelo impacto do martelo sobre a chapa metálica em contacto com o solo.

Devido a condicionantes de acesso ocasionadas pela fase construtiva em que se encontrava a obra à data da realização dos trabalhos “*in situ*”, foi impossibilitada a execução dos ensaios de sísmica de refração em outras áreas em que não fosse propícia a afetação dos resultados.

4.3.2 Ensaios laboratoriais

Concluídos os trabalhos relativos a ensaios “*in situ*” e após uma breve análise dos resultados, verifica-se que a unidade geotécnica (AT), caracterizada por aterros e terras vegetais, não se adequa ao fim pretendido, ou seja, solo de fundação. Assim, não se entende justificação de trabalhos laboratoriais no que concerne a este tipo de solos, no âmbito da presente dissertação.

Durante o período em que decorreram os mesmos trabalhos de campo complementares àqueles que haviam sido realizados em tempos anteriores ao projeto, realizados por uma empresa da especialidade já referida, não existiram condições logísticas para recolha de amostras referentes à unidade geotécnica (GR). Com isto, não foram realizados outros estudos complementares referentes à mesma unidade.

Em suma, todos os trabalhos laboratoriais efetuados no desenvolvimento da presente dissertação têm por objetivo o estudo dos solos confluentes com a unidade geotécnica (GRS).

4.3.2.1 Peso volúmico e teor em água naturais

Com recurso aos seis amostradores cravados no maciço e tratados em laboratório, os resultados obtidos representam-se na tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Pesos volúmcicos e teor em água naturais.

Nº Amostrador	1	2	3	4	5	6
Peso Volúmico Húmido (kN/m ³)	17.1	16.4	17.6	17.8	16.4	17.0
Peso Volúmico Húmido Médio (kN/m ³)	17.1					
Teor em Água (%)	9.0	11.1	9.9	9.4	8.7	7.8
Teor em Água Médio (%)	9.3					
Peso Volúmico Seco (kN/m ³)	15.7	14.8	16.1	16.3	15.1	15.8
Peso Volúmico Seco Médio (kN/m ³)	15.6					

4.3.2.2 Peso volúmico das partículas sólidas

A execução do ensaio de determinação do peso volúmico das partículas culminou no seguinte resultado: $G_s=27.0 \text{ kN/m}^3$.

4.3.2.3 Análise granulométrica

Do resultado da análise granulométrica, tem-se a distribuição definida pela curva granulométrica da figura 4.11.

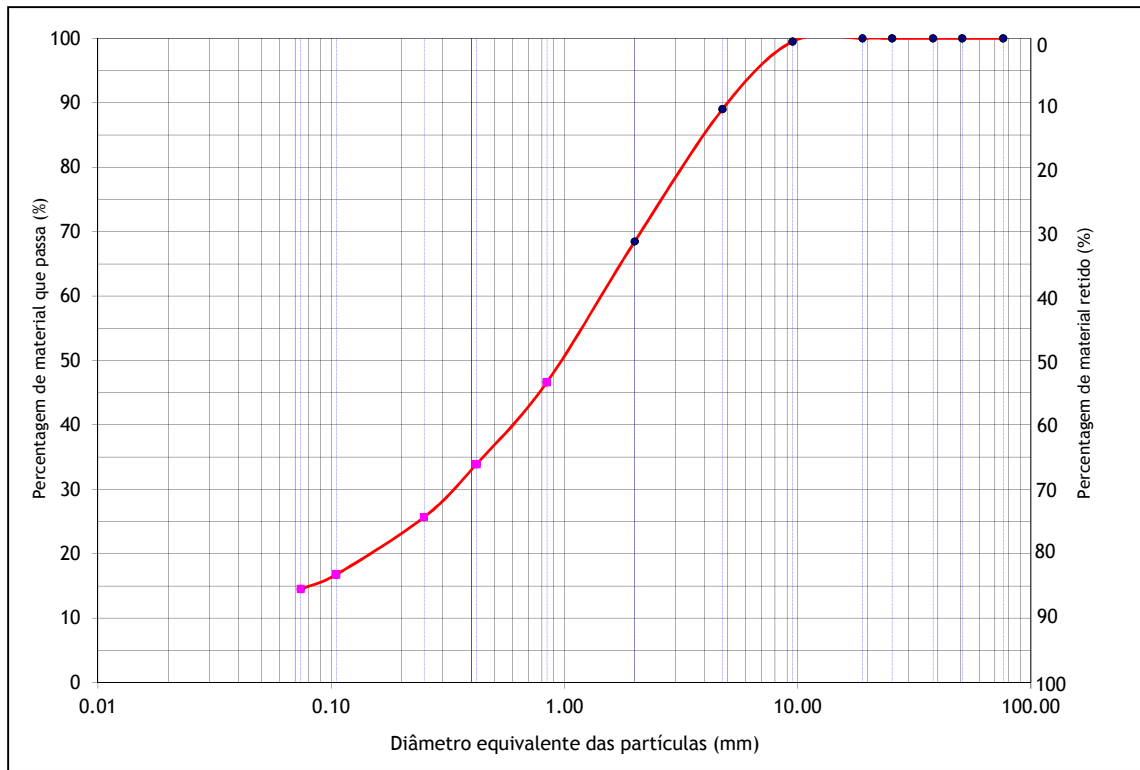


Figura 4.11 - Curva granulométrica.

A partir da mesma curva granulométrica obtêm-se os vários índices de identificação apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Distribuição granulométrica e índices resultantes.

Índices	Solo Residual Granítico
Porcentagem de cascalho (%)	31
Porcentagem de areia (%)	52
Porcentagem de finos (%)	17
D_{60} (mm)	1.00
D_{50} (mm)	1.50
D_{30} (mm)	0.34
D_{10} (mm)	0.01 - 0.03
$CU = D_{60}/D_{10}$	50 - 150
$CC = (D_{30})^2 / (D_{60} \times D_{10})$	0.03 - 0.23

4.3.2.4 Limites de consistência

Analisando a distribuição granulométrica do solo alvo de estudo percebe-se que este contém uma quantidade muito reduzida de partículas finas, no entanto foi tentada a determinação do limite de plasticidade (LP). A determinação deste limite de consistência confirmou-se impossível, na medida em que o diâmetro mínimo dos provetes conseguido sem que rompessem foi da ordem dos 5 a 7 mm, quando a norma que rege o mesmo ensaio aponta o diâmetro dos provetes na ordem de 3 mm. Assim se constata a classificação do solo como não plástico (NP).

No mesmo sentido, tentou-se a realização do ensaio para determinação do limite de liquidez (LL) pelo método de Casagrande e, mais uma vez devido à falta de plasticidade do solo, não foi possível obter resultados por este método. Esta situação revelou-se pelo facto de após 3 a 4 pancadas o sulco no provete se deformar e unir as duas faces, quando o limite de liquidez é dado pelo teor em humidade correspondente a 25 pancadas.

Ainda assim, foi realizado o ensaio do cone penetrómetro para determinação do limite de liquidez, resultando o valor de 34.2 % de teor em humidade correspondente a 20 mm de penetração (figura 4.12).

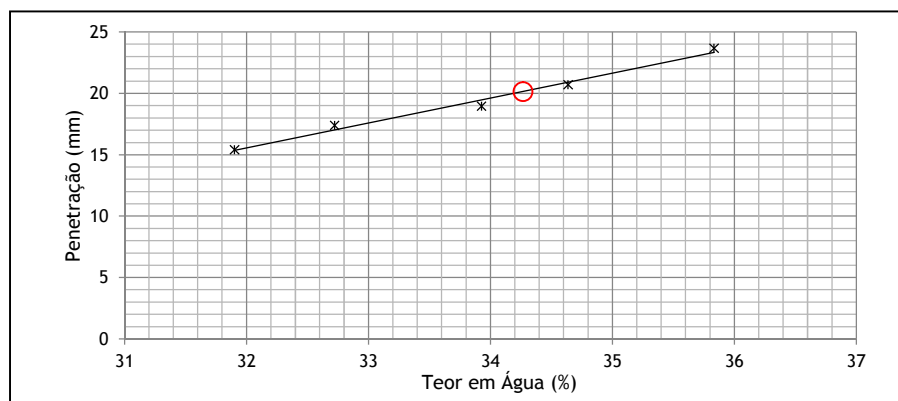


Figura 4.12 - Determinação de limite de liquidez pelo método do cone penetrómetro.

4.3.2.5 Equivalente de areia

Os resultados obtidos pela realização do ensaio de equivalente de areia (EA) traduzem-se entre uma média calculada entre dois provetes de 41.55 %, tendo sido também calculado o valor do índice de equivalente de areia visual (EAV), no qual foi obtido o valor de 42.25 %.

Os valores resultantes confirmam a presença de solos essencialmente arenosos, incorporando finos de muito baixa plasticidade, traduzindo assim a sua adequação para fins construtivos como materiais de aterro.

4.3.2.6 Compactação tipo proctor

Para determinação do teor em água ótimo (W_{ot}) correspondente ao peso volúmico seco máximo (γ_s), realizou-se o ensaio de compactação tipo proctor, compactação pesada em

molde pequeno. Neste sentido, foi possível traçar as curvas de compactação e de saturação representadas na figura 4.13.

A partir da curva de compactação é possível determinar o peso volúmico máximo (γ_{ot}) de 18.75 kN/m³ ao que corresponde um teor em água ótimo (W_{ot}) de 11.80 %.

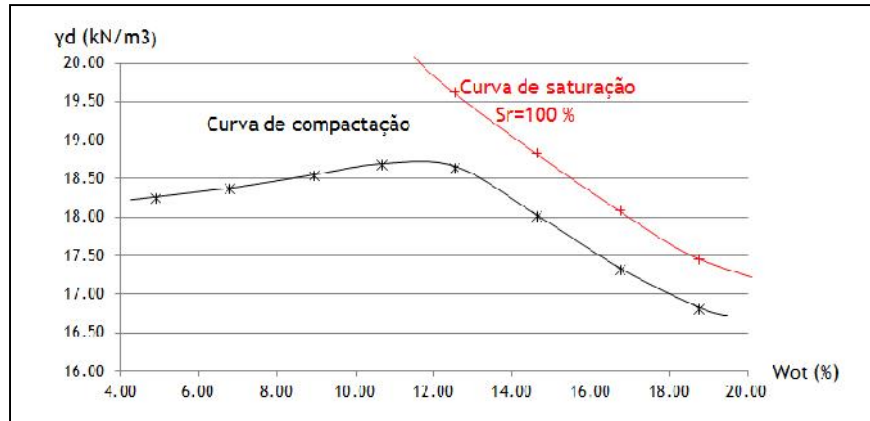


Figura 4.13 - Curvas de compactação e saturação.

4.3.2.7 Ensaios de corte direto

A fim de determinar os parâmetros de resistência ao corte do solo em estudo através de ensaios laboratoriais, realizaram-se ensaios de corte direto em amostras remoldadas e consolidadas drenadas em regime de saturação.

Da realização dos referidos ensaios resultaram as curvas tensão de corte (τ) VS deslocamento horizontal (δh) e deslocamento vertical (δv) VS deslocamento horizontal (δh), que se representam na figura 4.14.

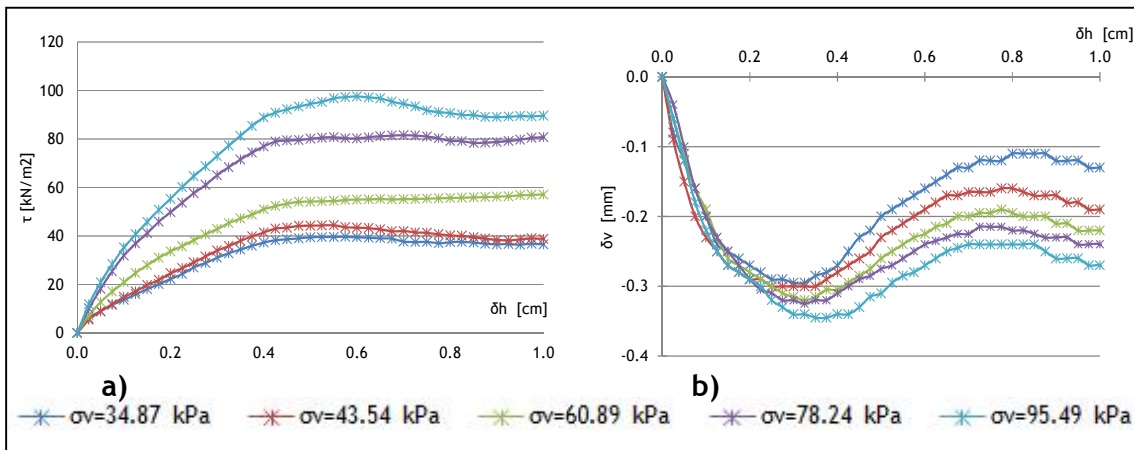


Figura 4.14 - a) Curvas tensão de corte (τ) VS deslocamento horizontal (δh) b) Curvas deslocamento vertical (δv) VS deslocamento horizontal (δh).

A partir das equações das retas de Coulomb (Fig.4.15) obtêm-se os parâmetros de resistência ao corte para as tensões de pico e residual, de acordo com o apresentado na Tabela 4.7.

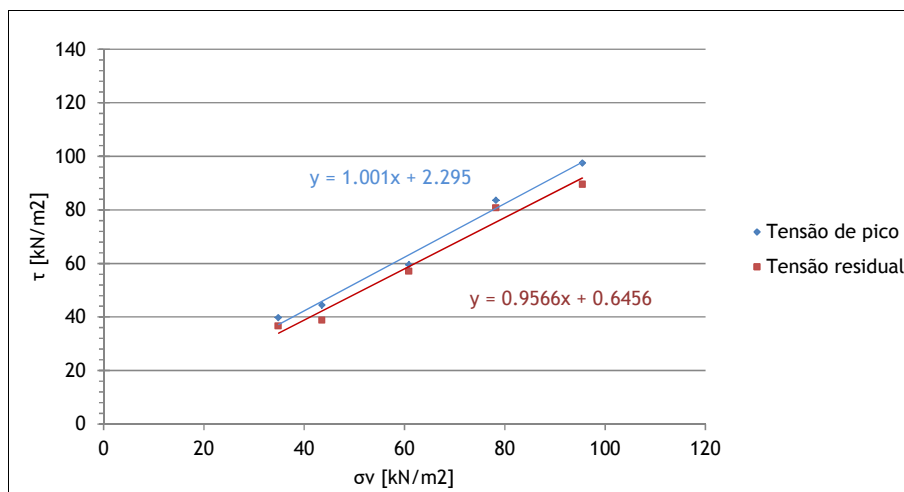


Figura 4.15 - a) Curvas tensão de corte (τ) VS deslocamento horizontal (δh); b) Curvas deslocamento vertical (δv) VS deslocamento horizontal (δh).

Tabela 4.7 - Parâmetros de resistência ao corte em termos de tensões de pico (τ_p) e residuais (τ_{cr}).

	τ_p	τ_{cr}
c' [kN/m ²]	2.30	0.6456
$\tan \phi'$ [-]	1.001	0.9566
ϕ' [rad]	0.786	0.763
ϕ' [°]	45.03	43.73

4.3.2.8 Ensaio edométrico

No que concerne a compressibilidade, foi executado um ensaio edométrico em amostra intacta, extraída por cravação do anel de ensaio no maciço em estudo. Da evolução dos assentamentos com efeito dos vários escalões de carga na raiz do tempo resultaram as curvas apresentadas na figura 4.16.

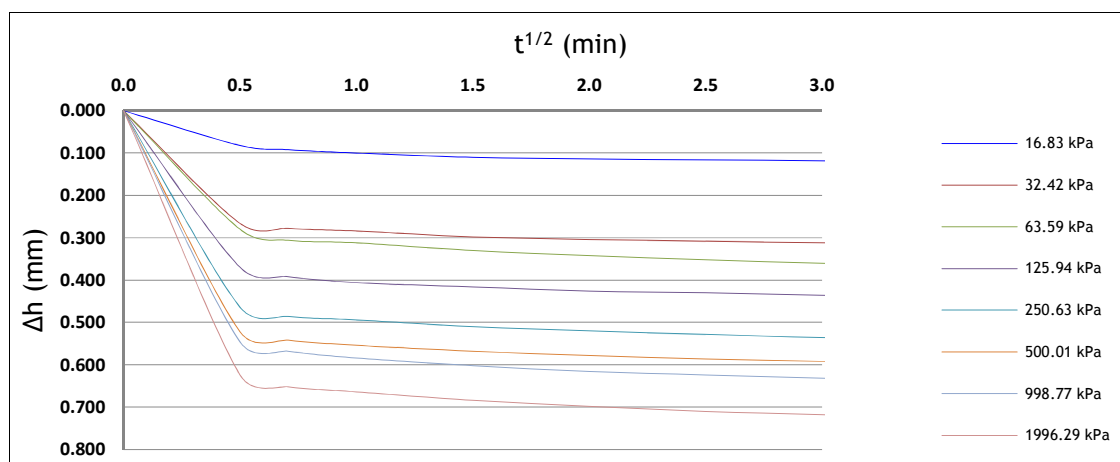


Figura 4.16 - Curvas de evolução da deformação vertical na raiz do tempo para cada escalão de carga.

Como consequência do carregamento unidirecional sobre o provete, em condições de confinamento horizontal existe um rearranjo das partículas e uma redução do volume de ar e água interpartículas. Este facto representa-se graficamente, por meio da variação do índice de vazios, função da tensão vertical efetiva em escala logarítmica (Fig.4.17). Daquela curva foi possível obter no essencial valor de índice de recompressão (C_r) de 0,02, do índice de compressão (C_c) para o patamar virgem de -0,23, e ainda a tensão de cedência estrutural (σ_p) pelo método de Casagrande (1936) de 210 kPa.

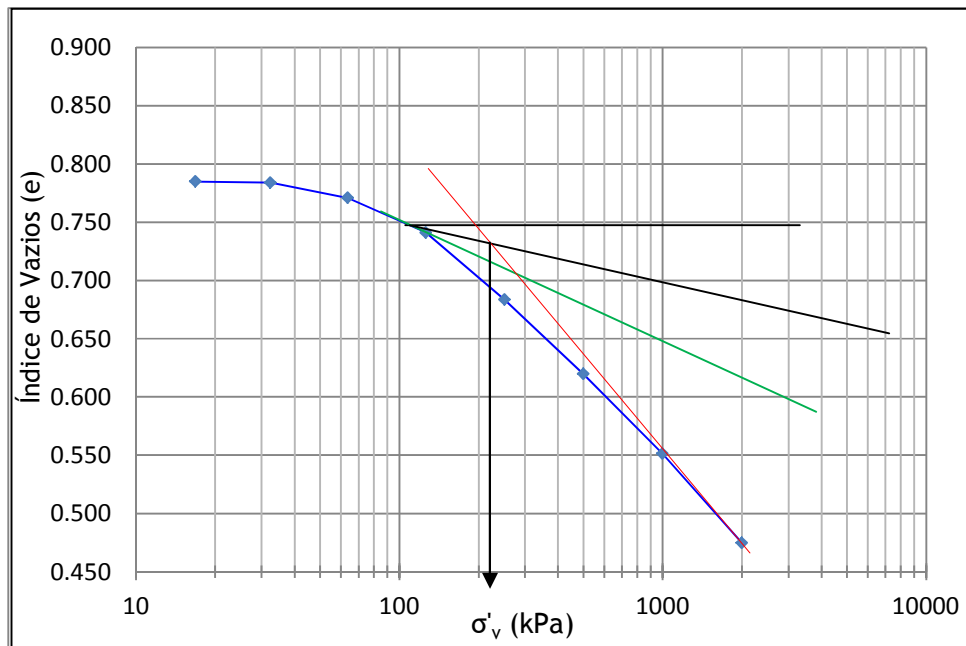


Figura 4.17 - Variação do índice de vazios em função da tensão vertical efetiva (escala logarítmica).

4.3.3 Análise de resultados

No presente ponto de trabalho pretende-se a realização de uma compilação dos resultados obtidos pela execução dos ensaios “in situ” e ensaios laboratoriais, ou ainda através do cruzamento de alguns dos dados ou por sua aplicação a correlações e ábacos da especialidade propostos por vários autores.

A elaboração do mesmo ponto de trabalhos tem por objetivo principal a definição dos parâmetros geotécnicos tidos como fundamentais ao dimensionamento das várias estruturas geotécnicas compreendidas no projeto da obra do elevador inclinado da Goldra (Caso de estudo). Desta forma, apenas serão referenciados dados relativos às unidades geotécnicas (GRS) e (GR), uma vez que, como já foi referido, a unidade geotécnica (AT) não apresenta logo à partida o mínimo de características exigidas para utilização como solo de fundação de estruturas.

Assim, considerando as unidades GR e GRS como terrosas, usam-se as relações apresentadas nas figuras 4.18 a 4.21 e as tabelas 4.8 e 4.9, para estabelecer os parâmetros mecânicos característicos a usar nos cálculos sobre estabilidade das várias componentes da estrutura em

estudo. Salienta-se que naquelas relações há a particularidade de no caso de GR se admitir $N_{SPT} = 60$ para efeito de uso de correlações (pois esta unidade apresenta características de rocha muito branda, com nega no ensaio SPT), com a noção que à partida se está a ser conservador, mas na falta de dados mais precisos em situações como o presente caso de estudo, entende-se ser adequado.

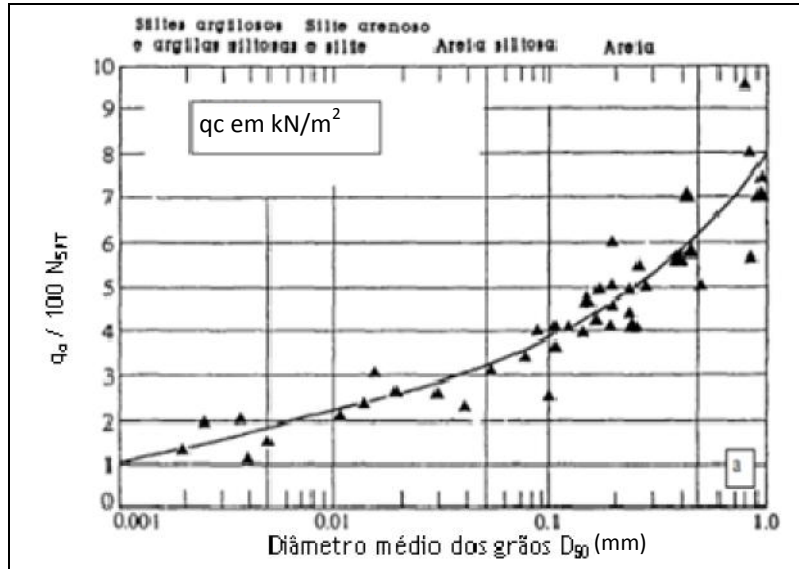


Figura 4.18 - Relação entre resultados dos ensaios SPT e CPT, em diversos tipos de solos (Robertson e Campanella, 1983, *in* Bowles, 1998).

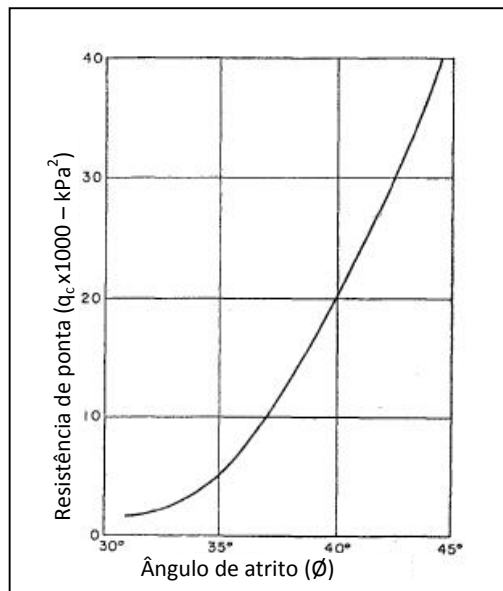


Figura 4.19 - Relação entre ângulo de atrito e resistência de ponta em solos incoerentes (Meyerhof, 1974).

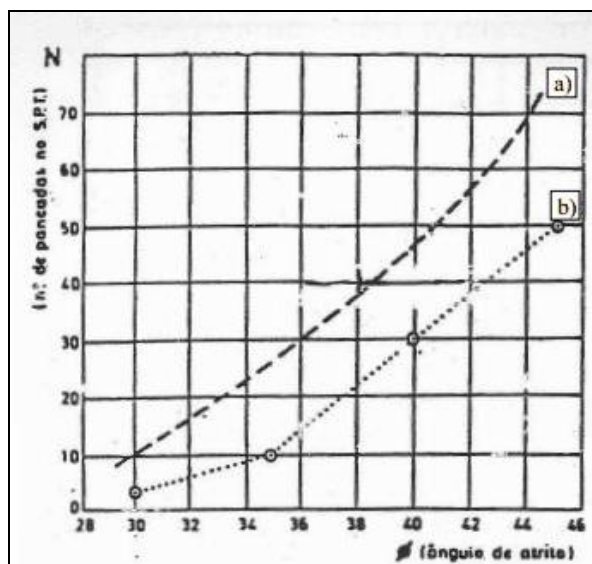


Figura 4.20 - Relações entre o ângulo de atrito (ϕ) e N_{SPT} para solos incoerentes: a) Peck *et al.* (1953); b) Meyerhof (1956).

Tabela 4.8 - Aplicações básicas dos resultados dos ensaios SPT em solos arenosos (Meyerhof, 1956).

N_{SPT}	Compacidade	DR	γ (kN/m ³)
< 4	Muito solta	<0.2	11...16
4...10	Solta	0.2...0.4	14...18
10...30	Média	0.4...0.6	17...20
30...50	Compacta	0.6...0.8	17...22
> 50	Muito compacta	> 0.8	20...23

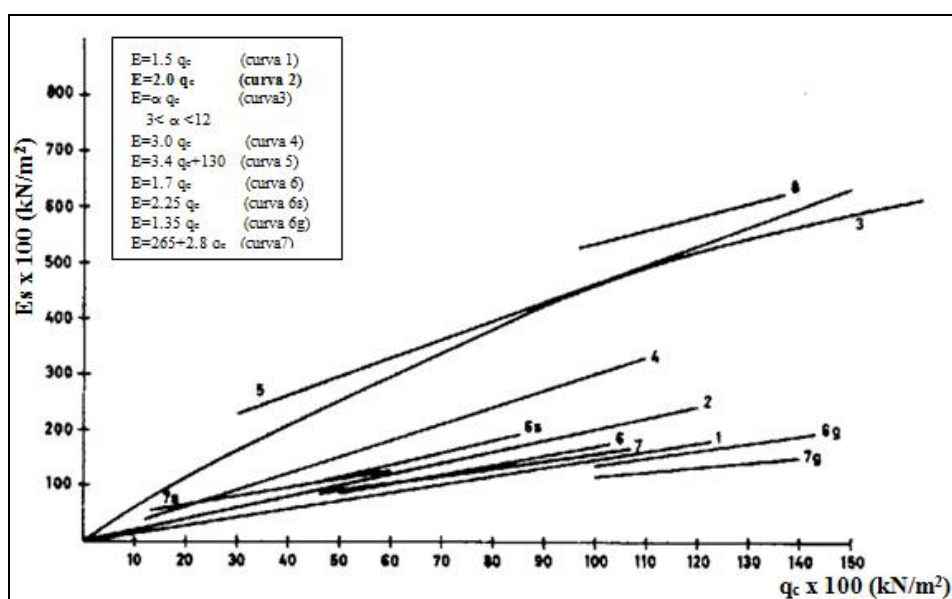


Figura 4.21 - Correlação entre resistência de ponta e módulo de deformabilidade em solos arenosos (Schmertmann, 1970).

Tabela 4.9 - Parâmetros de compressibilidade em areias (Folque, 1976)

Solo	E (Mpa)	v
Areia siltosa	5 - 20	
Areia solta	10 - 25	0.3 - 0.4
Areia compacta	50 - 81	

Unidade Geotécnica GR

Tendo por base os resultados dos ensaios SPT (N_{SPT}) obtém-se q_c (resistência na ponta do cone CPT) através do ábaco da figura 4.18, usando o D_{50} de 1.00 mm.

No seguimento, para obtenção do ângulo de atrito usa-se a solução de Meyerof (1974) (Fig.4.19), mas também as relações de Peck *et al.* (1953) e Meyerhof (1956) da Fig.4.20, apontando todas elas para o mesmo valor.

Em relação aos parâmetros de compressibilidade usa-se a curva 2 da Fig.4.21, de acordo com orientação de Folque (1976). Assim, em síntese os resultados a considerar para a unidade GR, apresentam-se na tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Síntese de parâmetros geotécnicos referentes à unidade GR.

Unidade Geotécnica	Caracterização	N_{SPT}	q_c (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	v	(kN/m^3)
GR	Maciço granítico decomposto a muito alterado	≥ 60	≥ 40800	≥ 45	≥ 82	0.4	20 - 23

Porque há necessidade de fazer análises de estabilidade global, o conhecimento da fracturação do maciço será muito importante, em especial se essas fraturas forem com atitudes desfavoráveis. Assim, tentou investigar-se sobre essa situação e isso foi possível pela observação direta no talude vizinho do Elevador da Goldra (Fig.4.22), que apesar de não ser suficiente para uma caracterização rigorosa, deixa claramente antever que o maciço terá com certeza algumas fraturas por baixo da zona de fundações do elevador. Essa situação leva a deixar em aberto a necessidade de se fazer alguns cálculos com a inclusão de algumas fraturas no modelo do maciço. No item sobre a avaliação de estabilidade global, esses cenários serão avançados, considerando-se para o efeito os parâmetros de resistência ao corte dessas discontinuidades com: $c = 50 \text{ kN/m}^2$ e $\phi = 25^\circ$. O ideal seria fazer amostragem integral no maciço para recolher amostras desta unidade e sujeitá-las a ensaios de corte ao longo das discontinuidades, para confirmar os valores propostos. De qualquer modo, salienta-se que devido ao elevado custo que tais operações acarretam, não é usual essas operações se fazerem, e por isso os resultados dos cálculos a fazer deverão ser encarados apenas como orientadores.



Figura 4.22 - Fotografia sobre o talude próximo do Elevador da Goldra, evidenciando a ocorrência de fraturas, por vezes muito lisas, na Unidade geotécnica GR.

Unidade Geotécnica GRS

No que concerne ao solo residual granítico referente à unidade geotécnica GRS, efetua-se também uma síntese dos resultados de forma a obter os parâmetros pretendidos.

Na tabela 4.11 apresenta-se a síntese dos principais parâmetros índice, a partir de ensaios de identificação e físicos efetuados.

Tabela 4.11 - Síntese de parâmetros de classificação do solo referentes à Unidade Geotécnica GRS a partir de ensaios de identificação e físicos.

Unidade geotécnica	(GRS) - Solo residual granítico	γ_{ot} (kN/m ³)	18.75
d_N (kN/m ³)	15.616	W_{ot} (%)	11.8
W_N (%)	9.31	E (J)	271.90
G_s (kN/m ³)	27.0	Cascalho (%)	31
D_{60} (mm)	1.00	Areia (%)	52
D_{50} (mm)	1.50	Finos (%)	17
D_{30} (mm)	0.34	LL (%)	32 - NP
CU	50 - 150	IP (%)	NP
CC	0.03 - 0.23	Classificação Unificada	SW - SM
EA (%)	41.55	Classificação ASTHO	A-1-b (0)

Dos ensaios Equivalente de Areia e Compactação Proctor, duas questões devem ser mencionadas. No que respeita ao ensaio de Equivalente de Areia, o resultado de EA = 41.55 % traduz a confirmação da natureza arenosa do solo, que segundo Correia (1980) deverá ser atribuída para valores superiores a 30%. Por análise comparativa entre o peso volúmico seco natural (15.61 kN/m³), para uma percentagem de 9.3 em teor em água e o peso volúmico máximo (18.75 kN/m³), para o teor em água ótimo de 11.8 %, constata-se que a unidade geotécnica é formada por solos de compactidade *média ou inferior*, já que existe alguma diferença entre o valor registado “*in situ*” e o valor máximo determinado em laboratório.

Os parâmetros de resistência ao corte em solos de natureza arenosa traduzem-se essencialmente pelo ângulo de atrito efetivo, registando-se coesão próxima do valor nulo e considerada como tal. Os valores obtidos no presente estudo apresentam-se na tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Síntese de parâmetros de resistência ao corte obtidos em estudo laboratorial para solo da Unidade Geotécnica GRS.

	τ_p	τ_{cr}
c' [kN/m ²]	≈0	≈0
ϕ' [°]	45.03	43.73

O ângulo de atrito (ϕ') obtido em laboratório por via de ensaios de corte direto, quando comparado àqueles que foram obtidos em outros estudos efetuados em solos residuais graníticos da região da Covilhã, como Cavaleiro (2001) e Pais (2007), verifica-se substancialmente superior. Tal facto pode justificar-se através da localização dos locais de amostragem, ou seja, todos os outros estudos realizados anteriormente abordavam solos presentes a cotas de menor altitude, da zona baixa da Covilhã. Os solos presentes a cotas mais baixas geralmente apresentam um maior grau de alteração e respetivamente uma distribuição de partículas que aponta para solos com partículas de diâmetros menores. Apresentando o solo em estudo um menor grau de alteração, e assim constituído por partículas de maiores dimensões, é mais vincado o imbricamento entre as partículas, que resulta por sua vez, em tensões de corte e conseqüentemente ângulos de atrito superiores. Considera-se também que a reduzida área interior da caixa de corte, ao ensaiar provetes de solos constituídos por partículas de diâmetros maiores, poderá influenciar os resultados devido às condições de confinamento do mesmo provete na direção horizontal, que neste caso dificultará o movimento das partículas umas sobre as outras.

Fazendo agora uma abordagem aos ensaios realizados “*in situ*”, dando continuidade ao objetivo pretendido no presente ponto de trabalhos, consideram-se os resultados dos ensaios de prospeção mecânica SPT.

A unidade geotécnica GRS apresenta resultados N_{SPT} entre 31 e 60, valores estes que com o diâmetro médio das partículas, D_{50} , de 1.00 mm, leva à relação $q_c / (100N_{SPT}) = 8$ (Fig.4.18), que por sua vez permitem obter q_c entre 24800 e 48000 kN/m².

Usando no seguimento as relações das figuras 4.19 e 4.20, obtêm-se os resultados da tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Parâmetros de resistência ao corte com base em relações entre parâmetros geotécnicos por vários autores a partir dos resultados dos ensaios SPT da Unidade Geotécnica GRS.

Curva	Ângulo de atrito (ϕ)
a) Peck et al. (1953)	36° - 43°
b) Meyerhof (1956)	40° - 46°
c) Meyerhof (1974)	42 - 45°

Em termos de parâmetros de compressibilidade, usando os valores de resistência de ponta (q_c) a partir da curva 2 ($E = \alpha \cdot q_c$, com $\alpha = 2$, dado que se está na presença de areias) da figura 4.21 e ainda a tabela 4.9, consideram-se os seguintes parâmetros para a Unidade Geotécnica GRS, $E = 49.6$ a 96.0 MPa e $\nu = 0.4$.

Ainda sobre a compressibilidade sintetizam-se os parâmetros obtidos no ensaio edométrico para uma amostra intacta, na tabela 4.14. Os valores apresentados enquadram-se nos resultados obtidos para este tipo de solos por Pais (2007), que apresenta para o índice de compressibilidade (C_c) o intervalo [0.10;0.27].

Salienta-se que perante os resultados (Tabela 4.14), estes solos terão assentamentos do tipo primários muito reduzidos quando carregados com tensões inferiores à tensão de cedência estrutural (σ'_p).

Tabela 4.14 - Síntese de parâmetros de compressibilidade - ensaio edométrico.

C_c	C_r	σ'_p (kN/m ²)
0.23	0.02	210

4.4 Avaliação de Segurança das Estruturas Geotécnicas

4.4.1 Introdução

Desde as difíceis condições de acesso à obra, a proximidade de edificações, as condições geológicas e geotécnicas, até ao tipo de estrutura a construir, todos estes pontos foram determinantes na seleção de soluções geotécnicas que possam desempenhar em segurança as suas funções.

As condicionantes mencionadas, entre outras, conduziram a uma miscelânea de soluções geotécnicas que se fazem representar na figura 4.23.

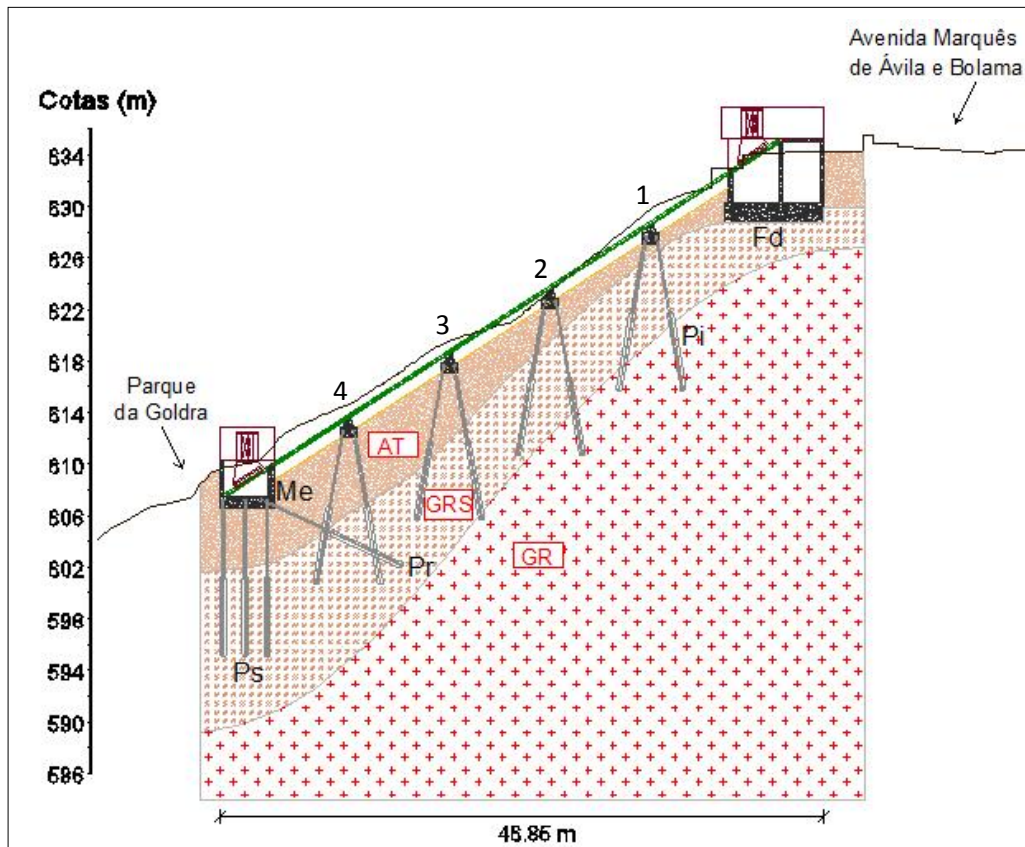


Figura 4.23 - Representação das soluções geotécnicas da obra em corte (a partir de Ferreira, 2010).

Como se pode observar na figura 4.23, a cada tipo de elemento estrutural constituinte da obra foi atribuída uma solução geotécnica de estabilidade e fundação distinta, ou uma associação de várias soluções, situação esta condicionada principalmente pelas características geotécnicas do local de implantação de cada elemento e suas funções.

Genericamente, as soluções de estabilidade e fundação adotadas são:

- fundação direta por sapata na paragem-terminal superior;
- fundação indireta por grupos 4 de microestacas sub-verticais nos apoios intermédios;
- fundação indireta por grupo de 6 microestacas verticais na paragem terminal inferior;
- solução de estabilização da superestrutura às ações horizontais por duas pregagens sub-horizontais associadas à paragem-terminal inferior.

Após o estudo geológico e geotécnico, no presente capítulo pretende-se a aplicação dos resultados do mesmo para a verificação de segurança de cada solução geotécnica de forma isolada, mas também numa visão mais global, com a verificação de segurança da estabilidade do talude em várias situações, onde os elementos estruturais funcionam como sobrecargas ao talude.

As ações atuantes sobre os elementos de estabilidade e fundação expõem-se na tabela 4.15.

Tabela 4.15 - Ações atuantes sobre os elementos de fundação. (Ferreira, 2010)

Elemento	Peso (kN)
Sapata	275.00
Laje	47.00
Sobrecarga da laje	40.00
Muros	470.00
Elevador + Sobrecarga	24.00

Através de uma modelação em software de cálculo estrutural (Sap 2000), obtiveram-se as reações em cada um dos pontos de apoio e fazem-se representar na figura 4.24.

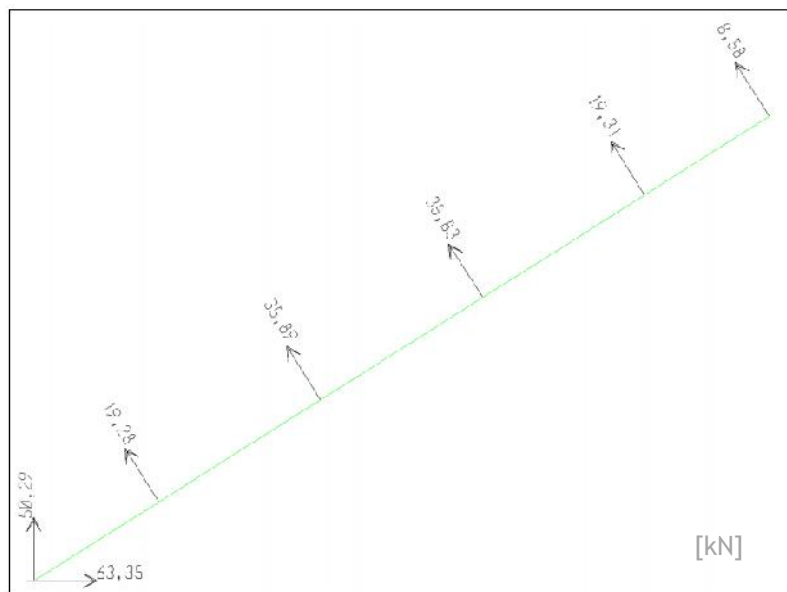


Figura 4.24 - Valores das reações em cada ponto de apoio (Ferreira, 2010).

4.4.2 Fundações diretas - Sapatas

Como já se referiu, a construção do Elevador da Goldra envolve apenas uma situação de fundação direta, por sapata, que se associa à paragem-terminal superior.

As características geométricas da solução, bem como as condições geotécnicas sob a paragem-terminal superior da solução representam-se na figura 4.25.

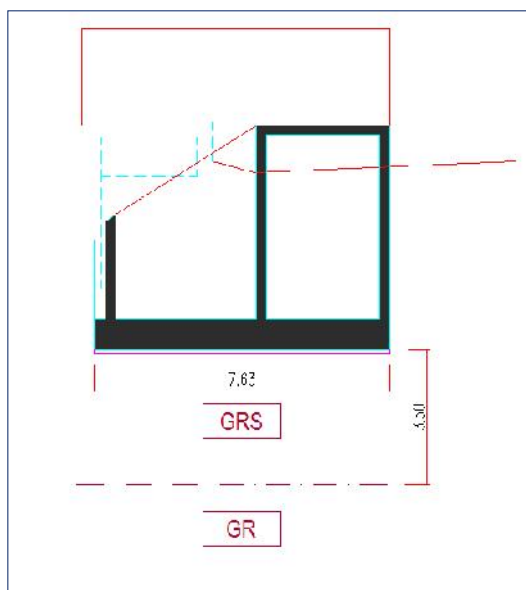


Figura 4.25 - Características geométricas e geotécnicas da fundação direta.

As verificações de segurança do elemento de fundação direta efetuam-se por dois métodos: pelo mais atual, Eurocódigo 7 (EC7), e pelo método clássico.

O presente ponto de estudo envolve a verificação de segurança em cinco casos distintos, e que se executam com recurso a folhas de cálculo programadas com a respetiva formulação. Os cinco pontos são:

- Estabilidade de fundação direta - Caso A - EC7;
- Estabilidade de fundação direta - Caso B - EC7;
- Estabilidade de fundação direta - Caso C - EC7;
- Estabilidade de fundação direta - Método clássico;
- Assentamentos admissíveis de fundação direta.

O cálculo da capacidade de carga na rotura (σ_r) da fundação direta é traduzido pela equação proposta por Terzaghi (1943):

$$\sigma_r = c \times N_c \times \delta_c + q \times N_q \times \delta_q + 0,5 \times \gamma_b \times B \times N_\gamma \times \delta_\gamma \quad (4.1)$$

em que a 1ª, 2ª e 3ª parcelas correspondem respetivamente à parcela da coesão (c), à parcela da sobrecarga q ($q = \gamma' D$, com γ' o peso volúmico efetivo do solo à cota da base da sapata e D , a profundidade da sapata), e à parcela da base da sapata ($B = \text{largura da sapata}$); os parâmetros δ_i são fatores de forma e que dependem da forma em planta da fundação (Tabela 3.2), e os parâmetros N_i são fatores de capacidade de carga, que dependem do ângulo de atrito do solo abaixo da base da sapata (Fig.4.26).

Tabela 4.16 - Fatores de forma da sapata.

Sapata ^(*)	Contínua	Quadrada	Circular
δ_c	1.0	1.3	1.3
δ_q	1.0	1.0	1.0
δ_γ	1.0	0.8	0.6

(*) se a sapata for retangular, com $L/B > 2$ devem usar-se os fatores correspondentes a sapata contínua

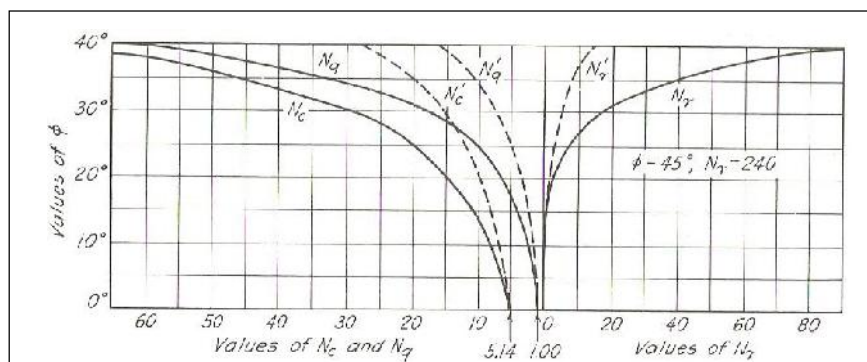


Figura 4.26 - Fatores de capacidade de carga (Terzaghi, 1967).

4.4.2.1 Método de cálculo - Eurocódigo 7

O Eurocódigo 7 adota uma filosofia de cálculo baseada no uso de coeficientes de segurança parciais, que permitem majorar as ações e minorar as reações, de acordo com o seguinte:

$$F_d \leq X_d \quad (4.2)$$

$$F_d = F_k \times \gamma_F \quad (4.3)$$

$$X_d = X_k / \gamma_m \quad (4.4)$$

correspondendo F_d e X_d aos valores de cálculo das ações e reações, respetivamente; F_k e X_k correspondem aos valores característicos das ações e reações, respetivamente; e γ_m e γ_F são os coeficientes de segurança parciais minorativos e majorativo, aplicados respetivamente aos parâmetros de resistência e às ações (tabela 4.17)

Tabela 4.17 - Combinações de coeficientes parciais - Eurocódigo 7.

Caso	Ações (γ_F)			Parâmetros de resistentes do terreno (γ_m)			
	Permanentes		Variáveis	$\tan \phi'$	c'	c_u	q_u
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis				
A	1.00	0.95	1.50	1.10	1.30	1.20	1.20
B	1.35	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.00	1.00	1.30	1.25	1.60	1.40	1.40

4.4.2.2 Método Clássico

Utilizando o método clássico de verificação de segurança da estabilidade de um elemento de fundação, terá que ser cumprida a seguinte condição:

$$\sigma_{\text{aplicar}} \leq \sigma_{\text{seg}}$$

Este método caracteriza-se por usar um Fator de Segurança Global (FS), que toma valores geralmente entre 2 e 4, e mais correntemente 2,5 em fundações diretas correntes, de acordo com duas soluções:

$$\sigma_{\text{SEG}} = \frac{\sigma_r}{\text{FS}} \quad (4.5)$$

$$\sigma_{\text{SEG}} = \frac{\sigma_r - \gamma D}{\text{FS}} + \gamma D \quad (4.6)$$

A solução 3.7 é mais rigorosa, pois o FS aplica-se apenas às tensões a colocar ao solo pela primeira vez, tendo o cuidado de não se aplicar à componente da tensão γD (com γ o peso volúmico efetivo e D a profundidade da fundação) que corresponde à parcela de terreno antes da escavação (Fig.4.27).

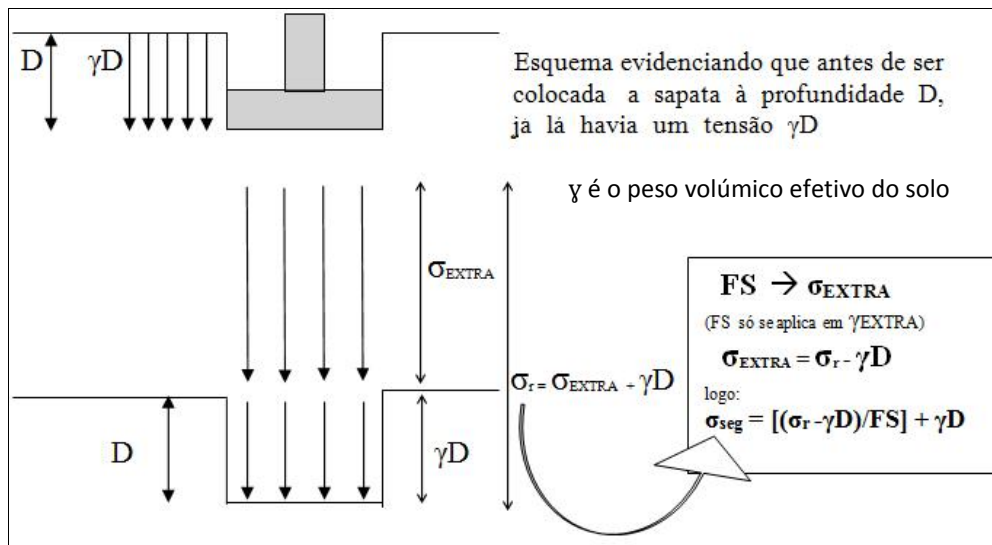


Figura 4.27 - Esquema sobre a aplicação do FS global, apenas à tensão extra a acrescentar aos maciços, em fundações (Ferreira Gomes, 2010).

O referido fator de segurança global é conduzido por algumas condicionantes, sejam as características e o tempo previsto para a estrutura, as consequências da rotura e a qualidade da prospeção geotécnica do terreno. Assumindo o elevador da Goldra uma estrutura da categoria B e que a prospeção geotécnica é limitada, resulta um valor de $\text{FS}=3.5$.

4.4.2.3 Cálculo de assentamentos admissíveis

Os assentamentos dividem-se em três parcelas, sendo que os primeiros denominam-se por assentamentos instantâneos que resultam da compressão de bolhas de ar oclusas e também dos deslocamentos elásticos do corpo sólido. Os segundos denominam-se assentamentos

primários e resultam da expulsão da água dos poros do solo. Os terceiros e últimos denominam-se assentamentos secundários consequência do fenómeno de fluência do corpo sólido.

No caso de estudo procede-se ao cálculo apenas do assentamento instantâneo pois o solo onde assenta a sapata é do tipo arenoso, e como se apresentou no item anterior os assentamentos são quase nulos quando este material se sujeita a tensões inferiores à tensão de cedência estrutural (σ'_p).

Assim, o assentamento total da sapata (S_T) será igual ao assentamento instantâneo (S_{ir}), admitindo portanto os assentamentos primários e secundários nulos.

Assim, para a sapata retangular flexível o assentamento máximo, S_{ir} , é avaliado por (Das, 1987):

$$S_{ir} = \left[\frac{q \times B}{E_s} \times (1 - \mu^2) \times I_3 \right] \times I_6 \quad (4.7)$$

Onde: q é a tensão de contacto a aplicar ao terreno, B a largura da sapata, E_s e ν o módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson do terreno abaixo da base da sapata, I_3 e I_6 , são fatores corretivos função do tipo de forma em planta da sapata e da profundidade, respetivamente.

O valor de I_3 pode calcular-se a partir de (Das,1987):

$$I_3 = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}+m_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}-m_1} \right) + m_1 \ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}+1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}-1} \right) \right] \quad (4.8)$$

onde: $m_1 = L / B$; $n_1 = Z / B$, com L e B , o comprimento e largura da sapata, e z a distancia na vertical entre a base da sapata e o local onde se necessita de calcular o assentamento.

O valor de I_6 , pode obter-se a partir do ábaco da figura 4.28.

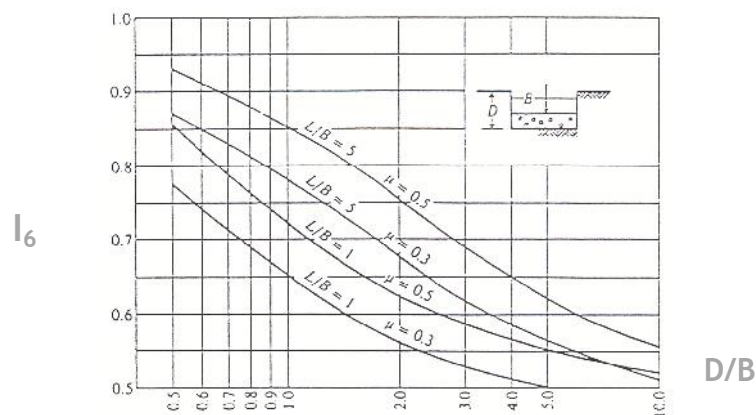


Figura 4.28 - Fator de correção devido à profundidade, a utilizar nos assentamentos instantâneos (in Bowles,1998), ($\mu=\nu$ = coeficiente de Poisson).

Conhecido o assentamento total máximo, avalia-se a distorção angular máxima provável a partir do ábaco da figura 4.29, e no seguimento compara-se com a distorção angular admissível. Cada tipo de estrutura tem uma distorção angular admissível, como se pode ver a partir da figura 4.30. Com base neste, adota-se uma distorção angular admissível igual a 1/300.

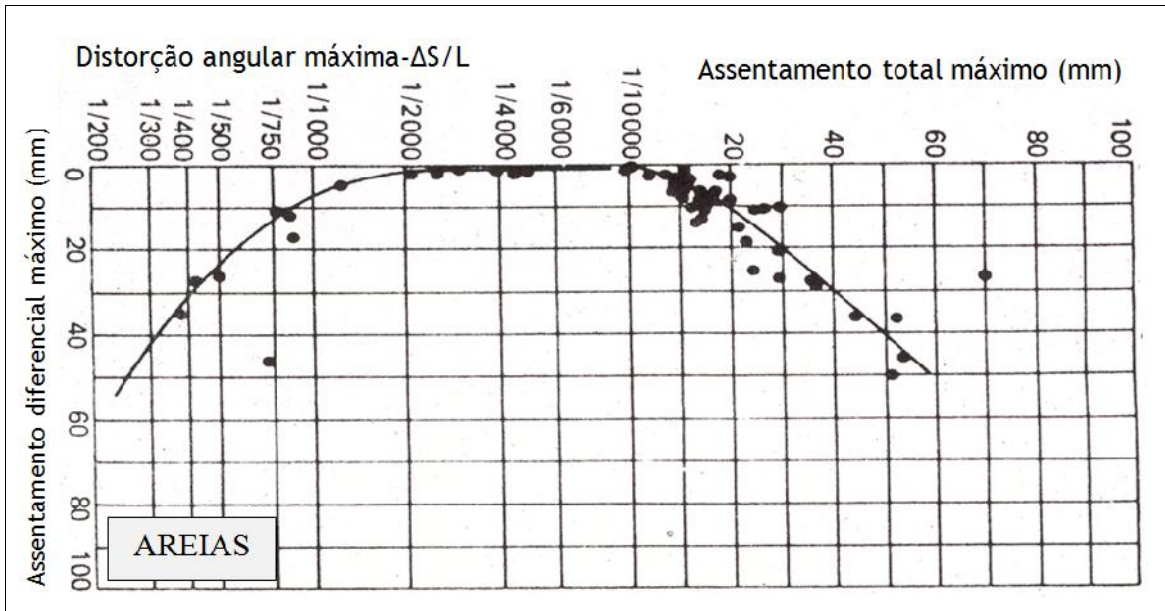


Figura 4.29 - Relação entre assentamento total máximo, assentamento diferencial máximo e distorção angular máxima, para areias.

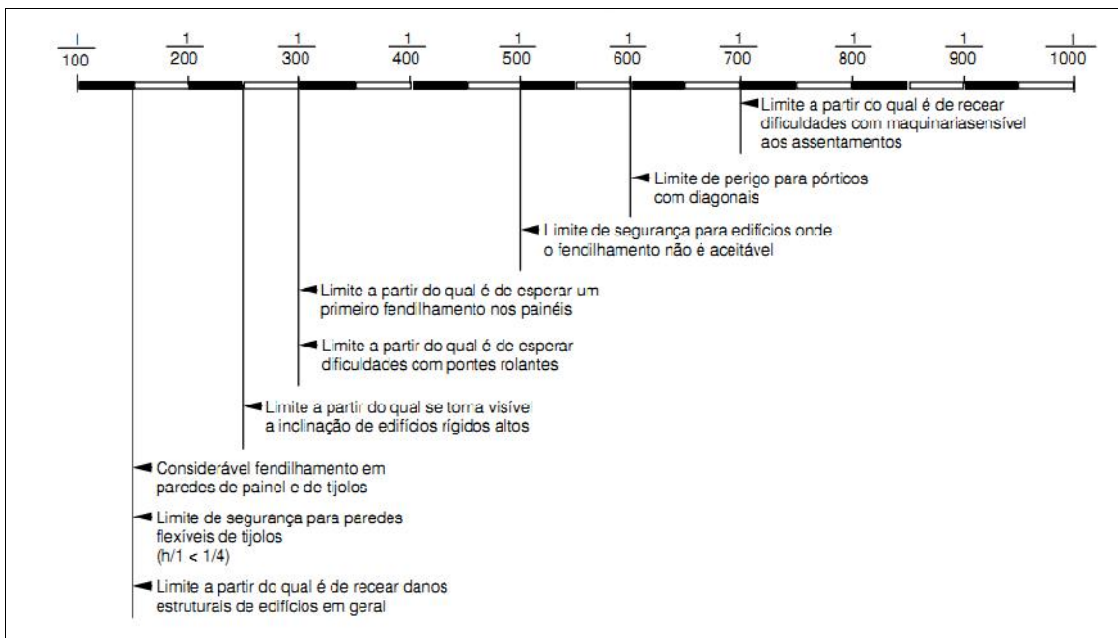


Figura 4.30 - Distorções angulares limites, como consequência dos assentamentos diferenciais.

4.4.2.4 Resultados

Neste item considera-se a avaliação da estabilidade da estrutura do elevador da Goldra sob fundação direta como elemento isolado. Os parâmetros a usar nos cálculos em termos de valores característicos do maciço de fundação são os apresentados na Tabela 4.18. Salienta-se que são apresentados os intervalos dos valores obtidos por vários métodos. No anexo I apresentam-se os elementos detalhados sobre a avaliação da estabilidade da fundação direta em estudo, para os casos dos parâmetros que levam a um pior desempenho do terreno (valores de ângulo de atrito mais baixos e valores de módulo de deformabilidade mais elevados). Numa análise detalhada de todos os resultados verifica-se que em qualquer caso há uma franca estabilidade, ou seja, as ações atuantes da estrutura são sempre muito inferiores à capacidade de carga resistente do maciço. Considerando por exemplo a situação do método clássico, a estabilidade verificada corresponde a um fator de segurança global de 18.55. Também se salienta que as distorções angulares prováveis estão muito aquém das admissíveis.

Tabela 4.18 - Síntese de parâmetros geotécnicos referentes às unidades GR e GRS.

Unidade Geotécnica	Caracterização	ϕ (°)	E (MPa)	N	(kN/m ³)
GR	Maciço granítico decomposto a muito alterado	≥ 45	≥ 82	0.4	20.0 - 23.0
GRS	Solos Residual de Granito	36-46	49.6 - 96.0	0.4	17.10

4.4.3 Fundações indiretas - Microestacas

4.4.3.1 Introdução

No presente ponto de trabalhos procede-se à verificação de segurança das microestacas, as quais correspondem aos elementos de fundação dos apoios intermédios e paragem inferior.

Os mesmos cálculos cumprem as verificações de segurança nos seguintes elementos:

- Apoio intermédio 1
- Apoio intermédio 2
- Apoio intermédio 3
- Apoio intermédio 4
- Paragem-terminal inferior

As microestacas correspondentes aos apoios intermédios apresentam uma pequena inclinação, no entanto em fase de cálculo consideram-se verticais. Além disto, a verificação de segurança relativa aos apoios intermédios é efetuada a duas microestacas por maciço, respetivamente a direita e a esquerda da vista em corte.

No que respeita à paragem-terminal inferior, a verificação de segurança efetua-se apenas para uma microestaca (central), já que, as condições geotécnicas sob o elemento são comuns ao conjunto das microestacas.

Nas figuras 4.31 e 4.32 representam-se as condições geotécnicas afetas a cada microestaca dentre as quais são verificadas as condições de segurança. A indicação numérica de cada microestaca localiza-a na figura 4.23 e a indicação D e E corresponde às microestacas direita e esquerda, prospectivamente, da vista em corte da obra.

A figura 4.36 representa as condições geotécnicas sob a paragem terminal inferior.

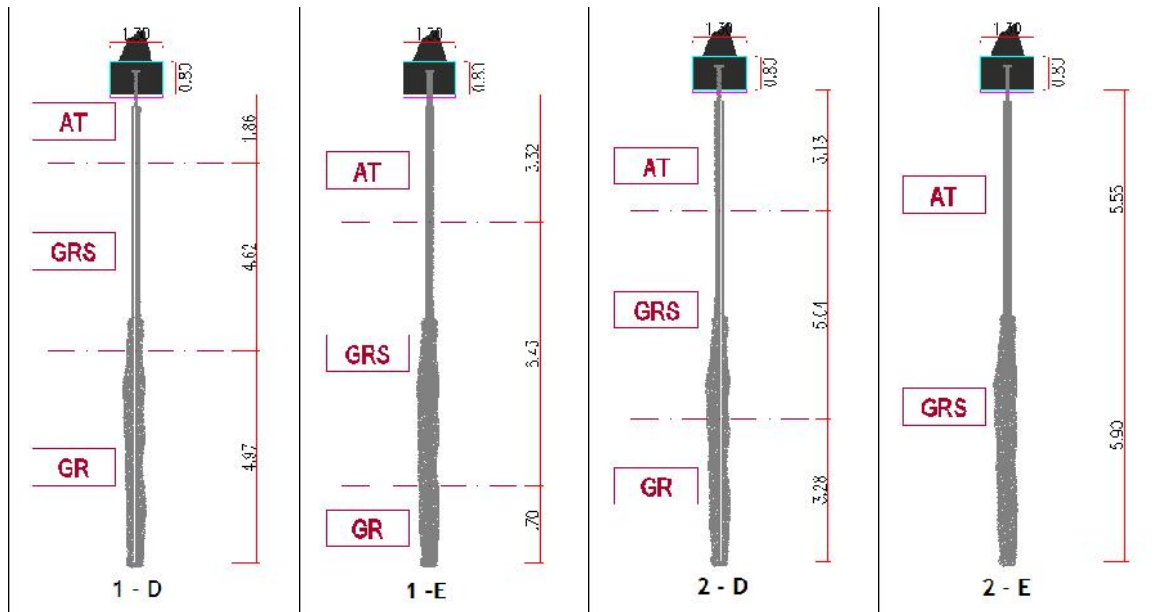


Figura 4.31 - Condições geotécnicas das microestacas 1-D, 1-E, 2-D e 2-E.

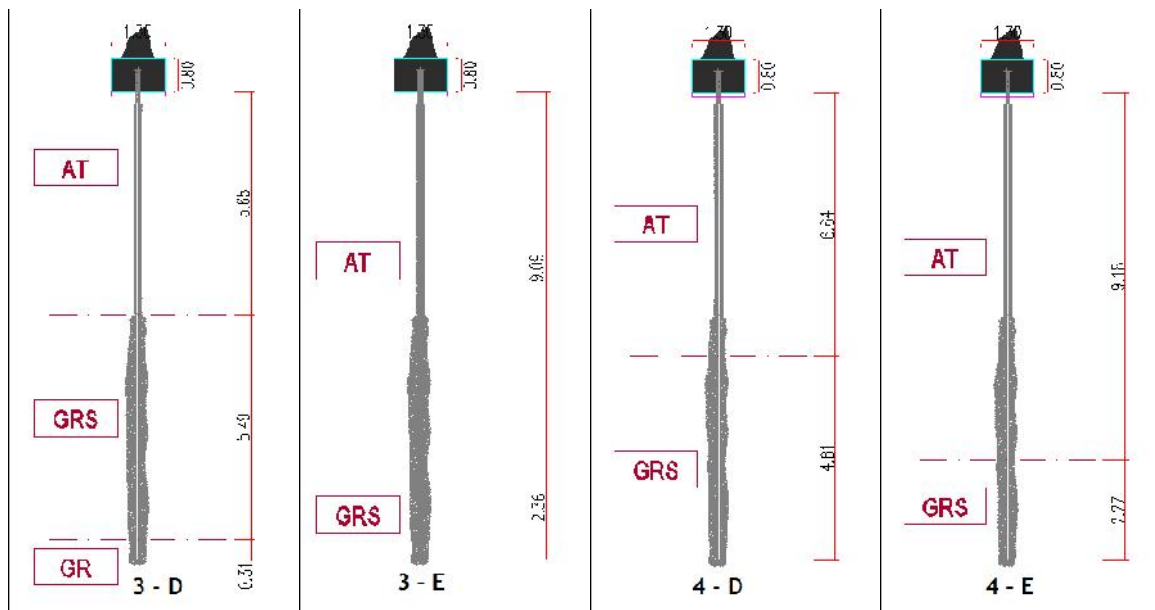


Figura 4.32 - Condições geotécnicas das microestacas 3-D, 3-E, 4-D e 4-E.

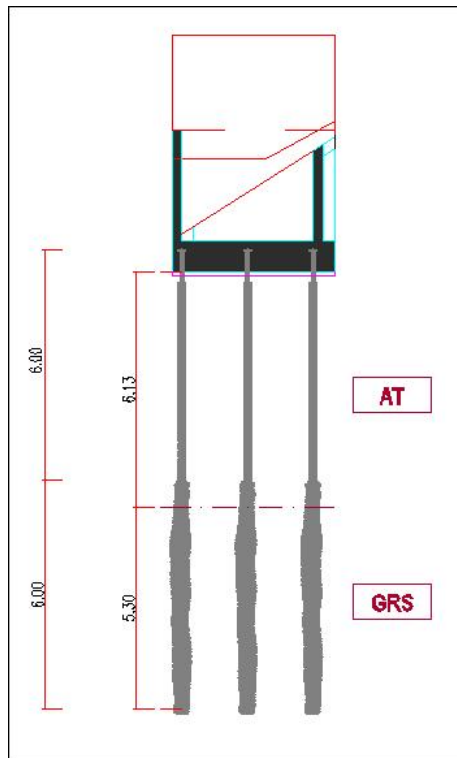


Figura 4.33 - Condições geotécnicas das microestacas referentes à paragem terminal inferior.

4.4.3.2 Elementos teóricos

Após os elementos anteriores, os procedimentos de cálculo que compreendem a verificação de segurança da capacidade de carga de uma estaca, seguem a seguinte orientação:

- i) Em primeiro lugar deve ser verificada a existência de efeito de grupo nas microestacas (Fig. 4.34).
- ii) Não sendo verificado o efeito de grupo entre as microestacas, o desenvolvimento do cálculo da capacidade de carga descreve-se para uma estaca isolada. O mesmo desenvolvimento de cálculo compreende três níveis: cálculo da resistência de ponta da estaca, cálculo da resistência lateral da estaca e soma esses dois valores e assim obter a capacidade resistente da estaca.

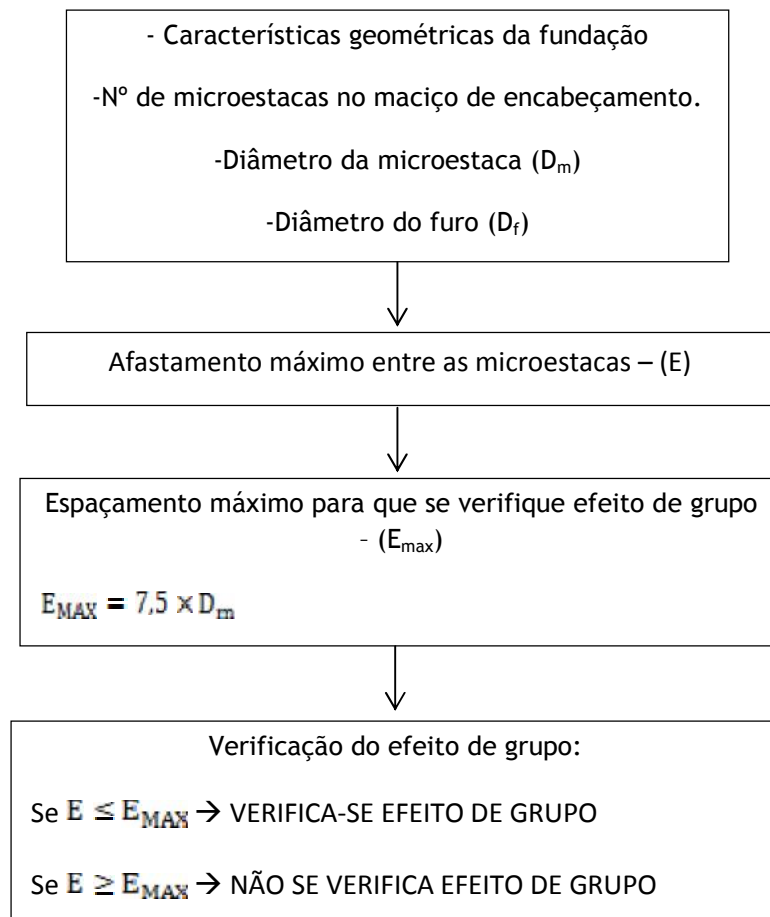


Figura 4.34 - Esquema para verificar a existência de efeito de grupo em estacas.

Os elementos necessários aos cálculos sobre a estabilidade das microestacas apresentam-se esquematicamente na figura 4.35 e complementos com a figura 4.36 e tabelas 4.19 e 4.20.

Tabela 4.19 - Valores recomendados de k_s (coeficiente do impulso lateral em repouso).

Tipo de estaca	Areias soltas	Areias densas
Metálica	0.5	1.0
Betão	1.0	2.0
Madeira	1.5	4.0

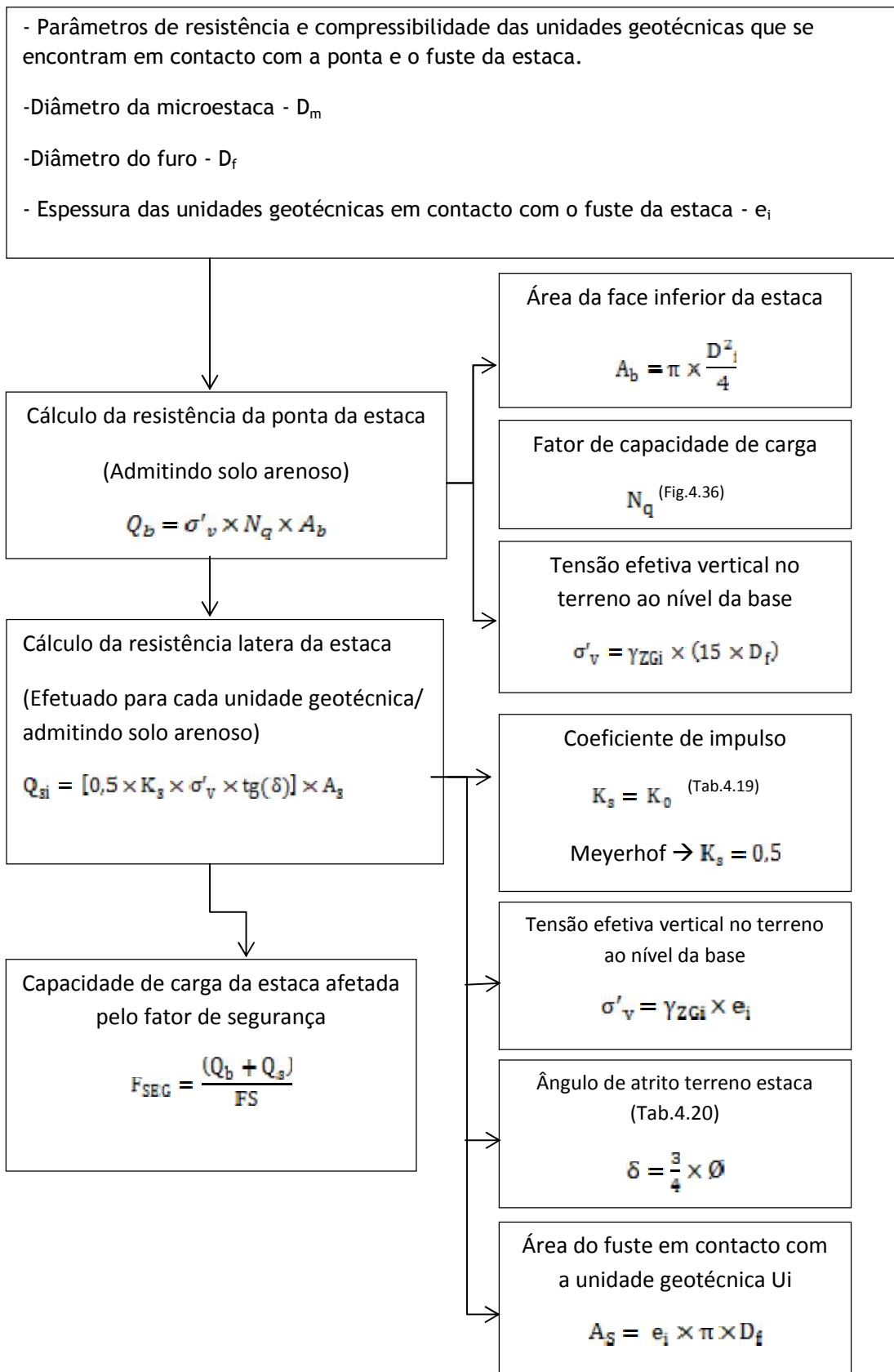


Figura 4.35 - Elementos necessários para avaliar a estabilidade de microestacas de betão em solos arenosos.

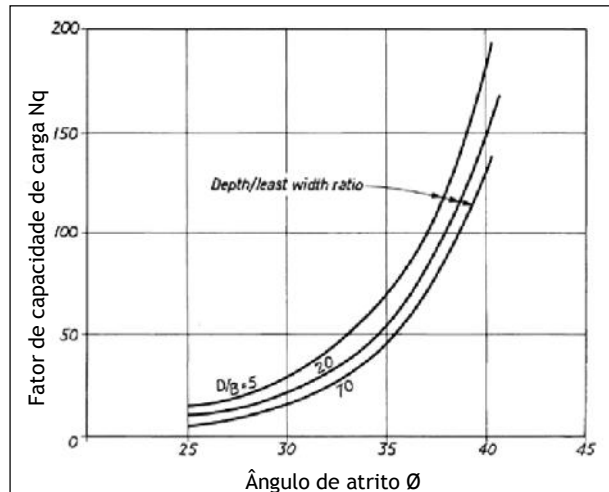


Figura 4.36 - Relação entre o fator capacidade de carga e o ângulo de atrito (Tomilson, 1994).

Tabela 4.20 - Valores do ângulo de atrito solo/estaca de acordo com o material utilizado.

Tipo de estaca	Ângulo de atrito terreno-estaca
Metálica	20°
Betão	$\frac{3}{4} \emptyset$
Madeira	$\frac{2}{3} \emptyset$

O cálculo para a obtenção da carga aplicada a cada uma das microestacas esquematiza-se na figura 4.37.

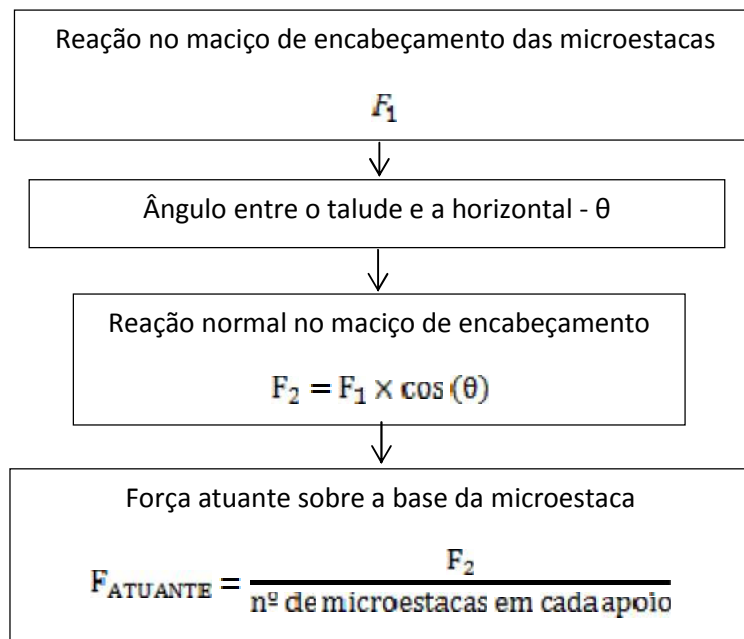


Figura 4.37 - Esquema sobre a metodologia para avaliar a carga aplicada às microestacas.

Por fim, compara-se o valor da força atuante sobre cada microestaca com o valor da força resistente relativa a cada uma das microestacas. A verificação da segurança é feita da forma:

$$F_{ATUANTE} \leq F_{SEGURANÇA} \rightarrow \text{VERIFICA A SEGURANÇA}$$

$$F_{ATUANTE} \geq F_{RESISTENTE} \rightarrow \text{NÃO VERIFICA A SEGURANÇA}$$

4.4.3.3 Resultados

Neste item considera-se a avaliação da estabilidade dos vários grupos de estacas, como elementos isolado. Os parâmetros a usar nos cálculos em termos de valores característicos do maciço de fundação são os apresentados na Tabela 4.17. Salienta-se que são apresentados os intervalos dos valores obtidos por vários métodos. No anexo II apresentam-se os elementos detalhados sobre a avaliação da estabilidade da fundação direta em estudo, para os casos dos parâmetros que levam a um pior desempenho do terreno. De uma análise detalhada de todos os resultados verifica-se que em qualquer caso há uma franca estabilidade, ou seja, as ações atuantes da estrutura são sempre muito inferiores à capacidade de carga resistente do maciço. Considerando as situações mais correntes o fator de segurança global toma valores da ordem dos que se apresentam na Tabela 4.21. Salienta-se que se admite que as estacas não estão sujeitas a qualquer tipo de assentamentos que prejudiquem o desempenho das mesmas.

Tabela 4.21 - Fatores de segurança globais associados às microestacas.

Microestaca	FS
Maciço 1 - Esquerda	128.13
Maciço 1 - Direita	141.24
Maciço 2 - Esquerda	67.57
Maciço 2 - Direita	67.76
Maciço 3 - Esquerda	44.96
Maciço 3 - Direita	55.69
Maciço 4 - Esquerda	83.37
Maciço 4 - Direita	97.92
Paragem Inferior	32.92

4.4.4 Pregagens

4.4.4.1 Introdução

No presente ponto de trabalhos procede-se à verificação de segurança das pregagens, as quais correspondem aos elementos sub-horizontais incluídos na solução geotécnica associada à paragem-terminal inferior.

As pregagens proporcionam uma ligação global do conjunto dos elementos estruturais da obra ao maciço de fundação numa direção próxima da horizontal. Desta forma, são estas que, através da sua capacidade resistente suportam todos os esforços que possam surgir na obra, na naquela direção.

4.4.4.2 Elementos teóricos

O método seguido para avaliar a capacidade resistente da pregagem é função da resistência ao corte entre a pregagem e o solo. Naquele sentido, não só os parâmetros de resistência ao corte contribuem, como o peso do terreno que se encontra acima desta. Assim, considerou-se uma parcela de terreno acima da pregagem correspondente à área de solo que efetivamente contribui para a resistência da mesma.

Essa área definida, foi por sua vez subdividida em pequenas áreas de forma a contabilizar-se com maior rigor as várias camadas de solo que contribuem para a resistência da pregagem (Figura 4.38).

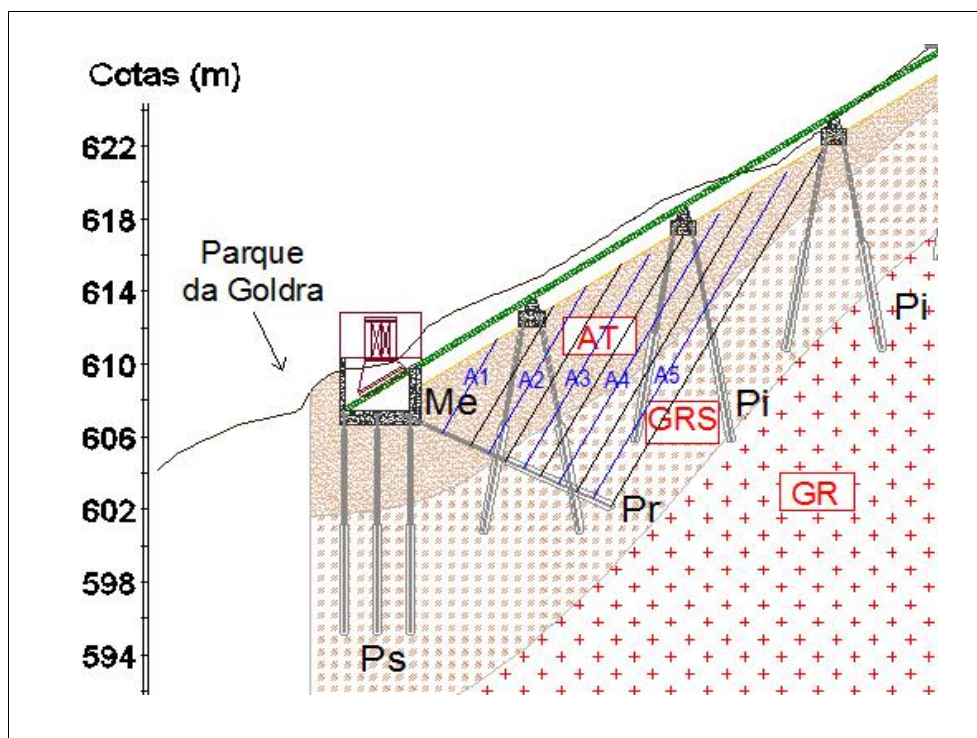


Figura 4.38 - Representação da divisão de áreas de solo que efetivamente contribui para a resistência da pregagem.

O valor do peso do solo avalia-se através de ferramentas matemáticas tornando possível contabilizar a força resistente da pregagem com a força atuante a fim de se poder proceder à verificação da segurança.

A figura 4.39 representa a evolução do método aplicado para obtenção da força resistente da pregagem.

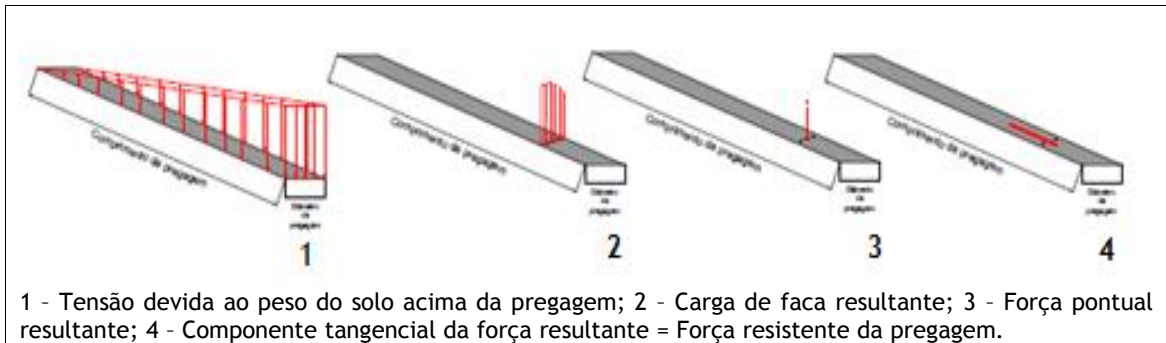


Figura 4.39 - Evolução do cálculo para a obtenção da força resistente da pregagem.

O processo de cálculo tem início pela quantificação da força resistente, a partir da expressão, que se simplifica uma vez que se admite que as unidades geotécnicas (AT) e (GRS) têm coesão nula e não sendo conhecido o ângulo de atrito entre a pregagem e o solo, considera-se um valor mais conservativo, próximo do que se verifica em (AT):

$$R = \zeta \times A \Leftrightarrow R = c \times A + \sigma \times \tan(\theta) \times A \quad (4.9)$$

$$R = \frac{F_{\text{NORMAL}}}{A} \times \tan(\theta) \times A \quad (4.10)$$

$$R = F_{\text{RESISTENTE}} \quad (4.11)$$

Um esquema com os vários passos detalhados para avaliar a força resistente das pregagens apresenta-se na figura 4.40

A força atuante sobre a pregagem considerada para a verificação de segurança resulta daquela que se apresenta no modelo de cálculo apresentado no ponto 4.4.1

A segurança verifica-se comparando os dois valores anteriormente calculados, de acordo com o que se apresenta:

$$\text{Se } F_{\text{ATUANTE}} \leq F_{\text{SEGURANÇA}} \rightarrow \text{VERIFICA A SEGURANÇA}$$

$$\text{Se } F_{\text{ATUANTE}} \geq F_{\text{RESISTENTE}} \rightarrow \text{NÃO VERIFICA A SEGURANÇA}$$

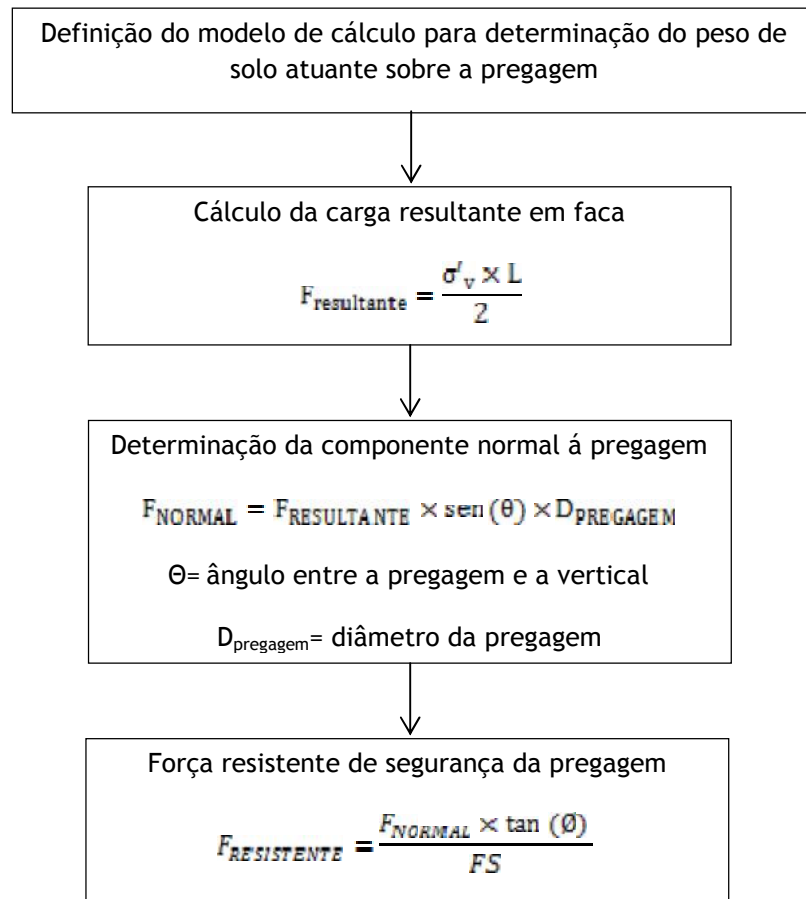


Figura 4.40 - Esquema sobre os vários passos detalhados para avaliar a força resistente das pregagens.

4.4.4.3 Resultados

Neste item considera-se a avaliação da estabilidade das pregagens como elementos isolados do resto de toda a estrutura. Salienta-se que o valor fundamental no cálculo é o ângulo de atrito solo/pregagem, tendo-se usado 27°, e que se admite um pouco conservativo. No anexo III apresentam-se os elementos detalhados sobre a avaliação da estabilidade destes elementos em estudo. De uma análise detalhada de todos os resultados verifica-se que em qualquer caso há considerável estabilidade, ou seja, as ações atuantes da estrutura são sempre muito inferiores à capacidade de carga resistente do maciço/pregagem. Considerando as situações verificadas o fator de segurança global toma valores da ordem de 4.50.

4.4.5 Estabilidade de talude

4.4.5.1 Introdução

Na verificação de segurança da estabilidade do talude consideram-se várias superfícies de rotura e esta é traduzida pelo cálculo de um fator de segurança para cada um dos cenários, sendo que, cada um dos cenários contempla uma situação diferente.

Consideram-se 11 cenários no sentido de criar sensibilidade sobre várias situações potenciais de rotura quer em superfícies perfeitamente circulares, que em algumas algo irregulares, de modo a terem desenvolvimento sobre a zona de contacto com as estrutura do elevador, quer ainda outras superfícies a evoluírem pela Unidade Geotécnica GR, ao longo de algumas fraturas potenciais. Apesar de não ter sido efetuado qualquer estudo abordando a Unidade Geotécnica AT, são propostos de acordo com o que se entende adequado parâmetros geotécnicos para a avaliação de segurança da estabilidade de talude.

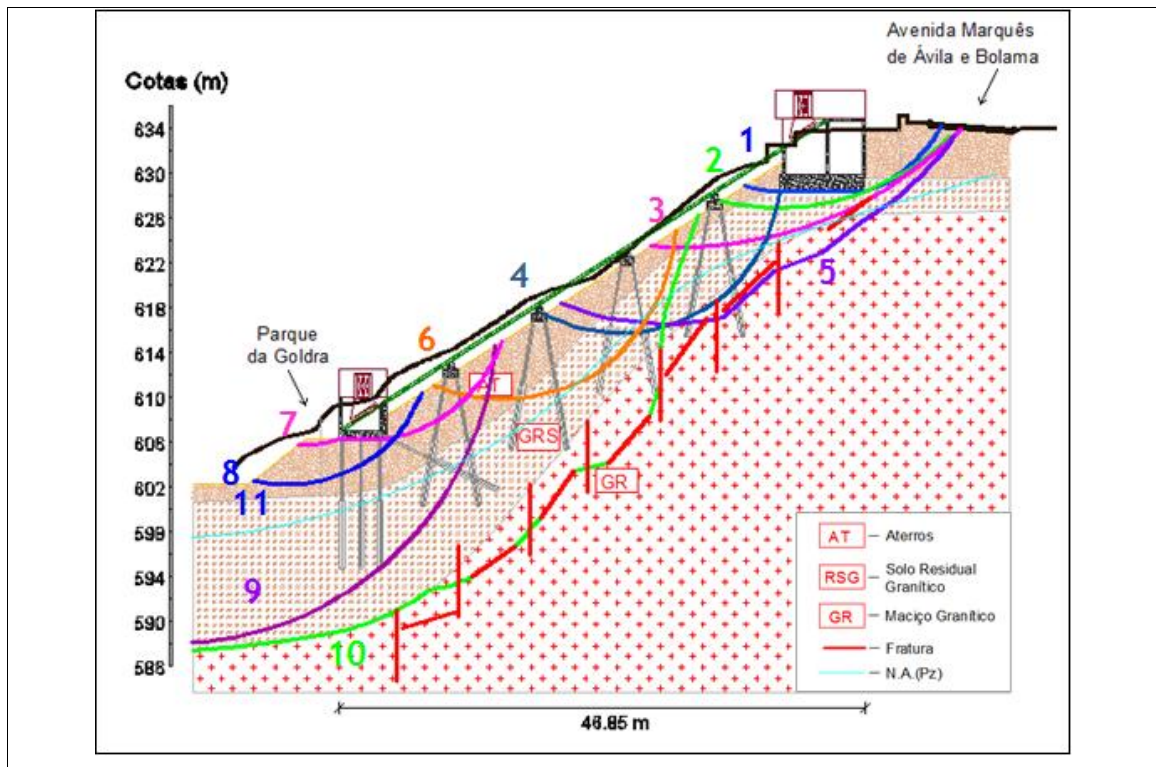


Figura 4.41 - Representação dos cenários de rotura considerados na verificação da estabilidade do talude.

4.4.4.2 Elementos teóricos

O cálculo do fator de segurança, baseia-se no método das fatias, que consiste em dividir a superfície de rotura em várias fatias e proceder à sua análise como a que se apresenta a seguir.

A metodologia adotada consiste em assumir que cada fatia se comporta como um bloco assente numa encosta. Com isto são definidas dois tipos de forças, as que resistem ao deslizamento do bloco sobre a encosta e as forças que contribuem para o deslizamento do bloco sobre a encosta.

O rácio entre estas duas forças permite-nos calcular o fator de segurança para os vários cenários de rotura considerados.

Considera-se que é verificada a segurança de um determinado cenário de rotura se o fator de segurança for superior a 1.5.

Assim, descreve-se nos pontos a seguir o processo de cálculo efetuado para a obtenção do fator de segurança para qualquer cenário de rotura do talude.

i) Ação do peso do solo, do peso da sapata e do efeito das microestacas

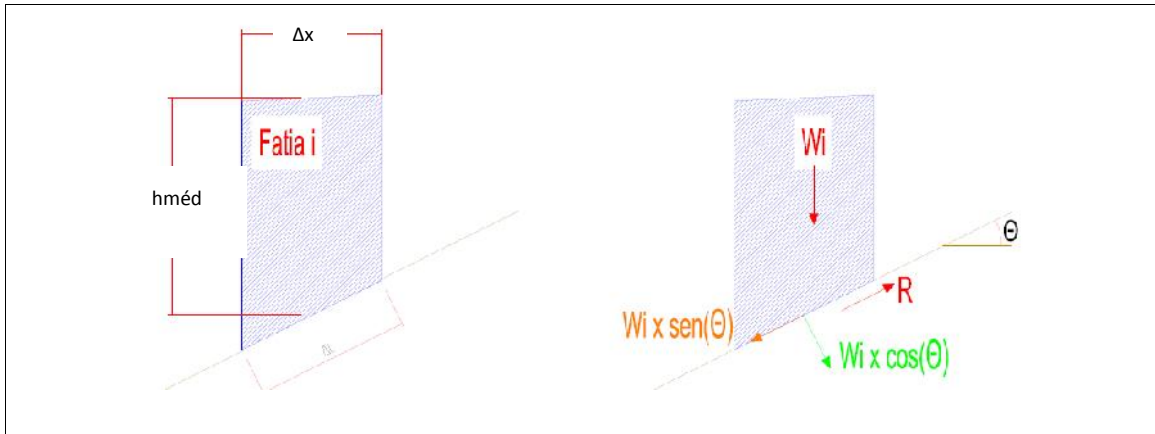


Figura 4.42 - Modelo de cálculo das forças envolvidas em cada fatia (sem água).

$$R = \zeta \times A \Leftrightarrow R = c \times A + \sigma \times \tan(\phi) \times A \quad (4.12)$$

$$R = \frac{F_{\text{NORMAL}}}{A} \times \tan(\phi) \times A \quad (4.13)$$

$$R = F_{\text{RESISTENTE}} \quad (4.14)$$

$$W_i = W_{\text{SOLO}} + W_{\text{SAPATA}} + W_{\text{MICROESTACAS}} \quad (4.15)$$

$$R = W_i \times \sin(\theta) \quad (4.16)$$

$$R = \zeta \times A \Leftrightarrow R = c \times A + \sigma \times \tan(\phi) \times A \quad (4.17)$$

$$\sigma = \frac{W_i \times \cos(\theta)}{A} \quad (4.18)$$

$$A = \Delta L \times 1,0 \quad (4.19)$$

$$R = c \times A + W_i \times \cos(\theta) \times \tan(\phi) \quad (4.20)$$

Assim, numa situação de equilíbrio, tem-se:

$$W_i \times \sin(\theta) = c \times A + (W_i \times \cos(\theta)) \times \tan(\phi) \quad (4.21)$$

$$\text{Forças que induzem o deslizamento: } W_i \times \sin(\theta) \quad (4.22)$$

Forças resistentes:
$$c \times A + (W_i \times \cos(\theta)) \times \tan(\phi) \quad (4.23)$$

Como se apresentou, o peso a atua sobre a fatia em três parcelas, o peso de solo que se encontra acima da base da fatia, o peso da sapata e efeito que a microestaca tem sobre a fatia quando esta tende a deslizar, ou seja, o valor de $W_{\text{Microestaca}}$ corresponde ao valor da tensão lateral resistente da zona do fuste que se encontra abaixo da base da fatia. Este valor é calculado junto da capacidade resistente das microestacas.

ii) Ação da água.

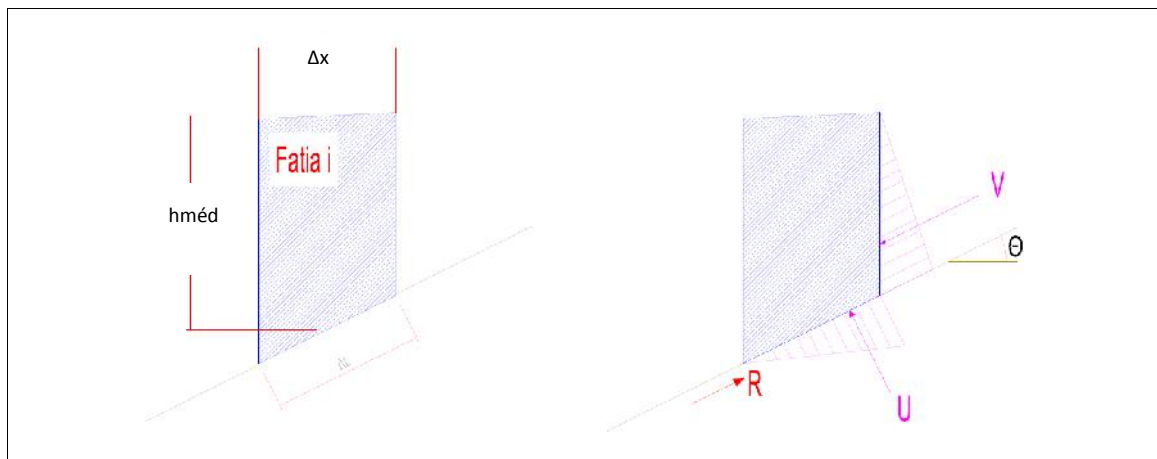


Figura 4.43 - Modelo de cálculo das forças envolvidas em cada fatia devido à água.

Tendo por base a equação (4.12), quando parte ou totalidade da fatia está sujeita a uma pressão hidrostática tem-se:

$$\zeta = c + (\sigma - U) \times \tan(\phi) \quad (4.24)$$

Seguindo o método do caso i), obtém-se:

$$W_i \times \sin(\theta) = c \times A + (W_i \times \cos(\theta)) \times \tan(\phi) \quad (4.25)$$

Forças que induzem o deslocamento:
$$W_i \times \sin(\theta) + V \quad (4.26)$$

Forças resistentes:
$$c \times A + (W_i \times \cos(\theta) - U) \times \tan(\phi) \quad (4.27)$$

Para os cálculos que se apresentam, considera-se por simplificação que $U = \gamma_{\text{água}} \times h_{\text{água}}$ e despreza-se o valor de V .

iii) Ação da pregagem.

Baseado na equação (3.11), quando existe uma fatia na qual a pregagem atua vem:

$$\zeta = c + (\sigma - U + F_r \times \cos(\psi)) \times \tan(\phi) \quad (4.28)$$

Seguindo o processo do caso i), obtém-se:

$$W_i \times \text{sen}(\theta) + V - F_r \times \text{sen}(\psi) = c \times A + (W_i \times \cos(\theta) - U + F_r \times \cos(\psi)) \times \tan(\phi) \quad (4.29)$$

Forças que induzem o deslocamento: $W_i \times \text{sen}(\theta) + V - F_r \times \text{sen}(\psi) \quad (4.30)$

Forças resistentes: $c \times A + (W_i \times \cos(\theta) - U + F_r \times \cos(\psi)) \times \tan(\phi) \quad (4.31)$

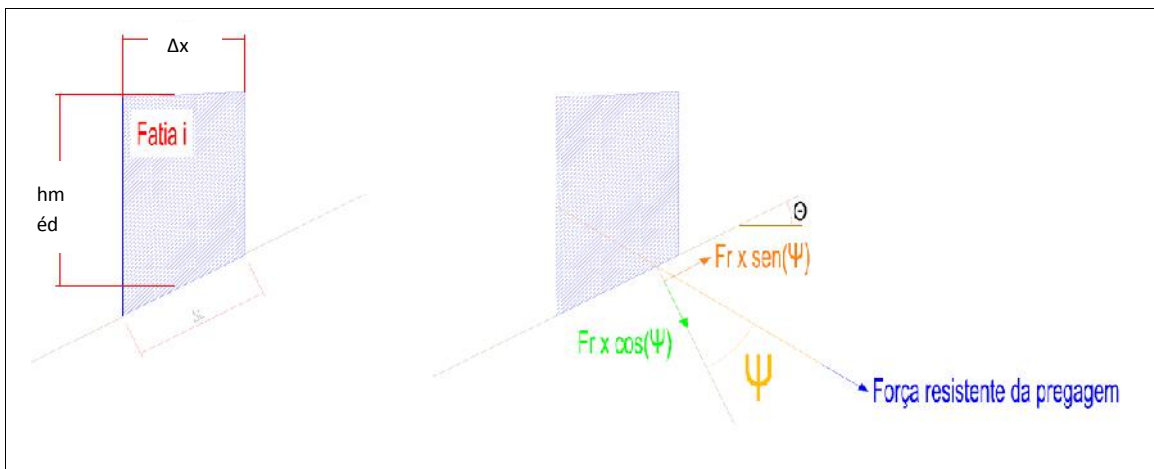


Figura 4.44 - Modelo de cálculo das forças envolvidas em cada fatia devido ao efeito da pregagem.

A força resistente da pregagem é efetuada tendo por base o método simplificado apresentado em 4.5.4.2.

iv) Cálculo do fator de segurança.

Apresenta-se agora a fórmula geral que permite calcular o fator de segurança, assim como a forma como o procedimento de verificação da segurança.

$$FS = \frac{c \times A + (W_i \times \cos(\theta) - U + F_r \times \cos(\psi)) \times \tan(\phi)}{W_i \times \text{sen}(\theta) - F_r \times \text{sen}(\psi)} \quad (4.32)$$

e assim:

se $FS \geq 1,5 \rightarrow$ VERIFICA A SEGURANÇA

se $FS \leq 1,5 \rightarrow$ NÃO VERIFICA A SEGURANÇA

4.4.4.3 Resultados

Neste item considera-se a avaliação da estabilidade do talude a partir de 11 superfícies potenciais cada uma *per si*, no entanto, salienta-se que algumas superfícies envolvem várias unidades e suas interações com os elementos estruturais do elevador, como o caso da sapata, estacas e pregagens. As superfícies consideradas e despectivas fatias associadas, apresenta-se no Anexo IV-A.

Neste item consideram-se os valores dos parâmetros de resistência apresentados na tabela 4.18, sendo de salientar que se consideram os valores de coesão para as unidades GR e GRS pois trata-se de um maciço granítico muito alterado com solo residual a apresentar por vezes características de rocha muito branda. Também se salienta que em alguns casos admitiu-se a ocorrência de água no sentido de simular alguns períodos de maior precipitação.

Os resultados detalhados sobre a estabilidade das várias situações apresenta-se no Anexo IV-B. Na tabela 4.21 apresentam-se os fatores de segurança obtidos. Daqueles resultados salientam-se em especial as situações com a superfície de rotura a envolver apenas a unidade de aterro, que apresentam potencial elevado de instabilizarem. Em relação às restantes situações os casos que envolvem predominantemente a unidade GRS também não é muito estável, pois apresentam fatores de segurança modestos, sendo de salientar que as situações não consideraram o nível freático elevado e por isso a situação poderá ser potencialmente muito perigosa em períodos longos de muita precipitação.

Tabela 4.22 - Síntese de parâmetros geotécnicos referentes às unidades geotécnicas para avaliar a estabilidade do talude onde se instala o Elevador da Goldra.

Unidade Geotécnica	Caracterização	C' (kN/m ³)	Ø (°)	(kN/m ³)
AT	Solos arenosos orgânicos com entulho	0	27	15.0
GRS	Solos Residual de Granito	20	36	17.1
GR	Maciço granítico decomposto a muito alterado	80	44.5	20.0
GR-	Descontinuidades	50	25	-

4.5 Aspetos paisagísticos e de valorização ambiental

Em relação aos aspetos ambientais, salienta-se que a construção do elevador inclinado desde a fase de projeto, foi considerado uma obra de requalificação de uma zona semi-abandonada e poluída por incluir aterros e entulhos, e portanto integrada no Programa Polis e Plano de Mobilidade Pedonal da Covilhã; a valorização ambiental daquele espaço inclui os seguintes:

- i) enquadramento paisagístico e impacto na envolvente;
- ii) criação de espaços verdes; minimização dos fatores erosivos dos solos;
- iii) eficiência energética dos equipamentos.

Todos os níveis de valorização ambiental são interdependentes e no seu conjunto contribuem de forma significativa através das soluções adotadas e que se descrevem de seguida.

Tabela 4.23 - Fatores de segurança para as várias superfícies estudadas do talude onde se instala o Elevador da Goldra

Superfície de rotura	FS
1	3,48
2	5,30
3	3,32
4	1,69
5	3,86
6	1,44
7	1,07
8	1,11
9	1,31
10	1,13
11- saturado	0,11

Nas áreas que circundam as paragens-terminal, bem como a área de lazer junto à paragem superior são providas de um revestimento de superfície em calçada granítica, produzida a partir de material rochoso regional. Esta solução, favorece o enquadramento geológico-paisagístico adequado à região e permite a infiltração das águas das chuvas, com contributo na redução do risco de cheias, assim como o enriquecimento dos aquíferos.

Sob o tabuleiro metálico em que se movimentará o elevador foi executado um enrocamento de superfície de material granítico grosseiro, de forma irregular, da mesma origem e contributos ambientais da calçada granítica, desempenhando ainda uma função importante contra a erosão dos solos e, conseqüentemente da estruturas de suporte do elevador.

Em toda a restante área envolvente ao elevador será criada uma zona verde através de espaços com espécies arbustivas densas, outras de vegetação mais rasteira e plantação

árvores. A vegetação proposta é essencialmente de espécies autóctones, de forte enraizamento, tendo também, um desempenho relevante na fixação do solo.

Para além de todos os aspetos construtivos referidos anteriormente, também o próprio sistema elevatório apresenta o seu contributo ambiental, na medida em que este será movido a energia elétrica, que é produzida em grande quantidade na região a partir de fonte renovável, o vento, apresentando ainda assim um baixo consumo. Também a iluminação relativa à área requalificada será instalada num sistema de baixo consumo energético (LED).

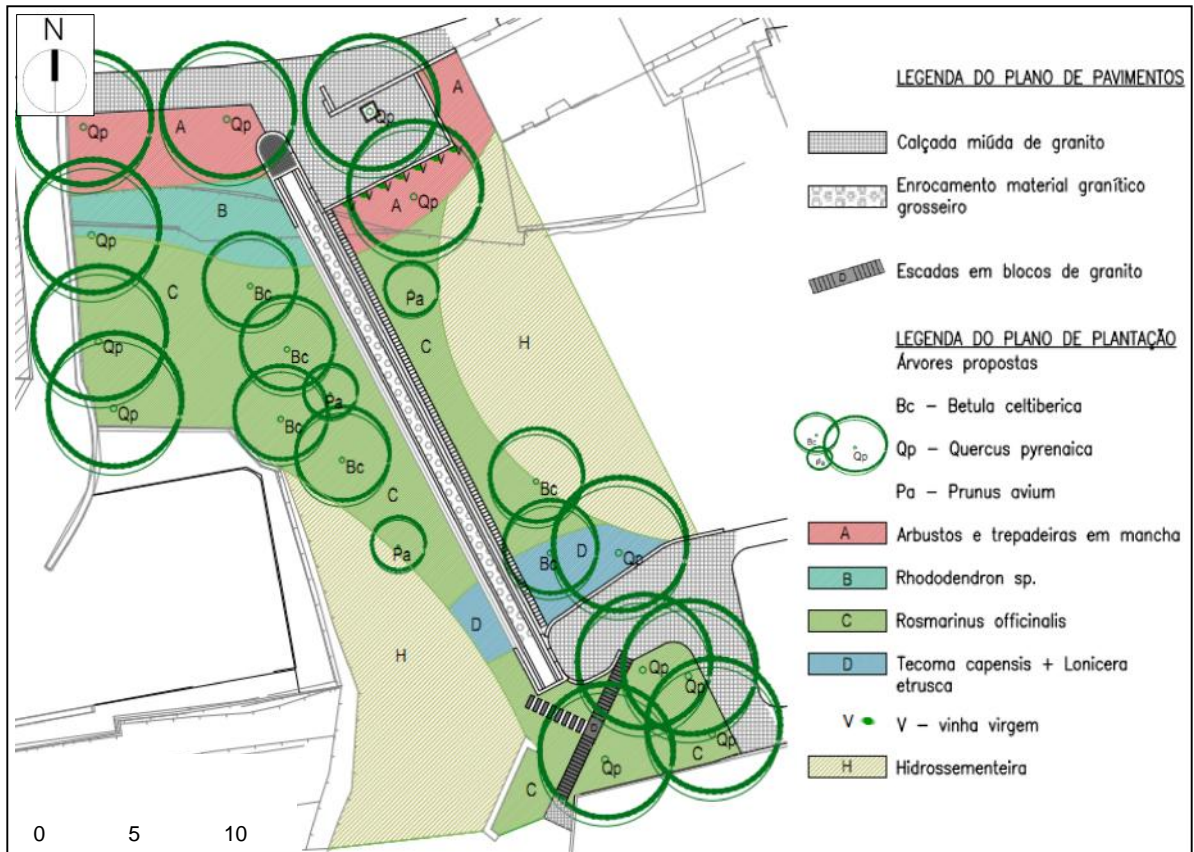


Figura 4.45 Elementos paisagístico e ambiental do Elevador da Goldra, Covilhã (a partir de ARPAS, 2010).

Capítulo V

5 - CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

5.1 Conclusões

O elevador inclinado da Goldra integra-se no Plano de Mobilidade Pedonal da cidade da Covilhã, que de entre outros, vem aumentar a qualidade de vida dos cidadãos desta urbe e de seus visitantes. Aquela estrutura, em associação a outras como elevadores verticais e pontes pedonais, integram um conjunto de infraestruturas para a requalificação do meio urbano e sua valorização ambiental, com o aumento de zonas verdes, espaços de lazer, além do condicionamento do trânsito nos centros urbanos. Estes aspetos serão de extrema importância para o crescimento sustentado desta cidade que outrora foi essencialmente industrial, e hoje é universitária e com grande potencial para o turismo de montanha devido a se situar nas fraldas da Serra da Estrela, que é a montanha mais alta de Portugal Continental.

As condições geológicas e geotécnicas do local onde se implanta o elevador são singulares, tendo levado a uma miscelânea de fundações, desde fundação direta na zona do terminal superior, a indireta, no terminal inferior, por estacas encabeçadas por maciço de betão armado amarrado com pregagens.

Sob o ponto de vista geológico-geotécnico o local onde se instala o elevador é uma zona muito íngreme, com três unidades geotécnicas, a saber (de cima para baixo):

AT - Aterros e entulhos: solos muito heterogêneos, com matéria orgânica e resíduos;

GRS - Solo residual granítico: maciço granítico decomposto;

GR - Maciço granítico decomposto a muito alterado.

A unidade Geotécnica AT, com espessuras entre 2 e 5 m aproximadamente, apresenta características geotécnicas muito deficientes, situação que levou a fazer as fundações essencialmente na Unidade GRS (Fig.4.23).

A estabilidade dos vários tipos de fundações quando considerados individualmente apresenta-se claramente adequada, no entanto quando se considera a estabilidade global como um talude a situação nem sempre é adequada:

- a unidade AT apresentam-se potencialmente muito instável, havendo elevada probabilidade de ocorrerem roturas circulares sobre a mesma;

- a situação anterior a acontecer, potencializa a instabilidade de zonas com superfícies de rotura na unidade GRS, pois ao se considerarem superfícies potenciais de rotura ao longo da mesma, apresenta níveis de segurança muito modestos e em alguns casos não aceitáveis, para os cenários considerados;

- a situação de ocorrer uma rotura mais profunda, sobre da Unidade GR e ao longo de fraturas naturais, é uma hipótese que não se descarta na totalidade, pois maciço na proximidade da zona do Elevador, apresentasse com alguma fracturação.

Em relação a aspetos ambientais salienta-se que se está perante um bom caso de estudo, em, que área de implantação do elevador, anteriormente abandonada e com aterros e entulhos, foi sujeita a uma requalificação ambiental que se associa ao já atual Parque da Goldra, que é um recente espaço de lazer da cidade numa área de cerca de 5 hectares.

Por fim, salienta-se ainda que com a nova estrutura, ao facilitar deslocação, a pé, de pessoas leva a evitar o transporte das mesmas em veículos automóveis, movidos a energia de fontes não renováveis e poluentes, resultando num excelente contributo ambiental, que será uma mais-valia para tornar a cidade da Covilhã turisticamente mais atrativa.

5.2 Perspetivas para Futuras Pesquisas

Neste item salienta-se que a zona do talude onde está implantado o Elevador da Goldra, devido às suas características geomorfológicas e geotécnicas, apresenta um potencial elevado para ficar com níveis de franca instabilidade. Devem ser tomadas medidas que contrariem tal situação, nomeadamente evitar escoamento superficial sobre a sua superfície, bem como evitar infiltrações de água no mesmo, pois tal situação potencializa a instabilidade franca da unidade At (Aterros com entulhos) e no seguimento da unidade GRS (solos residual granítico). Um drenagem quer externa quer interna, deverá ser prevista.

Assim, todo o talude deverá ser instrumentado com inclinómetros e piezómetros de modo a verificar se há movimentos ao longo do tempo e qual o nível de saturação no maciço.

Referências Bibliográficas

- ARPAS, (2010) - Elevador da Goldra - Arquitectura Paisagista - Projecto Arquitectos Paisagistas Associados, Lda., Lisboa, Portugal.
- ASTM D 3080-98 (2000) - Standard Test Method for Direct Shear, Test of Soils under Consolidation Drained Conditions.
- Bowles, J. E. (1998) - Foundation Analysis and Design, 4th Edition, McGraw-Hill, New York, USA.
- Boes, A.; Lopez, N. e Perez, T. (2013) - [HooverDam/group13](https://sites.google.com/site/hoverdamgroup13/). Civil Engineering students at Texas A&M University. Site: <https://sites.google.com/site/hoverdamgroup13/>, Civil Engineering students at Texas A&M University, consultado em Outubro de 2013.
- BS - 1377 (1990) - Methods of test for soils for civil engineering purposes - *Part 2: Classification tests, British Standards Institution, London, England.*
- Caputo, H. P. (1977) - Mecânica dos Solos e suas Aplicações, II Volume, 3ª Edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, Brasil.
- Casagrande, A. (1936) - The determination of pre-consolidation load and its significance. Proc. 1st Int. Cong. Soil Mechanics, Cambridge, pp.13-22.
- Cavaleiro, V., (2001) - Condicionantes Geotécnicas à Expansão do Núcleo Urbano da Covilhã, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal
- CMC (2013) - Município da Covilhã. Notas Informativas. site: <http://www.cm-covilha.pt> visitado em Outubro de 2013.
- Correia, A., (1980) - Ensaios para controlo de terraplanagens, Ministério da Habitação e Obras Públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Correia, R., Andrade, A., Soares, F., (2001) - Relatório da Comissão de Inquérito às Causas do Acidente na Ponte de Entre-os-Rios., Ministério do Equipamento Social, Lisboa, Portugal.
- Correia, R., Andrade, A., Soares, F., (2001) - Relatório da Comissão de Inquérito às Causas do Acidente na Ponte de Entre-os-Rios, Ministério do Equipamento Social, Lisboa, Portugal.
- Costa, C. (2007) - Fundamentos de Geotecnia, F.C.T. da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal. ASTM (1985). D2487-85 Standard Practice for Classification of Soils

for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).

Costa, J., Melo, A. (1977) - Dicionário da Língua Portuguesa, 5ª edição, Porto Editora, Lda., Porto, Portugal.

Das, B. M. (2006) - Principles of Geotechnical Engineering, 5th Edition, California State University, Thomson, Sacramento, USA.

Day, R. W. (1999) - Forensic Geotechnical and Foundation Engineering, 2th Edition, McGraw-Hill, New York, USA.

Diário de Notícias, (2011) - Mátua perdura 10 anos depois da tragédia de Entre-os-Rios, disponível em: www.dn.pt, a 19 de setembro de 2013.

E 195 (1966) - Solos: Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação, Especificação, LNEC, Lisboa, Portugal.

E 197 (1966) - Solos: Ensaio de compactação, Especificação, LNEC, Lisboa, Portugal.

E 239 (1970) - Análise granulométrica por peneiração húmida, Especificação, LNEC, Lisboa, Portugal.

Ferreira Gomes (1992) - Zonamento Geotécnico da Área Urbana de Aveiro, Tese de Doutoramento em Geologia de Engenharia, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. 524p

Ferreira Gomes, L. M. (2010) - Engenharia de Fundações. DECA/UBI. Elementos fornecidos aos alunos da Unidade Curricular de Fundações, do Curso de Eng^a Civil. 199p.

Ferreira Gomes, L., Falorca, I., Pinto, I., (2008) - Caracterização geotécnica do Campus da UBI com vista à construção de um aterro experimental com solo micro-reforçado. XI IV GEO, Coimbra, Ed. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Portugal.

Ferreira, J., Venâncio, J., (2010) - Elevador da Goldra, Covilhã - Fundações e Estruturas - Projeto de execução, BETAR- Estudos e Projetos de Estabilidade, Lda., Lisboa, Portugal.

Ferreira, N., Vieira, G., (1999) - Guia Geológico e Geomorfológico do Parque Natural da Serra da Estrela, Instituto da Conservação da Natureza/Instituto Geológico Mineiro, Lisboa, Portugal.

Folque, J. (1976) - Características Mecânicas de Solos Deduzidas de Ensaios de Penetração,

Rev. da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Geotecnia, Portugal. Pp.73-83

Geotest (2010) - Estudo Geológico e Geotécnico - Elevador e Passadiço de Ligação entre a UBI e o Parque da Goldra, Covilhã, GEOTEST,Lda., Lisboa, Portugal.

Google Maps (2012). Mapas do Google.

Hendron, A. & Patton, F. (1985) - The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface. US Army Corps of Engineers, Technical Report GL-85-8, Washington, USA.

ISO/TS 17892-5 (E) (2004) - Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil, Part 5: Incremental loading oedometer test, Technical Specification

Jamiolkowski, M. (2004) - Tower of Pisa. Geology's role in the great works of engineering for conservation of the monument, 32nd International Geological Congress, Florence, Italy.

LNEC E 195 (1966) - *Solos: Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação.*

LNEC E197 (1966) - *Solos: Ensaio de compactação*

LNEC E 199 (1967) - *Solos: Ensaio de equivalente de areia.*

LNEC E - 218, 1968) - *Prospecção geotécnica de terrenos. Colheita de amostras.*

LNEC E 239 (1970) - *Solos: Análise granulométrica por peneiração húmida.*

Meyerhof, G. (1956) - The penetration test and bearing capacity of cohesionless soils. Jour. ASCE-SM-1.

Meyerhof, G. (1974) - Penetration testing outside Europe. General Report, Proc., European Symp. on Penetration Testing, Vol2.1, Stockholm, Sweden.

Murthy, V. N. S. (2007) - Advanced Foundation Engineering, Geotechnical Engineering Series, 1th Edition, CBS Publishers & Distributors, New Delhi, Bangalore, India.

NP 143 (1969) - Determinação dos limites de consistência, Norma Portuguesa, Port. Nº 16 586 de 14/8/1958, Port. Nº 24 163 de 5/7/1969, LNEC, Lisboa, Portugal.

NP 83 (1965) - Determinação da densidade das partículas, Norma Portuguesa, Port. Nº 21 471 de 16/8/1965, LNEC, Lisboa, Portugal.

NP 84 (1965) - Determinação do teor em água, Norma Portuguesa, Port. Nº 21 472 de

16/8/1965, LNEC, Lisboa, Portugal.

Núncio, J., Tomásio, R., Pinto, A., Plácido, P. (2012) - Soluções de Reforço e Estabilização do Muro-Cais na Base Naval de Mers-El-Kebir, Argélia, XIII Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal.

Pais, L., (2007) - Comportamento Mecânico do Solo Residual Granítico da Covilhã com Efeito de Contaminantes, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal.

PEC (2011) - Plano Estratégico da Covilhã, Programa Polis, ed. Lit., Ministério do Ambiente e Ordenamento do Território, Lisboa, Portugal.

Peck, R., et al. (1953) - Foundation Engineering, J. Wiley & Sons., New York, USA.

Pereira, A., Pita, X., Pinto, A., Monteiro, A. (2012) - Estruturas de Suporte de Aterro e Estabilização de Taludes na Autoestrada do Marão, XIII Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal

Pinheiro, E., (2008) - Rota da Lã TRANSLANA, percursos e marcas de um território de fronteira: Beira Interior (Portugal) e Comarca Tajo-Salor-Almonde (Espanha), Vol.I - Reconhecimento e valorização patrimonial, Museu de Lanifícios da Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal.

Pinheiro, E., Silva, M. (2011) - A Covilhã: uma paisagem cultural evolutiva. Algumas notas sobre a (re)construção das memórias industriais da cidade, Museu de Lanifícios da Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal.

Pinheiro, T. e Ferreira Gomes, L., (2013) - Geotechnical and Environmental Elements of Inclined Elevator of Goldra in the City of Covilhã (portugal), Twin International Conferences, 2nd Civil Engineering & 5th Concrete Future, ISBN: 978-981-07-6066-3, Covilhã, Portugal.

Roberton, P., (1990) - Soil Classification using cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, V. 27, Nº1., pp.151-158.

Schmertmann, J., (1970) - Static cone to compute static settlement over sand, Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 96, nº SM3, New York, USA.

Silva, M., Pinto, S., Quintela, A., (2012) - Arribas da Praia da Consolação. Análise de Risco e Escolha de Soluções de Estabilização, XIII Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal.

- Silva, M., Pinto, S., Quintela, A., (2012) - Arribas da Praia da Consolação. Análise de Risco e Escolha de Soluções de Estabilização, XIII Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal.
- Teixeira, C., Santos, J., Carvalho, H., Fernandes, P., Vairinho, M., (1974) - Notícia explicativa da Folha 20-B (Covilhã), Direção Geral de Minas e Serviços Geológicos, Serviços Geológicos de Portugal, Portugal.
- Teixeira, G., (2009) - Geomecânica de Solos em Ambientes Contaminados, Tese de Mestre em Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal.
- Terzaghi, K., Peck, R. (1967) - Soil Mechanics in Engineering Practice, 2ª edition, John Wiley and Sons. Inc., New York, USA.
- Tomilson, M., (1994) - Pile Design and Construction Practice, 4ª edition, E & FN Spon, London, England.
- Wikipedia (2013) - Torre Latinoamericana. Wikipedia, A Enciclopédia Livre, em site: http://es.wikipedia.org/wiki/Torre_Latinoamericana, consultado em Agosto de 2013.

ANEXO I

Estabilidade da Fundação Direta - Sapata do Elevador da Goldra

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À ROTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO - EC7/CASO A

Cálculo da tensão segurança em relação à rotura do solo de fundação							
L_{SAPATA}	[m]	7.33	L / B	2.91	Sapata retangular	δ_c	1.00
						δ_q	1.00
B_{SAPATA}	[m]	2.52				δ_γ	1.00
φ_{calc}	[°]	36	φ'	[°]	33	N'_c	38.60
						N'_q	26.10
γ_m	[-]	1.10				N'_γ	26.20
			Xd	[KPa]	563.18		

Cálculo da tensão atuante na base da sapata - Fd			
Cargas aplicadas para a situação mais desfavorável			
Elemento	Peso [KN]	Fator majorativo [-]	Carga atuante [KN]
Sapata	275.00	1.00	275.00
Laje	47.00	1.00	47.00
Sobrecarga da laje	40.00	1.50	60.00
Muros	470.00	1.00	470.00
Elevador + Sobrecarga	24.00	1.50	36.00
A_{SAPATA}	[m ²]	18.47	Fd
Carga atuante	[KN]	888.00	
			48.07

Verificação da segurança de acordo com EC7			
Capacidade de carga do terreno de fundação	Xd	[KPa]	563.18
Tensão atuante na base da sapata	Fd	[KPa]	48.07
Verificação regulamentar	$F_d \leq X_d$		

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À ROTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO - EC7/CASO B

Cálculo da tensão segurança em relação à rotura do solo de fundação									
L _{SAPATA}	[m]	7.33	L / B	2.91	Sapata retangular	δ _c	1.00		
B _{SAPATA}	[m]	2.52				δ _q	1.00		
						δ _γ	1.00		
φ _{calc}	[°]	36	φ'	[°]	36	N' _c	50.60		
						N' _q	37.80		
γ _m	[-]	1.00				N' _γ	40		
			Xd	[KPa]	859.824				

CÁLCULO DA TENSÃO ATUANTE NA BASE DA SAPATA - Fd						
Cargas aplicadas para a situação mais desfavorável						
Elemento	Peso [KN]	Fator majorativo [-]	Carga atuante [KN]			
Sapata	275.00	1.35	371.25			
Laje	47.00	1.35	63.45			
Sobrecarga da laje	40.00	1.50	60.00			
Muros	470.00	1.35	634.50			
Elevador + Sobrecarga	24.00	1.50	36.00			
A _{SAPATA}	[m ²]	18.47		Fd	[KPa]	63.08
Carga atuante	[KN]	1165.20				

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ACORDO COM EC7			
Capacidade de carga do terreno de fundação	Xd	[KPa]	859.82
Tensão atuante na base da sapata	Fd	[KPa]	63.08
Verificação regulamentar	$F_{d} \leq X_{d}$		

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À ROTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO - EC7/CASO C

Cálculo da tensão segurança em relação à rotura do solo de fundação									
L _{SAPATA}	[m]	7.33	L / B	2.91	Sapata retangular	δ _c	1.00		
						δ _q	1.00		
B _{SAPATA}	[m]	2.52				δ _γ	1.00		
φ _{calc}	[°]	36	φ'	[°]	30	N' _c	30.10		
						N' _q	18.40		
γ _m	[-]	1.25				N' _γ	15.10		
			X_d	[KPa]	324.58				

Cálculo da tensão atuante na base da sapata - F _d						
Cargas aplicadas para a situação mais desfavorável						
Elemento	Peso [KN]	Fator majorativo [-]	Carga atuante [KN]			
Sapata	275.00	1.00	275.00			
Laje	47.00	1.00	47.00			
Sobrecarga da laje	40.00	1.30	52.00			
Muros	470.00	1.00	470.00			
Elevador + Sobrecarga	24.00	1.30	31.20			
A _{SAPATA}	[m ²]	18.47	F_d	[KPa]	47.38	
Carga atuante	[KN]	888.00				

Verificação da segurança de acordo com EC7			
Capacidade de carga do terreno de fundação	X_d	[KPa]	324.58
Tensão atuante na base da sapata	F_d	[KPa]	47.38
Verificação regulamentar	$F_{d} \leq X_{d}$		

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À ROTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO -MÉTODO CLÁSSICO

Cálculo da tensão de rotura do solo de fundação							
L _{SAPATA}	[m]	7.33	L / B	2.91	Equivalente a sapata contínua	δ _c	1.00
B _{SAPATA}	[m]	2.52				δ _q	1.00
φ _{calc}	[°]	36.00	φ'	[°]	36	N' _c	50.60
FSGLOBAL	[-]	3.50				N' _q	37.80
γ _{calc}	[KN/m ³]	17.06	σ_{seg}		[KPa]	859.824	

Cálculo da tensão atuante na base da sapata - σ _{aplicar}							
Cargas aplicadas para a situação mais desfavorável							
Elemento	Peso [KN]	Factor majorativo [-]	Carga actuante [KN]				
Sapata	275.00	1.00	275.00				
Laje	47.00	1.00	47.00				
Sobrecarga da laje	40.00	1.00	40.00				
Muros	470.00	1.00	470.00				
Elevador + Sobrecarga	24.00	1.00	24.00				
A _{SAPATA}	[m ²]	18.47	σ_{aplicar}		[KPa]	46.34	
Carga atuante	[KN]	856.00					

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA			
Capacidade de carga do terreno de fundação	σ_r	[KPa]	245.664
Tensão atuante na base da sapata	σ_{aplicar}	[KPa]	46.34
Verificação regulamentar	σ_{aplicar} ≤ σ_{seg}		

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA RELATIVA AOS ASSENTAMENTOS ADMISSÍVEIS

Parâmetros de compressibilidade do solo sob a base da sapata e características geométricas da secção					
γ_{calc} [KN/m ³]	17.06	E [KN/m ²]	49600	μ_{calc} [-]	0.4
L_{SAPATA}	[m]	7.33	L/B	2.91	Sapata retangular
B_{SAPATA}	[m]	2.52			
Tensão atuante na base da sapata	[KPa]	46.34			
D	[m]	5.50			

Fator adimensional que depende das variáveis compostas z/B e L/B					I_3	
PONTO A	$z(A)$	[m]	0.00	I_{3A}	[-]	1.783
	n_1	[-]	0.00			
	m_1	[-]	2.91			
PONTO B	$z(A)$	[m]	3.50	I_{3B}	[-]	1.411
	n_1	[-]	1.39			
	m_1	[-]	2.91			
I_3 - CAMADA GRS				[-]	0.372	

Correção do assentamento instantâneo devido à profundidade					I_6
D/B	[-]	2.18	I_6	[-]	0.68
L/B	[-]	2.91			
μ	[-]	0.00			
Cálculo de assentamento instantâneo					S_{ireal}
$S_{ireal/camadaGRS}$		[mm]	0.497		
Determinação da distorção angular provável					(δ/L)
$S_{ireal/camadaGRS}$		[-]	1/2000		

Verificação da segurança			
Distorção angular admissível	$(\delta/L)_{ADM}$	[-]	1/300
Distorção angular provável	$(\delta/L)_{PROV}$	[-]	1/2000
Verificação regulamentar	VERIFICA		

Observações:

- 1- O cálculo da capacidade de carga do solo de fundação foi efetuado de acordo com a equação da capacidade de carga proposta por Terzaghi.
- 2- De acordo com o relatório geotécnico, uma vez que a unidade geotécnica GRS é um solo arenoso resulta num valor de coesão nulo, pelo que a primeira parcela da equação da capacidade de carga toma igualmente valor nulo.
- 3- Com o objetivo de se obter um valor do lado da segurança optou-se por considerar o valor de sobrecarga nulo, pelo que a segunda parcela da equação da capacidade de carga toma igualmente um valor nulo.
- 4- De acordo com o relatório geotécnico o nível freático encontra-se a uma profundidade tal que não tem qualquer tipo de influência na capacidade de carga do solo de fundação.
- 5- Relativamente ao cálculo da tensão aplicada na base da sapata foram consideradas as cargas que contam no projeto de estruturas e fundações.

ANEXO II

**Estabilidade das Fundações por Microestacas do Elevador da
Goldra**

Apoios Intermédios

Características geométricas da fundação			
Número de microestacas no maciço de encabeçamento	[-]		4.00
Diâmetro da microestaca	D_m	[mm]	88.90
Diâmetro do furo	D_f	[mm]	200.00

Verificação do efeito de grupo			
Afastamento máximo entre as microestacas	[m]		2.26
Espaçamento máximo para que se verifique efeito de grupo	$7,5D_m$	[m]	0.67
			NÃO VERIFICA EFEITO DE GRUPO

Apoio intermédio 1 - Esquerdo

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca	GR		
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	63.00
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	395.84

Cálculo da resistência lateral - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			Q_{s1}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	6.43
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	109.70
Coeficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	27.00
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	4.04
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	112.91

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			Q_{s2}
Espeçura da camada referente à unidade geotécnica GR	e	[m]	1.70
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	35.70
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GR	A_s	[m ²]	1.07
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR	Q_{s2}	[KN]	12.74
Resistência lateral total da microestaca	Q_{st}	[KN]	125.65

Cálculo da força atuante em cada microestaca - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	19.31
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	32.60
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	16.27
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	4.07

Verificação de segurança			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	77.20
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	4.07
Verificação de segurança	VERIFICA		

Apoio intermédio 1 - Direito

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca	GR		
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	63.00
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	395.84

Cálculo da resistência lateral - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			Q_{s1}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	4.62
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	78.82
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	31.50
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	2.90
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	70.10

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			Q_{s2}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GR	e	[m]	4.97
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	104.37
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GR	A_s	[m ²]	3.12
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR	Q_{s2}	[KN]	108.89
Resistência lateral total da microestaca	Q_{st}	[KN]	178.99

Cálculo da força atuante em cada microestaca - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	19.31
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	32.60
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	16.27
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	4.07

Verificação de segurança			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	61.96
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	4.07
Verificação de segurança	VERIFICA		

Apoio intermédio 2 - Esquerdo

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca	GR		
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	63.00
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	395.84

Cálculo da resistência lateral - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			<u>Q_{s1}</u>
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	5.90
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	100.65
Coeficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	31.50
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	3.71
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	114.33

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			<u>Q_{s2}</u>
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	0.00
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	0.00
Coeficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	0.00
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s2}	[KN]	0.00
Resistência lateral total da microestaca	Q_{st}	[KN]	114.33

Cálculo da força atuante em cada microestaca - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	35.83
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	32.60
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	30.19
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	7.55

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	80.43
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	7.55
Verificação de segurança	VERIFICA		

Apoio intermédio 2 - Direito

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca	<u>GR</u>		
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	63.00
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	395.84

CÁLCULO DA RESISTÊNCIA LATERAL - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			<u>Q_{s1}</u>
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	5.04
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	85.98
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	31.50
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	3.17
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	83.43

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			<u>Q_{s2}</u>
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GR	e	[m]	3.28
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	68.88
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GR	A_s	[m ²]	2.06
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR	Q_{s2}	[KN]	47.43
Resistência lateral total da microestaca	Q_{st}	[KN]	130.85

CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE EM CADA MICROESTACA - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	35.83
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	32.60
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	30.19
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	7.55

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	75.71
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	7.55
Verificação de segurança	VERIFICA		

Apoio intermédio 3 - Esquerdo

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca	<u>GRS</u>		
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	51.18
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	321.57

CÁLCULO DA RESISTÊNCIA LATERAL - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			<u>Q_{s1}</u>
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	2.36
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	40.26
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	31.50
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	1.48
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	18.29

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			Q_{s2}
Espeçura da camada referente à unidade geotécnica GR	e	[m]	0.00
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	0.00
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GR	A_s	[m ²]	0.00
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			Q_{s2} [KN] 0.00
Resistência lateral total da microestaca			Q_{st} [KN] 18.29

CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE EM CADA MICROESTACA - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	35.89
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	32.60
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	30.24
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	7.56

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	86.65
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	7.56
Verificação de segurança	VERIFICA		

Apoio intermédio 3 - Direito

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca	GRS		
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	51.18
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	321.57

Cálculo da resistência lateral - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			Q_{s1}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	5.49
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	93.66
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	31.50
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	3.45
Resistência lateral da microestaca relativa á unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	98.99

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			Q_{s2}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GR	e	[m]	0.31
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	6.51
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GR	A_s	[m ²]	0.19
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR	Q_{s2}	[KN]	0.42
Resistência lateral total da microestaca	Q_{st}	[KN]	99.41

Cálculo da força atuante em cada microestaca - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	35.89
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	32.60
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	30.24
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	7.56

Verificação de segurança			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	63.47
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	7.56
Verificação de segurança	VERIFICA		

Apoio intermédio 4 - Esquerdo

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca		GRS	
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	51.18
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	321.57

Cálculo da resistência lateral - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			Q_{s1}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	2.27
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	38.73
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	31.50
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	1.43
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	16.92

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			Q_{s2}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GR	e	[m]	0.00
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	0.00
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GR	A_s	[m ²]	0.00
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR	Q_{s2}	[KN]	0.00
Resistência lateral total da microestaca	Q_{st}	[KN]	16.92

Cálculo da força atuante em cada microestaca - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	19.28
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	32.60
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	16.24
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	4.06

Verificação de segurança			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	87.04
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	4.06
Verificação de segurança	VERIFICA		

Apoio intermédio 4 - Direito

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca	GRS		
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	51.18
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	321.57

Cálculo da resistência lateral - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			Q_{s1}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	4.81
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	82.06
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	31.50
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	3.02
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	75.99

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			Q_{s2}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GR	e	[m]	0.00
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	0.00
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GR	A_s	[m ²]	0.00
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR	Q_{s2}	[KN]	0.00
Resistência lateral total da microestaca	Q_{st}	[KN]	75.99

Cálculo da força atuante em cada microestaca - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	19.28
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	32.60
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	16.24
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	4.06

Verificação de segurança			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	70.17
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	4.06
Verificação de segurança	VERIFICA		

Paragem-terminal Inferior

Características geométricas da fundação			
Número de microestacas no maciço de encabeçamento	[-]		6.00
Diâmetro da microestaca	D_m	[mm]	88.90
Diâmetro do furo	D_f	[mm]	200.00

Verificação do efeito de grupo			
Afastamento máximo entre as microestacas	[m]		2.52
Espaçamento máximo para que se verifique efeito de grupo	$7,5D_m$	[m]	0.67
NÃO VERIFICA EFEITO DE GRUPO			

Determinação da resistência de ponta da microestaca - Q_b			
Solo onde assenta a face inferior da microestaca	GRS		
Área da face inferior do furo	A_b	[m ²]	0.031
Fator da capacidade de carga	N_q	[-]	200.00
Tensão afetiva vertical no terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	51.18
Resistência de ponta da microestaca	Q_b	[KN]	321.57

Cálculo da resistência lateral - Q_s			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS			Q_{s1}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GRS	e	[m]	5.30
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	90.42
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	31.50
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GRS	A_s	[m ²]	3.33
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GRS	Q_{s1}	[KN]	92.26

Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR			Q_{s2}
Espessura da camada referente à unidade geotécnica GR	e	[m]	0.00
Tensão afetiva vertical do terreno ao nível da base	σ'_v	[KPa]	0.00
Coefficiente de impulso (coeficiente de impulso em repouso, k_0)	K_s	[-]	1.00
Ângulo de atrito terreno-estaca	δ	[°]	33.75
Área do fuste em contacto com a unidade geotécnica GR	A_s	[m ²]	0.00
Resistência lateral da microestaca relativa à unidade geotécnica GR	Q_{s2}	[KN]	0.00
Resistência lateral total da microestaca	Q_{st}	[KN]	92.26

Cálculo da força atuante em cada microestaca - Q_s			
Reação normal ao talude no maciço de encabeçamento	F_1	[KN]	50.29
Ângulo entre o talude e a horizontal	θ	[°]	0.00
Reação normal ao maciço de encabeçamento	F_2	[KN]	50.29
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	12.57

Verificação de segurança			
Resistência total afetada pelo fator de segurança da microestaca ($Q_{st} + Q_b$)	F_{seg}	[KN]	65.52
Força atuante sobre cada microestaca	$F_{atuante}$	[KN]	12.57
Verificação de segurança	VERIFICA		

ANEXO III

Estabilidade das Pregagens do Elevador da Goldra

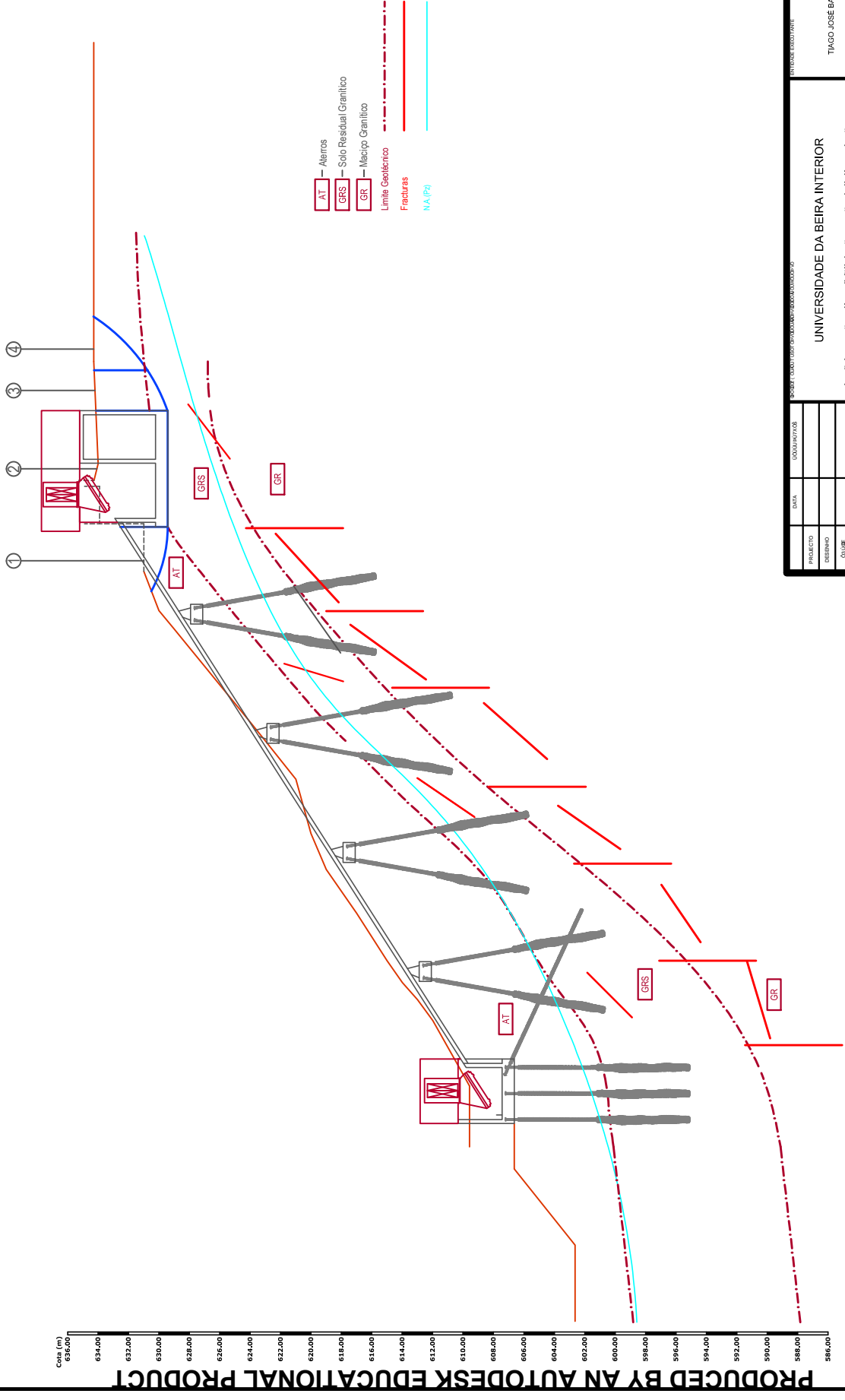
Cálculo da força atuante na pregagem		
Reação horizontal	Ângulo entre pregagem e horizontal	Força aplicada
[KN]	[°]	[KN]
31.68	30.00	27.43

Cálculo da força tangencial resistente da pregagem								
Área	Unidade Geotécnica	Altura média	Peso volúmico do solo	σ'_v	Força resultante	Componente normal	Ângulo atrito AT	Força Resistente
[-]	[-]	[m]	[KN/m ³]	[KN/m ²]	[KN/m]	[KN]	[°]	[KN]
A1	AT	3.58	16.00	57.28	1716.68	242.00	27.00	123.31
	GRS	0.00	17.10					
A2	AT	9.41	16.00	150.56				
	GRS	0.00	17.10					
A3	AT	13.40	16.00	214.40				
	GRS	0.00	17.10					
A4	AT	13.56	16.00	275.27				
	GRS	3.41	17.10					
A5	AT	13.13	16.00	337.30				
	GRS	7.44	17.10					
Ângulo entre a pregagem e a vertical	[°]	70.00	Fator de segurança		3.00			

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA PREGAGEM			
Força atuante sobre a pregagem	$F_{atuante}$	[KN]	27.43
Força resistente da pregagem afetada do fator de segurança	$F_{resistente}$	[KN]	41.10
Verificação da segurança	VERIFICA		

ANEXO IV - A

**Estabilidade do Talude do Elevador da Goldra: Superfícies
potenciais de rotura**



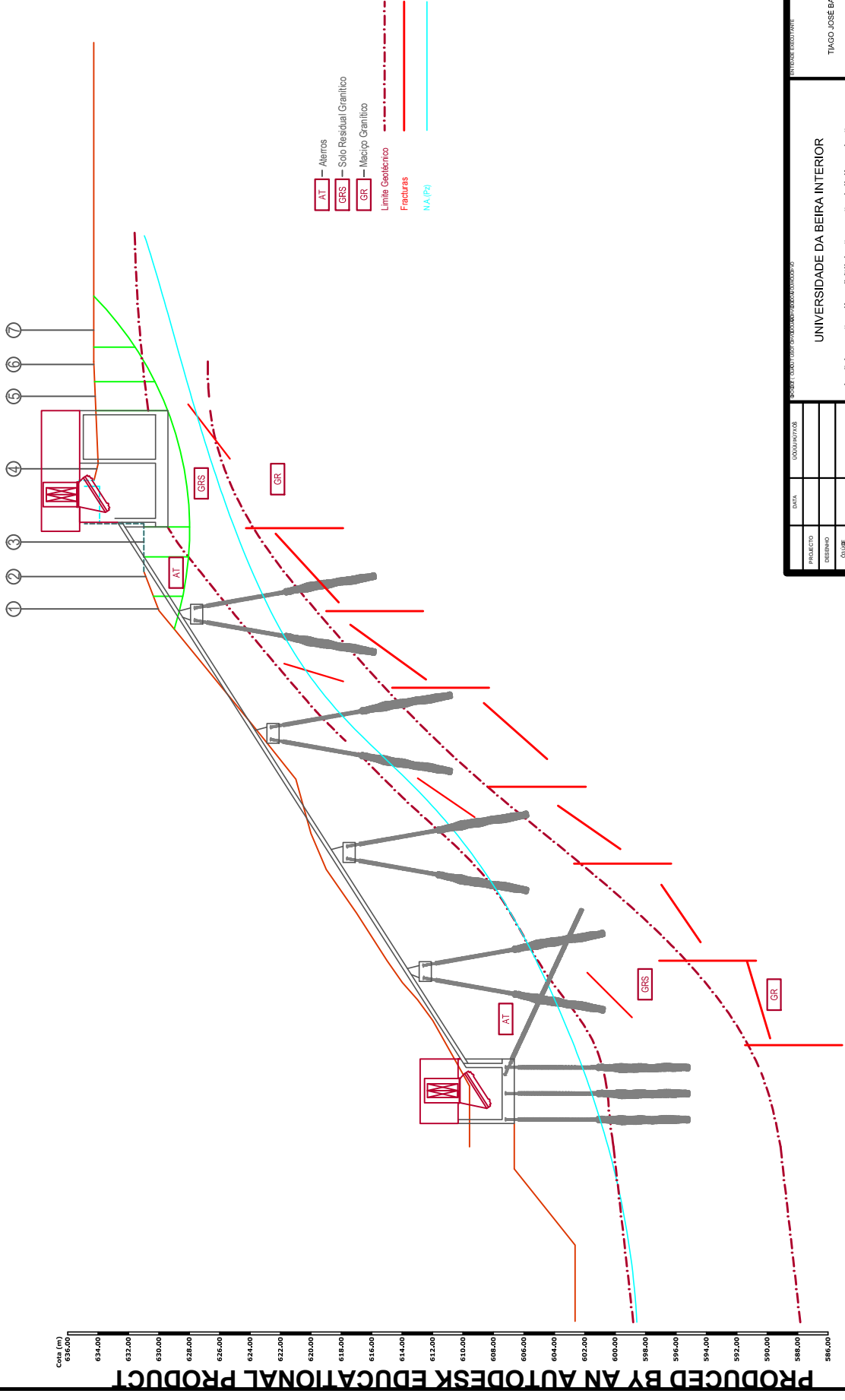
- AT — Aléios
- GRS — Solo Residual Granítico
- GR — Maciço Granítico
- Limite Geotécnico
- Fracturas
- MA (P)

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

PROJETO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		1	
CÓDICE		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE		1	
AUTOR		Cenário de Rotura 1		1	
Escala		1:250		1	
TÍTULO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE		1	
AUTOR		Cenário de Rotura 1		1	

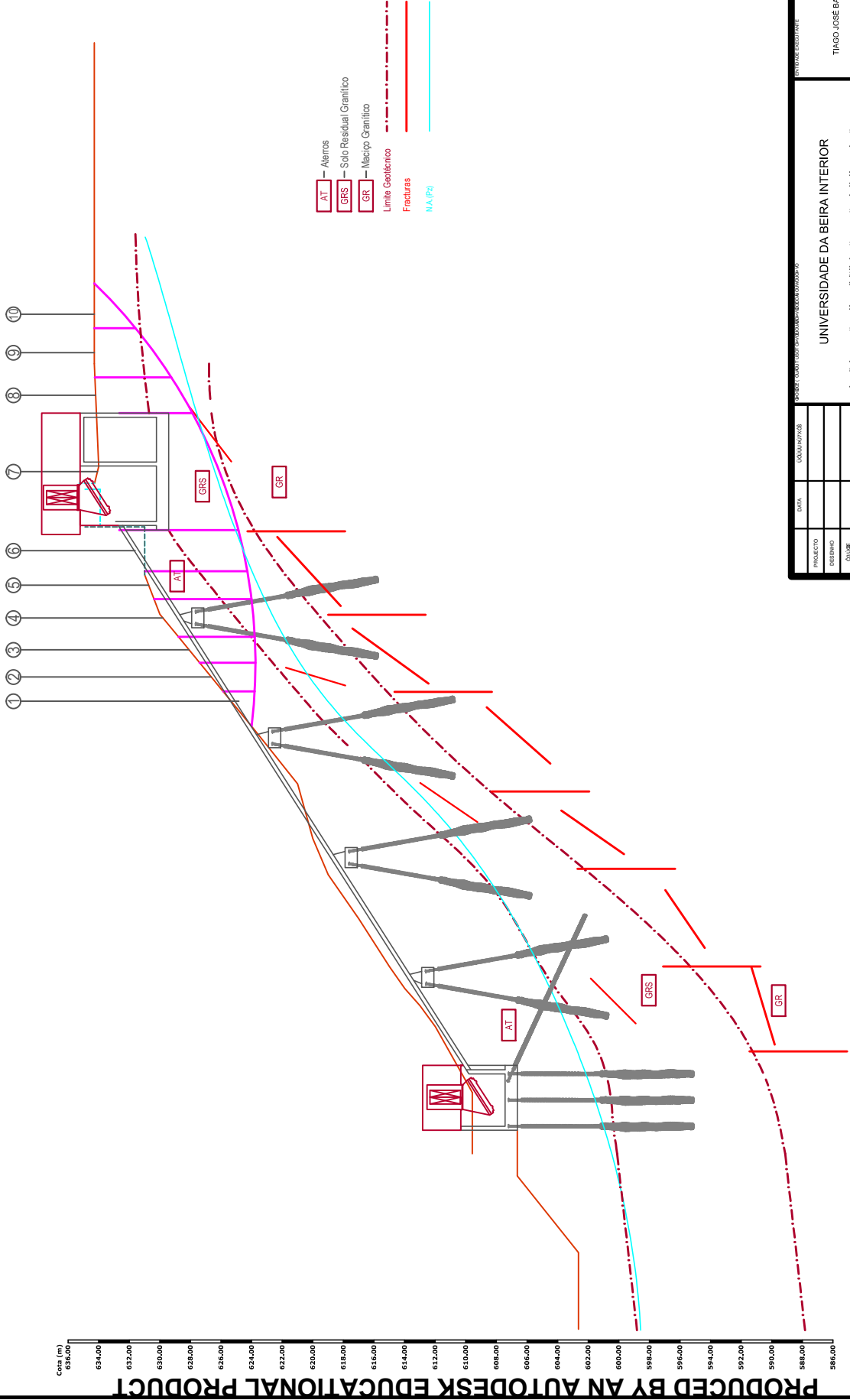


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

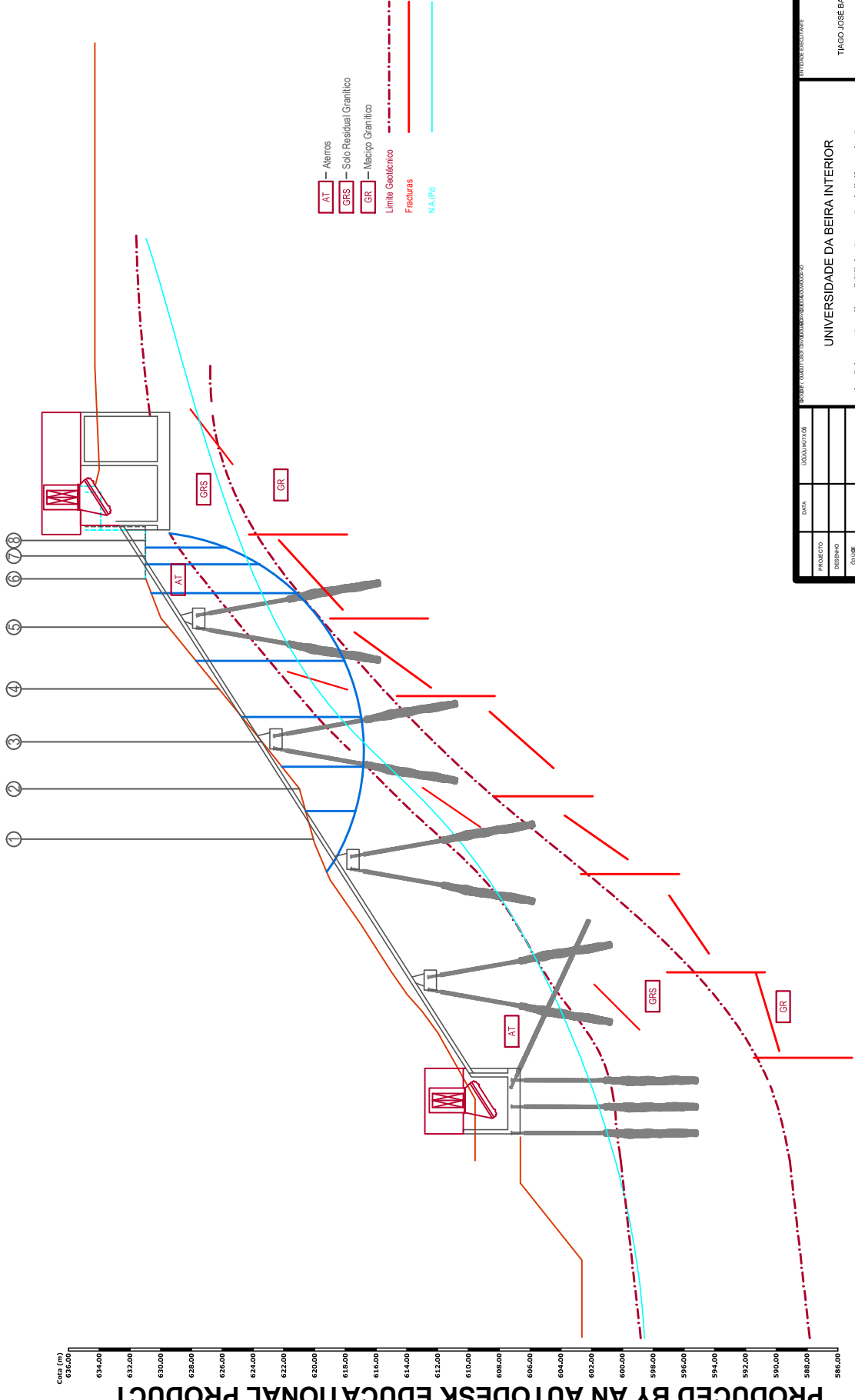
PROJETO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		2	
CÓDIGO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE			
AUTOR		Cenário de Rotura 2			
ESCALA		1:250			
DATA					
LOCALIZAÇÃO					
PROJETO					
DESENHO					
CÓDIGO					
AUTOR					
ESCALA					
DATA					



AT — Alveiros
GRS — Solo Residual Granítico
GR — Maciço Granítico
 Limite Geotécnico
 Fracturas
 MA (Pa)

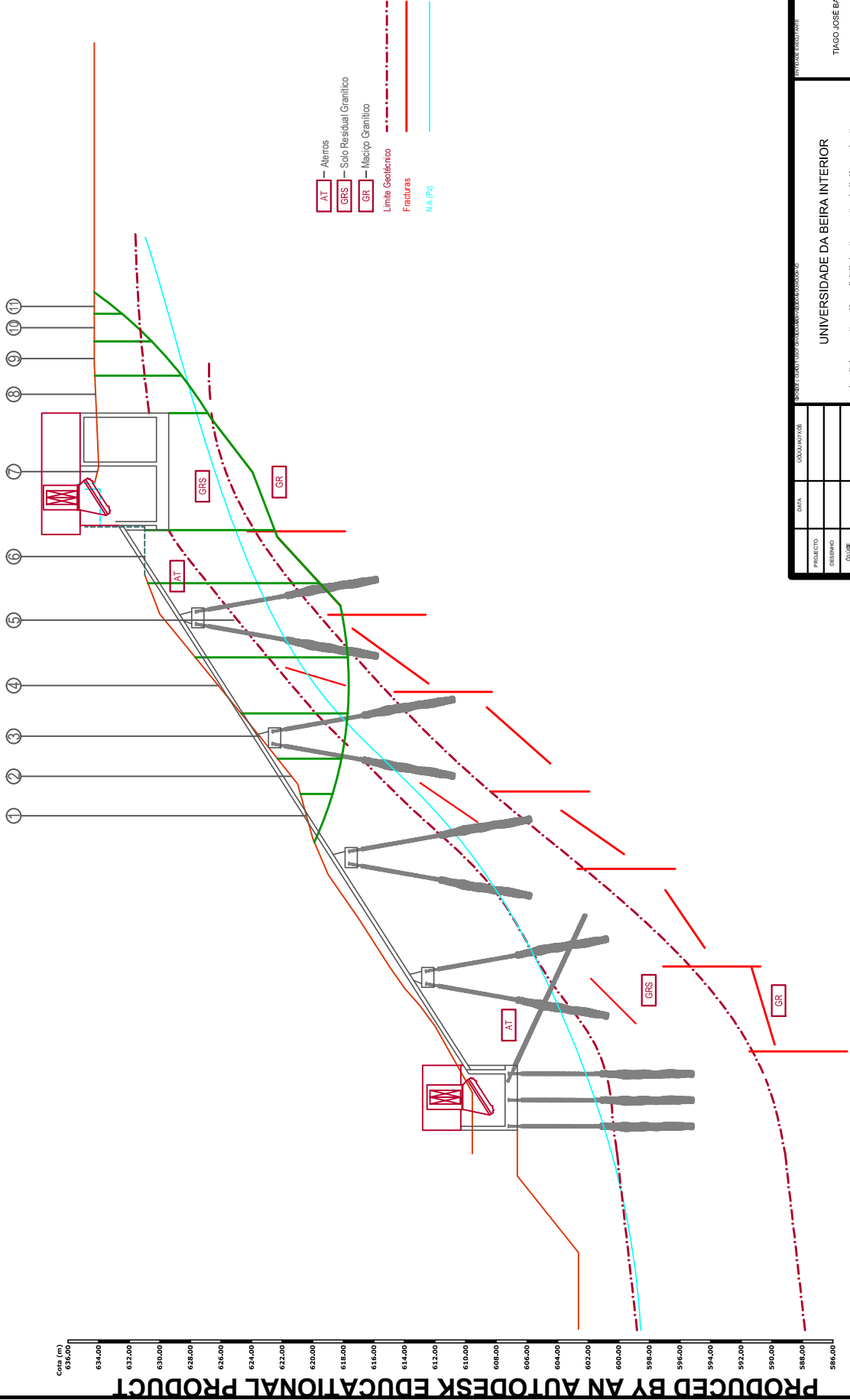
Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

PROJECTO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		3	
CÓDICE		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE			
AUTOR		Cenário de Rotura 3			
ESCALA		1:250			
TÍTULO					
DATA					
LOCALIZAÇÃO					
PROFESSOR					
ALUNO					
INSTITUTO					
CURSO					
MÓDULO					
MATERIA					



Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

PROJECTO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		4	
CÓDICE		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE			
AUTOR		Cenário de Rotura 4			
Escala		1:250			
DATA					
LOCALIZAÇÃO					
PROFESSOR					
ALUNO					
MATRÍCULA					

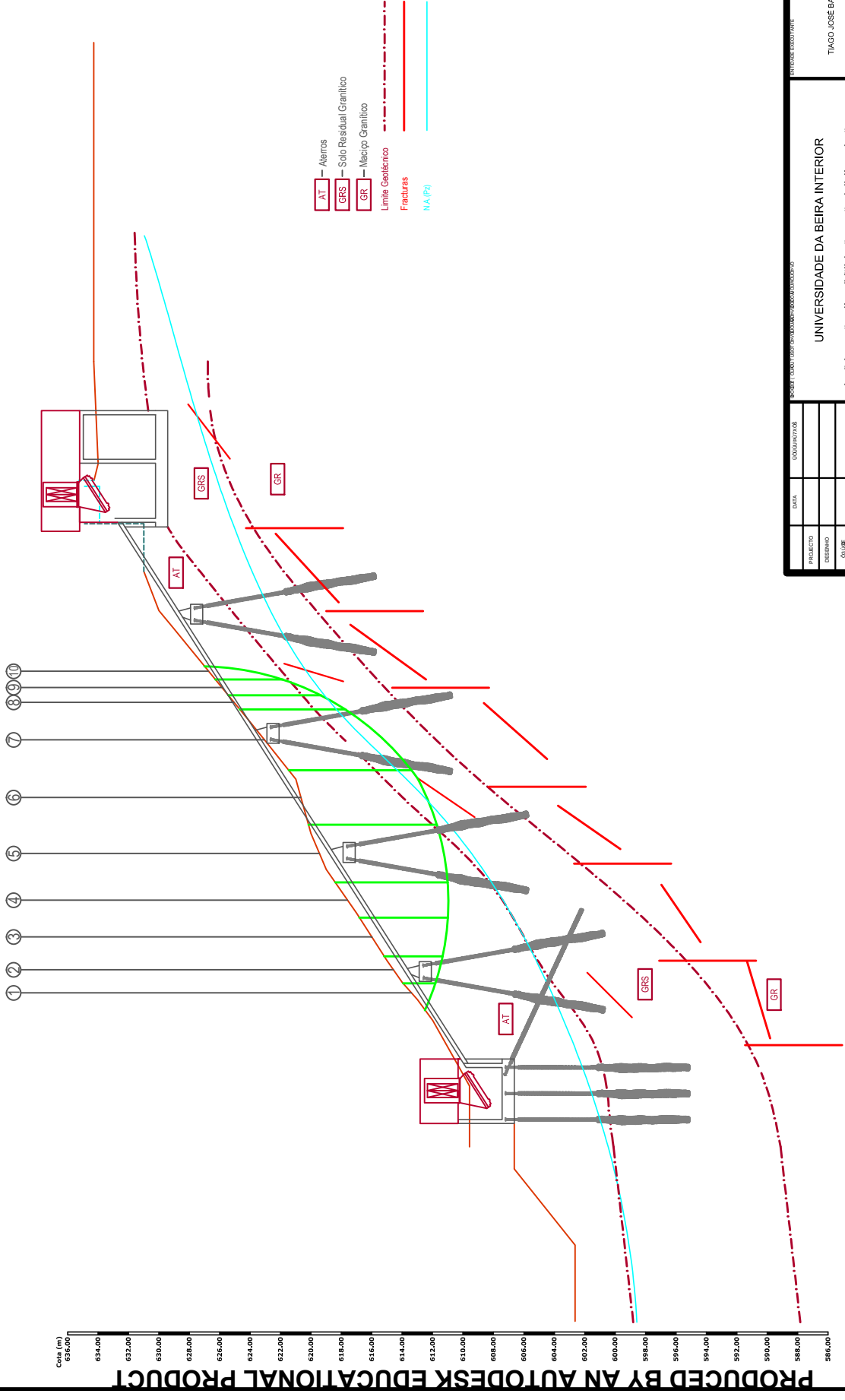


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

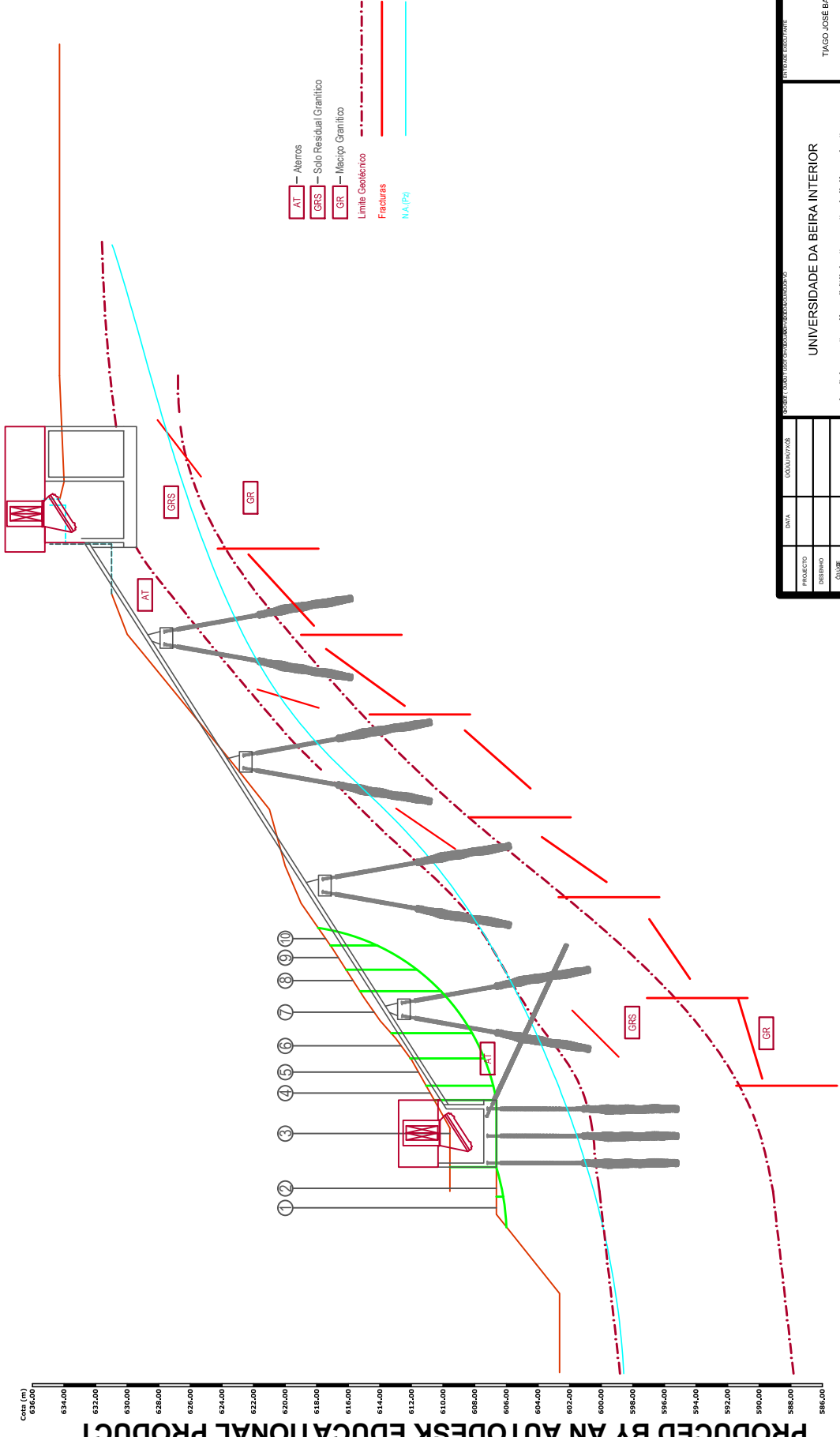
PROJETO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		5	
CÓDIGO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE		Cenário de Rotura 5	
AUTOR		1:250		5	
TÍTULO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE		5	
AUTOR		Cenário de Rotura 5		5	



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

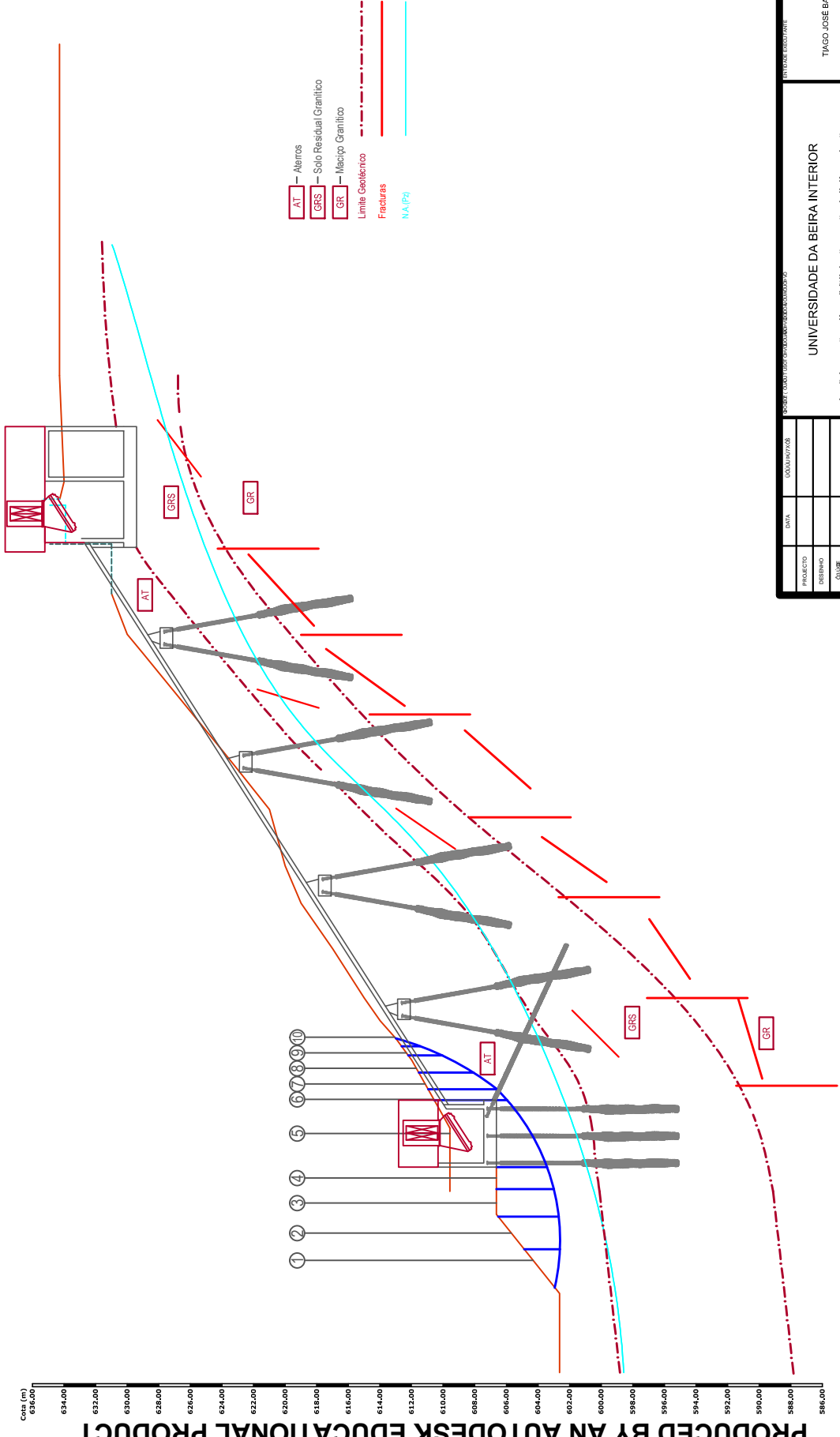
PROJECTO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		6	
CÓDICE		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE			
AUTOR		Cenário de Rotura 6			
Escala		1:250			
TÍTULO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR			
AUTOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO			
Escala		1:250			

Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros



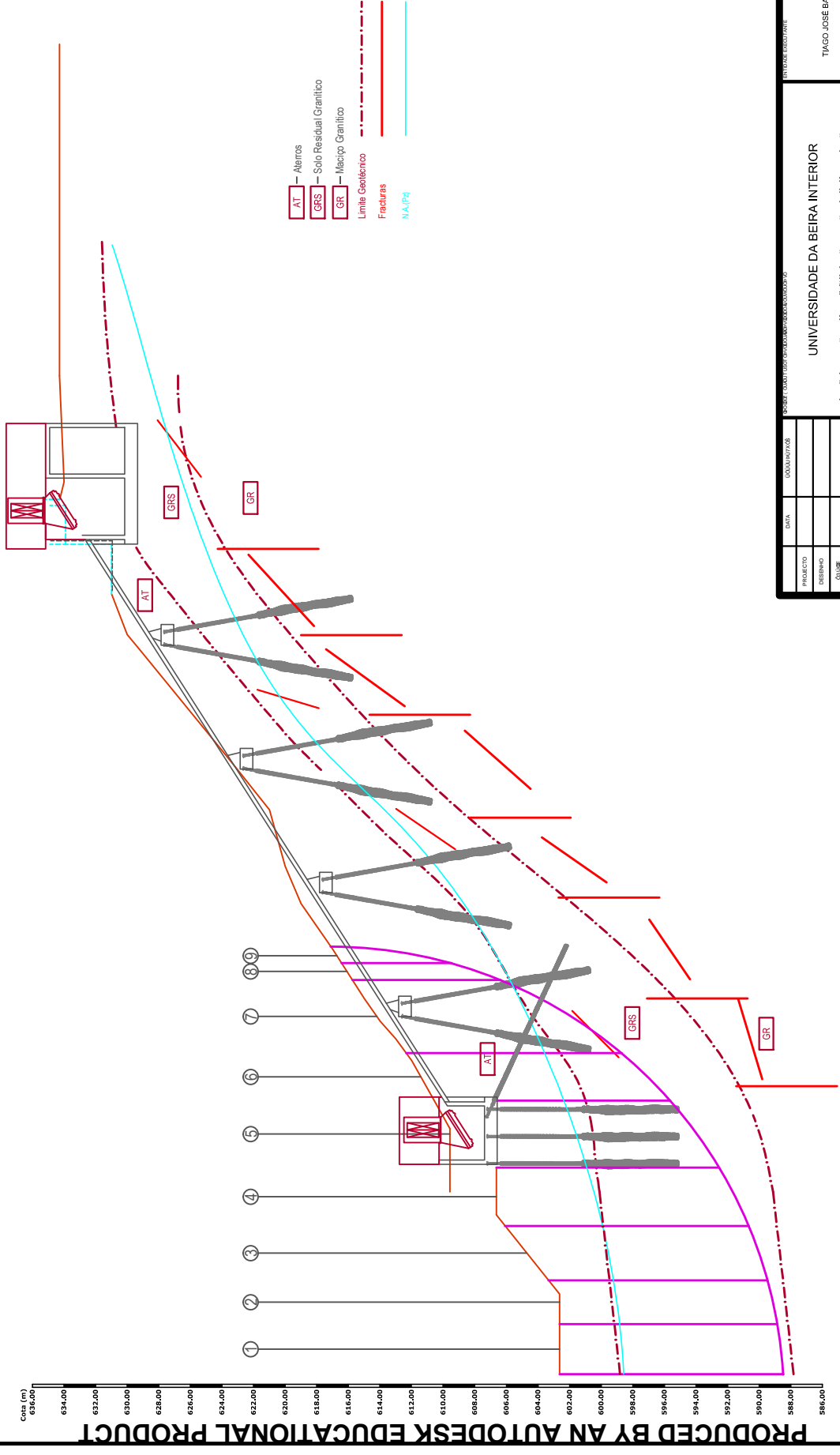
Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

PROJETO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		7	
CÓDIGO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE			
AUTOR		CENÁRIO DE ROTURA 7			
ESCALA		1:250			



Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

PROJECTO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		8	
CÓDIGO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE			
AUTOR		Cenário de Rotura 8			
ESCALA		1:250			
DATA					
LOCALIZAÇÃO					
PROFESSOR					
ALUNO					
MATRÍCULA					

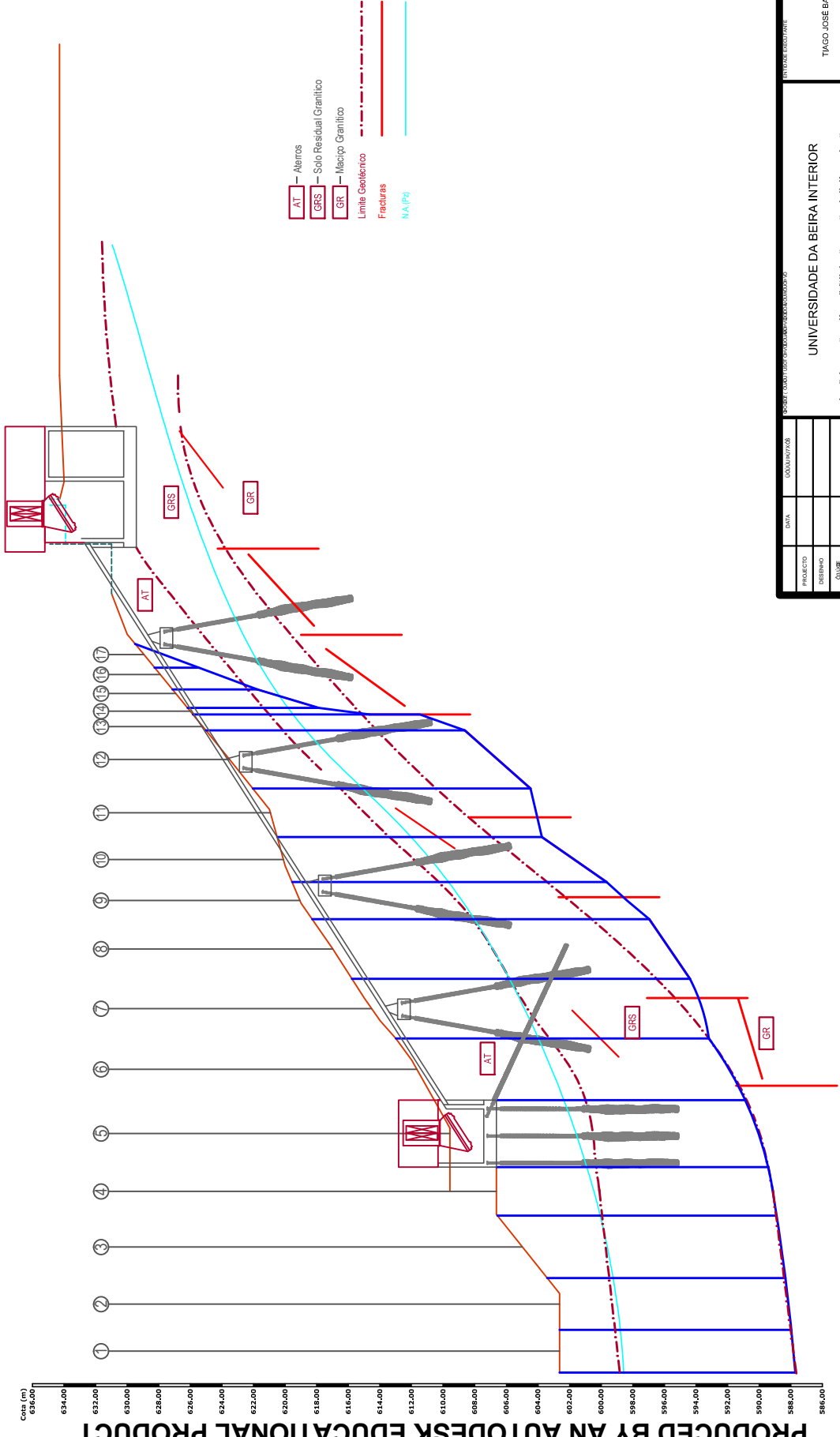


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

PROJECTO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
CÓDIGO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
AUTOR		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
TÍTULO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		9	
SUB-TÍTULO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE			
CENÁRIO		Cenário de Rótura 9			
ESCALA		1:250			

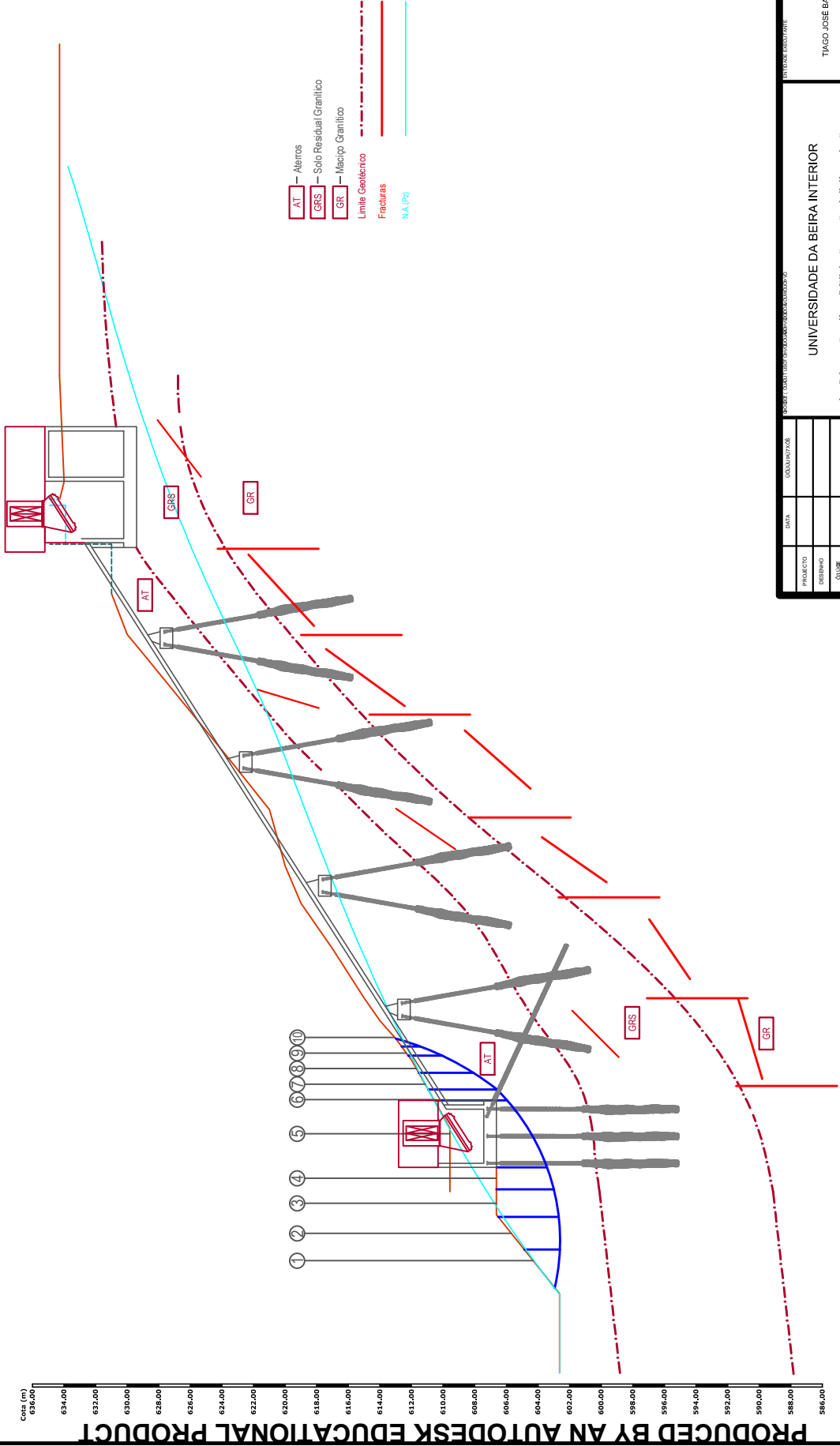


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Nota: As colagens apresentadas encontram-se em metros

PROJECTO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESIGNADO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA		10	
TÍTULO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE			
AUTOR		Cenário de Retura 10			
ESCALA		1:250			
DATA					
LOCALIZAÇÃO					
PROFESSOR					
ALUNO					
MATRÍCULA					
NOME					



- AT - Alveiros
- GRS - Solo Residual Granítico
- GR - Maciço Granítico
- Limite Geotécnico
- Fracturas
- NA (P)

Nota: As cotagens apresentadas encontram-se em metros

PROJECTO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
DESENHO		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
CÓDICE		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
AUTOR		UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR		TIAGO JOSÉ BAPTISTA PINHEIRO	
TÍTULO		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO ELEVADOR DA GOLDRA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE Cenário de Retura 11		11	
ESCALA		1:250		11	

ANEXO IV - B

Estabilidade do Talude do Elevador da Goldra: Cálculos detalhados

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA Á ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 1
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 1

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Áltura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	4.22	4.36	1.31	4.22	20.92	-14.36	-0.26	27.00	0.51	0.00	0.00	-5.19	20.27	-5.19	-5.19
2	GRS	7.63	7.63	0.00	7.63	63.08	0.00	0.00	36.00	0.73	20.00	0.00	0.00	63.08	152.70	0.00
3	AT	2.65	2.96	4.23	2.65	68.54	26.29	0.49	27.00	0.51	0.00	0.00	30.36	61.45	30.36	30.36
4	AT	2.54	5.02	2.63	2.54	42.09	59.56	1.70	27.00	0.51	0.00	0.00	36.29	21.32	36.29	36.29
5																
6																
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																

FS	3.48
-----------	-------------

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 2
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 2

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	1.67	2.23	1.41	1.67	22.63	-41.54	-0.89	27.00	0.51	0.00	0.00	-15.01	16.94	-15.01	-15.01
2	AT	2.59	2.61	2.66	2.59	42.60	-8.30	-0.15	27.00	0.51	0.00	0.00	-6.15	42.15	-6.15	-6.15
3	AT/GRS	1.98	1.98	3.00	1.98	48.89	-2.23	-0.04	36.00	0.73	20.00	0.00	-1.90	48.85	37.68	-1.90
4	AT/GRS	7.63	7.77	1.08	7.63	81.44	10.68	0.19	36.00	0.73	20.00	0.00	15.09	80.03	167.79	15.09
5	AT/GRS	1.90	2.08	4.38	1.90	71.37	23.72	0.44	36.00	0.73	20.00	0.00	28.71	65.34	66.72	28.71
6	AT/GRS	2.27	2.62	3.43	2.27	55.42	29.92	0.58	36.00	0.73	20.00	0.00	27.64	48.03	73.10	27.64
7	AT/GRS	2.27	4.33	1.93	2.27	30.83	58.33	1.62	27.00	0.51	20.00	0.00	26.24	16.18	71.66	26.24
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																

FS	5.30
-----------	-------------

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 3
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 3

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	1.28	2.30	1.51	1.28	24.14	-56.29	-1.50	27.00	0.51	0.00	0.00	-20.08	13.40	-20.08	-20.08
2	AT	1.88	1.88	2.87	1.88	45.96	-1.56	-0.03	27.00	0.51	0.00	0.00	-1.25	45.94	-1.25	-1.25
3	AT	1.68	1.68	4.33	1.68	69.25	1.40	0.02	27.00	0.51	0.00	0.00	1.69	69.23	1.69	1.69
4	AT/GRS	2.47	2.48	5.92	2.47	107.53	4.93	0.09	36.00	0.73	20.00	0.00	9.25	107.13	58.74	9.25
5	AT/GRS	1.82	1.84	6.61	1.82	108.53	8.52	0.15	36.00	0.73	20.00	0.00	16.08	107.33	52.45	16.08
6	AT/GRS	2.69	2.76	4.21	2.69	71.67	12.34	0.22	36.00	0.73	20.00	0.00	15.31	70.01	69.20	15.31
7	AT/GRS	7.63	8.20	3.31	7.63	119.59	21.46	0.39	36.00	0.73	20.00	3.01	43.75	111.30	195.26	43.75
8	AT/GRS	2.34	2.72	5.67	2.34	93.00	30.55	0.59	36.00	0.73	20.00	0.00	47.27	80.09	94.16	47.27
9	AT/GRS	3.21	3.97	3.94	3.21	64.11	36.11	0.73	36.00	0.73	20.00	0.00	37.78	51.80	101.92	37.78
10	AT	2.20	3.98	1.75	2.20	28.06	56.41	1.51	27.00	0.51	0.00	0.00	23.38	15.53	23.38	23.38
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																

FS	3.32
-----------	-------------

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 4
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 4

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	3.58	4.37	2.10	3.58	33.57	-34.96	-0.70	27.00	0.51	0.00	0.00	-19.24	27.51	-19.24	-19.24
2	AT	2.87	2.92	3.98	2.87	63.67	-10.04	-0.18	27.00	0.51	0.00	0.00	-11.10	62.70	-11.10	-11.10
3	AT/GRS	3.23	3.24	6.61	3.23	119.94	2.38	0.04	36.00	0.73	20.00	7.81	4.99	119.83	69.32	4.99
4	AT/GRS	3.65	3.81	8.84	3.65	145.74	16.59	0.30	36.00	0.73	20.00	25.86	41.62	139.67	106.95	41.62
5	AT/GRS/GR	4.39	5.37	10.22	4.39	126.45	35.16	0.70	45.00	1.00	20.00	31.07	72.82	103.38	138.66	72.82
6	AT/GRS	1.87	3.05	8.78	1.87	145.84	52.18	1.29	36.00	0.73	20.00	15.63	115.21	89.42	132.46	115.21
7	AT/GRS	1.10	2.44	6.47	1.10	107.62	63.26	1.98	36.00	0.73	20.00	0.00	96.11	48.42	118.11	96.11
8	AT/GRS	0.87	3.79	4.01	0.87	66.34	76.78	4.26	36.00	0.73	20.00	0.00	64.58	15.17	81.94	64.58
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																

FS 1.69

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 5
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 5

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	2.85	3.38	1.24	2.85	19.88	-32.46	-0.64	27.00	0.51	0.00	0.00	-10.67	16.78	-10.67	-10.67
2	AT	2.29	2.36	3.02	2.29	48.27	-14.11	-0.25	27.00	0.51	0.00	0.00	-11.77	46.81	-11.77	-11.77
3	AT/GRS	2.96	2.99	5.63	2.96	125.16	-7.86	-0.14	36.00	0.73	20.00	0.00	-17.12	123.98	42.12	-17.12
4	AT/GRS	3.66	3.67	8.55	3.66	140.78	-1.89	-0.03	36.00	0.73	20.00	21.97	-4.65	140.70	69.36	-4.65
5	AT/GRS/GR	4.85	5.19	11.68	4.85	212.69	20.87	0.38	25.00	0.47	80.00	44.72	75.78	198.73	446.66	75.78
6	AT/GRS/GR	3.47	4.56	9.85	3.47	171.14	40.38	0.85	25.00	0.47	50.00	32.34	110.87	130.37	256.89	110.87
7	AT/GRS/GR	7.63	8.80	5.44	7.63	162.63	29.78	0.57	25.00	0.47	50.00	24.27	80.78	141.15	448.63	80.78
8	AT/GRS	2.46	2.99	6.53	2.46	107.65	34.78	0.69	36.00	0.73	20.00	2.86	61.40	88.42	108.59	61.40
9	AT/GRS	2.23	2.96	4.79	2.23	78.72	41.10	0.87	36.00	0.73	20.00	0.00	51.75	59.33	96.32	51.75
10	AT	1.81	2.66	2.84	1.81	45.47	47.06	1.07	27.00	0.51	0.00	0.00	33.29	30.97	33.29	33.29
11	AT	0.90	2.30	1.28	0.90	20.40	67.00	2.36	27.00	0.51	0.00	0.00	18.78	7.97	18.78	18.78
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
															FS	3.86

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 6
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 6

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	1.22	1.88	1.37	1.22	21.94	-49.46	-1.17	27.00	0.51	0.00	0.00	-16.68	14.26	-16.68	-16.68
2	AT	1.79	1.85	3.04	1.79	85.65	-15.11	-0.27	27.00	0.51	0.00	0.00	-22.32	82.69	-22.32	-22.32
3	AT	2.53	2.56	4.89	2.53	78.29	-7.77	-0.14	27.00	0.51	0.00	0.00	-10.59	77.57	-10.59	-10.59
4	AT	2.32	2.32	5.74	2.32	91.84	0.00	0.00	27.00	0.51	0.00	0.00	0.00	91.84	0.00	0.00
5	AT	3.80	3.87	8.19	3.80	169.83	10.65	0.19	27.00	0.51	0.00	0.00	31.38	166.90	31.38	31.38
6	AT/GRS	3.57	3.94	8.29	3.57	134.28	24.94	0.46	36.00	0.73	20.00	10.02	56.61	121.76	123.43	56.61
7	AT/GRS	4.00	5.92	7.87	4.00	137.88	47.43	1.09	36.00	0.73	20.00	15.42	101.54	93.27	164.83	101.54
8	AT/GRS	0.92	1.84	6.59	0.92	107.19	60.08	1.74	36.00	0.73	20.00	4.05	92.90	53.47	104.24	92.90
9	AT/GRS	1.04	2.73	5.40	1.04	87.07	67.50	2.41	36.00	0.73	20.00	0.00	80.44	33.32	101.30	80.44
10	AT	0.72	5.22	3.47	0.72	55.45	82.04	7.15	27.00	0.51	0.00	0.00	54.92	7.68	54.92	54.92
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																

FS 1.44

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 7
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 7

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	1.40	1.93	0.55	1.40	8.72	43.47	0.95	27.00	0.51	0.00	0.00	6.00	6.33	6.00	6.00
2	AT	1.07	1.93	0.34	1.07	5.51	56.15	1.49	27.00	0.51	0.00	0.00	4.57	3.07	4.57	4.57
3	AT	4.24	4.24	0.00	4.24	47.70	0.00	0.00	27.00	0.51	0.00	0.00	0.00	47.70	0.00	0.00
4	AT	0.90	0.92	2.22	0.90	35.48	12.13	0.22	27.00	0.51	0.00	0.00	-9.05	47.13	10.13	-9.05
5	AT	1.74	1.83	4.49	1.74	71.82	18.02	0.33	27.00	0.51	0.00	0.00	22.22	68.30	22.22	22.22
6	AT	1.59	1.76	4.91	1.59	78.61	25.71	0.48	27.00	0.51	0.00	0.00	34.10	70.82	34.10	34.10
7	AT	2.65	3.30	5.36	2.65	122.69	36.55	0.74	27.00	0.51	0.00	0.00	73.06	98.57	73.06	73.06
8	AT	1.37	2.05	4.88	1.37	78.14	47.99	1.11	27.00	0.51	0.00	0.00	58.05	52.30	58.05	58.05
9	AT	1.53	2.95	3.89	1.53	62.22	58.71	1.65	27.00	0.51	0.00	0.00	53.16	32.32	53.16	53.16
10	AT	0.88	3.91	2.22	0.88	35.51	77.00	4.33	27.00	0.51	0.00	0.00	34.60	7.98	34.60	34.60
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
															FS	1.07

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 8
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 8

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	1.42	2.45	1.65	1.42	26.44	-54.60	-1.41	27.00	0.51	0.00	0.00	-21.55	15.31	-21.55	-21.55
2	AT	2.06	2.06	3.10	2.06	49.54	1.87	0.03	27.00	0.51	0.00	0.00	1.62	49.51	1.62	1.62
3	AT	1.75	1.78	3.83	1.75	61.30	10.12	0.18	27.00	0.51	0.00	0.00	10.77	60.35	10.77	10.77
4	AT	1.39	1.46	3.45	1.39	55.24	17.04	0.31	27.00	0.51	0.00	0.00	16.19	52.82	16.19	16.19
5	AT	3.51	4.94	2.43	3.51	86.53	44.69	0.99	27.00	0.51	0.00	0.00	60.86	61.51	60.86	60.86
6	AT	0.69	0.94	4.51	0.69	72.09	43.39	0.95	27.00	0.51	0.00	0.00	41.44	72.39	68.42	41.44
7	AT	1.04	1.81	3.96	1.04	63.30	54.79	1.42	27.00	0.51	0.00	0.00	51.72	36.50	51.72	51.72
8	AT	1.09	2.27	2.87	1.09	45.85	61.25	1.82	27.00	0.51	0.00	0.00	40.20	22.05	40.20	40.20
9	AT	0.58	1.51	1.71	0.58	27.38	67.24	2.38	27.00	0.51	0.00	0.00	25.25	10.59	25.25	25.25
10	AT	0.33	1.62	0.84	0.33	13.37	78.10	4.74	27.00	0.51	0.00	0.00	13.09	2.76	13.09	13.09
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																

FS	1.11
-----------	-------------

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 9
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 9

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	u_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT/GRS	3.18	3.20	14.02	3.18	235.25	6.35	0.11	36.00	0.73	20.00	100.61	26.01	233.81	78.37	26.01
2	AT/GRS	2.77	2.84	13.51	2.77	227.04	12.64	0.22	36.00	0.73	20.00	98.88	49.67	221.54	82.85	49.67
3	AT/GRS	3.44	3.64	14.71	3.44	245.55	19.07	0.35	36.00	0.73	20.00	95.02	80.23	232.07	116.09	80.23
4	AT/GRS	3.69	4.14	15.13	3.69	251.17	26.81	0.51	36.00	0.73	20.00	88.75	113.29	224.17	142.31	113.29
5	AT/GRS	4.24	5.26	12.71	4.24	210.39	36.16	0.73	36.00	0.73	20.00	76.70	124.15	169.85	152.96	124.15
6	AT/GRS	3.00	4.30	14.37	3.00	234.78	45.68	1.02	36.00	0.73	20.00	55.06	167.97	164.04	171.64	167.97
7	AT/GRS	4.62	8.95	12.34	4.62	225.21	58.90	1.66	36.00	0.73	20.00	27.69	188.96	153.28	300.62	188.96
8	AT	1.06	3.29	8.32	1.06	133.13	71.11	2.92	27.00	0.51	0.00	0.00	125.96	43.11	125.96	125.96
9	AT	0.98	7.73	5.25	0.98	84.05	82.75	7.86	27.00	0.51	0.00	0.00	83.38	10.61	83.38	83.38
10																
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
															FS	1.31

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE - APLICAÇÃO DO MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 10
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 10

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT/GRS	2.70	2.71	14.80	2.70	248.65	5.39	0.09	36.00	0.73	20.00	108.33	23.37	247.55	67.13	23.37
2	AT/GRS	3.28	3.30	14.48	3.28	243.48	6.52	0.11	36.00	0.73	20.00	108.48	27.63	241.90	80.75	27.63
3	AT/GRS	3.95	3.99	16.47	3.95	275.33	7.93	0.14	36.00	0.73	20.00	110.21	37.97	272.70	101.60	37.97
4	AT/GRS	3.08	3.12	17.48	3.08	291.35	9.93	0.18	36.00	0.73	20.00	111.73	50.25	286.99	92.21	50.25
5	AT/GRS	4.24	4.49	16.56	4.24	276.02	18.93	0.34	36.00	0.73	20.00	115.57	89.52	261.09	134.76	89.52
6	AT/GRS	3.90	4.52	19.77	3.90	326.91	30.52	0.59	36.00	0.73	20.00	112.16	166.02	281.62	177.84	166.02
7	AT/GRS/GR	3.77	3.96	20.98	3.77	352.16	17.57	0.32	45.00	1.00	50.00	112.80	106.28	335.74	259.29	106.28
8	AT/GRS/GR	3.77	4.58	21.32	3.77	364.21	34.43	0.69	25.00	0.47	50.00	111.77	205.94	300.40	318.01	205.94
9	AT/GRS/GR	2.35	3.57	20.61	2.35	355.45	48.89	1.15	45.00	1.00	50.00	103.83	267.80	233.72	266.36	267.80
10	AT/GRS/GR	2.84	4.99	18.26	2.84	316.35	55.31	1.44	25.00	0.47	50.00	90.03	260.12	180.05	272.06	260.12
11	AT/GRS/GR	3.08	3.16	16.82	3.08	298.80	13.00	0.23	45.00	1.00	50.00	93.96	67.24	291.13	199.40	67.24
12	AT/GRS/GR	3.67	5.55	16.97	3.67	306.99	48.62	1.14	25.00	0.47	50.00	104.38	230.36	202.92	295.33	230.36
13	AT/GRS/GR	1.02	3.02	15.37	1.02	275.24	70.35	2.80	45.00	1.00	50.00	90.50	259.21	92.56	56.53	259.21
14	AT/GRS	0.42	3.23	9.74	0.42	161.07	82.56	7.66	36.00	0.73	20.00	34.01	159.71	20.85	-92.47	159.71
15	AT/GRS	1.16	4.06	6.84	1.16	111.57	73.45	3.37	25.00	0.47	20.00	4.27	106.95	31.78	115.71	106.95
16	AT	1.20	3.97	4.03	1.20	64.48	72.48	3.17	27.00	0.51	0.00	0.00	61.49	19.41	61.49	61.49
17	AT	0.93	4.28	1.92	0.93	30.74	77.51	4.51	27.00	0.51	0.00	0.00	30.01	6.65	30.01	30.01
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
															FS	1.13

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVA À ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE

TIPO DE ELEMENTO	Talude
CENÁRIO DE ROTURA	Cenário de rotura 11
DESENHO DE PROMENOR	DESENHO N.º 11

Fatia	Unidade Geotécnica	Largura da fatia	Largura da fatia paralela ao seu plano tangencial	Álura média da fatia	Área de contacto	Peso da fatia	Ângulo entre a fatia e a horizontal	tg(θ)	Ângulo de atrito	tg(ϕ)	Coesão ao nível da base	Pressão de água nos poros	Wixsen(θ)	Wixcos(θ)	Força resistente	Força que induz deslizamento
		Δx_i	Δl_i	h_{mi}	A	W_i	θ		ϕ		C_i	μ_i			F_r	F_d
		[m]	[m]	[m]	[m ²]	[KN]	[°]	[-]	[°]	[-]	[KPa]	[KPa]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
1	AT	1.42	2.45	1.65	1.42	26.44	-54.60	-1.41	27.00	0.51	0.00	16.52	-21.55	15.31	1.70	-21.55
2	AT	2.06	2.06	3.10	2.06	49.54	1.87	0.03	27.00	0.51	0.00	30.96	1.62	49.51	0.61	1.62
3	AT	1.75	1.78	3.83	1.75	61.30	10.12	0.18	27.00	0.51	0.00	38.31	10.77	60.35	3.93	10.77
4	AT	1.39	1.46	3.45	1.39	55.24	17.04	0.31	27.00	0.51	0.00	34.53	16.19	52.82	5.61	16.19
5	AT	3.51	4.94	2.43	3.51	102.00	44.69	0.99	27.00	0.51	0.00	24.27	71.74	72.51	47.73	71.74
6	AT	0.69	0.94	4.51	0.69	72.09	43.39	0.95	27.00	0.51	0.00	45.05	41.44	72.39	25.84	41.44
7	AT	1.04	1.81	3.96	1.04	63.30	54.79	1.42	27.00	0.51	0.00	39.56	51.72	36.50	-4.34	51.72
8	AT	1.09	2.27	2.87	1.09	45.85	61.25	1.82	27.00	0.51	0.00	28.66	40.20	22.05	-12.04	40.20
9	AT	0.58	1.51	1.71	0.58	27.38	67.24	2.38	27.00	0.51	0.00	17.11	25.25	10.59	-15.55	25.25
10	AT	0.33	1.62	0.84	0.33	13.37	78.10	4.74	27.00	0.51	0.00	8.36	13.09	2.76	-26.57	13.09
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																

FS	0.11
-----------	-------------