



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Carlos Miguel Martins Rodrigues

Desempenho Solo-Prumo em Guardas-de-Segurança

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação de
Professor Nuno Miguel Faria Araújo
Professora Elisabete Fraga de Freitas

setembro 2019

AGRADECIMENTOS

A dissertação que se apresenta nas páginas subsequentes é o resultado de um percurso árduo e intensivo elaborado num curto espaço de tempo, ao longo do qual fui recebendo o maior apoio e estímulo de muitos. Neste sentido, os méritos que possam advir, devem-se a todo o meu esforço individual, mas também aos contributos das pessoas que durante a sua elaboração me proporcionaram testemunhos de vários géneros. Foram eles que a tornaram possível, expressando por isso a todos a minha mais profunda gratidão.

Gostaria de destacar o papel desempenhado pelo meu orientador, o Professor Nuno Miguel Faria Araújo. Durante todo o processo de criação e evolução da presente dissertação, além do acompanhamento ininterrupto, fez-me essencialmente gozar do seu vasto conhecimento, com o qual ainda continuo surpreso das suas capacidades que quase todos lhe reconhecem: saber avançado, sentido pedagógico e companheirismo. Desde já um OBRIGADO pelo alento e força que me conseguiu transmitir, sem os quais, estou seguro de que não teria conseguido chegar ao fim e com os resultados que aqui se apresentam.

Gostaria também de agradecer o apoio dado pela coorientadora Prof^a Elisabete Freitas e a Prof^a Isabel Valente por todo o auxílio e disponibilidade e prontidão demonstrada ao longo do desenvolvimento da dissertação.

Um especial agradecimento ao Laboratório de Vias de Comunicação, mais concretamente ao Eng.º Carlos Palha por todo o companheirismo demonstrado diariamente e pelo apoio logístico incessante. Foi sem sombra de dúvida um elemento chave neste grupo de trabalho.

Um agradecimento ao Laboratório de Estruturas (LEST-UM), pela disponibilização de equipamentos e recursos humanos inerentes à realização de tarefas a desenvolver.

Um agradecimento ao Jonatan, ao Rui, ao Fábio e ao João, pela equipa que formamos desde o primeiro ano. Foi um prazer ter feito parte deste quinteto espetacular e só espero que os nossos futuros continuem a cruzar-se como amigos e profissionais. Especialmente, quero agradecer ao Jonatan pelo companheirismo ao longo de todo o curso e ao Rui pelo enorme apoio nesta reta final foi realmente importante. Obrigado meus amigos!

Ao meu falecido pai, que gostaria que estivesse cá para ver um dos seus sonhos ser realizado. Estejas onde estiveres sabes o quanto penso em ti. À minha mãe e aos meus irmãos pelo apoio incessante que me dão, foram realmente o meu suporte ao longo de todos estes anos, sem vocês não teria conseguido alcançar este marco da minha e da nossa vida.

Finalmente, um agradecimento muito especial à minha namorada Carolina, por estares sempre aqui em todos os momentos desde o princípio desta aventura, um obrigado pelo teu encorajamento e força ao longo de todo o curso. Sem sombra de dúvida, resta-nos uma vida inteira de engenharia e a teu lado todo será tudo muito mais fácil. Nunca te esqueças, SEMPRE JUNTOS!

A todos vocês muito obrigado!

RESUMO

De modo a acompanhar o crescimento populacional e a constante evolução e inovação associada a materiais e veículos, bem como a expansão da rede viária e consequente aumento da sinistralidade rodoviária, no ponto de vista dos projetos de engenharia há uma crescente necessidade de incrementar segurança à envolvente da área adjacente à faixa de rodagem, mais concretamente em guardas de segurança, uma vez que desde a década de 60 pouco ou nada se evoluiu neste domínio. O presente estudo de dissertação de mestrado insere-se num projeto de investigação denominado “BarRod – BARREIRAS DE SEGURANÇA RODOVIÁRIA”, financiado pelo POCI através da ANI, e tem por finalidade auxiliar e aferir resultados que servirão de base ao desenvolvimento dos trabalhos de simulação numérica e melhorias do sistema relacionados com a interação solo-prumo em guardas de segurança. Em caso de despiste, uma guarda de segurança tem como principal objetivo reter e redirecionar um veículo dentro da faixa de rodagem. Não obstante disso, uma guarda de segurança deve ter implícita uma determinada deformabilidade para que essa contenção não seja muito abrupta devido à sensibilidade dos ocupantes, a desacelerações bruscas e consequentes danos materiais e corporais. Posto isto, a influência do solo no desempenho do prumo de sustentação da guarda de segurança, tem sido uma variável um pouco insondada devido à elevada heterogeneidade do solo e difícil interpretação das reais implicações deste no sistema estrutural. Segundo as diretrizes de homologação, o processo dá-se como apto apenas atendendo ao tipo de veículo, velocidade de circulação, ângulo de embate e aspetos relacionados com o posicionamento e cravação do prumo de sustentação da guarda de segurança, dispensando totalmente a fundação enquanto elemento de suporte. O principal objetivo do estudo foi compreender detalhes afetos aos impulsos passivos dos sistema estrutural que se encontrem omissos sobre a interação solo-prumo em guardas de segurança. Neste documento, para além de avaliação estatística do traçado a nível nacional, é apresentado um conjunto de análises laboratoriais do solo em estudo, são efetuados ensaios de sondagem do solo *in situ* e é ainda executada uma campanha de ensaios experimentais com instrumentação local e ensaiados de forma estática e dinâmica. Por forma a complementar o estudo é elaborado um método expedito de simulação analítica que permite a determinação do ponto de rotação do prumo no subsolo e ainda o limite da carga horizontal tendo em conta a forma da secção e os parâmetros geotécnicos do solo em estudo. Com este estudo pode concluir-se que dependendo da orientação, profundidade de cravação e tipo de solo, o comportamento do prumo pode variar significativamente bem como os danos associados ao impacto de determinado veículo. A finalidade é, portanto, dar resposta a questões sensíveis e pouco exploradas no âmbito da geotecnia e promover uma infraestrutura mais segura e capaz de reduzir a gravidade dos acidentes rodoviários.

Palavras-chave: sistema de segurança rodoviária, guarda-de-segurança W, segurança rodoviária, interação solo-prumo, solicitação horizontal estática, solicitação horizontal dinâmica, caracterização mecânica *in situ*.

ABSTRACT

In order to keep up the population growth and the constant evolution and innovation associated with materials and vehicles, as well as the expansion of the road network and the consequent increase of road accidents, from the point of view of engineering projects there is a growing need to increase safety around the adjacent area to the roadway zone, more specifically in security guards, since little or nothing has evolved since the 1960s. This dissertation study is part of a research project entitled “BarRod - ROAD SAFETY BARRIERS”, funded by POCI, through ANI, and aims to assist and assess results that will be the basis for the development of numerical simulation work and improvements related to soil-pile interaction in security guards. In case of a crash or car overturning, a security guard's main purpose is to arrest and redirect a vehicle within the lane. Nevertheless, a security guard must be implicitly deformable so that such restraint is not too abrupt due to occupant's sensitivity, sudden decelerations and consequent material and bodily harm. That said, the influence of soil on the performance of the security guard support plumb has been a somewhat unfounded variable due to the high soil heterogeneity and difficult interpretation of its real implications on the structural system. According to the homologation guidelines, the process is suitable only considering the type of vehicle, driving speed, impact angle and aspects related to the positioning and setting of the security guard's support plumb, totally disregarding the foundation as support element. The main objective is to study and understand details related to passive impulses of structural systems that are missing about the soil-pile interaction in security guards. This document, in addition to a statistical evaluation of the network roads at national level, this document presents a set of laboratory analyses of the soil under study, *in situ* soil tests and a campaign of dynamic and static experimental tests with local instrumentation. In order to complement the study, an expedited method of analytical simulation is developed that allows the determination the rotation point of the subsoil pile and the horizontal load limit considering the shape of the section and the geotechnical parameters of the soil under study. With this research, it can be concluded that depending of the section orientation, driving depth and soil type, the pile behaviour can diverge significantly as well the damage associated with the impact of a vehicle. The aim is, therefore, to address sensitive and unexplored geotechnical issues and to promote a safer infrastructure capable of reducing the severity of road accidents.

Keywords: Safety guard system, W-beam guardrails, road safety, soil-pile interaction, static horizontal loading, dynamic horizontal loading, *in situ* mechanical characterization.

Índice

INTRODUÇÃO.....	1
Contextualização	1
Objetivos.....	3
Organização do documento	4
1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
1.1. Guardas-de-Segurança.....	5
1.1.1. Introdução.....	5
1.1.2. Tipologias	8
1.1.3. Funcionamento	9
1.1.3. Vantagens/desvantagens	12
1.2. Normalização.....	13
1.2.1. Introdução.....	13
1.2.2. Nacional.....	13
1.2.3. Internacional	17
1.2.3. EN 1317.....	17
1.2.4. Report 350	23
1.3. Interação solo-prumo.....	24
1.3.1. Introdução.....	24
1.3.2. Influência do solo	25
1.3.3. Modelação numérica.....	29
1.3.4. Ensaio experimentais	31
1.3.5. Soluções analíticas.....	34
1.3.6. Conclusão	37
2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	38
2.1. Apresentação	38
2.2. Metodologia.....	38
2.3. Ensaio ao solo	40
2.3.1. Caracterização física.....	40
2.3.2. Caracterização mecânica	46

2.4. Ensaio aos prumos	57
2.5. Conclusões.....	61
3. CAMPANHA EXPERIMENTAL <i>IN SITU</i>	63
3.1. Apresentação	63
3.2. Sondagens geotécnica.....	64
3.2.1. Penetrómetro dinâmico.....	64
3.2.2. Ensaio de carga em placa (horizontal).....	68
3.2.3. Dilatómetro.....	71
3.3. Ensaio dos prumos.....	76
3.3.1. Plano de ensaios.....	76
3.3.2. Metodologia.....	77
3.4. Análise de resultados.....	92
3.4.1 Ensaio estáticos.....	93
3.4.2 Ensaio dinâmicos	103
3.5. Conclusões.....	114
4. SIMULAÇÃO ANALÍTICA.....	116
4.1 Apresentação	116
4.2. Metodologia.....	116
4.3. Análise dos resultados <i>in situ</i>	120
CONCLUSÕES	122
BIBLIOGRAFIA	127
ANEXOS	132

Índice de figuras

Figura 1 - Acidentes com vítimas, feridos e mortos em Portugal entre 1960 e 2018 (ANSR, 2018).....	7
Figura 2 - Tipologia de sistemas de retenção (CEN, 1998a).....	8
Figura 3 - Tipologias: (a) flexível; (b) semi-flexível; (c) rígida.....	9
Figura 4 - Sistema de retenção inovador “Safety Roller” (adaptado de Farhan <i>et al.</i> , 2018).....	9
Figura 5 - Amortecedor de guarda-de-segurança semi-flexível.....	10
Figura 6 -Primeiro momento de colisão veículo/guarda semi-flexível. (adaptado de Gonçalves, 2016).....	11
Figura 7 - Segundo momento de colisão veículo/guarda semi-flexível. (adaptado de Gonçalves, 2016).....	11
Figura 8 - Requisitos de redireccionamento de veículos (adaptado de RISER, 2006).....	11
Figura 9 - Linha cronológica da entidade responsável pelas diretrizes normativas em Portugal.....	14
Figura 10 - Ábaco para determinação do uso de guardas-de-segurança (InIR, 2010).....	15
Figura 11 - Fluxograma de seleção de dispositivo para a berma direita (InIR, 2010).....	16
Figura 12 - Especificações de veículos para condições de ensaio. (CEN, 1998a).....	18
Figura 13 - Representação da deflexão dinâmica (D) e largura útil (W) (CEN, 1998b)......	22
Figura 14 - Curva característica de retenção de água (Maleksaeedi, 2016).....	27
Figura 15 - Curva típica de retenção num solo siltoso (Fredlund & Xing, 1994).....	28
Figura 16 - Condições de fronteira do prumo em ambiente de simulação numérica (Borovinšek <i>et al.</i> (2007) e Sassi (2011)).....	29
Figura 17 - Modelo de análise não-linear usando curvas P-Y (McCelland e Focht, 1958).....	30
Figura 18 - Modelos para simulação numérica de veículos (adaptado de Gutowski <i>et al.</i> (2017)).....	31
Figura 19 - Procedimentos de ensaio para testes dinâmicos ou estáticos (Michie, 1970).....	32
Figura 20 - Procedimento de ensaio estático e potenciómetro de mola convencional (adaptado de Bakhtiary <i>et al.</i> (2017)).....	32
Figura 21 - Metodologia de ensaio usada por Prasad e Chari (1999).....	33
Figura 22 - Instrumentação tipo usada para ensaios laboratoriais.....	33
Figura 23 - Metodologia apresentada por Prasad e Chari (1999).....	35
Figura 24 - Diagrama de pressão do solo apresentado por Poulos e Davis (1980).....	35
Figura 25 - Diagramas de pressão do solo real e adaptado pelo método de Broms (adaptado de Poulos e Davis, 1980).....	36
Figura 26 - Diagrama de tensões horizontais no solo apresentado por diversos autores (Azeez e Hasan ,2019).....	36
Figura 27 - Localização da zona de realização de ensaios de caracterização do solo.....	39
Figura 28 - Recolha da amostra de solo <i>in situ</i>	40
Figura 29 - Percentagem de matéria orgânica do solo.....	41
Figura 30 - Processo de peneiração.....	42
Figura 31 - Processo de sedimentação.....	43

Figura 32 - Curva granulométrica do solo em estudo.....	43
Figura 33 - Ensaio do cone penetrómetro para obter o limite de liquidez (ω_l).....	44
Figura 34 - Ensaio do de determinação do limite de plasticidade (ω_p)	44
Figura 35 - Classificação do solo (AASHTO, 2004; Araújo, 2019)	45
Figura 36 - Determinação da densidade das partículas sólidas	45
Figura 37 - Equipamento de ensaio de corte direto	46
Figura 38 - Extração de provetes <i>in situ</i>	47
Figura 39 - Obtenção do parâmetro t_{100} por recurso à curva de consolidação.....	48
Figura 40 - Resultados do ensaio de corte direto com provetes saturados	49
Figura 41 - Resultados do ensaio de corte direto com provetes secos.....	49
Figura 42 - Resultados do ensaio de corte direto provetes com teor em água <i>in situ</i>	49
Figura 43 - Rotação do topo do provete devido ao aumento de tensões horizontais de corte	50
Figura 44 - Inspeção não destrutiva dos provetes extraídos	50
Figura 45 - Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb dos ensaios de corte direto	51
Figura 46 - Processo laboratorial do ensaio de sucção	53
Figura 47 - Curva de retenção de água do ensaio de sucção	54
Figura 48 - Percentagem de areia e seixo (66%), silte (20%) e argila (14%).....	55
Figura 49 - Parâmetros iniciais previstos pelo RETC	56
Figura 50 - CCRAS obtida no RETC e ajustes aos ramos teóricos definidos por Maleksaeedi (2016) e Fredlund & Xing (1994)	56
Figura 51 - Elemento metálico C125.....	57
Figura 52 - Esquema estrutural adotado em laboratório.....	58
Figura 53 - Procedimento de ensaio ao prumo metálico segundo o eixo de menor inércia.	58
Figura 54 - Procedimento de ensaio ao prumo metálico segundo o eixo de maior inércia	58
Figura 55 - Solicitação do prumo segundo o eixo de menor inércia	59
Figura 56 - Solicitação do prumo segundo o eixo da maior inércia	60
Figura 57 - Esquemas estruturais equivalentes em consola.....	61
Figura 58 - Solo orgânico em estudo.....	62
Figura 59 - Comportamento estrutural de acordo com Tomlinson e Woodward (2015), associado a prumos cravados sob cargas laterais.....	63
Figura 60 - Penetrómetro dinâmico disponível em LEST-Uminho.....	65
Figura 61 - Local de sondagens realizadas com o DPM	66
Figura 62 - Furo de sondagem DPM-S1.....	67
Figura 63 - Furo de sondagem DPM-S2.....	67
Figura 64 - Furo de sondagem DPM-S3.....	67
Figura 65 - Furo de sondagem DPM-S4.....	67
Figura 66 - Esquema de ensaio de deformabilidade horizontal.....	68

Figura 67 - Renderização 3D da metodologia a implementar <i>in situ</i>	68
Figura 68 – Equipamento usado no ensaio de deformabilidade horizontal	69
Figura 69 – Abertura de fosso $a=55\text{ cm} \cdot b=37\text{ cm} \cdot c=60\text{ cm} = 122100\text{ cm}^3$	69
Figura 70 - Instrumentação de ensaio usada.....	69
Figura 71 - Instrumentação de ensaio usada.....	69
Figura 72 - Fendilhação e deslocamentos observados.....	70
Figura 73 - Evolução da tensão horizontal	71
Figura 74 - Equipamentos e procedimento do ensaio DMT	73
Figura 75 - Resultados em profundidade do ensaio DMT.....	74
Figura 76 - Modelação do esquema de ensaio <i>in situ</i> para testes de colisão	78
Figura 77 - Teste de funcionamento nº 1 da metodologia de ensaio <i>in situ</i>	78
Figura 78 - Teste de funcionamento nº2 da metodologia de ensaio <i>in situ</i>	79
Figura 79 - Modelação final 3D da metodologia adotada para ensaio <i>in situ</i>	80
Figura 80 - Instrumentação local do prumo em zonas críticas	81
Figura 81 - Prumo tipo com instrumentação para ensaios <i>in situ</i>	82
Figura 82 - Instrumentação local e elementos acessórios.....	83
Figura 83 - “Screenshot” do software utilizado para os ensaios experimentais	83
Figura 84 - “Hardware” utilizado nos ensaios experimentais	84
Figura 85 - Preparação do terreno na envolvente de ensaio do prumo.....	85
Figura 86 - Processo de cravação do elemento metálico	85
Figura 87 - Deformações do parafuso de fixação metálica	86
Figura 88 - Metodologia usada em ensaios estáticos.....	87
Figura 89 - Elementos constituintes dos ensaios estáticos	87
Figura 90 - Processo de cravação do elemento metálico.....	88
Figura 91 - Metodologia de ensaios estáticos.....	88
Figura 92 - Metodologia usada em ensaios estáticos.....	89
Figura 93 - Elementos constituintes dos ensaios estáticos	90
Figura 94 - Metodologia de ensaios dinâmicos	91
Figura 95 - Análise gráfica prumo nº 1	93
Figura 96 - Análise gráfica prumo nº 2	94
Figura 97 - Análise de dados prumo nº 1 e nº 2	95
Figura 98 - Panorama geral do ensaio prumo 1	96
Figura 99 - Panorama geral do ensaio prumo 2.....	97
Figura 100 - Análise gráfica prumo nº 3	98
Figura 101 - Análise gráfica prumo nº 4	99
Figura 102 - Análise de dados prumo nº 3 e nº 4	100
Figura 103 – Panorama geral do ensaio prumo 3	101

Figura 104 - Panorama geral do ensaio prumo 4.....	102
Figura 105 - Instrumentação local ensaios dinâmicos.....	103
Figura 106 - Análise gráfica do prumo nº 5	104
Figura 107 - Análise gráfica do prumo nº 6	105
Figura 108 - Análise de dados prumo nº 5 e nº 6	107
Figura 109 - Panorama geral do ensaio prumo P5.....	108
Figura 110 - Panorama geral do ensaio prumo P6.....	109
Figura 111 - Análise gráfica do prumo nº 7	110
Figura 112 - Análise gráfica do prumo nº 8	111
Figura 113 - Análise de dados prumo nº 7 e nº 8	113
Figura 114 - Medalha danificada de célula de carga instalada subsolo.....	115
Figura 115 - Diagrama de tensões no solo	118
Figura 116 – Diagramas de tensões no solo	118
Figura 117 - Simulação analítica prumos curtos	120
Figura 118 - Simulação analítica prumos curtos	121
Figura 119 - Relação entre a máxima carga obtida e calculada.....	121

Índice de tabelas

Tabela 1 - Classes de ensaios de colisão de veículos (CEN, 1998b).....	20
Tabela 2 - Níveis de contenção e ensaios a realizar (CEN, 1998b).....	20
Tabela 3 - Níveis de severidade de colisão (CEN, 1998b).....	21
Tabela 4 - Níveis de deformação (CEN, 1998b).....	21
Tabela 5 - Critérios de aceitação em função do nível de contenção (CEN, 1998b).....	22
Tabela 6 - Plano de ensaios de corte direto.....	48
Tabela 7 - Resumo dos resultados do ensaio de corte direto.....	52
Tabela 8 - Teor de água a adicionar aos provetes experimentais.....	53
Tabela 9 - Pontos de sucção mátrica pela metodologia de molhagem dos papéis de filtro.....	54
Tabela 10 - Parâmetros de ajuste da CCRAS.....	57
Tabela 11 - Propriedades geométricas do prumo C125.....	57
Tabela 12 - Resumo dos limites elásticos e plásticos previstos para o prumo C125 encastrado.....	61
Tabela 13 - Resultados do ensaio PDM.....	66
Tabela 14 - Resultados do ensaio DMT.....	74
Tabela 15 - Plano de ensaios de campo.....	77
Tabela 16 - Propriedades afetas aos ensaios dinâmicas dos ensaios.....	103
Tabela 17 - Resultados de ensaios experimentais.....	114
Tabela 18 - Comportamento do prumo <i>in situ</i>	117
Tabela 19 - Parâmetros iniciais do sistema estrutural.....	120
Tabela 20 - Fator corretivo da secção para o efeito tridimensional.....	121

ÍNDICE DE SIGLAS E SÍMBOLOS

Siglas

- AAFR - Área adjacente à faixa de rodagem
- ABS - Antilock breacking system
- ANSR - Autoridade Nacional de Segurança Rodoviária
- ASI - Índice de severidade de aceleração
- EUA - Estados Unidos da América
- IPQ - Instituto Português da Qualidade
- IS - Índice de Segurança
- MASH - Manual for Assessing Safety Hardware
- NCHRP - National Cooperative Highway Research Program
- ASTM - American Society for Testing and Materials
- TMD - Tráfego Médio Diário
- FEM - Finite Element Models
- FMVSS - Federal Motor Vehicle Safety Standards and Regulations
- CETO - Caderno de Encargos Tipo de Obras
- JAЕ - Junta Autónoma das Estradas
- IWA-14 - Inter National Workshop Agreement
- LVDT - Linear Variable Differential Transducer
- LEST-Uminho – Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho
- CCRAS - Curva característica de retenção de água no solo
- IPQ - Instituto Português da Qualidade
- THIV - Medição da velocidade de colisão da cabeça teórica
- PHD - Desaceleração da cabeça após-colisão
- VCDI - Índice de deformação do habitáculo do veículo
- D - Deflexão dinâmica de um sistema de contenção
- W - Largura útil de um sistema de contenção

IP - Infraestruturas de Portugal

PD - Penetrómetro Dinâmico

PDM - Penetrómetro Dinâmico Médio

N - Número de quedas

DMT - Dilatómetro de Marchetti

SPT - Standard Penetration Test

CPT - Cone Penetration Test

PLT - Plate Test (ensaio de carga em placa)

FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen

RISER - Roadside Infrastructure for Safer European Roads

RRN - Rede rodoviária nacional

Símbolos gregos

φ' - Ângulo de atrito

σ - Tensão normal ao plano

σ_H - Tensão horizontal efetiva

σ_V - Tensão vertical

τ - Tensão tangencial de corte

ω - Teor em água

ω_s - Teor em água de saturação

Ψ - Sucção mátrica

γ - Peso volúmico

δ_x - Deslocamento horizontal

δ_z - Deslocamento vertical

θ - Teor de água normalizado

θ_r - Teor em água volumétrico residual

θ_s - Teor em água volumétrico para a condição de solo saturado

θ_w - Teor de água volumétrico

ρ - Massa volúmica

ν - Coeficiente de Poisson

ω_l - Limite de liquidez

ω_p - Limite de plasticidade

Símbolos latinos

A – Área de secção

c' - Coesão do solo

D_r – Diâmetro das varas do equipamento penetrómetro

D_s - Diâmetro do batente do penetrómetro

e - Índice de vazios

e - Limite de deformação máximo definido para o provete

E - Módulo de Young

E_D - Módulo de deformabilidade dilatométrico

E_D - Módulo de Deformabilidade Dilatométrico

F - Força aplicada

F_u - Carga lateral última

f_y - Tensão de cedência do material

G - Densidade das partículas sólidas

H_r - Humidade relativa

H_u - Carga lateral última

I_D - Índice do Material Dilatométrico

I_p - Índice de plasticidade

K_0 - Coeficiente de impulso em repouso

K_D - Coeficiente de tensão horizontal

K_h - Coeficiente de Winkler

m - Declive da reta

$M_{orgânica}$ - Teor em matéria orgânica

m_s - Massa seca da amostra

\emptyset - Diâmetro

OCR - Grau de sobreconsolidação

R_{pd} - Resistência de ponta dinâmica

S - Grau de saturação, fator de forma da secção

T - Tempo

t_{100} - Período necessário para dissipação de pressões intersticiais

V - Volume total de solo.

$v_{máx}$ - Velocidade máxima de corte

V_w - Representa o volume da parte líquida

W_d - Massa da amostra seca

W_p - Massa do pilão do equipamento penetrómetro

W_r - Massa do trem de varas

W_s - Batente de massa do equipamento penetrómetro

W_w - Massa húmida da amostra

x - Ponto de rotação do prumo

INTRODUÇÃO

Contextualização

Quando se fala em segurança rodoviária, é intuitivo rever-se nessa expressão como o conforto assegurado durante o tempo em que se pratica a ação de deslocação de um determinado local para outro, com recurso a uma infraestrutura rodoviária. Durante este percurso, são várias as variáveis que os utilizadores estão expostos por um determinado período de tempo. As vias de comunicação sempre desempenharam um papel importante no desenvolvimento das civilizações. Através destas, criou-se o desenvolvimento que vemos presente no nosso dia-a-dia, e perante uma civilização, a via de comunicação de qualquer tipo que seja, sempre foi vista como um avanço tecnológico. Primeiramente, apenas se definiam corredores de tráfego independentemente do piso, perigos e outras variáveis inerentes à circulação rodoviária, pois a prioridade era a comunicação propriamente dita e só mais tarde se começaram a refletir as primeiras preocupações de circulação que conferissem maior rapidez, fluidez e acima de tudo segurança nos locais que se demonstrassem mais sinuosos do ponto de vista da circulação. Claro está que isto só foi sendo evidente com o aumento de mortes/acidentes nesses locais e evidentemente através dessas vivências empíricas se foram retirando conclusões acerca do que deveria ser feito.

Posto isto, houve a necessidade de se criarem condições de segurança para os utentes das infraestruturas, atuando ao nível dos veículos, estradas e da sensibilização. Relativamente aos veículos e ao seu notório avanço tecnológico, podemos ver que foram adaptados com a implementação de equipamentos de segurança ativa e passiva, como por exemplo, o cinto de segurança, o sistema “antilock breacking system” (ABS), sistemas de monitorização dos sinais vitais do condutor que ativam sistemas semi-inteligentes de paragem, condução automática entre outros. Atualmente, parece não existir limites relativamente à evolução dos veículos e a sua interação com a via. Será pertinente questionar, e a adaptação da via aos veículos?

Neste domínio, tem-se feito esforços e avanços significativos que não são tão fáceis de conceptualizar como nos veículos. Nos primórdios, as vias eram simplesmente em terra batida e sem guardas laterais. Posteriormente, começaram a observar-se pavimentações em cubos de granito que garantem simultaneamente a drenagem do pavimento, como aumentam o atrito entre o veículo e a via, mas também guardas laterais em paralelepípedos de pedra semienterrados que evitavam que os veículos se despistassem em zonas mais sinuosas. Atualmente, é notória a evolução dos pavimentos. Os materiais recicláveis começaram a ser inseridos nas misturas betuminosas, onde é possível efetuar um ajuste de drenagem em função da capacidade hidrológica do local em que a via se insere, entre um vasto leque de inovações que tem surgido do ponto de vista da segurança conjugada com a ecologia.

Relativamente às guardas de segurança, a solução genérica passa pela utilização de dispositivos de segurança rodoviária, aplicados ao longo do limite das bermas das estradas, para se evitar a colisão entre veículos descontrolados e os obstáculos presentes na área adjacente à faixa de rodagem (AAFR). Existem aspetos fundamentais que condicionam um pouco a sua evolução, como a economia dos processos produtivos, testes físicos e de modelação numérica de homologação necessários e obrigatórios à sua implementação.

Atualmente a busca de soluções ao nível do desenvolvimento de sistemas de segurança rodoviária, e em particular das barreiras de segurança, tem registado um aumento notável surgindo no mercado vários tipos de barreiras em alternativa às soluções tradicionais (perfil metálico em dupla onda em “W”, cabos de aço e barreiras de betão). A sua diversificação tem incrementado os níveis de segurança assim como a redução dos custos devido à introdução de novas formas, metodologias de aplicação e materiais que as compõem, bem como os respetivos processos produtivos.

Dada assim a relevância do problema, é bastante pertinente a execução deste estudo com vista a melhorar a perceção do comportamento do prumo de tipologia C125, secção em forma de “C” e largura de 125 mm, enquanto estrutura inserida num solo, em que este pode apresentar-se com um comportamento diferenciado para o mesmo tipo de solicitação. A problemática essencial prende-se com as distâncias de trabalho que são permitidas durante um embate a uma guarda de segurança, que por vezes e de acordo com o local, estas devem de ter um limite finito sob a consequência do embate ou queda grave. Como exemplo, pode ver-se guardas de segurança em proximidades de tabuleiros de pontes e viadutos em que a transição da guarda convencional para uma guarda sob o tabuleiro deve ser o mais uniforme possível mas que em caso de embate, e caso a distância de trabalho não seja assegurada pela interação solo-prumo, o veículo pode resvalar e cair em precipício não evitando assim o grave acidente. Outro ponto em que se observa tal problemática está relacionada com a colocação de guardas em locais de aterro, sob imediata zona de escavação, onde na sua largura a proximidade com um paramento físico de rocha ou betão é reduzida, exigindo assim a sua proteção contra embate até um certo limite, que depende essencialmente do trabalho de deformação concedido pela guarda conjuntamente com a interação do solo de fundação com o prumo que a sustenta.

Posto isto, e devido à importância desta temática, o presente estudo de dissertação insere-se num projeto de investigação denominado “BarRod – BARREIRAS DE SEGURANÇA RODOVIÁRIA” projeto n. 33497 – POCI [T1 / PI 1.2 / ti 47], financiado pelo POCI através da ANI, e tem por finalidade auxiliar e aferir resultados que servirão de base ao desenvolvimento dos trabalhos de simulação numérica. No presente documento, também é possível rever um estudo das tipologias de traçado, assim como um tratamento estatístico de dados que servirá de auxílio aos objetivos propostos inerentes ao projeto.

Objetivos

Com o presente estudo, pretende-se atingir determinados objetivos que visam aumentar o conhecimento da problemática acima enunciada, bem como definir possíveis medidas mitigadoras que permitam, não só garantir maior segurança de circulação aos utilizadores, mas também garantir que os limites dos materiais são adequados ao tipo de choque convencional que se observa nas infraestruturas rodoviárias.

De forma a avaliar as singularidades afetas ao sistema solo-prumo, assim como a sua interação, definiram-se principais objetivos para o presente estudo, destacando-se os seguintes:

- De maneira a dar resposta a alguns dos objetivos previstos no projeto BarRod, além do necessário para o presente estudo, foi executado um aprofundamento do estudo normativo existente a nível nacional e internacional e as prescrições que estes indicam para a implementação de sistemas de segurança na AAFR;
- Estudo da importância das guardas de segurança no tempo e qual a sua utilidade enquanto elemento integrante de uma infraestrutura rodoviária, avaliando a sua implementação/benefício no tempo;
- Campanha de ensaios laboratoriais com vista a aferir os parâmetros de caracterização física, mecânica e energética de um solo de má qualidade.
- Campanha de ensaios laboratoriais com vista a aferir os parâmetros de caracterização mecânica do material que constitui os prumos, assim como as suas limitações ao nível de tensão/deformação.
- Execução de uma campanha de ensaios experimentais *in situ*, de maneira a perceber os níveis de deformação associados ao tipo de solo, acompanhado de uma monitorização constante de níveis de tensões no prumo e no subsolo, deslocamentos horizontais ao longo da altura do prumo em cada instante de tempo, bem como registo através de fotogramas dos movimentos ocorridos desde o início até ao final de cada ensaio. Para a execução desta campanha, objetivamente foi necessário efetuar um estudo preliminar bibliográfico de como efetuar estes ensaios, as suas condicionantes durante a execução e recolha de dados. Com isto, pretende-se avaliar a influência dos vários parâmetros geotécnicos, materiais e profundidade de cravação no desempenho solo-prumo de guardas de segurança;
- Estabelecer um modelo de simulação analítica representativo do comportamento do prumo cravado em solo quando solicitado por uma carga lateral e estimar o grau de eficácia de forma expedita do solo e prumo enquanto conjunto estrutural;

Organização do documento

O documento sintetiza-se em 4 fundamentais capítulos, dos quais foram estrategicamente organizados de forma a tornar a interpretação do documento intuitiva e de fácil compreensão ao leitor.

Introdução: A introdução, tem por objetivo introduzir a temática, bem como as motivações para o seu estudo. É apresentada uma contextualização seguida da explanação dos objetivos propostos a atingir.

Capítulo 1: No capítulo 1 é apresentada a revisão bibliográfica considerada significativa para o estudo a desenvolver. Neste capítulo apresentam-se as guardas de segurança, normalização vigente entre outros. É um capítulo de importante destaque que visa o conhecimento de trabalhos associados à interação solo-prumo, bem como técnicas usadas anteriormente à execução deste estudo e principais metodologias adotadas tanto a nível de experimentação física como procedimentos associados à simulação numérica e simulação analítica.

Capítulo 2: Neste capítulo serão apresentados os materiais e a sua caracterização em laboratório, de maneira a conhecer os parâmetros de caracterização física e mecânica, cuja avaliação permitirá apurar o conhecimento mais aprofundado do tipo de solo/metal que irá ser usado nos ensaios experimentais.

Capítulo 3: No capítulo 4 serão sintetizadas todas as fases inerentes à bateria de ensaios experimentais executados *in situ*, onde se apresentam todas as metodologias utilizadas e a sintetização dos resultados obtidos.

Capítulo 4: Com base no estudo bibliográfico desenvolvido, pretende-se formular uma metodologia de simulação analítica expedita, cujo objetivo é o cálculo de uma estimativa da capacidade lateral última e do ponto de rotação do prumo localizado no subsolo.

Conclusões: Neste capítulo serão apresentadas as principais conclusões obtidas após a execução de toda a análise laboratorial, experimental e analítica e é apresentado um leque de trabalhos futuros que é pertinente desenvolver no âmbito desta temática.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1. Guardas-de-Segurança

1.1.1. Introdução

De acordo com Zenaida *et al.* (2018), o transporte rodoviário é um aspeto crucial da sociedade atual, no qual dois fatores de grande importância devem ser considerados: (a) a mobilidade das pessoas e bens e (b) acidentes de trânsito decorrentes dessa mobilidade. Segundo estes autores, a instalação destes sistemas de guardas deve ser realizada de acordo com as necessidades da via de comunicação, bem como responder a requisitos de segurança que garantam que o impacto seja o mínimo possível. É desejável que uma guarda de segurança seja capaz de absorver adequadamente o impacto de um veículo, que por algum motivo se ausentou da sua trajetória, conferindo assim segurança aos utilizadores e ao meio envolvente em que esta se insere. Segundo Gutowski *et al.* (2017), vários sistemas de guardas de segurança (incluindo as guardas de segurança em viga W) foram desenvolvidos ao longo dos anos, para reduzir o número e a gravidade das colisões de veículos. Apesar da sua eficácia geral, melhorias significativas ainda poderiam ser realizadas, especialmente quando estas se encontram instaladas em terrenos não revolvidos, como solos de más condições ou taludes inclinados.

Atualmente, a implementação destes sistemas nas vias de comunicação possui marcação CE, a qual designa que determinado produto se encontra em conformidade para utilização e seguiu a normalização de fabricação e instalação correspondente. No caso das guardas de segurança, a marcação CE segue as normas europeias CEN (1998a, 1998b, 2000, 2001a, 20001b, 2001c, 2001d, 2010). A marcação CE de um sistema de retenção requer a superação de testes de colisão segundo as diretrizes normativas com veículos à escala real.

De acordo com a definição apresentada em LNEC (2010), um dispositivo de retenção destina-se à proteção do tráfego e não à salvaguarda do obstáculo perigoso. A sua implementação tem por objetivo proteger os ocupantes dos veículos e simultaneamente atenuar os danos a terceiros que se encontrem na mesma estrada ou em locais adjacentes a esta. Estes equipamentos por norma são colocados nos extremos da faixa de rodagem ou em separadores centrais no caso de ser uma faixa de rodagem com tráfego alternado. No entanto, de acordo com Cooner *et al.* (2009) durante a fase de projeto, as guardas de segurança não devem ser usadas indiscriminadamente, pois também constituem um risco para os motoristas.

Segundo InIR (2010), os sistemas retentivos representam obstáculos que podem ser atingidos por um veículo. Contudo, são concebidos, construídos e testados para garantir que qualquer colisão seja menos gravosa do que uma colisão de características dinâmicas equivalentes, com um obstáculo perigoso localizado na área adjacente à faixa de rodagem (AAFR). As guardas de segurança, como

sistemas de retenção ativos, devem ser usadas como último recurso de proteção da AAFR. A sua implementação representa a aceitação pelo projetista, quando se assume que a eliminação de determinado obstáculo perigoso é economicamente inviável, pelo que a sua proteção ao tráfego automóvel é necessária. Usualmente, estes elementos de segurança existem em zonas que evitam a entrada de veículos em zonas mais perigosas da via de comunicação, sejam aterros íngremes ou encostas laterais, presença de espécies de árvores protegidas, pilares de pontes, muros de contenção ou postes múltiplos de serviço público (InIR, 2010).

O projeto RISER (2006) refere que estes sistemas de segurança visam não só tornar a estrada mais segura, como também diminuir a gravidade dos acidentes. Uma guarda de segurança deve assim absorver o choque do veículo desorientado, evitar que este embata num dos elementos externos referidos anteriormente, desacelerar e imobilizar o mesmo dentro da estrada em que circula. Para melhorar significativamente a sua aplicabilidade, as guardas são dimensionadas para resistirem a embates com ângulos de incidência, veículos e velocidades representativos daqueles registados durante os acidentes rodoviários.

Com base na pesquisa efetuada por Kirkland *et al.*, (2009), a implementação de sistemas de retenção (nomeadamente barreiras de segurança em vias de comunicação) iniciou-se nos Estados Unidos da América. Os autores mostram que os primeiros dispositivos de segurança rodoviária tenham sido implementados no final dos anos 50. Na década de 60 a consciência do problema relacionado com a segurança rodoviária começa a surgir na sociedade em geral. De facto, uma vez implementados estes sistemas, a quantidade e gravidade dos acidentes deixou de ser tão elevada, o que fez com que este tipo de sistemas incitasse a adaptação e reabilitação de todas as infraestruturas, com enfoque para as zonas mais sinuosas. Posteriormente, com o aparecimento de regulamentação legal, começam a aparecer soluções mais ou menos rígidas, com o intuito de absorver grande parte da energia cinética do veículo em movimento e convertendo-a num abrandamento/redirecionamento do veículo para a via. Marzougui *et al.* (2007) refere que desde os anos 60, uma ampla gama de vigas em forma de W foram muito utilizadas. Eram executadas em chapa de aço padrão enformada, formavam um feixe rígido central e a sua forma amparava os para-choques dos veículos.

No panorama nacional, de acordo com ANSR (2017), é identificável numa primeira fase até meados de 1975 (fig. 1), um aumento abrupto de ocorrências, que certamente está relacionado com a ausência de sistemas de retenção e medidas mitigadoras inerentes aos perigos rodoviários. Numa segunda fase, com a implementação de dispositivos de segurança rodoviária e consequente desenvolvimento das infraestruturas devido ao aumento populacional, verifica-se um abrandamento lento no combate ao número de ocorrências. Atualmente, é possível verificar o enorme benefício que estes dispositivos conferem aos utilizadores no âmbito da segurança rodoviária. No entanto, segundo Cardoso e Roque (2016), a realidade das estradas e autoestradas portuguesas revela que as normas existentes relativas a sistemas de retenção de veículos não têm estado a ser corretamente aplicadas,

sendo especialmente crítico o que se passa relativamente a terminais, às transições entre sistemas de retenção diferentes, e à pormenorização de aspetos construtivos importantes.

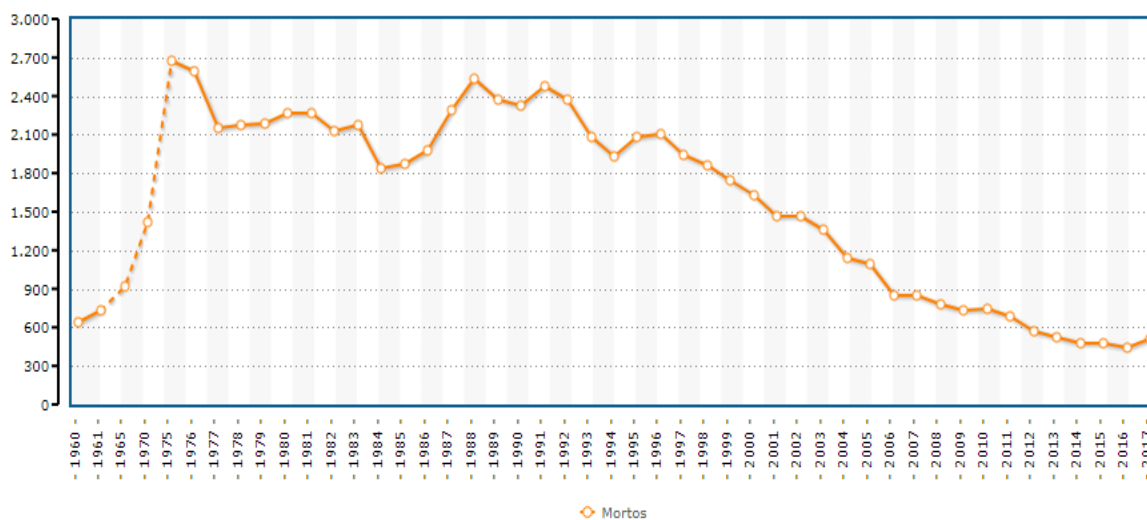


Figura 1 - Acidentes com vítimas, feridos e mortos em Portugal entre 1960 e 2018 (ANSR, 2018)

Ren e Vesenjak (2004) salientam que os projetos futuros de infraestruturas vão-se concentrar cada vez mais na segurança de todos os utilizadores. Existirá uma atualização dos sistemas de retenção existentes para padrões de segurança mais elevados. Paralelamente, será efetuada uma maior consciencialização dos condutores para os fatores que podem causar acidentes e isso traduzir-se-á numa economia significativa de custos inerentes às colisões nas vias. Segundo os mesmos autores, para se alcançar infraestruturas mais seguras, será preciso dar enfoque a três vertentes principais:

- *Pessoas*: incentivar o comportamento seguro, garantindo que os condutores cumpram os limites de velocidade, que não conduzam sob o efeito de álcool, substâncias psicotrópicas ou cansaço e que todos os ocupantes do veículo façam uso de cintos de segurança.
- *Veículos*: melhorias contínuas na segurança dos veículos, com a introdução de dispositivos avançados de segurança ativa e passiva.
- *Estradas*: reduzir os limites de velocidade, construir melhores estradas e mais seguras, melhorar as guardas de segurança, construir vias prioritárias de tráfego para garantir respostas mais rápidas aos serviços de emergência, contribuir para melhorias contínuas na atual legislação de conceção de infraestruturas rodoviárias.

1.1.2. Tipologias

As guardas de segurança instaladas longitudinalmente no limite da berma são designadas por guardas do lado direito da via e as instaladas ao longo do separador central por guardas do lado esquerdo da via.

No que diz respeito ao dimensionamento dos sistemas de retenção, deve ser realizado atendendo a três características essenciais ao seu bom funcionamento: a) nível de retenção, b) gravidade do impacto e c) deformabilidade do dispositivo. De acordo com a normalização europeia CEN (1998a, 1998b, 2000, 2001a, 2001b, 2001c, 2001d, 2010), a tipologia dos sistemas de retenção pode ser definida em função do elemento a proteger, podendo ser de proteção de veículos ou de proteção de peões (fig. 2).

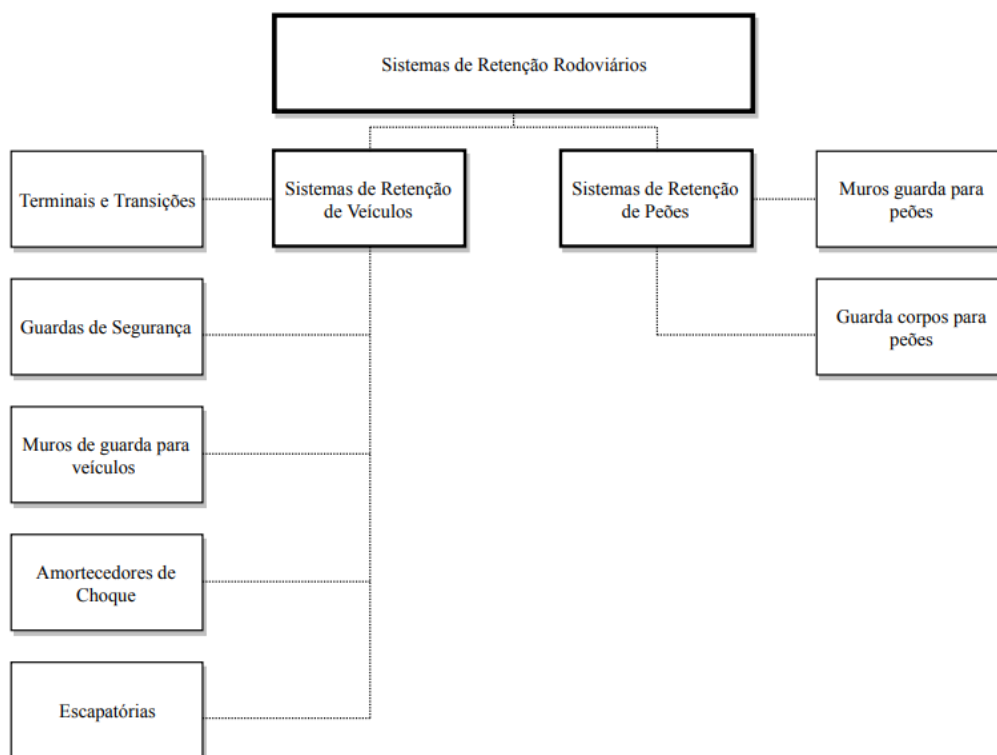


Figura 2 - Tipologia de sistemas de retenção (CEN, 1998a)

Relativamente às guardas de segurança propriamente ditas, Picado e Pais (2010) subdividem-nas em três diferentes grupos (fig. 3): flexíveis, semi-flexíveis e rígidas. Nas flexíveis (com cabos metálicos) o impacto é limitado e absorvido pelo conjunto total, mobilizando longitudinalmente toda a guarda e o veículo, mas com enorme flexibilidade. Nas flexíveis (com vigas metálicas) a energia do impacto é absorvida por deformação da guarda e do veículo. Nas rígidas (de betão) a energia é absorvida sobretudo por deformação do veículo, destinando-se a guarda essencialmente a desviar a trajetória do veículo desgovernado. Relativamente às guardas de segurança flexíveis, a sua

aplicabilidade em território nacional é quase inexistente, uma vez que a sua capacidade de retenção/absorção de energia cinética é limitada, sendo por vezes apenas delineadoras.

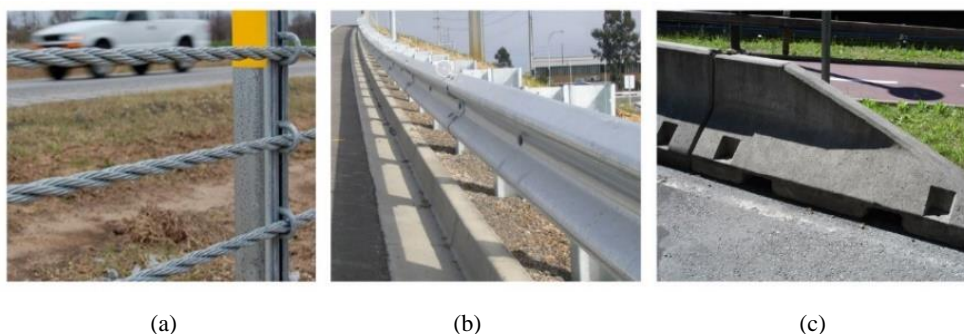


Figura 3 - Tipologias: (a) flexível; (b) semi-flexível; (c) rígida

Têm surgido no mercado tecnologias emergentes para a segurança rodoviária, as quais se focam essencialmente em desenhar mecanismos que possam evitar ou minimizar os acidentes rodoviários dos utilizadores com especial cuidado, reduzindo assim as causas de acidentes rodoviários. A título de exemplo, Farhan *et al.* (2018) refere que as barreiras com elementos rolantes surgem como uma nova solução (fig. 4). Proporcionam um efeito de amortecimento durante uma colisão, reduzem o efeito de alta velocidade, combinam a resiliência do material com a sua rigidez e possuem outras características de desempenho que reduzem os danos aos ocupantes e aos veículos. O mesmo autor refere que estas barreiras são extremamente eficazes e a sua implementação tem dado resultados significativos na redução dos acidentes rodoviários em estradas planas, seções de estradas curvas, rampas, etc.

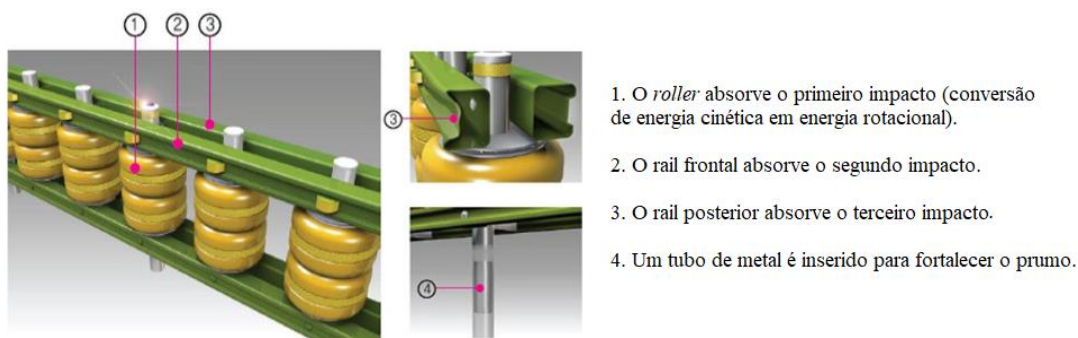


Figura 4 - Sistema de retenção inovador “Safety Roller” (adaptado de Farhan *et al.*, 2018)

1.1.3. Funcionamento

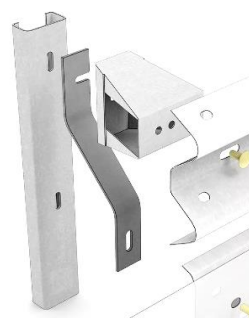
O funcionamento de um sistema de retenção estrutural do tipo guardas de segurança é essencialmente de amortecimento da força aplicada pelo elemento externo (i.e., veículo). No caso de acidente, um veículo pesado não deve romper o sistema de retenção no momento do embate e, ao mesmo tempo, um veículo ligeiro não deve ficar nele retido. Estes sistemas devem, em caso de um embate, trabalhar para que as acelerações e desacelerações resultantes sejam suportáveis para os passageiros e que as deformações mecânicas sejam de uma magnitude tolerável.

Shojaati (2003) refere que devido à harmonização europeia, os sistemas de retenção permitidos têm agora de apresentar um índice de gravidade “Acceleration Severity Index” (ASI) de acordo com os critérios especificados em CEN (1998a, 1998b, 2000, 2001a, 20001b, 2001c, 2001d e 2010). Este índice será apresentado em maior detalhe na secção 1.2.3 referente explicação normativa.

Para Lima (2006) o funcionamento da guarda de segurança caracteriza-se numa primeira fase pela absorção de energia através do amortecedor (localizado entre a viga e o prumo – figs. 5a e 5b), e numa segunda fase pela deformação dos prumos verticais e das vigas entre prumos. A rigidez dos prumos e vigas é determinante no desempenho da guarda metálica, i.e., deverão ter um valor suficientemente elevado para conseguir reter o veículo. Contudo, esse valor não deverá ser exageradamente alto, uma vez que o objetivo é desacelerar o veículo de forma controlada e não abruptamente, o que se traduziria em lesões graves para os utilizadores. Lima (2006) refere que se as consequências da retenção dos veículos na sua faixa forem garantidamente menos graves do que aquelas que resultariam da sua transposição, não existem dúvidas e a opção deveria recair no uso de barreiras rígidas.



(a) Ligação prumo – viga “W” de segurança



(b) Planificação da ligação de guardas de segurança

Figura 5 - Amortecedor de guarda-de-segurança semi-flexível

Nas figuras 6 e 7 estão reproduzidos em esquema os mecanismos decorrentes do impacto de um veículo com as barreiras do tipo semi-flexível. Na figura 6a é possível ver o primeiro impacto do veículo com a guarda, e na figura 6b (alguns centésimos de segundo depois do primeiro embate) observar uma rotação por parte do amortecedor e do prumo, em consequência da força exercida pelo veículo. Na figura 7a apresenta-se uma segunda fase, em que os elementos já não se encontram solidarizados entre si, apenas guiando e desacelerando o veículo para a faixa de rodagem devido à continuidade do sistema. Na figura 7b dá-se a deformação total do prumo e conseqüente resvalo para fora da AAFR por parte do veículo, comprometendo por completo o sistema de retenção e a segurança dos ocupantes. Hampton *et al.* (2010) referem que em testes físicos realizados com resultados críticos, os mesmos estão associadas a falhas graves na deflexão de guardas de segurança, maioritariamente devido à rotura do prumo perto da área de impacto.

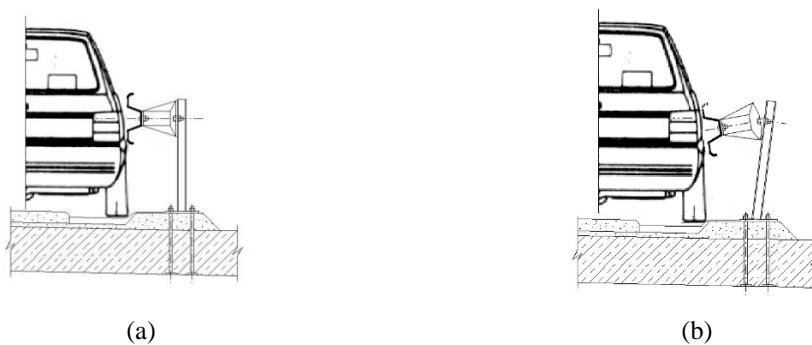


Figura 6 -Primeiro momento de colisão veículo/guarda semi-flexível. (adaptado de Gonçalves, 2016)

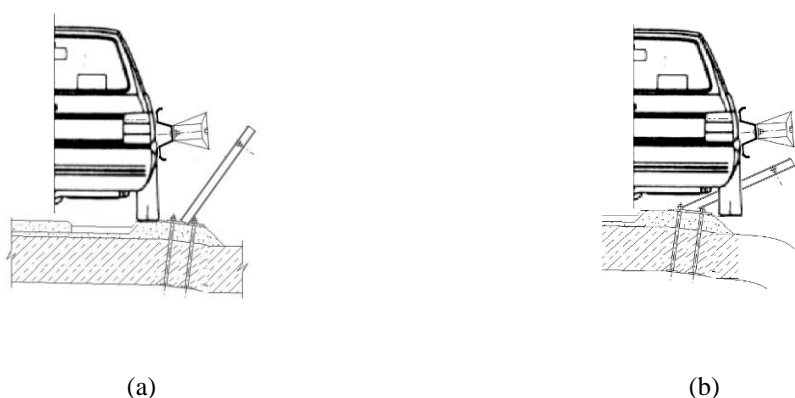


Figura 7 - Segundo momento de colisão veículo/guarda semi-flexível. (adaptado de Gonçalves, 2016)

De acordo com RISER (2006), existem dois critérios importantes no teste de comportamento de um determinado veículo, que visam assegurar o bom funcionamento de todos os elementos: a) o centro de gravidade do veículo não deve ultrapassar a linha deformada da barreira no instante em que este recupera a sua trajetória e b) o veículo deve permanecer na sua posição inicial após o embate (embora seja aceitável o arremesso ou guinadas de volante). Desta forma e conforme ilustrado na figura 8, o veículo após embate deve ser redirecionado para uma caixa de saída, tendo em conta o tipo de teste e veículo ensaiado. As dimensões para a aceitabilidade variam e são detalhadas no capítulo 2.

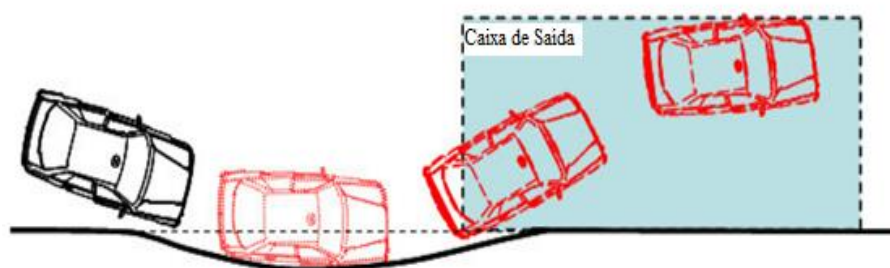


Figura 8 - Requisitos de redirecionamento de veículos (adaptado de RISER, 2006)

1.1.3. Vantagens/desvantagens

No que diz respeito a guardas de segurança e à sua aplicabilidade, estas apresentam um leque de materiais, formas e comportamentos distintos de acordo com as suas características e local de implantação. Segundo Lima (2006) e Vinagre (2013), com a crescente aplicação de guardas de segurança, o metal foi sendo o material mais difundido, não só pelos aspetos produtivos, mas também pelos parâmetros de qualidade que eram necessários para manter o seu nível de qualidade. Para além de ser um material 100% reciclável, é um material que possui a ductilidade pretendida para o amortecimento de qualquer embate automóvel. Estes autores destacam as seguintes vantagens e desvantagens para as guardas de segurança semi-flexíveis metálicas:

Vantagens: a) melhor relação custo/benefício das soluções semi-flexíveis face a soluções rígidas e flexíveis, b) reparação facilitada após embate de veículos devido à rapidez de operações de substituição de elementos danificados, c) danos não tão severos para ocupantes e equipamentos envolventes devido à sua rigidez apropriada, d) fácil concordância com a geometria da via, e) proteção de peões em caso de instalação em zonas urbanas, f) excelente visibilidade, contribuindo assim para boa visão periférica, g) durabilidade e rentabilidade de instalação elevadas, h) processo de fabricação bastante otimizado minimizando os custos de produção e i) boa resistência à corrosão devido ao constituinte zinco no material.

Desvantagens: a) devido à sua esbelteza e ao elevado número de embates ligeiros que ocorrem, a sua manutenção pode ser intensiva dando lugar a custos suplementares de manutenção e reparação, b) uma vez danificado a sua reutilização é difícil, obrigando assim à reciclagem total do elemento, c) a mitigação de perigos de elementos considerados perigosos por vezes é difícil devido à falta de terminais apropriados, d) elementos de grande exposição suscetíveis de vandalismo e roubo e e) no caso de não ter saia metálica inferior, não evita a passagem de um condutor ou motociclista por debaixo da barreira metálica.

Analisando a guarda de segurança semi-flexível metálica como um sistema, Lima (2006) e Vinagre (2013) referem que existe uma elevada necessidade de espaço livre na retaguarda do sistema de retenção para que este possa deformar livremente e seja possível converter a energia cinética exercida pelo veículo em energia de deformação absorvida pela barreira. A não existência de espaço livre na retaguarda, cria uma problemática para as distâncias de trabalho que estas têm necessidade de usar, podendo transferir na mesma essa energia para os ocupantes. Referem também que os terminais e transições são inadequados na maioria dos casos e por vezes mais perigosos do que determinada zona estar completamente desprotegida.

1.2. Normalização

1.2.1. Introdução

No âmbito normativo para o combate da sinistralidade rodoviária existe um conjunto de diretrizes vinculativas de cariz local e/ou europeu, que estabelecem as boas práticas de implementação dos sistemas de retenção de veículos. De acordo com Júdice (2014), os sistemas de segurança podem vigorar de forma ativa ou de forma passiva. Convém enaltecer que a segurança passiva consiste num conjunto de dispositivos que atuam de forma direta na proteção dos ocupantes em caso de acidente (airbags frontais, laterais, de cortina, cintos de segurança com pretensores, encostos de cabeça, barras protetoras no interior das portas, entre outros) e por outro lado, a segurança ativa, ao contrário da segurança passiva, é aquela que diretamente respeita à prevenção do acidente, ou seja, é composta por todo um múltiplo conjunto de dispositivos mecânicos e eletrónicos que atuam a montante do acidente, de forma preventiva, evitando assim que este ocorra. Como referido anteriormente, a sinistralidade rodoviária e consequentes vítimas tem vindo a decrescer drasticamente graças a estes sistemas de segurança passiva. É de realçar que este tipo de equipamentos preventivos são meios materiais que carecem de testes à escala real e que devido ao facto de serem encastrados no solo (com grande heterogeneidade de estratos) não é possível estabelecer correlações diretas da sua implantação com os vários locais em que são necessários.

Assim sendo e atendendo que estes testes de impacto são dispendiosos e realizados em ambientes controlados, existiu a necessidade de estabelecer um conjunto de diretrizes orientativas, para que em qualquer local onde fossem implementadas as guardas de segurança, de maneira a que se garantissem as condições de segurança mínimas e que todos os instaladores tivessem em atenção todas as variáveis envolvidas.

1.2.2. Nacional

A nível nacional tem sido observada uma evolução contante, tanto no desenvolvimento da nomenclatura como a nível de documentação técnica, pelas entidades envolvidas. Na figura 9 é possível constatar que a primeira organização pública para a gestão de espaços ferroviários foi criada em 1927. Ao longo do tempo este organismo foi sendo modificado e adaptado sempre em prol do desenvolvimento das suas áreas de atuação.

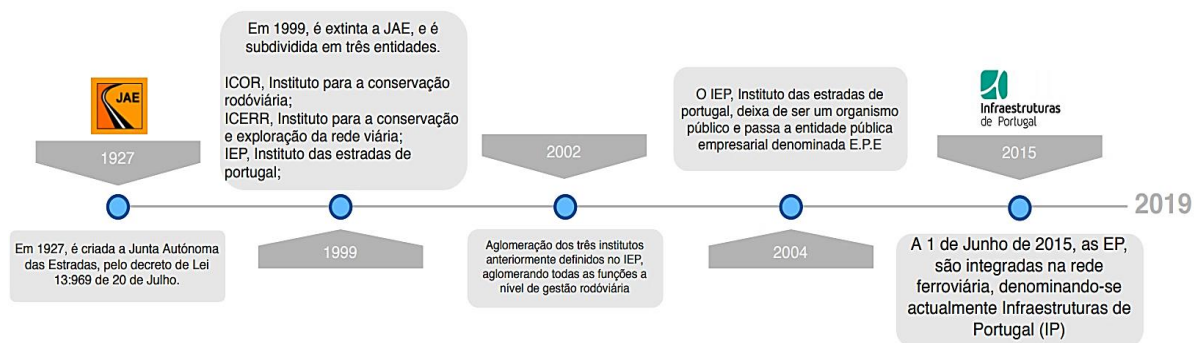


Figura 9 - Linha cronológica da entidade responsável pelas diretrizes normativas em Portugal

Dos documentos normativos e de regulação dos espaços viários publicados pelas entidades acima descritas destacam-se os seguintes: JAE (1994), CETO (1998, 2010a e 2010b), LNEC (2010), CEN(1998a) e CEN(1998b). Como é possível constatar, existe um conjunto de documentação vigente em Portugal, destacando-se as normas do traçado (i.e., JAE (1994)) que ainda hoje constituem um importante documento a nível nacional. As normas europeias CEN (1998a, 1998b) foram inseridas nas normativas nacionais através do Instituto Português da Qualidade (IPQ), salientando-se contudo que apenas correspondem às partes 1 e 2 de um total de 8 partes da norma europeia.

No que diz respeito à metodologia de implementação dos sistemas de retenção, as normas do traçado especificam a necessidade (ou não) de colocação de guardas de segurança na extremidade das faixas de rodagem e tendo em conta um conjunto de parâmetros de análise. O critério utilizado está explícito em função do Índice de Segurança (IS) e do Tráfego Médio Diário (TMD), onde devem ser garantida a proteção por guardas quando se verificarem as condições a) $TMD \leq 2000$ e $IS \geq 70$ ou b) $TMD > 2000$ e $IS \geq 50$ de acordo com JAE (1994). O IS pode ser obtido a partir do ábaco apresentado na figura 10, onde se encontra em função da altura de aterro h , relação h/b (em que b representa a largura da base do aterro), largura da berma, perfil longitudinal, inclinação do terreno natural, e condições climáticas locais. Em resumo, com o conhecimento geral das características da infraestrutura é possível obter o IS, que posteriormente associado ao TMD possibilita a avaliação da necessidade de utilização de guardas de segurança.

Relativamente à adequabilidade da norma ao tipo de veículos circulantes, pode-se afirmar que é limitada, uma vez que as disposições normativas relativas às guardas de segurança rígidas, expressas em CETO (2009), estabelecem como critério a respeitar pela estrutura de contenção unicamente a garantia de contenção de um veículo com 12 toneladas, circulando a uma velocidade de 70 km/h e colidindo com um ângulo de 20°. Contudo salienta-se que é legal, nas faixas de rodagem nacional, circular veículos pesados com 38

toneladas e a velocidades de 90 km/h de acordo com o Artº27 do DL n.º114/94 de 03 de maio relativo a limites de velocidade de circulação (Costa, 1998). Na figura 11 é possível ver um fluxograma incluído na revisão efetuada em InIR (2010), em que normas do traçado já passaram a dispor de um fluxograma adaptado da norma alemã RPS (2008).

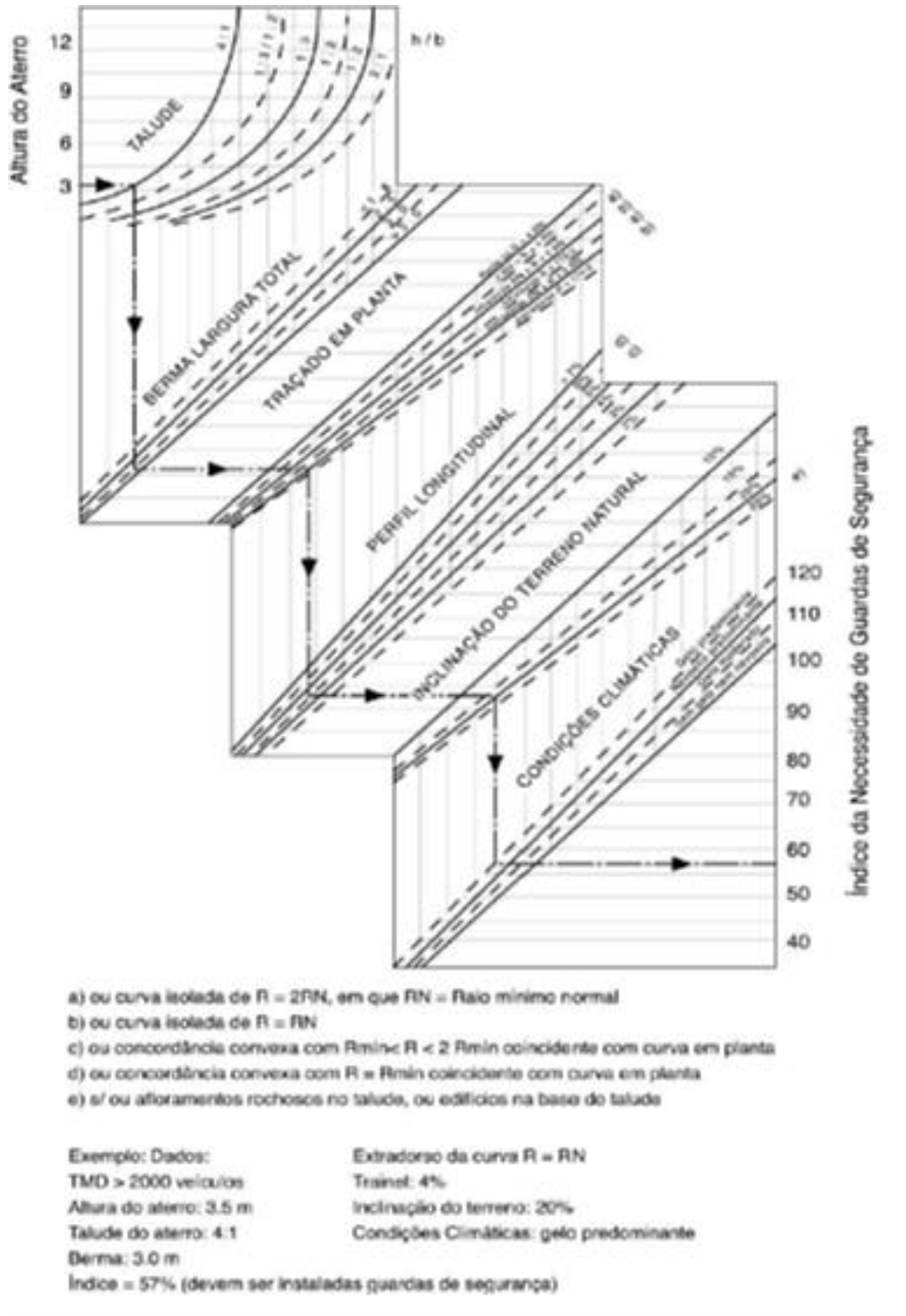
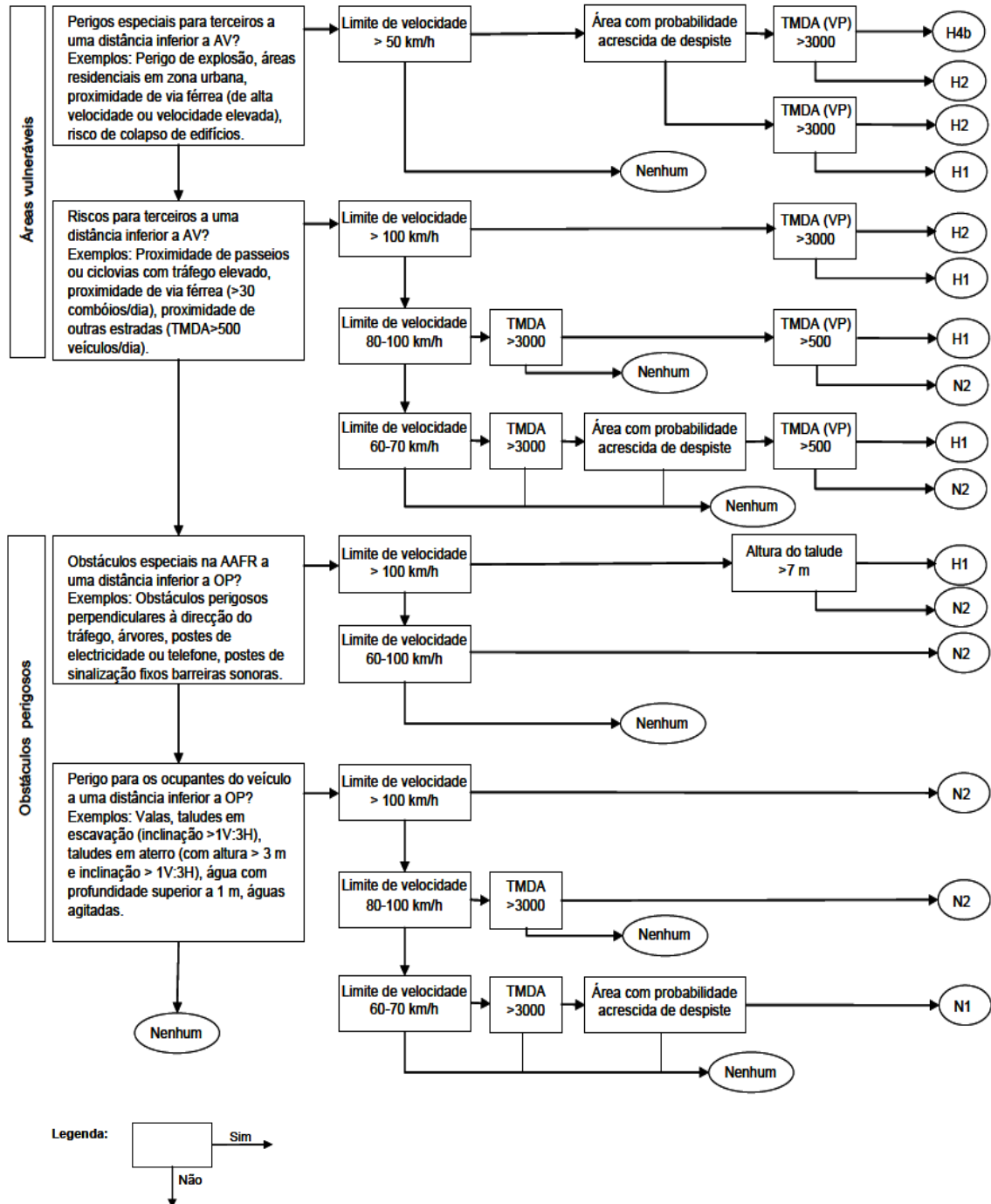


Figura 10 - Ábaco para determinação do uso de guardas-de-segurança (InIR, 2010)

Além das normas previamente referidas, existem ainda alguns acordos europeus como a ISO (2013), que visam especificar os requisitos de desempenho para elementos sujeitos a um único impacto horizontal, como pilaretes ou pinos de proteção a zonas pedonais. Na Alemanha, segundo InIR (2010), para além das normas CEN (1998a, 1998b, 2000, 2001a, 20001b, 2001c, 2001d, 2010), vigora a norma FGSV (2008).



Nota: No que diz respeito à gravidade do embate do veículo, não se deverá exceder a classe B. A classe de nível de largura útil W deverá ser compatível com o espaço disponível.

Figura 11 - Fluxograma de seleção de dispositivo para a bermã direita (InIR, 2010)

1.2.3. Internacional

A nível internacional, as orientações preventivas são várias e de diversos locais. Tanto a Europa como os Estados Unidos da América (EUA) criaram um conjunto de diretrizes em prol da segurança rodoviária. Diretrizes essas que foram normalizadas com o objetivo de se fazer cumprir e para que zonas sinuosas, em função da sua configuração e veículos circulantes, ficassem protegidas. A nível europeu, como referido previamente, vigoram as normas CEN (1998a, 1998b, 2000, 2001a, 20001b, 2001c, 2001d, 2010), i.e., 8 normas designadas por “Sistemas de Segurança Rodoviária”. Salienta-se que estas normas não têm em conta a interação dinâmica solo/prumo em situação de embate. Nos EUA, através do “National Cooperative Highway Research Program” (NCHRP), encontra-se regulamentado o NCHRP Report 350 desenvolvido por Ross *et al.* (1993). O NCHRP Report 350, ao contrário das normativas europeias, prevê a interação dinâmica solo-prumo na colocação de sistemas de retenção rodoviários.

1.2.3. EN 1317

No ano de 1998 é apresentada pelo Comité Técnico CEN/TC 226 a norma europeia EN 1317 (i.e., CEN (1998a, 1998b, 2000, 2001a, 20001b, 2001c, 2001d, 2010)) relativa a equipamento rodoviário. Esta norma apresenta-se não só devido a uma necessidade para as estruturas rodoviárias, mas também em termos normativos e de forma a uniformizar os critérios de avaliação e de conformidade de novos produtos relativos a sistemas de segurança rodoviária na Europa.

A norma subdivide-se em 8 distintas partes, cada uma delas com aspetos e critérios distintos, destinados a diferentes produtos:

- EN 1317-1:1998 (CEN, 1998a): Terminologia e critérios gerais para métodos de ensaio
- EN 1317-2:1998 (CEN, 1998b): Classes de desempenho, critérios de aceitação de ensaios de impacto e métodos de ensaio para barreiras de segurança e para-choques dos veículos
- EN 1317-3:2000 (CEN, 2000): Classes de desempenho, critérios de aceitação de testes de impacto e métodos de ensaio para almofadas de colisão
- ENV 1317-4:2001 (CEN, 2001a): Classes de desempenho, critérios de aceitação de testes de impacto e métodos de ensaio para terminais e transições de barreiras de segurança
- EN 1317-5:2001 (CEN, 2001b): Requisitos do produto e avaliação da conformidade para sistemas de retenção de veículos
- EN 1317-6:2001 (CEN, 2001c): Sistemas de segurança peões
- EN 1317-7:2001 (CEN, 2001d): Atualização da parte 4 no que diz respeito aos terminais de guardas-de-segurança.
- TS 1317-8:2010 (CEN, 2010): Sistemas de retenção de estrada para motociclos que reduzem a gravidade do impacto de colisões de motociclistas com barreiras de segurança.

Essencialmente, o núcleo das diretrizes assenta sobre as partes 1 e 2, pelo que serão as mais detalhadas na presente dissertação.

1.2.3.1 (CEN, 1998a)

Esta parte encontra-se dividida em 9 capítulos, das quais se destacam as 5 mais importantes para o desenvolvimento da presente dissertação:

Capítulo 5 - Especificações dos veículos sob condições de ensaio

Capítulo 6 - Medição do ASI

Capítulo 7 - Medição da velocidade de colisão da cabeça teórica (THIV) e desaceleração da cabeça após-colisão (PHD)

Capítulo 8 - Compensação pela deslocação de instrumentos do centro de gravidade

Capítulo 9 - Relatório de ensaio

Capítulo 5 - Especificações dos veículos sob condições de ensaio: apresenta uma tabela síntese com as especificações que devem conter os veículos aquando a realização de um ensaio. Destas destaca-se a massa do veículo e bonecos de teste, dimensões, localização do centro de gravidade e tipo de veículo.

Mass kg								
Vehicle mass (1)	825 ± 40	1 300 ± 65	1 500 ± 75	10 000 ± 300	13 000 ± 400	16 000 ± 500	30 000 ± 900	38 000 ± 1 100
Including maximum ballast (2)	100	160	180	—	—	—	—	—
Dummy	75	—	—	—	—	—	—	—
Total test mass	900 ± 40	1 300 ± 65	1 500 ± 75	10 000 ± 300	13 000 ± 400	16 000 ± 500	30 000 ± 900	38 000 ± 1 100
Dimensions m (limit deviation ±15%)								
Wheel track (front and rear)	1,35	1,40	1,50	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Wheel radius (unloaded)	—	—	—	0,46	0,52	0,52	0,55	0,55
Wheel base (between extreme axles)	—	—	—	4,60	6,50	5,90	6,70	11,25
Number of axles	1S + 1 (3)	1S + 1	1S + 1	1S + 1	1S + 1	1S + 1/2	2S + 2	1S + 3/4
Ground clearance of the front bumper measured at the corner	—	—	—	0,58	—	0,58	0,58	0,58
Centre of gravity location m (limit deviation ±10 %)								
Longitudinal distance (4) from front axle (CGX) ±10 %	0,90	1,10	1,24	2,70	3,80	3,10	4,14	6,20
Lateral distance from vehicle centre line (CGY)	±0,07	±0,07	±0,08	±0,10	±0,10	±0,10	±0,10	±0,10
Height above ground (CGZ):								
Vehicle mass (±10 %)	0,49	0,53	0,53	—	—	—	—	—
Load (+15 % -5 %)	—	—	—	1,50	1,40	1,60	1,90	1,90
Type of vehicle	Car	Car	Car	Rigid HGV	Bus	Rigid HGV	Rigid	Articulated HGV
⁽¹⁾ Including load for heavy goods vehicles (HGV).								
⁽²⁾ Including measuring and recording equipment.								
⁽³⁾ S: steering axle.								
⁽⁴⁾ Vehicle mass.								

Figura 12 - Especificações de veículos para condições de ensaio. (CEN, 1998a)

Capítulo 6 - Medição do ASI: permite quantificar o valor do ASI, o qual é uma medida da severidade do impacto e as acelerações que este provoca nos passageiros do veículo. A aceleração é medida no interior do veículo, junto ao centro de gravidade deste, com recurso a transdutores de aceleração. Quando o ASI é inferior à unidade, os perigos apresentados para os ocupantes são quase inexistentes. Estes perigos aumentam com o aumento do valor do índice ASI. Por outras palavras, a severidade corresponde ao quão rápido o veículo desacelera no momento de uma colisão e por consequência, quanta energia do impacto é sentida pelo ocupante do veículo. Naturalmente, quanto maior for o índice, mais inseguro será para o ocupante aquando o acidente bem como maior probabilidade de ocorrência de lesões.

Capítulo 7 - Medição da THIV e PHD: o conceito de velocidade de colisão da cabeça teórica (THIV) foi desenvolvido para avaliar a gravidade do estado dos ocupantes devido ao impacto com sistemas de retenção. A cabeça de um ocupante é considerada um objeto em movimento livre, e como o veículo altera a sua velocidade esta sofre uma desaceleração de pós-colisão (PHD). Estes índices servem para quantificar a gravidade do movimento que ocorre dentro do veículo bem como a sua adequabilidade a seres humanos. Neste capítulo são indicados os procedimentos e bases teóricas para o cálculo da PHD e da THIV. Os valores de condições de validação para estes índices serão apresentados à frente na secção 1.2.3.2 em local próprio.

Capítulo 8 – Diretrizes de posicionamento de instrumentação de monitorização durante os ensaios de impacto.

Capítulo 9 – Diretrizes para execução de sintetização de resultados provenientes dos ensaios executados.

1.2.3.2 (CEN, 1998b)

Esta parte encontra-se dividida em 5 capítulos, das quais se destacam os 2 mais importantes para o desenvolvimento da presente dissertação.

Capítulo 1 - Classes de desempenho

Capítulo 2 - Critérios de aceitação

Capítulo 1 - A classe de desempenho prestado por parte do sistema de contenção, nomeadamente guardas de segurança afetas a uma infraestrutura rodoviária, é função das seguintes variáveis: a) classes de ensaio de colisão de veículos, b) nível de contenção, c) severidade da colisão e d) deformação da barreira.

Relativamente às classes de ensaio de colisão de veículos, a CEN (1998b) define 11 tipos de ensaios básicos, onde cada ensaio é caracterizado por um tipo de veículo, massa, velocidade de colisão e ângulo de embate, conforme apresenta a tabela 1.

Tabela 1 - Classes de ensaios de colisão de veículos (CEN, 1998b)

Ensaio	Velocidade de colisão [Km/h]	Ângulo de colisão [°]	Massa Total do veículo [Kg]	Tipo de veículo	Energia Cinética [KJ]
TB 11	100	20	900	Ligeiro	347
TB 21	80	8	1 300	Ligeiro	321
TB 22	80	15	1 300		321
TB 31	80	20	1 500		370
TB 32	110	20	1 500		700
TB 41	70	8	10 000	Pesado Rígido	1890
TB 42	70	15	10 000	Pesado Rígido	1890
TB 51	70	20	13 000	Autocarro	2458
TB 61	80	20	16 000	Pesado Rígido	3951
TB 71	65	20	30 000	Pesado Rígido	4890
TB 81	65	20	38 000	Pesado Articulado	6194

No que diz respeito aos níveis de contenção, a norma define quatro níveis de contenção relativamente ao embate dos veículos. Dependendo do nível de contenção requerido, os ensaios a realizar para que seja dada conformidade são apresentados na coluna direita da tabela 2.

Tabela 2 - Níveis de contenção e ensaios a realizar (CEN, 1998b)

Nível de Contenção	Ensaio a respeitar	
Baixo	T1	TB 21
	T2	TB 22
	T3	TB 41 e TB 21
Normal	N1	TB 31
	N2	TB 32 e TB 11
Alto	H1	TB 42 e TB 11
	H2	TB 51 e TB 11
	H3	TB 61 e TB 11
Muito alto	H4a	TB 71 e TB 11
	H4b	TB 81 e TB 11

Cada nível de contenção constante na tabela 2 tem associado um ensaio de colisão que o caracteriza. A definição de um nível de contenção pressupõe a verificação de 2 critérios: a) capacidade de retenção do veículo (ensaios com maior valor de energia cinética) e b) variação da energia cinética de maneira a respeitar a segurança dos ocupantes (valores de desaceleração moderados). Constata-se que existe a preocupação de compatibilizar contenções fortes para manter os pesados na sua faixa e, simultaneamente, evitar que as desacelerações que os ocupantes dos ligeiros possam vir o sofrer lhes causem lesões irreversíveis. Como exemplo, confirma-se na tabela 2 que um nível de contenção alto pressupõe a realização de dois ensaios designados TB42 (veículo pesado rígido com massa de 10 toneladas) e TB11 (veículo ligeiro de passageiros com massa de 900 Kg). Na mesma tabela verifica-se que o produto a homologar só pode ter uma declaração de

conformidade de uso, caso os testes de impacto prescritos para um veículo pesado rígido e ligeiro de passageiros sejam executados com sucesso.

Relativamente à severidade da colisão, a norma CEN (1998b) apresenta a tabela 3, onde atribui dois níveis A e B de severidade em função dos índices descritos na secção 1.2.3.1.

O ASI quantifica a severidade do impacto e as acelerações que este provoca nos passageiros do veículo. A aceleração deve ser medida no interior do veículo, junto ao centro de gravidade deste, com recurso a transdutores de aceleração. Quando o ASI for inferior à unidade, os perigos apresentados para os ocupantes são quase inexistentes. Estes perigos aumentam, quanto maior for o valor do índice ASI.

Para se avaliar a gravidade do impacto de um veículo para o seu ocupante, considera-se a cabeça do ocupante como um objeto com movimento livre. Desta forma, através do THIV é possível contabilizar o risco de lesão para o ocupante do veículo, sem cinto de segurança. Após a cabeça do ocupante embater com o interior do habitáculo, esta permanece em contacto com este, tendo ambos a mesma desaceleração. Desta forma, o objetivo do PHD é medir a intensidade da força que é exercida sobre o ocupante na fase do choque, em que este está em contacto com a cabine do veículo.

Tabela 3 - Níveis de severidade de colisão (CEN, 1998b)

Nível de Severidade da Colisão	Valores dos índices		
A	ASI ≤ 1,0	e	THIV ≤ 33 Km/h
B	ASI ≤ 1,4		PHD ≤ 20 g

O nível de gravidade de colisão A confere um maior nível de segurança para os ocupantes de um veículo em movimento do que o nível B, pois se o valor do ASI for inferior à unidade as lesões para os ocupantes dos veículos são quase inexistentes. Paralelamente, é ainda medido o índice de deformação do habitáculo do veículo (VCDI), na direção aos ocupantes, cuja deformação pode conduzir a graves lesões.

A norma CEN (1998b) prevê ainda critérios no que diz respeito aos níveis de deformação das guardas de segurança. Apresenta para tal a tabela 4, onde para diversos níveis se pode ver a tolerância em termos de distâncias horizontais de trabalho.

Tabela 4 - Níveis de deformação (CEN, 1998b)

Níveis de deformação	Deformação [m]
W1	W ≤ 0,6
W2	W ≤ 0,8
W3	W ≤ 1,0
W4	W ≤ 1,3
W5	W ≤ 1,7
W6	W ≤ 2,1
W7	W ≤ 2,5
W8	W ≤ 3,5

Na figura 13 é possível ver um esquema com três situações distintas de deformação das guardas de segurança semi-flexíveis. Esta é avaliada através de dois comprimentos, designados de deflexão dinâmica (D) e largura útil (W). A deflexão dinâmica representa o deslocamento lateral dinâmico máximo, do lado do sistema de restrição virado para o trânsito. A largura útil é distância medida entre lado virado para o trânsito antes da colisão e a posição dinâmica lateral máxima de qualquer parte importante do sistema.

Os valores referentes à largura útil são cruciais para definir o tipo de dispositivo a adotar de acordo com as características locais. Por exemplo, num local onde existe um espaço livre entre a guarda de segurança e o obstáculo de 1,25m, deve optar-se por um dispositivo com uma largura útil inferior a 1,00 m, ou seja um dispositivo das classes W1, W2 ou W3, de maneira a que este em caso de acidente deforme mas nunca ultrapasse 1,00 pois iria colidir com o obstáculo e consequentemente poderia ocorrer em lesões graves para os ocupantes.

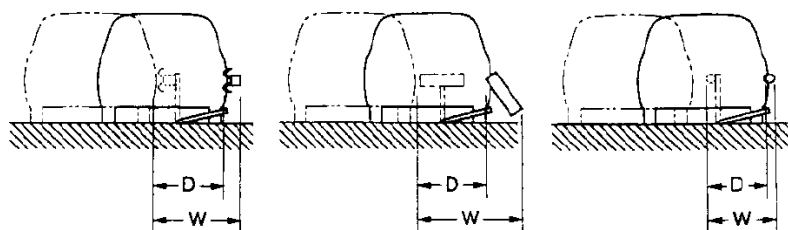


Figura 13 - Representação da deflexão dinâmica (D) e largura útil (W) (CEN, 1998b).

Capítulo 2 - O desempenho das barreiras é caracterizado em função das seguintes variáveis (tab. 5): a) comportamento da barreira e veículo, b) nível de severidade da colisão, c) deformação do veículo e d) deformação da barreira.

Tabela 5 - Critérios de aceitação em função do nível de contenção (CEN, 1998b)

Nível de contenção	Comportamento da barreira e veículo	Nível de Severidade da Colisão (ASI-THIV-PHD)	Deformação do veículo (VCDI)	Deformação da barreira
T1	TB 21	TB 21	TB 21	TB 21
T2	TB 22	TB 22	TB 22	TB 22
T3	TB 41+TB 21	TB 21	TB 21	TB 21
N1	TB 31	TB 31	TB 31	TB 31
N2	TB 32+TB 11	TB 32+TB 11	TB 32+TB 11	TB 32
H1	TB 42+TB11	TB 11	TB 11	TB 42
H2	TB 51+TB11	TB 11	TB 11	TB 51
H3	TB 61+TB 11	TB 11	TB 11	TB 61
H4a	TB 71+TB11	TB 11	TB 11	TB 71
H4b	TB 81+TB 11	TB 11	TB 11	TB 81

De acordo com os objectivos a atingir afetos ao projeto BarRod, as Infraestruturas de Portugal (IP) estabeleceram que no estudo da presente dissertação os objectivos para o estudo seriam os níveis de homologação N1 e N2.

Durante a execução de testes, o objectivo necessário é garantir que a guarda de segurança contém e redirecione um veículo descontrolado que nela embata, sem registar rotura completa dos elementos longitudinais principais. Por exemplo, para o nível de contenção N1, a entidade fabricante terá de propor o elemento defensivo a condições de teste com um comportamento da barreira e veículo referentes ao teste TB31 para que o elemento seja aprovado para implementação.

As guardas de segurança são dimensionadas para um determinado nível de contenção. Este nível é definido logo à partida e é de acordo com o nível de contenção desejado que são realizados os ensaios necessários para a sua homologação. Desta forma, os equipamentos sujeitos a teste para obtenção de aprovação referente a um nível N1 ou N2, não têm capacidade suficiente de suporte e redireccionamento, quando sujeitos a impactos com recurso a veículos pesados, pois o nível de contenção solicitado por um veículo pesado é sempre superior ao nível de contenção requerido por um ligeiro. Assim, o nível de contenção e exigência está diretamente relacionado com um estudo técnico-económico preliminar que tem grande influência, pois um nível de contenção afeto a um veículo pesado iria exigir uma barreira mais robusta, sólida e com uma ductilidade bastante diferente de uma que seja aplicável a veículos ligeiros. Outro aspeto a ter em conta é a probabilidade de choque de um veículo pesado para com uma guarda de segurança face ao conjunto de veículos que circula nas infraestruturas rodoviárias devido ao seu número diminuto.

1.2.4. Report 350

Datado de 1993 (Ross *et al.*, 1993), trata-se de um documento normativo apresentado nos EUA pelo “National Cooperative Highway Research Program” (NCHRP). Os objetivos do mesmo visam implementar sistemas de atenuação de impacto projetados e desenvolvidos pelo Departamento dos Transportes do Estado de Connecticut. O relatório sintetiza metodologias de testes, onde são especificados 8 tipologias de teste. O documento incide num conjunto de procedimentos guia para a execução de um teste completo a qualquer acessório de segurança rodoviária. Com base no mesmo, o governo americano atribui ao Departamento de Transportes dos Estados Unidos a responsabilidade de criação do “Manual for Assessing Safety Hardware” (MASH), a aplicar a novos produtos de entidades industriais fabricantes.

O documento apresentado por Ross *et al.* (1993) resume-se em 7 capítulos:

Capítulo 1 - Introdução do documento, definição de objetivos, organização do documento, enquadramento internacional;

Capítulo 2 - Visa a descrição sumária de todas as variáveis na execução de determinado teste. Neste capítulo sobressaem as características do tipo de solo, características do piso, tipo de apoio do sistema, pormenorização de detalhes afetos aos veículos e bonecos de representação de ocupantes de teste como massa, geometrias, pontos de aplicação, monitorização etc.

Capítulo 3 - Especifica as condições de teste, montagem dos acessórios, classes, níveis de desempenho, condições de impacto e respetivas tolerâncias para os quais se estão a desenvolver os testes.

Capítulo 4 – Refere os sistemas de aquisição de dados, onde se dá especial importância a parâmetros e procedimentos de teste típicos, ensaios preliminares em fase de pré-ensaio, durante e pós-ensaio.

Capítulos 5 e 6 - Sintetização de resultados onde são dados critérios de avaliação do comportamento funcional de estrutural de um sistema de segurança baseado em três fatores: a) adequabilidade estrutural do sistema, b) risco para os ocupantes e c) comportamento do veículo após colisão. No documento são apresentadas tabelas matrizes de avaliação de resultados. A sintetização dos resultados obtidos e discussão de conclusões são apresentadas no capítulo 6.

Por serem criadas em zonas geográficas e culturais distintas, as normas europeias EN 1317 (i.e., CEN (1998a, 1998b, 2000, 2001a, 2001b, 2001c, 2001d, 2010)) e o relatório americano “Report 350” (i.e., Ross *et al.*, 1993) apresentam algumas diferenças e fundamentos ligeiramente distintos. Estas diferenças não serão contudo aprofundadas neste estudo, pois pretende-se nesta dissertação inserida no projeto BarRod, uma abordagem baseada na normativa europeia a aplicar nas infraestruturas nacionais.

1.3. Interação solo-prumo

1.3.1. Introdução

A simulação da interação solo-prumo é usada para prever a distribuição das cargas aplicadas num prumo devido a deformações do mesmo e do solo de fundação. O conhecimento deste tipo de interação é bastante importante e requer o conhecimento do comportamento dos solos de fundação. É essencial ter parâmetros geotécnicos confiáveis e perfis em camadas para determinar a rigidez adequada do solo que se destina à fundação. Por exemplo, a rigidez do solo pode ser determinada através de ensaios laboratoriais (e.g., ensaio triaxial ou ensaio de sucção) ou *in situ* (e.g., ensaio dilatométrico de Marchetti).

1.3.2. Influência do solo

O estudo da resposta de um prumo inserido numa guarda de segurança obedece, sem margem de dúvidas, da consideração da influência do solo na resposta do conjunto solo-prumo. De facto, vários foram os autores que já evidenciaram a importância da consideração desta resposta conjunta. Por exemplo, os estudos realizados por Rohde *et al.* (1996) realçaram que o desempenho dos sistemas de retenção é largamente dependente da interação entre o prumo e o solo circundante. Por outro lado, Teng *et al.* (2016), com recurso a modelação numérica, afirmam que as condições do solo em nada afetam a severidade de impacto de acordo com as diretrizes normativas em vigor, mas influenciam nas distâncias de trabalho da própria guarda. Michie (1970), através de um sistema de pêndulo e uma câmara de alta velocidade, efetuou uma bateria de testes de maneira a estimar a influência dinâmica do solo e concluiu que em solos não coesivos a força de resistência e a energia cinética absorvida está diretamente correlacionada com a resistência do solo e que a largura do elemento cravado está claramente relacionada com a capacidade de absorção de energia por parte do solo. Tomlinson e Woodward (2007) revelam que num prumo sob uma ação horizontal, quando este é cravado num solo de má qualidade, grande parte da carga aplicada é diretamente transferida para a base do prumo e alguma desta será de imediato transferida para o solo circundante. Por outro lado, num solo de boa qualidade, a carga transferida para o terreno circundante atua através de tensões de corte no eixo e diminui a carga no prumo com o aumento da profundidade e os deslocamentos da ponta do prumo serão menores do que na superfície. Para Phanikanth *et al.* (2011) a resposta de um elemento estaca cravado é significativamente afetado pelo tipo de solo encontrado *in situ*. Jeyapalan *et al.* (1984) indica que prumos metálicos sem fundação de betão são apontados como soluções com bom comportamento estrutural em testes estáticos e dinâmicos. Patzner *et al.* (1999) descobriram que a deflexão de uma guarda de segurança é relativamente maior para locais onde os prumos estão cravados em solos com peso específico menor e à medida que o peso específico do solo aumenta, a deflexão do prumo decresce consideravelmente. Sassi (2011) revelou que os prumos têm tendência a rodar na direção da ação imposta e que o solo tem tendência a empolar na área circundante, afirmando ainda que o prumo comprime o solo na parte frontal causando a sua falha. O autor refere também que se o solo é denso, o prumo pode partir ao nível do pavimento, local onde o momento fletor é máximo. Cumulativamente, a deflexão do prumo assume-se máxima para solos com menor peso volúmico e à medida que o peso volúmico aumenta a deflexão do prumo diminuí.

Segundo Terzaghi *et al.* (1996), neste tipo de abordagem de prumos sujeitos a ações horizontais, a problemática de dimensionamento representa essencialmente um problema complexo de interação solo-estrutura. O prumo por si só comporta-se como uma estrutura com um comportamento essencialmente elástico, mas na presença de solo de confinamento circundante, pode admitir-se uma passagem de comportamento elástico para plástico. Por norma, este tipo de problemas é categorizado em prumos curtos ou longos.

No que diz respeito ao seu comprimento de cravação, onde no prumo curto o seu comportamento é estritamente elástico pois a estrutura permanece rígida sob a ação horizontal e a sua capacidade é dada pela resistência passiva do solo circundante. No caso do prumo longo, a sua capacidade é dada pela resistência passiva do solo, mas também pelo momento ou esforço instalado no prumo. O objetivo de dimensionamento passa então por definir limites de deformabilidade ao nível do solo e do próprio material do prumo, onde a distinção de comportamentos de prumos curtos ou longos é realizada, não só pela sua geometria, mas também pelo seu modo de rotura e parâmetros geotécnicos associados dos solos circundantes.

Do estudo afeto inerente, existem alguns aspetos relacionados com a análise laboratorial. Sabe-se que o estudo do solo em condições não saturadas implica o conhecimento do seu comportamento em condições múltiplas, de forma que é extremamente necessário o conhecimento da capacidade retentiva de água por parte do solo. Assim sendo, segundo Marinho (2005), a sucção de um solo pode ser descrita como a energia com que um elemento poroso absorve água quando está livre para se movimentar e depende, basicamente, da mineralogia, densidade e teor em água do solo. Uma vez obtida esta representatividade, é possível obter outros parâmetros de comportamento geotécnico associados a determinada amostra de solo, como por exemplo, a permeabilidade, resistência ao corte, variação volumétrica, o calor específico e a condutividade térmica. Assouline *et al.* (1998) revela que a determinação experimental torna-se morosa e tediosa de forma que nem sempre esta característica é apresentada nas propriedades básicas de caracterização de um solo. A execução de ensaios de sucção, é por norma pouco executada e que quando está disponível é com base num número limitado de pontos. Desta forma, os esforços no que diz respeito à conceção de ferramentas numéricas que através de funções matemáticas possam representar esta variável, tem aumentado consideravelmente.

São várias as metodologias que têm aparecido no desenrolar desta temática para resolução do problema num curto espaço de tempo e baseado em fatores de caracterização do solo, como o teor em água ou granulometria. A realização do ensaio de sucção com recurso ao método de papel de filtro, baseia-se na capacidade de meios porosos absorverem ou perderem determinada quantidade de água quando estão em contacto direto ou indireto num ambiente fechado, até que estes entrem em equilíbrio de pressão.

Para a obtenção da Curva Característica de Retenção de Água no Solo (CCRAS), existem duas metodologias. Uma delas é em ambiente laboratorial utilizando placas de pressão ou papel de filtro para diferentes teores de água. Esta metodologia por norma exige algum tempo de manobra, equipamento especializado e perícia na sua execução para obtenção de bons resultados.

A CCRAS, estabelece a relação coexistente entre o nível de sucção e a quantidade de água que está retida nos micro e macro vazios da amostra.

A curva característica idealmente e de acordo com Maleksaeedi (2016) apresenta três zonas de diferentes estados de teor de água, sendo ele (fig. 14): (a) estado saturado, (b) estado de transição de seco para saturado e (c) estado seco, ponto de sucção mátrica máximo. Compreende-se assim a sucção mátrica como a subtração da pressão de água existente à pressão do ar contido nos vazios da amostra do solo (Eq. 1). Daí se compreender que normalmente a pressão mátrica é expressa como um valor negativo.

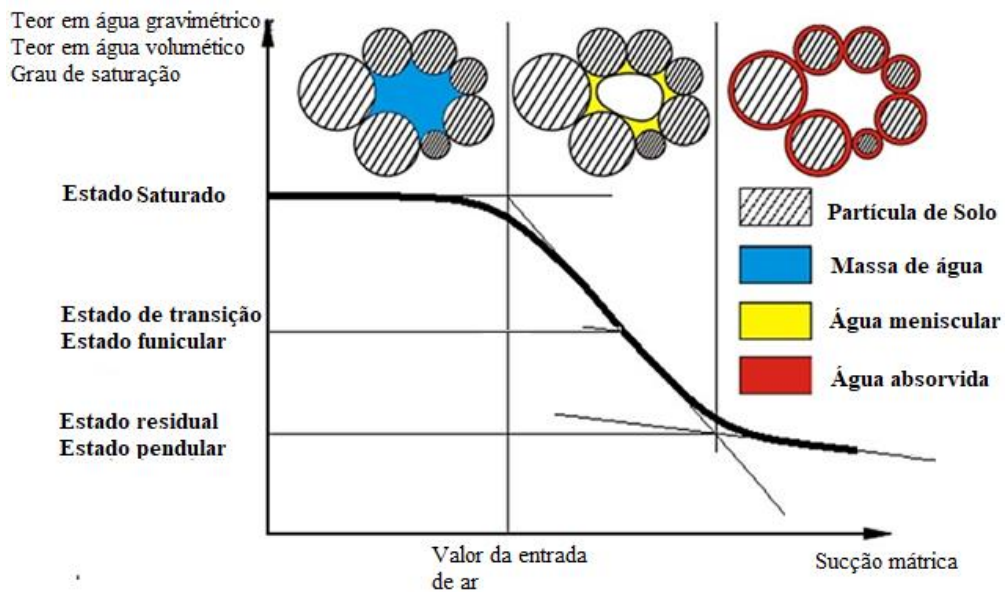


Figura 14 - Curva característica de retenção de água (Maleksaeedi, 2016)

$$\Psi_{\text{mátrica}} = U_a - U_w \quad (1)$$

De acordo com Fredlund & Rahardjo (1993), uma amostra de solo na presença de água e a sucção coexistente nessa amostra, está diretamente relacionada com a sua força, alteração de volume e permeabilidade da amostra insaturada, traduzindo-se na facilidade da água em percorrer os vazios da amostra. A figura 15 representa a curva teórica para um solo siltoso, onde se definem as variáveis envolvidas na representação da sucção de uma amostra de solo.

Por norma, a apresentação destas curvas pode ser em função do teor de água (ω), ou em função do teor de água volumétrico (θ_w), (Eq. 2) o qual é definido como:

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} \quad (2)$$

onde V_w representa o volume da parte líquida e V o volume total de solo.

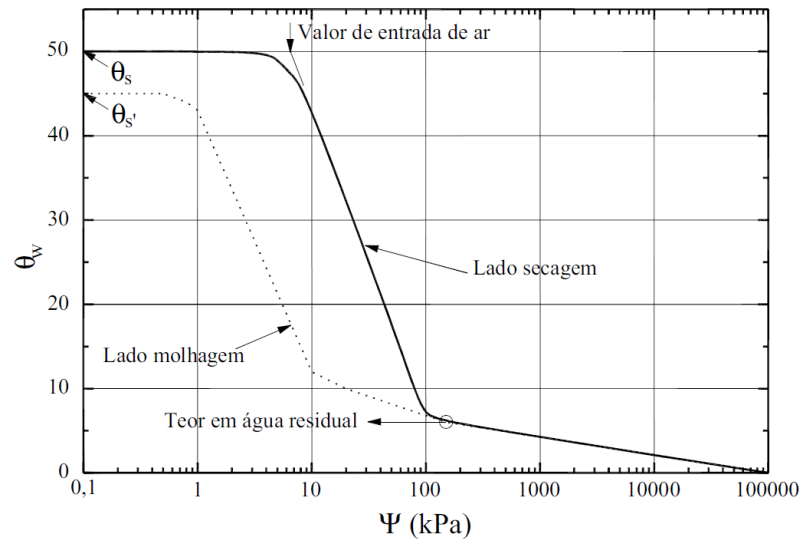


Figura 15 - Curva típica de retenção num solo siltoso (Fredlund & Xing, 1994)

De acordo com Topa Gomes (2008), (Eq. 3) o teor em água volumétrico é a variável mais frequentemente usada pois, a partir dela, define-se o teor em água normalizado (θ), o qual é definido como:

$$\theta = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (3)$$

onde θ_r representa o teor em água volumétrico residual e θ_s o teor em água volumétrico para a condição de solo saturado.

Alternativamente, existe outro método de estimar a sucção do solo, relacionando o teor de água com outros indicadores como distribuição granulométrica, diâmetro das partículas, porosidade, limite de liquidez e limite de plasticidade entre outros. Por norma, usam-se modelos matemáticos para estimar, através de um processo iterativo, os parâmetros de ajuste com base nestas informações de caracterização do solo, de maneira a calibrar o modelo e estimar através de soluções analíticas os valores de sucção da amostra. Segundo Topa Gomes (2008), a obtenção da curva de retenção através do método do papel de filtro é um processo simples, utilizado desde 1916 e cuja consistência de resultados torna o método normalmente bem aceite na generalidade da literatura, sobre solos não saturados. Permite a medição da sucção total para praticamente todos os níveis de sucção mas, em caso de contacto perfeito entre o papel de filtro e o solo, medindo a sucção mátrica. Uma vez que é objectivo da presente dissertação o conhecimento do comportamento da interação solo-prumo, este é um factor que pode influenciar bastante os resultados finais, uma vez que existe uma heterogeneidade muito grande no que diz respeito ao tipo de estratos e capacidade de absorção destes ao longo da implementação dos prumos de sustentação de guardas de segurança.

1.3.3. Modelação numérica

A utilização do cálculo numérico computadorizado encontra-se muito presente atualmente, permitindo vantagens económicas bastante importante (i.e., redução dos custos de desenvolvimento de produtos) e níveis de detalhe que só são possíveis por simulação numérica. No entanto, diversos são os aspetos a ter em conta na introdução dos dados de modelação, nomeadamente: a) modelos constitutivos bem definidos, b) critério de rotura, c) parâmetros geotécnicos associados à representação do solo como meio contínuo e d) discretização da malha de elementos finitos apropriada à simulação a executar.

Segundo Consolazio *et al.* (2012), a criação de um novo elemento barreira de segurança para introdução no mercado, requer um elevado tempo de testes e custos associados até que se dê como apto o novo elemento. Contudo, parte destes trabalhos podem ser substituído por simulações numéricas. Mas Gulbenkian (2011) refere que a modelação completa da fundação seria exaustiva e aumentaria drasticamente o custo computacional da simulação. Segundo este, a melhor solução para representação da rigidez do subsolo é a colocação de molas não lineares com uma rigidez equivalente em multidireções e profundidades. Uma vez que a execução de ensaios físicos de estudo comportamental destes elementos requer uma enorme operacionalidade logística e um custo associado elevado, a recorrência à computação numérica de simulação do comportamento do meio é cada vez mais usual. Desta forma e de maneira a poder obter-se resultados com a qualidade pretendida e que do ponto de vista numérico que sejam realistas do real comportamento, a real representação da fundação carece de um estudo vinculativo do solo, originando a introdução de parâmetros geotécnicos de caracterização que são únicos e associados a cada local de estudo. De forma a modelar a fundação, Borovinšek *et al.* (2007) e Sassi (2011) representam a mesma conforme se ilustra na figura 16, i.e., estabelecem a deformabilidade do solo em profundidade com recurso a molas, cujo comportamento é elasto-visco-plástico e vaiável em profundidade. Teng *et al.* (2016) apresenta um estudo em que integralmente replicam esta abordagem, afirmando usar 9 molas não lineares em profundidade e espaçadas de 100 mm.&

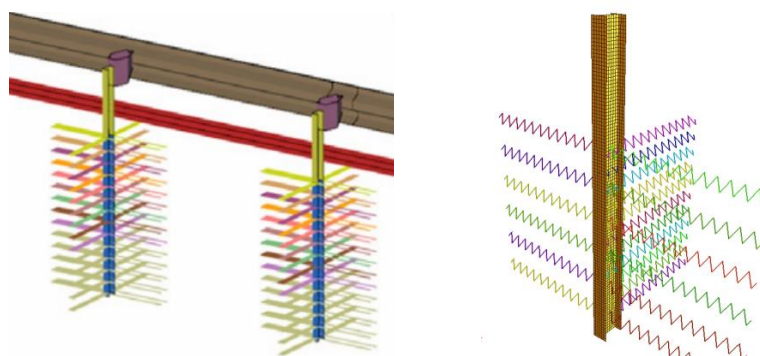


Figura 16 - Condições de fronteira do prumo em ambiente de simulação numérica (Borovinšek *et al.* (2007) e Sassi (2011))

Os primeiros passos neste tipo de abordagens foram dados por McClland e Focht (1958), que desenvolveram o primeiro modelo P-Y baseado em resultados de estacas cravadas no solo. O solo foi modelado com uma série de molas não lineares e uma curva de deflexão de carga foi definida para cada mola conforme ilustra a figura 17. Este método, foi uma clara melhoria em relação a modelos anteriores, onde as molas haviam sido consideradas lineares ao longo da profundidade. De acordo com o autor a rigidez das molas em profundidade não só depende dos parâmetros geotécnicos a simular, mas também da forma e dimensões da secção do prumo.

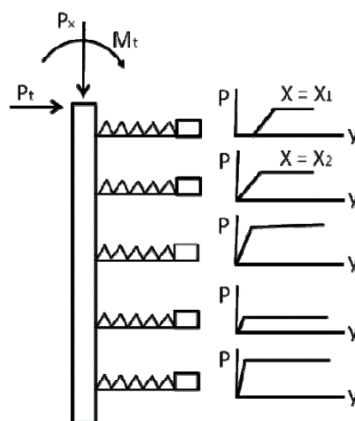
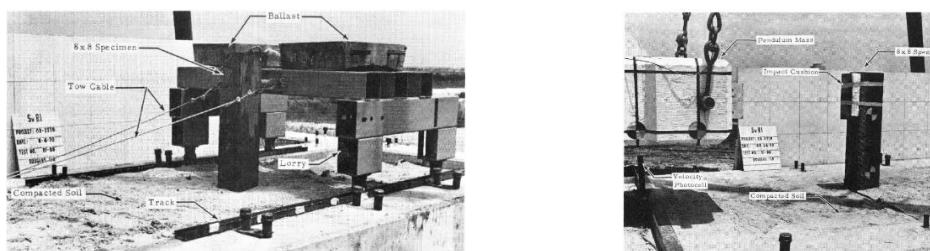


Figura 17 - Modelo de análise não-linear usando curvas P-Y (McClland e Focht, 1958)

Procurando obter maior realismo do que recurso a molas (as quais não reproduzem o efeito de corte entre elas), Ferreira (2016) realizou uma análise tridimensional da interação solo-prumo de guardas rodoviárias, necessitando para tal dos seguintes parâmetros: a) peso volúmico do solo, b) módulo de elasticidade secante do solo, c) ângulo de atrito do solo, d) coesão do solo, e) coeficiente de Poisson do solo, f) geometrias e profundidades de cravação do prumo, (g) módulo de elasticidade do prumo, h) tensão de cedência do prumo, i) coeficiente de Poisson do prumo; j) área da secção do prumo e k) inércias da secção do prumo. Além destes parâmetros, refere ainda que o modo de rotura utilizado foi o critério de Mohr Coulomb. Para se maximizar ainda mais a qualidade da simulação numérica, é possível a introdução da simulação do veículo. Na figura 18 é possível observar a modelação de veículos em modelo constitutivo com elementos do tipo casca e validados pela “Federal Motor Vehicle Safety Standards and Regulations” (FMVSS). Para Gutowski *et al.* (2017), simulações de veículos com impacto em guardas de segurança, mas que previamente embatam contra lancis de passeios das estradas, criam desafios significativos para os modelos numéricos, devido às deformações plásticas severas e ao grande número de componentes envolvidos nas análises de contacto. Por exemplo, quando os veículos entram em contato com o lancil antes de causar impacto na guarda de segurança, o pneu e a suspensão do veículo deformam-se abruptamente. Todos estes detalhes devem ser levados em consideração na realização de uma análise em ambiente de modelação numérica e que na realidade afetam os resultados obtidos.

denominado “Bogie” e para velocidades inferiores a 40 km/h recomendada o uso do pêndulo gravitacional.

Atendendo ao tipo de teste pretendido, está associado um modo de rotura que pode assumir-se de diversas tipologias (Michie, 1970): a) deformação elástica, b) rotura e c) ser empurrado devido ao limite de deformabilidade do solo. O autor revela que é frequente encontrar uma combinação destas três componentes aquando de um ensaio. Como procedimentos de ensaio, Michie (1970) revela que para solicitações dinâmicas, o método de solicitação por um pêndulo é uma boa opção, pois pode facilmente ser controlado em termos de altura de queda e ajuste de massas de impacto, o que facilita o seu manuseamento, controlo e qualidade de ensaio. Para solicitações estáticas, o uso de um carril de reação contra o prumo enaltece uma ação quase estática e que do ponto de vista experimental revela-se bastante estável e de fácil controlo. Na figura 19 podem ser visualizados os procedimentos de teste usados por Michie (1970). Ao nível da instrumentação, o autor fez uso de acelerómetros, sensores de velocidade, células de carga e sensores de fotocélulas.



a) Teste de impacto dinâmico através de carris metálicos

b) Teste de impacto estático com pêndulo gravitacional

Figura 19 - Procedimentos de ensaio para testes dinâmicos ou estáticos (Michie, 1970)

Para Bakhtiary *et al.* (2017), a realização de ensaios estáticos compreende o uso de um cilindro de atuação hidráulica em conjunto com um bloco de reação com funcionamento em tração, conforme apresentado na figura 20. O teste do autor referenciado anteriormente segue a uma velocidade de 1mm/s.. Como instrumentação são usadas células de carga e potenciômetros de mola para monitorizar deslocamentos.

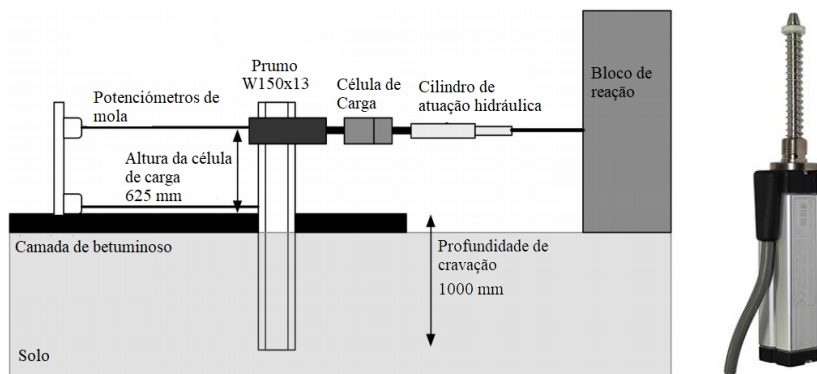


Figura 20 - Procedimento de ensaio estático e potenciômetro de mola convencional (adaptado de Bakhtiary *et al.* (2017))

Em laboratório é também possível realizar experimentação física, como demonstrou Prasad e Chari (1999). Para a obtenção da resposta de um prumo inserido em solos não coesivos, estes autores recorreram a um cilindro de areia para a reprodução das condições fronteira do meio onde o prumo se insere. O teste de carga lateral utilizado é semelhante ao apresentado por Bakhtiary *et al.* (2017). Na figura 21 e 22 pode visualizar-se o esquema de representação usado em laboratório para execução de ensaio, bem como instrumentação convencional usada. De modo a controlar deformações e monitorizar as tensões atuantes no prumo usam instrumentação local, destacando-se o uso de transdutores de pressão, potenciômetros de mola e células de carga pelos autores.

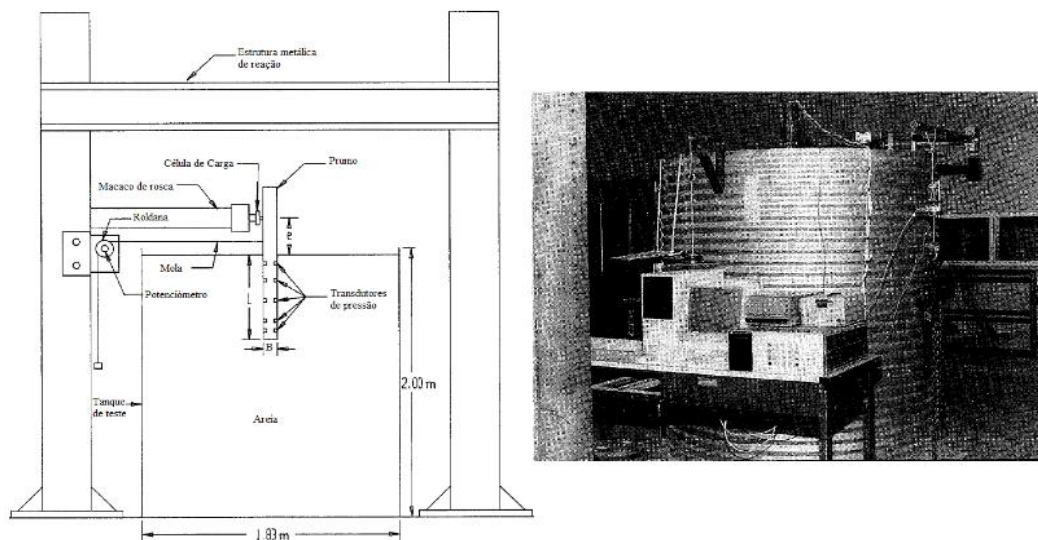


Figura 21 - Metodologia de ensaio usada por Prasad e Chari (1999)

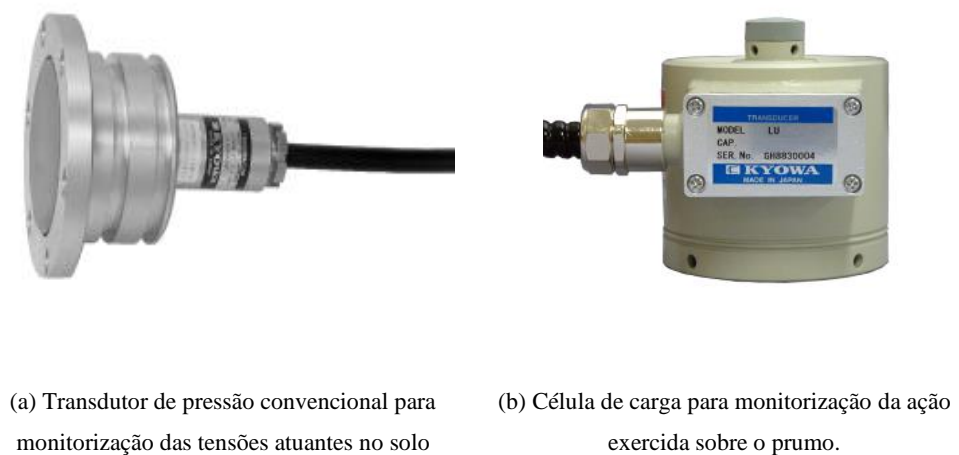


Figura 22 - Instrumentação tipo usada para ensaios laboratoriais

1.3.5. Soluções analíticas

Várias são as propostas apresentadas para prever o comportamento estrutural com base em resultados experimentais realizados e cujo objetivo assenta em ser possível uma poupança de recursos económicos e temporais associados à realização de ensaios, quer físicos como numéricos. O enfoque dado a estas soluções tem passado essencialmente pela determinação das seguintes variáveis: a) capacidade de carga última que o prumo pode suportar antes de ocorrer a sua deformação plástica, b) localização do ponto de rotação, e c) capacidade de carga última do solo (existem soluções analíticas associadas a solos coesivos e não coesivos).

De acordo com Sassi (2011), métodos publicados por outros autores assumem que a distribuição do diagrama de pressões ao longo do comprimento de embhecimento no solo é considerada linear, quando na verdade não se comporta como tal. Quando um prumo de uma guarda de segurança é solicitado lateralmente, o solo circundante resiste à aplicação da força, onde a reação depende essencialmente dos parâmetros do solo (e.g., ângulo de atrito), sendo que a relação entre a pressão do solo e a deflexão não é linear. Saran (2006) refere que desde há muito tempo existem métodos para o cálculo analítico de deflexão e carga lateral última, associada ao comportamento dos prumos destacando dois métodos: o método de Brinch Hanson (datado de 1961) para o cálculo de carga lateral última (H_u) e baseado no diagrama de pressões de solos e aplicável apenas em pequenos prumos, e o método de Brom, (datado de 1964) também baseado no diagrama de pressões de solos com simplificação de assumir a resistência última do solo ao longo do comprimento do prumo. Prasad e Chari (1999) apresentam um estudo comparativo das soluções analíticas relevantes para este tipo de sistema estrutural aplicado a solos não coesivos, onde fazem evidenciar uma proposta por eles criada, baseada em experimentação empírica onde são definidas algumas das condições fronteira necessárias ao estabelecimento das equações de cálculo. Das condições apresentadas destacam-se as seguintes: a) o ponto de tensão efetiva horizontal (σ'_H) máxima localiza-se entre 55% e 65% e é assumida pelos autores igual a 60% do comprimento de cravação do prumo no solo e b) na base do prumo a tensão efetiva horizontal máxima vale $1,7 \cdot \sigma'_H \cdot (0,6x)$. Na figura 23 torna-se evidente a diferença do método proposto por Prasad e Chari (1999).

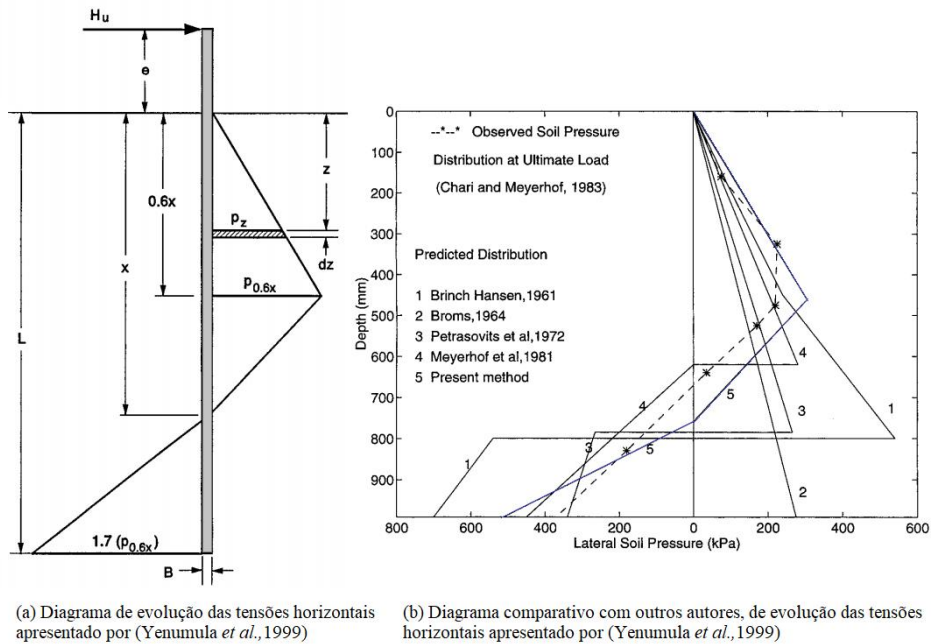


Figura 23 - Metodologia apresentada por Prasad e Chari (1999)

Para Poulos e Davis (1980) o diagrama de tensões horizontais do solo em solos coesivos (fig. 24) inicia com $2c_u$ e aumenta em função da profundidade até cerca de $3D$ (D representa o diâmetro), mantendo-se constante para profundidades superiores até 8 a 12 vezes o valor de c_u .

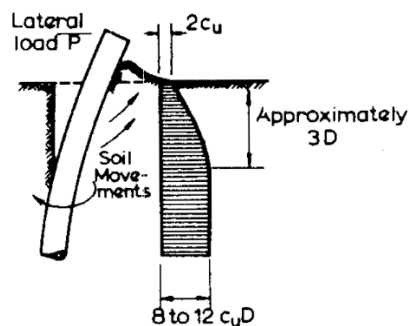


Figura 24 - Diagrama de pressão do solo apresentado por Poulos e Davis (1980)

Quando a tensão horizontal se torna constante, a ruptura horizontal por parte do solo envolve uma deformação plástica do solo circundante ao prumo no seu plano horizontal. O valor do fator de resistência lateral depende do rácio de adesão/coesão do solo e da forma da secção do prumo a cravar. Segundo Poulos e Davis (1980), o método apresentado por Broms em 1964, representa um conjunto de simplificações que visam clarificar a distribuição do solo (fig. 25). Uma vez que este sistema apresenta também uma evolução pouco significativa em profundidade, o autor acaba por simplificar a forma do diagrama de pressões, de forma triangular para estritamente retangular e com isso simplificar o sistema de cálculo.

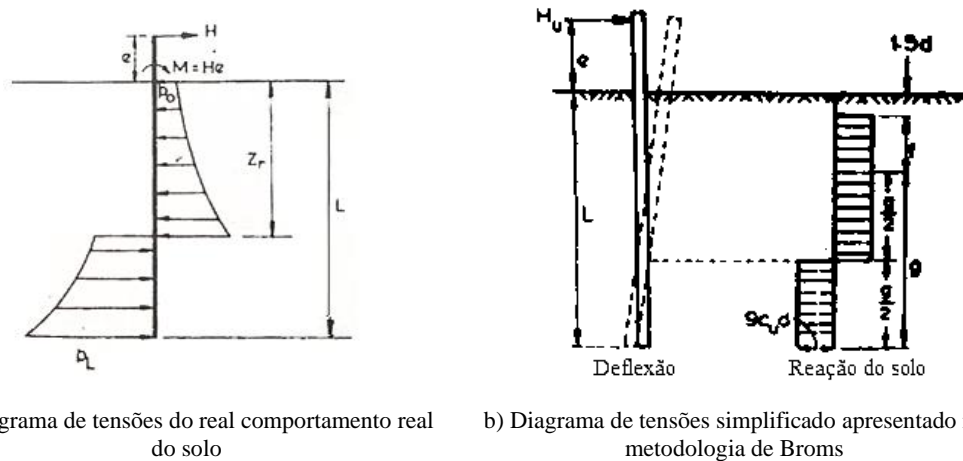


Figura 25 - Diagramas de pressão do solo real e adaptado pelo método de Broms (adaptado de Poulos e Davis, 1980)

Segundo Sassi (2011), o método apresentado por Poulos em 1971 considera um módulo de elasticidade com variação linear, que mostra grande discrepância de resultados quando aplicado a guardas de segurança, o que torna o método irrealista para simulação do comportamento elástico linear do solo. No método apresentado por Meyerhof *et al.* (1981), sempre que um prumo com uma cabeça livre é parcialmente embutido num solo, é submetido a uma carga horizontal no topo, assume-se que a pressão do solo é inicialmente na frente do ponto de rotação e a pressão ativa do solo é desenvolvida no lado oposto do prumo. Abaixo do ponto de rotação do prumo/prancha, a distribuição lateral é invertida e tem uma pressão aproximadamente triangular.

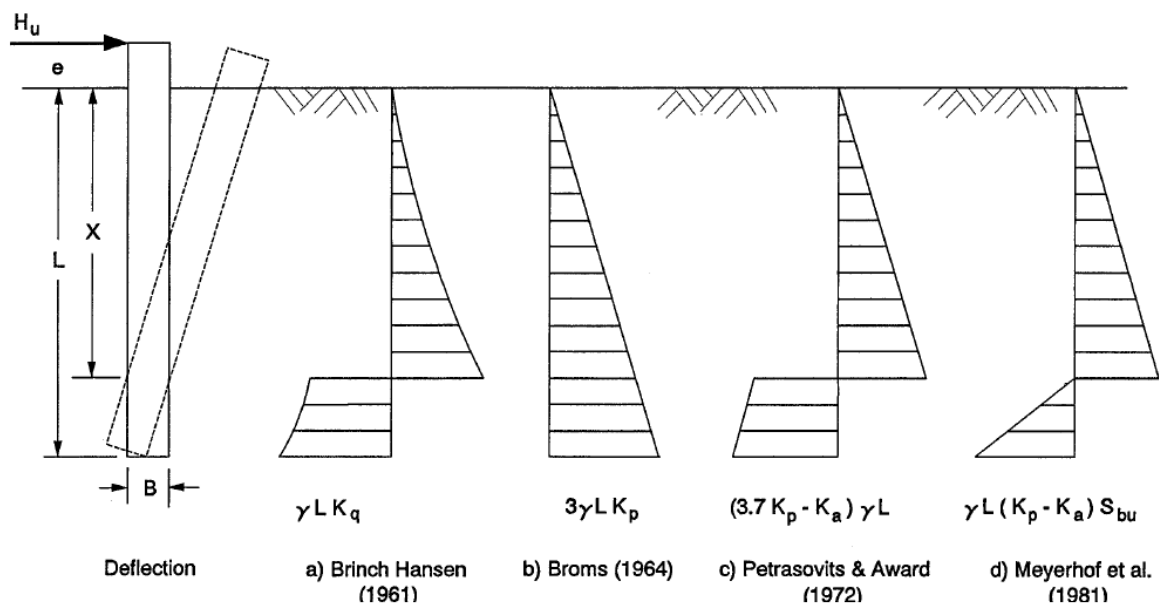


Figura 26 - Diagrama de tensões horizontais no solo apresentado por diversos autores (Azeez e Hasan ,2019)

Sassi (2011) revela que as diferentes metodologias de simulação analítica usadas pelos diversos autores têm por base uma variedade elevada das espessuras dos prumos bem como diferentes profundidades de cravação. Mais refere que o uso destas metodologias para a estimação do comportamento em prumos associados a guardas rodoviárias, apresentam desvios muito elevados o que torna o problema altamente não-linear, sendo que a suposição do comportamento linear do solo não é válida. Desta forma, qualquer método que estabeleça essa relação não é suficientemente preciso em termos de resultados obtidos. Meyerhof *et al.* (1981) refere que se trata essencialmente de um problema de análise bidimensional, à semelhança de uma estaca-prancha, mas que para ser coerente e ter em conta o efeito tridimensional dado pela secção do prumo cravado, é necessário introduzido um fator de forma corretivo (S). Este fator não é constante, como assumido por alguns autores, variando com a profundidade e o ângulo de atrito do solo de fundação.

1.3.6. Conclusão

Em suma, existe um elevado número de publicações com diversas opiniões relativamente aos métodos mais apropriados para o estudo do comportamento de interação solo-prumo. No entanto, estudos concisos fazem-se representar e clarificam o uso das metodologias normativas, bem como as suas limitações, quer em termos de ensaios físicos como de simulação computacional e meios matemáticos para as diversas possibilidades em solos coesivos e não coesivos. Uma vez que as hipóteses são inúmeras e de diversa escala, o fator económico está severamente implícito na execução deste tipo de análises e afeta diretamente a qualidade dos resultados obtidos. É de realçar que a caracterização geotécnica se torna indispensável e não passível de substituição pela modelação, uma vez que a heterogeneidade do solo é bastante acentuada e apenas o conhecimento *in situ* permitirá uma boa e viável análise do real comportamento do sistema solo-prumo.

2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

2.1. Apresentação

Os ensaios laboratoriais de caracterização dos materiais constituem uma componente de grande relevância na Engenharia Geotécnica. Neste contexto, o presente capítulo pretende explicar a bateria de ensaios realizados no âmbito dos trabalhos laboratoriais da presente dissertação.

Durante a fase de construção de determinada estrutura, nem sempre é possível em obra, ter o detalhe necessário para que os parâmetros geotécnicos possam ser estimados com exatidão. Porém, é igualmente óbvio que estudos mais detalhados para caracterizar o comportamento tensão-deformação dos solos poderá contribuir para um dimensionamento mais racional das obras geotécnicas. Assim sendo, torna-se indispensável a realização de um estudo mais avançado de ensaios laboratoriais. De uma forma genérica, pode dizer-se que a caracterização do comportamento tensão-deformação-tempo do solo deverá contemplar ensaios de campo, ensaios laboratoriais e observação do comportamento em escala real. No presente trabalho tentou-se seguir um pouco esta metodologia, de modo a incrementar a qualidade dos resultados obtidos, testando as amostras de solo retiradas e os prumos metálicos de tipologia C125.

2.2. Metodologia

Devido à heterogeneidade do solo ao longo da superfície do terreno, foi necessário estabelecer uma metodologia de estudo, que visasse o conhecimento afincado do comportamento solo-prumo enquanto guarda de segurança defensiva e passível de deformação limitada, combinado com o estado de tensão-deformação do solo. Posto isto, optou-se por fazer um estudo de um solo de más, como exemplo do que se poderia encontrar ao longo das áreas adjacentes às faixas de rodagem em Portugal continental. Este solo de baixa resistência mecânica, não só permite dar a conhecer níveis de deformação e resistência máximos, como se assume como um ponto de partida para comparação com estudos noutros tipos de solos. O local de ensaios selecionado, conforme ilustra a figura 27, foi um campo aberto pertencente ao município de Guimarães, inserido no campus da Universidade do Minho em Azurém.

O processo iniciou-se pela recolha de amostras *in situ*, por forma a perceber o tipo de material que iria ser alvo de estudo, onde foram realizados num primeiro instante um conjunto de ensaios de caracterização física e mecânica dos quais se destacam:

Caracterização física:

- a) Determinação do teor em água;

- b) Determinação do teor em matéria orgânica;
- c) Determinação da curva granulométrica;
- d) Determinação dos limites de consistência (exceto limite de retração);
- e) Determinação da densidade das partículas sólidas.

Caracterização mecânica:

- f) Ensaio de corte direto;
- g) Curva de sucção.



Figura 27 - Localização da zona de realização de ensaios de caracterização do solo

Relativamente ao prumo metálico C125, efetuou-se um teste numa prensa hidráulica, de forma a perceber o seu comportamento elástico e plástico em torno de ambos os eixos de inércia (menor e maior) e ser possível definir condições fronteira quando cravado no solo.

De seguida, serão apresentados por ordem cronológica da sua execução, os ensaios acima apresentados, bem como a orientação normativa em que estes se basearam e resultados que determinado ensaio quantificou.

2.3. Ensaio ao solo

2.3.1. Caracterização física

Os ensaios de caracterização física compreendem o primeiro contacto com o tipo de solo em estudo, cujo objectivo é o conhecimento primário de parâmetros geotécnicos que o caracteriza.

Teor em água

A recolha das amostras (fig. 28) foi realizada após a limpeza e remoção dos enraizamentos superficiais, de modo a evitar detritos anómalos ao solo em estudo. A profundidade de retirada de provetes foi sempre entre os 30 cm e os 40 cm, com o objetivo de ultrapassar a parte da camada vegetal constante à superfície, com elevada percentagem de matéria orgânica. A recolha da primeira amostra foi com recurso a um anel metálico cilíndrico com dimensões de 60,6 mm de diâmetro e 30 mm de altura. O processo de cravação foi manual e de forma cuidada. Após a sua recolha, este foi pesado, seco e analisado.



(a) Cravação de anel metálico



(b) Preservação da amostra

Figura 28 - Recolha da amostra de solo *in situ*

O teor de água apurado para o material *in situ* foi de 24,3% aquando a recolha da amostra mas apresentou em diferentes fases de medição uma variação entre 17% e 29% em função de temperatura ambiente. Acessoriamente, outros parâmetros foram determinados como a quantificação do peso volúmico dos solos em análise, tendo-se obtido para solo orgânico *in situ* uma massa volúmica média de $\gamma = 15,3 \text{ kN/m}^3$ e uma massa volúmica seca média $\gamma_d = 12,3 \text{ kN/m}^3$.

Teor em matéria orgânica

A matéria orgânica do solo desempenha um papel de suma importância do ponto de vista químico, físico e biológico. O conhecimento do seu teor é fundamental na área da geotecnia pois

assume-se como imprescindível na definição de barreiras de diagnóstico e na caracterização de classes de solos. A matéria orgânica é heterogênea e composta por restos animais e vegetais.

No desenrolar deste ensaio seguiu como referência as especificações constantes na norma LNEC (1967). Para a sua obtenção foram usados quatro amostras em tabuleiros de distintos. Estas foram extraídas no mesmo local e profundidades, assim como no mesmo dia e hora.

Para a determinação de resultados recorreu-se a duas estufas, uma de baixa temperatura e outra de altas temperaturas. Como procedimento, após extração *in situ*, foi efetuado o transporte das amostras para o laboratório com o intuito de o analisar. Esta análise, compreende duas importantes fases. Numa primeira fase, o solo foi seco a 60°C de forma a retirar a humidade intrínseca e depois, numa segunda fase, o solo foi seco numa mufla a uma temperatura de 500°C de modo a apurar a quantidade de matéria orgânica que este continha na sua constituição. Assim, e para não dar aso a possíveis erros, o solo foi colocado em quatro distintos tabuleiros com a designação de A, B, C e D. Após este processo de incineração do solo, permaneceu 36 horas dentro da mufla para que as amostras arrefecessem e estabilizassem a sua composição, registando um valor médio final de 6,1% (fig. 29).

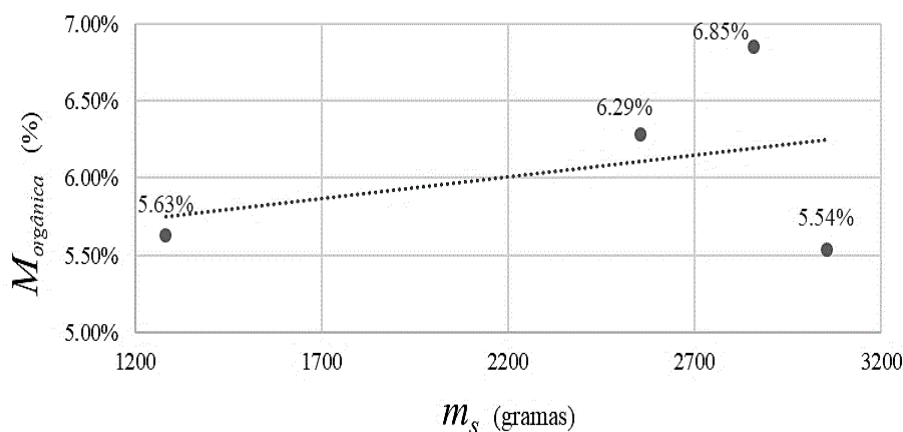


Figura 29 - Percentagem de matéria orgânica do solo

Curva granulométrica

A execução do ensaio de determinação da curva granulométrica (figs. 30 a 32) foi vital para o conhecimento quantitativo da distribuição de tamanhos de partículas que constituem o solo em estudo. Com isto, foi possível estabelecer uma representação gráfica da sua constituição e ver algumas das suas características físicas, bem como efetuar a sua classificação de acordo com o fim a que se destina e verificar se a sua constituição é a mais adequada para esse mesmo fim.

No presente caso, foi necessário determinar, à partida e de acordo com o tipo de solo, a metodologia para execução da análise granulométrica mais apropriada efetuar, devido ao facto de se tratar de um solo vegetal, que continha bastante matéria orgânica e a sua composição ser bastante

heterogénea. Desta forma, foi necessário efetuar alguma preparação pré-ensaio. O ensaio desenvolveu-se assim em duas partes fundamentais, que consistem na peneiração de material acima do peneiro #10 (ASTM) e análise granulométrica por sedimentação de material passado nesse mesmo peneiro. Os procedimentos de ensaios utilizados foram os descritos em LNEC (1966, 1970).

Análise granulométrica por peneiração

De acordo com LNEC (1970), uma quantidade de cerca de 500 g foi selecionada, desterroada (fig. 30a), seccionada pelo método dos quartis (fig. 30b), subdividida em finos e grossos e peneirada (fig. 30c).



(a) Desterroamento manual (b) Seccionamento e seleção pelo método dos quartis (c) Peneiração

Figura 30 - Processo de peneiração

Análise granulométrica por sedimentação

A fase de estudo das partículas muito diminutas é executada por um processo de sedimentação (LNEC, 1970), não só pela sua dimensão mas pela dificuldade em quantificar de um outro modo. O processo é executado por diversas fases das quais se destacam em particular a fase de lavagem (fig. 31a), fase de peneiração da amostra juntamente com a adição de anti-flocolante (fig. 31b) e a fase de sedimentação em subperíodos com monitorização constante da temperatura (fig. 31c). Da análise granulométrica executada resultou a curva característica apresentada na figura 49.

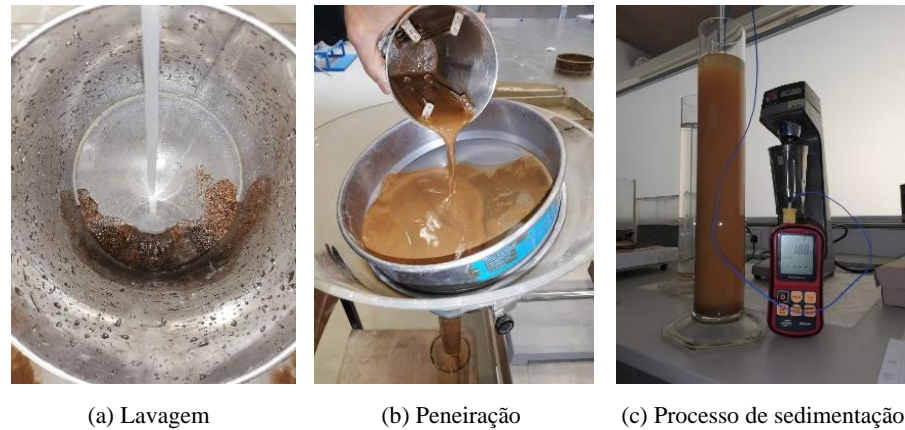


Figura 31 - Processo de sedimentação

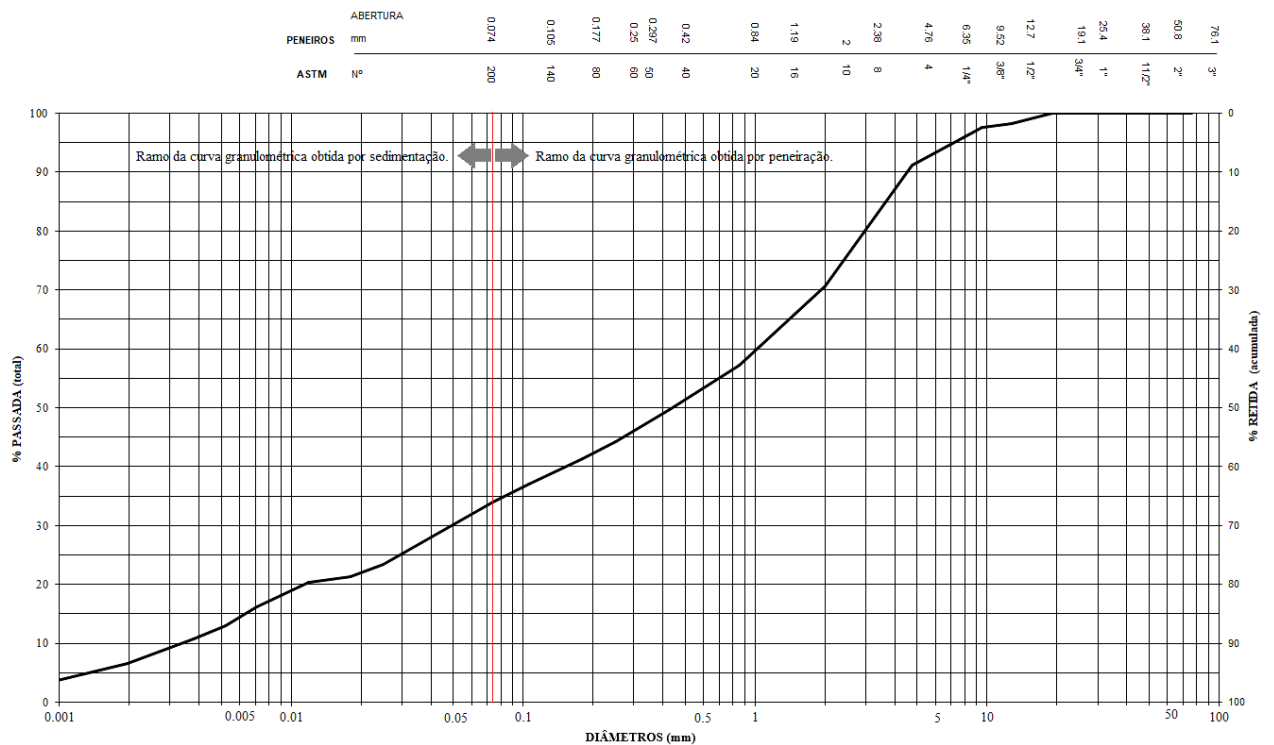


Figura 32 - Curva granulométrica do solo em estudo

Limites de consistência

A execução do ensaio de determinação dos limites de Atterberg visa avaliar a natureza dos solos, assim como o seu comportamento funcional quando solicitado. Estes limites podem ter 3 tipologias. A primeira tipologia é a quantificação do limite de liquidez (ω_L), que de acordo com a figura 33, consiste na determinação do teor de água acima do qual o solo adquire um comportamento líquido. É uma avaliação do ponto de transformação do estado sólido para o estado líquido, onde é feita uma definição das condições fronteira em termos percentuais de água por quem executará o

ensaio. O limite de liquidez pode assim ser executado por recurso a dois equipamentos distintos: a concha de Casagrande e o cone penetrómetro. O limite de plasticidade (ω_p) é executado com recurso a uma amostra cuja avaliação visa determinar o teor de água do ponto em que o solo passa do estado plástico para o estado sólido, ou seja, o instante em que perde a capacidade de ser moldado manualmente e se desintegra (fig. 34). Para a sua realização seguiu-se as disposições normativas constantes em BSI (1990). Com a execução dos limites de Atterberg, posteriormente é executada uma classificação do solo de acordo com documentos normativos que visam classificar a qualidade relativa do solo em função da sua aplicabilidade futura. No presente caso, a classificação foi feita segundo a norma AASHTO (2004), uma vez que a finalidade é para usos rodoviários. A classificação é efectuada com base nos resultados obtidos pelos ensaios relativos às suas características físicas (análise granulométrica, limite de liquidez e limite de plasticidade).

Com base nos resultados obtidos na análise granulométrica, teor em matéria orgânica e limites de consistência é apresentado na figura 35 o processo de classificação realizado.

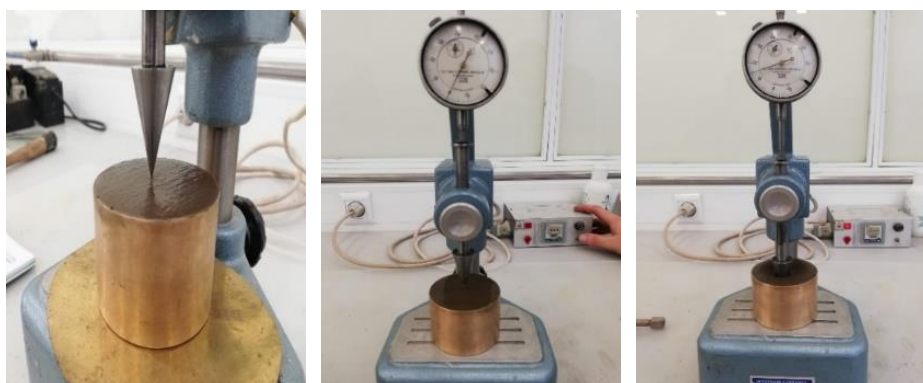


Figura 33 - Ensaio do cone penetrómetro para obter o limite de liquidez (ω_l)



Figura 34 - Ensaio do de determinação do limite de plasticidade (ω_p)

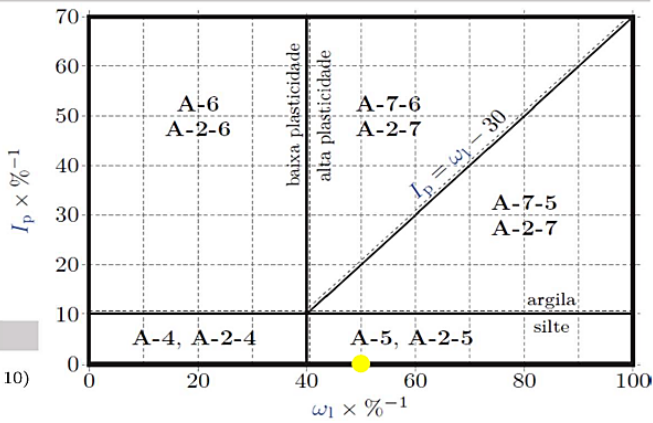
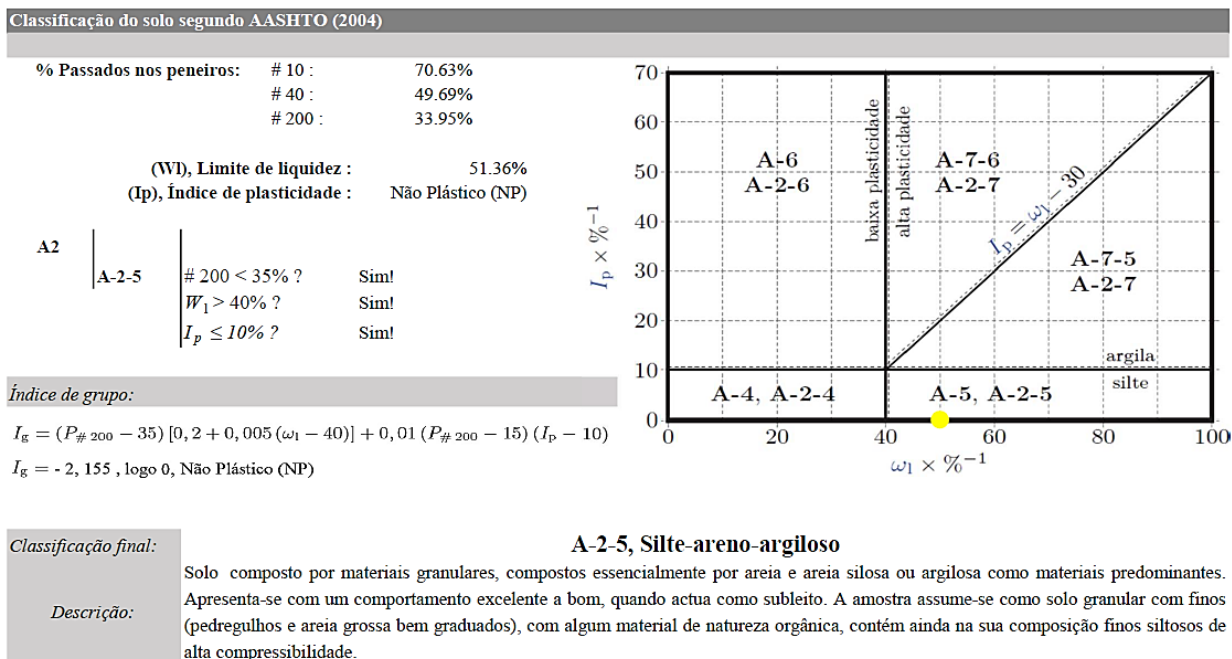


Figura 35 - Classificação do solo (AASHTO, 2004; Araújo, 2019)

Densidade das partículas sólidas

A execução do ensaio de determinação da densidade das partículas sólidas, tem por objectivo o conhecimento do material que constitui a amostra e assim complementar e apoiar outros ensaios de caracterização. De uma forma geral, é efectuada uma peneiração do material pelo peneiro #4 (ASTM) para eliminar possíveis partículas com dimensões superiores a 4,75 μm e com isto efetuar o ensaio segundo a norma IGPAI (1965). Segundo a norma, areias siliciosas apresentam densidade próxima de 2,70 (valor como referência). Para a execução de determinação da densidade das partículas, foram utilizados os equipamentos apresentados na figura 36. Foram usados dois picnómetros, água destilada, um esguicho, um copo graduado de bico, um funil, uma plataforma de aquecimento entre outros. O valor obtido final para o solo em estudo foi de 2,5.



Figura 36 - Determinação da densidade das partículas sólidas

2.3.2. Caracterização mecânica

Ensaio de corte direto

A execução do ensaio de resistência ao corte visou quantificar parâmetros geotécnicos associados às leis constitutivas utilizadas na simulação da resistência ao corte de maciços terrosos ou rochosos. O ensaio de corte direto é talvez o ensaio de caracterização mecânica mais comum na prática e é particularmente apropriado para analisar situações em que a rotura é localizada, desenvolvendo-se em bandas de corte de reduzida espessura, em estado plano de deformação. A realização desta tipologia de ensaios em ambiente de obra tinha uma componente económica bastante elevada, assim como uma preparação e equipamentos sofisticados. Atendendo a estes três fatores, a sua realização em laboratório traduz-se mais vantajosa quer em termos de recursos necessários como na qualidade dos resultados obtidos.

O procedimento de teste conjuga-se numa simulação das condições encontradas *in situ*, onde são recolhidas e testadas amostras representativas do solo em estudo. A metodologia aplicada seguiu as diretrizes constantes nas normas BSI (1990) e ASTM (1998) e para a realização do ensaio foram usados os recursos apresentados figura 37.



Figura 37 -Equipamento de ensaio de corte direto

Para a realização dos ensaios de corte, os provetes foram extraídos através da cravação de um anel metálico (figs. 38a e 38b) no solo em estudo a uma profundidade nunca inferior a 30 cm. A amostra pretende ser representativa do solo onde se repliquem totalmente as condições *in situ*, bem como a sua integridade. Após a extração deste anel (fig. 38c), o mesmo é rasado e inspecionado sem que se exerçam acréscimos de tensões de confinamento da amostra, assim como diminuição do índice de vazios. Esta é posteriormente colocada numa caixa metálica de corte de secção circular que é dividida horizontalmente no plano de corte. Na sua base e topo coexistem duas pedras porosas e peças metálicas que permitem a drenagem da amostra se for o caso. A realização do ensaio da caixa de corte realizou-se sob condições de deformação controladas pelo equipamento, pois só assim é possível obter a resistência de pico e de rotura do solo em estudo. Durante todos os ensaios, para existir uma uniformização de resultados, a rotura do solo considerou-se ser atingida quando obtida uma deformação horizontal de 8mm. Neste ensaio, a monitorização dos deslocamentos horizontais e verticais foram medidos com recurso a sensores de posição eletrónicos e as forças horizontais e verticais por células de carga.

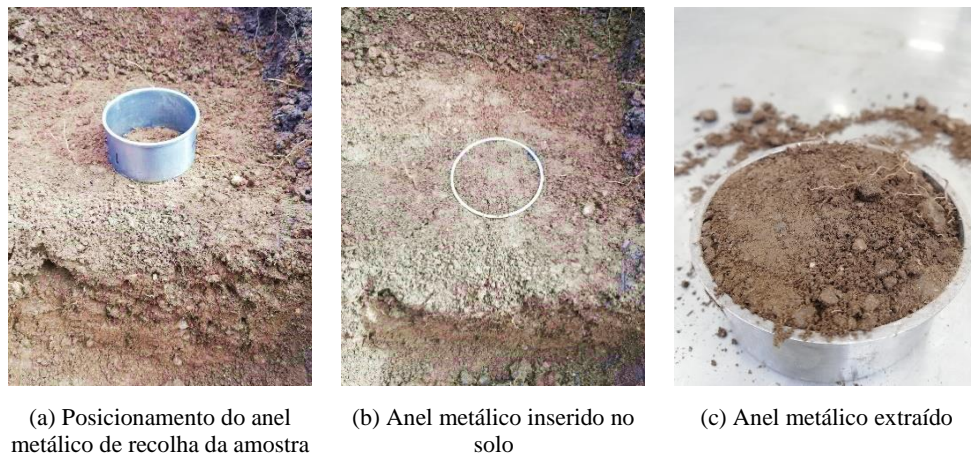


Figura 38 - Extração de provetes *in situ*

O desenvolver do ensaio compreende duas importantes fases, numa primeira fase, através de placas de carga aplicou-se uma tensão normal de consolidação (σ), que atua perpendicularmente ao plano de corte. Nesta fase foi monitorizada a deformação vertical. Concluída esta primeira fase de consolidação, prosseguiu-se para a fase de corte, em que se impôs uma variação monotónica com velocidade constante no deslocamento horizontal (δ_x), e monitoriza-se a evolução da solitação da tensão de corte (τ) crescente segundo o plano horizontal definido pelas duas meias caixas. Em simultâneo, foi monitorizada também a variação de altura na direção perpendicular dada pelo deslocamento vertical (δ_z).

Uma vez que foi pretendido o conhecimento amplo do comportamento da matéria em função do seu teor de água, bem como conhecer a influência desta na determinação dos parâmetros geotécnicos, efetuaram-se ensaios de corte direto em provetes saturados, secos e com teor de água *in situ*. De acordo com a metodologia apresentada, foi definido um plano de ensaios cujo objectivo foi o conhecimento íntegro do material. Desta forma, foram definidos três tipologias de provetes para ensaios de corte direto do tipo consolidado drenado. O objectivo final deste plano de ensaios foi a determinação da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb e a obtenção dos parâmetros geotécnicos associados. Em cada ensaio, foram testados quatro provetes retirados *in situ*, os quais foram testados segundo os patamares de carga definidos na tabela 6.

Tabela 6 - Plano de ensaios de corte direto

Ensaio de corte nº1 – Provete SATURADO		
Amostra	Carga Aplicada (Kg)	Teor em água <i>in situ</i>
Nº 1	0.5	100
Nº 2	2.0	100
Nº 3	4.0	100
Nº 4	8.0	100
Ensaio de corte nº 2 – Provete SECO		
Amostra	Carga Aplicada (Kg)	Teor em água <i>in situ</i>
Nº 1	0.5	0
Nº 2	2.0	0
Nº 3	4.0	0
Nº 4	8.0	0
Ensaio de corte nº 3 – Provete com % de água <i>IN SITU</i>		
Amostra	Carga Aplicada (Kg)	Teor em água <i>in situ</i>
Nº 1	0.5	19,43 - 20,58
Nº 2	2.0	19,43 - 20,58
Nº 3	4.0	19,43 - 20,58
Nº 4	8.0	19,43 - 20,58

Para a fase de corte dos provetes foi necessário assumir um nível de deformação para a mobilização da resistência de pico, por forma a estabelecer uma velocidade de corte máxima para os provetes. Este limite foi escolhido igual a 1 mm.

Recorrendo à curva de consolidação de um dos ensaios (fig. 39) para obtenção do parâmetro t_{100} e através da equação 4, definida pela norma BSI (1990c), é possível obter a velocidade máxima de atuação durante a fase de corte do provete.

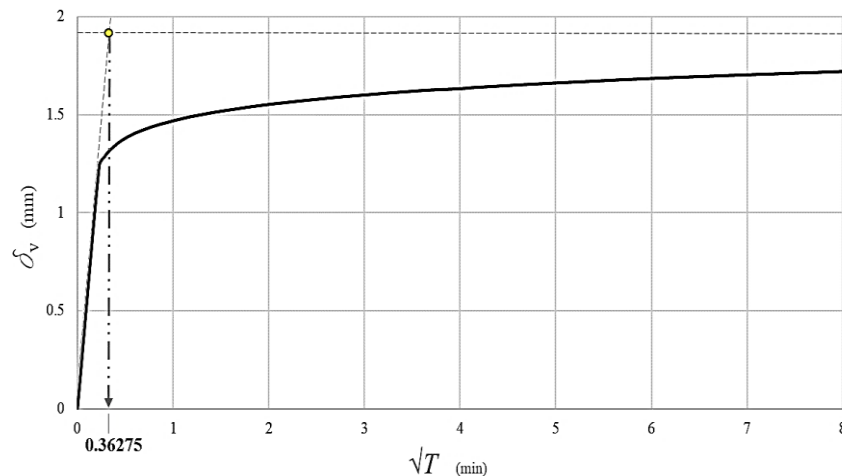


Figura 39 - Obtenção do parâmetro t_{100} por recurso à curva de consolidação

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{e}{12,70 * t_{100}} \quad (4)$$

Da aplicação da equação 4 foi possível definir que a velocidade máxima do ensaio de corte direto, valendo 0,6 mm/min, valor obtido com $\sqrt{t_{100}} = 0,36275$.

Nos ensaios realizados, as velocidades de corte ao longo do ensaio foi de 0,0767 mm/min, claramente menor que o valor máximo de 0,60 mm/min.. Seguindo a metodologia normativa prescrita em BSI (1990c) para a realização do ensaio, foram obtidos os resultados ilustrados nas

figuras 41 a 42. Destes resultados foi possível determinar o valor máximo da tensão de corte para uma determinada tensão normal, tendo sido ensaiados no presente estudo provetes sob patamares de carga de {0,50 Kg, 2,0, 4,0, 8,0} Kg, que correspondem a tensões normais de {18, 65, 135, 265} kPa.

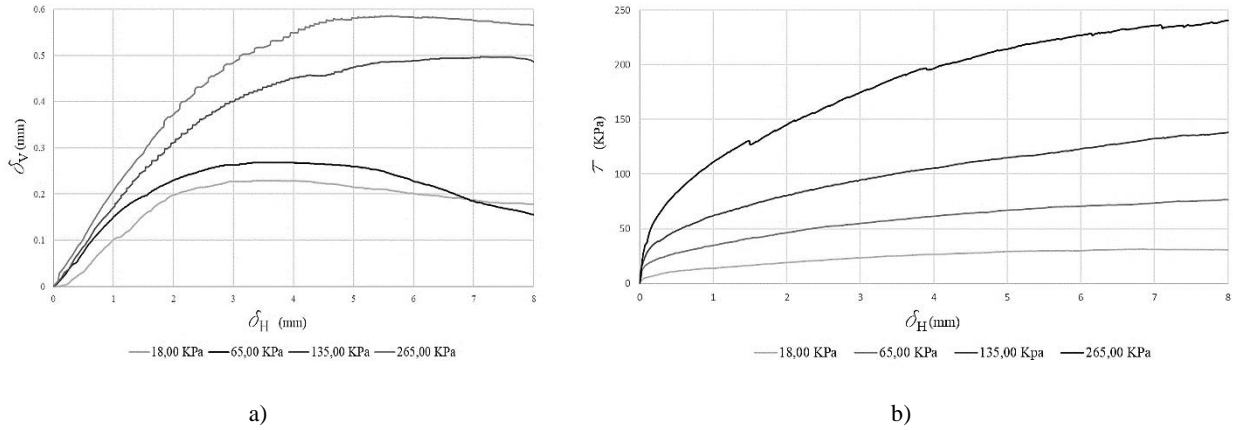


Figura 40 - Resultados do ensaio de corte direto com provetes saturados

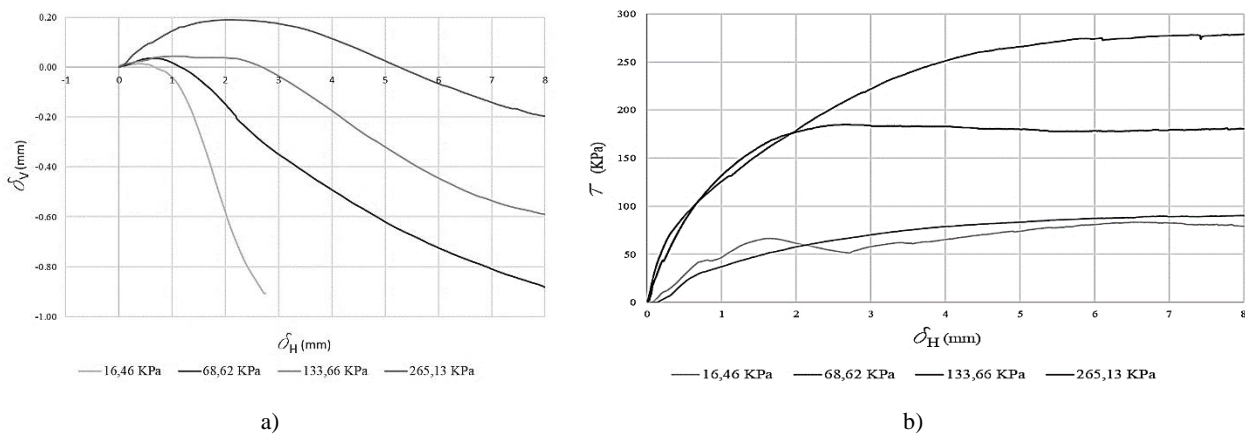


Figura 41 - Resultados do ensaio de corte direto com provetes secos

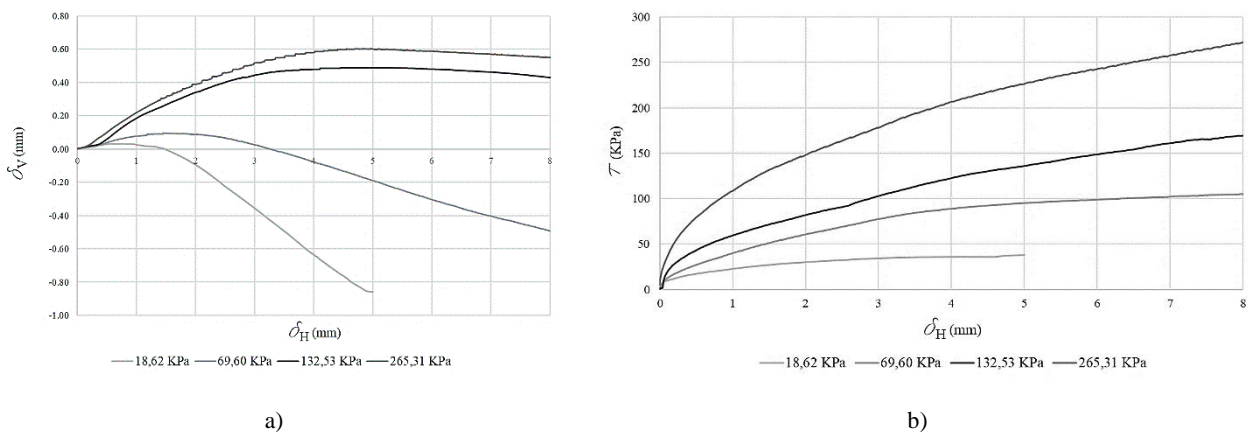


Figura 42 - Resultados do ensaio de corte direto provetes com teor em água *in situ*

Durante o ensaio de corte dos provetes com teor em água *in situ*, para o patamar de carga de 0,50 Kg (fig. 43), o sensor de deslocamento vertical atingiu o fim de curso limitando a deformação do provete a 5mm.

No decurso dos ensaios de corte direto foram registados movimentos anómalos nos provetes secos onde devido à falta de humidade interpartículas faz com que o solo se apresenta com um comportamento dilatante. Devido ao facto de existir um maior atrito entre partículas, o fenómeno de embricamento aumenta consecutivamente, registando-se por vezes picos de tensões e rotação do topo do provete aquando a ação horizontal, conforme se ilustra na figura 43, levando por vezes à existência de picos de tensões, que na realidade não são representativos do provete.



Figura 43 - Rotação do topo do provete devido ao aumento de tensões horizontais de corte

Outro aspeto não menos importante a reter, é que devido ao tipo de solo em estudo e à sua granulometria, como os provetes eram retirados *in situ*, não foi possível garantir que não era coletado alguma partícula de dimensões exageradas face às que caracterizam o solo, levando por vezes a resultados não tão satisfatórios. Devido a esse facto e para evitar maiores erros nas amostras recolhidas, dentro do possível foi realizada uma inspeção visual e uma piquetagem ligeira com um alfinete (fig. 44) de modo a garantir que não existira partículas que pudessem invalidar a realização do ensaio.



Figura 44 - Inspeção não destrutiva dos provetes extraídos

Nos ensaio de corte direto dos provetes com teores em água iguais aos *in situ*, foi tida em consideração a monitorização do controlo de humidade. Inicialmente foram retiradas 4 amostras em simultâneo, sendo que uma delas foi ensaiada de imediato e as restantes foram guardadas no interior de uma câmara húmida, com uma humidade relativa de 80%, de forma a salvaguardar os valores dos teores em água e assegurar que estes não oscilavam em demasia. Assim sendo, o teor em água dos provetes em geral oscila entre 17 e 21%.

Após a realização dos ensaios, procedeu-se à determinação das retas de regressão que define a envolvente de rotura de Mohr Coulomb de cada um dos ensaios, onde esta é definida pela equação seguinte:

$$\tau = c + \sigma \tan(\varphi) \tag{5}$$

onde τ representa a tensão de tangencial, c a coesão do solo, σ a tensão normal e φ o ângulo de atrito.

A partir da figura 45, é possível ver um correto alinhamento entre os quatro provetes ensaiados em cada tipologia de ensaio, com a exceção do ensaio com provetes secos devido às causas já acima enunciadas. Nesta ilustração de evolução da tensão de corte em função da tensão normal, é possível determinar os parâmetros de resistência ao corte das interfaces. Estas envolventes de resistência foram traçadas tendo em conta os valores máximos da tensão de corte registados para os diferentes valores de tensão normal atingidos em fase de patamar. Com base no critério de rotura de Mohr-Coulomb, foram obtidos os parâmetros de resistência ao corte do solo em estudo e apresentados na tabela 7. De acordo com essa tabela, o solo em estudo apresenta uma coesão entre partículas em condições normais de aproximadamente 60 kPa e um ângulo de atrito de 41°, aproximadamente.

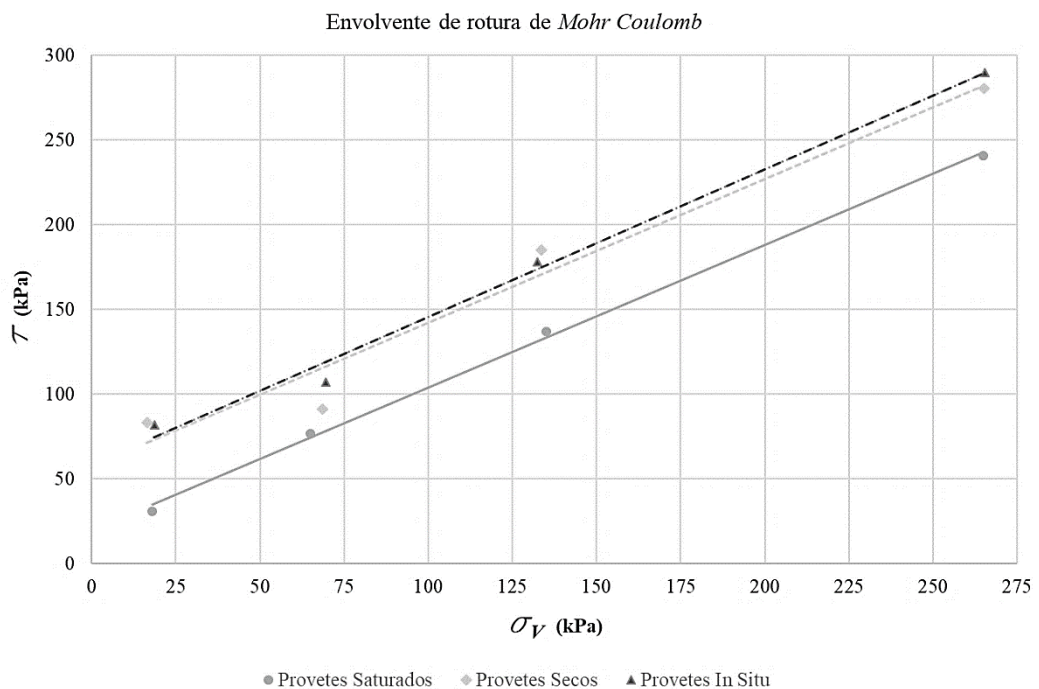


Figura 45 - Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb dos ensaios de corte direto

Tabela 7 - Resumo dos resultados do ensaio de corte direto

Provetes saturados				
σ (KPa)	τ (KPa)	c' (KPa)	m	ϕ (graus)
18.00	31.00			
65.00	77.00	19.69	0.84	40.14
135.00	137.00			
265.00	241.00			

Provetes secos				
σ (KPa)	τ (KPa)	c' (KPa)	m	ϕ (graus)
16.46	83.34			
68.62	91.21	57.64	0.85	40.25
133.66	185.21			
265.13	280.47			

Provetes <i>in situ</i>				
σ (KPa)	τ (KPa)	c' (KPa)	m	ϕ (graus)
18.62	81.84			
69.59	107.05	58.42	0.87	41.06
132.53	178.19			
265.31	290.03			

Curva de sucção

O ensaio de sucção foi realizado experimentalmente recorrendo ao método de papel de filtro (ASTM, 1994), que foram cuidadosamente cortados e colocados nos provetes e validados recorrendo à ferramenta numérica RETC apresentada por Leiji *et al.* (1992). É de realçar que existem outros métodos de ensaio, mas que a utilização de papel de filtro com a técnica de molhagem foi considerada a mais adequada de realizar, não só em termos de amplitude dos valores esperados e duração de execução do ensaio, mas também pela disponibilidade de equipamentos no LEST-UMINHO.

O processo iniciou-se pela determinação de parâmetros base, que visavam determinar o grau de saturação do provete, bem como o teor de água de saturação. Para a realização destes cálculos iniciais foi necessário executar ensaios preliminares para determinar a densidade das partículas sólidas, assim como o peso volúmico médio dos provetes: peso volúmico médio dos provetes (γ) igual a 1,24 Mg/m³, e densidade das partículas sólidas (G) igual a 2,5. Para a determinação da curva de retenção de água por parte do solo, foram realizados 9 provetes com diferentes teores de água (fig. 46), como indica a tabela 9 e conforme de explícita na metodologia indicada pela norma ASTM (1994). Destes 9, um dos provetes foi dado como inválido uma vez que a amostra desintegrou-se, não representando assim idealmente as verdadeiras condições *in situ*.



Figura 46 - Processo laboratorial do ensaio de sucção

Tabela 8 - Teor de água a adicionar aos provetes experimentais

Molde	A	B	C	D	E	F	H	I
ω	5%	10%	15%	20%	25%	30%	35%	40%
ml	2.45	4.89	8.10	9.91	12.77	16.86	19.14	21.17

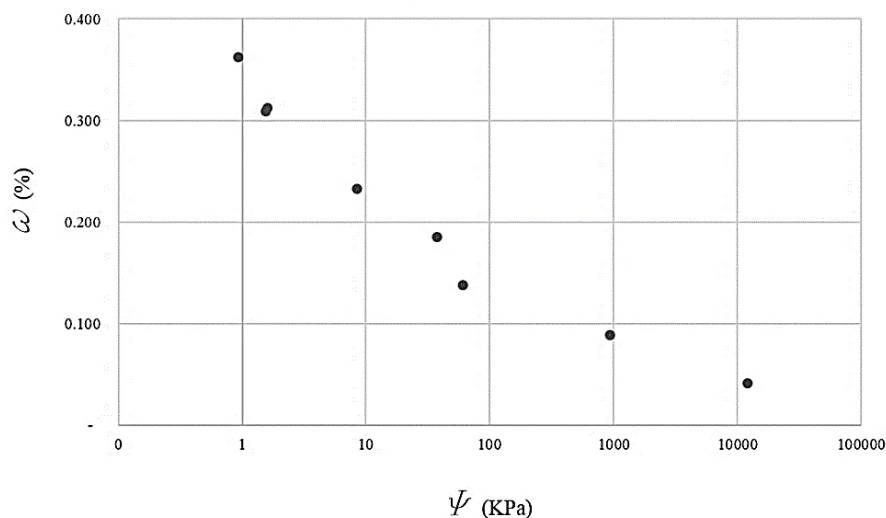
O resultado de teor de água de saturação (ω_{sat}) foi de 40%, sendo que a graduação de molhagem dada foi de incrementos de 5% até ao limite de 40% por oito dos nove provetes, uma vez que o provete G se desintegrou durante as fases anteriores, ficando assim inválido para prosseguir com o ensaio.

Uma vez realizado o ensaio segundo a norma ASTM (1994) utilizando papéis de filtro, foi possível obter os pontos de caracterização da curva de retenção. Como era de esperar alguns dos valores mostraram-se desajustados no que diz respeito à envolvente de valores registados nas três tipologias de filtros dentro de cada provete. Assim, começou por efetuar-se um tratamento de dados de maneira a obter uma envolvente coerente e bem representativa da capacidade retentiva de água por parte do solo, descartando valores cujos filtros estavam completamente contaminados ou danificados ou até mesmo que o seu teor de água fosse completamente desajustado face aos outros dois filtros que constituem um provete. Na tabela 9, é possível ver os resultados na íntegra de toda a metodologia normativa, de secagem dos filtros, pesagem e cálculo do valor da sucção mátrica obtida em função do teor de água.

Tabela 9 - Pontos de sucção mátrica pela metodologia de molhagem dos papéis de filtro

Moldes	Papéis de Filtro			Média ajustada de teores de água dos papéis de filtro	Teor em água dos provetes w, (%)	Sucção (kPa)	Sucção (Bar)
	Topo	Base Interior	Base Exterior				
<i>Molde A</i>	27.00%	16.20%	61.20%	21.60%	4.12%	12075.27	120.75
<i>Molde B</i>	35.87%	32.78%	28.50%	32.38%	8.87%	935.84	9.36
<i>Molde C</i>	53.24%	44.36%	48.76%	48.79%	13.79%	60.13	0.60
<i>Molde D</i>	22.24%	62.78%	61.20%	61.99%	18.56%	37.61	0.38
<i>Molde E</i>	111.78%	-	108.21%	110.00%	23.28%	8.47	0.08
<i>Molde F</i>	164.45%	-	164.73%	164.59%	30.89%	1.55	0.02
<i>Molde H</i>	164.03%	-	162.64%	163.33%	31.24%	1.61	0.02
<i>Molde I</i>	181.00%	-	-	181.00%	36.20%	0.93	0.01

Com os resultados obtidos mostra-se a figura 47, que se pode visualizar a distribuição do efeito molhagem que se revelou bastante equitativo como pretendido, representando de forma ideal a curva teórica apresentada por Fredlund & Xing (1994) para um solo siltoso, onde o valor máximo registado se aproxima efetivamente do valor do grau de saturação anteriormente determinado de 40%. Verifica-se também que o solo em estudo apresenta um valor de energia absorção de água elevado quando se encontra completamente seco, fazendo com que este seja bastante permeável.

**Figura 47** - Curva de retenção de água do ensaio de sucção

Devido à morosidade de execução dos ensaios de sucção em solos, a utilização de ferramentas numéricas através de um processo iterativo para estimar as mesmas grandezas é cada vez mais usual. Recorrendo ao RETC, foi efetuado uma análise com o objectivo de validar e comparar os resultados com os obtidos experimentalmente. A definição de uma linha de tendência segundo a curva característica teórica do processo experimental carece de variáveis de ajuste que oscilam de um mínimo de 2 a um máximo de 4 cuja facilidade de estimar é diminuta. Uma vez que é pretendido uma aproximação média de todos os dados registados através de uma curva representativa de retenção de água e sabendo que o processo de obtenção de dados pelo método de papéis de filtro

corresponde à monitorização da trajetória de molhagem, para a execução do ajuste de dados foi utilizada uma ferramenta numérica onde se prevê de forma muito convergente o seu comportamento. O modelo de Van Genuchten de 4 variáveis de ajuste foi o modelo usado devido à sua elevada capacidade de ajuste e convergência. A equação 6 usada segundo o autor é a seguinte:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{(1 + a * Y^b)^c} \quad (6)$$

onde θ_r , a , b e c são parâmetros de ajuste.

Na obtenção dos parâmetros de ajuste com recurso ao RETC, começou-se por indicar o tipo de problema que se queria resolver, em que no presente caso era análise de dados de retenção com base no processo experimental. Definiram-se unidades e número máximo de iterações pretendidas. Em seguida, selecionou-se a abordagem a seguir, que como anteriormente referido, foi a de Van Genuchten, com m e n variáveis segundo a teoria de Mualem. Em seguida foi necessário arbitrar os valores dos parâmetros hidráulicos iniciais. Este processo foi executado com base nas características físicas já anteriormente calculadas relativas à amostra, sendo de especial relevância a curva granulométrica, teores de água específicos a 33 kPa e 1500 kPa, bem como a massa volúmica aparente em gramas por centímetro cúbico. Os teores de água específicos de inerentes a valores de sucção de 33 kPa e 1500 kPa foram estimados com recurso a interpolação linear dos valores obtidos laboratorialmente tendo resultado nos seguintes: $\Psi = 33\text{kPa} - W_w = 13,9\%$ e $\Psi = 1500\text{ kPa} - W_w = 5,7\%$. A massa volúmica aparente *in situ* vale $1,56\text{ g/cm}^3$. A definição da percentagem de areia, siltes e argilas (fig. 48) foi estimada com base na curva granulométrica e de acordo com as prescrições normativas ASSHTO (2004). Dado que o RETC requer que se insira a totalidade da amostra, as partículas com diâmetro acima de 2 mm foram assumidas como areias.

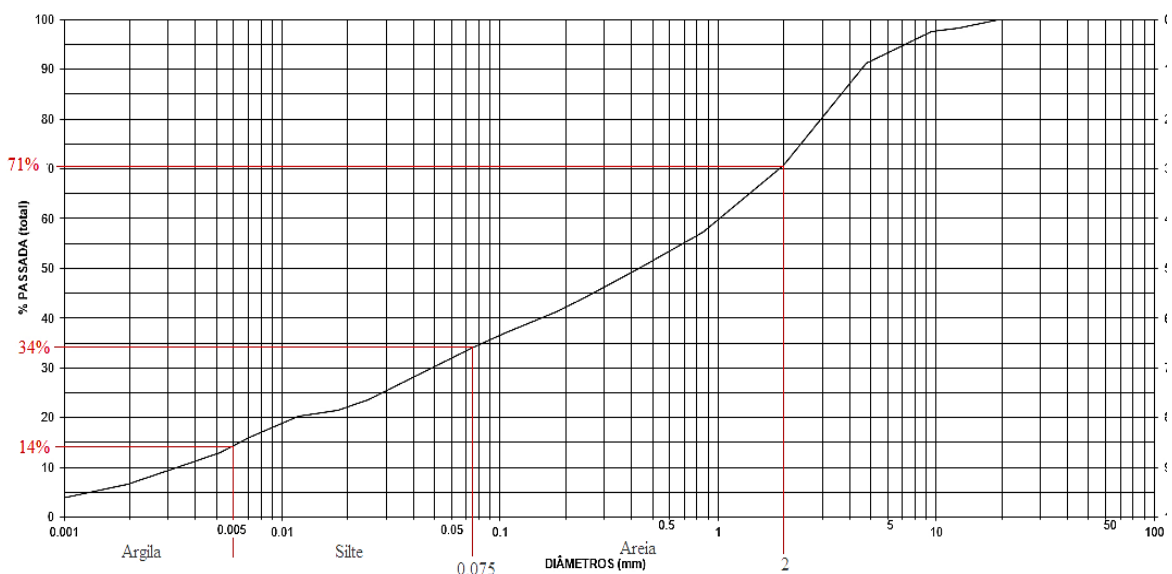


Figura 48 - Percentagem de areia e seixo (66%), silte (20%) e argila (14%)

Os parâmetros iniciais simulados pela ferramenta RETC em função das suas características físicas são os constantes na figura 49. De acordo com a equação 6 fazem-se corresponder: $\theta_r = Q_r$, $\theta_s = Q_s$, $a = \text{Alpha}$, $b = n$, $c = m$. Após a simulação recorrendo ao RETC, resultou a curva característica apresentada na figura 50, onde se pode ver que de acordo com os valores obtidos laboratorialmente, a curva tem uma trajetória de molhagem com declive bastante acentuado, desde o seu estado residual ao estado saturado. Conforme demonstrado anteriormente, o grau de saturação S assenta muito próximo dos 40%, tal como inicialmente se tinha previsto. Relativamente às variáveis de ajuste, pode ver-se na tabela 10 uma convergência em 50 iterações realizadas, onde o valor de R^2 se aproxima muito da unidade, ajustando assim os parâmetros iniciais com maior rigor, tal como era desejado.

Parameter Name	Qr	Qs	Alpha	n	m	Ks
Initial Estimate	0.0292	0.3608	0.00418	1.3914	0.281299	762.7
Fitted ?	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Soil Catalog for Initial Estimate: Loam

Neural Network Prediction

OK Cancel Previous ... Next ... Help

Figura 49 - Parâmetros iniciais previstos pelo RETC

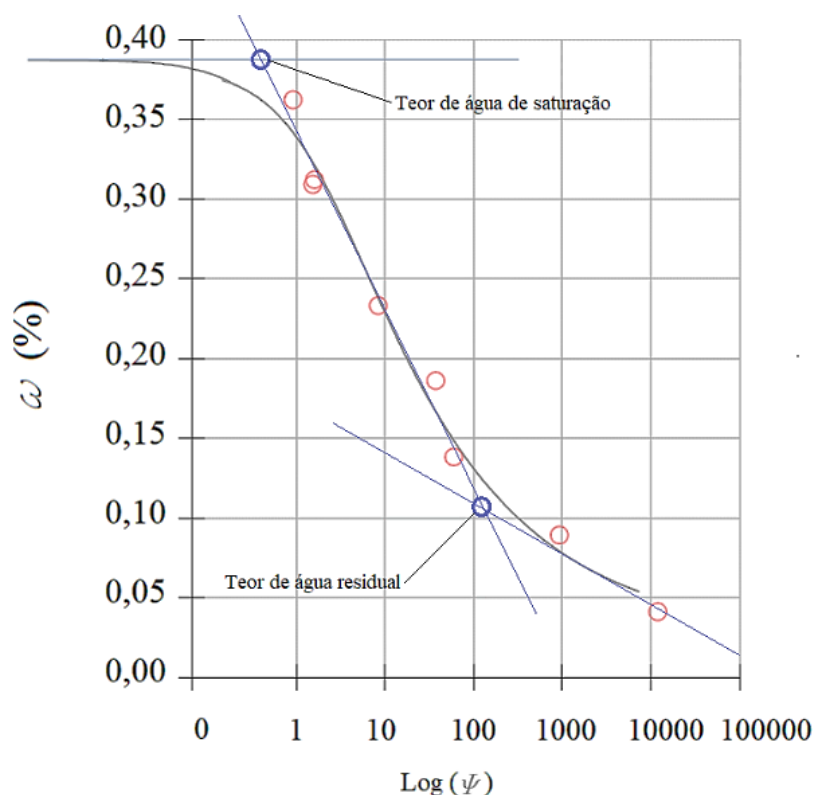


Figura 50 - CCRAS obtida no RETC e ajustes aos ramos teóricos definidos por Maleksaeedi (2016) e Fredlund & Xing (1994)

Tabela 10 - Parâmetros de ajuste da CCRAS

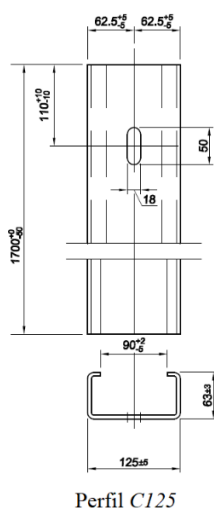
	Theta R (θ_r)	Theta S (θ_s)	Alpha (α)	n	m	Nº de iterações	R ²
<i>Parâmetros iniciais previstos</i>	0.0292	0.3608	0.0042	1.3914	0.2813	50	0.985
<i>Parâmetros finais ajustados</i>	0.0246	0.3824	0.0540	1.0050	0.3010		

2.4. Ensaio aos prumos

Por forma a conhecer aprofundadamente os materiais do sistema estrutural em estudo, foi executado um teste em laboratório para uma avaliação concertada das propriedades afetas ao prumo metálico C125, ilustrado na figura 51. Esta fase era como que vinculativa para perceber o seu comportamento elasto-plástico. Segundo as instruções do fabricante, para o presente projeto todos os constituintes de uma guarda de segurança são fabricados em aço do tipo S235 JR, com uma massa volumica $\rho = 7,86 \text{ Mg/m}^3$, módulo de Young $E = 210 \text{ GPa}$, coeficiente de Poisson $\nu = 0,30$ e tensão de cedência $f_y = 235 \text{ MPa}$. O elemento metálico é um enformado a frio com geometria constante ao longo da sua altura e área de secção em forma de C possui uma massa de 9,6 Kg/m e contempla furação para ancoragem aos amortecedores, que por sua vez servem de sustentação à viga metálica em forma de W. Na tabela 11 apresentam-se algumas propriedades geométricas. O seu posicionamento no solo face à infraestrutura rodoviária poderá ser em duas direções distintas que serão analisadas por completo.

Tabela 11 - Propriedades geométricas do prumo C125

Perfil Metálico C125				
Área de secção (mm ²)	Inércia I _y (mm ⁴)	Inércia I _z (mm ⁴)	Posição do centro de gravidade (mm)	
1280,64	3123500	628700	Y= 23.68	Z=62.50

**Figura 51** - Elemento metálico C125

A metodologia usada para o ensaio laboratorial foi a solicitação do sistema segundo um conjunto de apoios simplesmente apoiado (fig. 52), de modo a apurar a carga máxima do limite elástico e do limite plástico e a comparação dos valores com cálculo analítico de análise da secção. O sistema de ensaio usado em laboratório foi com recurso a uma prensa hidráulica localizada no LEST-UMINHO, onde se ensaiou o elemento metálico num sistema simplesmente apoiado em torno dos dois eixos de inércia (figs. 53 e 54). Ambos os ensaios foram realizados a uma velocidade de aproximadamente 0,04 mm/s..

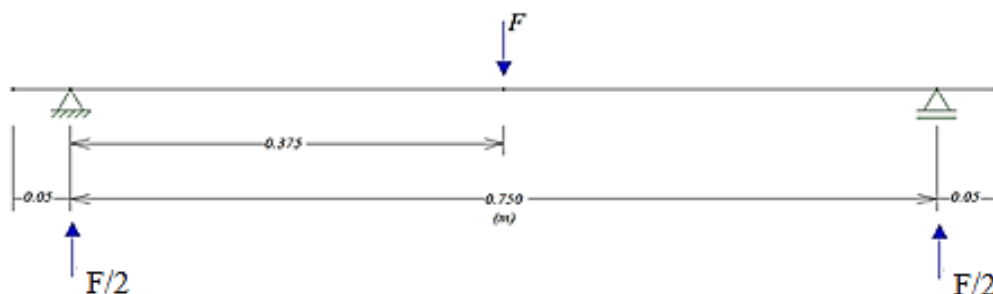


Figura 52 - Esquema estrutural adotado em laboratório



Figura 53 - Procedimento de ensaio ao prumo metálico segundo o eixo de menor inércia.



Figura 54 - Procedimento de ensaio ao prumo metálico segundo o eixo de maior inércia

Este conhecimento permitiu dominar a partir de que ponto é que o solo já teria alcançado a sua máxima tensão horizontal efetiva e iria mobilizar os esforços para o prumo, instante esse que, iniciaria a plastificação do elemento rígido no caso de este ter ultrapassado o patamar linear elástico e começar a assumir um comportamento dúctil. Foi efetuado o cálculo de classificação da secção para perceber o seu comportamento quando se encontrava em flexão simples. De maneira a ser o mais convergente possível, foi necessário, de uma forma expedita, executar o cálculo das inércias em ambas as direcções e posições dos centro de gravidade.

Uma vez que o esquema estrutural é um sistema simplesmente apoiado, não reflete a capacidade do prumo enquanto elemento encastrado, como é o caso de um prumo de uma guarda de segurança. Assim sendo, os resultados do esquema estrutural da figura 52 devem ser simplificados para elemento em consola de forma a apurar a força máxima aplicável em limite elástico ou plástico. Por equilíbrio, sabe-se que uma viga simplesmente apoiada com uma carga pontual a meio vão gera reações nos apoios iguais à esquerda e à direita, com um valor de $F/2$. Em laboratório, recorrendo à configuração apresentada na figura 52, resultaram as forças máximas de sollicitação a meio vão no ensaio mobilizando o eixo de menor inércia (fig.55):

- Fase elástica: 32,50 kN
- Fase plástica: 46,21 kN

No ensaio mobilizando o eixo de maior inércia (fig. 56) resultou:

- Fase elástica: 35,98 kN
- Fase plástica: 50,19 kN

Do sistema simplesmente apoiado para a sollicitação em torno do eixo de menor inércia, no âmbito de análise plástica, tem-se:

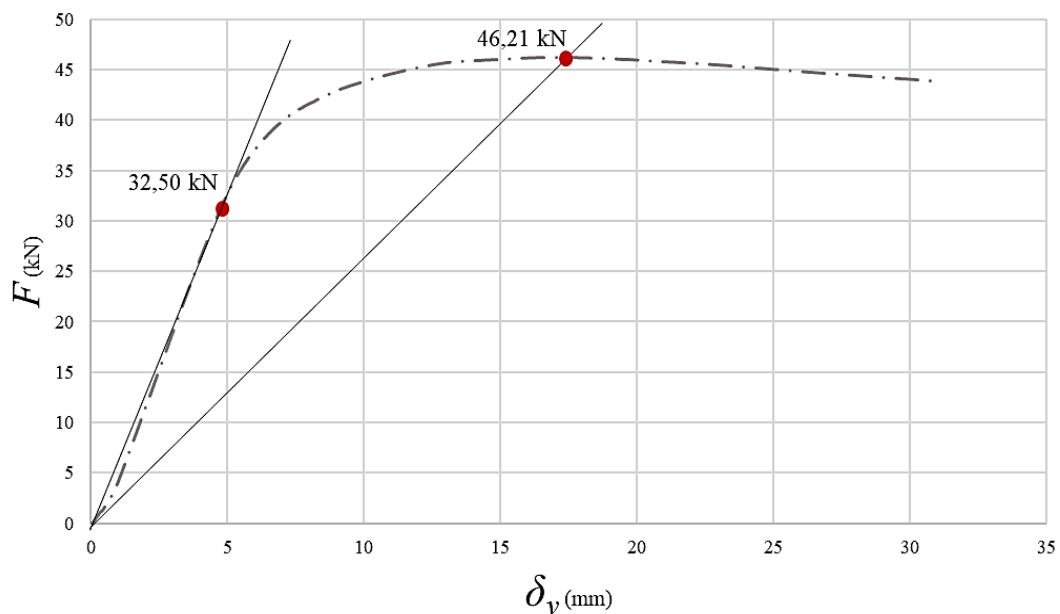


Figura 55 - Sollicitação do prumo segundo o eixo de menor inércia

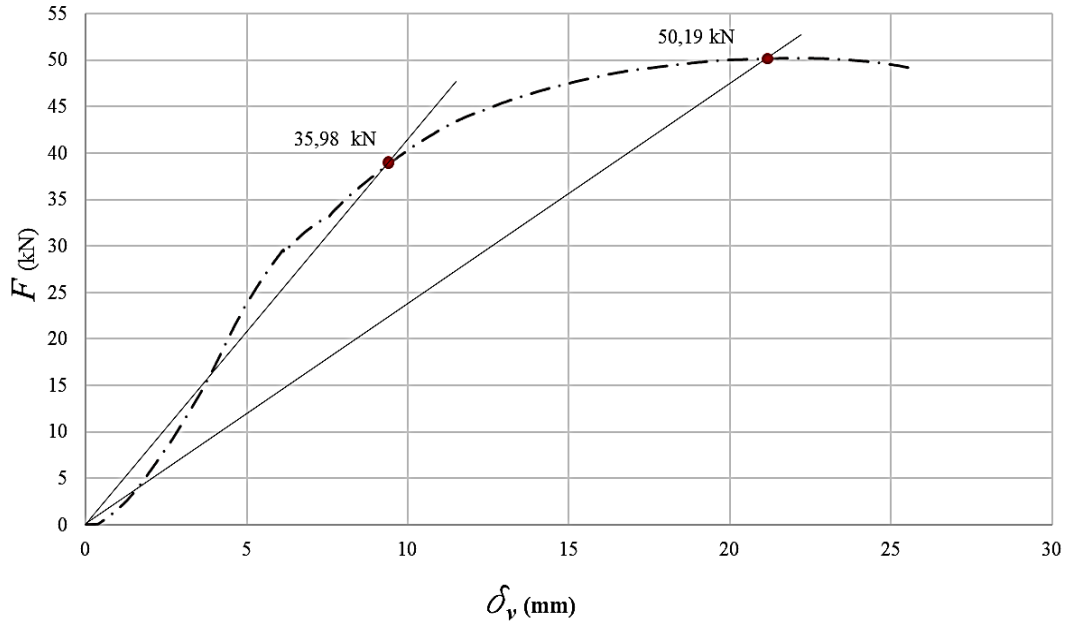


Figura 56 - Solicitação do prumo segundo o eixo da maior inércia

$$\begin{aligned} \Sigma F_H = 0 &\Leftrightarrow V_A + V_B - F_{m\acute{a}x=46,21\text{ kN}} = 0 \Leftrightarrow V_A = 23,105\text{ kN} \\ \Sigma M_A = 0 &\Leftrightarrow -0,75 * V_B + F_{m\acute{a}x=46,21\text{ kN}} * 0,375 = 0 \Leftrightarrow V_B = 23,105\text{ kN} \end{aligned}$$

Onde, V_A e V_B representam as reações dos apoios à esquerda e à direita respectivamente de acordo com o sistema de ensaio apresentado na figura 52.

No caso de elemento em consola para o sistema montado em laboratório (fig. 57a):

$$M_{m\acute{a}x} = F_{m\acute{a}x} * \text{braço} \Leftrightarrow M_{m\acute{a}x} = 23,105 * 0,375 = \mathbf{8,66\text{ kN.m}}$$

Por equivalência ao sistema aplicado no terreno com um braço de 0,55 m resulta (fig. 57b):

$$\begin{aligned} M_{m\acute{a}x} = F_{m\acute{a}x.aplic\acute{a}vel} * \text{braço} &\Leftrightarrow F_{m\acute{a}x.aplic\acute{a}vel} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\text{braço}} = \frac{8,66\text{ kN.m}}{0,55\text{m}} \\ &\Leftrightarrow F_{m\acute{a}x.aplic\acute{a}vel} = \mathbf{15,75\text{ kN}} \end{aligned}$$

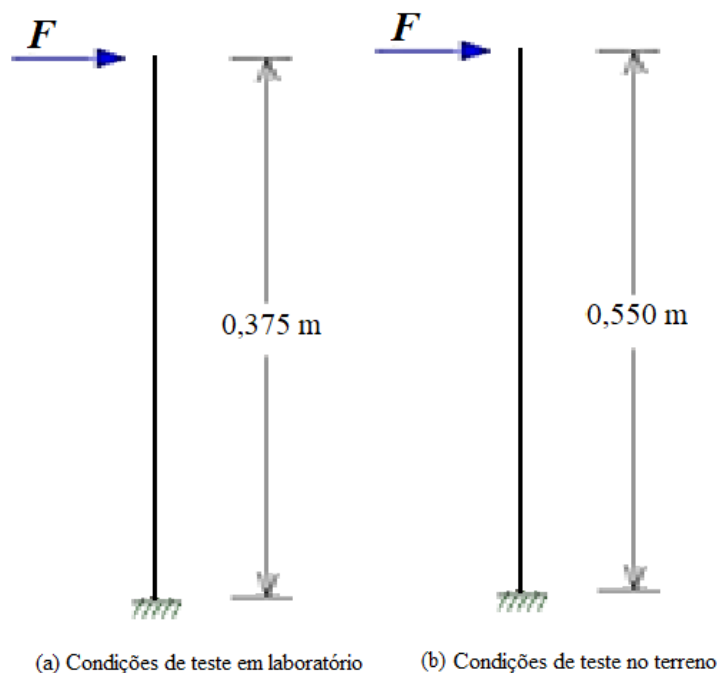


Figura 57 - Esquemas estruturais equivalentes em consola

Do procedimento adotado na figura 52, pode-se ver que o cálculo do limite em estado elástico e plástico carecem da análise efetuada segundo o procedimento analítico onde as propriedades geométricas e avaliação da secção claramente influenciam o seu desempenho. Esse procedimento é apresentado no Anexo A, e foi efetuado segundo as normas IPQ (2010) e IPQ (2012), apresentando-se na tabela 12 o resumo dos valores analíticos obtidos.

Tabela 12 - Resumo dos limites elásticos e plásticos previstos para o prumo C125 encastrado com consola de 0,55 m

	Solicitação do eixo de maior inércia	Solicitação do eixo de menor inércia
Limite Plástico (laboratório)	17,11 kN	15,75 kN
Limite Elástico (laboratório)	12,27 kN	11,08 kN
Limite Plástico (analítico)	24,35 (secção classe 1 ou 2)	11,35 kN (secção classe 1 ou 2)
Limite Elástico (analítico)	21,35 kN (secção classe 3)	6,83 kN (secção classe 3)

2.5. Conclusões

Concluindo, e no seguimento da nota introdutória dada no início do presente capítulo, os ensaios de caracterização dos materiais, constituíram uma importante fase primária de conhecimento afinado de todas as variáveis afetas ao problema.

Foi possível reter no presente capítulo, que estamos perante um solo (fig. 58) com uma classificação A-2-5(0) segundo o procedimento AASHTO (2004). A sua granulometria é composta por 14% de argila, 20% de silte, e 66% de areia e seixo. O seu limite de liquidez é de 51,4% e o seu limite de plasticidade NP é caracterizado por apresentar uma massa volúmica *in situ* média de 15,3 kN/m³ e uma massa volúmica seca média de 12,3 kN/m³. A densidade das partículas sólidas é de 2,5. Apresenta um teor de matéria orgânica de 6,1%. O seu teor em água fixa-se *in situ* entre 17% e 29%. Apresenta sucção quando seco de 12 MPa e um grau de saturação de aproximadamente 40%. No estudo foi possível apurar a existência de uma coesão entre partículas de 20kPa quando saturado e 60kPa quando encontrado *in situ* ou seco, e um ângulo de atrito de 41°.



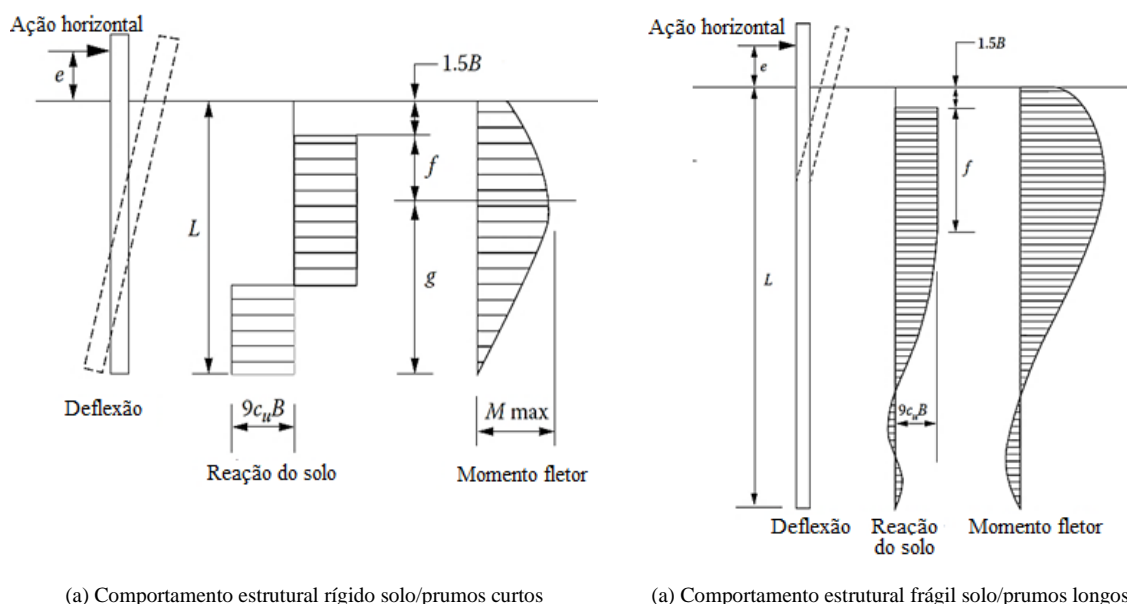
Figura 58 - Solo orgânico em estudo

Da análise efetuada ao prumo metálico C125, é possível reter a amplitude de valores que este é capaz de suportar enquanto elemento em consola em ambas as direções de solicitação. O conhecimento destas barreiras em estado elasto-plástico de tensões, permitiu que os ensaios em campo pudessem ser monitorizados com mais detalhe e que em determinados instantes outros fenómenos no solo circundante pudessem ser identificados. Apesar de ser um enformado a frio, o elemento metálico assumiu-se como um prumo robusto e com capacidade de deflexão apropriada ao intervalo de valores esperado no terreno. Devido à geometria da sua área de secção, pode-se ver que a diferença entre limites elásticos e plásticos em função do eixo de inércia mobilizado não é assim tão díspar, assumindo-se como bastante homogéneo. As dobras pequenas na secção, com base nos resultados não só incrementam rigidez como uniformizam bastante o seu comportamento em ambas as direções de solicitação.

3. CAMPANHA EXPERIMENTAL *IN SITU*

3.1. Apresentação

No presente capítulo, pretende-se dar a conhecer o trabalho executado *in loco* pois compreendeu uma das principais fases de desenvolvimento do estudo, senão a mais importante, da presente dissertação. Foram inúmeros os procedimentos elaborados, pelo que é objetivo explanar neste capítulo o desenrolar destes. De acordo com o estudo bibliográfico, uma fundação é uma parte da estrutura que transmite as ações e as suas solicitações para o solo de fundação. A função de um prumo enquanto fundação é compreendida como o comportamento de uma estaca cravada. O uso de estacas em fundações, por norma só é usado em duas condições, uma quando o solo não é capaz de ter capacidade de suporte e então é necessário recorrer a fundações indiretas, ou, por outro lado é quando se demonstra que o uso de uma estaca é a solução mais económica de suporte da estrutura. Ao longo dos milhares de quilómetros de infraestrutura viária construída foi efetivamente necessária a criação de uma solução que garantisse segurança aos utilizadores a um custo economicamente viável, sendo a segunda condição claramente observada. Uma estaca sob ações horizontais exhibe por norma um comportamento elástico. No entanto, o solo de fundação circundante pode influenciar no seu comportamento enquanto estrutura. Este tipo de mecanismos de solicitação, conforme ilustra a figura 59, tem um problema complexo associado ao seu projeto e à sua interação solo-estrutura. Usualmente, são categorizadas em duas classes, prumos curtos ou prumos longos, que variam em função do comprimento de inserção no solo e comprimento total do prumo.



(a) Comportamento estrutural rígido solo/prumos curtos

(a) Comportamento estrutural frágil solo/prumos longos

Figura 59 - Comportamento estrutural de acordo com Tomlinson e Woodward (2015), associado a prumos cravados sob cargas laterais.

De uma forma geral, os prumos curtos apresentam um comportamento rígido sob a ação horizontal, sendo que a capacidade do sistema estrutural é definida essencialmente pela resistência horizontal passiva do solo circundante. Neste caso, o projeto de um prumo curto deve prever adequadamente um fator de segurança que seja capaz assegurar o limite do esforço passivo atuante. Num prumo longo, a resistência lateral não é dada pela resistência do solo circundante, mas sim pelas ações aplicadas no prumo, que por sua vez geram esforços e momentos fletores ao longo do comprimento da peça. O objetivo fundamental desta temática é a conjugação de todas as variáveis inerentes à interação solo-estrutura, bem como os distintos comprimentos de cravação dos prumos e que estes culminem numa solução ótima e capaz, dentro dos limites razoáveis da aceitabilidade definida pelos níveis de contenção prescritos N1 e N2 especificados no âmbito do projeto BarRod.

Em traços gerais, estes ensaios experimentais consistem na recolha de registos de tensões e comportamentos em diferentes condições de ensaio, conjugadas com a tipologia de solo em estudo, com um subsequente processamento de resultados baseado nas experiências empíricas. Assim sendo, no presente capítulo pretende-se descrever as diferentes fases do procedimento experimental, bem como o processo evolutivo desde a conceção da ideia, desenvolvimento do sistema, experimentação e resultados obtidos. Serão apresentados resultados inerentes ao conhecimento do solo *in situ* através de sondagens, metodologias e técnicas de experimentação dos prumos de forma estática e dinâmica. A organização do capítulo compreende duas importantes fases, a primeira teve em conta uma maior aproximação ao local onde se aprofunda o conhecimento das características do solo em estudo. Numa segunda fase são explanados os procedimentos de ensaios adotados, e por fim sintetizadas as conclusões gerais inerentes ao trabalho de campo desenvolvido.

3.2. Sondagens geotécnica

Nesta fase, abrange-se uma parte de conhecimento *in situ* de alguns dos parâmetros geotécnicos já anteriormente estimados e apresentados no capítulo 3, assim como outros parâmetros que permitem validar os resultados obtidos até ao preciso momento. Estas sondagens de reconhecimento constituem um processo de exploração do solo, ao qual servirá de fundação aos prumos das guardas de segurança. No local, foram realizados três ensaios distintos: (a) penetrómetro dinâmico, (b) ensaio de carga em placa (horizontal), e (c) dilatómetro.

3.2.1. Penetrómetro dinâmico

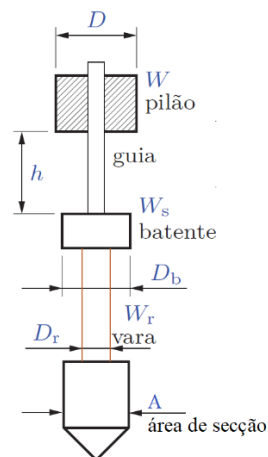
De forma a apurar *in situ* as características do estrato, foi executado o ensaio do Penetrómetros Dinâmicos (PD), onde o intuito foi saber a resistência do solo através de 4 furos de sondagens, realizados em par e divididos em duas zonas. Numa primeira zona, foram executados dois furos equidistantes de 5 m, correspondente à zona de ensaios dinâmicos. Após isto, numa zona mais ao lado, não mais que 20 m, foram realizados outros dois furos de sondagem correspondentes à zona de execução dos ensaios estáticos.

Segundo ISO (2005), os penetrómetros dinâmicos são constituídos por os seguintes constituintes: (a) um pilão de massa (W_p) e diâmetro (\emptyset), (b) um batente de massa (W_s) e diâmetro (D_s); (c) um trem de varas de massa (W_r) e diâmetro (D_r), e (d) uma ponteira cônica de secção (A) e massa desprezável.

O equipamento usado foi o penetrómetro dinâmico médio (PDM), que se encontra no LEST-Uminho (fig. 60), e que apresenta as seguintes características:

Características do equipamento penetrómetro LEST-Uminho

Diâmetro do elemento de queda	D	150.00	mm
Massa do elemento de queda	W	29.75	kg
Peso das varas	W_r	2.45	kg/m
Massa do batente + veio guia	W_s	16.65	kg
Altura de queda entre faces	h	0.27	m
Diâmetro da vara de cravação	D_b	20.00	mm
Área da ponteira cônica	A	0.000962	m ²



(a) Características do equipamento LEST-Uminho

(b) Equipamento de DPM (Araújo, 2019b)

Figura 60 - Penetrómetro dinâmico disponível em LEST-Uminho

De salientar que, segundo as características e ao abrigo da norma ISO (2005), o equipamento para a execução do ensaio PDM, não se encontra normalizado na sua íntegra pelo que o ensaio não foi realizado nos moldes normativos apropriados. No entanto tal, não é um problema pois o equipamento é utilizado para averiguar a evolução da resistência da fundação e não para a sua quantificação.

O procedimento de ensaio é bastante simples, o local de prospeção foi o da figura 61 foram usadas apenas 2 varas de cravação que totalizam uma profundidade de prospeção máxima de 2 m, que se mostrou suficiente face ao caso de estudo e atendendo que no máximo teríamos um prumo embebido no solo 1,04 m de profundidade. A realização do ensaio seguiu os seguintes passos por ordem cronológica: (a) orientação da vara a prumo com a horizontal do lugar com uma ponteira tronco cônica encostada ao terreno; (b) por ação dinâmica a partir de uma altura (h), inicia-se a cravação da vara; (c) aponta-se o número de quedas (N), repetidamente, para cada inserção de 0,10 m da respetiva vara de cravação; (d) o procedimento é repetido até a necessidade de inserção da 2^a vara que corresponde aos 0,90 m de cravação; (e) após a inserção da segunda vara o processo é análogo ao anteriormente descrito até que finalize a cravação, encerrando o ensaio nesse instante.

Obtidos os dados, estes são trabalhados de acordo com a norma ISO (2005), onde se calcula a evolução da resistência de ponta (R_{pd}) em função da profundidade. O seu cálculo é obtido através da equação 7 e os resultados estão sintetizados na tabela 13 e nas figuras 62, 63, 64 e 65 que correspondem aos quatro furos S1, S2, S3 e S4 de sondagem realizados.



Coordenadas em graus, minutos e segundos (DMS):

- S1 41°27'05.0"N 8°17'22.2"W
- S2 41°27'04.9"N 8°17'22.0"W
- S3 41°27'05.1"N 8°17'21.8"W
- S4 41°27'05.0"N 8°17'21.7"W

Figura 61 - Local de sondagens realizadas com o DPM

$$R_p = \frac{9,81 N W^2 h}{d_z A (W + W_s + W_z)} \quad (7)$$

Tabela 13 - Resultados do ensaio PDM

Z (Pancadas)	Zona de ensaios dinâmicos				Zona de ensaios estáticos				Entrada da 2ª vara
	Furo 1_N ₁₀	R _{pd} (MPa)	Furo 2_N ₁₀	R _{pd} (MPa)	Furo 3_N ₁₀	R _{pd} (MPa)	Furo 4_N ₁₀	R _{pd} (MPa)	
0.10	7	3.49	3	1.50	7	3.49	5	2.49	
0.20	8	3.99	9	4.49	11	5.49	6	2.99	
0.30	4	2.00	9	4.49	9	4.49	5	2.49	
0.40	4	2.00	7	3.49	7	3.49	4	2.00	
0.50	5	2.49	7	3.49	6	2.99	5	2.49	
0.60	5	2.49	6	2.99	8	3.99	7	3.49	
0.70	5	2.49	4	2.00	4	2.00	6	2.99	
0.80	5	2.49	5	2.49	2	1.00	4	2.00	
0.90	3	1.50	4	2.00	3	1.50	4	2.00	
1.00	4	1.90	8	3.80	4	1.90	4	1.90	
1.10	2	0.95	4	1.90	2	0.95	3	1.42	
1.20	3	1.42	2	0.95	3	1.42	5	2.37	
1.30	2	0.95	2	0.95	3	1.42	4	1.90	
1.40	2	0.95	2	0.95	2	0.95	4	1.90	
1.50	2	0.95	2	0.95	2	0.95	8	3.80	
1.60	2	0.95	3	1.42	5	2.37	6	2.85	
1.70	2	0.95	3	1.42	8	3.80	4	1.90	
1.80	2	0.95	6	2.85	12	5.70	5	2.37	
1.90	3	1.42	10	4.75	16	7.60	4	1.90	
2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	

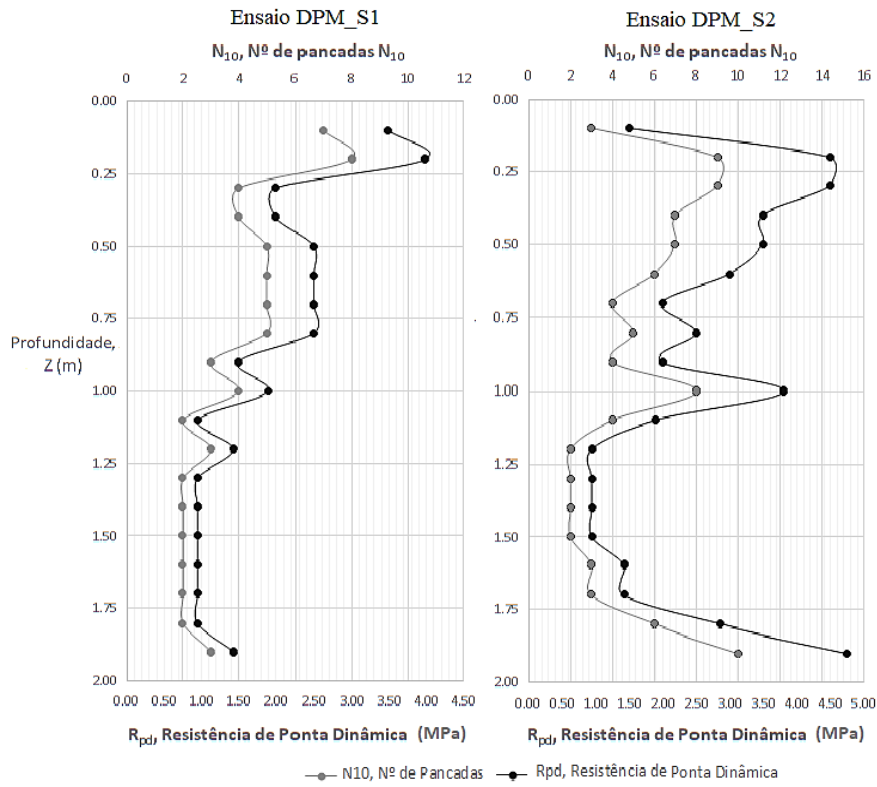


Figura 62 - Furo de sondagem DPM-S1

Figura 63 - Furo de sondagem DPM-S2

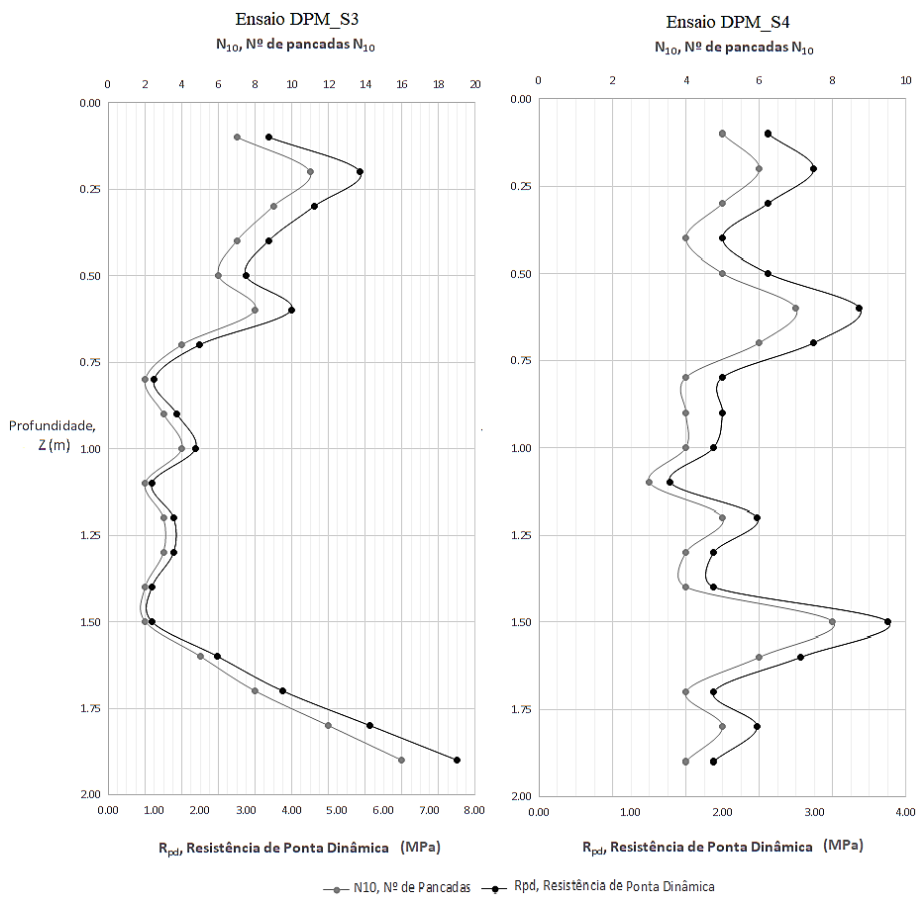


Figura 64 - Furo de sondagem DPM-S3

Figura 65 - Furo de sondagem DPM-S4

De acordo com os resultados anteriormente demonstrados, é possível constatar que o solo possui uma resistência bastante reduzida. Existe uma clara evidência da existência de matéria orgânica e enraizamentos à superfície e comprovado na fase de cravação na camada vegetal que podemos assumir que terá uma espessura média de aproximadamente 0,60 m. Cumulativamente, existe um decréscimo geral da resistência que faz com que a resistência de ponta vá para valores quase nulos. Numa fase terciária, é visível um aumento da resistência que faz demonstrar claramente uma migração da camada vegetal para a penetração numa camada de saibro que se considera aparecer a partir de aproximadamente 1,75 m de profundidade. O número de pancadas médio ao longo dos quatro furos foi de 4,91, o máximo número de pancadas para a cravação de 0,10 m de vara e respetiva resistência de ponta foi de 16 e $R_{pd} = 7,60$ MPa. O teor em água *in situ* registado aquando a realização da prospeção do terreno era de aproximadamente 21 %.

3.2.2. Ensaio de carga em placa (horizontal)

Com base na evolução da prospeção *in situ* afeta aos ensaios a desenvolver, foi necessário conhecer o comportamento do solo sob aplicação de ações horizontais. Para isso, e com base no método da teoria de Rankine, em que nos permite determinar as pressões sobre uma determinada estrutura de suporte ou elemento rígido, foi usada uma metodologia expedita que permitisse validar as condições limite de uso do solo, adaptado do ensaio de carga em placa.

No presente estudo, como é o elemento rígido a exercer tensões de compressão sobre o solo, estamos perante um impulso passivo. O movimento executado pelo prumo, retrata a evolução do estado de repouso para o estado limite passivo e este verifica-se mantendo constante a tensão efetiva vertical e aumentando a tensão efetiva horizontal, que inicialmente era a menor tensão principal. A tensão efetiva horizontal ao aumentar, iguala e depois ultrapassa a tensão vertical. Nesta situação é mobilizado totalmente o impulso passivo sobre o solo.

A metodologia adotada para o estudo do solo de uma forma expedita, compreendeu o desenvolvimento de um processo de ensaio em que com recurso a um poço de ataque e um macaco hidráulico devidamente instrumentado, foi possível fazer uma caracterização completa e com resultados atraentes.

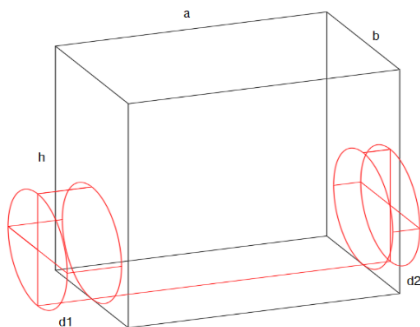


Figura 66 - Esquema de ensaio de deformabilidade horizontal.

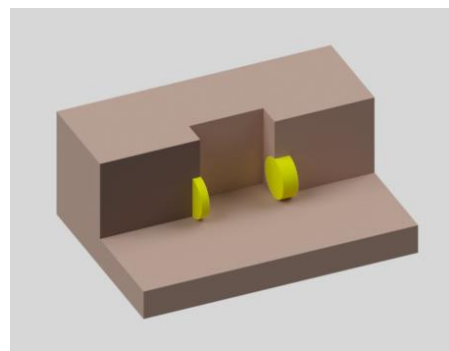
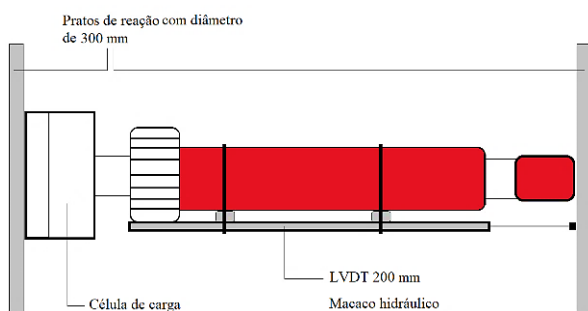


Figura 67 - Renderização 3D da metodologia a implementar *in situ*.

O esquema de ensaio e a sua materialização encontram-se ilustrados nas figuras 68a e 68b. O seu funcionamento era expedito, no interior do poço de ataque, através do macaco hidráulico era interposta uma ação horizontal com recurso a duas placas de 300 mm de diâmetro. Através de uma aplicação computacional escrita em “LabVIEW”, e dotado de uma “target line” de controlo associada à força exercida, foi feita uma monitorização da força aplicada na alavanca do macaco hidráulico. Durante o ensaio, foi imposta uma velocidade constante de deformação de aproximadamente 0,5 mm/s..



(a) Esquema de instrumentação de ensaio



(b) Instrumentação de ensaio usada

Figura 68 – Equipamento usado no ensaio de deformabilidade horizontal

No terreno (fig. 69), abriu-se um fosso com dimensões: $a = 55$ cm, $b = 37$ cm e $h = 60$ cm acordo com a figura 83. Esta operação totalizou a mobilização de um volume de terra de 0.122 m³ e o teor de água *in situ* aquando a realização do ensaio era de aproximadamente 26 %.

Após a preparação, o posicionamento (figs. 69 e 70) e testes preliminares de toda a instrumentação, deu-se o início do ensaio (fig. 71) em que simultaneamente se bombeava o óleo para o interior do êmbolo que por sua vez aplicava a ação horizontal nos pratos de encosto ao solo.



Figura 69 – Abertura de fosso
 $a=55$ cm · $b=37$ cm · $c=60$ cm =
 122100 cm³



Figura 70 - Instrumentação de ensaio usada



Figura 71 - Instrumentação de ensaio usada

O terreno manteve-se coeso durante todo o ensaio, sendo que se dá especial destaque para a abertura de fendas no solo circundante, que apenas exibiram o seu aparecimento já quase no final do ensaio.

Este ensaio, devido às limitações do equipamento, realizou-se em 2 fases de carga, por forma a introduzir um elemento metálico de reação entre o prato e o macaco hidráulico e com isto poder atingir o patamar de tensão horizontal efetiva. No final, atingiu-se um pico máximo de tensão 330 kPa que corresponderam a uma força de aproximadamente 24 kN.

Relativamente aos deslocamentos observados, uma das faces deslocou-se $d1=110$ mm e outra $d2=55$ mm, tendo totalizado um deslocamento geral de 165 mm o que equivale a um deslocamento real de 82,50 mm.

No desenrolar do ensaio, mais concretamente na transição da fase tensões elásticas para a fase de tensões plásticas, registaram-se movimentos no solo circundante quer de empolamento como de abertura de fendas. Algumas delas puderam ser registadas com recurso a vídeo e fotografia, onde após análise de dados resultou o esquema apresentado na figura 72.

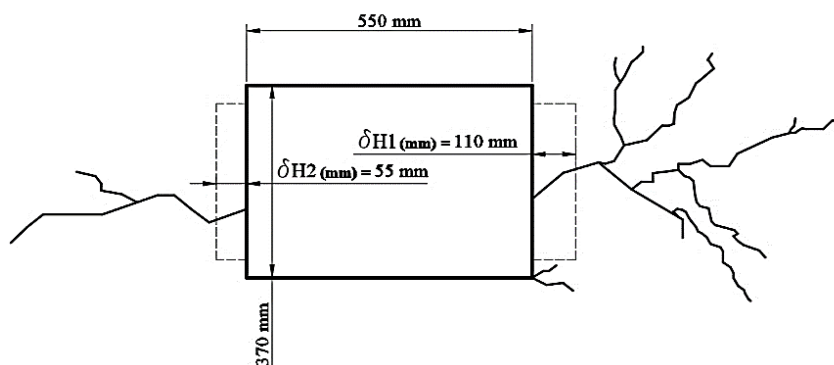


Figura 72 - Fendilhação e deslocamentos observados

Na figura 73, é visível em ambos os ramos uma oscilação ascendente e descendente nos valores registados, este fenómeno prende-se pelo facto do movimento não ser completamente uniforme entre bombagens. Da realização do ensaio, no final resultou o gráfico tensão horizontal em função do deslocamento horizontal (fig. 73), onde se pode ver que as máximas tensões efetivas elástica e plástica são 170 kPa e 330 kPa respetivamente. Devido ao complexo comportamento mecânico do solo, à sua não linearidade, comportamento anisotrópico e natureza heterogénea, a sua modelação é uma fase complexa. Assim, Winkler, em 1867, propôs um sistema de avaliação mais simplista denominado coeficiente de reação do subsolo, onde apresenta um rácio entre a força aplicada e a deformação horizontal sofrida pelo solo. Este rácio gera um coeficiente de Winkler (K_h), onde o objetivo final é a representação numérica do solo através de molas em que a sua rigidez é dada por K_h . Com base nos resultados obtidos no terreno para uma simulação linear elástica, onde se assume que o comportamento de tensão deformação é estritamente linear o valor de o valor de $K_h = 0,43$ kN/mm. Para um comportamento elasto-plástico o valor de $K_h = 0,18$ kN/mm.

Devido à limitação dos equipamentos usados mais concretamente o LVDT usado, foi necessário efetuar o ensaio em duas fases onde, numa fase secundária foi necessário colocar-se um elemento rígido entre o prato e o equipamento de ensaio para aumentar a amplitude. Posto isto pode observar-se um ramo inicial de recompressibilidade devido a este fator.

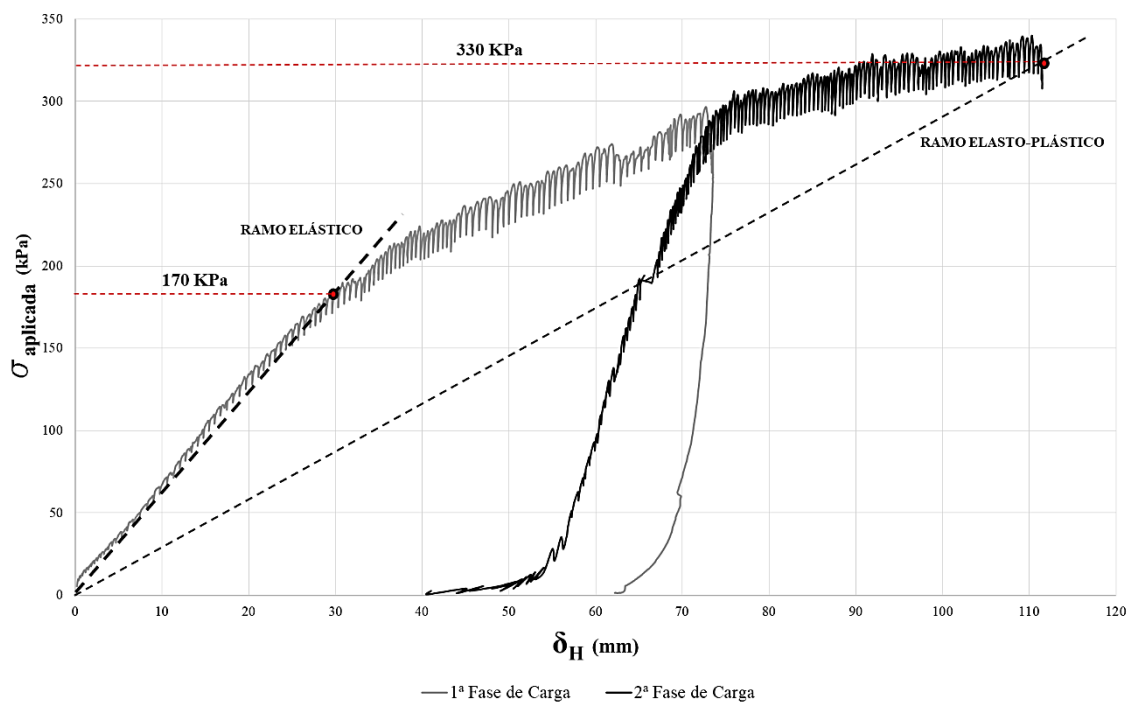


Figura 73 - Evolução da tensão horizontal

3.2.3. Dilatômetro

De maneira a incrementar o grau de conhecimento relativamente aos parâmetros geotécnicos do solo em estudo, optou-se por efetuar a realização do ensaio do dilatômetro de Marchetti (DMT), pois iria não só apurar novos parâmetros geotécnicos, como atestaria a qualidade de outros resultados obtidos em laboratório. O uso do DMT apresenta-se como um método alternativo expedito, com um rigor e baixo custo relativamente a outros ensaios de caracterização geotécnica tais como “Standard Penetration Test” (SPT), “Cone Penetration Test” (CPT) e ensaio de placa (PLT). O uso do dilatômetro pode ser utilizado em solos coesivos e não coesivos, saturados ou não saturados, normalmente consolidados ou sobreconsolidados, naturais ou compactados. A execução do teste do dilatômetro de Marchetti tem atestado a sua versatilidade, apresentando resultados interessantes, tornando-se um dos ensaios *in situ* mais populares para uma expedita obtenção dos parâmetros geotécnicos. Este fator, está diretamente correlacionado com a sua eficiência de avaliação de amostras e com o custo de caracterização de determinada amostra. De todo o processo destaca-se a sua facilidade de operação e manuseamento. O facto de ser um equipamento simples, faz com que a sua utilização seja muito mais independente e a sua fácil compatibilidade com vários equipamentos de prospeção geotécnica seja uma vantagem.

Como é do conhecimento, e ao contrário de outras áreas da Engenharia, os problemas associados à engenharia geotécnica necessitam de uma fase de prospeção de maneira a obter parâmetros de dimensionamento afetos à conceção de cada projeto. A qualidade destes dados está

diretamente correlacionada com o método de sondagem utilizado, precisão dos equipamentos e dos resultados finais que estes geram.

O procedimento de ensaio usado (fig. 74), é bastante simples, consistindo na cravação vertical no terreno, mediante uma força e velocidade constante de uma lâmina com uma membrana circular ambos em aço. No momento em que se inicia a cravação, um beep sonoro através de um cabo ligado à terra é acionado dando indicação que a membrana já se encontra com uma tensão horizontal instalada. Assim que atingida a profundidade pretendida para execução do ensaio, a membrana é expandida com a insuflação de dióxido de carbono CO_2 através de um cabo pneumático-elétrico, medindo-se duas pressões distintas A e B que correspondem a deslocamentos da membrana de 0,05 mm e 1,10 mm respectivamente. A medição de valores é executada mediante o beep sonoro inicialmente ativado. Lentamente, aumenta-se a pressão da membrana e assim que o beep sonoro deixar de se ouvir encontramos a pressão A. Com um aumento de pressão contínuo no sistema até que o beep sonoro seja novamente ouvido, faz-se corresponder a pressão B. Assim que se obtiver a pressão de B correspondente a 1.10 mm de deslocamento da membrana, a pressão é reduzida até que se obtenha o deslocamento de 0.05 mm, sendo esse registo a leitura da pressão C. O ensaio DMT, é de certa forma uma repetição do processo a várias profundidades com intervalos que não devem ser superiores a 0,30 m. Antes e depois da realização do ensaio, é de realçar que devem ser obtidos os parâmetros de calibração de dados ΔA e ΔB que devem estar compreendidos entre os intervalos [5, 30] kPa e [5, 80] kPa, respectivamente, cujo objectivo é atestar as condições de qualidade do equipamento. Como resultados espectáveis, é esperado obter três importantes parâmetros do DMT, tais como o Índice do Material Dilatométrico (I_D), Coeficiente de Tensão Horizontal (K_D) e o Módulo de Deformabilidade Dilatométrico (E_D).

O uso do dilatômetro de Marchetti, no presente trabalho teve por base a obtenção e comparação dos parâmetros geotécnicos obtidos através de outros ensaios mas também como uma ferramenta de validação de todo o processo de caracterização das amostras em laboratório.

Com base nos resultados, foi efetuado um estudo segundo as diretrizes da norma ASTM (2001), e empregues expressões e correlações semi-empíricas que permitiram obter outros dados da mecânica dos solos. Essencialmente foi intuito da realização deste ensaio no terreno a obtenção dos seguintes parâmetros geotécnicos: (a) ângulo de atrito (φ); (b) Coeficiente de impulso em repouso (K_0); módulo de deformabilidade dilatométrico (E_D) e (d) grau de sobreconsolidação (OCR).

Na elaboração do ensaio DMT, o equipamento de cravação utilizado foi uma máquina de penetração mecânica a velocidade constante disponível no LEST-Uminho, conforme ilustra a figura 74f. Este equipamento foi o utilizado de forma a assegurar uma cravação uniforme de modo a que durante a cravação da ponteira do dilatômetro, a reação resultante das forças de atrito e de ponta, que se desenvolvem ao longo das varas não provocasse o levantamento da máquina. O equipamento mostrou-se bastante vantajoso, pois foi possível efetuar a cravação a uma velocidade constante e com

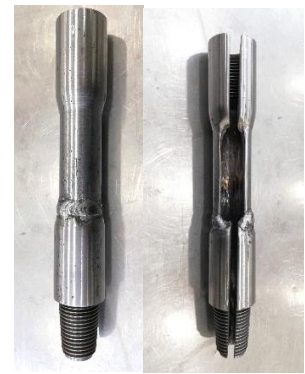
via controlada, permitindo assim garantir também uma ótima verticalidade garantida pelo nível de bolha que esta tem incorporado.



(a) Criação de plataforma de trabalho 80cm · 80 cm para execução de ensaio.



(b) Controlo de verticalidade da lâmina do DMT



(c) Peça metálica criada para realização do ensaio DMT na máquina de sondagens do LEST-Uminho.



(d) Cabo pneumático-elétrico e ponteira dilatométrica



(e) Fonte de pressão CO₂ e unidade de controlo de pressões do sistema



(f) Máquina de sondagens do LEST - Uminho



(g) Fase primária de cravação da ponteira dilatométrica



(h) Fase secundária de cravação da ponteira dilatométrica



(i) Fase terciária de cravação da ponteira dilatométrica

Figura 74 - Equipamentos e procedimento do ensaio DMT

Durante o procedimento de ensaio algumas fases tiveram particular destaque, primeiramente, foi necessária a verificação de funcionamento de todo o equipamento localizado no LEST-Uminho, bem como a sua compatibilidade à execução do ensaio. Inicialmente, foi detetado um problema que

consistia na adaptação do sistema de cravação com recurso aos meios mecânicos em que foi imperativo a troca de varas com a ligação permanente do cabo piezelétrico. Assim sendo, foi necessária a produção de uma peça metálica conforme ilustra a figura 74c, em que fosse possível o enroscamento de uma vara na parte inferior e o enroscamento da peça de ligação à máquina na parte superior e que cumulativamente fosse possível a ligação à central de pressão do cabo piezoelétrico. Uma vez reunidas todas as condições para a sua realização, foram mobilizados para o terreno todos os equipamentos previamente preparados. Iniciou-se o processo pela abertura de uma plataforma de trabalho com 80x80 cm² (fig. 74a) com o objetivo de facilitar a perfuração e evitar a influência de possíveis enraizamentos superficiais. Em seguida, foi aplicada toda a metodologia anteriormente apresentada e realizados dois ensaios de perfuração com leituras de 20 em 20 cm, em dois locais próximos dentro da área de estudo já referenciada no presente documento.

De todos os equipamentos já salientados, dá-se particular destaque aos seguintes: (a) ponteira dilatométrica e cabo pneumático-elétrico (fig. 74d); (b) unidade de controlo de pressões com avisador sonoro e fonte de pressão CO₂ (fig. 74e).

Como resultados finais foram obtidos os seguintes valores:

Tabela 14 - Resultados do ensaio DMT

Norma:		Elaborado de acordo com a formulação da norma ASTM D6635-01			
Local de prospeção:		41°27'05.0"N 8°17'22.2"W			
Z (m)	E _D (Mpa)	Ø (Graus)	K ₀	OCR	
0.20	7.29	45.78	2.50	96.93	
0.40	6.92	43.53	1.79	37.68	
0.60	5.10	40.79	1.25	13.61	
0.80	6.01	39.41	1.06	8.52	
1.00	7.18	38.60	0.97	6.54	
1.20	6.56	38.74	0.98	6.83	
1.40	6.56	37.99	0.90	5.37	
1.60	5.83	37.36	0.84	4.41	
Média	6.43	40.27	1.29	22.49	

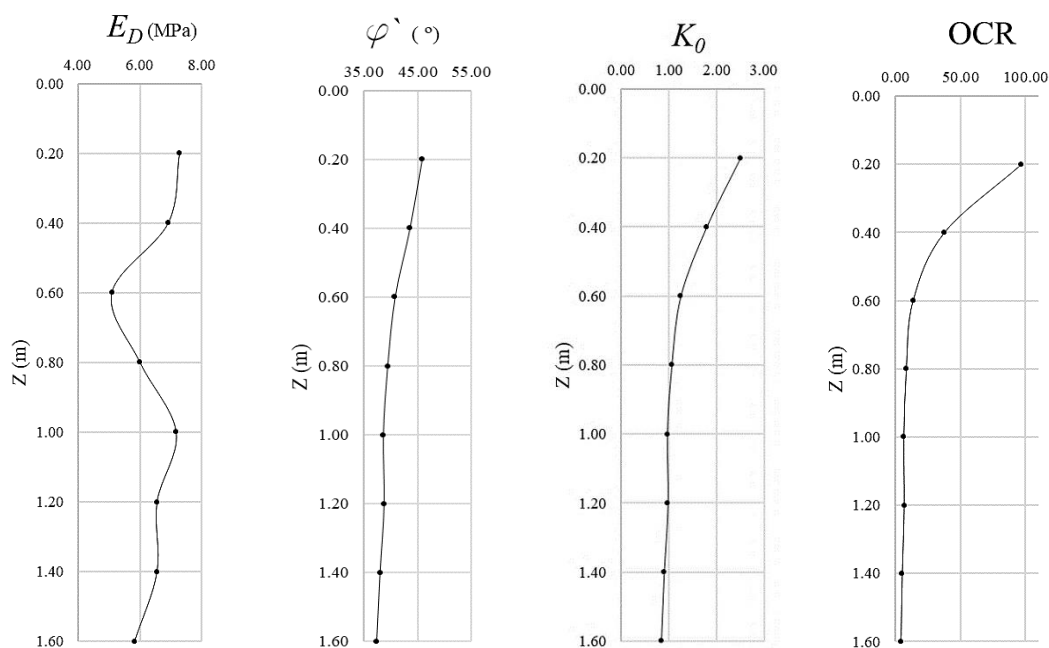


Figura 75 - Resultados em profundidade do ensaio DMT

Como interpretação e conclusões dos resultados obtidos na tabela 14 e figura 75, podemos destacar que relativamente a E_D , este relaciona as características de compressibilidade, deduzido com base na teoria da elasticidade, considerando que devido à elevada precisão, a expansão da membrana no interior do solo pode ser comparada com um carregamento horizontal de área circular de um espaço elástico por ação de determinada pressão imposta, onde Marchetti (1980) relacionou com base nessa teoria as seguintes equações:

$$S = \frac{4R\Delta p}{\pi} * \frac{(1 - \nu^2)}{E} \quad (8)$$

Onde:

S – Deslocamento elástico no centro da membrana

R – Raio da membrana, R=30mm

Δp – Pressão aplicada, P1-P0

E - Módulo de Young

ν – Coeficiente de Poisson

Na equação acima, o segundo termo $(1-\nu^2) / E$, representa o módulo edométrico E_D , onde se se aplicar na equação 9 a substituição de S=1,1 mm e R=30 mm, obtém-se que a equação para o seu cálculo que é dada por:

$$E_D = 34,7 (P_1 - P_0) \quad (9)$$

Nesta equação está implícito o relacionamento que é feito entre a pressão exercida no solo para a sua deformabilidade, correlacionando dessa maneira a consistência das argilas ou compactidade das areias. Dos valores obtidos, regista-se um valor médio de aproximadamente 7 MPa que traduz uma compressibilidade relativamente baixa por ação das cargas exteriores aplicadas. Uma vez que estamos perante um solo coesivo e cuja deformabilidade é muito controlada pela matéria orgânica, a sua variação volumétrica depende diretamente do nível de compactidade atual.

No desenvolver do ensaio DMT, verificou-se que o ângulo de atrito médio é de aproximadamente 41° o que valida o valor obtido na realização dos ensaios de corte.

Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso para baixas profundidades, assume-se como superior a unidade, o que revelaria uma boa compactação, no entanto os valores apresentam-se um pouco elevados devido a dois principais fatores, baixos valores de tensões efetivas e resistência introduzida pela coesão da matéria orgânica. Tendo em conta a sua evolução em profundidade, verifica-se o seu decréscimo e acredita-se que se ajustaria para valores muito inferiores se sondado a profundidades mais elevadas. Das expressões empíricas, o valor para o solo em estudo era dado por $K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi' = 41^\circ) = 0,3439$.

O nível de OCR relaciona a tensão máxima vertical alguma vez experimentada pelo solo e a tensão vertical atual de consolidação. Com base na tabela 14 é possível verificar que inicialmente o

valor de OCR é claramente superior à unidade manifestando-se sobreconsolidado, no entanto, a tendência em profundidade dentro da amplitude do ensaio é rever-se num solo normalmente consolidado por aproximar-se bastante da unidade.

Em suma, como o ensaio foi realizado a baixas profundidades, alguns aspetos para os valores obtidos até cerca de 1,00 m de profundidade não se mostraram muito coerentes. Outros aspetos a ter em consideração, é o facto da tensão vertical (σ_v), ser praticamente nula uma vez que estamos à superfície, mostrando claramente que os resultados têm alguma discrepância devido a este motivo. Outro fator que influencia a coesão é o facto da tensão horizontal efetiva ser afetada pela resistência de coesão do solo *in situ*, que segundo os ensaios laboratoriais é de aproximadamente 60kPa para 24% de teor em água e 20kPa para condições saturadas. Por fim, efeitos terciários mas não menos importantes como existência de vegetação, fenómenos de sucção e dessecação claramente interferiram na oscilação e determinação destes parâmetros.

3.3. Ensaio dos prumos

Os ensaios experimentais integram uma importante fase de desenvolvimento de presente estudo, pois é no campo que se observam todas as variáveis conjugadas e se identificam lacunas dos sistemas estruturais adotados. Assim sendo, o presente estudo não poderia deixar de avaliar o comportamento do sistema *in situ*, que no âmbito do projeto BarRod, está prescrita a execução de um conjunto de ensaios experimentais cujo objetivo é perceber os níveis de deformação associados ao tipo de solo e perfil de guarda em estudo acompanhado de uma monitorização constante de níveis de tensões no prumo e no subsolo, deslocamentos horizontais ao longo da altura do prumo em cada instante de tempo, bem como registo através de fotogramas dos movimentos ocorridos desde o início até ao final de cada ensaio. Com isto, pretende-se avaliar a influência dos vários parâmetros geotécnicos, materiais e profundidade de cravação no desempenho solo-prumo de guardas de segurança.









Salienta-se desde já que, devido ao financiamento do projeto não ter avançado em tempo útil, na realização do estudo e desde o primeiro instante foram utilizadas soluções de custo controlado, no entanto foram executados todos os ensaios da melhor forma e rigor possíveis pelo que se conseguiram valores bastante aceitáveis e válidos para o trabalho que se propôs realizar.

3.3.1. Plano de ensaios

Para a execução de uma avaliação íntegra do comportamento dos materiais foi necessário elaborar um plano de ensaios conforme elucida a tabela 15. O presente plano pretende dar a conhecer um varrimento do comportamento do prumo e do solo de todas as formas possíveis pelo que será testado em torno dos dois eixos de inércia a diferentes profundidades e metodologias de teste.

Considerou-se que era o suficiente para conseguir perceber conjuntamente com os dados laboratoriais do comportamento efetivo do sistema estrutural.

Tabela 15 - Plano de ensaios de campo

ID	Comprimento (m)	Profundidade de cravação	Tipo	Eixo Solicitado	Tipologia	ID	Comprimento (m)	Profundidade de cravação	Tipo	Eixo Solicitado	Tipologia
P1	1.20	0.540	Estático		Curto	P5	1.20	0.540	Dinâmico		Curto
P2	1.20	0.540	Estático		Curto	P6	1.20	0.540	Dinâmico		Curto
P3	1.70	1.040	Estático		Longo	P7	1.70	1.040	Dinâmico		Longo
P4	1.70	1.040	Estático		Longo	P8	1.70	1.040	Dinâmico		Longo

3.3.2. Metodologia

A primeira fase de aproximação aos ensaios no terreno consistiu na modelação de um esquema tridimensional de instrumentação a adotar, para que fosse possível conjugar tudo no mesmo espaço de operações. Previamente, algumas soluções de instrumentação expeditas foram equacionadas como lasers para a medição de distâncias que foram invalidados devido à má aplicabilidade desse sistema no terreno conjugado com a luz natural, sensores ultrassónicos que foram postos de parte devido à sua falta de rigor na medição de distâncias, entre outros. A conceção da metodologia de ensaio compreendeu duas fases, primeiramente idealizou-se um sistema geral e numa segunda fase selecionou-se a instrumentação individual e formas de solicitação.

Como modelo geral, foi criado um sistema que consistia na cravação de 3 elementos metálicos verticais com distâncias a definir estrategicamente, onde um deles era o principal e os restantes secundários. O principal elemento ao longo da sua altura dispunha de 5 potenciómetros que mediam e registavam a amplitude desde o início ao fim do movimento. O sistema depois de ser estrategicamente montado e através de relações trigonométricas devolvia os deslocamentos horizontais registados observados durante os ensaios fossem eles estáticos ou dinâmicos. À semelhança da pesquisa bibliográfica executada era ainda necessário registar as tensões horizontais instaladas no prumo. O método selecionado, foi instrumentado o prumo com células de carga para registar tensões no subsolo e topo do prumo, bem como dispositivos de solicitação horizontal para o teste fosse ele estático ou dinâmico. Iterativamente, foram postas em cima da mesa algumas soluções viáveis e outras nem tanto devido a fatores económicos ou características técnicas.

Da primeira aproximação, resultou o esquema 3D presente na figura 76 que visava identificar possíveis lacunas do procedimento em si e antecipar erros que poderiam aparecer em fase de testes.

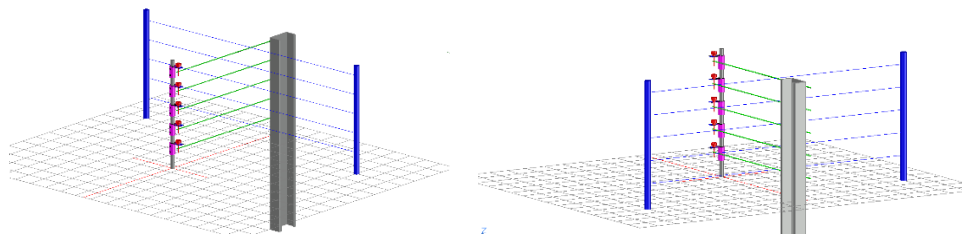


Figura 76 - Modelação do esquema de ensaio *in situ* para testes de colisão

Numa segunda fase, já no terreno foi montado um esquema equivalente ao modelado para realmente verificar bom ou mau o funcionamento deste de acordo com as imagens da figura 77.



Figura 77 - Teste de funcionamento nº 1 da metodologia de ensaio *in situ*

Um dos primeiros pontos negativos detetados, foi a falta de rigidez do elemento de suporte à haste horizontal, neste primeiro teste foi usado arame metálico, que inicialmente parecia ser suficiente para as ações interpostas ao prumo, no entanto, verificou-se que este possuía alguma flexão vertical mesmo que tracionado e por consequência disso o potenciómetro também sofria movimentos anormais como momentos fletores devido ao peso e comprimento da haste o que poderia prejudicar os resultados. De forma a contornar este problema de falta de rigidez para suporte da haste horizontal, optou-se por reformar este apoio, executando mais duas peças de apoio iguais às dos potenciómetros e colocar um elemento longitudinal de madeira, que iria ter duas principais ações, resolver o problema de deflexão do arame anteriormente detetado e impedir que os elementos metálicos verticais cravados se aproximassem um do outro formando uma espécie de um "H".

Um outro problema, seria o acompanhamento das hastes horizontais para com o prumo com vista à medição do deslocamento horizontal como recuperação deste, onde quer em ensaios dinâmicos como estáticos era fulcral para minimizar o erro de medição. O problema assentava sobre o facto de no instante em que as hastes eram solicitadas pelo prumo, seria estritamente necessário o conhecimento da recuperação deste quer nos ensaios dinâmicos como no ensaios estáticos, ou seja, era preciso um elemento de recuperação rápida e que acompanhasse esse movimento. Das opções em campo pensadas estavam: (a) contrapesos que funcionariam com um fio preso à haste para acompanhar o movimento mas que se tornaram inviáveis pois a amplitude era muito grande e não era garantido um movimento uniforme entre os elementos. (b) foi pensado também como solução um conjunto de molas que iriam garantir que o movimento era acompanhado sempre com a haste junto do prumo. No entanto para pequenas deformações a mola estava totalmente recuperada não garantindo assim um bom comportamento durante todo o ensaio. (c) uso de esticadores elásticos,

sempre sob tensão ancorados ao solo, esta foi a solução preconizada e que ofereceu mais vantagens técnicas, pois a instalação é facilitada, esta sempre sob tensão, garantindo assim um constante contacto entre a haste horizontal e o prumo durante todo o ensaio e a um custo muito acessível.



(a) Elástico tensor

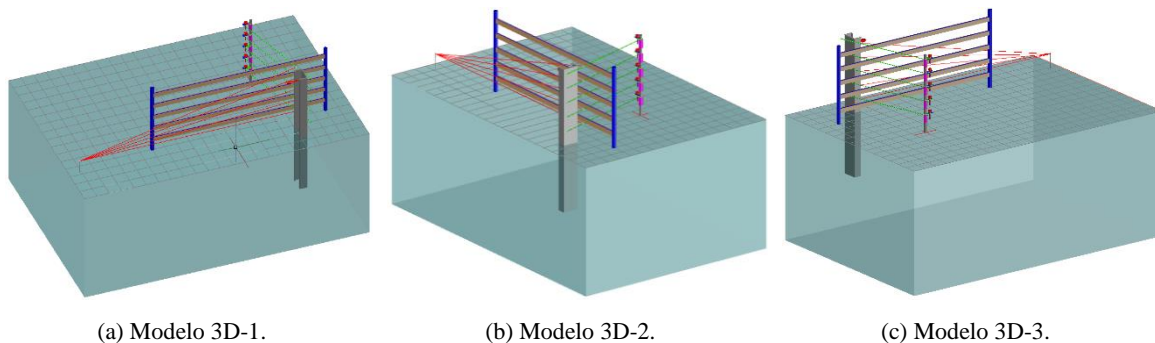
(b) Ancoragem ao solo de elásticos tensores

(c) Elemento horizontal de suporte às hastes

Figura 78 - Teste de funcionamento nº2 da metodologia de ensaio *in situ*.

Colmatadas todas as lacunas do sistema inicial, deu-se o segundo teste *in situ* já com as melhorias implementadas por forma a verificar a boa funcionalidade do sistema como se pode ver nas figuras 78a, 78b e 78c.

Por último e para complementar o real funcionamento do esquema idealizado, estudou-se a alteração do posicionamento da haste principal onde assentam os potenciómetros de modo a aumentar a amplitude e com isso obter mais dados de leitura ao longo dos testes. Como melhorias finais ao sistema, pensou-se na colocação num plano de fundo com uma grelha de quadrados 5cmx5cm em preto e branco por forma a fazer um varrimento de dados mas agora em registo de imagens através de análise de “frames” com recurso a uma câmara de ação de registo de 60 a 120 frames por segundo de maneira a registar todos os movimentos antes, durante e depois do ensaio. Concluindo, em termos de funcionamento mecânico, verificou-se assim com sucesso os seguintes pontos: (a) rigidez individual e global; (b) precisão dos resultados medidos; (c) melhoramentos possíveis; e (d) complementos ao sistema. Após todos os testes e adaptações resultou a seguinte metodologia de ensaio (fig. 79):



(a) Modelo 3D-1.

(b) Modelo 3D-2.

(c) Modelo 3D-3.

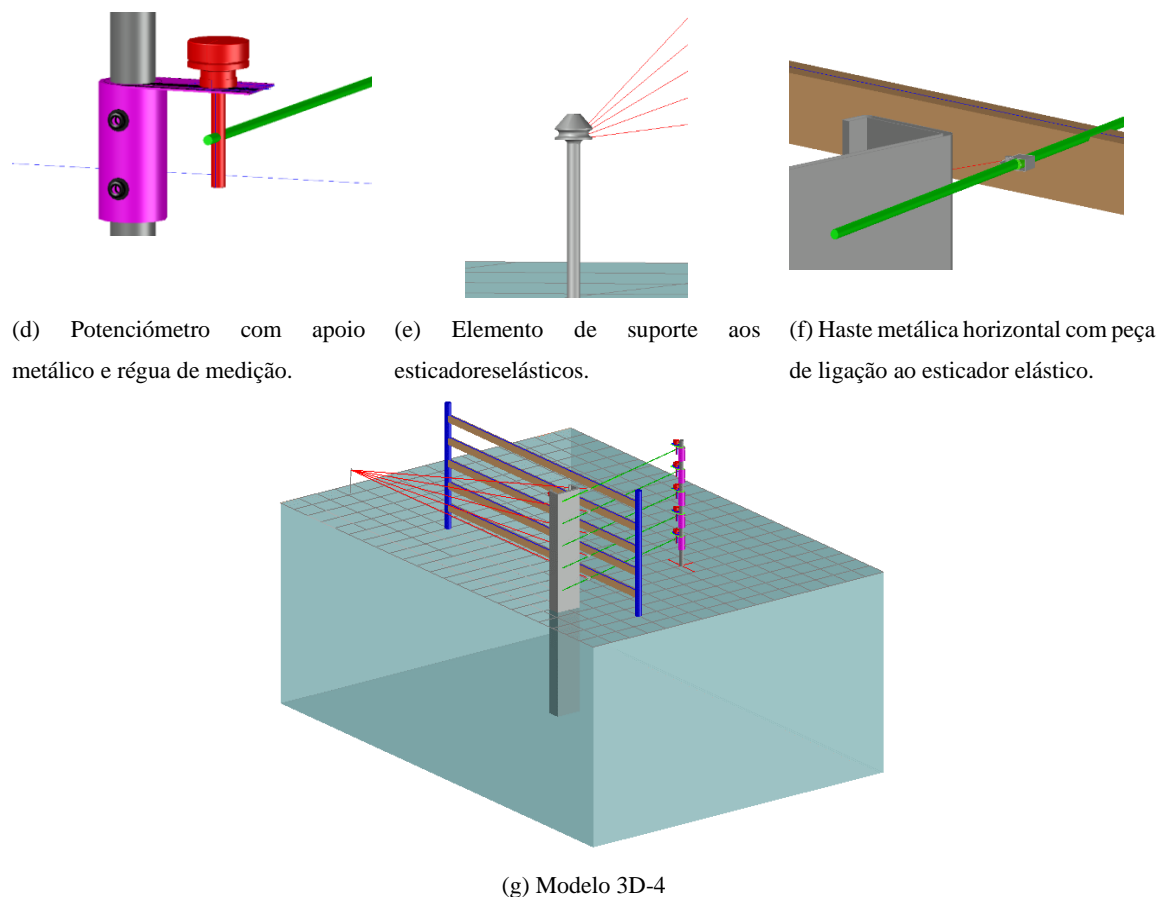


Figura 79 - Modelação final 3D da metodologia adotada para ensaio *in situ*

Conforme foi referido anteriormente, numa segunda fase foi necessário idealizar uma metodologia de instrumentação dos elementos individuais e equipamentos de instrumentação/solicitação afeta à tipologia de cada ensaio, podendo estes assumir-se como dinâmicos ou estáticos. Desta forma, será este o seguimento dado daqui em diante para explicação das metodologias adotadas.

Relativamente à instrumentação dos elementos individuais, temos essencialmente a parte afeta à monitorização do movimento do prumo e ações que nele acontecem. Conforme foi explanado anteriormente o movimento mobiliza essencialmente esforços passivos ou seja a estrutura é que exerce tensões sobre o solo. Não obstante disso, existiu a necessidade de uma forma económica de instrumentar o elemento para saber quais os níveis de esforços que estão associados a cada tipologia de ensaio, profundidade de cravação e eixo de inércia mobilizado. Contudo, a instrumentação local, é um importante ponto de qualquer ensaio experimental, com o intuito de registar todas as ações inerentes ao movimento decorrente do impacto a realizar durante os ensaios. Posto isto, foi necessário idear a uma metodologia que permitisse a avaliação por parte da estrutura e do solo em tempo real. O aproveitamento destes dados não só nos permitiu conhecer o real comportamento estrutural de todos os elementos envolvidos como nos foi possível detetar zonas críticas antes, durante e depois do ensaio.

Como esquema inicial e de acordo com a figura 80, optou-se por recorrer a alguma instrumentação eletrónica que permitisse a monitorização completa dos movimentos do prumo no desenvolver do plano de trabalhos a efetuar.

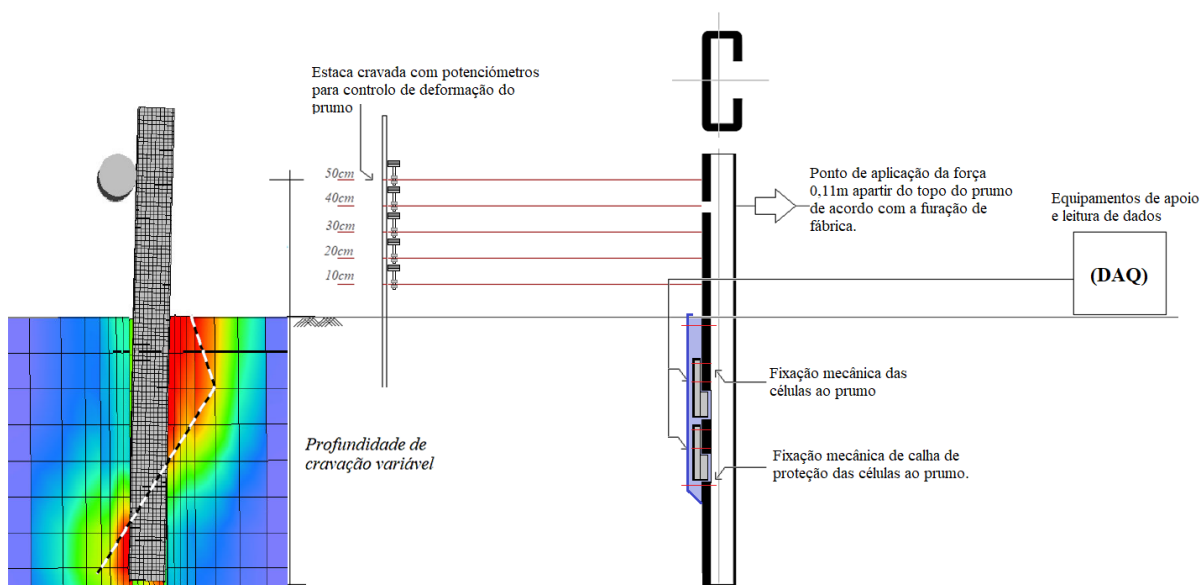


Figura 80 - Instrumentação local do prumo em zonas críticas

No instante de colocação das células de monitorização das tensões, tentou-se aproximar mais o campo de observação para zonas onde a concentração de esforços fosse maior. Assim e de forma a conseguir um varrimento de tensões exercidas nos prumos o esquema acima apresentado é dotado de 2 células de carga no subsolo com uma calha lateral de proteção e fixação mecânica diretamente ao prumo.

Devido ao tamanho e aspetos económicos das mesmas, só foi possível a colocação de duas células. Idealmente a colocação de 1 célula a cada 10cm seria fulcral para poder representar completamente a envolvente de tensões no subsolo.

A capacidade de leitura de cada célula era de 50 Kg, apesar de limitada, pensou-se ser suficiente tendo em conta os ensaios de prospeção *in situ* anteriormente executados. Para a sua colocação foi necessário o recorte de duas medalhas, uma para cada célula de carga com um diâmetro de 30mm, onde o seu dimensionamento foi executado por um processo iterativo em que a tensão máxima fosse claramente superior à registada no ensaio de deformação horizontal equivalente a 3,30 bar de resistência máxima por parte do solo. Seguiu-se a seguinte formulação:

Capacidade máxima de leitura da célula de carga:

$$F = 50\text{Kg} = 0,50 \text{ kN}$$

Área da medalha pretendida:

$$A = \pi * r^2 \leftrightarrow A = \pi * (15 \times 10^{-3})^2 = 0,0007068583 \text{ m}^2$$

Tensão horizontal máxima admissível de registo pela célula de carga:

$$Tensão (kPa) = \frac{Força (kN)}{Área (m^2)} \leftrightarrow \frac{0.50 kN}{0.0007068583 m^2} = 707.36 kPa = 7,07 bar = 7,21 Kg/cm^2$$

Uma vez solucionado o posicionamento e dimensionamento das células de carga, foi necessário um processo de marcação e execução de algum trabalho de serralharia por forma a assimilar o sistema idealizado. Não obstante destas, era necessário o uso de uma célula de carga no topo do prumo de modo a medir a força horizontal aplicada. Usando a furação que vem de fábrica de sustentação ao amortecedor, aproveitou-se e com recurso a um alargamento dessa, a colocação de uma célula de carga no topo do prumo a 0,50 m do solo para medição do esforço horizontal exercido. À semelhança do sistema anterior, numa fase primária, foi realizado um protótipo com o objetivo de minimizar o erro da instrumentação e custos associados a esta, com um prumo curto foram delineadas posições da instrumentação a usar conforme ilustram as figuras 81a, 81b e 81c.

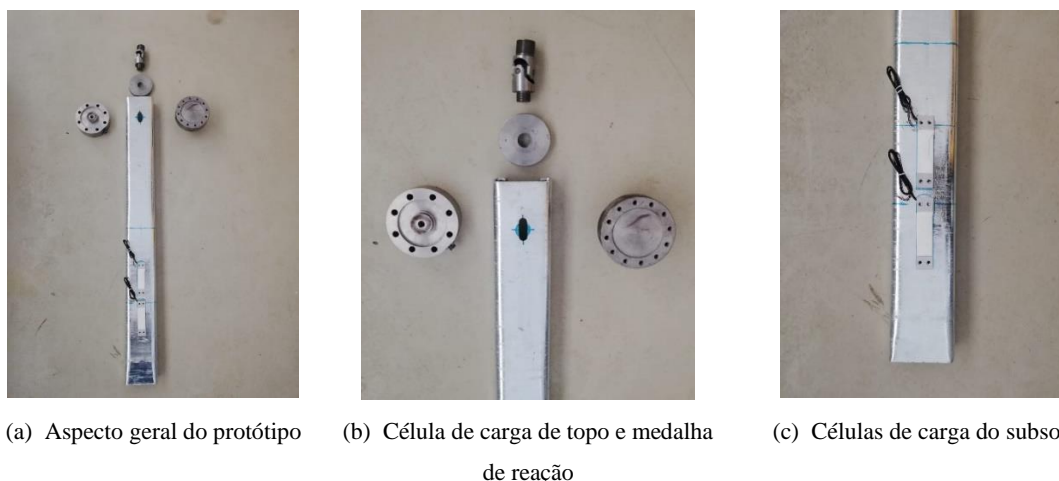


Figura 81 - Prumo tipo com instrumentação para ensaios *in situ*.

Uma das problemáticas aqui evidenciadas logo à partida foi a necessidade de proteção das células de carga que iriam ficar no subsolo. Este facto, deve-se ao processo de cravação ser manual e que devido a isso estas sofreriam danos uma vez que são objetos salientes e sensíveis ainda que aparafusados diretamente ao prumo. Apesar disso, eram ainda espectáveis a partida alguns esforços de corte sobre os parafusos de fixação da calha ao prumo durante o processo de cravação.

A solução encontrada, consistiu no desenho e fabricação de meio tubo quadrado (fig. 82b) dotado de um chanfro de extremidade que protegesse a instrumentação no instante da cravação mas que em simultâneo não conferisse resistência adicional à inserção elemento vertical. Através de dois parafusos de ligação, as células ficam assim protegidas tanto no fundo como no topo, fazendo com que o elemento possa ser cravado sem perturbações da instrumentação. Aquando do ensaio, o parafuso do topo foi removido com o objetivo de minimizar a superfície de contacto entre o tubo de proteção e o prumo e que este se comporte como um elemento externo a todo esquema estrutural.

Neste processo, tentou-se em todas as fases que a intervenção mecânica fosse mínima, por forma a ser o mais aproximado possível da representação das condições reais.



(a) Medalhas das células de carga com fixação mecânica



(b) Calha em "U" de proteção às células de carga



(c) Célula de carga principal no topo do prumo

Figura 82 - Instrumentação local e elementos acessórios

Para monitorização de todos os dados foi necessário o uso de “software” e “hardware” cujas características suportassem a quantidade de dados recolhidos pelo que foi essencial nesta fase o apoio do Laboratório de Vias de Comunicação da Universidade do Minho.

Esta fase constitui um importante passo para o estudo da temática, pois foi criteriosamente organizada para que cada elemento registasse e gravasse os dados para posterior análise. No âmbito do software e escrita do algoritmo foi usado o programa “LabView”, que consiste num software para aplicações de teste, medição e controle, com rápido acesso ao hardware e as informações obtidas a partir dos dados recolhidos. Na figura 83, é possível ver um “screenshot” de uma das interfaces usadas durante os ensaios e onde se pode ver a monitorização de um ensaio dinâmico. Na figura, é possível ver a o comportamento dos vários dispositivos de “hardware” tais como: acelerómetros, potenciómetros e células de carga.

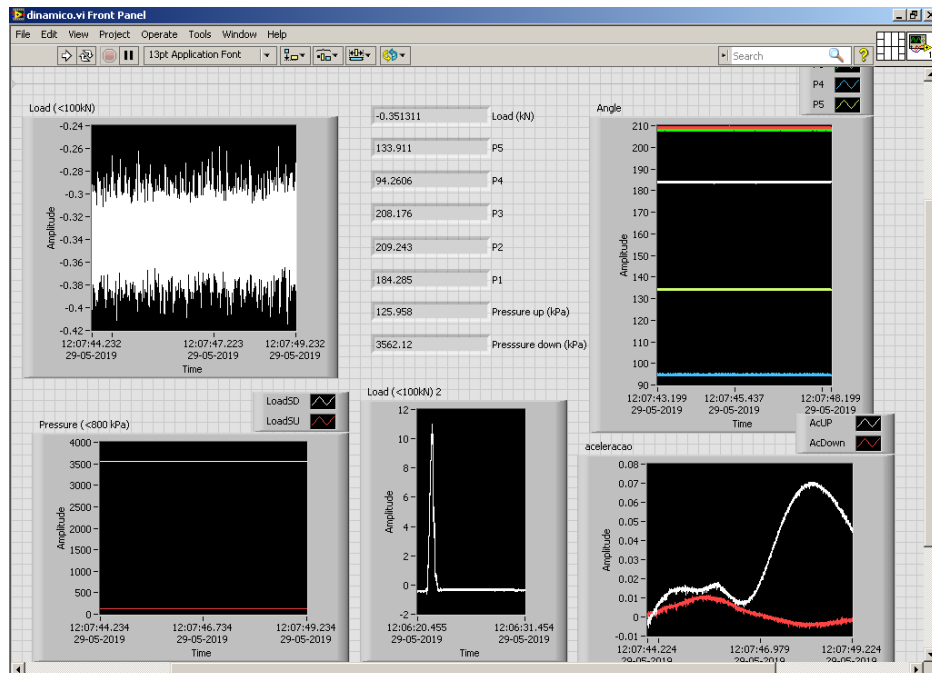


Figura 83 - “Sreenshot” do software utilizado para os ensaios experimentais

Para aquisição de dados, foi necessário efetuar a preparação dos diversos equipamentos de medição que foram repetidamente usados durante a campanha experimental. De todos os equipamentos utilizados dá-se particular destaque aos seguintes: (a) 1 Módulo “National Instruments Data Acquisition” USB 6009 (fig. 84a); (b) 2 células de carga tipo balança de 50Kg de capacidade (fig. 84b); (c) 1 célula de carga tração/compressão com uma capacidade de 130 kN (fig. 84c). (d) 1 módulo de saída “National Instruments Data Acquisition”, Série C, NI 9482 (fig. 84d); (e) 24 metros de fio multicondutor de 4 filamentos (fig. 84e); (f) 1 “Chassi Compact DAQ”- Modelo: cDAQ-9188 (fig. 84f); (g) 5 potenciômetros 1K Ohms (fig. 84g); (h) Câmara de movimento “GoPro 3+ Black Edition” (fig. 84h).

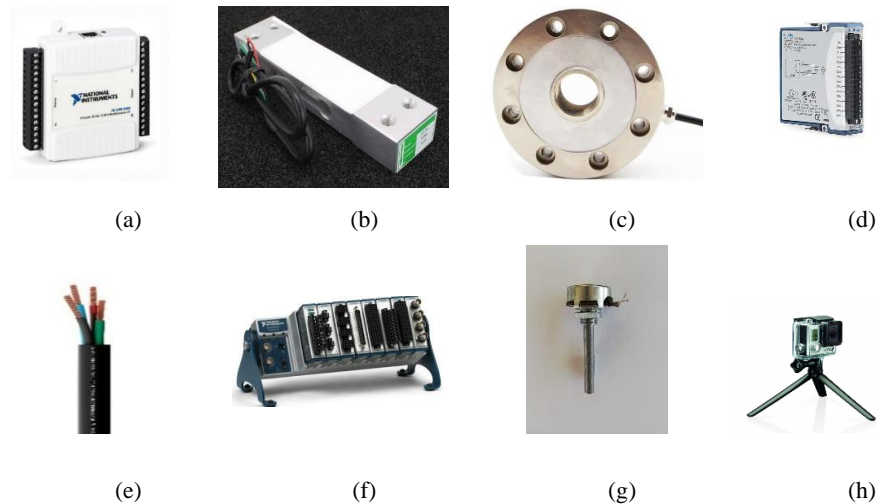


Figura 84 - “Hardware” utilizado nos ensaios experimentais

Para o processo de cravação, antes de execução de qualquer ensaio, existiram várias operações de previsão e preparação para que fosse possível a sua boa execução. Destas destacam-se a planificação de todos os elementos e equipamentos a constar no local através de uma “checklist”, bem como o seu posicionamento no dia ou momento anterior. Este processo de pré-campanha revelou-se eficiente no terreno uma vez que evitava o desperdício de tempo, realizando-se tudo de acordo com o previsto.

Numa primeira fase, foi necessária toda a mobilização de meios humanos e equipamentos. Começou por se estabelecer uma plataforma de terreno limpa (fig. 85) e sem detritos com o objectivo de minimizar erros devido a possíveis enraizamentos e elementos externos. Esta plataforma permitiu remover cerca de 10 a 15 cm de camada de ervas e afins e expor completamente a camada vegetal. Ao longo desta tarefa, tentou-se sempre regularizar a superfície do terreno pois iria ser necessário algum nivelamento para facilitar a instalação de toda a instrumentação.



(a) Marcação de limites da área de intervenção com 2,50 x 1,50 m².



(b) Remoção da camada superficial da área de ensaio.

Figura 85 - Preparação do terreno na envolvente de ensaio do prumo

Uma vez regularizadas as superfícies dá-se início ao processo de cravação, este processo não foi executado com recurso a um equipamento industrial devido à incompatibilidade com as células de carga. A cravação foi efetuada mecanicamente, com recurso a um equipamento dotado com um sistema hidráulico de bombagem de óleo (figs. 86a, 86b e 86c), que por sua vez elevava uma massa de aproximadamente 30 Kg a uma altura de cerca de 30 cm e com isto se cravava o prumo até à profundidade pretendida.

O número de pancadas em cada prumo era bastante variável pois dependia do local em que este era cravado e profundidade a atingir. A energia gerada por cada pancada com recurso ao equipamento era de cerca de 89 Joules (J). Apesar de ser na mesma zona, por vezes o facto de existir o aparecimento de algum agregado de maiores dimensões dificultava imenso o processo, levando por vezes à repetição da cravação uns metros ao lado. Assim sendo o rendimento de cravação não seria o melhor mas aliado ao aspeto económico foi a melhor solução encontrada para a execução da tarefa.



(a) Elevador de massa hidráulico



(b) Gerador de apoio ao sistema hidráulico



(c) Cravação do prumo com uso a meio mecânico

Figura 86 - Processo de cravação do elemento metálico

Alguns problemas surgiram na execução das diversas cravações mas em particular dois bastante importantes que influenciaram negativamente o processo tornando-se por vezes um pouco moroso. Um deles está relacionado com o facto de ser impercetível com todo o *modus operandi* a ocorrência de excentricidades durante a cravação, advindo por vezes que o elemento não ficasse

completamente vertical, uma vez que o sistema mecânico era um pouco rudimentar e as condições do subsolo eram bastante heterogêneas. Outro problema deve-se à inserção da calha de proteção das células de carga fixadas lateralmente às paredes do prumo, que se deslocava exercendo enormes esforços de corte e desaperto constante nos parafusos de fixação (figs. 87a e 87b), por vezes até cortando efetivamente a ligação. Como era primordial a proteção das células muitas das vezes era necessário parar a cravação, trocar a fixação se possível.



(a) Parafuso com deformações por corte após cravação do prumo metálico.



(a) Localização da rotura da fixação metálica ao prumo.

Figura 87 - Deformações do parafuso de fixação metálica

Algumas medidas mitigadoras destes efeitos foram tomadas para que estes comportamentos afetos à cravação fossem minorados, destacando-se: (a) na ponta de alguns prumos foi dado um desbaste na aresta para que este ficasse aguçado e facilitasse a penetração; (b) os parafusos metálicos foram substituídos por parafusos de aço-inoxidável; (c) na ligação foi depositada cola de fixação de roscas para que esta não se desaperta-se devido às vibrações inerentes às pancadas.

Com estas medidas, conseguiu-se algumas melhorias para que o sistema de cravação tivesse um bom desempenho durante todas as cravações efetuadas.

Em suma, a metodologia até aqui apresentada é como que geral e afeta a todos os em ensaios de campo, em seguida irão ser apresentadas as principais distinções feitas entre ensaios estáticos e dinâmicos, bem como os respetivos esquemas e particularidades para que se possa dar a entender as escolhas efetuadas e as motivações que foram tidas em consideração.

4.3.2.1. Ensaio estáticos

Conforme foi a referido anteriormente, um dos principais pontos de interesse da campanha experimental até aqui apresentada é o estudo do comportamento do prumo enquanto elemento externo e inserido num meio diferente do material que o constitui, bem como a interação conjunta. Assim sendo, o estudo estático em controlo de força foi quase como que vinculativo para o presente trabalho e de acordo com as prescrições afetas ao projeto BarRod este ponto claramente não poderia ser descartado. O ensaio estático consistiu no carregamento da estrutura de forma contínua e na medição em simultâneo da sua deformação.

Estes ensaios tiveram como particular objetivo identificar lacunas do sistema quando sujeitas a carga e descarga, fornecendo informações relativas a deformações, tensões, assentamentos do prumo e solo circundantes. A análise dos resultados, com monitorização das tensões e deslocamentos, permitiu avaliar o comportamento do prumo enquanto elemento solicitado, bem como do solo circundante. Do estudo bibliográfico várias foram as metodologias de ensaio observadas, no entanto devido aos recursos limitados as opções e metodologias tiveram de ser simplificadas.

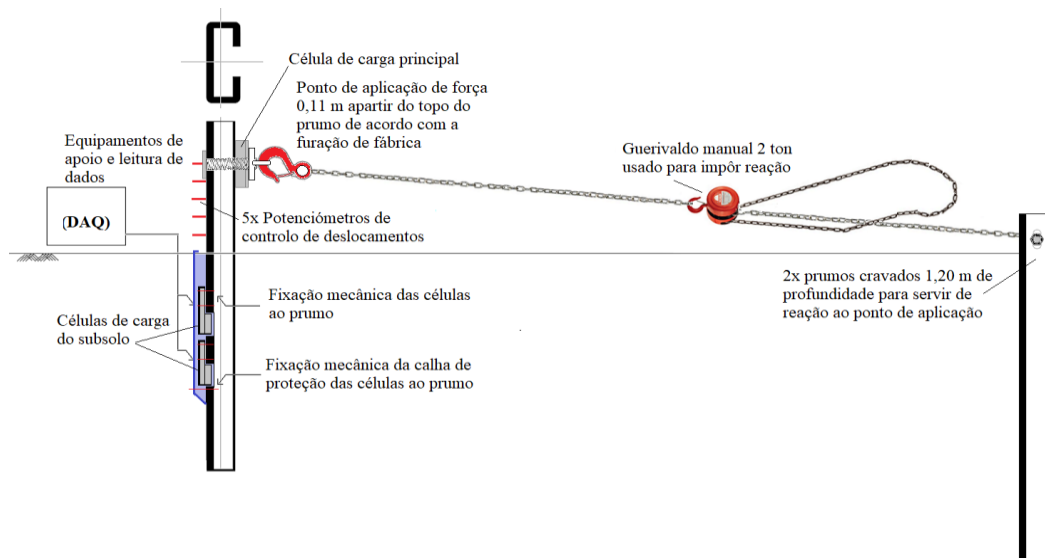


Figura 88 - Metodologia usada em ensaios estáticos

Conforme se ilustra na figura 88, que representa a metodologia usada na realização de ensaios estáticos, é possível ver um sistema de correntes entre o prumo a solicitar e os prumos reação (fig. 89a), cujo objetivo era através de um garibalde de ação manual puxar continuamente, de modo a impor uma velocidade quase constante, onde em simultâneo toda a instrumentação gerava e adquiria os dados relativos às deformações sofridas.



(a) Prumos reação dos ensaios estáticos



(b) Painel com "grid" 5x5 preto e branco



(c) Fase de montagem dos equipamentos de ensaios estáticos

Figura 89 - Elementos constituintes dos ensaios estáticos

O processo mostrou-se expedito e de resultados confiáveis, pelo que foi usado na realização de todos os ensaios estáticos. Todavia, existiu a necessidade de efetuar em um dos prumos longos

uma desmultiplicação de forças com recurso a um cabo de aço inoxidável, serra cabos e uma roldana (fig. 90a e 90b), por forma a realizar o ensaio com sucesso e em simultâneo coexistir condições de segurança à sua realização.



(a) Sistema adotado para desmultiplicação da força



(b) Ligação guerdal com cabo de aço inoxidável

Figura 90 - Processo de cravação do elemento metálico

O processo de execução de ensaios estáticos era similar e compreendia a seguinte sequência: (a) aprovisionamento de todos os materiais e meios humanos para o local do ensaio; (b) fase de limpeza do local; (c) cravação do prumo metálico; (d) montagem de toda a instrumentação; (e) calibração e nivelamento de todos os elementos físicos tais como hastes horizontais e câmara de ação; (f) verificação de funcionamento de todos os elementos de hardware e software; (g) execução de teste primário com gravação de ficheiro de dados para atestar a prontidão dos equipamentos no geral; (h) execução do ensaio estático; (i) verificação dos dados e fotogramas gravados; (j) Recolha de amostra para apuramento do teor em água do solo; (k) desmobilização de todo o equipamento do local de ensaio; No final o panorama de ensaio usado num ensaio estático de um prumo era o que expõe a figura 91.

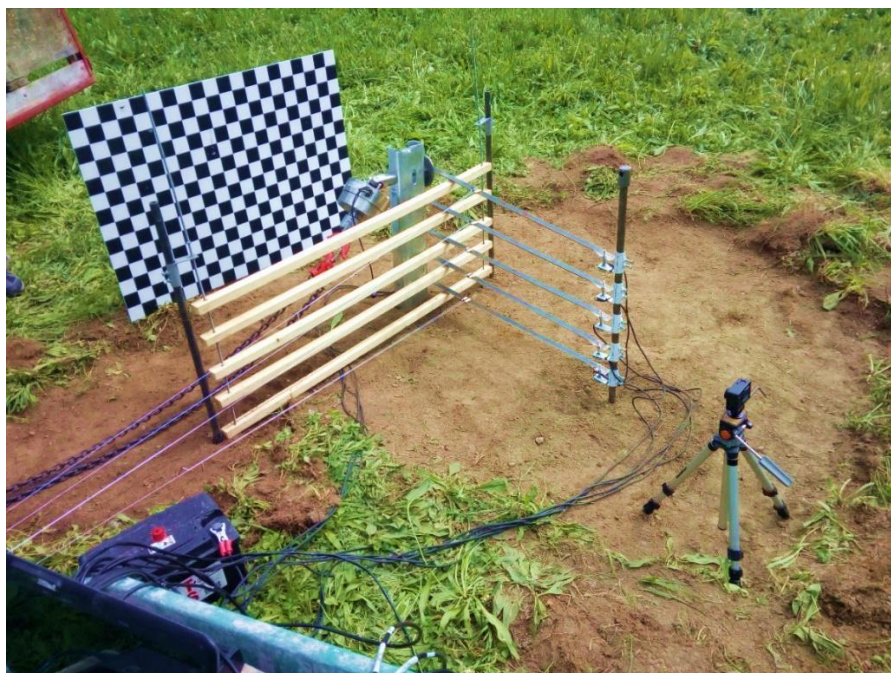


Figura 91 - Metodologia de ensaios estáticos

4.3.2.2. Ensaio dinâmico

Contrariamente a ensaios estáticos, e com base no estudo proposto de interação do solo com guardas de segurança, a componente dinâmica da ação está presente em 100% dos embates que ocorrem contra estes elementos, em que era primordial que fosse averiguada a deformação de cada prumo mediante o plano de ensaios estabelecido. No âmbito do projeto BarRod, é bastante importante que os intervalos de deformação dos prumos sejam associados aos níveis de contenção prescritos N1 e N2 e tipo de veículos com características associadas às classes de ensaio TB11, TB31 e TB32.

Do estudo bibliográfico efetuado, a componente associada a ensaios dinâmicos é elevada, modelos físicos com recurso a um pêndulo gravitacional, veículo tipo “bogie” ou mesmo ensaios efetuados à escala real com impacto de veículos em guardas de segurança fazem-se representar. No entanto, face aos elevados custos a metodologia encontrada para a realização destes ensaios em que fosse assegurado o rigor necessário a um custo controlado, foi necessário recorrer a um veículo que através de um impulso de tração imposto pela sua força motriz que fosse capaz de replicar um impacto dinâmico na estrutura, usando a inércia do veículo.

Na figura 92, é possível visualizar o esquema utilizado para a realização dos ensaios dinâmicos. O procedimento é análogo ao utilizado nos ensaios estáticos, com a exceção de que nos dinâmicos o método de solicitação do prumo já não é com recurso a um guerdalvo. Para além disso, é adicionado mais um elemento de instrumentação, onde se introduziu dois acelerómetros, um junto ao solo e um no topo do prumo, para registar o nível de espectros associados à aceleração e desaceleração do movimento do prumo.

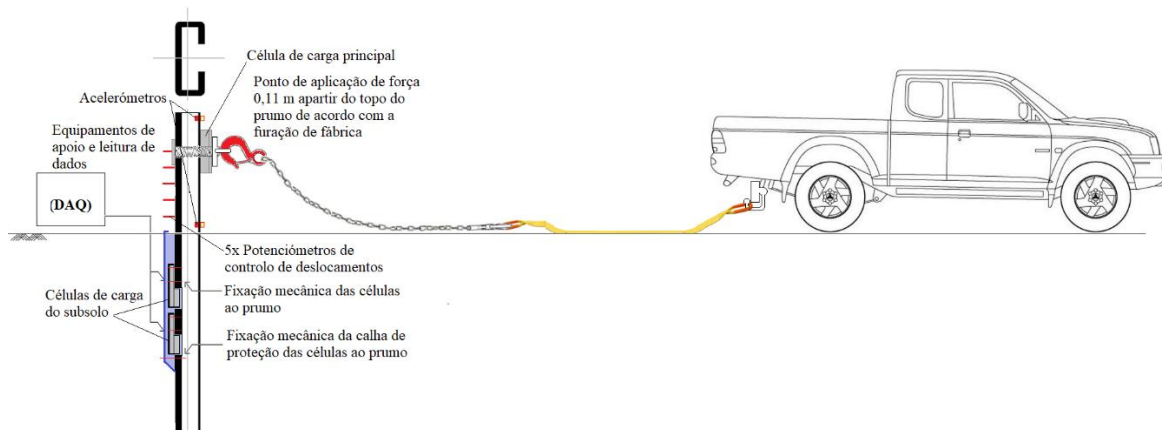


Figura 92 - Metodologia usada em ensaios estáticos

Similarmente ao ensaios estáticos, na figura que representa a metodologia usada na realização de ensaios dinâmicos, é possível ver um sistema de correntes acoplado com uma cinta de 3 toneladas de capacidade à tração (figs. 93a e 93b), que por sua vez se encontra interligada ao gancho do reboque

da carrinha em que o prumo foi solicitado por meio da sua força motriz e cujo objetivo era, através de uma aceleração rápida com tração às 4 rodas e até a uma velocidade máxima de aproximadamente 15 km/h, instante em que todo o sistema de reação ficaria esticado, deixar que a energia cinética gerada por o movimento do corpo solicitasse o prumo de forma dinâmica. No instante em que este movimento era feito, conjugado com a fase em que todo o sistema se encontrava tracionado, um importante aspeto e determinante para a boa realização do ensaio, era manter a carrinha em balanço pressionando a embraiagem por forma a simular um impacto em corpo livre, onde cumulativamente se poderia registar movimentações relativas a recuperações por parte do prumo. Durante estes movimentos, valores de acelerações e desacelerações do movimento foram registados com recurso aos acelerómetros instalados junto ao solo e no topo do prumo (fig. 93c).

O procedimento no geral mostrou-se eficaz e de rápida realização, o que permitiu a obtenção de bons resultados. Como inconveniente, coexistiu a gravação de algum ruído nos acelerómetros devido às perturbações humanas nas áreas vizinhas e vibrações provenientes da motorização da carrinha.



(a) Correntes folgadas para antecipação do movimento dinâmico



(c) Cinta de ligação à carrinha folgada para antecipação do movimento dinâmico



(c) Acelerómetro fixado mecanicamente ao prumo para registo das acelerações

Figura 93 - Elementos constituintes dos ensaios estáticos

Os ensaios dinâmicos decorreram num espaço amplo e o seu movimento era conseguido através de uma aceleração ao longo de cerca de 20 m. Similarmente aos ensaios estáticos, na tipologia dinâmica o processo de preparação e realização seguia os mesmos passos. No final o panorama de ensaio usado num ensaio dinâmico de um prumo era o que expõe a figura 94.



a) Sistema de ensaio dinâmico em pré-teste.



b) Veículo com cinta ancorada e alinhado com a direção de solicitação.

Figura 94 - Metodologia de ensaios dinâmicos

Em síntese, as metodologias apresentadas anteriormente, seguiram orientações usadas em ensaios experimentais já realizados, mas com adaptações que eram como que vinculativas face às opções disponíveis no âmbito da presente dissertação. No final, o funcionamento de ambas as tipologias de ensaio mostrou-se expedita e com resultados aceitáveis ao nível do trabalho desenvolvido. A replicação e montagem dos sistemas de monitorização foram repetidamente usados nos diversos testes e montados seguindo os mesmos moldes.

3.4. Análise de resultados

Na presente subsecção do capítulo 4, pretende-se apresentar resultados obtidos nos ensaios experimentais elaborados *in situ*. Tal como foi anteriormente referido, pretendeu-se efetuar um varrimento completo associado ao tipo de solo em estudo apresentado nos capítulos iniciais. Conforme também foi referido, o estudo desta temática é integrada num projeto de investigação denominado BarRod e que tem como objetivo identificar pontos favoráveis e desfavoráveis associados à interação dos dois elementos enquanto conjunto.

Em seguida, o principal objetivo será a apresentação completa dos resultados provenientes de toda a instrumentação nomeadamente células de carga, potenciómetros bem como a análise fotográfica de cada ensaio associada ao movimento do prumo. As opções tomadas não só permitiram a confrontação e validação de dados por meios diferentes, como se tornou possível no final tecer opiniões críticas concertadas em experiências vividas no terreno acerca da interação prumo-solo em guardas de segurança.

A apresentação dos resultados será feita por ordem cronológica de acordo com plano de ensaios, primeiramente expostos os resultados relativos aos prumos P1 a P4 associados a movimentos estáticos e por último os resultados dos prumos P5 a P8 associados a movimentos dinâmicos.

Relativamente à apresentação dos dados relativos à monitorização das tensões, as leituras das células de carga foram todas zeradas e calibradas com o intuito de dispensar erros provenientes da fase de cravação e deformações que a instrumentação possa ter adquirido em ensaios dos prumos anteriores.

Na apresentação de resultados dos gráficos de evolução da solicitação horizontal, é de realçar que estes foram sempre obtidos com a haste associada ao potenciómetro nº 4 pois era o que acompanhava sempre o movimento do prumo do início ao fim. O não uso da haste associada ao potenciómetro nº 5, é fundamentada com o facto de a deflexão ser tão elevada que a haste fica impossibilitada de medir o deslocamento horizontal uma vez que o prumo já se encontra abaixo da sua altura de medição. Todavia sempre que possível, o potenciómetro nº 5 era o selecionado para a representação da força em função do deslocamento horizontal. Nos mesmos gráficos efetuou-se a marcação das posições avaliadas fotograficamente e que se integrassem dentro do intervalo de evolução considerado.

Na análise fotográfica, a apresentação dos momentos críticos tiveram por critério de seleção, os momentos mais característicos do movimento dentro da avaliação global efetuada. Da avaliação efetuada é possível ver o deslocamento da base do prumo, rotações, pontos de rotação face à base do prumo etc. Por forma a evidenciar os deslocamentos registados, optou-se por fazer acompanhar sempre a posição inicial numa ilustração bidimensional de maneira a demonstrar o real deslocamento observado.

3.4.1 Ensaio estáticos

Ensaio estático PRUMO N°1 - Análise de fotogramas



(a) Fotograma nº 1 - 0 seg.



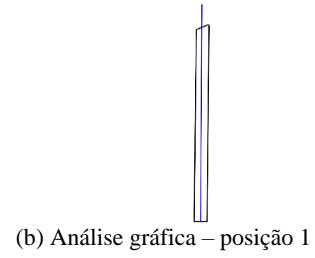
(c) Fotograma nº 2 - 63 seg.



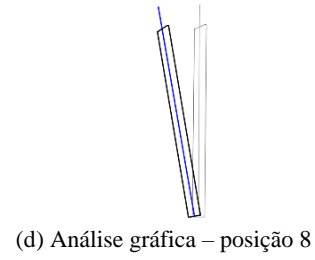
(e) Fotograma nº 3 - 118 seg.



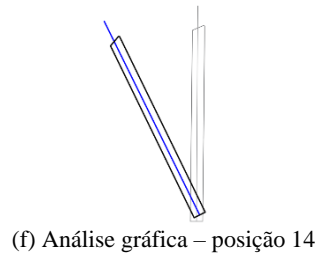
(g) Fotograma nº 4 - 200 seg.



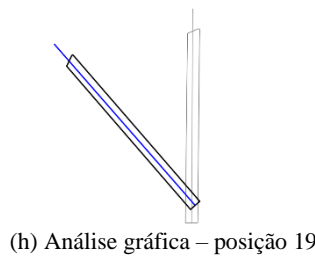
(b) Análise gráfica - posição 1



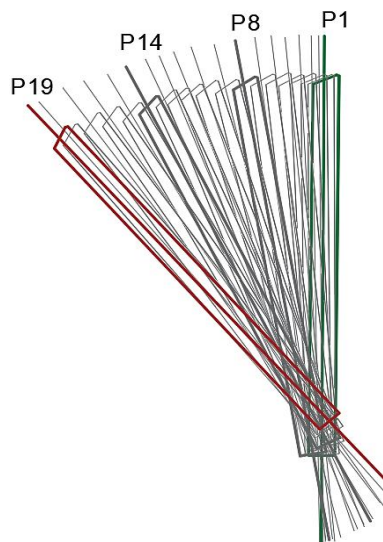
(d) Análise gráfica - posição 8



(f) Análise gráfica - posição 14



(h) Análise gráfica - posição 19



(i) Análise gráfica geral

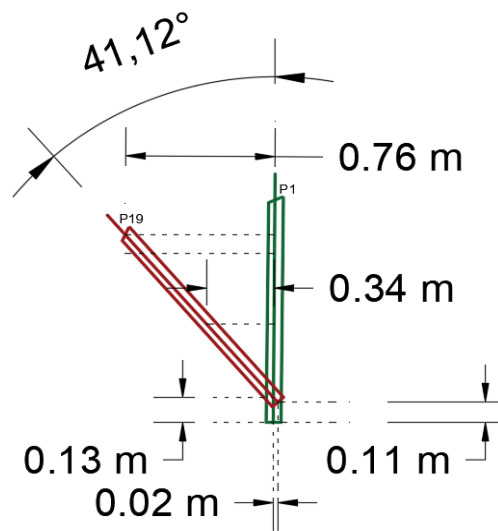


Figura 95 - Análise gráfica prumo nº 1

Ensaio estático PRUMO N°2 - Análise de fotogramas



(a) Fotograma nº 1 - 0 seg.



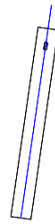
(c) Fotograma nº 2 - 74 seg.



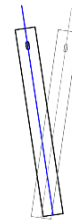
(e) Fotograma nº 3 - 137 seg.



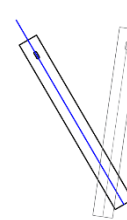
(g) Fotograma nº 4 - 180 seg.



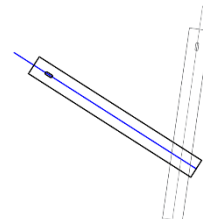
(b) Análise gráfica - posição 1



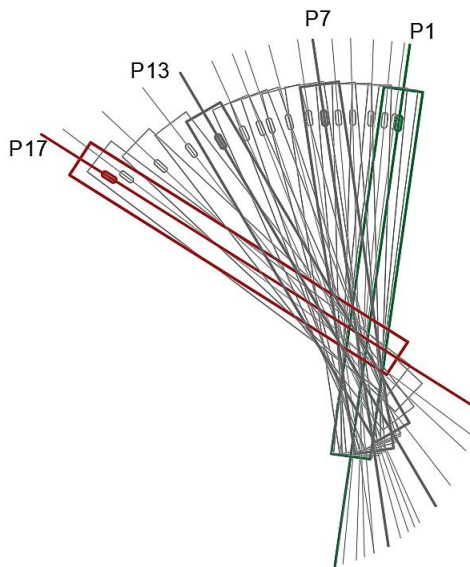
(d) Análise gráfica - posição 7



(f) Análise gráfica - posição 13



(h) Análise gráfica - posição 17



(i) Análise gráfica geral

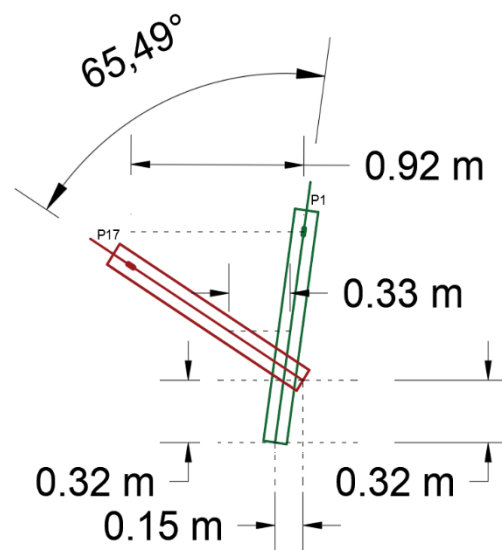
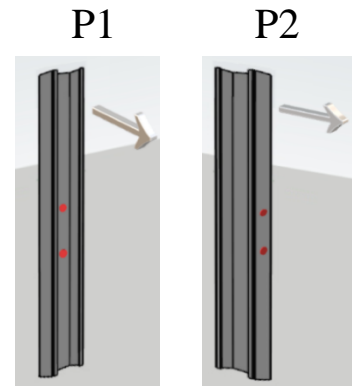
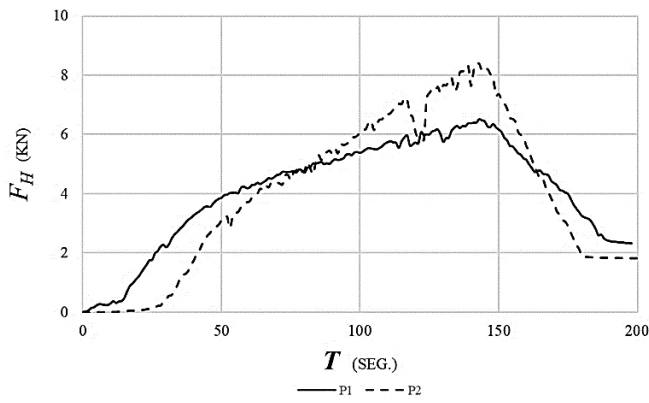
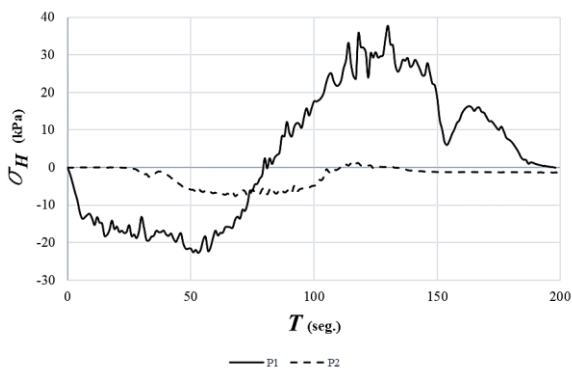


Figura 96 - Análise gráfica prumo nº 2

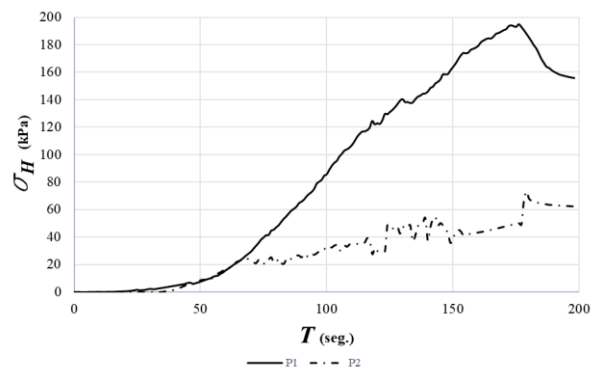
Ensaio estático PRUMO N°1 e N° 2 - Análise de dados da instrumentação



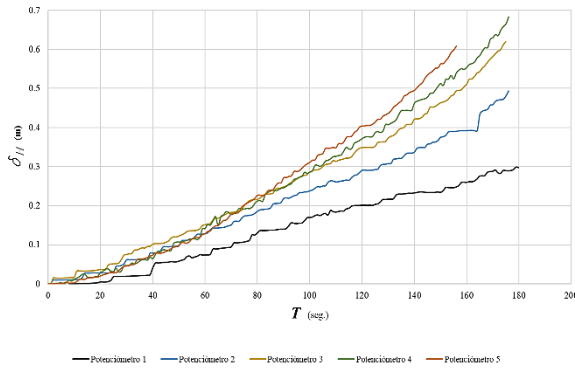
(a) Célula de carga principal



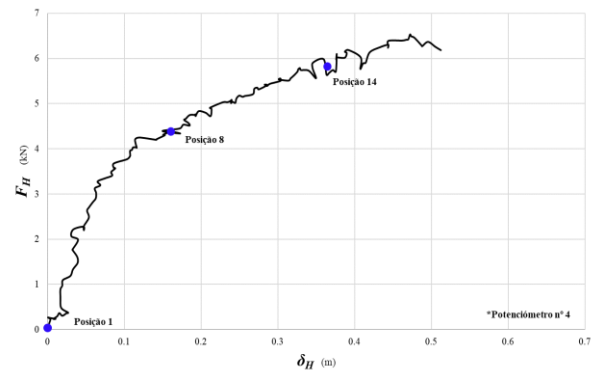
(b) Tensões horizontais a 0,15m de profundidade



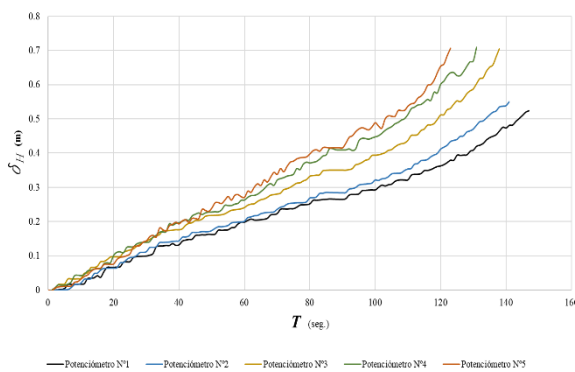
(c) Tensões horizontais a 0,30 m de profundidade



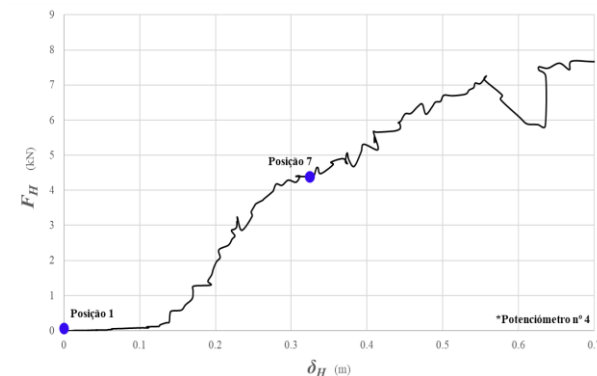
(d) Deslocamentos horizontais P1



(e) Evolução da solicitação horizontal P1



(f) Deslocamentos horizontais P2



(g) Evolução da solicitação horizontal P2

Figura 97 - Análise de dados prumo n° 1 e n° 2

Ensaio estático PRUMO N° 1 e 2 - Conclusões

O ensaio dos prumo P1 e P2, marcou o início das campanhas experimentais, pode observar-se nos resultados de análise gráfica que relativamente ao prumo P1 temos uma deformação crescente em função da força aplicada conforme ilustra a figuras 95a até 95i. Nestas figuras podemos ver que o impulso passivo da estrutura sobre o solo logo desde início mobiliza empolamentos no solo circundante desde o instante inicial até grandes deformações em toda a envolvente. Durante o movimento, o elemento apresentou claramente um comportamento rígido não ultrapassando os limites de tensões do material conforme foi apresentado no capítulo anterior, mantendo-se assim desde o início ao fim do ensaio com um comportamento linear elástico. Relativamente à sua rotação, de acordo com a figura 95i o mesmo rodou $41,12^\circ$ sobre um ponto que se localiza 130 mm acima da base do prumo. Horizontalmente, o seu comportamento foi constante ao longo da sua altura tendo registado um deslocamento de 0,76 m no topo do prumo e 0,34 m ao nível do solo. Em termos de tensões exercidas no subsolo é possível verificar que o máximo obtido foi de aproximadamente 200 kPa a 0,30 m de profundidade. Teve um pico máximo de força horizontal de 6,6 kN. Em termos de deformações horizontais pela instrumentação, obteve-se um deslocamento máximo de 0,68 m e pela análise gráfica um deslocamento máximo de 0,67 m, ambos ao nível do potenciómetro nº4 que se localiza a 0,40 m de altura do solo. O ensaio desenvolveu-se a uma velocidade aproximada de 4,6 mm/s.. Relativamente ao solo, a amostra recolhida para análise revelou um teor em água de 27,7%.



(a) Vista frontal após realização do ensaio P1



(b) Hastas horizontais na sua posição final P1



(c) Empolamento solo circundante P1



(d) Fendilhação do solo circundante P1

Figura 98 - Panorama geral do ensaio prumo 1

No que diz respeito ao comportamento do prumo P2, a sua orientação de solicitação é diferente mobilizando agora o eixo de maior inércia e solicitando o solo com cerca de metade da área de contacto. Como é visível nas figuras 96a a 96i, pode observar-se uma deformação horizontal mais elevada e face ao prumo P1(figs. 98c e 98d), as deformações e empolamentos no solo foram claramente inferiores manifestando uma fenda considerável perpendicularmente ao ponto de aplicação da força (figs.99c e 99d). O seu comportamento estrutural, à semelhança do prumo P1, foi um comportamento rígido com uma distribuição de tensões também em regime linear elástico e sem deformações tendo registado um aumento da força horizontal que passou um pouco dos 8,00 kN conforme ilustra a figura 97a. As tensões registadas no subsolo agora localizadas na face lateral do prumo tiveram pouca expressão pelo que os níveis de tensões obtidos para 0,15 m e 0,40 m de profundidade foram muito baixos face às deformações registadas pelo que o máximo obtido foi cerca de 70 kPa, estes valores podem estar relacionados por múltiplos fatores, desde fenómenos de cravação já anteriormente escritos ao um ineficiente funcionamento da instrumentação. De acordo com a figura 96i, podemos ver que a rotação sofrida de 65,49° e teve um incremento de aproximadamente 37,21%, esta diferença está claramente relacionada com o aumento da carga e consequente movimento do prumo ascendentemente majorando a sua exposição à solicitação horizontal. Horizontalmente, o comportamento foi uniforme, tendo registado um deslocamento máximo através da instrumentação de pouco mais de 0,7 m ao nível das hastes cimeiras até que se perdeu o registo devido à elevada deformação do prumo (fig. 99a). Da avaliação gráfica, o deslocamento máximo obtido ao nível do ponto de aplicação da força horizontal foi de 0,92 m e ao nível do solo 0,33 m, o movimento da base do prumo também se fez registar movendo-se 0,15 m para o lado oposto a aplicação da força e 0,32m para cima. O ensaio desenvolveu-se a uma velocidade média de 5,1 mm/s.. A amostra de solo recolhida para análise revelou um teor em água de 24,9%.



(a) Hastes horizontais superiores perdidas P2



(b) Empolamento do solo circundante P2



(c) Vista lateral de fendilhação do solo circundante P2



(d) Vista frontal de fendilhação do solo circundante P2

Figura 99 - Panorama geral do ensaio prumo 2

Ensaio estático PRUMO N°3 - Análise de fotogramas



(a) Fotograma n° 1 - 0 seg.



(c) Fotograma n° 2 - 89 seg.



(e) Fotograma n° 3 - 143 seg.



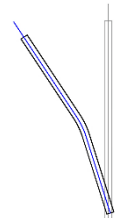
(g) Fotograma n° 4 - 197 seg.



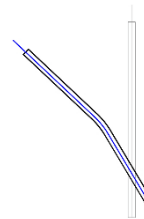
(b) Análise gráfica - posição 1



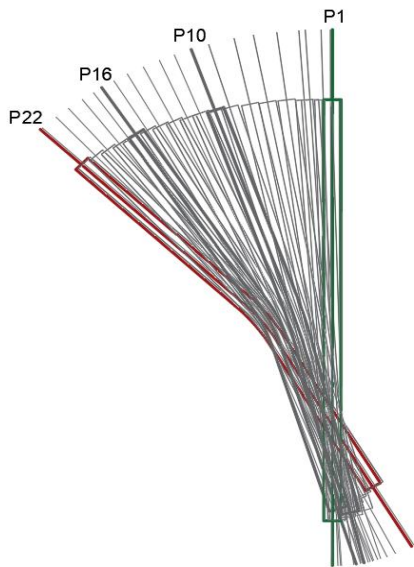
(d) Análise gráfica - posição 10



(f) Análise gráfica - posição 16



(h) Análise gráfica - posição 22



(i) Análise gráfica geral

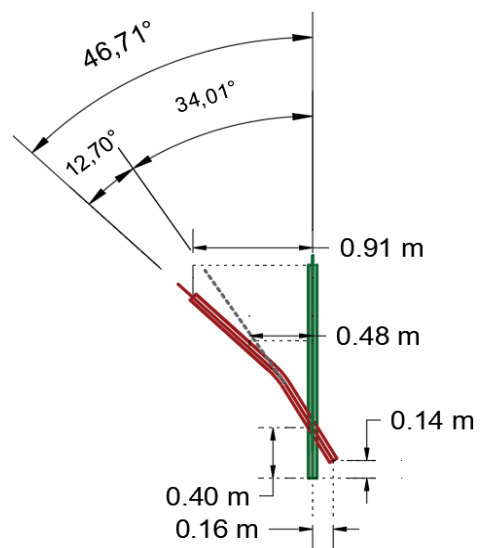


Figura 100 - Análise gráfica prumo n° 3

Ensaio estático PRUMO N°4 - Análise de fotogramas



(a) Fotograma nº 1 - 0 seg.



(c) Fotograma nº 2 - 186 seg.



(e) Fotograma nº 3 - 311 seg.



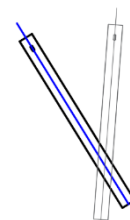
(g) Fotograma nº 4 - 386 seg.



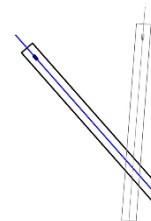
(b) Análise gráfica - posição 1



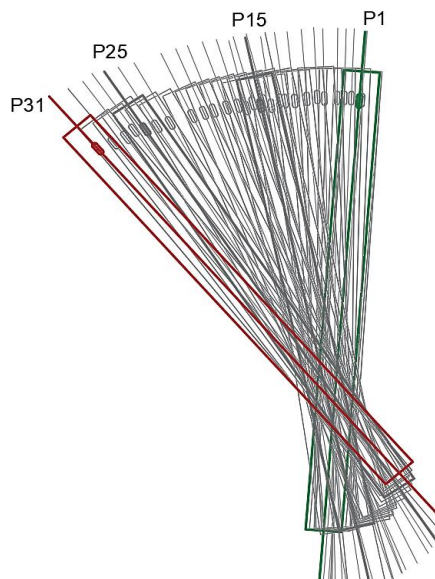
(d) Análise gráfica - posição 15



(f) Análise gráfica - posição 25



(h) Análise gráfica - posição 31



(i) Análise gráfica geral

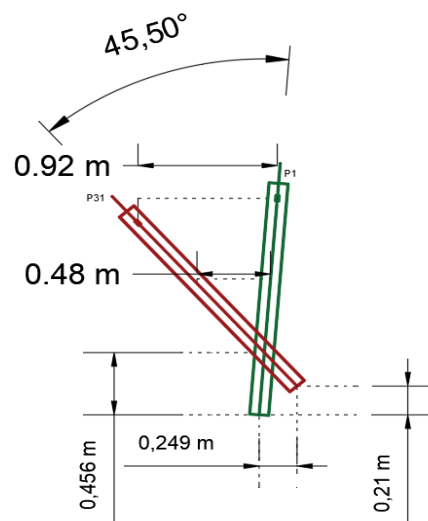
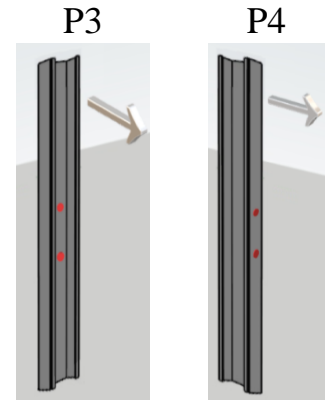
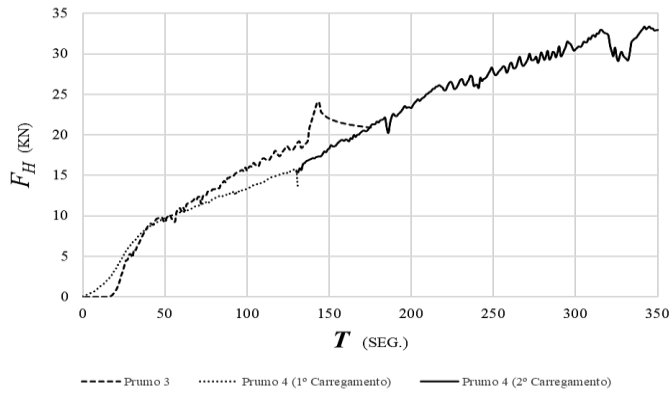
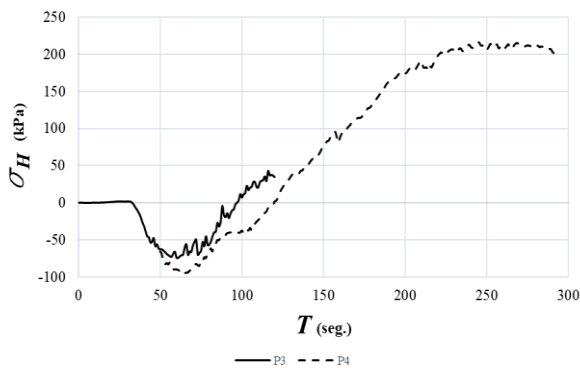


Figura 101 - Análise gráfica prumo nº 4

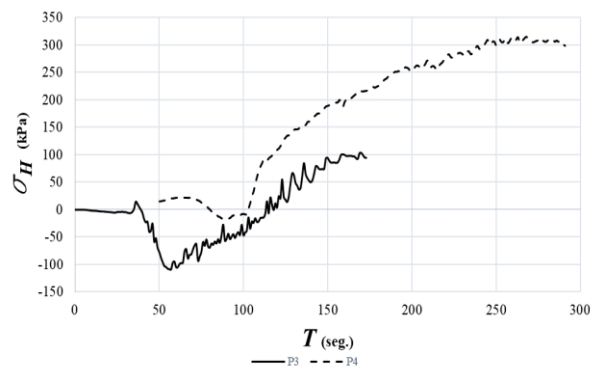
Ensaio estático PRUMO N° 3 e N° 4 - Análise de dados da instrumentação



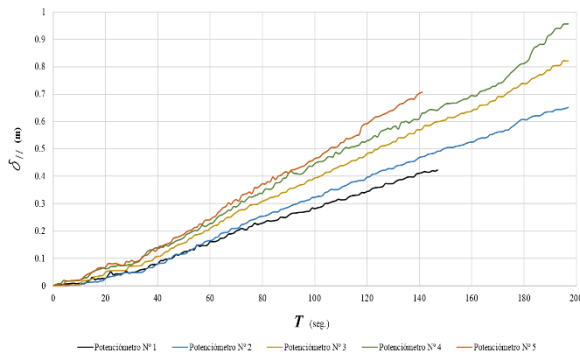
(a) Célula de carga principal



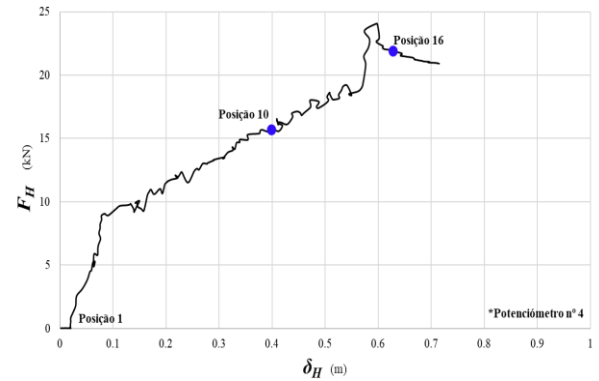
(b) Tensões horizontais a 0,15m de profundidade



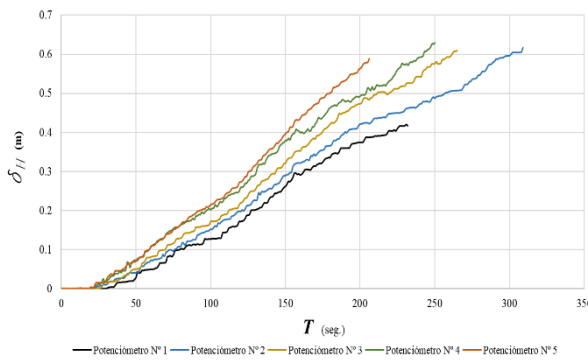
(c) Tensões horizontais a 0,40m de profundidade



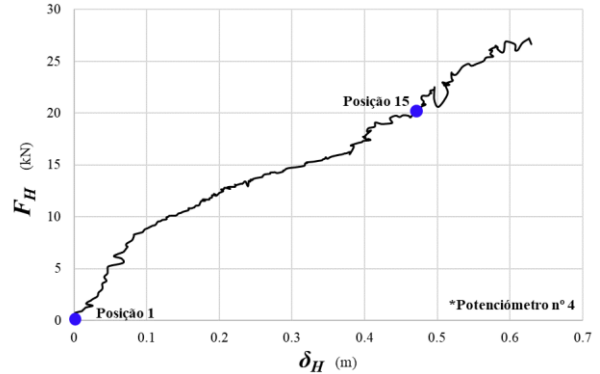
(d) Deslocamentos horizontais P3



(e) Evolução da solicitação horizontal P3



(f) Deslocamentos horizontais P4 (2° Carregamento)



(g) Evolução da solicitação horizontal P4

Figura 102 - Análise de dados prumo n° 3 e n° 4

Como é visível nas figuras 100a a 100i, ao longo de um ensaio do prumo P3, com cerca de 200 segundos de duração, a deformação é muito mais acentuada que nos prumos curtos analisados anteriormente. No primeiro minuto de ensaio do prumo P3, efetivamente este comporta-se como um elemento em regime linear elástico, mas a dado instante a solicitação horizontal de aproximadamente 25 kN, esta é tão elevada que plastifica o elemento (figs. 103c e 103d). Uma vez que o prumo deformou plasticamente, era espectável que as tensões no subsolo fossem superiores a cerca de 300 kPa, uma vez que o resultado do ensaio de avaliação da deformação horizontal do solo executado à posterior revelou que a tensão máxima horizontal efetiva era de cerca de 330kPa. Tanto na célula superior, como na inferior os valores foram muito baixos (figs. 102b e 102c) pelo que algum problema com a instrumentação deverá ter ocorrido na fase de cravação, calibração ou ensaio. No prumo P4, estes valores já se aproximaram um pouco dos valores esperados e de forma coerente pelo que ainda confirma alguma falha da instrumentação no prumo P3, conforme escrito anteriormente. Atendendo os valores obtidos, podemos ver que a capacidade limite de tensão horizontal no ensaio do prumo P4 não foi ultrapassada e cumulativamente o prumo 4 não sofreu qualquer deformação, ainda que tenha transitado a fase elástica de deformação do material este não apresentou deformações relevantes. Ainda no âmbito da avaliação do prumo P3 este sofreu uma rotação de $34,01^\circ$ desde a sua posição inicial e sobre um ponto que se fixou 0,40 m acima da base do prumo (fig. 100i). Relativamente à sua translação horizontal, a instrumentação registou um valor máximo ao nível do potenciómetro 4 de 0,95 m e ao nível do solo 0,42 m (fig. 102d), pela análise gráfica para os mesmos pontos de referência obteve-se 0,91 m e 0,48 m respetivamente. O movimento da base do prumo também se fez registar movendo-se 0,16 m para o lado oposto a aplicação da força e 0,14 m para cima de acordo com a figura 100i. O ensaio desenvolveu-se a uma velocidade aproximada de 4,9 mm/s.. Relativamente ao solo, a amostra recolhida para análise revelou um teor em água de 19,7%.



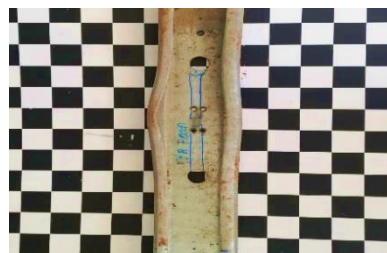
(a) Vista superior da deformação final prumo P3



(b) Vista lateral da deformação final prumo P3



(c) Deformação registada pelo prumo P3



(d) Deformação plástica criada no subsolo

Figura 103 – Panorama geral do ensaio prumo 3

Conforme já introduzido na página anterior o comportamento do prumo P4, não foi o mesmo que o prumo P3, o facto de estarmos a solicitar o prumo agora segundo o seu eixo de maior inércia pareceu conferir-lhe o comportamento desejado pois não só aguentou mais carga horizontal, cerca de 35 kN (fig. 102a) com não se deformou plasticamente. Devido a este facto, durante o ensaio existiu a necessidade de desmultiplicar a força através de um sistema de roldana e um cabo de aço, de modo a garantir condições de segurança e que as limitações dos equipamentos não eram evidenciadas. Num primeiro carregamento, o cabo de aço usado rebentou quando a célula de carga registava aproximadamente 15 kN, pelo que o ensaio do prumo P4 foi executado em 2 carregamentos. Num 2º carregamento com um sistema mais fortalecido e um cabo de aço com uma maior área de secção o ensaio prosseguiu sem quaisquer problemas.

Durante os dois carregamentos e relativamente ao solo circundante, tanto no prumo P3 como no prumo P4, o facto de os prumos longos estarem inseridos cerca de 200% face aos curtos parece ser bastante mais eficaz, pois só se registaram pequenos empolamentos de terra e não se registou qualquer levantamento nem fendilhação do mesmo. O prumo P4 em termos de valores registados pela instrumentação, teve um deslocamento horizontal de 0,63 m mas num primeiro carregamento e já havia registado um valor de 0.35 m aproximadamente totalizando uma deformação de 0,95m ao nível do topo do prumo, ao nível do solo e devido à energia dissipada pelo rebentamento do cabo o prumo juntamente com o solo, acabaram por recuperar alguma deformação tendo registado um valor de aproximadamente 0,50 m. Pela análise gráfica, de acordo com a figura 101i para os mesmos pontos de referência obteve-se 0,92 m e 0,48 m respetivamente. O prumo P4, sofreu uma rotação de 45,50° desde a sua posição inicial e sobre um ponto que se fixou 0,47 m acima da base do prumo. O movimento da base do prumo também se fez registar movendo-se 0,25 m para o lado oposto a aplicação da força e 0,21 m para cima de acordo com a figura 101i. O ensaio desenvolveu-se a uma velocidade aproxima da de 2,4 mm/s, cerca de metade dos ensaios dos prumos P1, P2 e P3 pois este foi o único em que se recorreu ao uso do sistema de desmultiplicação da força. Relativamente ao solo, a amostra recolhida para análise revelou um teor em água de 19,9%.



(a) Sistema de desmultiplicação usado no prumo P4



(b) Deformação ao nível do solo prumo P4

Figura 104 - Panorama geral do ensaio prumo 4

3.4.2 Ensaio dinâmicos

Na presente campanha de ensaios experimentais foi incluída uma avaliação das deformações do sistema estrutural de forma dinâmica pois conforme foi referido anteriormente esta componente é o que realmente acontece *in situ* e o presente trabalho não poderia dispensar a sua avaliação. O sistema estrutural é composto por aço metalizado que tem e deve ter alguma deformabilidade conforme os níveis de contenção para o qual é definido, esta metodologia de dimensionamento deve-se ao facto de durante um impacto dinâmico a energia cinética gerada pelo movimento do corpo móvel (veículo) se transforme em energia de deformação conferida pelo sistema estrutural. Por forma a monitorizar com mais detalhe o movimento gerado nesta metodologia de ensaios conforme anteriormente referimos, foram introduzidos acelerómetros ao nível do solo e do topo do prumo por forma a conhecer as amplitudes de impacto geradas pela solicitação do prumo. Segundo a metodologia definida e apresentada anteriormente no presente documento na tabela 16, encontram-se algumas propriedades que foram registadas durante os ensaios dinâmicos.

Tabela 16 - Propriedades afetas aos ensaios dinâmicas dos ensaios

Prumo	Altura dos acelerómetros (m)		Velocidade de teste (km/h)	Velocidade de teste (m/seg.)	Massa do veículo (kg)	Energia cinética, K (Joules)
	Inferior	Superior				
<i>P4</i>	0.05	0.50	15.00	4.17	1610.00	13975.694
<i>P5</i>	0.05	0.50	15.00	4.17	1610.00	13975.694
<i>P6</i>	0.05	0.50	15.00	4.17	1610.00	13975.694
<i>P7</i>	0.05	0.50	17.00	4.72	1610.00	17951.003



Figura 105 - Instrumentação local ensaios dinâmicos

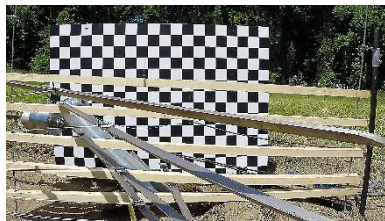
Ensaio dinâmico PRUMO N° 5 - Análise de fotogramas



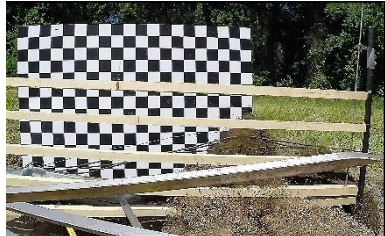
(a) Fotograma n° 1 - 0 seg.



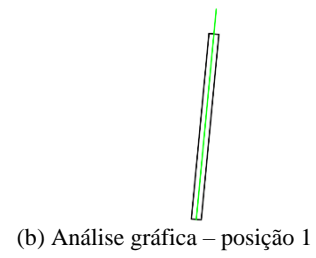
(c) Fotograma n° 2 - 0,37 seg.



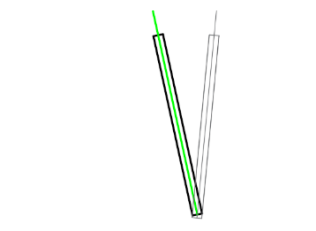
(e) Fotograma n° 3 - 0,77 seg.



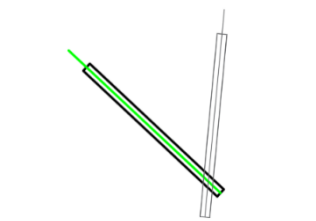
(g) Fotograma n° 4 - 1 seg.



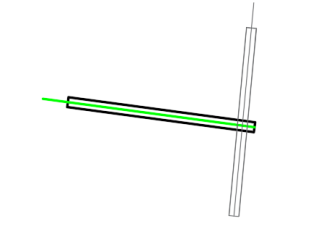
(b) Análise gráfica - posição 1



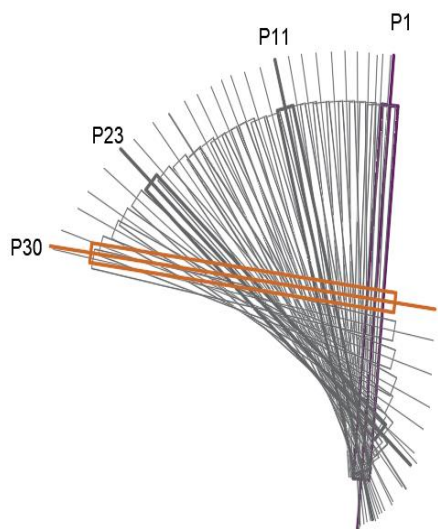
(d) Análise gráfica - posição 11



(f) Análise gráfica - posição 23



(h) Análise gráfica - posição 30



(i) Análise gráfica geral

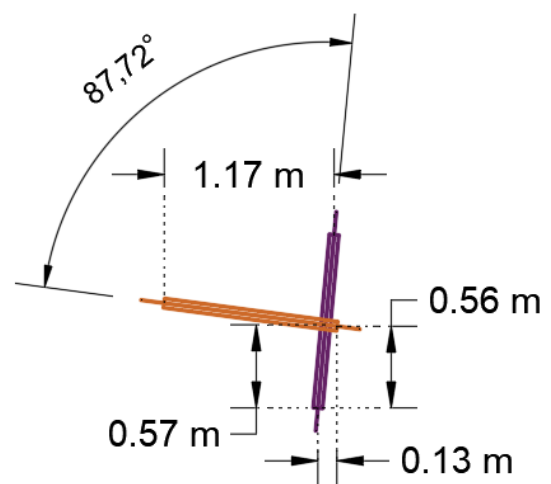


Figura 106 - Análise gráfica do prumo n° 5

Ensaio dinâmico PRUMO N° 6 - Análise de fotogramas



(a) Fotograma n° 1 - 0 seg.



(b) Análise gráfica – posição 1



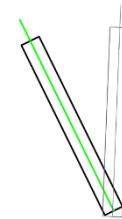
(c) Fotograma n° 2 – 0,42 seg.



(d) Análise gráfica – posição 8



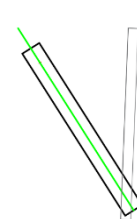
(e) Fotograma n° 3 – 0,68 seg.



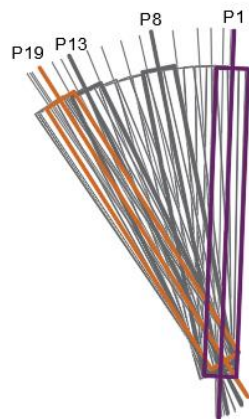
(f) Análise gráfica – posição 13



(g) Fotograma n° 4 – 1 seg.



(h) Análise gráfica – posição 19



(i) Análise gráfica geral

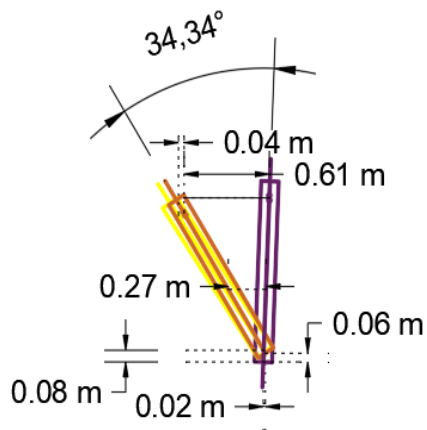
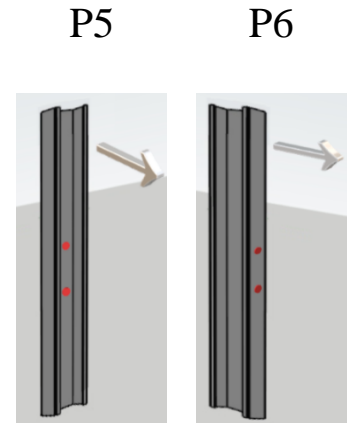
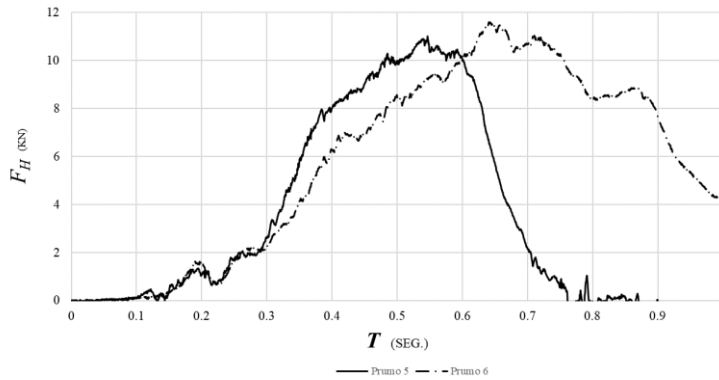
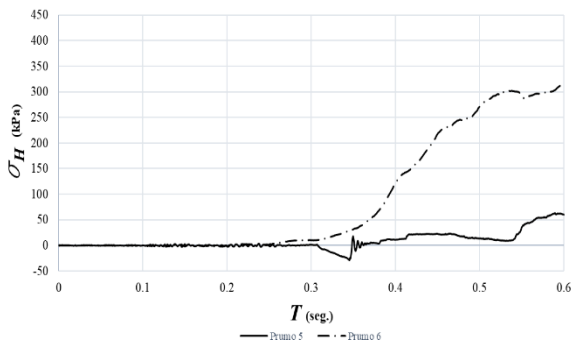


Figura 107 - Análise gráfica do prumo n° 6

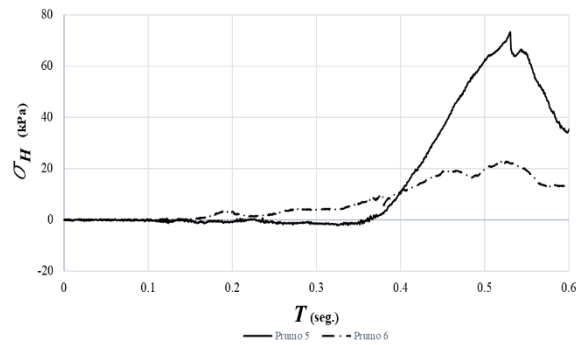
Ensaio estático PRUMO N° 5 e N° 6 - Análise de dados da instrumentação



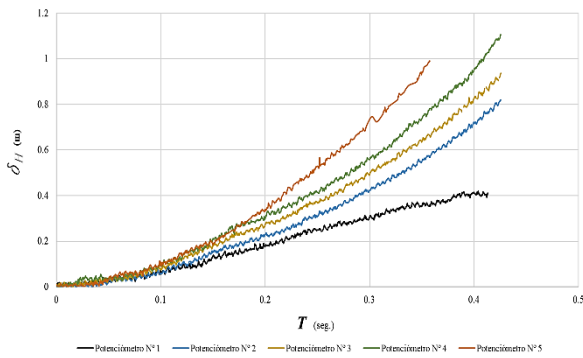
(a) Célula de carga principal



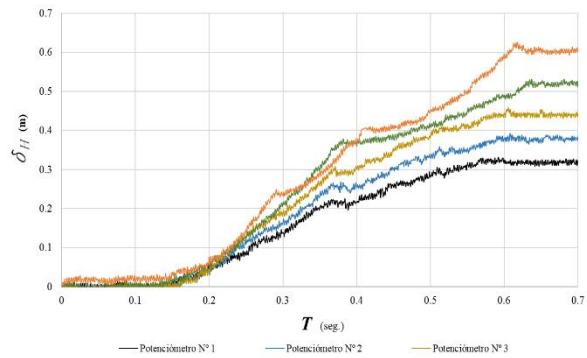
(b) Tensões horizontais a 0,15m de profundidade



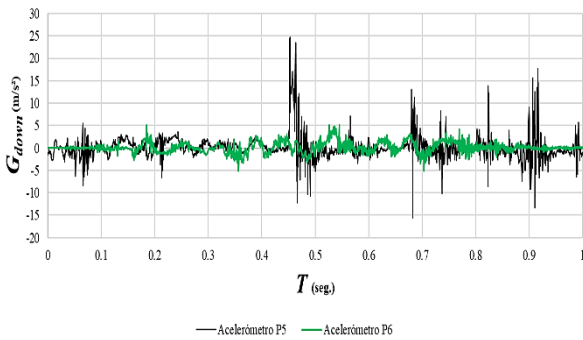
(c) Tensões horizontais a 0,30 m de profundidade



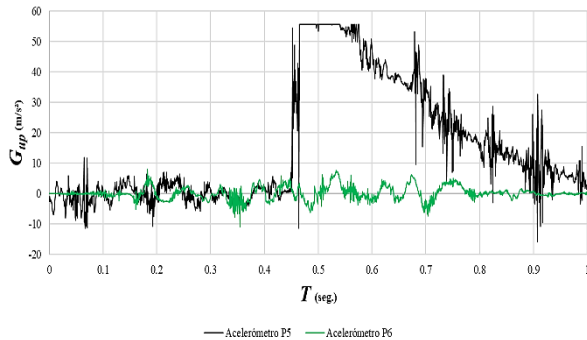
(d) Deslocamentos horizontais P5



(e) Deslocamentos horizontais P6



(f) Acelerómetro Inferior P5 e P6 (Z = + 0,05 m)



(g) Acelerómetro Superior P5 e P6 (Z = + 0,50 m)

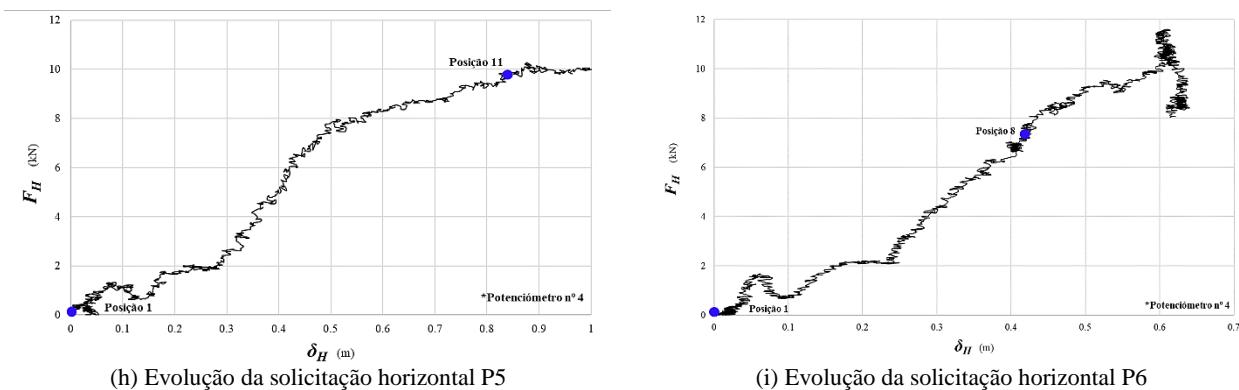


Figura 108 - Análise de dados prumo n° 5 e n° 6

Da análise efetuada aos dados do comportamento do prumo P5, podemos ver que este teve um pico máximo de força horizontal provocada pelo movimento de tração usado pela metodologia anteriormente apresentada de cerca de 11 kN (fig. 108a). Este ensaio como teve a particularidade de ser o primeiro ensaio dinâmico, foi o de definição de condições iniciais, de velocidade final a atingir pela carrinha e extensão de percurso efetuado por esta. Devido a este facto o prumo P5, foi arrancado do solo face à elevada distância percorrida, pelo que os resultados foram um pouco influenciados por este acontecimento (figs. 108c e 108d). Relativamente a tensões exercidas pelo solo o prumo registou 60 kPa a 0,15 m de profundidade (fig. 108b) e pouco mais de 70 kPa a 0,30 m de profundidade (fig. 108c), estes valores certamente estão negligenciados pelo acontecimento anteriormente referido pelo que a sua interpretação é um pouco limitada. Relativamente à sua translação horizontal, os dados provenientes da instrumentação como da análise gráfica, são pouco interpretáveis pelo que antes do arrancamento estima-se que este tenha sido transladado ao nível do solo cerca de 0,50 m. Apesar do sucedido o seu comportamento assumiu-se completamente rígido do início ao fim, pelo que o elemento não apresentou qualquer deformação (fig. 108b). Relativamente ao espectro de acelerações que o prumo P5 registou no seu movimento, ao nível do solo, este registou um máximo de 25,0 g (fig. 108f) e ao nível do topo do prumo como era esperado esse saturou por limitação do equipamento usado aos 55,0 g (fig. 108g), mais uma vez estes resultados expressam o sucedido e apresentam muito o ruído e vibrações inerentes ao funcionamento e arranque do veículo. Contrariamente aos restantes prumos este foi o único ao qual não foi possível medir a recuperação por parte do sistema estrutural registada após solitação do elemento metálico. Relativamente ao solo, a amostra recolhida para análise revelou um teor em água de 17,6 %.



(a) Acelerómetro superior prumo P5



(b) Vista do panorama final do ensaio ao prumo P5



(c) Empolamento do solo inerente ao prumo P5



(d) Empolamento do solo inerente ao prumo P5

Figura 109 - Panorama geral do ensaio prumo P5

No que diz respeito ao comportamento do prumo 6, este após alguns ajustes já decorreu com normalidade e já foi possível estabelecer uma relação entre a solicitação imposta e as deformações registadas pela instrumentação. Não muito diferente do anterior, o prumo P6, registou um pico de solicitação horizontal de aproximadamente 12 kN, na verdade, estes não diferiram muito de acordo com a orientação da cravação e assumem um comportamento bastante similar (fig. 108a). A velocidade máxima atingida pela carrinha aquando da solicitação foi de 15 km/h, nesse instante de impacto com sistema instrumentado, as células inerentes à monitorização do subsolo registaram 315 kPa e 20 kPa nas células superior e inferior respetivamente de acordo com as figuras 108b e 108c. O prumo, não sofreu quaisquer deformações, no entanto aproximou-se bastante da tensão máxima efetiva horizontal do solo de acordo com as sondagens previamente executadas. Relativamente a deformações inerentes ao solo circundante, não se verificaram empolamentos de solo apenas se registou fendilhação do solo devido a esforços de corte na direção perpendicular ao ponto de aplicação da força horizontal (figs. 110b e 110f). O prumo P6 comportou-se como um elemento rígido e no que diz respeito a deformações horizontais adquiridas pela instrumentação na figura 108e, podemos ver que o máximo deslocamento ao nível do potenciómetro nº 5 que se localiza no topo do prumo atingiu uma deformação de 0,60 m de translação e ao nível do solo, registado pelo potenciómetro nº 1 monitorizou-se uma deformação de cerca de 0,30 m de deslocamento horizontal. Pela análise gráfica, para os mesmos pontos de referência obteve-se uma deformação de 0,61 m e 0,30 m respetivamente e uma rotação de 34,34° (fig. 107). Paralelamente ao movimento, e no que representa o registo das acelerações (figuras 108f e 108g), o ensaio não registou valores que caracterizem o movimento pelo que ainda não se encontra fundamentado a falta de registo por parte

da instrumentação. O prumo P6, após a solicitação acusou uma recuperação horizontal por parte do sistema estrutural de 4,15 cm conforme ilustra a figura 107i. No final do ensaio a amostra recolhida para análise revelou um teor em água de 17,5 %.



(a) Deformação provocada ao nível do solo do prumo P6



(b) Deformação registada pelo solo prumo P6



(c) Vista lateral da deformação final prumo P6



(d) Vista superior da deformação do prumo P6



(e) Vista lateral da deformação final prumo P6



(f) Vista superior da deformação do prumo P6

Figura 110 - Panorama geral do ensaio prumo P6

Ensaio dinâmico **PRUMO N° 7** - Análise de fotogramas



(a) Fotograma nº 1 - 0 seg.



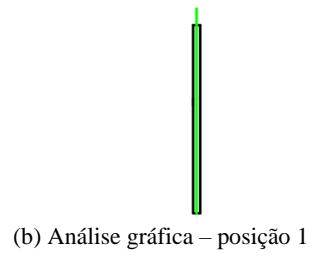
(c) Fotograma nº 2 - 0,41 seg.



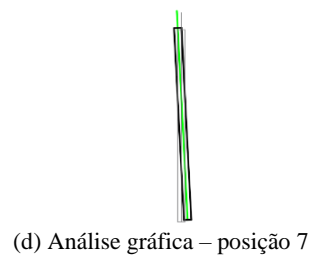
(e) Fotograma nº 3 - 0,76 seg.



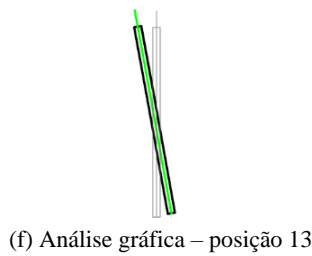
(g) Fotograma nº 4 - 1 seg.



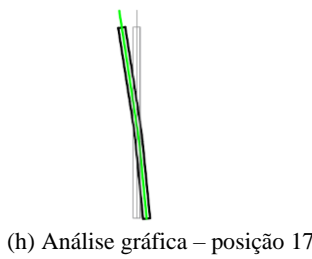
(b) Análise gráfica - posição 1



(d) Análise gráfica - posição 7



(f) Análise gráfica - posição 13



(h) Análise gráfica - posição 17



(i) Análise gráfica geral

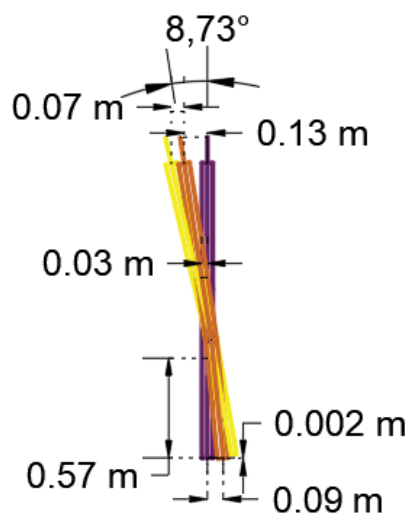
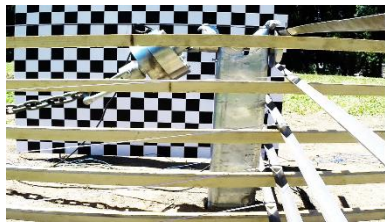


Figura 111 - Análise gráfica do prumo nº 7

Ensaio dinâmico **PRUMO N° 8** - Análise de fotogramas



(a) Fotograma nº 1 - 0 seg.



(c) Fotograma nº 2 - 0,38 seg.



(e) Fotograma nº 3 - 0,69 seg.



(g) Fotograma nº 4 - 1 seg.



(b) Análise gráfica - posição 1



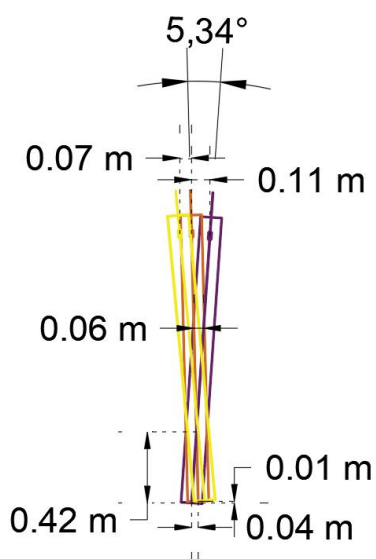
(d) Análise gráfica - posição 5



(f) Análise gráfica - posição 9



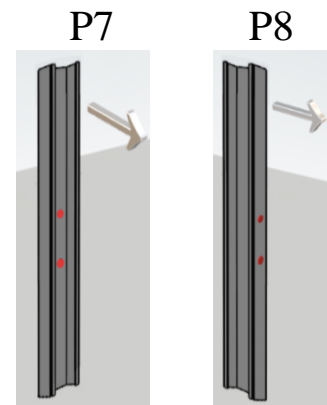
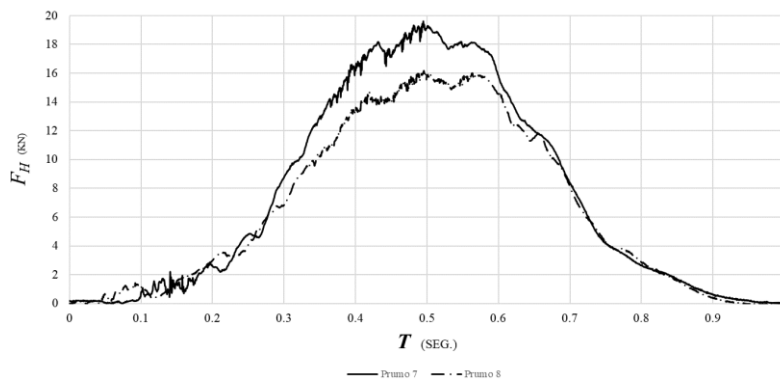
(h) Análise gráfica - posição 13



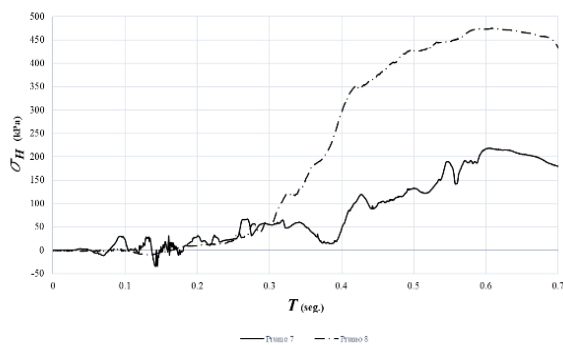
(i) Análise gráfica geral

Figura 112 - Análise gráfica do prumo nº 8

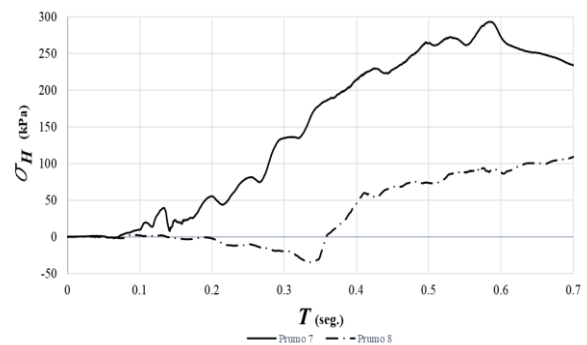
Ensaio dinâmico **PRUMO N° 7 e N° 8** - Análise de dados da instrumentação



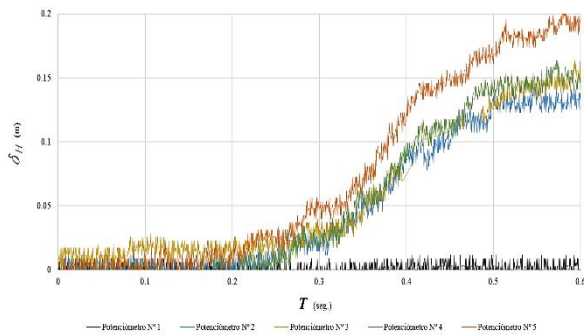
(a) Célula de carga principal



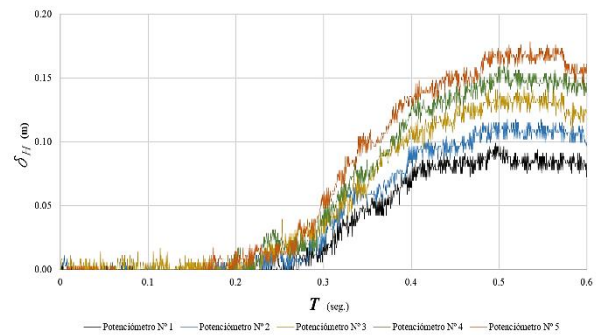
(b) Tensões horizontais a 0,15m de profundidade



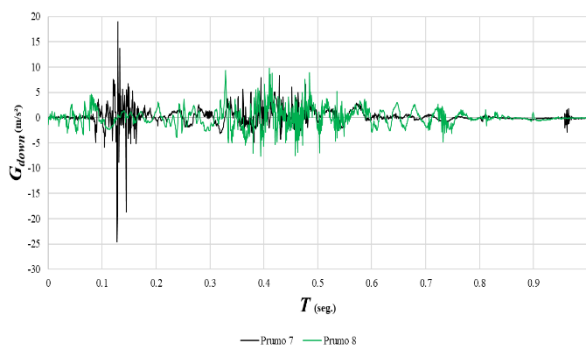
(c) Tensões horizontais a 0,40m de profundidade



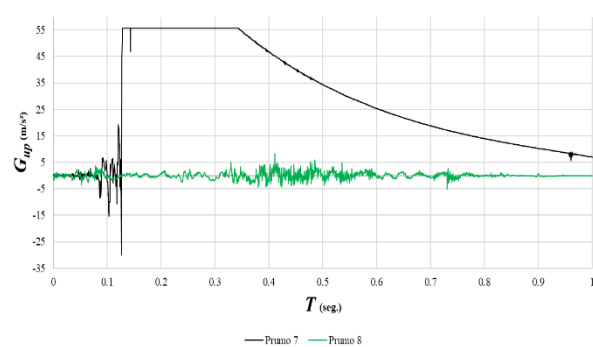
(d) Deslocamentos horizontais P7



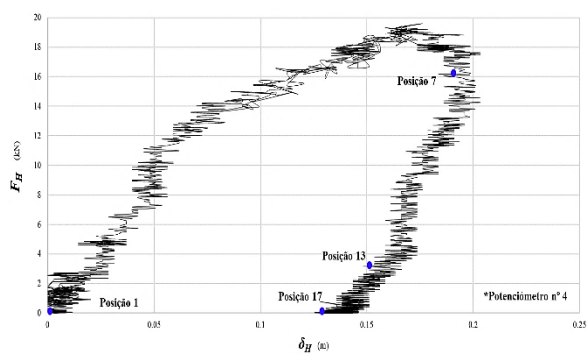
(e) Deslocamentos horizontais P8



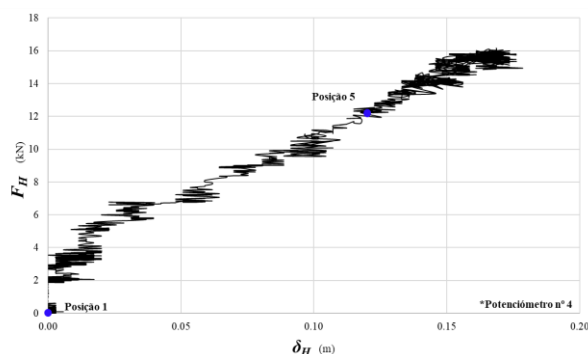
(f) Acelerômetro Inferior P7 e P8 (Z = + 0,05 m)



(g) Acelerômetro Superior P7 e P8 (Z = + 0,50 m)



(h) Evolução da solicitação horizontal P7



(i) Evolução da solicitação horizontal P8

Figura 113 - Análise de dados prumo n° 7 e n° 8

Os ensaios dos prumos P7 e P8, fazem sintetizar uma campanha de ensaios realizada *in situ* de forma a avaliar o seu comportamento dinâmico. No que diz respeito ao seu comportamento, e devido à sua profundidade de cravação o seu nível de desempenho face aos prumos P5 e P6 foi claramente superior. Podemos ver que de acordo com a figura 130a o pico máximo de solicitação horizontal atingido pelo prumo P7 foi de aproximadamente 20 kN e com um comportamento bastante similar o prumo P8 obteve segundo o eixo de maior inércia um pico máximo de 16 kN. Ambos apresentam um comportamento bastante uniforme independentemente da direção da qual se encontravam orientados. Relativamente às tensões exercidas no subsolo, o prumo P7 orientado sob o eixo de maior inércia regista cerca de 200 kPa a 0,15 m de profundidade e aproximadamente 300 kPa a 0,40 m de profundidade. No prumo P8 os valores foram contrários para a célula mais próxima da superfície registou uns incríveis 470 kPa e na célula mais profunda cerca de 120 kPa, este diferencial de tensões pode estar relacionado com a velocidade de execução do ensaio. Durante o ensaio do prumo P8, excedeu-se um pouco a barreira limite a atingir pelo que presume-se que a diferença se deva a este fenómeno, por outro lado temos uma maior rigidez do elemento pois está a ser solicitado sobre o eixo de maior inércia do prumo. Em termos de deslocamentos horizontais gerados pela instrumentação (fig. 113d) durante os ensaios no prumo P7 ao nível do topo do prumo, no potenciómetro 5 obteve-se um deslocamento máximo de 0,18 m, ao nível do solo o deslocamento não foi monitorizado pelo potenciómetro 1 pelo que é desconhecido, pela análise gráfica para os mesmos pontos de referência obtiveram-se 0,13 m e 0,03 m de deslocamento respetivamente (fig. 111i). No prumo P8 ao nível do topo do prumo pela instrumentação (fig. 113e) registou-se um deslocamento de 0,16 m e ao nível do solo 0,08 m, pela análise gráfica, para os mesmos pontos de referência obteve-se deslocamentos de 0,11 m e 0,06 m, respetivamente (fig. 112i).









Durante os ensaios, espectros de acelerações associados ao prumo P7 foram registados, inerente ao seu movimento ao nível do solo estes registaram um máximo de 20,0 g (fig. 113f) e ao nível do topo do prumo como era esperado esse saturou por limitação do equipamento usado aos 55,0 g (fig. 113g). Paralelamente, e no que representa o registo das acelerações do prumo P8 (figs. 113f e 113g), a instrumentação não registou valores que faça, representar o movimento.

O prumo P7, após a sollicitação acusou uma recuperação horizontal por parte do sistema estrutural de 7,0 cm conforme ilustra a figura 111i. A amostra recolhida para análise revelou um teor em água de 25,8 %. Paralelamente, o prumo P8, após a sollicitação acusou uma recuperação horizontal por parte do sistema estrutural de 7,0 cm conforme ilustra a figura 112i. No final do ensaio a amostra recolhida para análise revelou um teor em água de 17,5 %.

3.5. Conclusões

Após a execução da campanha experimental de modo estático e dinâmico algumas conclusões podem ser já apresentadas. Na tabela 17, foram sintetizados os resultados mais importantes no que diz respeito à sollicitação dos elementos.

Tabela 17 - Resultados de ensaios experimentais

ID	Comprimento (m)	Profundidade de cravação (m)	Tipo	Eixo Solicitado	Tipologia	Máximo deslocamento Horizontal		Rotação da base do prumo (graus)	Teor em água do solo (%)	Pico máximo de sollicitação horizontal (kN)		
						No topo do prumo (mm)	Junto ao sob (mm)					
<i>P1</i>	1.20	0.540	Estático		Curto	760	340	41.12°	27.65%	6.60		
<i>P2</i>	1.20	0.540	Estático		Curto	920	330	65.49°	24.94%	8.40		
<i>P3</i>	1.70	1.040	Estático		Longo	910	480	46.71°	19.73%	25.00		
<i>P4</i>	1.70	1.040	Estático		Longo	920	484	45.50°	19.97%	35.00		
ID	Comprimento (m)	Profundidade de cravação (m)	Tipo	Eixo Solicitado	Tipologia	Máximo deslocamento horizontal		Rotação da base do prumo (graus)	Teor em água do solo (%)	Pico máximo de sollicitação horizontal (kN)	Recuperação do solo após ensaio (mm)	
						No topo do prumo (mm)	Junto ao sob (mm)					
<i>P5</i>	1.20	0.540	Dinâmico		Curto	---	---	87.72°	17.57%	11.00	---	
<i>P6</i>	1.20	0.540	Dinâmico		Curto	610.00	270.00	34.34°	17.51%	12.00	40,15	
<i>P7</i>	1.70	1.040	Dinâmico		Longo	130.00	90.00	8.73°	25.83%	19.50	70.00	
<i>P8</i>	1.70	1.040	Dinâmico		Longo	110.00	40.00	9.24 °	17.54%	16.00	70.00	
									$W_{médio}$ (%)	21.34%		

Na tabela apresentada é possível ver sintetizados os resultados obtidos na campanha experimental anteriormente explanada. Alguns problemas afetos à instrumentação suscitaram pelo que alguns dados não foram tão interpretáveis quanto desejável. As células de carga devido ao processo de cravação pareciam ter tendência a mover-se, podendo ficar mecanicamente fixas. De

acordo com a figura 114, é visível após o ensaio o nível de deformação atingido pelo que poderá ter claramente influenciado os resultados.



Figura 114 - Medalha danificada de célula de carga instalada subsolo

A metodologia adotada no final revelou mínimas incongruências ao nível da monitorização dos deslocamentos horizontais, pois como o solo empolava, por vezes acabava por obstruir as hastes de instrumentação invalidando a sua monitorização constante como foi o caso do potenciômetro nº 1 do ensaio do prumo P7 (fig. 113d).

Em função da evolução das forças em função dos deslocamentos horizontais apresentadas nos ensaios estáticos, os prumos curtos apresentam-se com melhor comportamento orientados para a via sobre o eixo de menor inércia. Relativamente aos prumos longos estes parecem ter melhor desempenho quando orientados para a via sobre o eixo de maior inércia.

Face aos estragos no solo circundante, o prumo curto como apresentou sempre um comportamento rígido, tinha maior tendência a rodar e a causar maior empolamento de terras no solo circundante devido à pouca proximidade da base do prumo com a superfície. Os prumos curtos quando solicitados apresentam assim maiores deformações no solo circundante enquanto que em prumos longos o solo em estudo mantém-se mais coeso e estável durante a solicitação. Em todos os ensaios os prumos que ficavam orientados sobre o eixo de maior inércia, sejam eles curtos ou longos, rasgavam o solo face às pequenas dimensões da sua face lateral.

4. SIMULAÇÃO ANALÍTICA

4.1 Apresentação

No âmbito do trabalho desenvolvido e de acordo com os ensaios realizados, achou-se que seria benéfico, e baseado no estudo bibliográfico já apresentado, apresentar uma metodologia de simulação expedita do comportamento do prumo, tendo em conta as variáveis associadas a todo o sistema estrutural (solo + prumo metálico). Atualmente, o uso de simulação numérica é sem dúvida uma vantagem mas também se revela um pouco moroso e não aplicável por qualquer indivíduo envolvido no dimensionamento ou instalação de guardas-de-segurança, pelo que existe uma carência de existir um método expedito para o cálculo do comportamento do elemento cravado por forma a determinar qual a melhor adequabilidade e posicionamento face ao tipo de solo, nível de tráfego e ambiente em que este se encontra.

O objetivo do método aqui apresentado é o cálculo expedito de uma estimativa da capacidade lateral última, onde essencialmente se concentra o cálculo da carga horizontal aplicada a um prumo cravado. O método assume que o solo ao redor do prumo atinge a rotura segundo o critério de rotura de Mohr-Coulomb, e o limite de impulso passivo do solo segundo o método de Rankine (adaptado a solos coesivos) é obtido.

Do estudo bibliográfico, vários métodos foram analisados e estudados, no entanto nenhum deles se mostrou capaz de prever com alguma coerência dos valores observados *in situ* durante a campanha experimental. Alguns desses métodos são essencialmente usados em obras de fundações indiretas de estacaria ou estacas tipo prancha, pelo que a sua adequabilidade não é a melhor. Embora a simulação analítica recorra a um sistema bastante equivalente o uso das metodologias criadas por os autores não se mostrou vantajoso pelo que com base nestes foi feita uma nova metodologia capaz de responder às perguntas afetas aos prumos de sustentação a guardas de segurança.

4.2. Metodologia

Os métodos apresentados por autores como Broms (1964), Meyerhof *et al.* (1981) ou Terzaghi *et al.* (1996), revelam uma análise do problema utilizando uma metodologia de análise bidimensional, no entanto o problema acaba por ser de interação tridimensional, e esta variável é tida em conta pelos autores através de um fator de forma S , que se revelou interessante.

Inicialmente, foi necessário estabelecer uma verificação de forma a apurar se os prumos em estudo apresentaram um comportamento rígido ou frágil, categorizando-os como prumos curtos ou longos. Posto isto, os prumos curtos são aqueles em que a carga lateral aplicada na cabeça faz forçar a base do prumo a rodar em torno de um determinado ponto ou transladar-se, enquanto que os prumos longos saem do regime linear elástico e têm deformações permanentes acentuadas, apenas rodando parcialmente parte do elemento metálico.

Esta é uma questão que depende bastante da compressibilidade dos solos, a qual é bastante heterogénea nos diversos locais de implantação destes elementos.


Segundo Sassi (2011), considera-se que um prumo terá uma classificação de curto com comportamento rígido se se verificar a seguinte condição $L/T < 2,00$, sendo que L é o seu comprimento de cravação e T é definido por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

onde EI é a rigidez dada pelo elemento metálico solicitado e n_h , é o peso volúmico do solo.

No presente caso, era necessário submeter ambos os prumos às condições de verificação de comportamento estrutural que o prumo iria assumir para ambas as direções. Na tabela 18 apresenta-se a verificação para os prumos experimentados no terreno.

Tabela 18 - Comportamento do prumo *in situ*



ID	Comprimento (m)	L, Comprimento de cravação (m)	E (Gpa)	Inércia I _y (cm ⁴)	Inércia I _z (cm ⁴)	Peso específico, γ (kN/m ³)	T	L/T	L/T < 200 ?
Prumo 1 _y	1,20	0,54	210	312,3545	–	15,32	1,456	0,371	Sim, C. Rígido
Prumo 1 _z	1,20	0,54	210	–	65,0339	15,32	1,245	0,434	Sim, C. Rígido
Prumo 2 _y	1,70	1,04	210	312,3545	–	15,32	1,456	0,714	Sim, C. Rígido
Prumo 2 _z	1,70	1,04	210	–	65,0339	15,32	1,245	0,836	Sim, C. Rígido

Conforme se pode ver, tanto o prumo 1 como o prumo 2 terão um comportamento de um prumo curto tendo em conta as suas propriedades geométricas e o solo em que estão inseridos, predominantemente apresentaram um comportamento rígido. Um dos prumos longos (P2 da tabela) durante os ensaios apresentou uma deformação, mas assumiu-se como um prumo com comportamento rígido.

Com base no estudo bibliográfico levado a cabo, a metodologia proposta assumiu a partida algumas considerações iniciais tomadas inicialmente:

- O efeito tridimensional é tido em conta através de um fator de forma da secção (S);
- O ângulo de atrito e a coesão do solo assumem-se como constantes;
- O solo é assumido como um meio contínuo isotópico e homogéneo;
- O diagrama de tensões é assumido como linear e com variação em profundidade;
- O ponto de rotação do prumo (x), localiza-se entre 60% a 70% do comprimento de cravação do prumo (Prasad e Chari, 1999 e Sassi, 2011);
- O ponto de inversão do impulso passivo no solo, localiza-se a 60% do ponto de rotação do prumo (Prasad e Chari, 1999 e Sassi, 2011);
- A pressão no solo é zero à superfície e cresce linearmente até $0,60x$ (Prasad e Chari, 1999 e Sassi, 2011);

- A pressão horizontal do solo na base do prumo é dada por 1,7 vezes a pressão do solo a 0,6x de profundidade (Prasad e Chari, 1999 e Sassi, 2011);

Uma vez firmadas à partida estas considerações estabeleceu-se a seguinte evolução de tensões no solo segundo a aplicação de uma carga lateral no topo do prumo:

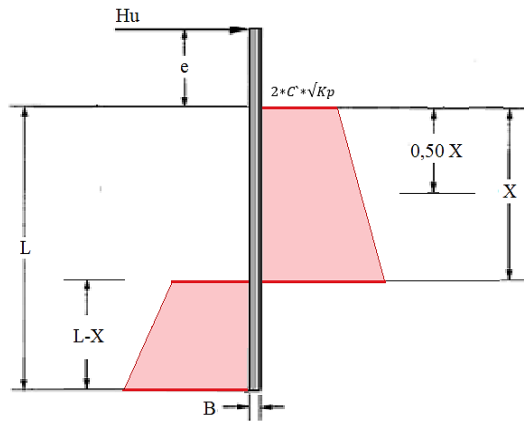
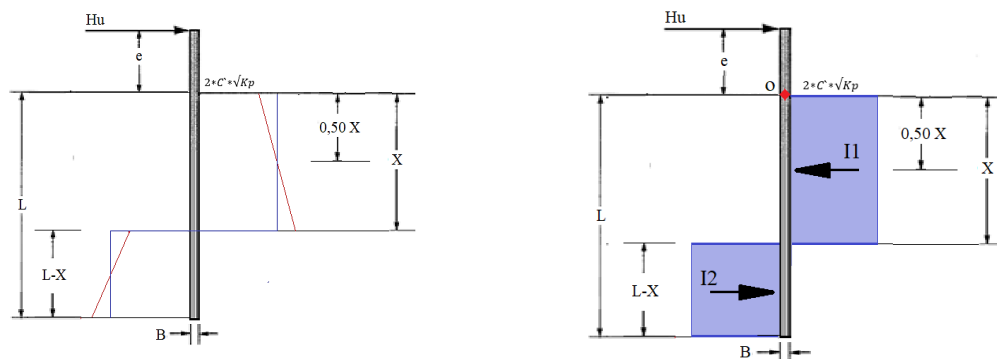


Figura 115 - Diagrama de tensões no solo

Na figura 115, está representado um diagrama de tensões no solo, este diagrama evolui linearmente em profundidade e representa o impulso passivo exercido pela estrutura sobre o solo que inicialmente se encontrava em repouso.

Segundo, Bell (1915), a tensão horizontal efetiva é dada por $\sigma_H = K_p \sigma_z + 2c \sqrt{K_p}$. Posto isto na figura 115, podemos ver que à superfície a tensão vertical é zero pelo que a tensão horizontal efetiva à partida é dada por $\sigma_H = 2c \sqrt{K_p}$. Das considerações efetuadas vemos que $X=0,60L$ que é o ponto correspondente à rotação em que o prumo irá rotacionar. De acordo com o estudo bibliográfico e as considerações acima indicadas que visam clarificar a distribuição do solo, num primeiro instante em solos coesivos existe uma tensão horizontal que evolui em função da profundidade. O que se constatou foi que a evolução era diminuta e pouco significativa de forma que simplificações de acordo com a figura 116 foram feitas à semelhança de Broms (1964).



(a) Simplificação do diagrama real de tensões no solo

(b) Diagrama final de tensões horizontais no solo

Figura 116 – Diagramas de tensões no solo

A conversão do diagrama triangular para estritamente retangular acaba por simplificar o sistema de cálculo, originando uma compatibilização de impulsos horizontais onde foi possível estabelecer equações em que é possível determinar a posição do ponto de rotação e consequentemente a carga última (F_v) que o prumo aguentaria.

Atendendo a figura 116b, estabelecem-se relações tendo em conta os impulsos atuantes e todas as variáveis envolvidas, resultando:

$$I1 = \left(S 2c' \sqrt{K_p} + \left(\frac{\gamma' x}{2} \right) * K_p + 2c' \sqrt{K_p} \right) B x$$

$$I2 = \left(S 2c' \sqrt{K_p} + \left(\frac{L+x}{2} \right) * K_p + 2c' \sqrt{K_p} \right) B (L-x)$$

Por compatibilização de forças obtêm-se a equação 10 que define a posição do ponto de rotação:

$$\sum F_H = 0$$

$$\sum F_H = H_U - I_1 + I_2 = 0$$

$$\sum F_H = H_U - \left[\left(S 2c' \sqrt{K_p} + \left(\frac{L+x}{2} \right) * K_p + 2c' \sqrt{K_p} \right) B (L-x) \right]$$

$$+ \left[\left(S 2c' \sqrt{K_p} + \left(\frac{L+x}{2} \right) * K_p + 2c' \sqrt{K_p} \right) B (L-x) \right] = 0 \quad \blacksquare \quad (10)$$

Por compatibilização de momentos calculados no ponto mais à superfície (ponto O) obtêm-se a equação 11 para previsão da carga última:

$$\sum M_{Superficie} = 0$$

$$\sum M_{Superficie} = H_U * e - I_1 * \left(\frac{x}{2} \right) + I_2 * \left(\frac{L+x}{2} \right) = 0$$

$$H_U = \frac{I_1 * \left(\frac{x}{2} \right) - I_2 * \left(\frac{L+x}{2} \right)}{e} \quad \blacksquare \quad (11)$$

4.3. Análise dos resultados *in situ*

Do método proposto, e tendo em conta a tipologia de prumos usados durante os ensaios foram previstas por compatibilização das equações anteriormente colocadas os comportamentos previsíveis a atingir no terreno. Conforme foi visto anteriormente os prumos teriam um comportamento de curto e rígido. Por forma a apresentar os resultados o prumo de 1,20m de comprimento irá ser designado de P_{curto} e o prumo de 1,70 m de comprimento será designado de P_{longo} .

Assim e de forma a apurar para o presente caso o cálculo das cargas pelo método acima proposto, foram definidas as seguintes condições iniciais:

Tabela 19 - Parâmetros iniciais do sistema estrutural

		Solicitação em torno do eixo y		Solicitação em torno do eixo z		
		P_{curto}	P_{longo}	P_{curto}	P_{longo}	
Largura da secção	B	0.13	0.13	0.063	0.063	m
Altura da carga horizontal em relação ao solo	e	0.50	0.50	0.50	0.50	m
Cumprimento de cravação	L	0.54	1.04	0.54	1.04	m
Peso volumico do solo	γ'	15.32	15.32	15.32	15.32	kN/m^3
Coesão	c'	20.00	20.00	20.00	20.00	kPa
Ângulo de atrito	ϕ'	40.00	40.00	40.00	40.00	Rad
Coefficiente de impulso passivo	$Kp=$	4.60	4.60	4.60	4.60	--

Inicialmente, através de um processo iterativo onde se faz variar o valor de x e S , tendo em conta a relação dos impulsos estabelecida, era obtido um parâmetro S , onde o somatório das forças horizontais e o somatório dos momentos em O teriam obrigatoriamente de ser nulos. Acessoriamente, este cálculo já tem afetos dados iniciais como profundidades de cravação, largura da secção do prumo e parâmetros geotécnicos associados ao solo em estudo.

Numa fase secundária, com o parâmetro S associado às condições iniciais atribuídas, é calculado com recurso às equações 10 e 11 os valores finais analíticos das variáveis em estudo x e H_u . Nesta fase, dá-se por terminado o processo de cálculo analítico e comparou-se com os valores obtidos no terreno durante a fase de testes.

Como resultados para o P_{curto} , obteve-se os seguintes valores:


P_{curtos}						
	Solicitação em torno do eixo y					
	Factor F. S (Solver)	x (Solver)	x (Analítico)	H_u (terreno)	H_u (analítico)	$\Delta\%$
	5.51	0.32	0.32	6.60	8.33	20.79%
	Solicitação em torno do eixo z					
Factor F. S (Solver)	x (Solver)	x (Analítico)	H_u (terreno)	H_u (analítico)	$\Delta\%$	
15.77	0.32	0.31	8.40	9.27	9.38%	

Figura 117 - Simulação analítica prumos curtos

Como resultados para o P_{longo} , obteve-se os seguintes valores:



P _{longo}						
Solicitação em torno do eixo y						
	Factor F. S (Solver)	x (Solver)	x(Analítico)	Hu (terreno)	Hu (analítico)	Δ%
	7.66	0.65	0.63	24.00	31.60	24.05%
Solicitação em torno do eixo z						
	Factor F. S (Solver)	x (Solver)	x(Analítico)	Hu (terreno)	Hu (analítico)	Δ%
	24.46	0.65	0.64	35.00	38.81	9.82%

Figura 118 - Simulação analítica prumos curtos

Nas figuras 117 e 118, podem ser observados os resultados da simulação analítica previstos para o comportamento dos prumos cravados, a localização do ponto de inversão do impulso passivo e ainda o fator de forma corretivo a ter em conta o efeito tridimensional. Dos resultados pode observar-se que no máximo a diferença percentual da carga lateral última fica abaixo dos 25% o que é bastante aceitável para o tipo de simulação levada em consideração.

Relativamente ao uso dos fatores de forma propõem-se para futuros trabalhos os seguintes valores médios (aplicáveis a solos similares do deste estudo e profundidades de cravação idênticas) por forma a obter uma boa simulação para prumos da mesma tipologia.

Tabela 20 - Fator corretivo da secção para o efeito tridimensional

<i>Factor correctivo médio a ter em conta o efeito tridimensional, S</i>	
Em torno da maior inércia da secção	Em torno da menor inércia da secção
20.1	6.6

Na figura 119, é demonstrada a relação entre os valores obtidos no terreno e os valores calculados através do método de simulação analítica incluindo os fatores corretivos S apresentados na tabela 20, mostrando uma muito boa relação entre valores.

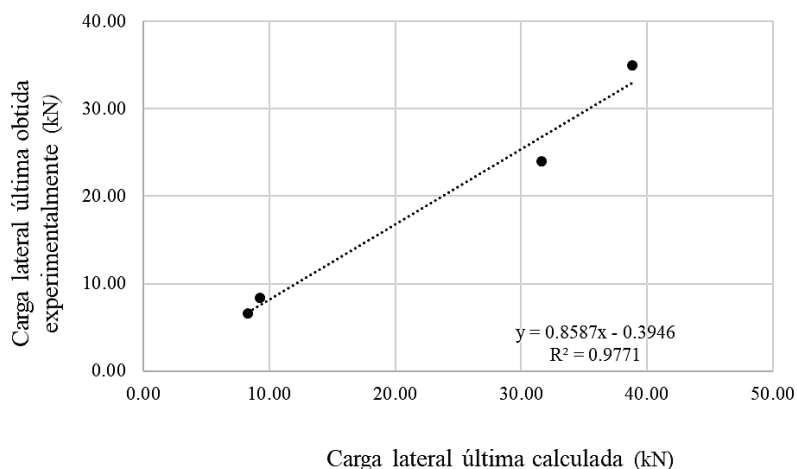


Figura 119 - Relação entre a máxima carga obtida e calculada

CONCLUSÕES

Neste capítulo, pretende-se compilar as conclusões de maior relevância obtidas pela execução de todo o processo de estudo afeto à interação solo-prumo em guardas de segurança. Assim, é dado especial enfoque na bateria de ensaios experimentais realizados e na caracterização dos materiais que se pretende extrair as principais conclusões. Pretende-se nesta fase indicar sumariamente ao leitor as singularidades identificadas na interação do sistema estrutural em estudo.

Conforme se manifestou inicialmente, este estudo visou atingir determinados objetivos definidos inicialmente com o intuito de aumentar o conhecimento da problemática de interação entre os elementos solo e prumo. Uma vez que temos presente no nosso dia-a-dia um enorme acompanhamento de proteção passiva na nossa rede rodoviária nacional (RRN), é como que vinculativo a execução deste tipo de estudos em prol do aumento da segurança rodoviária, bem como adoção de medidas mitigadoras de perigos peculiares que possam existir paralelamente com a instalação deste tipo de equipamentos de segurança. Neste documento é possível ver a adequação e limites dos materiais ao tipo de choque bem como o seu comportamento conjunto.

Face aos objetivos definidos inicialmente, foi definido primeiramente a realização de um estudo normativo existente a nível nacional e internacional bem como as diretrizes que estes indicam para instalação destes equipamentos. Da análise efetuada, podemos concluir que a união europeia (EU), em aspetos referentes a segurança rodoviária veio como que padronizar as metodologias de implementação destes equipamentos para os vários estados membros através da norma EN 1377. Esta normalização mostrou-se bastante benéfica pois acaba por conseguir indicar metodologias de ensaio iguais, estabelece critérios de instalação dos dispositivos, criando assim um conjunto de produtos homologados que podem circular nos diversos estados membros, manifestando um importante retorno para os utilizadores. Para além das normas europeias, normas portuguesas publicadas pela antiga JAE e InIR já manifestam critérios de instalação/execução das AAFR e guardas de segurança. Uma das principais conclusões a destacar é que na norma portuguesa a colocação de uma guarda de segurança não tem implícita a escolha do nível de contenção e tipo de veículos de determinado local, apenas levando em consideração as características da zona em aterro passível de colocação de uma guarda de segurança e tráfego médio diário que a infraestrutura produz. Outros documentos e estudos mais avançados como o projeto RISER e o Forschungsgesellschaft für Straßen-und Verkehrswesen (FGSV) da Alemanha, têm vindo a demonstrar-se como mais-valia pois definem metodologias mais avançadas à custa de ensaios experimentais em diversos estados membros e tipos de solos. Relativamente a um tratamento ao solo circundante destes elementos, nenhum procedimento peculiar é indicado a menos que uma normal compactação nas áreas adjacentes. Paralelamente, um estudo à normalização vigente nos Estados Unidos não se descartou, onde já foi possível encontrar um manual para a homologação deste tipo de equipamentos, onde já existe um cuidado ao nível do solo relativamente a procedimentos a adotar se em caso de congelamento, saturação ou outras condições especiais observadas. O estudo da normalização

americana, não se mostra comparável, relativamente a distâncias de trabalho e níveis de contenção pois o tipo de veículos altera significativamente a sua morfologia face aos europeus o que influencia significativamente o tipo de severidade do choque.

Outro objetivo proposto e que permitiu repensar a forma de observar a colocação de guardas de segurança foi o seu estudo no tempo e o manifesto benefício que este trouxera aos utilizadores. Conseguiu-se concluir, que desde o seu aparecimento o número de óbitos foi sendo reduzido drasticamente, graças aos efeitos de proteção, amortecimento e redirecionamento dentro do espaço de circulação. No entanto, têm-se verificado segundo os dados analisados, que começa a existir um défice no sistema de proteção pois a evolução automóvel é constante e o sistema de segurança permanece inalterado há já quase 60 anos, não conseguindo um nível de ancoragem ao solo desejado pois a severidade de impacto tem crescido acentuadamente em alguns casos. Alguns modelos recentes melhorados criados pela indústria para colmatar esta tendência são indicados no presente documento e demonstram pelas entidades competentes ser bastante funcionais.

Do estudo estatístico desenvolvido, foi possível concluir que tendencialmente, as capitais de distrito, são as zonas mais intervencionadas e que é lá que se situam as zonas com maior tráfego urbano. Da análise estatística elaborada, mais de 80% das zonas envolventes onde se situam encastrados os prumos de sustentação das guardas, estão assentes em terreno com solo natural ou envolventes rochosas. Posto isto, deve amplificar-se este estudo a vários tipos de solos. Outro importante aspeto é que apenas 20% dos taludes avaliados se encontram numa relação V:H de 3:2 traduzindo que são poucas as zonas em que o solo tem forte coesão para se conseguir moldar nestas condições. Com isto podemos de imediato concluir que nos restantes 80% dos casos as condições naturais de consolidação dos solos não serão muito expectantes do ponto de vista geotécnico.

No âmbito deste estudo, estabeleceu-se como objetivo a caracterização exaustiva dos materiais de forma individual e coletiva. Relativamente ao prumo metálico, apesar de robusto a partir de certo nível começa a apresentar elevada ductilidade, pois é o ponto em que o objetivo é proteger os ocupantes e evitar as bruscas desacelerações devido ao impacto do veículo com a guarda. O comportamento do prumo enquanto elemento individual, em ambas as direções devido à configuração da secção em “C” acaba por ser bastante similar pois consegue-se que o ramo elástico represente aproximadamente 71% da sua tensão de cedência. Este fenómeno é interessante, pois quer orientado de uma forma ou de outra poderemos contar com níveis de deformação similares, mesmo que o instalador por exemplo, no terreno coloque o prumo numa posição que não a indicada. O facto de o elemento funcionar como uma consola encastrada no terreno, não é espectável que este possua uma rigidez elevada, sendo que do que foi apresentado anteriormente, a tendência é este ter um comportamento rígido e sem criação de rótulas plásticas.

Relativamente ao solo em estudo, este assume-se como um silto-arenoso com elevado teor de matéria orgânica que lhe confere propriedades cuja classificação é A-2-5(0) segundo o procedimento AASHTO (2004). O facto de um prumo ser cravado a uma profundidade reduzida, influência

claramente a obtenção dos resultados pois a existência de matéria orgânica e detritos, não conferem ao meio uma padronização dos parâmetros geotécnicos. Este fator mostra-se suficiente para complicar muito a análise pois num curto espaço podemos obter múltiplas caracterizações e comportamentos. O facto de ter sido feita uma caracterização exaustiva com recurso a várias metodologias do solo, foi bastante benéfico para o estudo aqui apresentado. Destaca-se essencialmente o uso do dilatómetro de Marchetti e o ensaio de carga em placa (horizontal). No presente estudo concluiu-se que as condições climáticas locais podem afetar severamente o comportamento solo de sustentação do prumo, pelo que o tratamento do solo no instante da instalação do sistema dever ser uma variável a não descartar no processo de colocação de uma guarda de segurança.

Da campanha proposta inicialmente para a realização dos ensaios experimentais associados ao tipo de solo em estudo, pode dizer-se que foi concluída na íntegra e com resultados bem conseguidos. Primeiramente podemos desde já concluir que o comprimento de cravação influencia drasticamente o comportamento e níveis de contenção do sistema estrutural. Relativamente aos prumos curtos onde o seu comprimento de cravação é de 0,54 m podemos concluir que a posição de cravação influencia claramente o solo circundante. Tanto nos ensaios estáticos como dinâmicos, quando o prumo está orientado com o eixo de menor inércia voltado para a via, o solo envolvente sofre elevadas deformações, empolamentos e rasgos que chegaram a atingir uns incríveis 30 cm de altura na parte posterior do prumo. Relativamente à carga máxima admitida nesta posição, revelou-se ser uma pior escolha pois quando o prumo se encontra orientado sobre o eixo de maior inércia podemos ter um aumento reduzido na ordem dos 15%. Relativamente à deflexão exercida, no topo dos prumos curtos podemos desde já antecipar que a mínima foi de 610 mm e a máxima foi de 920 mm e ao nível do solo a mínima foi 270 mm e a máxima 340 mm. Quando orientados para a via com o eixo de menor inercia o prumo tem uma face de encosto no solo com uma área de 675 cm² e quando orientado sobre o eixo de maior inércia uma área de contacto de 340,2 cm², cerca de metade. O prumo que tem maior área de contacto claramente sai beneficiado, apesar dos elevados estragos no solo circundante, este consegue ter menor deflexão e maior contenção pois as distâncias registadas foram menores. Em suma o prumo curto manifestou-se rígido em todos os instantes e está limitado claramente pelo solo circundante. Nos ensaios estáticos as tensões no subsolo não foram significativas, mas nos dinâmicos já foram para valores próximos do limite da capacidade do solo. Pode assumir-se que se o solo possuísse uma maior coesão entre partículas, o comportamento de deflexão poderia incrementar favoravelmente. Uma vez que o prumo curto tem um comprimento de cravação idêntico ao não cravado a tendência de existir uma rotação é maior, pelo que se observaram rotações em alguns dos casos um pouco exageradas.

Relativamente aos prumos longos, onde o seu comprimento de cravação é de 1,04 m, estes apresentam um comportamento muito mais coerente devido ao aumento da profundidade de cravação. O seu comportamento é muito mais satisfatório em todas as variáveis em geral.

É de destacar que os empolamentos e rasgões no tardo do prumo já não se fazem evidenciar de forma agressiva e destrutiva, apenas apresentando fissurações do solo pontualmente. Os níveis de carga são claramente superiores, e evidencia-se maior resistência para os prumos solicitados sobre o eixo de maior inércia. Os prumos longos, quando orientados para a via sobre o eixo de menor inércia, tem uma face de encosto no solo com uma área de 1300 cm² e quando orientado sobre o eixo de maior inércia uma área de contacto de 655,2 cm², cerca de metade. Relativamente à deflexão exercida no topo dos prumos curtos podemos desde já antecipar que a mínima foi de 130 mm e a máxima foi de 920 mm e ao nível do solo a mínima foi 40 mm e a máxima 484 mm. No que diz respeito à sua rotação esta comparativamente com os prumos curtos foi menor apresentando-se praticamente igual em ambas as direções de solicitação.

Nos ensaios dinâmicos, existiu a necessidade de registar a recuperação do solo após o impacto, registando 40 mm de recuperação para prumos curtos e 70 mm para prumos longos.

Das metodologias de ensaio utilizadas para a realização dos ensaios experimentais apresentada no capítulo 4, conclui-se que os sistemas mostraram ser uma boa opção comparativamente às outras possibilidades existentes (i.e., utilização de um veículo 'bogie' ou sistema pêndulo gravitacional), especialmente a nível económico e da facilidade de montagem e adaptação ao relevo do terreno. Quanto à instrumentação local, mostrou-se bastante capaz, apenas seria benéfico ter utilizado equipamentos com maior compatibilidade de aquisição de dados. Em síntese, o facto de ter sido bem planeado o modo operacional de ensaio desde o início do estudo, ajudou muito o seu desenvolvimento no terreno obtendo assim um retorno positivo para o presente estudo.

Por último, foi definido a criação de um modelo de simulação analítico com base em literatura já existente dentro do mesmo âmbito ou em atividades similares, com o objetivo de conseguir estimar em função dos parâmetros geotécnicos associados ao tipo de solo o ponto de inversão dos impulsos registados no subsolo bem como a carga lateral última observada. O modelo apresentado foi obtido através da simplificação do diagrama de tensões atuantes no subsolo com uma análise bidimensional da problemática, onde essencialmente passou por efetuar-se uma compatibilização de esforços. A simulação analítica, manifestou-se bem representativa dos valores observados no terreno.

O uso do fator corretivo S , para ter em conta o efeito tridimensional, foi determinante pois intrinsecamente tem afetas características geométricas associadas ao prumo metálico mas também parâmetros geotécnicos associados ao solo em estudo. Concluindo, é possível com este modelo e de uma forma expedita após uma caracterização do solo, usando uns fatores de forma recomendados para este tipo de secção conseguir estimar o comportamento futuro do prumo quando inserido no solo de uma outra tipologia.

No âmbito do prosseguimento deste estudo, e de forma a incrementar o conhecimento desta temática e conseguir perceber mais afincadamente o comportamento do solo como trabalhos para o futuro sugerem-se como trabalhos futuros:

- Para o mesmo tipo de solo e condições aqui apresentadas, executar um estudo em âmbito de simulação computacional e comparar os resultados obtidos com os aqui demonstrados;
- Executar um estudo segundo os mesmos procedimentos e metodologias para outro tipo de solo mais resistente e estabelecer comparações com os resultados acima apresentados;
- Evolução do método de simulação analítico para outros tipos de solos, estabelecendo outros fatores de forma de forma a ser possível uma rápida percepção do comportamento futuro de um prumo cravado em determinado local;

BIBLIOGRAFIA

- AASHTO (2004). Classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction. M 145-91. Geórgia.
- ANSR (2017). Relatório de Sinistralidade Rodoviária – Vítimas no local. Autoridade Nacional de Segurança Rodoviária, Lisboa.
- Araújo, N., 2019a. Manual da Unidade Curricular de Geologia, Unidade Curricular de Geologia. Universidade do Minho, Guimarães.
- Araújo, N., 2019b. Manual da Unidade Curricular de Geotecnia I, Unidade Curricular de Geotecnia I. Universidade do Minho, Guimarães.
- Assouline, S., Tessier, D., Bruand, A. (1998). A conceptual model of the soil water retention curve. *Water Resources Research*, 34(2), 223-231.
- ASTM (1994). Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. D 5298-94. West Conshohocken.
- ASTM (1998). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated.
- ASTM (2001). Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. D6635-01. West Conshohocken.
- Azeez, O., Hummadi, R., Hasan, A.. (2019). Effect of Embedded Length on Laterally Loaded Capacity of Pile Foundation. *American Scientific Research Journal for Engineering, Technology, and Sciences (ASRJETS)*, 56(1), 182-192.
- Bakhtiary, E., Lee, S.-H., Scott, D.W., Stewart, L.K., White, D.W., 2017. Evaluation of Guardrail Posts Installed in Asphalt Mow Strips by Static Finite Element Simulation. *Open Journal of Civil Engineering*, 7, 141-164.
- Bell, A.. (1915). Lateral pressure and resistance of clay and supporting power of clay foundations. *In* proceedings of the Institution of Civil Engineers, London.
- Borovinšek, M., Vesenjāk, M., Ulbin, M., Ren, Z.. (2007). Simulation of crash tests for high containment levels of road safety barriers. *Engineering failure analysis*, 14(8), 1711-1718.
- Broms, B. B.. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(2), 27-64.
- BSI (1990). British Standards Institution (1990), BS1377-1: Methods of test for: Soils for Civil engineering purposes – Part 1: General requirements and sample preparation. London.
- BSI (1990b). British Standards Institution (1990), BS1377-5: Methods of test for: Soils for civil engineering purposes. – Part 5: Compressibility, permeability and durability tests. London.
- BSI (1990c). British Standards Institution (1990), BS1377-7: Methods of test for: Soils for civil engineering purposes. – Part 7: Shear Strength tests (total stress). London.

Cardoso, J. L.. (2010). *Recomendações para Definição e Sinalização de Limites de Velocidade Máxima. Prevenção Rodoviária Portuguesa*, Lisboa.

Cardoso, J. L., Roque, C. A.. (2016). Auditorias e inspeções de segurança rodoviária. Aspectos práticos decorrentes da legislação recente e por estabelecer. *In 8o Congresso Rodoviário Português*.

CEN (1998a). *Road Restraint Systems - Part 1: Terminology and General Criteria for Test Method*. EN 1317-1:1998. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CEN (1998b). *Road Restraint Systems - Part 2: Performance Classes, Impact Test Acceptance Criteria and Test Methods for Safety Barriers including vehicle parapets*. EN1317-2:1998. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CEN (2000). *Road Restraint Systems - Part 3: Performance classes, impact test acceptance criteria and test methods for crash cushions*. EN1317-3:2000. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CEN (2001a). *Road Restraint Systems - Part 4: Performance classes, impact test acceptance criteria and test methods for terminals and transitions of safety barriers*. EN1317-4:2001. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CEN (2001b). *Road Restraint Systems - Part 5: Product requirements and evaluation of conformity for vehicle restraint systems*. EN1317-5:2001. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CEN (2001c). *Road Restraint Systems - Part 6: Pedestrian restraint system - Pedestrian parapets*. EN1317-6:2001. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CEN (2001d) - *Road Restraint Systems - Part 7: Performance classes, impact test acceptance criteria and test methods for terminals of safety barriers*. EN1317-7:2001. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CEN (2010). *Road Restraint Systems - Part 8: Motorcycle road restraint systems which reduce the impact severity of motorcyclist collisions with safety barriers*. EN1317-8:2010. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CETO (1998). *Caderno de Encargos Tipo de Obras, 1998 –Vol. VII - Equipamentos de Sinalização e Segurança – Dicionário de Rubricas e Critérios de Medição*.

CETO (2010a). *Caderno de Encargos Tipo de Obras, 2010 –Vol. VII - Equipamentos de Sinalização e Segurança – Características dos Materiais*.

CETO (2010b). *Caderno de Encargos Tipo de Obras, 2010 –Vol. VII - Equipamentos de Sinalização e Segurança – Métodos Construtivos*.

CETO (2009). *Caderno de Encargos Tipo de Obras, 2009 –Vol. II - Controlo de Qualidade*;

Consolazio, G. R., Bui, L. H., Walters, R. A.. (2012). *Pendulum impact testing of an impact-breakaway, wind resistant base connection for multi-post ground signs*. University of Florida. Dept. of Civil and Coastal Engineering.

Cooner, S. A., Rathod, Y. K., Alberson, D. C., Bligh, R. P., Ranft, S. E., Sun, D.. (2009). *Performance evaluation of cable median barrier systems in Texas (No. FHWA/TX-09/0-5609-1)*. Texas Transportation Institute.

- Costa, A. A.. (1998). Código da Estrada Anotado. Verbo Jurídico Drained Conditions, ref. D 3080.
- Farhan, M., Anas, M., Azeem, M.. (2018). Rolling Barriers: Emerging Concept to Reduce Road Accidents: An Indian Perspective. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering.
- Ferreira, A. F. C. A.. (2016). Avaliação do desempenho do sistema solo-prumo em guardas de segurança. Dissertação de mestrado, Universidade do Minho.
- Fredlund, D. G. e Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, inc.
- Gonçalves, C. M. F., 2016. Dispositivos de segurança e infraestruturas rodoviárias. Dissertação de mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Gulbenkian, G. D. S. B.. (2011). Otimização de topologia de estruturas aplicada a guardas de segurança rodoviária. Tese de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- Gutowski, M., Palta, E., Fang, H.. (2017). Crash analysis and evaluation of vehicular impacts on W-beam guardrails placed behind curbs using finite element simulations. *Advances in Engineering Software*, 114, 85-97.
- Hampton, C. E., Gabauer, D. J., Gabler, H. C.. (2010). Limits of acceptable rail-and-post deflection in crash-damaged strong-post W-beam guardrail. *Transportation Research Record*, 2195(1), 95-105.
- IGPAI (1965). Determinação da densidade das partículas. NP-83. Lisboa.
- InIR (2010). J. L. Cardoso e C. Roque, Sistemas de Retenção Rodoviários, Lisboa: InIR - Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, IP, 2010.
- IPQ (2010). Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço. Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios. NP EN 2010-1. Lisboa.
- IPQ (2012). Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço. Parte 5: Elementos estruturais constituídos por placas. NP EN 2012-1. Lisboa.
- ISO (2005). Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 2: Dynamic probing. ISO 22476-2:2005(E). Switzerland.
- ISO (2013). Vehicle security barriers - Part 1: Performance requirement, vehicle impact test method and performance rating. IWA 14-1:2013. Switzerland.
- JAE (1994). Junta Autónoma das Estradas. (1994). Normas do Traçado. Lisboa.
- Jeyapalan, J. K., Dewey, J. F., Hirsch, T. J., Ross, H. E., Cooner, H. A. R. O. L. D.. (1984). Soil-foundation interaction behavior of highway guardrail posts. *Transportation Research Record*, 970, 37-47.
- Júdice D.. (2014). Segurança ativa automóvel. Autoridade Nacional de Segurança Rodoviária. Lisboa.
- Kim, Y., Jeong, S.. (2011). Analysis of soil resistance on laterally loaded piles based on 3D soil-pile interaction. *Computers and geotechnics*, 38(2), 248-257.
- Kirkland, J. M., Lyons IV, W. J., Szyrka, B.. (2009). Guardrail Technology Commercialization. Major Qualifying Project Report, Worcester Polytechnic Institute.
- Leij, F. J., Van Genuchten, M. T., Yates, S. R., Russell, W. B., Kaveh, F.. (1992). RETC: A computer program for analyzing soil water retention and hydraulic conductivity data. Indirect methods for estimating the hydraulic properties of unsaturated soils. University of California, Riverside, 263-272

- Lima, H., 2006. Comportamento funcional e estrutura das barreiras de segurança. Dissertação de mestrado. Universidade do Porto: Porto, 2006.
- LNEC (1966). Solos. Análise granulométrica, ref. E 196. Lisboa
- LNEC (1967). Solos. Determinação do teor em matéria orgânica, ref. E 201. Lisboa.
- LNEC (1970). Solos. Análise granulométrica por peneiração húmida, ref. E 239. Lisboa.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, IP, ENGIVIA - Consultores de Engenharia, S.A. (2010). Norma de Traçado - Revisão, Lisboa: InIR - Instituto de Infra-estruturas Rodoviárias, IP.
- Lutenegger, A. J. (1990). Current status of the Marchetti dilatometer test. *In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*. Vol. 27, No. 2, pp. A90-A91.
- Maleksaedi, E. (2016). Unsaturated Soil Property Functions. Soil- Water Characteristic Curve. Universidade de Sherbrooke, Canadá.
- Marchetti, S. (1980). *In situ* tests by flat dilatometer. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 106: 299-321.
- Marinho, F. (2005). Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados. Provas de Livre Docência, Departamento de estruturas e Fundações – Universidade de São Paulo.
- Marzougui, D., Mohan, P., Kan, C. D., Opiela, K. S.. (2007). Evaluation of rail height effects on the safety performance of W-beam barriers. *In 2007 TRB Annual Meeting*. Washington, D.C..
- Meyerhof G. G., Mathur S. K., Valsankar, A. J.. (1981). Lateral resistance and deflection of rigid walls and piles in layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 18, 150-170.
- Michie, J. D.. (1970). Response of Guardrail Posts During Impact. Research Report, 03-9051. Southwest Research Institute, San Antonio, Texas.
- National Cooperative Highway Research Program Report. (1993). Recommended Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Features, ref. R 350.
- Patzner, G. S., Plaxico, C. A., Ray, M.H.. (1999). Effect of post and soil strength on the performance of the modified eccentric loader breakaway cable terminal. *Transportation Research Record*, Paper No. 990046, Transportation Research, Board, Washington, D.C..
- Phanikanth, V. S., Choudhury, D., Reddy, G. R.. (2011). Response of single pile under lateral loads in cohesionless soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15(10), 813-830.
- Picado, L., Pais, J.. (2010). Vias de Comunicação. Sebenta teórica unidade curricular vias de comunicação. Universidade do Minho.
- Poulos, H. G., Davis, E. H.. (1980). *Pile foundation analysis and design*.
- Prasad, Y. V., Chari, T. R.. (1999). Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils. *Soils and Foundations*, 39(2), 21-29.
- Ren, Z., Vesenzak, M.. (2004). Computational and experimental crash analysis of the road safety barrier. *Engineering Failure Analysis*, 12, 963–973.

RISER - Roadside Infrastructure for Safer European Roads. (2006). D06: European Best Practice for Roadside Design: Guidelines for Roadside Infrastructure on New and Existing Roads, Chalmers University of Technology on behalf of the RISER Consortium.

Rohde, J. R., Rosson, B. T., Smith, R.. (1996). Instrumentation for determination of guardrail-soil interaction. *Transportation research record*, 1528(1), 109-115.

Roque, C. e Cardoso, J. L.. (2011). Critérios de segurança para a área adjacente à faixa de rodagem. Estudo realizado por solicitação do Instituto de Infra-estruturas Rodoviárias, IP Relatório LNEC, 199, 2011.

Ross, H. E., Zimmer, R. A., Michie, J. D.. (1993). NCHRP Report 350: Recommend Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Features, Transportation Research Board/National Research Council, National Academy Press, USA.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. (2008). Guidelines for passive Protection on Roads using Vehicle Restraint Systems. Road and transport Research Association. Traffic Management Working Group, Germany.

Saran S., (2006). Analysis and Design of Substructures: Limit State Design. Oxford & IBH Publishing Company Pvt. Limited.

Sassi, A.,. (2011). Analysis of W-beam guardrail systems subjected to lateral impact. Doctoral dissertation, University of Windsor, Ontario, Canada.

Shojaati, M.. (2003). Correlation between injury risk and impact severity index ASI, 3rd Swiss Transport Research Conference, ETH Zurich, Suíça.

Teng, T. L., Liang, C. C., Hsu, C. Y., Shih, C. J., Tran, T. T.. (2016). Effect of Soil Properties on Safety Performance of W-beam Guardrail. *In 2016 International Conference on Advanced Materials Science and Environmental Engineering*. Atlantis Press. Thailand. 34-36.

Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G.. (1996). Soil mechanics in engineering practice, 3rd Edition, John Wiley & Sons, Canada.

Tomlinson, M., Woodward, J.. (2007). Pile design and construction practice, 6th Edition, Crc Press, Boca Raton, Florida.

Topa Gomes, A. (2008). Poços elípticos pelo método de escavação sequencial na vertical: o caso do Metro do Porto, Dissertação de grau de doutoramento. Universidade do Porto.

Vinagre, M. J. L.. (2013). As guardas de segurança para proteção a motociclistas. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

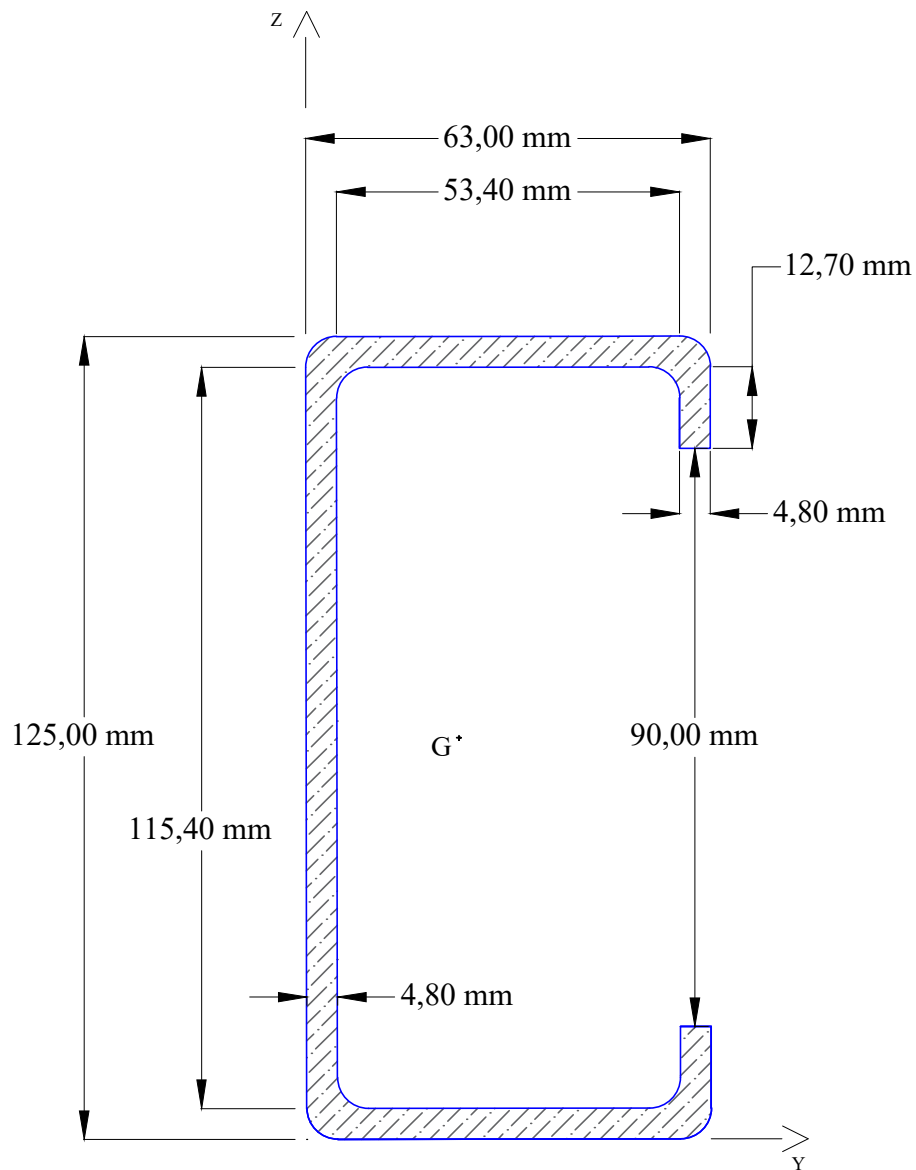
Winkler, E.. (1867). Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architecten, etc (Vol. 1). Dominicus.

Zenaida A. H., Felipe A., Mar A., Luis S.. (2018). Analysis of the test criteria for vehicle containment systems in the Standard EN 1317 regarding the number of vehicles in use. *In XIII Conference on Transport Engineering*. Transportation Research Procedia, 33, 315–322.

ANEXOS


ANEXO A – ESPECIFICAÇÕES PERFIL C 125

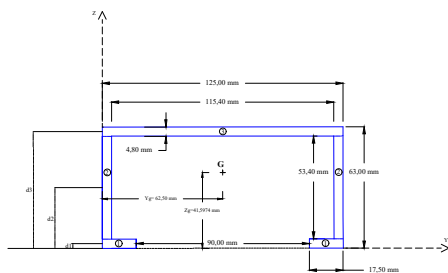
Perfil C125



Perfil Metálico C125			
Área de secção (mm ²)	Inércia I _y (mm ⁴)	Inércia I _z (mm ⁴)	Posição do centro de gravidade (mm)
1280,64	3123545,075	650359	Y= 21,40 Z=62.50

Nota: No cálculo dos parâmetros da secção foram desprezados os raios de concordância inerentes ao processo de produtivo.

	Universidade do Minho - Azurém, Guimarães	Ano lectivo 2018/2019
	Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
"Desempenho Solo-Prumo em Guardas de Segurança"		AA-001
Anexo A - Especificações e cálculo da secção do perfil C125		
Aluno: Carlos Miguel Martins Rodrigues Nº de Aluno: A75933		Orientador: Professor Nuno Miguel Faria Araújo Co-Orientador: Professora Elisabete Fraga de Freitas



di (mm)	
d1	2.40
d2	31.50
d3	61.20

i) Cálculo da posição do centro de gravidade G

$$Y_g = \frac{125}{2} = 62,50 \text{ mm}$$

$$Z_g = \frac{\sum A_i \times d_i}{\sum A_i} = \frac{2 \times (1,50 \times 4,80 \times d_1) + 2 \times (53,4 \times 4,80 \times d_2) + 1 \times (125,00 \times 4,80 \times d_3)}{2 \times (1,50 \times 4,80) + 2 \times (53,4 \times 4,80) + 1 \times (125,00 \times 4,80)} = 41,5974 \text{ mm}$$

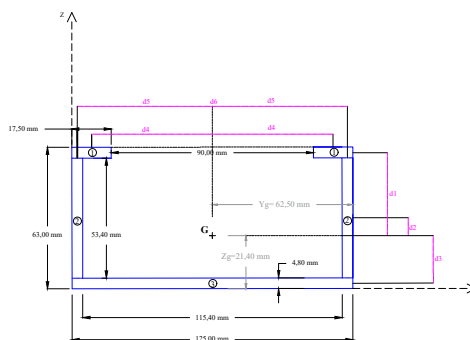
ii) Cálculo da inércia segundo os eixos Y e Z

ii.1) Cálculo da inércia em torno do eixo Y

$$I_y = \sum I_i + A_i d_i^2 = 2 \times \left(\frac{17,50 \times 4,80^3}{12} + 17,50 \times 4,80 \times d_1^2 \right) + 2 \times \left(\frac{4,80 \times 53,40^3}{12} + 4,80 \times 53,40 \times d_2^2 \right) + 1 \times \left(\frac{125,00 \times 4,80^3}{12} + 125,00 \times 4,80 \times d_3^2 \right) = 650359,5279 \text{ mm}^4$$

ii.1) Cálculo da inércia em torno do eixo Z

$$I_z = \sum I_i + A_i d_i^2 = 2 \times \left(\frac{17,50^3 \times 4,80}{12} + 17,50 \times 4,80 \times d_4^2 \right) + 2 \times \left(\frac{4,80^3 \times 53,40}{12} + 4,80 \times 53,40 \times d_5^2 \right) + 1 \times \left(\frac{125,00^3 \times 4,80}{12} + 125,00 \times 4,80 \times d_6^2 \right) = 3123545,075 \text{ mm}^4$$



di (mm)	
d1	39,20
d2	10,10
d3	19,00
d4	53,75
d5	60,10
d6	0

De acordo com a norma IPQ (2010) e IPQ (2012), foi feita uma avaliação à secção do elemento metálico e com base nas suas propriedades geométricas estimou-se o seu comportamento enquanto secção Classe 1 ou 2 (análise plástica) ou enquanto secção 3 (análise elástica).

Assim, para condições de peças sujeitas à flexão simples, a norma prevê:

O momento fletor resistente segundo um eixo principal de inércia da secção transversal sem aberturas ou furos é obtido apartir das equações 1.1, 1.2 e 1.3:

$$\text{Secções classe 1 ou 2 :} \quad M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / Y_{m0}^* \quad 1.1$$

$$\text{Secções classe 3:} \quad M_{c,Rd} = (W_{el,min} * f_y) / Y_{m0}^* \quad 1.2$$

$$\text{Secções classe 4:} \quad M_{c,Rd} = (W_{eff,min} * f_y) / Y_{m0}^* \quad 1.3$$

*Coeficiente parcial de segurança que devem ser aplicados aos diversos valores característicos da resistência:

Das secções transversais seja qual for a classe da secção, $Y_{m0} = 1.00$

f_y – Tensão de cedência do material, MPa

W_{pl} – Módulo de flexão plástico da secção, m³

$W_{el,min}$ – Módulo de flexão elástico mínimo da secção, m³

$W_{eff,min}$ – Módulo de flexão efectivo mínimo da secção, m³

Avaliação para secção classe 1 ou 2 temos:

Como não é conhecido o módulo de flexão teremos de fazer o cálculo por equilíbrio de forças com recurso a análise da secção:

Momento plástico resistente, $M_{pl} = \sum M \text{ compressão} + \sum M \text{ tração}$

Então passaremos a determinar os momentos em torno do centro da gravidade da secção segundo a figura 1.

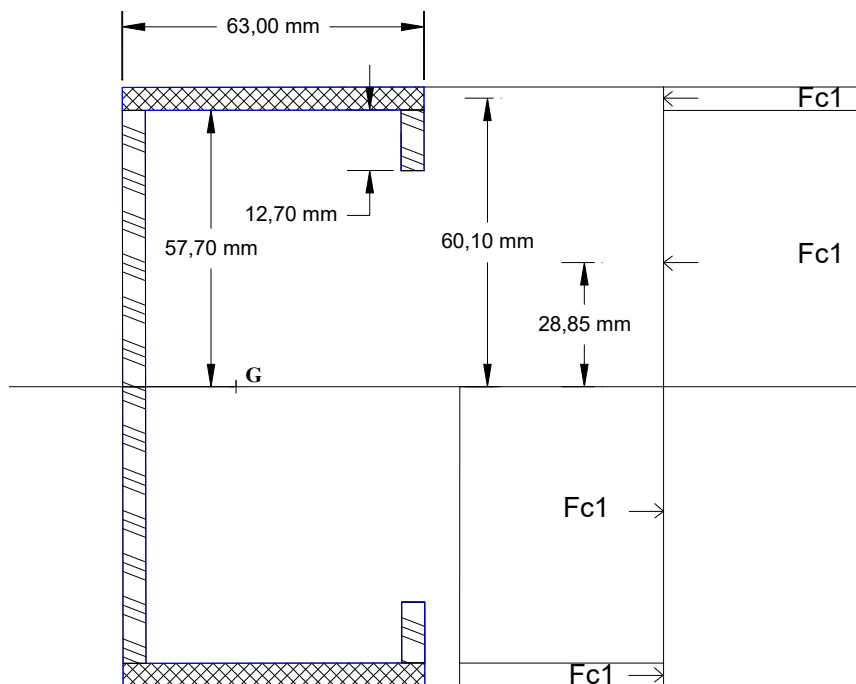


Figura 1 - Perfil C125

Sabe-se que: $F = (\text{Área} * f_y) / Y_{m0}$ *

Forças em compressão:

$$F_{t1} = F_{c1} = \frac{235 * 10^3 * (63 * 4.8) * 10^{-6}}{1.00} = 71,064 \text{ kN}$$

$$F_{t2} = F_{c2} = \frac{235 * 10^3 * (57.70 * 4.8) * 10^{-6}}{1.00} + \frac{235 * 10^3 * (12.70 * 4.8) * 10^{-6}}{1.00} = 79,412 \text{ kN}$$

Como a secção é simétrica em torno do eixo de maior inércia as forças em compressão são iguais às forças de tração pelo que se faz equivaler a seguinte expressão.

Determinação dos braços de momento:

$$b_{c1} = b_{t1} = 60,10 \text{ mm}$$

$$b_{c2} = b_{t2} = 28,85 \text{ mm}$$

$$M_{ed,m\acute{a}x} = M_{pl,Rd} = \Sigma M \text{ compress\~{a}o} + \Sigma M \text{ tra\~{c}o}$$

$$M_{ed,m\acute{a}x} = 2 * (71.064 * 60,10 * 10^{-3}) + 2 * (79.412 * 28,85 * 10^{-3}) = 13.395 \text{ kN.m}$$

$$\text{Adv\~{e}m que: } M_{m\acute{a}x,pl} = F_{m\acute{a}x} * \text{bra\~{c}o (b)}$$

Sabendo que o braço que proporciona o momento no terreno é de 0,55m correlacionamos a expressão anterior para obter a força máxima aplicável da seguinte forma:

$$For\~{c}a_{m\acute{a}x} = \frac{Med_{m\acute{a}x}}{b} \equiv For\~{c}a_{m\acute{a}x} = \frac{13.395 \text{ kN.m}}{b = 0.55m} = \mathbf{24,35 \text{ kN}}$$

Analogamente, para a solicitação em flexão simples da secção sobre o eixo de menor inércia obtemos:

$$For\~{c}a_{m\acute{a}x} = \frac{Med_{m\acute{a}x}}{b} \equiv For\~{c}a_{m\acute{a}x} = \frac{6.24 \text{ kN.m}}{b = 0.55m} = \mathbf{11,35 \text{ kN}}$$

Avaliação para secção classe 3 temos:

Pela análise elástica da secção em que diretamente influenciam as suas propriedades geométricas é aplicável a seguinte metodologia de cálculo

$$f_y = \frac{Med_{,m\acute{a}x}}{I_i} * d_i$$

I_i – Inércia mobilizada em torno do eixo i

d_i – Distância à fibra onde a tensão elástica é máxima

$Med_{,m\acute{a}x}$ – momento máximo atuante

Então passaremos a determinar os momentos em torno do centro da gravidade da secção segundo a figura 2, que mobiliza a maior inércia da peça.

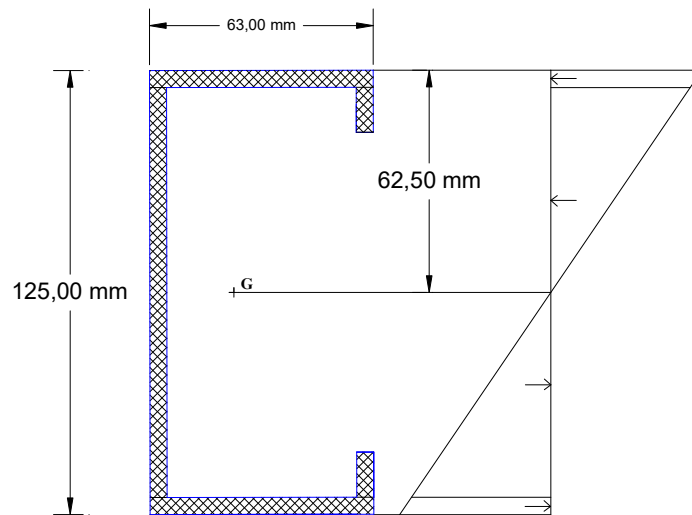


Figura 2 - Perfil C125

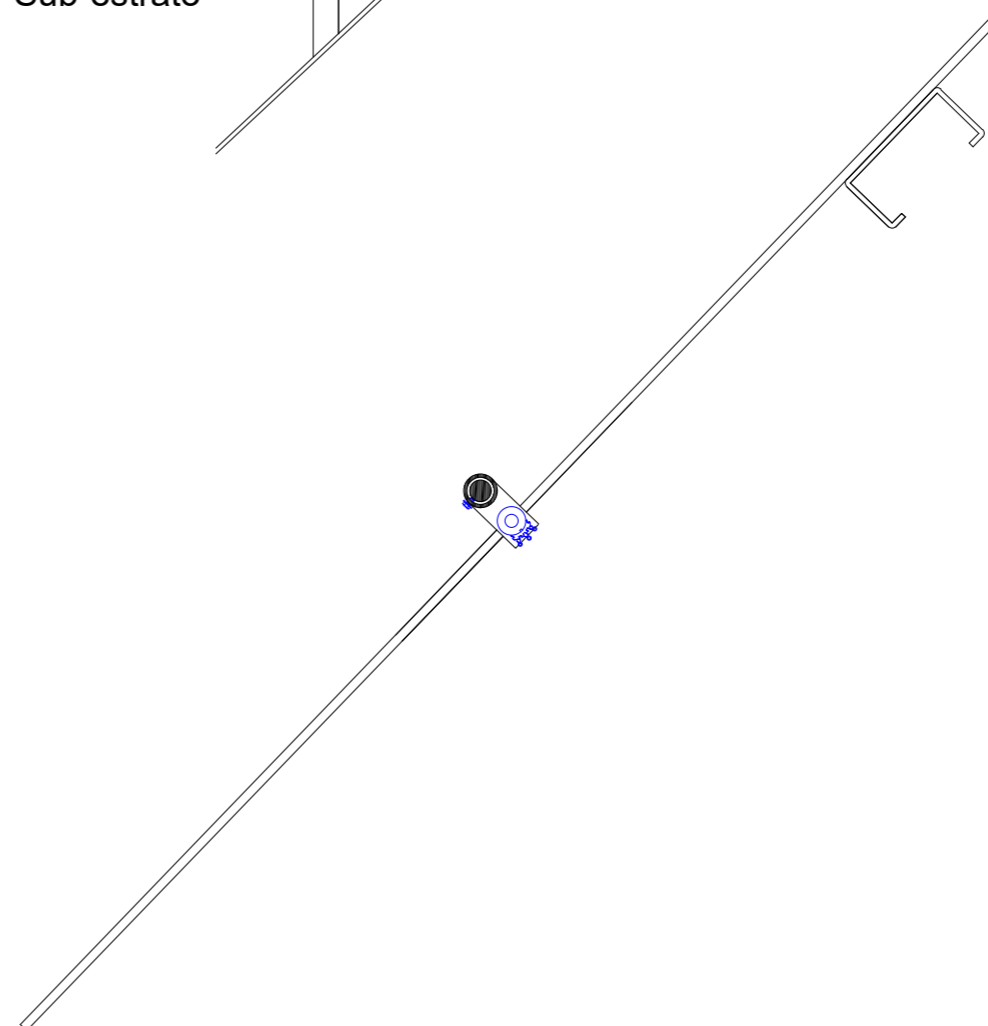
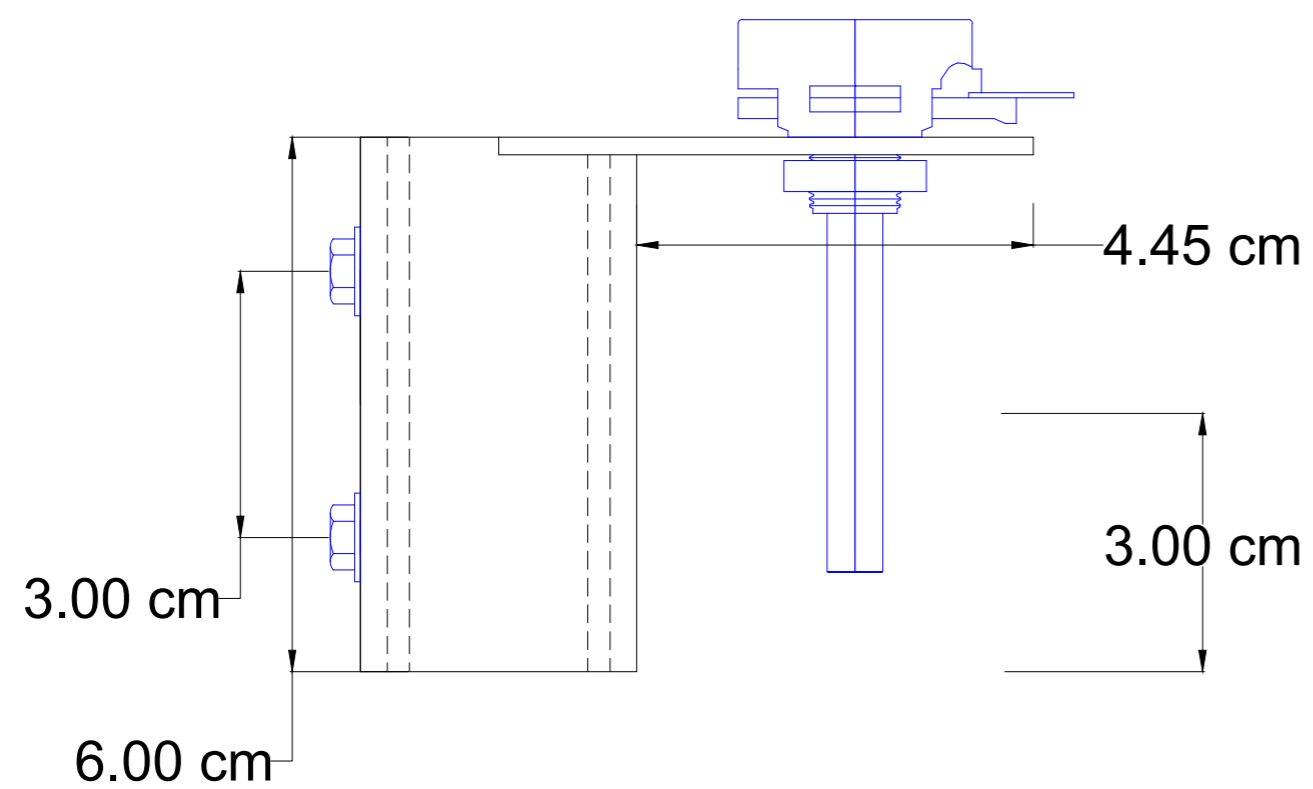
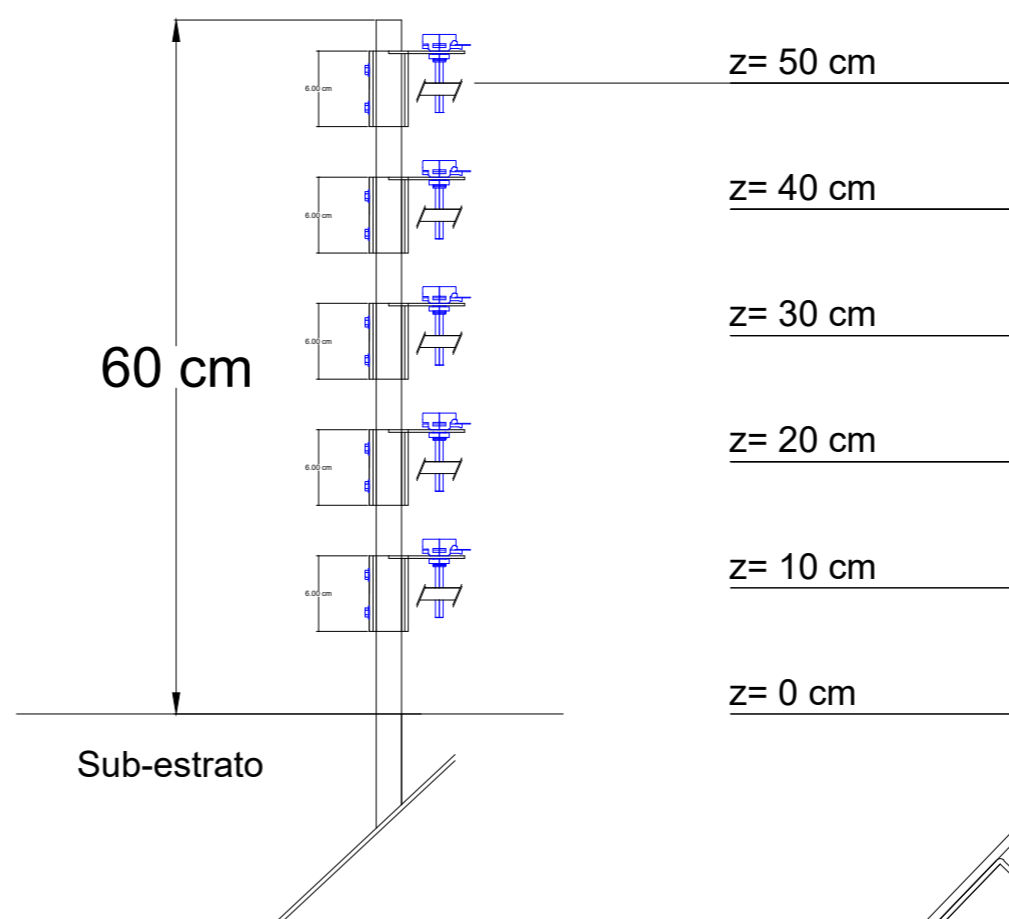
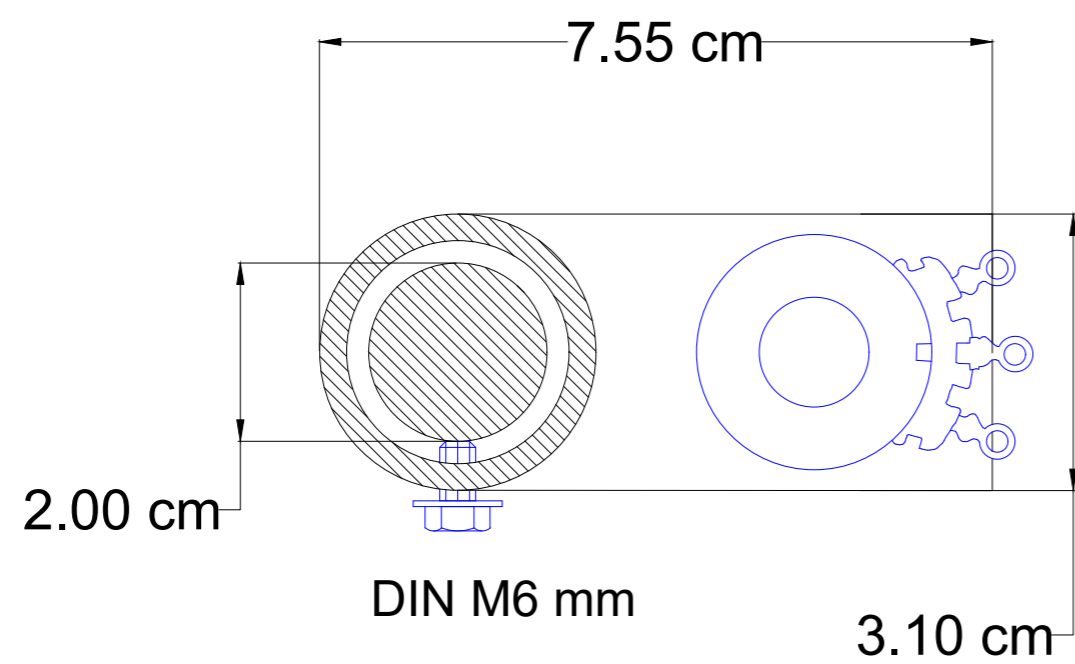
$$235000 = \frac{Med_{,m\acute{a}x}}{3125500 * 10^{-12}} * \left(\frac{125}{2}\right) * 10^{-3} \equiv Med_{,m\acute{a}x} = 11,74 \text{ kN.m}$$

Sabendo que o braço que proporciona o momento no terreno é de 0,55m correlacionamos a expressão anterior para obter a força máxima aplicável da seguinte forma:

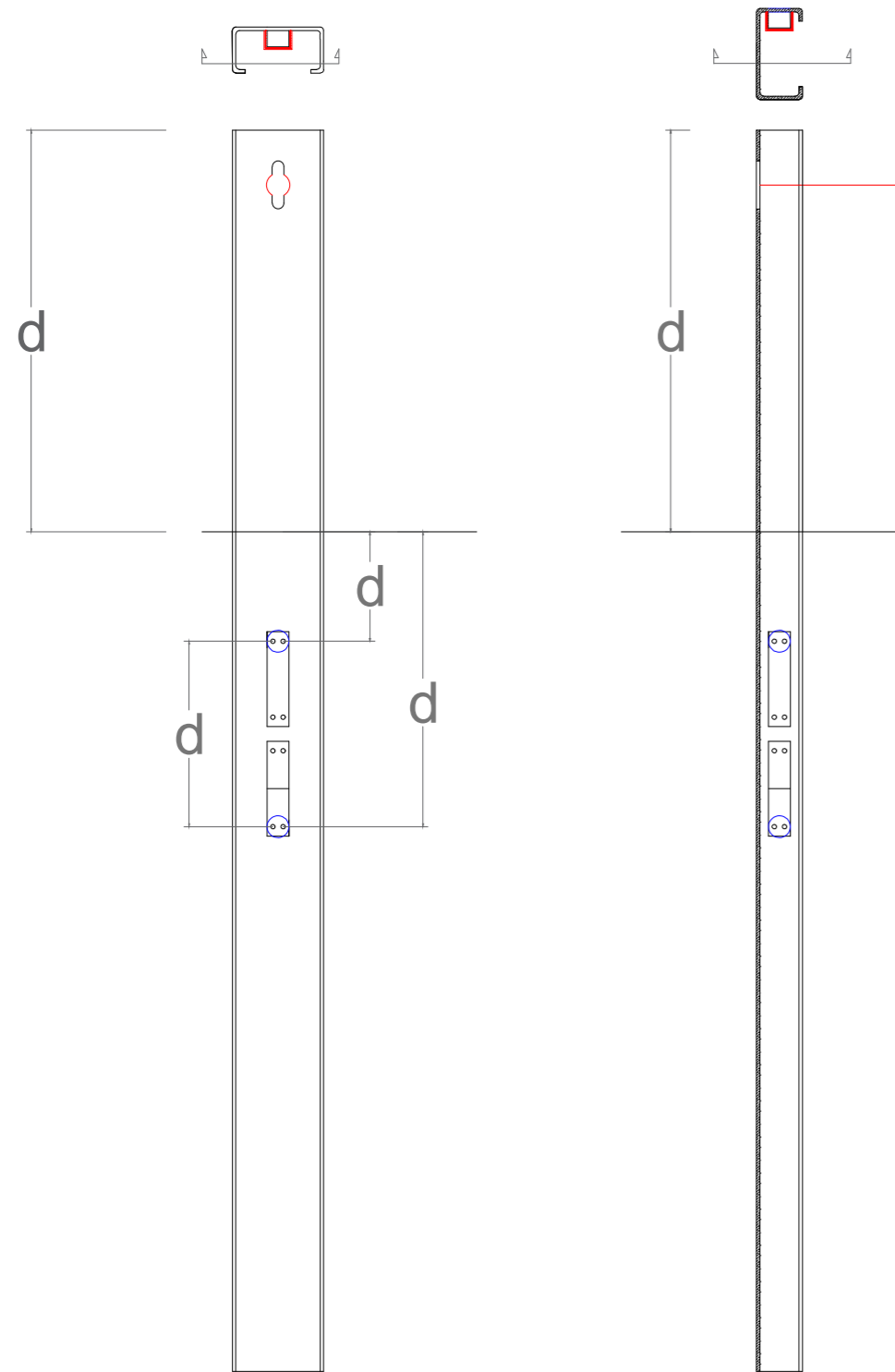
$$Força_{m\acute{a}x} = \frac{Med_{,m\acute{a}x}}{b} \equiv Força_{m\acute{a}x} = \frac{11,74 \text{ kN.m}}{b = 0,55\text{m}} = \mathbf{21,35 \text{ kN}}$$

Analogamente, para a solitação em flexão simples da secção sobre o eixo de menor inércia obtemos:

$$Força_{m\acute{a}x} = \frac{Med_{,m\acute{a}x}}{b} \equiv Força_{m\acute{a}x} = \frac{3,757 \text{ kN.m}}{b = 0,55\text{m}} = \mathbf{6,83 \text{ kN}}$$



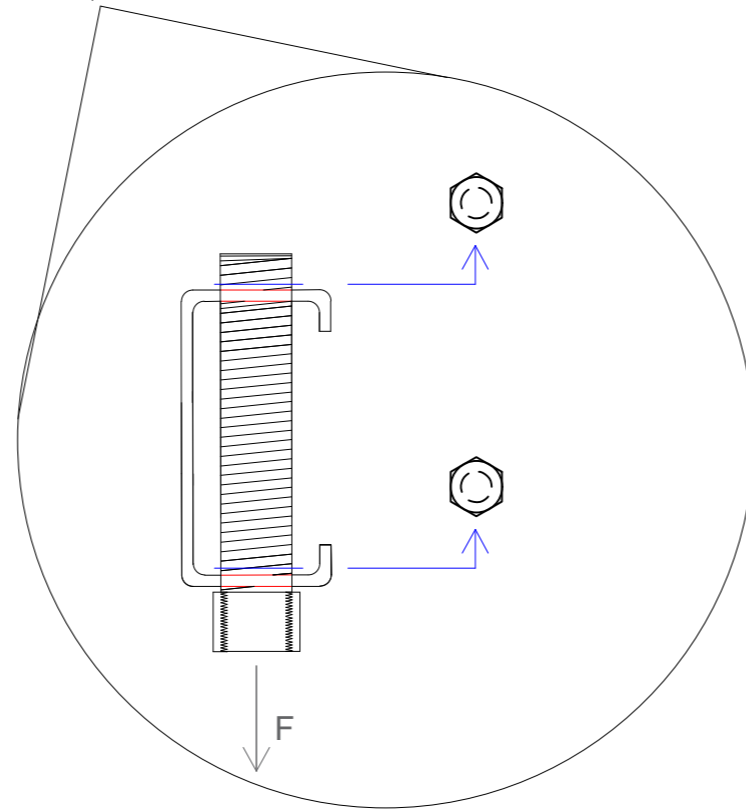
PRUMO LONGO



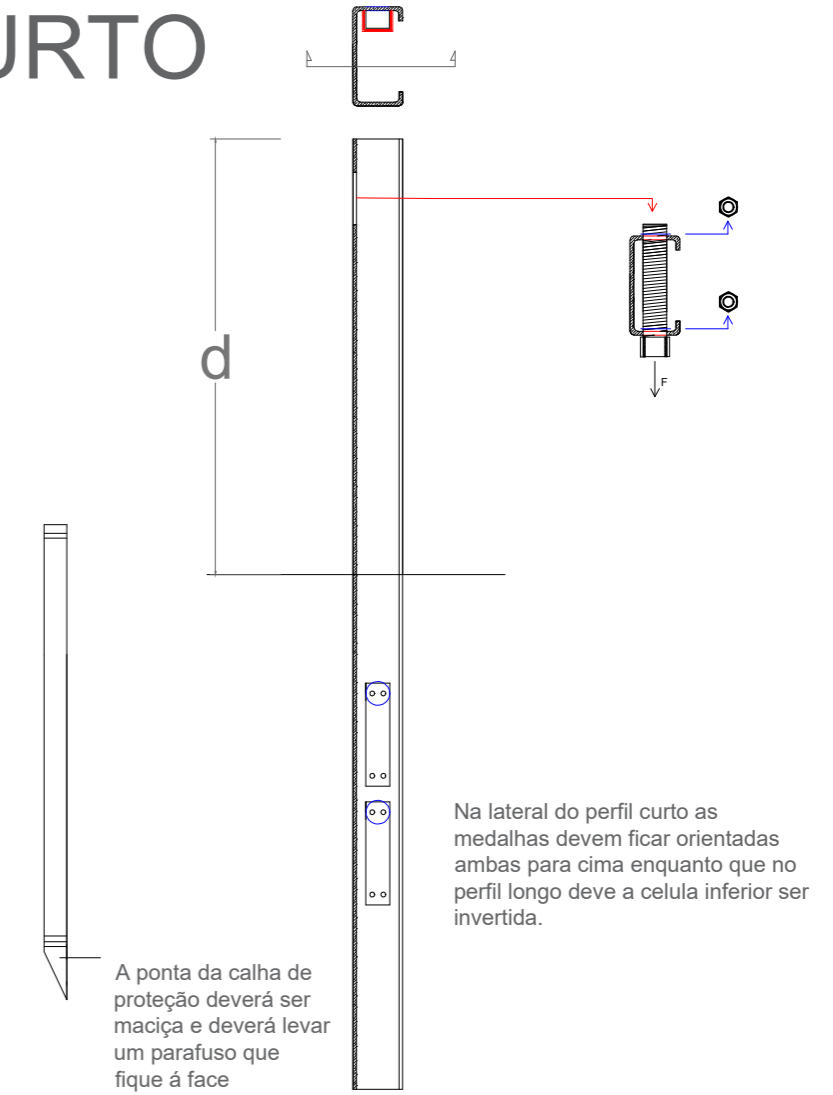
FRENTE

LATERAL

No topo do prumo, o varão deverá atravessar todo o perfil metálico conforme o desenho e deverá numa extremidade ter lado para atarrachar o maicho menor da rótula e do lado oposto deverá dar para atarrachar a medalha circular biselada com o mesmo diâmetro. Nos pontos a azul deverá ter uma fêmea de aperto para ajuste.

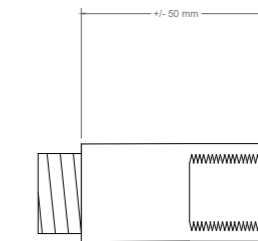


PRUMO CURTO

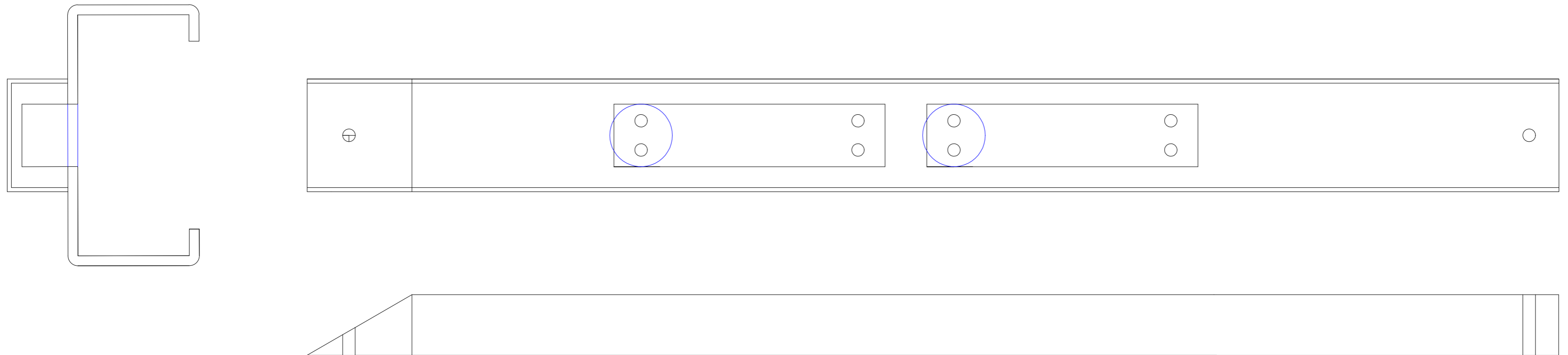


LATERAL

ACESSÓRIO P/ Célula de Carga



Alongamento para a rótula, com macho e fêmea igual, com um alongamento mínimo de 50 mm.



C 125

- > 8x parafusos c/ cabeça redonda boleada com rosca M6 mm
- > 1x elemento em tubo quadrado que garanta a inserção das células 30x22mm com 600 mm de comprimento no total.

Numa das extremidades deve ter um chanfro com 60° de inclinação e deve ter um furo M6 mm em cada uma das extremidades.

Trabalhos a executar no prumo/ célula de carga:

- > 2x Executar corte com craniana de duas medalhas de 30mm de diâmetro (azul) de acordo com as marcas a azul no prumo.
- > 1x Abrir rosca para passagem no prumo consoante marca azul do elemento de ligação á célula de carga;
- > 1x Na medalha que entra dentro das abas do prumo fazer chanfro 45°;
- > 4x parafusos para a ligação da célula de carga ao elemento "T" circular;
- > 1x Execução de tubo com rosca de ligação com o elemento "T" circunçar e presilha para amarração de gancho.

**INSTRUÇÃO TÉCNICA RELATIVA À GUARDA METÁLICA DE RETENÇÃO
RODOVIÁRIA**

CARGUARD N2 – para estradas com prumos de 2x2 ou 4x4 m

***Cláusulas técnicas e instruções de montagem do sistema metálico de retenção
produzido por***

METALOCAR – Indústria de Metalomecânica, SA



2011-12-22 – Edição 2

ÍNDICE

1.	Introdução.....	3
2.	Funcionamento.....	3
3.	Elementos Constituintes do Sistema.....	3
3.1.	Qualidade e Características dos Materiais.....	4
4.	Tratamento Anticorrosivo	4
5.	Condições de Implantação e Montagem.....	4
6.	Reparação, Reposição e Manutenção	7



1. INTRODUÇÃO

Este documento tem como objectivo a definição das principais características técnicas das guardas metálicas de segurança rodoviária e seus acessórios, constituintes do Sistema Metálico de Protecção Rodoviário fornecido pela METALOCAR, SA.

A barreira de segurança CarGuard N2 para estradas é um dispositivo destinado à instalação lateral nas vias de circulação, de forma a ser capaz de conter um veículo errante antes da suposta saída da estrada por acidente, evitando o choque com obstáculos fora da estrada, quedas em desníveis acentuados ou invasão de outras vias, e também a protecção a motociclistas, disponibilizada pelo dispositivo de protecção a motociclistas MotoGuard.

2. FUNCIONAMENTO

Em caso de choque, uma parte da energia cinética do veículo é absorvida pela deformação do dispositivo.

3. ELEMENTOS CONSTITUINTES DO SISTEMA

A guarda de segurança CarGuard N2 para estradas é composta por:

- viga tipo W, composta por duas ondas elípticas conformadas numa só peça de aço laminado a frio;
- amortecedor, peça prismática composta por duas peças soldadas;
- prumo, perfilado a frio;
- parafusaria que permite a ligação dos elementos entre si e placas de fixação do parafuso central da viga W ao amortecedor.

As guardas metálicas de protecção a motociclistas, MotoGuard, são compostas por:

- o ecrã (elemento horizontal) em aço laminado a frio numa única peça, sem restas vivas nos ângulos diedros;
- dispositivo de afastamento (amortecedor) fixo ao prumo da guarda de segurança;
- parafusaria, para ligação dos elementos entre si e ao dispositivo de afastamento.

As guardas podem ser aplicadas em prumos espaçados de 2 em 2 m, ou de 4 em 4 m.



3.1. QUALIDADE E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

A qualidade e características mecânicas de todos os materiais utilizados são de acordo com as especificações técnicas de fabrico. O seguinte quadro resume apresenta as principais classes de materiais utilizados.

Tabela 1 – Quadro resumo das principais características dos materiais.

Elemento	Material	Norma
Guarda metálica de segurança	S235	EN10025
Prumo	S235	EN10025
Amortecedor	S235	EN10025
Ecrã MotoGuard	S235	EN10025
Amortecedor/Dispositivo de afastamento	S235	EN10025
Terminais	S235	EN10025
Parafusos	4.6	DIN 933

4. TRATAMENTO ANTICORROSIVO

O tratamento superficial para todos os elementos que constituem a guarda de segurança e dispositivo de protecção a motociclistas (guardas, ecrãs, prumos, amortecedores e parafusos) serão submetidos a um tratamento de superfície de galvanização por imersão a quente, segundo os princípios da Norma NP EN ISO 1461.

5. CONDIÇÕES DE IMPLANTAÇÃO E MONTAGEM

A montagem começa com a determinação dos locais onde vão ser implementados os sistemas, havendo o reconhecimento das áreas de instalação de modo a não haver condutas enterradas que possam ser danificadas com a cravação dos prumos.

A indicação dos locais de implantação das guardas, os respectivos perfis transversais e longitudinais são da responsabilidade do cliente e/ou fiscalização, pelo que não são da nossa responsabilidade quaisquer danos causados em cabos eléctricos, telefónicos, tubagens de água, esgotos ou quaisquer outros equipamentos subterrâneos, desde que não nos tenha sido fornecido previamente qualquer informação escrita relativa à sua existência.

De seguida, a Figura 1 apresenta o esquema de montagem do sistema.



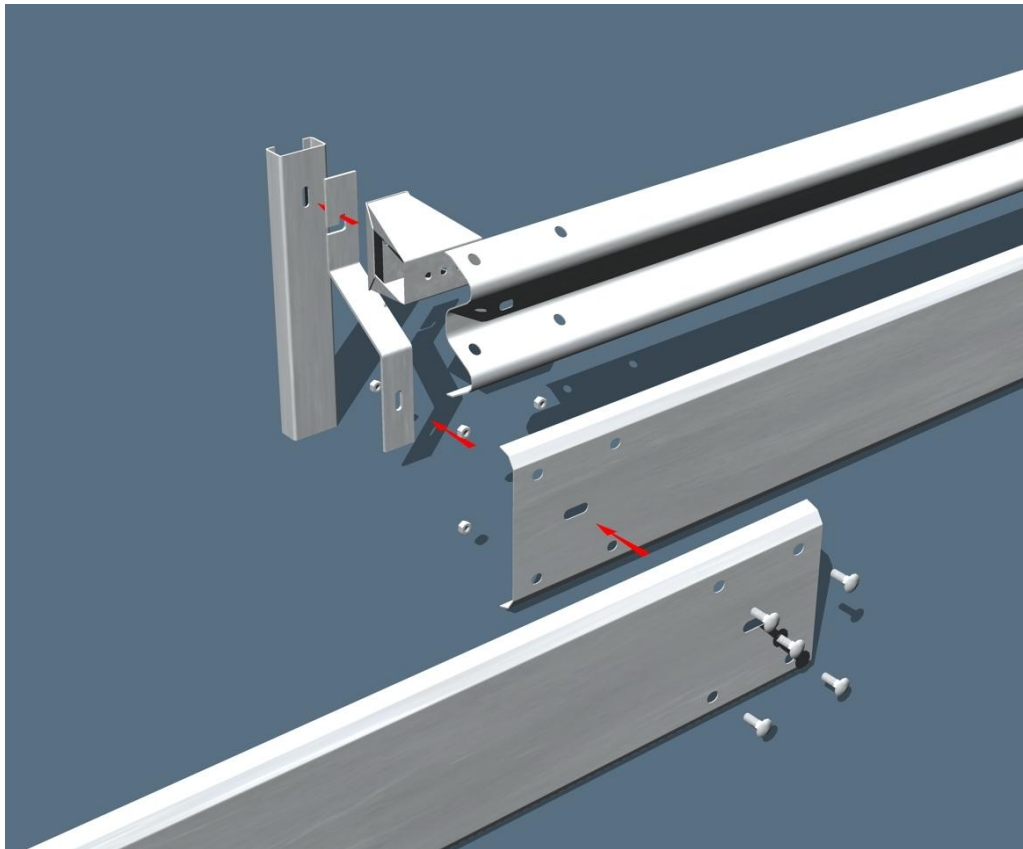


Figura 1 – Esquema geral de montagem.

As vigas serão ligadas entre si por oito parafusos “eclisses” ou “cabeça de tremço” (M16x32), fixadas aos amortecedores por um parafuso hexagonal (M16x50) colocando na zona da cabeça uma placa de fixação 80x40x5, sendo o conjunto apoiado nos prumos previamente cravados por meio de um parafuso hexagonal.

A altura mínima do topo do prumo acima do solo deve ser de 0,66 m (com tolerância de +0,05 m), exceptuando-se os 3 primeiros prumos da extremidade de montante, fazendo com que a altura ao eixo da guarda seja de 0,55 m (com tolerância de +0,05 m).

Os ecrãs MotoGuard serão ligados entre si por quatro parafusos “eclisses” e fixados aos dispositivos de afastamento por um parafuso “eclipse”. Os dispositivos de afastamento serão colocados entre o prumo de suporte e o amortecedor das guardas, fixos pelo mesmo parafuso que assegura a união entre o amortecedor e o prumo (ver Figura 2).



A montagem será sempre realizada de modo a que, no sentido do trânsito e na ligação entre as vigas e entre os écrans, seja assegurada uma sobreposição da que antecede à que lhe segue.

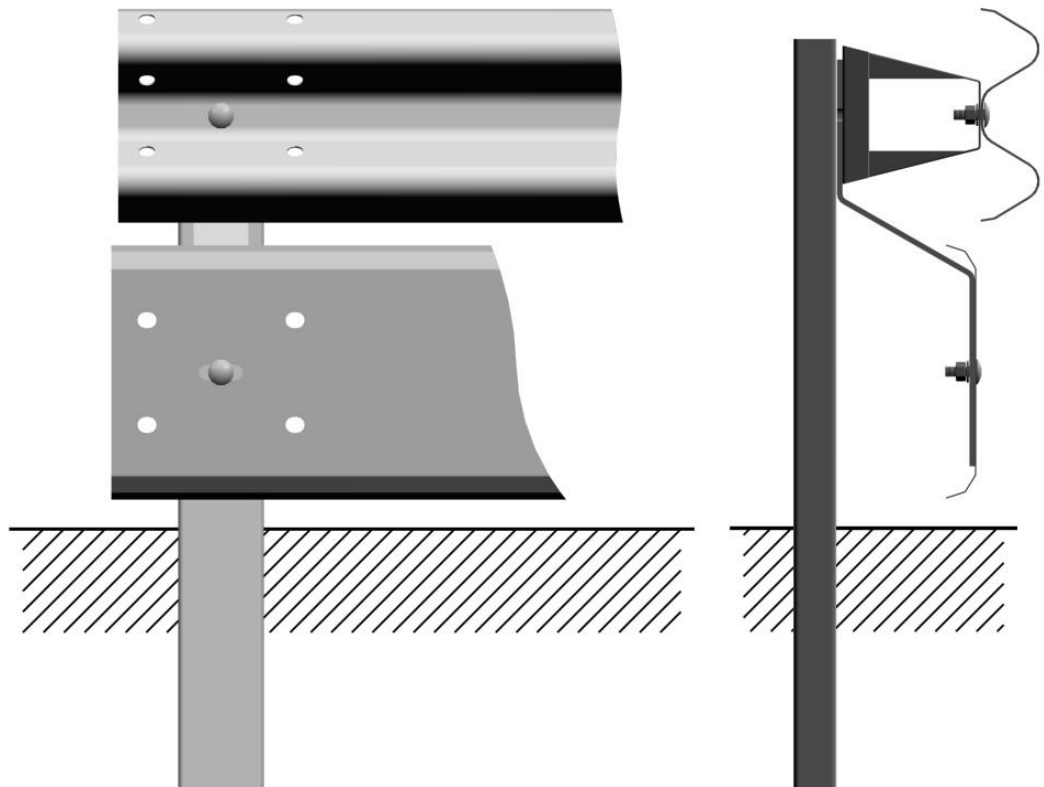


Figura 2 – Pormenor de montagem.

As extremidades de montante podem ser:

- a cota constante, sendo neste caso efectuado um afastamento em relação ao alinhamento da fila de guardas paralelas ao eixo da estrada das três primeiras guardas, sendo a primeira encastrada no talude de escavação;
- a cota variável, sendo os três primeiros prumos posicionados de modo a apresentarem uma variação de cota crescente relativamente ao nível do pavimento.

Nas extremidades de jusante geralmente aplica-se um dispositivo terminal tipo “Cauda de Carpa”. Podem ser entretanto igualmente executadas extremidades de jusante semelhantes às extremidades de montante, quer a cota constante, quer a cota variável.



Para os dispositivos de protecção a motociclistas, na extremidade montante do tramo será sempre aplicado um terminal padrão de entrada e na extremidade jusante um terminal padrão de saída.

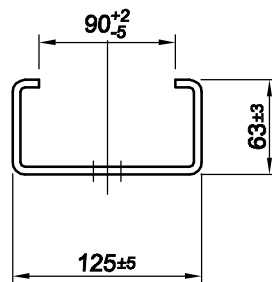
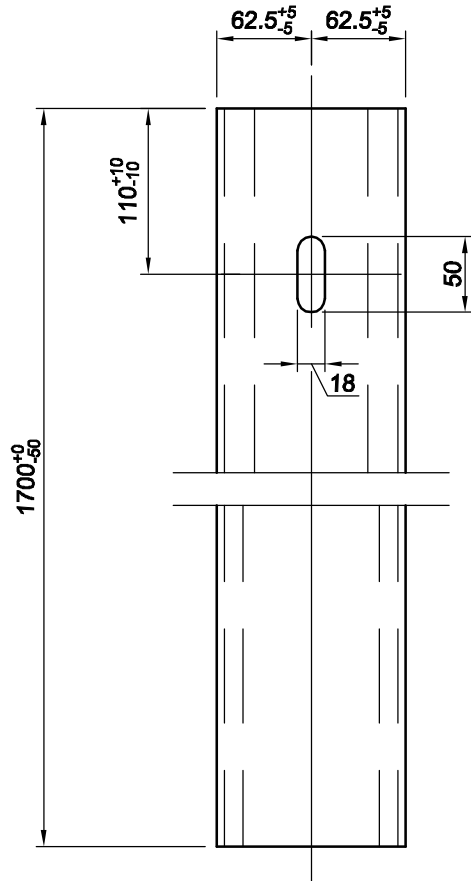
6. REPARAÇÃO, REPOSIÇÃO E MANUTENÇÃO

Não sendo necessário qualquer tipo de manutenção aquando da utilização do produto, este só deverá ser intervencionado aquando da ocorrência de um embate/acidente, repondo o sistema assegurando que todos os componentes danificados são substituídos.

Toda e qualquer reparação, reposição ou manutenção que venha a ser efectuada com material que não seja proveniente da METALOCAR, iliba-a de qualquer responsabilidade sobre o desempenho do sistema.



OPERAÇÃO	SECÇÃO	MÁQUINA	CONTROLO		DATA	Nº DO OPERADOR	QUANT. FABRICADA
			1ª PEÇA	ÚLTIMA			
			1ª PEÇA				
			ÚLTIMA				
			1ª PEÇA				
			ÚLTIMA				
DEC. DE CONTROLO	OK - CONFORME	X - NÃO CONFORME					
EDIÇÃO	NOTA DE REVISÃO				DATA	ELABORADO	APROVADO



-	PERFIL C125	EN 10025	S235 JR	-	e = 4,8 mm	16,31	-
QT.	DESIGNAÇÃO	NORMA ou DESENHO	MATERIAL	REF.	DIMENSÕES	PESO (Kg)	OBS.
	RUBRICA	DATA	REFª DO ARTIGO GALVANIZADO:				
ELAB.		19/06/09	5PRC300125170000				
APROV.		19/06/09					
TOLERÂNCIA GERAL	ESC.	PRUMO C125 - 1700					
< 500 ±1	1:5						
< 8000 ±3		ARTIGO STANDARD					
< 12000 ±4	QUANT.						
< 16000 ±6							
> 16000 ±8							
MG.DT.A03.00	4PRC100125170000.dwg				Nª 4PRC100125170000		EDIÇÃO
							00



metalocar
Indústria de Metalomecânica, S.A.

Este desenho é propriedade da Metalocar S.A., e não pode ser utilizado, reproduzido no todo ou em parte sem autorização prévia.