



Fundações Indiretas de Pontes Modulares – Soluções de Execução Acelerada

Estudo numérico

Manuel António Correia de Melo Ferreira Passos

Dissertação para a obtenção do grau de mestre em

Engenharia Militar

Orientadores: Professor Alexandre da Luz Pinto

Doutor António Carlos Guerreiro Morgado André

Júri

Presidente: Professora Doutora Teresa Maria Bodas de Araújo Freitas

Orientador: Doutor António Carlos Guerreiro Morgado André

Vogal: Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos

Vogal: Tenente-Coronel de Engenharia Pedro José da Silva Gonçalves Matias

dezembro de 2020

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

“O que quer que lute, fortalece, e o que resiste, persiste.”
(Eckhart Tolle)

Agradecimentos

Esta dissertação destaca-se por ser uma marca importante na minha carreira, isto porque representa o fim de um ciclo de formação e o início de uma etapa profissional que se espera mais exigente. Com isto, não poderia deixar de agradecer a todos que contribuíram para o meu percurso, e em especial, aos que me ajudaram para a realização desta dissertação.

Em primeiro lugar, é importante para mim deixar uma palavra de apreço aos meus orientadores, Professor Alexandre Pinto e Engenheiro António André, pela dedicação que demonstraram durante a elaboração de toda a tese. Embora vários constrangimentos que surgiram fruto da pandemia, esforçaram-se sempre para garantir que eu tinha todo o apoio necessário.

Ao Professor Alexandre Pinto, deixo um agradecimento pela sua disponibilidade, pois sempre esteve presente para reuniões (maioritariamente por via digital), e por todo o apoio dado, tanto em esclarecimentos de dúvidas, pela ajuda na utilização do software *Plaxis 2D* e ainda pela sua contribuição para um caso de estudo ideal para testar a solução proposta.

Ao Engenheiro António André, agradeço todo o interesse que demonstrou em trabalhar com alunos da Academia Militar, e também pelo seu apoio, especificamente na campo das pontes modulares.

De seguida, gostaria de deixar um agradecimento a todos os superiores hierárquicos da Academia Militar que influenciaram a minha formação. Agradeço ao meu Diretor de Curso Tenente-Coronel Pedro Matias, pelo interesse, e em particular, por estar sempre atualizado aos avanços da dissertação.

Não posso deixar de referir a importância dos meus camaradas da Academia Militar, por todos os momentos vividos, felizes e mais difíceis, estiveram sempre presentes neste longo percurso, a eles um obrigado.

À Inês, um obrigado por estar presente sempre que preciso, não consigo encontrar palavras para te agradecer, por tudo, por todos os momentos felizes que me proporcionaste até hoje.

Por fim, aos meus pais, irmã e avó, o mais profundo obrigado, por todo o apoio, e, acima de tudo, pela confiança que depositaram em mim, sempre crentes no meu sucesso.

Resumo

Na presente dissertação pretende-se estudar uma solução de fundação indireta para pontes modulares capaz de satisfazer as exigências dos regulamentos em vigor, nomeadamente os Eurocódigos. Será necessário abordar o campo das pontes modulares e propor uma solução de fundação compatível com as exigências das pontes militares.

Na presente dissertação fez-se uma alusão ao desenvolvimento das pontes modulares na história e à influência dos militares neste domínio, e ainda destacam-se específicas pontes modulares e as suas características.

Posteriormente, foi exposto as especificidades das soluções de fundação indireta, nomeadamente a necessidade de uma prospeção geotécnica do terreno e as alterações estruturais e geotécnicas implícitas no dimensionamento de uma fundação deste tipo. Referido os tópicos anteriores, foi finalmente definido uma solução de microestaca cravadas tipo TRM, de ferro fundido dúctil.

Foi então especificado os componentes das microestacas TRM e descrito com pormenor o processo construtivo deste tipo de obras.

Para a aplicação e análise da solução proposta, recorreu-se a um caso de estudo, onde para a sua avaliação foi utilizado um programa de elementos finitos (*Plaxis 2D*). O caso de estudo envolveu dados de uma prospeção geotécnica previamente realizada pela empresa *ENGCEO*, e, com o apoio da empresa *BERD*, foi possível aplicar as cargas da ponte adotada (MB60) e dos veículos segundo a norma AASHTO.

Para finalizar, apresentam-se as conclusões e refere-se algumas propostas para desenvolvimentos futuros.

Palavras-chave: pontes modulares, microestaca TRM, processo construtivo, estudo numérico

Abstract

This dissertation aims to study a deep foundation solution for modular bridges able to meet the requirements of current codes, namely the Eurocodes. It will be necessary to address the field of modular bridges and propose a foundation solution compatible with the requirements of military bridges.

In the present dissertation, a reference was made to the development of modular bridges in the history and influence of the military in this field, and also to specific modular bridges and their characteristics.

Subsequently, the specificities of the deep solutions were exposed, namely the need for a geotechnical survey to access the geological scenario allowing to optimize both the structural and geotechnical solutions. Referring to the previous topics, it was finally defined a solution of TRM type micropiles, with ductile cast iron.

It was then specified the components of TRM micropiles and described in detail the construction process of this type of works.

For the application and analysis of the proposed solution, a case study was used, where a finite element program (2D Plaxis) was used for its evaluation. The case study involved data from a geotechnical survey previously carried out by the company ENGCEO, and with the support of the *BERD* company, it was possible to apply the adopted bridge loads (MB60) and vehicles according to the AASHTO standard.

Finally, the conclusions are presented and some proposals for future developments are mentioned.

Key-words: modular bridges, TRM micropiles, construction process, numerical study

Índice

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento e motivação	1
1.2	Objetivos e metodologia	3
1.3	Organização da dissertação	3
2	Estado da Arte	5
2.1	Considerações gerais	5
2.2	Resumo histórico da pontes modulares	5
2.3	Tipos de Pontes Modulares	10
2.3.1	Medium Girder Bridge (MGB)	11
2.3.2	Bailey Bridge	13
2.3.4	Mabey Compact 200	17
2.3.5	Acrow 700XS	21
2.3.6	MB36 e MB60	22
3.	Microstacas TRM Aplicadas em Pontes Modulares	25
3.1	Considerações gerais	25
3.2	Prospecção geotécnica	25
3.2.1	Sondagem por trado manual	27
3.2.2	Penetrômetro dinâmico leve (PDL)	27
3.2.3	PANDA	29
3.3	Conceitos Gerais de Fundações por estacas cravadas	30
3.3.1	Método de cravação por percussão	32
3.3.2	Método de cravação por vibração	32
3.4	Fundações por microestacas tipo TRM	33
3.4.1	Composição	34
3.4.1.1	Tubos de ferro fundido dúctil	35
3.4.1.2	Microbetão	37
3.4.2	Processos construtivos	37
3.4.2.1	Microestacas TRM cravadas por via seca	37
3.4.2.2	Microestacas TRM cravadas por via húmida	42
3.4.2.3	Placas de distribuição	45
4	Critérios de Dimensionamento	47
4.1	Considerações gerais	47
4.2	Dimensionamento Geotécnico	50
4.2.1	Resistência de Ponta	51

4.2.2 Resistência lateral	51
4.3 Dimensionamento estrutural	52
4.3.1 Carregamento axial de compressão.....	53
4.3.2 Esforços de tração.....	54
4.3.3 Cargas horizontais.....	55
4.3.4 Instabilidade por encurvadura	56
4.4 Critérios de projeto – condições topográficas das margens	59
5 Definição do Modelo de Análise (Plaxis 2D)	61
5.1 Considerações gerais	61
5.2 Caracterização geotécnica do terreno	61
5.3 Definição de cargas	62
5.3.1 Ações permanentes.....	63
5.3.2 Ações variáveis	63
5.3.2.1 Força de frenagem.....	65
5.4 Modelação em Plaxis 2D	66
5.4.1 Modelação da microestaca.....	67
5.4.2 Modelação dos solos.....	68
5.4.3 Modelação do caso prático.....	70
5.4.4 Resultados.....	72
5.4.5 Fase construtiva	75
5.4.6 Força de frenagem	76
6 Conclusões e Propostas de Desenvolvimentos Futuros	77
6.1 Conclusões do trabalho realizado.....	77
6.2 Propostas de desenvolvimentos futuros	78

Índice de figuras

Figura 1 : Ponte montada na Madeira depois das cheias de 2010 (adaptado de (RTP, 2010))	1
Figura 2 : Ponte Inglis Portable Military Bridge (adaptado de (ThinkDefence, 2011))	5
Figura 3 - Painéis da Ponte Callender-Hamilton (retirado de (Federal Highway Administration, 2015)).....	6
Figura 4 : Ligações dos tubos constituintes da ponte Callender-Hamilton (retirado de (Federal Highway Administration, 2015))	6
Figura 5 : Teste de Carga à ponte Bailey (retirado de (ThinkDefence, 2012)).....	7
Figura 6 : Ponte MGB de configuração de dois níveis (retirado de (WFEL, 2018))	8
Figura 7 : Painéis da ponte Mabey Compact 200 (retirado de (Russell, 2013)).....	9
Figura 8 : Categorias de pontes provisórias do tipo standard (retirado de (Fardilha, 2016))	10
Figura 9 : Viatura Blindada Lança Ponte M60A1 (retirado de (DMT, 2016)).....	10
Figura 10 : Ponte MGB de configuração de um nível simples (retirado de (WFEL, 2018))	11
Figura 11 : Ponte MGB de configuração de dois níveis treliçada (retirado de (WFEL, 2018))	11
Figura 12 : Processo de montagem da ponte MGB (retirado de (WFEL, 2018))	12
Figura 13 : Apoios provisórios (Rollers) (retirado de (Companhia de Pontes, 2015)).....	13
Figura 14 : Configuração single à esquerda e a configuração double à direita dos painéis da ponte Bailey (retirado de (Russell, 2013))	13
Figura 15 : Montagem e elementos de montagem para a ponte Bailey (retirado de (Federal Highway Administration, 2015)).....	14
Figura 16 : Apoio, cilindro dividido em três secções (retirado de (Companhia de Pontes, 2015))	14
Figura 17 : Planta dos apoios definitivos da Super Bailey dimensionada em 1967 pela Mabey & Johnson (retirado de (Mabey & Johnson, 1967)).....	15
Figura 18 : Ponte Bailey com apoios de configuração dupla (adaptado de (Companhia de Pontes, 2015))	15
Figura 19 : Ponte Bailey com trafego de dois sentidos (retirado de (ThinkDefence, 2012))	16
Figura 20 : Sistemas de painéis da ponte Bailey empregues em pilares em Des Joachims, Canadá (retirado de (ThinkDefence, 2012)).....	16
Figura 21 : Ponte Bailey em Ferreira do Alentejo (retirado de (JJ, 2010))	17
Figura 22 : Sistema de painéis da ponte Compact 200 a servir de pilar (retirado de (ThinkDefence, 2012)).....	18
Figura 23 : Montagem da ponte Mabey (retirado de (Companhia de Pontes, 2015))	18

Figura 24 : Pormenores dos encontros na ponte Mabey Compact 200 (adaptado de (Mabey Bridge, 2014)).....	19
Figura 25 : Apoio fixo à esquerda e apoio deslizante à direita da ponte Compact 200 (retirado de (Ladeiras, 2017))	19
Figura 26 : Montagem da ponte Compact 200 em Figueira da Foz (retirado de (Fardilha, 2016))	20
Figura 27 : Configuração tripla do encontro feito na ponte Compact 200 na Figueira da Foz (retirado de (Fardilha, 2016)).....	20
Figura 28 : Painel Acrow simples à esquerda e painel de configuração dupla triangular à direita (retirado de (Russell, 2013))	21
Figura 29 : Ponte Acrow montada na RCA no âmbito da MINUSCA (retirado de (Acrow Bridge, 2018)).....	21
Figura 30 : Ilustração dos diferentes painéis ao longo da ponte MB36 (retirado de (BERD, 2019))	22
Figura 31 : Ponte MB36 (retirado de (BERD, 2019)).....	22
Figura 32 : Ponte MB60 (retirado de (BERD, 2019)).....	22
Figura 33 : Encontro de configuração simples à esquerda e encontro de configuração dupla à direita (retirado de (BERD, 2019)).....	23
Figura 34 : Planta do encontro de configuração dupla à esquerda e corte lateral à direita (adaptado de (BERD, 2019)).....	23
Figura 35 : Trados manuais (retirado de (Dias, 2013))	27
Figura 36 : Composição do PDL à esquerda e utilização em obra do PDL à direita (retirado de (Dias, 2013)).....	27
Figura 37 : Tablet do sistema PANDA (retirado de (Sol-Solution, 2020))	30
Figura 38 : Operação com o sistema PANDA (retirado de (Sol-Solution, 2020)).....	30
Figura 39 : Comportamento da estaca de ponta (retirado de (Caetano, 2014))	31
Figura 40 : Comportamento da estaca flutuante (retirado de (Caetano, 2014))	31
Figura 41 : a)Estaca à compressão; b)Estaca à tração; c)Estaca carregada horizontalmente (retirado de (Caetano, 2014))	31
Figura 42 : sistema de cravação por percussão (retirado de (Brito, 1999))	32
Figura 43 : Esquema do sistema de vibração por guindaste (retirado de (Ferreira, 2015))	33
Figura 44 : Detalhe do ferro fundido cinzento à esquerda e detalhe do ferro fundido dúctil à direita (retirado de (Caetano, 2014)).....	35
Figura 45 : Gráfico da relação entre deformação e tensão de tração para ferro fundido dúctil, aço de construção e ferro fundido cinzento (retirado de (Caetano, 2014))	36
Figura 46 : Ponteira de cravação para o método por via seca (retirado de (Dywidag, 2012))	39
Figura 47 : Ponteira de tampão de fundo para o método por via seca (retirado de (Dywidag, 2012))	39

Figura 48 : Cortes longitudinais da sapata de ponteira de cravação à esquerda e da sapata de tampão de fundo à direita (retirado de (Caetano, 2014))	40
Figura 49 : Representação da cravação da microestaca TRM por método de via seca com recurso a um martelo hidráulico (retirado de (Caetano, 2014)).....	41
Figura 50 : Representação da cravação da microestaca TRM por método de via húmida com recurso a um martelo hidráulico e ao microbetão (retirado de (Caetano, 2014))	43
Figura 51 : Representação das pressões devido à injeção do microbetão durante a cravação (retirado de (Caetano, 2014))	43
Figura 52 : Sapata de injeção para o método por via húmida (retirado de (Dywidag, 2012))	44
Figura 53 : Placa de distribuição posicionada pela bordadura interior (retirado de (Caetano, 2014))	45
Figura 54 : Placa de distribuição posicionada pelo elemento vertical (retirado de (Caetano, 2014))	46
Figura 55 : Deformada de uma estaca com comportamento flexível (retirado de (Santos, 2008a))	55
Figura 56 : Quadro para escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (retirado de (Eurocodigo 3, 2009)).....	57
Figura 57 : fatores de imperfeição em função da curva de encurvadura (retirado de (Eurocodigo 3, 2009)	58
Figura 58 : Gráfico de curvas de encurvaduras (retirado de (Eurocodigo 3, 2009))	58
Figura 59 : Limites de diferença de cotas entre margens (retirado de (André, 2016)).....	59
Figura 60 : Características dos VT utilizados na classificação MLC de veículos e pontes (retirado de (STANAG 2021, 2006))	64
Figura 61 : Cargas do camião e respetivas dimensões (retirado de (Fardilha, 2016))	64
Figura 62 : Carga da via (retirado de (Fardilha, 2016)).....	65
Figura 63 : Carga tandem e respetivas dimensões (retirado de (Fardilha, 2016)).....	65
Figura 64 : Modelo de elementos finitos, metade da microestaca 170x9,0 modelada	66
Figura 65 : Modelo do caso de estudo, com os respetivos zonamentos geotécnicos definidos	68
Figura 66 : Modelo de elementos finitos com malha tipo Fine	70
Figura 67 : Diagrama linear de tensões iniciais.....	71
Figura 68 : Diagrama linear de deformação para o ELS	72
Figura 69 : Gráfico curva carga vs. assentamento para o ELS.....	73
Figura 70 : Modelo com pontos plastificados marcados a vermelho.....	74
Figura 71 : Diagrama das tensões de atrito	75
Figura 72 : Exemplo do encontro com uma microestaca vertical e uma inclinada.....	76

Índice de tabelas

Tabela 1 - Comparação entre a ponte Bailey M2 e a Mabey Compact 200 (retirado de (Ladeiras, 2017))	20
Tabela 2 : Propriedades do sistema PDL (retirado de (Rodrigues, 2015)).....	28
Tabela 3 : Relação de resistência com a compacidade do solo (retirado de (Rodrigues, 2015))	29
Tabela 4 : Espessuras a sacrificar para diferentes tipos de terreno, em função do tempo (retirado de (CEN, 2010))	38
Tabela 5 : Diâmetros da sapata de tampão de fundo e da sapata de ponteira de cravação (retirado de (Dywidag, 2012)).....	40
Tabela 6 : Diâmetros da sapata de injeção (retirado de (Dywidag, 2012)).....	44
Tabela 7 : Testes realizados pela empresa TRM relacionado o tipo de solo com os valores SPT, taxas de cravação e tensões de atrito (retirado de (Caetano, 2014))	45
Tabela 8 : Coeficientes parciais de segurança para as ações (retirado de (Eurocodigo 7, 2010)).....	49
Tabela 9 : Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo/rocha (retirado de (Eurocodigo 7, 2010)).....	49
Tabela 10 : Coeficientes parciais de segurança para as resistências de estacas cravadas (retirado de (Eurocodigo 7, 2010)).....	49
Tabela 11 : Coeficientes de ξ_3 e ξ_4 (retirado de (Eurocodigo 7, 2010)).....	50
Tabela 12 : Áreas transversais de microbetão e de ferro fundido e as respetiva cargas máximas de compressão para cada microestaca TRM (retirado de (Caetano, 2014)).....	54
Tabela 13 : Diâmetro da barra GEWI aconselhado para cada microestaca TRM (retirado de (Caetano, 2014)).....	54
Tabela 14 : Módulo de flexão e momentos fletores máximos para cada microestaca TRM (retirado de (Caetano, 2014))	56
Tabela 15 : Parâmetros geotécnicos do solo (retirado de (ENGGEO, 2020)).....	61
Tabela 16 : Valores utilizados para a definição da carga ELU	67
Tabela 17 : Propriedades da microestaca definidas no software Plaxis 2D (retirado de (Dywidag, 2012))	68
Tabela 18 : Parâmetros considerados pelo modelo Hardening Soil (adaptado de (Vieira, 2013))	69
Tabela 19 : Valores utilizados para a definição da carga ELS	72
Tabela 20 : Valores estimados da resistência lateral (tensão de atrito) para as diferentes zonamentos geotécnicos (retirado de (Tiroler Rohre, 2014)).....	74
Tabela 21 : Valores utilizados para definir a carga na fase construtiva	76

Lista de anexos

Anexo 1 Prospecção geotécnica: Sondagem Sarilhos (ENGCEO).....	84
Anexo 2 Planta do local da obra (local da sondagem S3).....	88
Anexo 3 Planta dos encontros da MB60 e respetivas cargas (BERD).....	90
Anexo 4 Planta dos encontros com microestacas TRM.....	92
Anexo 5 Ábacos tensões tangenciais em função do valor NSPT e do valor da taxa de cravação	95

Lista de Acrónimos

CPT	Cone Penetration Test
EC	Eurocódigo
EUA	Estados Unidos da América
EF	Elementos Finitos
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
ISO	International Standards Organization
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LM	Load Model
LRS	Link Reinforcement System
MGB	Medium Girder Bridge
MINUSCA	Mission multidimensionnelle intégrées des Nation Unies pour la stabilization en Centrafrique
MLC	Military Load Capacity
OTAN	Organização do Tratado Atlântico Norte
PDL	Penetrômetro dinâmico leve
pp	Peso próprio
RCA	República Centro-Africana
SPT	Standard Penetration Test
VBLP	Viatura Blindada Lança Pontes

Simbologia

Símbolos latinos

Definição

A_b	Área da base da estaca
b	Diâmetro da estaca
c'	coesão das tensões efetivas
C_u	Resistência não drenada
E_s	Módulo de deformabilidade do solo
f_{cd}	Tensão de cálculo da compressão do betão
f_{yd}	Tensão de cálculo da f_{fd} à cedência
g	Ação gravítica
k	Coefficiente de impulso horizontal
k_s	Flexibilidade (ou rigidez) inicial da base da estaca
k_b	Flexibilidade (ou rigidez) inicial do fuste
N_d	Carga de compressão de cálculo
N'_d	Resistência à encurvadura
R_b	Resistência de ponta da estaca
R_d	Capacidade resistente de cálculo para estacas cravadas
R_s	Resistência lateral da estaca

Símbolos gregos

Definição

Δ_s	Deslocamento rígido do fuste da estaca
Δ_b	Deslocamento rígido da base da estaca
δ	Ângulo de atrito solo-estaca
λ	Esbelteza
$\overline{\lambda}$	Esbelteza normalizada
γ_I	Peso volúmico do solo
γ_G	Fator parcial para ação permanente
γ_M	Coefficiente de segurança (propriedades de materiais)
γ_m	Coefficiente parcial para os parâmetros do solo
γ_Q	Coefficiente parcial para ação variável
γ_R	Coefficiente de segurança (capacidade do solo)
γ_s	Coefficiente parcial para a resistência lateral
γ_t	Coefficiente parcial para a resistência total da estaca
γ_t	Coefficiente parcial para a resistência de ponta
γ'_v	Tensão vertical efetiva

ν_b	Coeficiente de Poisson da rocha sob a estaca
σ'_r	Tensão radial efetiva
σ'_0	Tensão vertical de recobrimento ao nível da base da estaca
ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo
χ	Coeficiente de redução de encurvadura relevante

1 Introdução

1.1 Enquadramento e motivação

Hoje em dia, a necessidade de vias de comunicação é cada vez maior e mais premente. A urgência que o ser humano tem para se mobilizar hoje é superior à antigamente e o Homem está cada vez mais impaciente, pedindo constantemente novas alternativas. Para responder a estes requisitos, as pontes modulares foram a nova tecnologia do século XX que veio inovar o mercado.

Para além destas solicitações, somos obrigados a responder às demandas da mãe natureza. Com o passar dos anos, vamos assistindo às alterações climáticas que, por sua vez, trazem consigo um conjunto de fenómenos catastróficos. Em certos países, como o nosso, estas catástrofes obrigam os militares a uma participação mais ativa na sociedade.

Tal como aconteceu na Madeira em 2010, as cheias que abalaram a ilha fizeram graves danos. Foi portanto necessário o auxílio do Exército Português. A ajuda dos militares e das pontes modulares foi imprescindível para o apoio das unidades de saúde às vítimas e também para toda a reconstrução da cidade do Funchal. Na **figura 1** está uma das pontes militares construída na Madeira, esta ponte demorou cerca de 48 horas a ser montada.



Figura 1 : Ponte montada na Madeira depois das cheias de 2010 (adaptado de (RTP, 2010))

No entanto, o contributo histórico das pontes modulares foi essencialmente militar. Os seus desenvolvimentos foram levados a efeito para as grandes guerras e a suas primeiras aplicações foram realizadas por militares. A invenção das pontes modulares veio alterar a forma como os militares organizavam as suas operações. Com a presença de pontes modulares na composição da força militar, os exércitos já não se encontravam limitados como antigamente pois, a presença de cursos de água ou vales deixaram de ser obstáculos.

Assim sendo, as pontes modulares, como objetivo fundamental, são elementos que unem dois pontos que estão separados por um obstáculo. Podem estar equipadas para transpor um rio

através de elementos descontínuos, como flutuadores, barcos ou pontes volantes, ou, equipadas para formar elementos de carácter contínuo, como pontes ou passadiços.

Destaca-se a diferença das pontes de carácter permanente e que envolve um maior investimento no projeto e na construção, e uma ponte de carácter de emergência ou temporário, que é prestigiado o reduzido tempo de construção da ponte.

A montagem das pontes modulares é do “tipo lego”, não necessitando de mão-de-obra especializada, e permite configurar a ponte para um determinado vão ou uma determinada carga.

As pontes modulares são uma alternativa quando é necessário realizar manutenções, reabilitações ou substituições de uma ponte permanente. As pontes modulares podem ser empregues em ambientes de emergência (como no caso Madeira) e empregues por motivos de segurança nacional, como em situações de atentados terroristas.

Por todos os detalhes frisados, que fazem destas pontes uma excelente alternativa, é fundamental garantir a estabilidade destas estruturas em terrenos fracas propriedades.

Geralmente, estruturas como pontes modulares, são apenas suportadas por encontros superficiais, sempre que possível. Estes encontros são compostos por um bloco de betão, como explanado ao longo do capítulo 2, assentes diretamente no terreno. Esta forma de montagem poderá provocar assentamentos devido à falta de conhecimentos do solo.

Desta forma, é frequente a utilidade das pontes modulares em momentos críticos ou com relativa urgência, posto isto, o local da montagem da ponte é muitas vezes inflexível, o que, por vezes, torna o trabalho do engenheiro mais problemático. Desta forma, será necessário recorrer a uma prospeção rápida do terreno, analisar as características do solo e por fim, ponderar a necessidade de uma solução profunda.

Assim sendo, esta dissertação prende-se em propor uma solução de fundação profunda eficiente, que seja compatível com as exigências deste tipo de obra e que facilite o dimensionamento e montagem.

1.2 Objetivos e metodologia

A presente dissertação objetiva desenvolver uma solução eficiente para as fundação de pontes modulares, tendo em conta a sua aplicação em qualquer tipo de terreno. Pretende-se que a solução seja universal, isto é, possível de aplicar em vários tipos de pontes modulares e em terrenos brandos.

Para isso, no decorrer da dissertação, analisa-se o tipo de pontes modulares existentes, refere-se o tipo de solução adotada de fundação para o terreno considerado, o processo construtivo, mencionando todo o transporte, meios e montagem, descreve-se o dimensionamento geotécnico e estrutural e recorre-se ao software comercial Plaxis 2D para uma análise numérica com base em modelos de elementos finitos.

1.3 Organização da dissertação

Este trabalho está organizado em 5 capítulos.

- No presente capítulo é expõe-se o enquadramento do estudo, os objetivos e a metodologia para os atingir.
- No capítulo 2 apresenta-se o Estado da Arte, analisa-se a história da pontes modulares e estuda-se as pontes com mais importância para a dissertação.
- No capítulo 3 descrevem-se alguns métodos de prospeção do terreno, introduz-se conceitos fundamentais para a análise de fundações indiretas e apresenta-se soluções possíveis para aplicar em pontes modulares.
- No capítulo 4 desenvolve-se as metodologias de análise de fundações indiretas, nomeadamente ao nível geotécnico e estrutural.
- No capítulo 5, introduz-se o caso prático para a aplicação da solução, expõem-se o processo de modelação do caso em Plaxis 2D e apresentam-se os resultados fornecidos pelo programa.
- Por fim, no capítulo 6, expõem-se as conclusões e apresentam-se algumas propostas de trabalhos futuros.

2 Estado da Arte

2.1 Considerações gerais

No presente capítulo apresenta-se um resumo histórico do desenvolvimento das pontes modulares e a evolução das configurações das pontes, evidenciando a influência das guerras mundiais e os avanços científicos nesta área (capítulo 2.2). No capítulo 2.3 apresentam-se os tipos de pontes modulares e os seus conceitos. No mesmo capítulo, descrevem-se as diferentes pontes modulares e realça-se as suas vantagens, salientando pormenores como vãos e capacidades máximas. No mesmo capítulo estudam-se os apoios frequentemente utilizados e sublinha-se os componentes para estes encontros.

2.2 Resumo histórico da pontes modulares

Desde o início do seu emprego em ambiente operacional, as pontes modulares eram utilizadas maioritariamente para ambientes de guerra. Estas pontes serviam para apoiar as forças militares e teriam de estar equipadas para resistir às cargas militares, isto é, dimensionadas com critérios mais exigentes. (ThinkDefence, 2011a)

Estas pontes eram montadas por módulos, facultando a vantagem de serem rápidas de montar. Dependendo das imposições da operação militar, a rapidez de montagem de uma ponte modular era e é um requisito importante.

Consoante os obstáculos que a força militar encontrava no terreno e com o avanço nesta tecnologia, foi possível recorrer a pontes com vãos maiores e para maiores cargas.

O desenvolvimento nesta engenharia evidenciou-se na primeira guerra mundial com o aparecimento da ponte transportável em pirâmide (Inglis Portable Military Bridge) elaborada pelo exército do Reino Unido e ilustrada na **figura 2**. Esta ponte tinha qualidades que as tropas Britânicas procuravam no campo de batalha, tal como, fácil de transportar e não necessitava de equipas especializadas para a montar. Esta ponte era composta por tubos de 2,4 metros e as ligações entre elementos eram de fácil encaixe. (ThinkDefence, 2011) e (Federal Highway Administration, 2015)

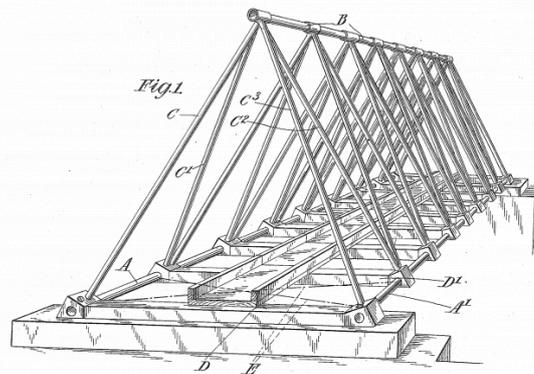


Figura 2 : Ponte Inglis Portable Military Bridge (adaptado de (ThinkDefence, 2011))

Mais tarde, em 1935, o engenheiro Archibald Hamilton formulou a ponte Callender-Hamilton. A ideia deste engenheiro era produzir partes treliçadas standards e universais da ponte, ou seja, peças pré-fabricadas, e que fossem de fácil encaixe de forma a estruturar diferentes vãos, consoante diferentes cargas. (ThinkDefence, 2011) Estes módulos criados eram perfis tubulares longitudinais e placas de aço, e as ligações destes perfis eram feitas por parafusos e rebites. Na **figura 3** está ilustrado os painéis utilizados na Callender-Hamilton. (Ladeiras, 2017)

Visto que esta ponte tinha a desvantagem de ser de construção lenta ela não era utilizada pelas forças militares como uma ponte de assalto. Assim sendo, devido à sua boa resistência e robustez, a ponte começou a ser empregue em situações onde seria necessário pontes semi-permanentes (ThinkDefence, 2011)

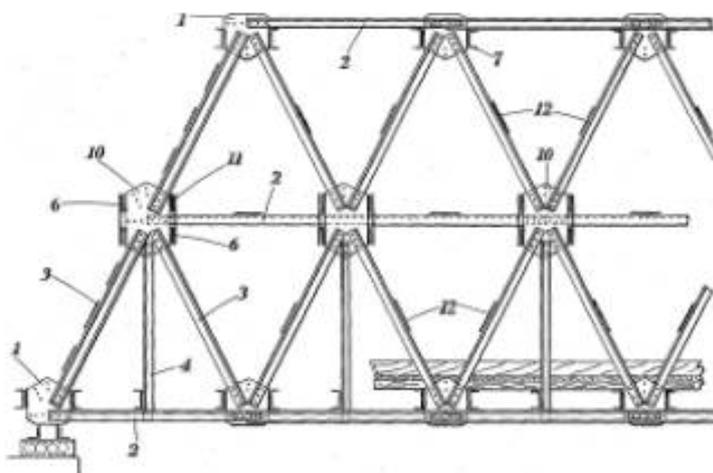


Figura 3 - Painéis da Ponte Callender-Hamilton (retirado de (Federal Highway Administration, 2015))

O facto de as ligações estarem centralizadas em um só ponto da estrutura fez com que a ponte fosse mais rápida de construir, no entanto, este pormenor formou um ponto débil e frágil na estrutura pela sua quantidade de ligações (**figura 4**). (Federal Highway Administration, 2015)

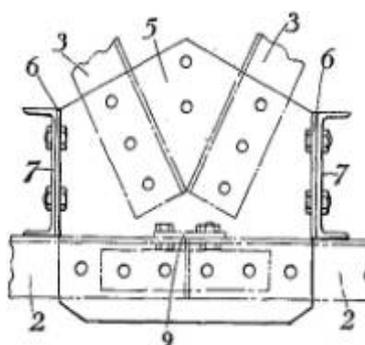


Figura 4 : Ligações dos tubos constituintes da ponte Callender-Hamilton (retirado de (Federal Highway Administration, 2015))

Na segunda guerra mundial os norte-americanos e os ingleses destacaram-se por desenvolver as pontes Bailey. O primeiro avanço na ponte Bailey foi feito pelos militares britânicos com a invenção desta ponte pelo autor Donald Bailey. Esta necessidade de uma ponte mais sustentável para os militares surgiu pelo avanço nos carros de combate. Realce para o veículo Tank Mark IV ou também conhecido como Churchill que pesava cerca de 39 toneladas. (ThinkDefence, 2012)

Com este avanço nos carros de combate e na tecnologia que envolve este território foi necessário realizar testes de carga. Como se demonstra na **figura 5**, a ponte Bailey foi sujeita às cargas de um carro de combate Whippet em cima de um Vintage Mark V. (Pereira R. , 2015)

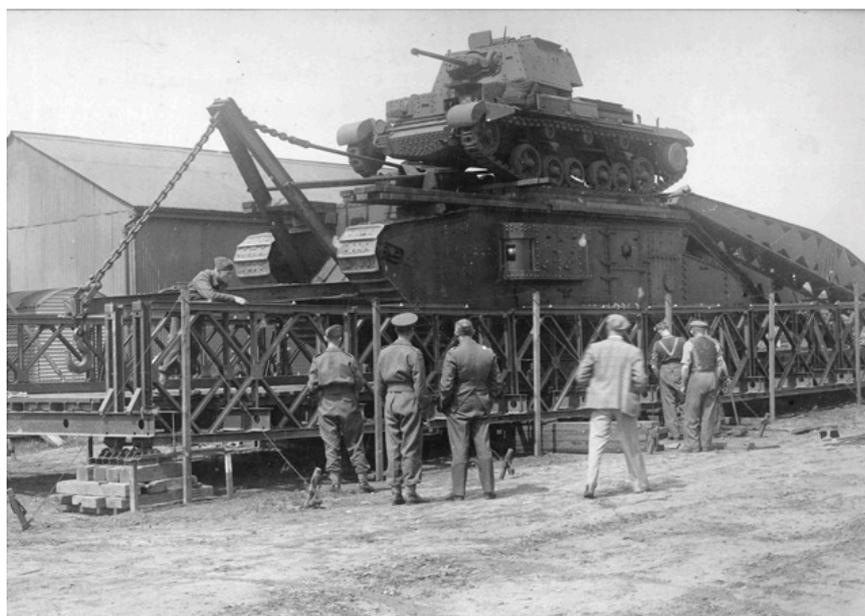


Figura 5 : Teste de Carga à ponte Bailey (retirado de (ThinkDefence, 2012))

O critério principal para a elaboração desta ponte foi a resistência para as elevadas carga militares fruto do avanço tecnológico. Contudo, para além das cargas exigidas, a ponte teria de satisfazer outros requisitos, tais como:

- Os seus componentes tinham de ser totalmente estandardizados e permutáveis.
- Os elementos individuais tinham de ser leves o suficiente para serem levados por um grupo de seis homens ou menos.
- A ponte tinha de ser totalmente transportada por uma viatura de três toneladas.
- A ponte tinha de garantir os requisitos das operações militares, nomeadamente na rapidez da sua montagem.
- Os componentes da ponte tinham de ser capazes de gerar diferentes configurações para cada situação, mediante a necessidade de um maior ou menor vão e resistência de carga. (Federal Highway Administration, 2015)

Esta ponte foi idealizada para ser montada de duas formas: através de um dos lados da ponte, faz-se um lançamento de uma das parcelas através de uma roldana (método parecido com

o método do lançamento incremental) ou içando a ponte, com uma grua e colocando-a no respetivo local.

Durante a Segunda Guerra Mundial, a ponte Bailey foi usada por vários países europeus. Hoje em dia a ponte Bailey continua a ser comercializada e utilizada pelas suas vantagens de ser fácil de transportar, rápida de montar e desmontar, boa capacidade de carga e boa resistência à fadiga. (Bailey Bridge inc, 2010)

Enquanto que os Ingleses avançavam na sua pesquisa para um melhor modelo da Bailey, os norte-americanos continuavam a utilizar as pontes comercializadas no seu meio. Estas pontes eram a Small and Large Box Girder Bridges, também designadas por H-10 e H-20. (ThinkDefence, 2012)

Com o desenvolvimento nos carros de combate da época, o exército norte-americano foi igualmente obrigado a fortalecer as suas pontes. Em 1941 os britânicos forneceram aos EUA um conjunto completo de desenhos da ponte Bailey M1.

Mais tarde, o exército norte-americano melhorou a ponte aumentando o seu vão 12% e denominaram-na como Bailey M2. Com avanços no aumento do vão e em outros aspetos, denominaram uma nova ponte com nome de Bailey M3. (André, 2016)

Estas alterações levadas a efeito pelos EUA surgiram devido as diferentes técnicas de produção de aço que se comercializava na altura e devido aos diferentes componentes standard que estavam em vigor na produção de pontes dos EUA. No entanto, o design utilizado pelos Ingleses e fornecido aos EUA continuavam com o mesmo conceito. (ThinkDefence, 2012)

Nos anos 70, uma nova ponte modular apareceu com outras novidades. Esta ponte chamou-se de Medium Girder Bridge (**figura 6**). A ponte MGB ofereceu novas valências, mas o principal progresso foi o aparecimento de elementos mais leves que a ponte Bailey. (ThinkDefence, 2012a)

Hoje em dia a ponte MGB continua a ser constantemente melhorada e utilizada pelo Reino Unido e outros países membros da OTAN. (Pereira R. , 2015)



Figura 6 : Ponte MGB de configuração de dois níveis (retirado de (WFEL, 2018))

Em 1987 a empresa *Mabey & Johnson* desenvolveu um novo projeto com base nos avanços feitos na ponte Bailey. Este novo projeto surgiu para inovar o mundo das pontes modulares com atualizações na capacidade de carga e no aumento do vão. Com todo o progresso feito, a empresa apresentou como alternativa no mercado atual a ponte Compact 200. (Mabey Bridge, 2019)

A versão apresentada na **figura 7** é constituída por painéis de diferentes alturas, isto para obter uma configuração da ponte que fosse o mais semelhante possível com o diagrama de momentos fletores. Esta nova disposição foi a fonte para uma ponte com um peso próprio bastante inferior às pontes anteriores, visto que a aplicação dos painéis é muito mais eficiente. Para este objetivo, é possível modificar a ponte na corda superior e na corda inferior. (Russell, 2013)

A aplicação de diferentes painéis é vantajosa para que haja um ajuste no tipo de configuração para os diversos casos em que a ponte tem de ser montada. (Ladeiras, 2017)

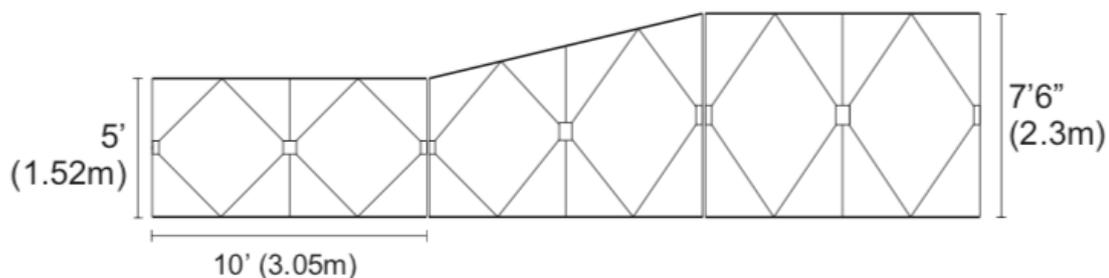


Figura 7 : Painéis da ponte Mabey Compact 200 (retirado de (Russell, 2013))

2.3 Tipos de Pontes Modulares

No que respeita à tipologia das pontes modulares, é importante distinguir as diferentes competências e aplicações.

Na **figura 8** encontramos os tipos de pontes existentes para a categoria de pontes provisórias.



Figura 8 : Categorias de pontes provisórias do tipo standard (retirado de (Fardilha, 2016))

As primeiras pontes de assalto eram feitas em madeira e estavam apenas preparadas para pequenos vãos. É costume ver este tipo de pontes em castelos e fortes como passagem para a entrada na fortaleza. Estas pontes tinham o mesmo funcionamento que uma ponte de assalto da atualidade, elas eram utilizadas por um tempo limitado, caso não fossem precisas, eram novamente içadas. (André, 2016)

Atualmente, em Portugal, dispomos da Viatura Blindada Lança Pontes (VBLP) ao cargo da Companhia de Pontes do Regimento de Engenharia Nº1, e que podemos ver na imagem da **figura 9**.



Figura 9 : Viatura Blindada Lança Ponte M60A1 (retirado de (DMT, 2016))

Uma das particularidades destas pontes é o facto de poderem ser vantajosas tanto para a força que a montou como para a força rival. Uma ponte de assalto que seja montada sobre um rio oferece uma via de comunicação para ambas as forças, portanto, por vezes, é essencial que esta ponte seja de carácter temporário. (André, 2016)

Estas pontes são especialmente usadas em situações de risco elevado visto serem rápidas de montar (podem demorar até 10 min). (Fardilha, 2016)

Foi decidido que analisar-se-ia apenas as pontes do tipo apoio/logísticas e de comunicação no decorrer da dissertação, pois são estas que abrangem maior interesse para o objetivo final.

As pontes logísticas são pontes que também podem ser utilizadas como pontes de assalto, no entanto, o seu processo de montagem é mais lento. Estas pontes, por serem de categoria modular, são flexíveis de gerar diferentes vãos. As pontes logísticas são pontes que poderão conseguir ter uma maior resistência às cargas ou vencer um maior vão, dependendo da sua necessidade. Devido à sua elevada robustez estas pontes podem vir a ter um carácter permanente. O seu tempo médio de execução é de 30 a 120 minutos. (Fardilha, 2016)

São exemplos destas pontes a: Medium Girder Bridge, Bailey Bridge, Compact 200, MB36 e MB60

As pontes de comunicação necessitam de um planeamento mais longo e pormenorizado, isto porque normalmente, este tipo de pontes está associado a vãos mais longos ou a cargas mais pesadas. A sua preparação e montagem é mais lenta, e portanto, aconselha-se que sejam montadas na zona mais à retaguarda e protegida do combate. É mais vulgar o seu uso para situações de menor urgência e para uma duração de utilização imprevisível. (André, 2016)

São exemplos destas pontes a: Acrow 700XS,

2.3.1 Medium Girder Bridge (MGB)

Como foi referido no capítulo 2.1, a ponte MGB tem o propósito de ser mais leve e resistente. A sua composição para atingir estas características contém zinco, magnésio e alumínio. A ponte é constituída por estes elementos que a fazem mais leve, no entanto, a liga resistente que se utiliza é mais resistente que a das pontes antecessoras. (ThinkDefence, 2012a)

As novas peças mais leves levaram a que a ponte fosse muito mais fácil de transportar e montar, por consequência, se reduzisse as suas secções. (Pereira R. , 2015)

Em relação aos constituintes da ponte, os mais elementares são as duas vigas principais que são ligadas por perfis transversais, como podemos ver na ponte MGB de um nível na **figura 10**. Na **figura 11** demonstra a configuração de dois níveis para atingir um vão maior. As ligações da ponte são cavilhadas de modo a que a montagem seja rápida e as folgas mínimas. (André, 2016)



Figura 10 : Ponte MGB de configuração de um nível simples (retirado de (WFEL, 2018))

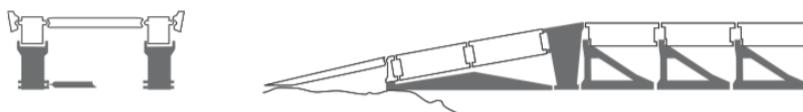


Figura 11 : Ponte MGB de configuração de dois níveis treliçada (retirado de (WFEL, 2018))

Este incremento de uma estrutura treliçada como reforço da ponte contribui para um melhor controlo das deformações para vencer maiores vãos. (WFEL, 2018)

A configuração de um nível está modelada para atingir vãos de 19 metros para uma classe de MLC 16. Já a configuração de dois níveis está modelada para atingir vãos de 47,6 metros para uma classe de MLC 20. A ponte está ainda dotada para receber um reforço de pré-esforço exterior para a configuração de dois níveis. Para este último reforço é possível atingir vãos de 49,4 metros para uma classe de MLC 70. Este sistema de reforço é conhecido como *Link Reinforcement System* (LRS). (André, 2016)

Em relação ao processo de montagem, ilustrado em quatro passos na **figura 12**, inicialmente é adicionado na frente da ponte uma estrutura consideravelmente mais leve que a restante ponte e que damos o nome de nariz de montagem ou de lançamento. Este esqueleto mais leve tem a tarefa de reduzir o vão em consola e de ser a primeira estrutura a encontrar-se com a outra margem. Para que isto aconteça, o posicionamento da ponte é feito por macacos hidráulicos. A ponte é continuamente lançada com auxílio de superfícies deslizantes chamados de rollers, representado na **figura 13**. O roller dianteiro é carregado pelo nariz e posicionado no terreno para posteriormente receber a ponte. Assim, a ponte é montada e seguidamente empurrada para a margem seguinte. (André, 2016)

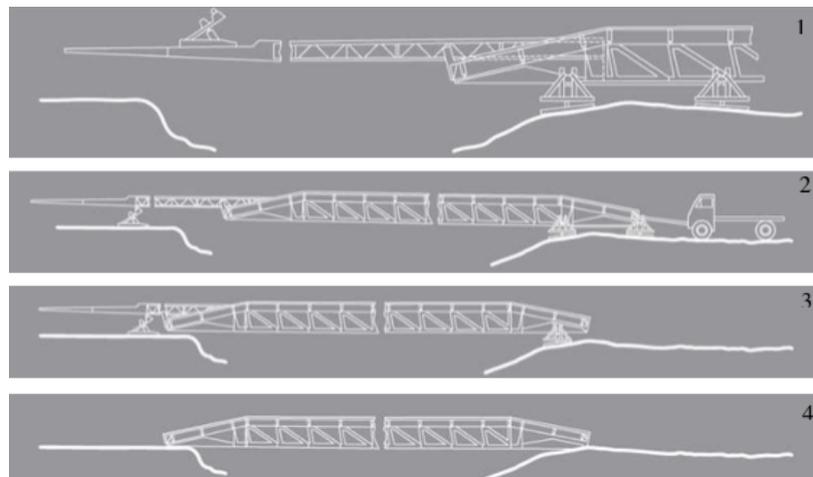


Figura 12 : Processo de montagem da ponte MGB (retirado de (WFEL, 2018))

Depois da ponte posicionada, os rollers são substituídos por apoios permanentes. Utilizam-se apoios fixos numa das margens e apoios deslizantes na outra margem, tornando a ponte mais suportável a cargas horizontais e deslocamento. Geralmente para os apoios permanentes são aplicadas placas/pratos para uma melhor repartição da carga pelo terreno. (André, 2016)



Figura 13 : Apoios provisórios (Rollers) (retirado de (Companhia de Pontes, 2015))

2.3.2 Bailey Bridge

Como foi dito no capítulo x, a ponte Bailey foi uma inovação no mercado pela sua rapidez de construção. Isto surgiu pela facilidade de montagem da ponte devido ao seu sistema de encaixe por pinos ou cavilhas. (Pereira R. , 2015)

Os painéis que constituem a ponte Bailey têm a capacidade de poderem ser ligados lateralmente e verticalmente. Na **figura 14** está explanado a configuração lateral e vertical, respetivamente. (Russell, 2013)

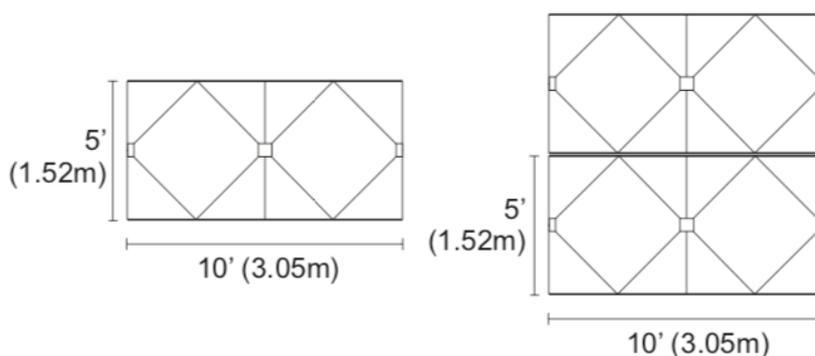


Figura 14 : Configuração single à esquerda e a configuração double à direita dos painéis da ponte Bailey (retirado de (Russell, 2013))

Devido a este leque de configurações, é possível dotar a ponte de diferentes capacidades para diferentes ocasiões, tanto necessidades de vão como de carga. Assim, é concebível realizar uma ponte Bailey até 70 metros de vão e para uma classe de MLC 70. A ponte Bailey, por ter estas características que a fazem uma ponte muito resistente, começou a ser utilizada, em certos casos, para fins permanentes (André, 2016)

Em relação ao processo de montagem existem duas formas de montar a ponte Bailey: pelo método do lançamento incremental caso exista espaço nas margens para a ponte ser montada ou por colocação da ponte por uma grua.

O processo de montagem por lançamento incremental é primeiramente iniciado pela montagem de um nariz. Este nariz tem as mesmas características e funcionalidades que a estrutura dos outros processos de montagem. A ponte é montada numa das margens e posteriormente lançada com auxílio de rollers, como ilustrado na **figura 15**. (Federal Highway Administration, 2015)

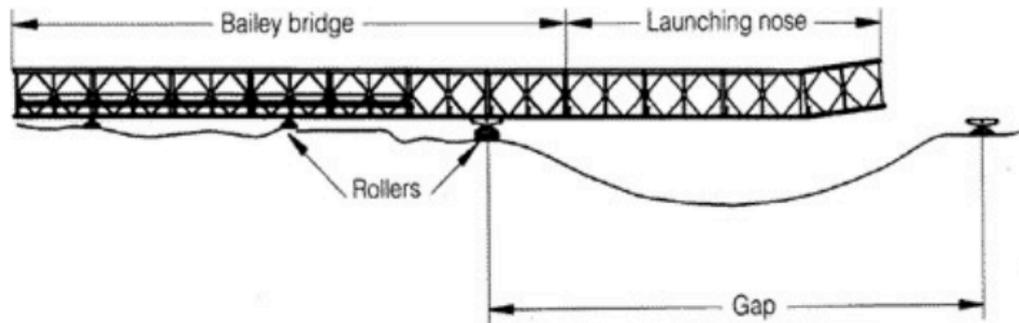


Figura 15 : Montagem e elementos de montagem para a ponte Bailey (retirado de (Federal Highway Administration, 2015))

Estes rollers são posteriormente substituídos por apoios permanentes. Estes apoios (**figura 16**) são responsáveis pela transmissão de carga da ponte para o solo. Geralmente, na margem de lançamento constroem-se os apoios fixos e na margem oposta os apoios deslizantes (Ladeiras, 2017). Estes apoios recebem as cargas da ponte pelos montantes de extremidade que posteriormente transmitem para os pratos base e só depois para o terreno. Estes montantes são ligados a um cilindro dividido por três secções. (Companhia de Pontes, 2015)



Figura 16 : Apoio, cilindro dividido em três secções (retirado de (Companhia de Pontes, 2015))

Dependendo do tipo de ponte, os encontros podem ser de um, dois ou três apoios. A estas configurações chamamos de configuração simples de 4, configuração dupla de 8 ou configuração tripla de 12. Na **figura 17** está representado uma planta da configuração simples à esquerda e uma configuração dupla de 8 à direita. (Companhia de Pontes, 2015)

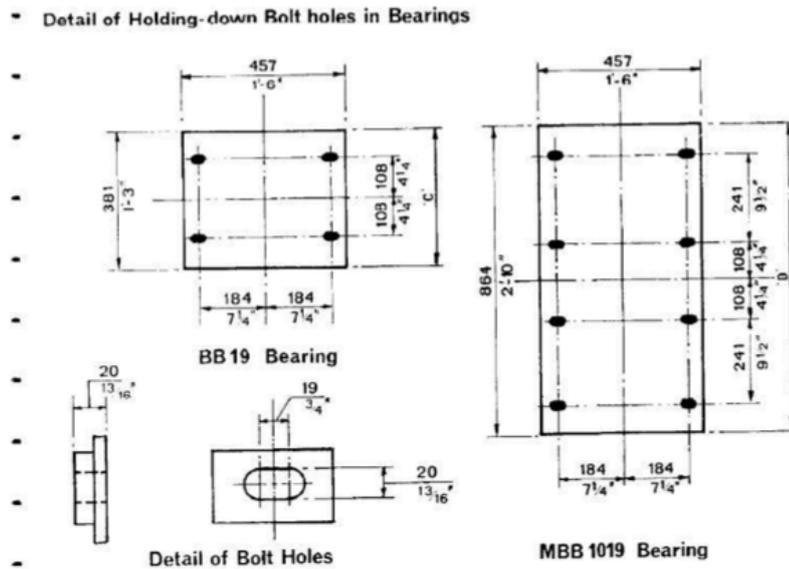


Figura 17 : Planta dos apoios definitivos da Super Bailey dimensionada em 1967 pela Mabey & Johnson (retirado de (Mabey & Johnson, 1967))

Na **figura 18** é possível observar os dois montantes de extremidade e os dois apoios da configuração dupla de 8 que estão destacados pelo círculo a vermelho. Por baixo destes apoios encontra-se o prato base. Este prato é uma peça de aço, que tem as funções de distribuir as cargas pelo terreno e de nivelamento, podendo posicionar-se em três diferentes alturas.



Figura 18 : Ponte Bailey com apoios de configuração dupla (adaptado de (Companhia de Pontes, 2015))

Para além da ponte tradicional, a ponte Bailey tem as habilitações para ser aplicada como ponte suspensa, ponte férrea ou ponte móvel. (ThinkDefence, 2012)

A Bailey pode ser montada de modo a permitir dois sentidos de tráfego em separado como mostra a **figura 19**. A sua montagem é feita em separado, como duas pontes Bailey em paralelo. (Pereira R. , 2015)



Figura 19 : Ponte Bailey com tráfego de dois sentidos (retirado de (ThinkDefence, 2012))

Devido à elevada rigidez dos painéis, estes começaram a ser aplicados em outras vertentes, como em pilares ou coberturas. Na **figura 20** esta demonstrado a aplicação destes painéis para os próprios pilares da estrutura. (ThinkDefence, 2012)

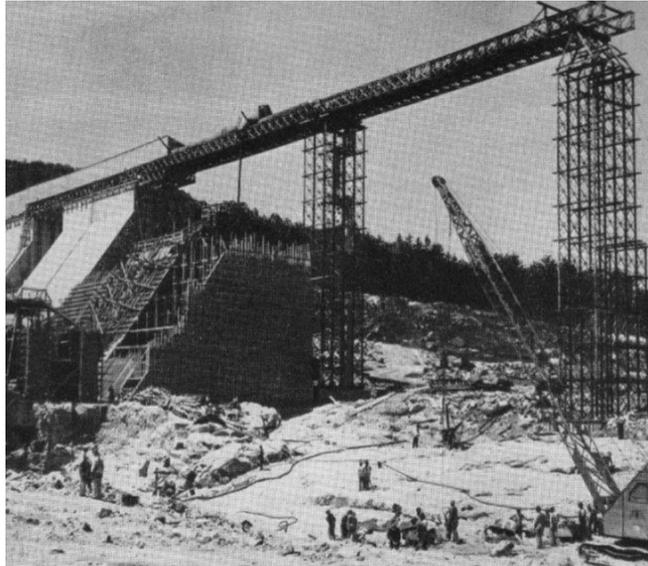


Figura 20 : Sistemas de painéis da ponte Bailey empregues em pilares em Des Joachims, Canadá (retirado de (ThinkDefence, 2012))

A ponte Bailey foi uma das pontes mais utilizadas pelo Exército dos EUA, no entanto, foi gradualmente substituída pela ponte Mabey. Em Portugal a ponte também foi substituída, no entanto, durante a sua utilização, foi empregue em situações logísticas e em situações de emergência. (Pereira R. , 2015)

A ponte Bailey, conforme a **figura 21**, contruída sobre a ribeira de Odivelas em Ferreira do Alentejo, teve a finalidade de criar uma alternativa para a reabilitação e alargamento da ponte na Estrada Nacional N°2. Esta ponte foi concebida para um vão de 21 metros, para estar em utilização durante seis meses e para a passagem de viaturas até 40 toneladas. (JJ, 2010)



Figura 21 : Ponte Bailey em Ferreira do Alentejo (retirado de (JJ, 2010))

2.3.4 Mabey Compact 200

A ponte Compact 200 é a ponte mais comercializada da empresa *Mabey Bridge*. O seu design está associado à ponte Bailey e a sua versatilidade é uma das principais características.

A Compact 200 é uma ponte provisória, no entanto, pode ser concebida para uma necessidade permanente. (Mabey Bridge, 2019a)

Nestes moldes, a ponte Compact 200 está preparada para vencer vãos até 61 metros para a configuração de uma via e 55 metros para uma configuração de duas vias. (Fardilha, 2016)

Os painéis utilizados são conhecidos como “*Painéis Super*” e têm as dimensões de 3,048x2,134 metros. Estes painéis podem ter diferentes configurações, podendo ser de treliça única, dupla ou tripla, e ter uma, duas ou três linhas de painéis. (Ladeiras, 2017)

Devido a esta variedade de painéis que foram desenvolvidos, os painéis da Mabey começaram a ser aplicados em outras áreas, como por exemplo em pilares (**figura 22**). (ThinkDefence, 2012)



Figura 22 : Sistema de painéis da ponte Compact 200 a servir de pilar (retirado de (ThinkDefence, 2012))

O processo de montagem da ponte Compact 200 é semelhante à montagem da ponte Bailey, assim, existem dois tipos de montagem: por grua, em que a ponte é totalmente montada e içada por uma grua, colocando a ponte nos respetivos apoios ou por lançamentos incrementais, em que se recorre ao nariz de lançamento para diminuir o vão e as cargas em consola. Existe ainda a necessidade de aplicar contrapesos de forma a suportar o peso próprio da estrutura no momento do lançamento. (Pereira R. , 2015) O primeiro método é mais rápido de executar, no entanto, em termos logísticos, é mais exigente pois é necessário uma grua com a capacidade de carga pretendida e uma lança capaz de manobrar a ponte para o local desejado. (Russell, 2013)

Na **figura 23**, representa-se a montagem da ponte Mabey com destaque à presença dos rollers e à utilização do contrapeso para o lançamento em consola.

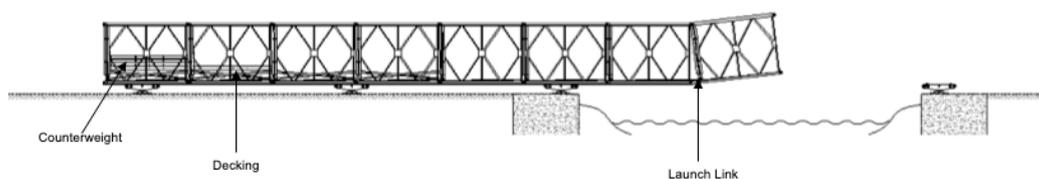


Figura 23 : Montagem da ponte Mabey (retirado de (Companhia de Pontes, 2015))

Mais tarde, com recurso a macacos hidráulicos, os rolores (rollers) são substituídos por apoios definitivos. Tal como os apoios da ponte Bailey, os apoios definitivos da Compact 200 podem ser de configuração simples, dupla ou tripla. Na **figura 24** está representada uma planta com pormenores dos encontros. (Mabey Bridge, 2014)

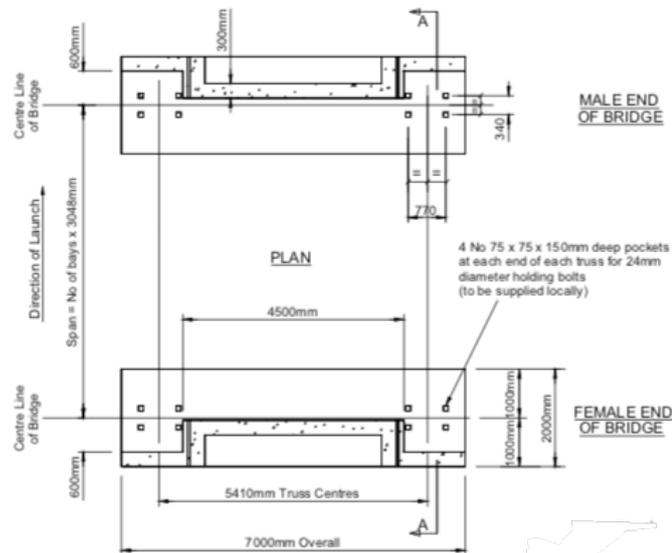


Figura 24 : Pormenores dos encontros na ponte Mabey Compact 200 (adaptado de (Mabey Bridge, 2014))

Estes encontros são constituídos pelas mesmas peças que os apoios das pontes Bailey, estes são: os montantes de extremidade, os apoios cilíndricos e os pratos base. Estes apoios estão ainda preparados para situações de acidente. Na **figura 25** está representado esquematicamente o apoio fixo à esquerda e o apoio deslizante à direita. (Ladeiras, 2017)

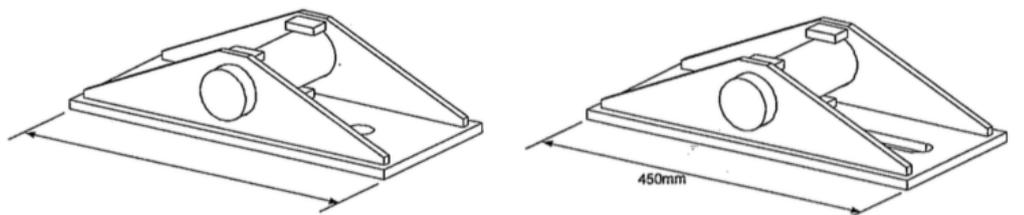


Figura 25 : Apoio fixo à esquerda e apoio deslizante à direita da ponte Compact 200 (retirado de (Ladeiras, 2017))

A ponte Mabey tem sido amplamente utilizada pelo Exército Português e por entidades civis em diversas situações. Em 2016, a autoestrada que liga Coimbra à Figueira da Foz sofreu um aluimento do terreno necessitando de uma solução que fosse rápida e eficaz. Optou-se pela aplicação da Compact 200, com um vão de 55 metros, faixa de 4,2 metros e uma capacidade de carga de 40 toneladas. A montagem foi realizada por 25 militares da Companhia de Pontes do Regimento de Engenharia nº1 (**figura 26**). (Fardilha, 2016)

Como representado na **figura 27**, foi necessário recorrer a uma configuração tripla de 12, criando um bloco de betão armado para a fixação destes encontros.



Figura 26 : Montagem da ponte Compact 200 em Figueira da Foz (retirado de (Fardilha, 2016))



Figura 27 : Configuração tripla do encontro feito na ponte Compact 200 na Figueira da Foz (retirado de (Fardilha, 2016))

Como foi descrito no resumo histórico das pontes modulares no capítulo 2.2, a evolução desde a primeira versão da Bailey até à utilização das pontes mais modernas como a Compact 200, fez-se materializar em melhorias de vários aspetos. Na **tabela 1** faz-se uma análise comparativa da ponte Bailey M2 com a ponte Mabey Compact 200, onde se pode verificar um aumento suportável da carga, a redução no número de painéis e carlingas e a redução no peso da ponte. Salienta-se o facto de se utilizar o mesmo número de tramos (número de painéis ligados longitudinalmente) na análise comparativa. (Ladeiras, 2017)

Tabela 1 - Comparação entre a ponte Bailey M2 e a Mabey Compact 200 (retirado de (Ladeiras, 2017))

	Bailey M2	Mabey Compact 200
Máxima carga suportável (toneladas)	70	110
Número de tramos	13	13
Número de painéis	156	52
Número de carlingas	66	14
Largura de faixa de rodagem (metros)	3,8	4,2
Tipo de tabuleiro	Madeira	Aço
Peso da estrutura (toneladas)	87	55

2.3.5 Acrow 700XS

A ponte Acrow 700XS é uma ponte desenvolvida pela empresa *Acrow Bridge*. O sua estruturação funciona com base em painéis concebidos por esta empresa e que estão apresentados na **figura 28**. A ponte é uma estrutura modular com componentes pré-fabricados. Estes painéis podem ser de configuração simples ou de configuração dupla do tipo triangular. (Acrow Bridge, 2018) e (Russell, 2013)

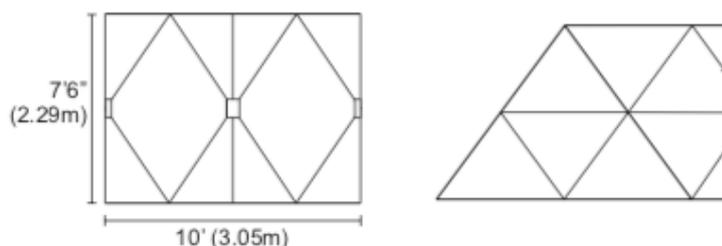


Figura 28 : Painel Acrow simples à esquerda e painel de configuração dupla triangular à direita (retirado de (Russell, 2013))

Estes diferentes modelos de painéis da Acrow promovem a versatilidade de aplicações desta ponte. Desta maneira, a ponte Acrow 700XS está preparada para atingir um vão máximo de 76 metros para uma classe de MLC 120.

Na **figura 29** está demonstrada uma ponte Acrow que foi contruída na Republica Centro Africana durante operação de apoio à paz em 2017. (Acrow Bridge, 2018)



Figura 29 : Ponte Acrow montada na RCA no âmbito da MINUSCA (retirado de (Acrow Bridge, 2018))

A pedido das Nações Unidas, a empresa Acrow disponibilizou-se para o fornecimento de dez pontes modulares. Este fornecimento esteve relacionado com a operação de apoio à paz *MINUSCA* e com a necessidade de pontes modulares para a assistência aos civis durante o conflito da RCA. Numa das zonas de mais hostilidade do mundo, era imprescindível uma solução que fosse rápida de ser construída e que equipasse os militares com vias de comunicação em zonas primordiais.

Estas pontes foram transportadas pela empresa *Acrow* em contentores de 6,1 metros, com pontes que variavam de vão, de 9 até 30 metros. (Acrow Bridge, 2018)

2.3.6 MB36 e MB60

As pontes MB36 e MB60 são pontes concebidas pela empresa *BERD* e que apresentaram vantagens na sua versatilidade, na montagem e na segurança. Estas pontes são constituídas por duas vigas longitudinais principais e por painéis pré-fabricados que são unidos por montantes que suportam o tabuleiro. No que respeita aos módulos dos painéis, e como demonstrado na **figura 30** para a ponte MB36, estes variam de forma a oferecerem mais resistência aos esforços. Assim, existem três tipos de painéis: 36.A, 36.B e 36XB. (*BERD*, 2019)

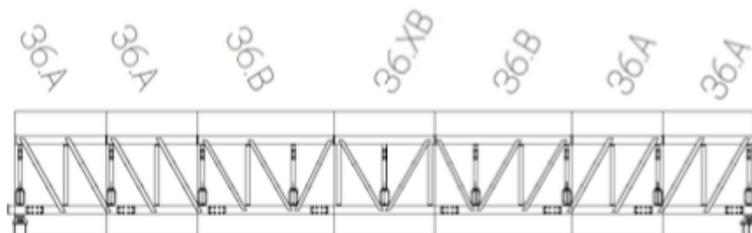


Figura 30 : Ilustração dos diferentes painéis ao longo da ponte MB36 (retirado de (*BERD*, 2019))

A ponte MB36 está avaliada para atingir vãos próximos de 36 metros enquanto que a ponte MB60 está preparada para os vãos próximos de 60 metros. Estruturalmente, estas duas pontes são muito semelhantes, no entanto, os módulos alteram como podemos ver na **figura 31 e figura 32**. Tanto a primeira como a segunda ponte não apresentam variações na sua secção transversal durante todo o seu comprimento. (*BERD*, 2019)



Figura 31 : Ponte MB36 (retirado de (*BERD*, 2019))



Figura 32 : Ponte MB60 (retirado de (*BERD*, 2019))

A empresa *BERD* para além de trabalhar para a segurança estrutural das pontes, aponta os seus desenvolvimentos para o conforto de utilização, assim, a empresa implementou ligações mais eficazes de forma a controlar a deformações no momento de utilização.

Para a montagem, a *BERD* destaca o uso mínimo de equipamento e ferramentas pesadas, sem ser necessário mão-de-obra especializada. Tal como as restantes pontes, a M36 e MB60 pode ser lançada incrementalmente ou com recurso a guas.

Para o transporte das pontes, estas estão dimensionadas para ser possível carrega-las em contentores com camiões standard. (BERD, 2019)

Em relação aos encontros, a ponte MB36 recorre aos encontros de configuração simples, enquanto que a ponte MB60 recorre a encontros de configuração dupla, como podemos ver na **figura 33**. Como podemos ver na figura, estes encontros são compostos por blocos de betão, com uma altura que depende das cargas da ponte, que assentam diretamente no solo, caso o solo permita.

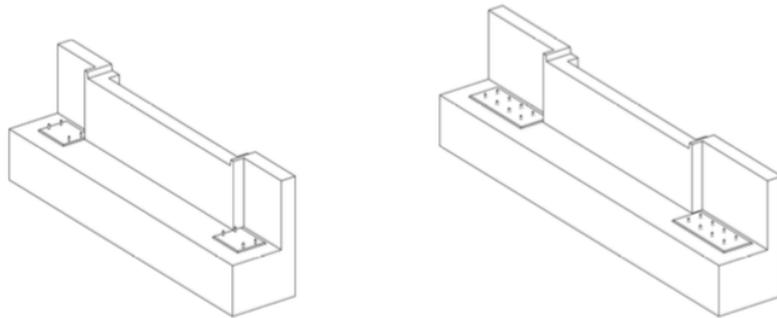


Figura 33 : Encontro de configuração simples à esquerda e encontro de configuração dupla à direita (retirado de (BERD, 2019))

Na **figura 34**, podemos ver do lado esquerdo uma planta de um encontro de configuração dupla. Do lado direito podemos observar um corte deste encontro, onde vemos pormenorizadamente as ligações aparafusadas e os respetivos chumbadouros. (BERD, 2019)

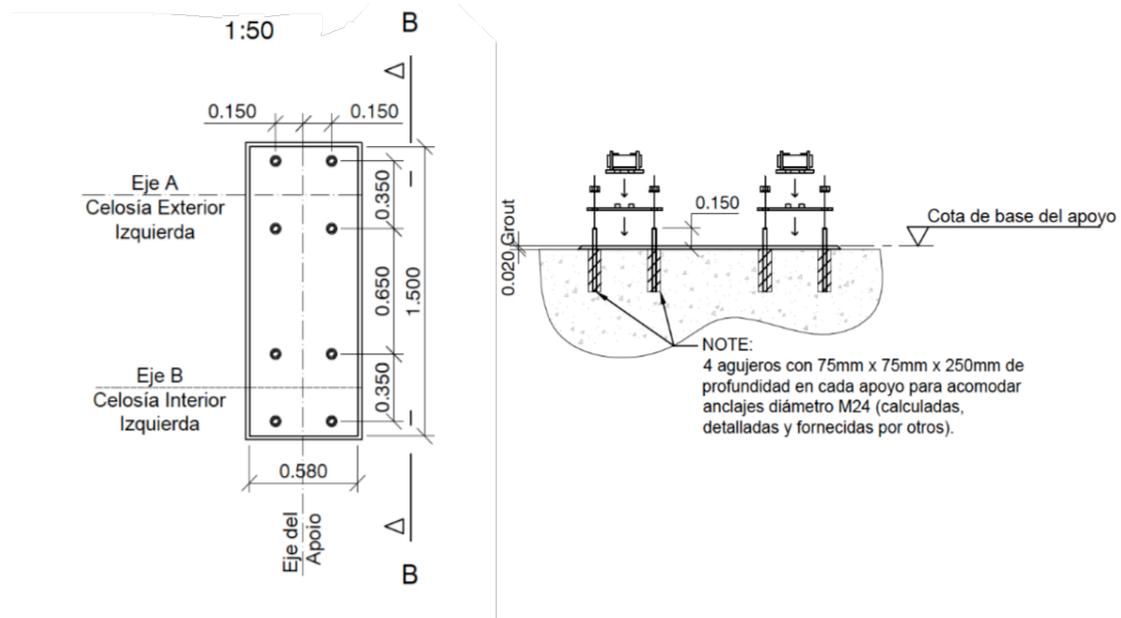


Figura 34 : Planta do encontro de configuração dupla à esquerda e corte lateral à direita (adaptado de (BERD, 2019))

Atualmente, a forte utilização destas pontes está centralizada em cenários de países subdesenvolvidos e com desastres naturais frequentes. Para estes casos, a solução de pontes modulares para locais mais críticos é a forma mais eficiente de manter as vias de comunicação.

Um dos países que sofreu em 2017 fortes catástrofes naturais foi o Peru, com a ocorrência do fenómeno “*El Niño*”. Com esta catástrofe, 70 pontes ruíram em vários locais do país. Assim, a empresa BERD foi o candidato eleito para o contrato com o Perú para a construção de 125 pontes com vãos de 15 a 60 metros. (Economia, 2019)

3. Microstacas TRM Aplicadas em Pontes Modulares

3.1 Considerações gerais

Estruturas como as pontes modulares necessitam de conduzir as cargas do peso próprio e as respectivas sobrecargas de utilização para o terreno. Como foi dito no capítulo 2, estas cargas são encaminhadas dos montantes de extremidade para o solo. Caso o terreno superficial seja de características mecânicas adequadas, podemos recorrer a fundações superficiais, dispondo apenas de uma camada de betão (grout) e dos apoios de configuração simples, dupla ou tripla, tal como referido anteriormente.

No entanto, por vezes, o terreno superficial não permite a realização de uma fundação direta, para estes casos, é exigido uma fundação indireta capaz de transmitir as cargas para um substrato rígido. (Santos, 2008)

As qualidades de um terreno, no que respeita às dimensões geológicas e geotécnicas, vão ditar ao projetista que tipo de fundação deve realizar, pelo que, é fundamental proceder-se a estudo prévio do solo, de forma a perceber se é ou não possível o recurso a uma solução de fundação direta. No capítulo 3.2 está descrito alguns métodos expeditos capazes de fazer este estudo prévio ao terreno superficial.

Na presente dissertação, será considerado um terreno de condições fracas de forma a conceber uma solução de fundação indireta. Visto estar-se a tratar de pontes modulares, onde se dá primazia à rapidez de construção, torna-se primordial pensar num método de fundação rápido e funcional. Desta maneira, será apresentada uma solução de microestacas tipo TRM, com destaque na composição, comportamento e processos construtivos.

3.2 Prospeção geotécnica

Como foi já referido, antes da realização de uma obra, é importante realizar uma prospeção do terreno de forma a projetarmos as fundações eficientemente. Para a construção de estruturas como pontes modulares é suficiente uma pesquisa preliminar e um ensaio expedito capaz de fornecer os dados necessários.

O ensaio expedito é realizado no local da obra e, nos seguintes capítulos, estão destacados três exemplos.

No que respeita a pesquisa preliminar, esta depende de um estudo antecipado e de uma visita ao local. Em suma, esta investigação reflete-se em:

- Análise de cartas topográficas, cartas geológicas ou fotografias aéreas
- Observação de acidente geológicos
- Presença de sintomas de cheias (observação de marcas de água e níveis de água no subsolo)
- Presença de afloramento de maciços rochosos
- Registo fotográfico. (Dias, 2013)

Em geral, para todo o território nacional, existem cartas capazes de fornecer os perfis geológicos, porém, o estudo no local permite obter informações que são fulcrais.

No que concerne aos resultados dos ensaios expeditos, e tendo em conta a natureza da obra, que por vezes é urgente, existe uma forte necessidade de um método portátil capaz de realizar ensaios/sondagens no local da construção.

O ensaio mais genérico e conhecido no mercado é o ensaio SPT, no entanto, outros métodos de prospeção, cujos equipamentos vão sendo cada vez mais expeditos, leves e de fácil transporte, apresentam-se como uma melhor opção. (Aguiar, 2018a)

Apesar de confiarmos nos resultados destes ensaios, sabemos que os terrenos têm características geotécnicas indefinidas e incontroláveis e que os ensaios são pontuais, dificultando a análise das características reais do solo. A quantidade de ensaios variam com as dimensões e a natureza da construção e com as características do terreno. Para além disto, é fundamental flexibilidade à medida que recebemos os resultados, os dados recebidos poderão ditar se teremos ou não de realizar mais ensaios.

Para Dias (2013), segundo referências do documento LNEC E217 (1968), é importante iniciar o processo de prospeção com uma malha larga sobre o terreno onde se vai fundar, esta malha será posteriormente ajustada consoante os resultados dos ensaios.

Atualmente, o documento Eurocódigo 7 é o regulamento usado como modelo para o dimensionamento de fundações superficiais e profundas. Para o desenvolvimento da dissertação o EC7 (2010) explica que para estacas, e citando um excerto de Dias (2013):

“Para fundações por estacas, devem ser normalmente realizados furos de sondagem e ensaios de penetração e outros ensaios de campo por forma a determinar as condições do terreno até uma profundidade que garanta a segurança, o que normalmente significa 5 vezes o diâmetro da estaca. No entanto, há casos em que se torna necessário levar a prospeção até profundidades substancialmente maiores. Constitui também um requisito que a profundidade da prospeção seja maior do que o lado menor do rectângulo que circunscreve o grupo de estacas que forma a fundação, ao nível das respectivas pontas.”

Apesar do critério da profundidade da sondagem ter que atingir o comprimento da estaca mais 5 vezes o diâmetro da estaca, será sempre benéfico quando a sondagem alcança o substrato “firme”.

É fundamental que a prospeção seja rigorosa e que esclareça o projetista quanto as características do solo. Para casos em que se encontre solo resistente à superfície a Norma Inglesa BS 5930 (1981) recomenda que se sonde a uma profundidade mínima de 3 metros para confirmar a presença de solo resistente e não de apenas um bloco ou pedregulho. (Dias, 2013)

No que respeita a pontes, e mais especificamente em pontes modulares, as sondagens são realizadas em cada apoio, contudo, deverão, se possível, sondar até a superfície rígida.

3.2.1 Sondagem por trado manual

A sondagem por trado manual é um método mais primitivo e consiste na utilização de trados manuais para a colheita de amostras de terreno. Estas amostras são posteriormente avaliadas para a identificação do tipo e características do solo. Estes trados, representados na **figura 35**, têm forma helicoidal e trazem vantagens como o fácil transporte e rapidez de execução, no entanto, são limitados pela resistência do solo e pelo comprimento que reduz a profundidade da prospeção. Este método possui a vantagem de ser bastante eficaz e credível com um custo muito reduzido. (Dias, 2013)



Figura 35 : Trados manuais (retirado de (Dias, 2013))

3.2.2 Penetrômetro dinâmico leve (PDL)

O método PDL é uma técnica que surgiu em 2001 e que desde aí vem complementando o ensaio SPT. Este teste é composto por equipamento leve que pode ser aplicado manualmente ou por um pequeno motor. Este equipamento é montado com partes menores que 1 metro e nenhuma das partes pesa mais do que 10 quilogramas. O peso total do equipamento é de 82 quilogramas. Tal como demonstrado na **figura 36**, o equipamento é composto por um pilão responsável pelos batimentos na estaca e que, por gravidade, e de uma altura de cerca de 50 centímetros, o pilão vai cravando a estaca que está graduada de 10 em 10 centímetros. (Aguiar, 2018a)

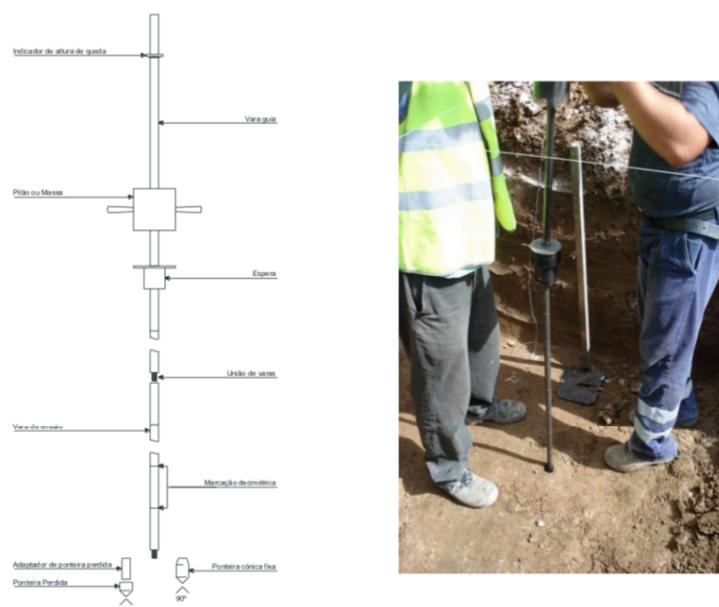


Figura 36 : Composição do PDL à esquerda e utilização em obra do PDL à direita (retirado de (Dias, 2013))

O ensaio é realizado em 10 fases, onde em cada fase é cravado 10 centímetros da estaca. À medida que se realizam as fases, anota-se a quantidade de golpes necessários para a cravação desses 10 centímetros (N_{10}). (Dias, 2013)

Para além do valor de N_{10} é obtido o M_{max} (momento máximo de torque obtido imediatamente antes que a ligação ponteira-solo rompa pelo giro) e o M_{res} (momento medido após o rompimento da ligação ponteira-solo). Estes momentos são medidos por um torquímetro a cada metro de cravação e representam o atrito lateral da ponteira cónica. (Aguiar, 2018)

A **tabela 2**, citado por Rodrigues (2015) com referência na norma EN ISO 22476-2, enumera as seguintes parcelas do sistema PDL e refere a dimensões das mesma.

Tabela 2 : Propriedades do sistema PDL (retirado de (Rodrigues, 2015))

Massa do pilão (Kg)	10
Altura da queda (m)	0,5
Área da base do cone (cm^2)	10
Ângulo no vértice do cone ($graus$)	90
Comprimento da penetração (cm)	10
MgH/A – Energia especifica por pancada ($\frac{Kj}{m^2}$)	50

Com estes dados, segundo Aguiar (2018), podemos obter a resistência de ponta q_d e a resistência lateral f_s pelas seguintes formulas:

$$q_d = \frac{(M_m)}{(M_m + M')} \times \frac{(M_m \times g \times h)}{(A \times e)} \quad (1)$$

Onde,

- M_m – massa do pilão (Kg)
- M' – massa total da composição das hastes, cabeça de bater (espera) e hastes guia (Kg)
- g – aceleração gravítica (m/s^2)
- h – altura da queda do pilão (m)
- A – área da base do cone (cm^2)
- e – penetração média por golpe (cm)

E,

$$f_s = \frac{M_{res}}{A \times l} \quad (2)$$

Em que,

- A – área de contacto do cone com o solo (m^2)
- l – braço de alavanca do cone (m)

Ainda será possível fazer uma correlação com o ensaio SPT, isto pelo facto de vários métodos de dimensionamento partirem de valores associados ao ensaio SPT (N_{spt}). Assim, Aguiar (2018) refere que:

- Para solos granulares acima do nível freático quando $3 \leq N_{10} \leq 50$:

$$N_{spt} = 1,4 \times N_{10} \quad (3)$$

- Para solos finos de baixa e média plasticidade acima do nível freático quando $2 \leq N_{10} \leq 30$:

$$N_{spt} = 0,6 \times N_{10} \quad (4)$$

De forma a avaliar o solo, na **tabela 3** encontra-se a relação da resistência de ponta com a compacidade do solo.

Tabela 3 : Relação de resistência com a compacidade do solo (retirado de (Rodrigues, 2015))

Resistência de ponta	Compacidade
$q_d < 3$	Solos soltos a pouco compactados
$3 < q_d < 6$	Solos pouco compactados a medianamente compactados
$6 < q_d < 10$	Solos medianamente compactados a compactados

3.2.3 PANDA

O sistema PANDA é um penetrômetro de cone dinâmico e leve de energia variável. É um método muito expedito capaz de fazer a leitura do solo no momento execução, medindo a sua resistência e profundidade. O sistema é composto pelas estacas de cravação, pelos cones de 2 cm^2 e 4 cm^2 , por um martelo de cravação e ainda um tablet touch-screen capaz de disponibilizar os dados no instante da cravação. O tablet é digital e faz a leitura do ensaio para que o ensaio seja mais tarde alvo de uma avaliação detalhada. Esta técnica tem vantagens tais como poder ser operado e usado por apenas um homem, possibilidade de ser aplicado em solos horizontais e inclinados e possibilidade de fornecer os dados equivalente a outras técnicas como SPT ou CPT. (Sol-Solution, 2020)

Para casos de emergência, tanto para ambientes de carácter militar como para o apoio autoridades de proteção civil, é importante um rápida prospeção geotécnica do solo superficial. A

utilização de um sistema como o PANDA será vantajoso para perceber se é possível a realização de uma fundação superficial no local, se é necessário alterar o local previsto da obra, ou se é necessário realizar uma sondagem mais profunda para posterior dimensionamento.

Na **figura 37** encontra-se o tablet digital do sistema PANDA e na **figura 38** um operador a utilizar o equipamento.



Figura 37 : Tablet do sistema PANDA (retirado de (Sol-Solution, 2020))



Figura 38 : Operação com o sistema PANDA (retirado de (Sol-Solution, 2020))

3.3 Conceitos Gerais de Fundações por estacas cravadas

No que pertence às fundações indiretas, podemos dividir em estacas moldadas ou cravadas, e dentro das cravadas por estacas de madeira, metálicas, betão armado ou mistas.

Para pontes modulares, não se justificaria utilizar estacas moldadas, assim sendo, definiu-se que a solução mais correta seria a de estacas cravadas.

Para pontes modulares, uma solução de fundação com recurso a estacas cravadas pode trazer vantagens como:

- Produto pré-fabricado por empresas especializadas.
- Possibilidade de inspecionar a estaca antes da sua cravação (melhor controlo de qualidade).
- Possibilidade de aplicação de revestimento para garantir maior resistência lateral.
- Bom controlo de assentamentos.
- Possibilidade de execução de elementos inclinados (para boa resistência às ações horizontais).
- Eficiente solução em termos de tempo de construção e mão de obra.
- Processo de execução permite testar a capacidade de cargas das estacas. (Brito, 1999a)

No que diz respeito à resistência estrutural, o comportamento de uma estaca é muito distinto do comportamento de uma fundação genérica superficial. Uma estaca pode ser de ponta caso seja apoiada num substrato rígido, flutuante caso as cargas sejam resistidas pela resistência lateral da estaca, ou então mista, ocorrendo uma distribuição de cargas para as reações laterais e para o maciço “firme” em simultâneo. (Santos, 2008)

As estacas de ponta são dependentes da resistência da camada que são assentes (R_b), e podem surgir quando os solos circundantes são de fraca qualidade, desprezando a resistência lateral, como referido na **figura 39**. Para estas estacas procede-se a introdução de um pequeno comprimento no solo rijo de forma a que a toda a estrutura fique apoiada. (Brito, 1999) e (Caetano, 2014)

As estacas flutuantes, como representada na **figura 40**, são dependentes do atrito entre o solo e o fuste da estaca (R_s), este fator está associado ao tipo de solo e ao processo construtivo. Este comportamento surge quando o maciço rochoso, de boas propriedades mecânicas, está a uma profundidade à qual não é exequível atingir. É importante ter em conta os assentamentos para este tipo de estacas. (Caetano, 2014)

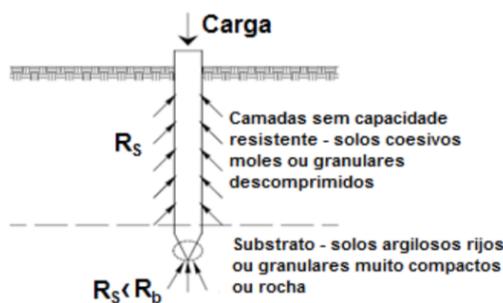


Figura 39 : Comportamento da estaca de ponta (retirado de (Caetano, 2014))

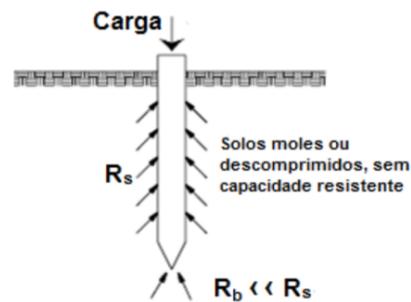


Figura 40 : Comportamento da estaca flutuante (retirado de (Caetano, 2014))

Na **figura 41**, está ainda representado os diferentes esforços que a estaca poderá suportar (compressão, tração ou carga horizontal). Como podemos observar, as estacas à compressão podem suportar as cargas através da resistência lateral e de ponta, no entanto, as estacas à tração apenas dependem da resistência lateral. (Caetano, 2014)

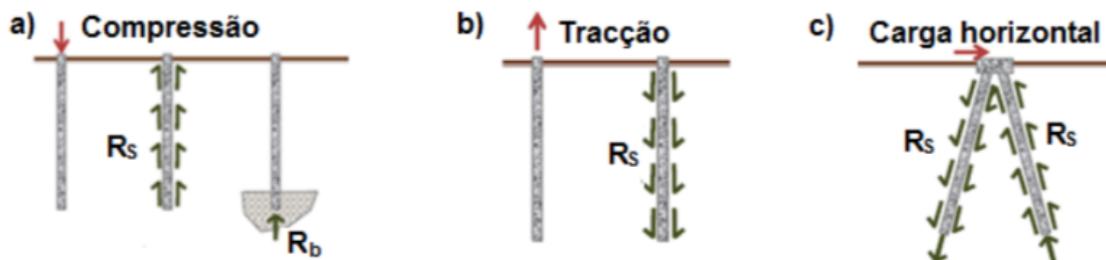


Figura 41 : a) Estaca à compressão; b) Estaca à tração; c) Estaca carregada horizontalmente (retirado de (Caetano, 2014))

3.3.1 Método de cravação por percussão

O método da percussão é o processo mais vulgar nas estacas cravadas e resume-se à queda de um pilão de queda livre ou gravidade sobre o capacete de cravação. Este capacete serve para evitar deformações do perfil no momento do impacto e para uniformizar as tensões. Se por algum motivo, o topo da estaca sofrer deformações durante a cravação, então realiza-se o corte da zona deformada por equipamento próprio (rebarbadora, maçarico) e posiciona-se novamente o capacete para recomeçar a cravação. (Gerdau, 2018)

Este pilão deverá ter o mesmo peso que a própria estaca. Como a **figura 42** exemplifica, o pilão é levantado pelo cabo de aço ligado a um guincho mecânico e largado, repetindo este processo até a cravação da estaca. (Brito, 1999)

Um dos problemas que pode ocorrer durante este processo é o desvio do eixo de cravação, principalmente em solos de baixas resistências, mesmo seguindo todas as recomendações. (Hachich, 2003)



Figura 42 : sistema de cravação por percussão (retirado de (Brito, 1999))

3.3.2 Método de cravação por vibração

O método da cravação por vibração é o mais indicado pois é mais rápido do que os outros métodos e foi pensado para cravar estacas metálicas. Este método consiste em produzir uma vibração de alta frequência capaz de enterrar a estaca. Este processo é pouco utilizado em meio urbano pois causa grandes vibrações no terreno. A vibração é provocada por um martelo composto por garras de fixação da estaca e com massas excêntricas que, ao girarem, provocam vibrações. Este martelo pode estar integrado numa retroescavadora ou então suspenso num guindaste. É aconselhado um martelo que cause vibrações na ordem dos 10 a 30 Hertz (vibradores de frequência

média). Os martelos mais comuns são aqueles que são constituídos pelo sistema de vibração, o sistema de transmissão de energia e o sistema de produção de energia, como ilustrado na **figura 43**.

Este processo é também concebido para a remoção das estacas, pormenor muito importante pela pouca durabilidade da estrutura. (Ferreira, 2015)

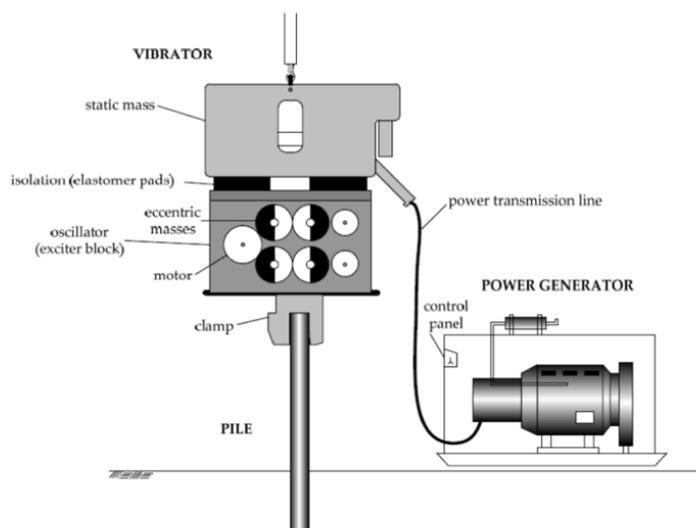


Figura 43 : Esquema do sistema de vibração por guindaste (retirado de (Ferreira, 2015))

3.4 Fundações por microestacas tipo TRM

Outra solução que modernizou o mercado das fundações indiretas foram as estacas com recurso a material de ferro fundido dúctil. Neste âmbito, a empresa austríaca *Tiroler Rohren- und Metallwerke*, responsável por desenvolver o produto, dedicava a sua produção apenas ao fabrico de tubagens para canalizações de água e de gás. Mais tarde, esta empresa começou por investigar o interesse destes tubos para fundações, para assim obter uma fundação indireta com base em estacas cravadas capazes de transmitir as cargas para um substrato rígido. (Tiroler Rohre, 2014)

O termo técnico para este tipo de fundações não é consensual visto que há artigos que referem este produto como estaca e outros como microestaca. Por sua vez, segundo Brito (1999a), as microestacas são estacas moldadas de pequeno diâmetro (80 a 400 milímetros). Segundo o regulamento EN 14199 (2001), citando Caetano (2014), as microestacas são estacas de:

- diâmetros inferiores a 300 milímetros, quando o processo construtivo é a perfuração ou quando planeia a remoção de solo
- diâmetros inferiores a 150 milímetros, quando o processo construtivo é por cravação

Para a presente dissertação denominaremos a solução de microestacas visto que é a terminologia utilizada em Portugal. Importa ter em conta que as microestacas TRM apresentam diâmetro de 118 e de 170 milímetros e o processo construtivo utilizado é a cravação. Refira-se que

cada set é produzido com um comprimento de 4,9 metros, e consoante a necessidade, são ligados para atingir a profundidade requerida em projeto.

Este tipo de estacas trazem vantagens, tais como:

- Boa versatilidade de terrenos
- Não existe limite de profundidade (liberdade de dimensionamento)
- Possibilidade de inspecionar a microestaca antes da cravação
- Serem leves
- Possibilidade de execução de estacas inclinadas
- Sem desperdícios de material
- Boa resistência à corrosão
- Não necessitam de equipamento especializado para o processo construtivo
- Podem ser usadas como fundação permanente. (Dywidag, 2012) e (Tiroler Rohre, 2014)

No que respeita à aplicabilidade da solução para diferentes tipos de solos, é importante realçar que esta solução não terá o melhor rendimento para solos duros, rochas ou solos com blocos rochosos dispersos, isto porque a esbelteza da microestaca poderá sofrer encurvadura em situações mais críticas, pelo que, cabe à prospeção geotécnica analisar o terreno e, a partir do perfil geotécnico, retirar conclusões.

Quanto à corrosão, o ferro fundido dúctil apresenta boas características de resistência, no entanto, é considerado uma espessura de sacrifício de 1,5 milímetros (3 milímetros no total) que pode ser alterada consoante a agressividade química da água do solo. Destaca-se ainda a importância desta espessura para a técnica de cravação por via seca, visto que, neste método, a estaca fica exposta ao solo envolvente.

Em relação ao tipo de obra provisória, existe a preocupação do reaproveitamento de material de fundação. Este tipo de microestacas permite que sejam parcialmente removidas, no entanto, para este critério, existem outras soluções no mercado que garantem a reutilização do material de fundação, como por exemplo as estacas helicoidais.

No que se refere aos equipamentos e máquinas utilizados em obra, estes são fáceis de manobrar e capazes de operar em locais de acesso difícil ou espaços de tamanho reduzido. Conforme será explanado nos próximos capítulos, tanto as máquinas de construção como os materiais e suas geometrias serão fatores fundamentais para a rapidez de execução do processo construtivo.

3.4.1 Composição

As microestacas TRM são constituídas por ferro fundido dúctil e posteriormente injetadas com microbetão. O ferro fundido dúctil é utilizado devido à sua elevada resistência química e mecânica e o microbetão para oferecer maior resistência à compressão.

3.4.1.1 Tubos de ferro fundido dúctil

O ferro fundido dúctil provém das ligas de carbono com mais de 2% de carbono e a sua conceção é feita a partir da adição de magnésio ao ferro fundido cinzento. Tal como explicito na **figura 44**, a observação detalhada do ferro fundido cinzento mostra a lamelas de grafite irregulares causadas pela cristalização do carbono posteriormente à fundição. No caso do ferro fundido dúctil, pela acréscimo de magnésio na sua composição (cerca de 0,04%), resulta uma cristalização do carbono sob a forma de esferas perfeitas. (PAM, 2018)

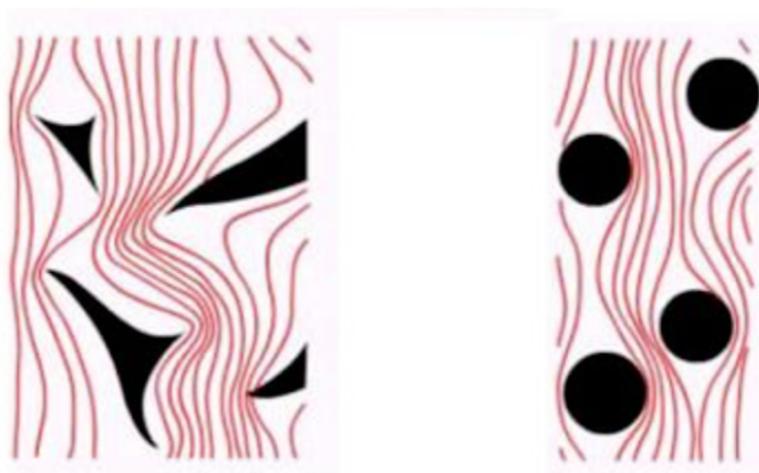


Figura 44 : Detalhe do ferro fundido cinzento à esquerda e detalhe do ferro fundido dúctil à direita (retirado de (Caetano, 2014))

Esta pequena alteração reduz as tensões internas aproximando as propriedades deste material com as do aço. Esta evolução dotou o ferro fundido dúctil de um elevado limite elástico e de uma alta resistência à tração e aos impactos. No gráfico da **figura 45**, demonstra-se a relação da tensão com a deformação entre o ferro fundido dúctil (GGG), aço de construção (ST37) e o ferro fundido cinzento (GG). (PAM, 2018)

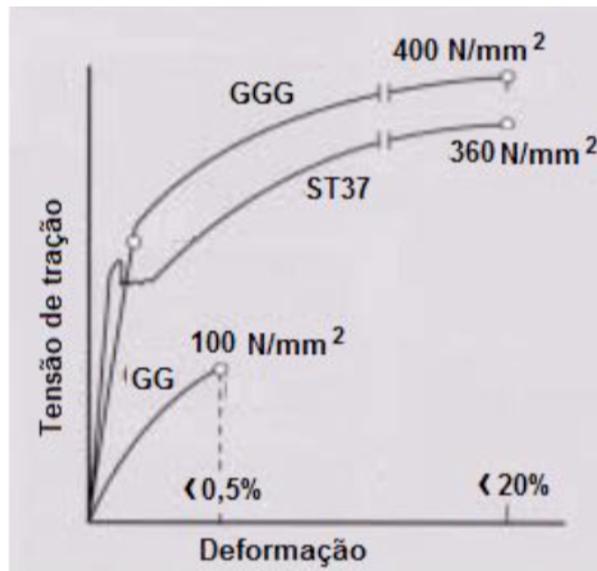


Figura 45 : Gráfico da relação entre deformação e tensão de tração para ferro fundido dúctil, aço de construção e ferro fundido cinzento (retirado de (Caetano, 2014))

É a partir deste material que são fabricados os tubos de forma a obter um cilindro oco de secção constante. Para a sua elaboração, recorre-se ao processo de centrifugação, originando uma força centrífuga capaz de encostar o metal líquido a moldes cilíndricos, formando um tubo ainda no estado líquido. Posteriormente, este metal líquido é arrefecido por uma “camisa” de água em regime estacionário, este arrefecimento repentino solidifica as superfícies dando origem ao tubo TRM. (Caetano, 2014)

Apesar deste processo ser automatizado é fundamental um controlo de qualidade. As dimensões e características mecânicas dos tubos TRM deverão chegar à obra tal como foram solicitadas, caso contrário, ameaçará a integridade da estrutura.

No momento da chegada do tubo obra é realizado uma inspeção, para este controlo o tubo TRM deverá chegar à obra com um certificado referindo os seguintes pontos:

- Número de identificação do organismo de certificação
- Nome e morada, ou identificação do produtor
- Últimos dois dígitos do ano em que o símbolo CE foi afixado
- Número do documento de aprovação técnica Europeia
- Substâncias perigosas
- Tipo de tubo de microestaca (diâmetro nominal exterior)
- Espessura nominal do tubo (Caetano, 2014)

3.4.1.2 Microbetão

O microbetão, é utilizado para ser injetado durante a cravação (cravação por via húmida) ou após à cravação (cravação por via seca). É fundamental que tenha propriedades suficientes para lhe garantir fluidez para assim percorrer o reduzido diâmetro e atingir a profundidade da estaca.

Para a cravação húmida, o microbetão deverá ainda realizar a selagem exterior, isto é, atingir a profundidade da estaca e fluir para o exterior da estaca formando um anel tubular que envolva o tubo TRM.

Esta fluidez deverá estar em torno das classes S4 e S5, pela norma NF EN 206-1. É importante a escolha de um betão com agregados finos, no máximo 4 milímetros, com adição de adjuvantes e retardadores de presa (6 a 8 horas). A resistência mínima é de 25 MPa. (Caetano, 2014)

O objetivo final é obter uma maior resistência à compressão, aumentar a inércia da secção e por sua vez, diminuir a sensibilidade à encurvadura. O microbetão também será importante na ligação de topo com as placas de distribuição.

3.4.2 Processos construtivos

O processo construtivo das microestacas TRM é particularmente rápido, as suas taxas de realização são muito altas, com possibilidade de se realizar 200 a 400 metros de microestacas cravadas por dia. São, sem dúvida, uma solução de execução acelerada de grande interesse no mercado.

Este sistema procura materiais e componentes de fácil acesso, serve-se de geometria capazes de otimizar o processo construtivo e exige equipamentos de obra básicos de cravação. Estes fatores, contribuem para um solução mais acelerada e promovem uma solução adequada para pontes modulares devido ao conceito urgente que por vezes dispõem. (Dywidag, 2012)

Nos próximos capítulos encontra-se descritos os métodos de cravação por via seca e húmida e os componentes fundamentais para o processo construtivo.

3.4.2.1 Microestacas TRM cravadas por via seca

O método de cravação de microestacas TRM por via seca, tal como o nome indica, não utiliza fluidos durante o processo cravação. Este método limita a capacidade de carga visto que potencia sobretudo a resistência de ponta no seu comportamento.

O método da cravação por via seca está pensado para ocasiões em que:

- O terreno não possui propriedades que ofereçam resistência lateral, obrigando a dimensionar a microestaca para profundidades que atinjam a rocha “firme”.
- O terreno “firme” encontra-se a uma profundidade reduzida, dispensando o efeito da resistência lateral na fundação

Como destacado, a cravação por via seca está materializada para ambientes em que o terreno é bastante variável e com rigidezes muito desiguais. Em suma, o método viabiliza a realização da microestaca, desde o solo de fraca qualidade até ao substrato rígido, de forma a obter uma microestaca que transmita as cargas da estrutura para o substrato unicamente (comportamento de estaca de ponta). (Tiroler Rohre, 2014)

Realça-se o facto destas microestacas trabalharem como estacas de ponta, ou seja, não resistem aos esforços de tração que poderão surgir por motivos como acidentes ou cheias, assim, deverá haver outro mecanismo no apoio capaz de suportar as cargas anti-gravíticas.

Importa também referir que, ao contrário da técnica por via húmida, o solo envolve a estaca por completo, podendo ocorrer corrosão de uma forma mais acelerada. Na **tabela 4** encontra-se as espessuras a considerar para diferentes tipos de solo, em função do tempo de emprego da fundação, segundo a norma EN 14199 (2010).

Tabela 4 : Espessuras a sacrificar para diferentes tipos de terreno, em função do tempo (retirado de (CEN, 2010))

Tipo de terreno	Espessura sacrificada (mm) por ação da corrosão				
	5 anos	25 anos	50 anos	75 anos	100 anos
Solo natural sem contaminação	0	0,3	0,6	0,9	1,2
Solos naturais contaminados e solos industriais	0,15	0,75	1,5	2,25	3
Solos naturais agressivos (Exemplo: pântanos)	0,2	1	1,75	2,5	3,25
Aterros (fills) não compactados e não agressivos (Exemplo: argilas, areias)	0,18	0,7	1,2	1,7	2,2
Aterros não compactados e agressivos (Exemplo: cinzas, escória)	0,5	2	3,25	4,5	5,75

Iniciado o processo de cravação, o primeiro tubo será a mais condicionante. As microestacas TRM não necessitam de remoção de terreno antes da sua cravação, já que, geralmente os solos serão soltos finos/muito finos e/ou com elevado índice de liquidez. Desta maneira, a sua esbelteza é eficiente para a normal cravação com martelo hidráulico, não ocorrendo vibrações excessivas nem levantamentos de estacas vizinhas.

Caso encontremos problemas na cravação, por exemplo, devido à rigidez de uma fração do terreno, é eventualmente utilizado uma sapata de ponteira de cravação de via seca. Esta sapata, representada na **figura 46**, é soldada na base do primeiro tubo, tem forma pontiaguda, e torna a cravação mais rápida e eficiente. (Caetano, 2014)

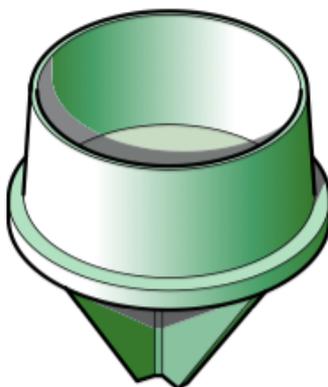


Figura 46 : Ponteira de cravação para o método por via seca
(retirado de (Dywidag, 2012))

Caso não seja necessário a sapata de ponteira de cravação, então adota-se a sapata de ponteira via seca do tipo tampão de fundo, representada na **figura 47**. Independentemente da escolha da sapata para o método por via seca, é importante que sejam estanques, isto para não encontramos fragmentos do solo no interior do tubo. Caso contrário, a presença destes porções do terreno irão misturar-se com o microbetão, causando o déficit da resistência do mesmo e alterando as características da estaca.

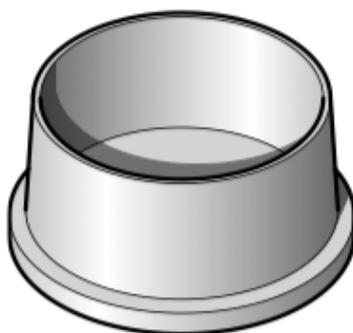


Figura 47 : Ponteira de tampão de fundo para o método por via seca
(retirado de (Dywidag, 2012))

Para além destas características, a sapata tem a mesma composição de ferro fundido dúctil que o tubo, pretendendo-se assim que a sapata de ponta seja rígida de forma a suportar a energia

da cravação, sem sofrer deformações. Na **tabela 5** segue os diâmetros da sapatas de tampão e da sapata de ponteira de cravação.

Tabela 5 : Diâmetros da sapata de tampão de fundo e da sapata de ponteira de cravação
(retirado de (Dywidag, 2012))

Microestaca (mm)	Sapata de tampão de fundo (mm)	Sapata de ponteira de cravação (mm)
Ø 118	120	120
Ø 170	175	175

Nas **figura 48** encontram-se representados os cortes longitudinais da sapata de ponteira de cravação e da sapata de tampão de fundo, respetivamente.



Figura 48 : Cortes longitudinais da sapata de ponteira de cravação à esquerda e da sapata de tampão de fundo à direita (retirado de (Caetano, 2014))

O processo de cravação é feito por um martelo hidráulico, como é demonstrado na **figura 49**, e o controlo da cravação é feita por um operador que vai contabilizando o tempo de cravação por metro de estaca. O processo deverá ser registado num boletim de execução. Para este tipo de estacas será fácil detetar o término deste processo, dado que cravação da microestaca torna-se mais lenta quando atinge o substrato rígido. (Caetano, 2014)

Este instante funciona com um primeiro teste de carga da microestaca, pois, se a microestaca resistir às pressões do martelo hidráulico, é aceitável afirmar que a microestaca suportará as cargas de serviço.

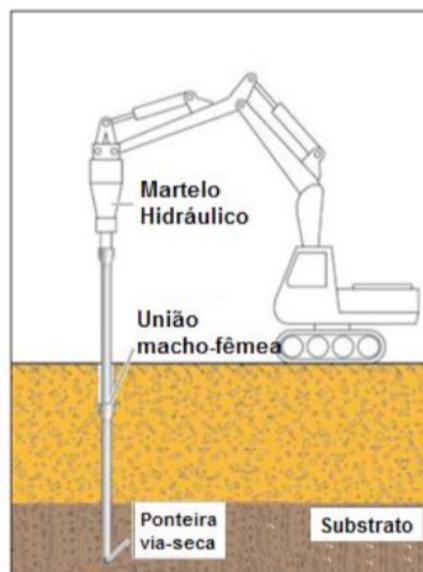


Figura 49 : Representação da cravação da microestaca TRM por método de via seca com recurso a um martelo hidráulico (retirado de (Caetano, 2014))

Assim:

- caso seja assistido à imobilização geral do tubo TRM, é possível garantir que a capacidade de carga da microestaca é a mesma que a força do martelo exercida do martelo hidráulico.
- se apenas ocorrer um abrandamento da taxa de cravação do tubo, então o critério de paragem referência é os 3 a 5 centímetros por minuto

Nos casos em que seja possível, é conveniente detetar as diferentes camadas de solos a partir das taxas de cravação e comparar com o perfil obtido em prospeção geotécnica, deste modo, confirmamos a veracidade do perfil geológico, e em consequência, do dimensionamento.

De forma flexível, o processo de cravação terá de ser ajustável de forma a prolongar ou encurtar o tamanho da microestaca cravada. Este aspeto é importante em obra para atingir os critérios de paragem corretos e consequentemente atingir as capacidades de carga especificadas.

Tal como representado na figura anterior, é necessário realizar ligações de tubos para atingir o substrato. Esta ligação é feita pela união macho-fêmea. A ligação é efetuada pela pressão durante o processo de cravação, provocando o encaixe e obtendo uma ligação forte mediante a rigidez das extremidades dos tubos.

Para atingir o substrato é possível realizar a quantidade necessária de uniões pois não existem limitações quanto ao número de tubos para uma microestaca TRM. (Tiroler Rohre, 2014)

Durante a cravação das microestacas é importante estar atento a encurvaduras, pois as pressões aplicadas em secções de elevada esbelteza, como é o caso, poderá provocar encurvaduras que deformem as microestacas, alterando o natural encaminhamento de cargas.

Depois de finalizado o processo de cravação, e caso seja necessário, corrige-se o comprimento da microestaca realizando um corte da secção. Caso o comprimento excedente seja

maior que 1 metro então este poderá ser usado como primeiro troço para a próxima microestaca. Este corte terá ser realizado com pormenor visto que será o encaixe para a chapa de ligação à estrutura. (Caetano, 2014)

Posteriormente, procede-se à injeção do microbetão no interior do tubo TRM. Este material vai otimizar as características da microestaca, tal como referido no capítulo 3.4.1.2. Para a selagem interior ser efetuada com sucesso o microbetão terá de atingir toda a profundidade do tubo. Terá ainda de preencher também o topo para assim garantir a boa ligação do tubo TRM à chapa de ligação pois o microbetão será o elemento ligante entre estes dois.

A injeção do microbetão inicia em obra quando todas as microestacas tiverem sido cravadas e corrigidas. Terminando a injeção de todas as microestacas inicia-se a conexão dos tubos TRM com as chapas de ligação, ou também denominadas de placas de distribuição. No capítulo 3.4.3.3 explica-se detalhadamente a conexão destas placas para o método de cravação por via seca e húmida.

Note-se que, para a elaboração de estacas vizinhas, estas devem ser espaçadas 0,5 metros para microestacas Ø 118 ou 0,7 metros para microestacas Ø 170. (Caetano, 2014)

3.4.2.2 Microestacas TRM cravadas por via húmida

Quanto ao método de cravação por via húmida, e ao contrário do método por via seca, utiliza microbetão durante a sua cravação. O objetivo final deste método é formar um modelo tipo “sandwich” com o tubo TRM e com o microbetão no interior e no exterior do tubo. O microbetão no interior tem a mesma competência que nas microestacas cravadas por via seca, a modificação encontra-se na presença do microbetão entre o tubo TRM e o terreno envolvente, esta alteração garante à microestaca um incremento da resistência lateral provocada pelo atrito do microbetão com o tubo e com o terreno.

Assim, as microestacas cravadas por via húmida destinam-se especialmente a casos em que o terreno não apresenta boas propriedades mecânicas e conseqüentemente não encontramos solo rígido a uma profundidade próxima. Geralmente são solos granulares com média densidade, ou solos de elevada percentagem de cascalhos e areia. Nestas situações é imprescindível que a microestaca comporte-se de modo flutuante. Para confirmar e melhorar o encaminhamento das cargas preenche-se o exterior da microestaca com microbetão de forma a criar uma superfície rugosa, aumentando assim o atrito entre o tubo TRM e a camada exterior. (Caetano, 2014)

Contudo, o método por via húmida também é utilizado para casos em que existam diferenças evidentes das propriedades mecânicas e geotécnicas e onde nos permita obter resistência lateral e de ponta, simultaneamente. Independentemente do disposição do perfil geotécnico, a resistência lateral obtida pela camada exterior de betão é eficaz em quase todos os tipos de solo.

Tal como no método por via seca, o primeiro troço a ser cravado é o mais condicionante. Este tubo é dotado de uma sapata de base com aberturas, estas aberturas permitem que o microbetão que está a ser injetado no interior da microestaca (isto durante a cravação) possa fluir para o exterior. A sapata de base terá ainda de ter um diâmetro maior que o diâmetro da estaca, isto para garantir que o microbetão acompanha a cravação. Na **figura 50** encontra-se ilustrado o processo de cravação via húmida, onde a bomba microbetão e o martelo hidráulico colaboram mutuamente

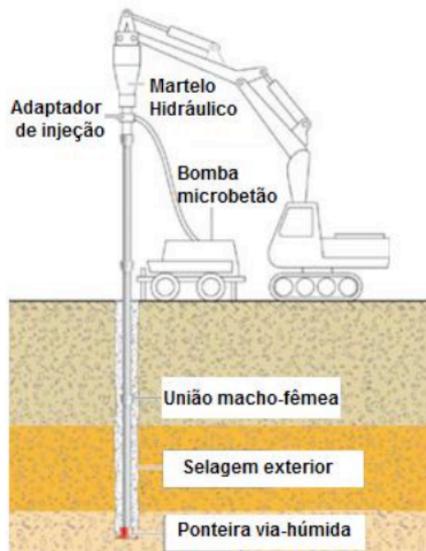


Figura 50 : Representação da cravação da microestaca TRM por método de via húmida com recurso a um martelo hidráulico e ao microbetão (retirado de (Caetano, 2014))

Durante todo o processo de cravação, existe uma pressão de injeção na sapata de ponta provocada pelo impulso do microbetão, do interior para o exterior, tal como demonstrado na **figura 51**.

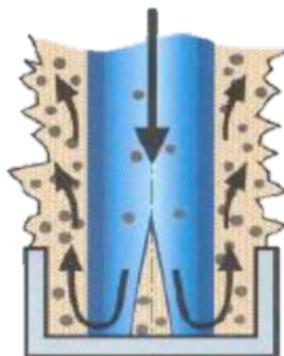
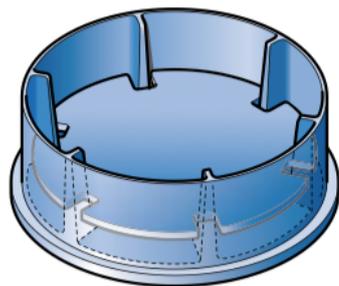


Figura 51 : Representação das pressões devido à injeção do microbetão durante a cravação (retirado de (Caetano, 2014))

Com isto, o próprio diâmetro da sapata e a pressão resultante provoca o deslocamento do terreno necessário para a formação do anel circundante de microbetão. Na **figura 52**, está ilustrado

uma sapata de ponta destinada ao método de via húmida ou sapata de injeção, e ao lado direito a **tabela 6** com os diâmetros da sapata para a respetivas microestacas.



Microestaca (mm)	Sapata de injeção (mm)
Ø 118	200
Ø 170	250

Tabela 6 : Diâmetros da sapata de injeção
(retirado de (Dywidag, 2012))

Figura 52 : Sapata de injeção para o método por via húmida (retirado de (Dywidag, 2012))

Apesar deste anel ser de microbetão, aumentando a resistência à compressão da microestaca, este não é contabilizado no dimensionamento, isto acontece porque não temos conhecimento da verdadeira espessura da camada exterior, e não sabemos as suas características visto que poderá estar misturado com partículas do solo, perdendo as suas propriedades.

Para efeito de detalhe, as microestacas cravadas por via húmida distinguem-se pela distribuição das cargas de serviço pois, através das ligações dos tubos TRM às placas de distribuição, as cargas procedentes da estrutura resultam em forças pontuais nas microestacas e que, por sua vez, são novamente distribuídas pela área do tubo em contacto com o microbetão.

Contudo, o motivo para a adição desta camada está no aumento da proteção à corrosão do tubo TRM e do aumento significativo da resistência lateral.

A proteção à corrosão é conseguida a partir do microbetão que envolve o tubo e que separa este dos elementos corrosivos do solo, no entanto, é sempre aconselhado a considerar uma espessura de sacrifício de 1,5 milímetros. (Tiroler Rohre, 2014)

Deste modo, no caso de não existir substrato rígido, ocorrendo a condução das cargas para a resistência lateral da microestaca, não ocorrerá a paragem brusca na taxa de cravação, assim, o critério de paragem do processo de cravação terá de ser controlado pelo dimensionamento prévio, medindo o comprimento enterrado, e complementado com a verificação da taxa de cravação de 3 a 5 centímetros por minuto, caso contrário, a estaca não possui resistência lateral suficiente para as cargas de serviço.

Para controlar o processo de cravação, é possível estimar as taxas de cravação para um respetivo solo. Na **tabela 7**, para efeitos de referência, encontram-se testes realizados com o martelo hidráulico *Krupp HM 960* com uso de microestacas Ø 118 em solos argilosos e testes com o martelo hidráulico *Krupp HM 150* para microestacas de Ø 170 em solos granulares. Estes testes foram feito pela empresa *Tiroler Rohren- und Metallwerke*.

Tabela 7 : Testes realizados pela empresa TRM relacionado o tipo de solo com os valores SPT, taxas de cravação e tensões de atrito (retirado de (Caetano, 2014))

	Tipo de solo	Nspt	Taxa de cravação (segundos/metro)	Tensões de atrito (N/mm^2)
Argilosos	Rijo	10-14	10-15	0,04
	Muito rijo	16-30	15-30	0,07
	Duro	30	30	0,1
Granulares	Medianamente denso	10-30	10-20	0,08
	Denso	30-50	20-30	0,12
	Muito denso	60	30	0,15

3.4.2.3 Placas de distribuição

No que corresponde ao topo da microestaca, em ambas os processos construtivos descritos, executa-se o corte do tubo excedente por uma rebarbadora ou outro equipamento de corte. Este corte terá de ser minucioso, portanto, aconselha-se que seja feito um corte transversal a metade da área da secção do tubo, e seguidamente um impacto horizontal à parte solta de modo a obter uma superfície lisa.

Para a ligação da microestaca à estrutura, é colocado uma chapa de distribuição no topo para a transmissão de cargas. Estas chapas, também denominadas de placas de distribuição, são conectadas à microestaca com recurso ao próprio tubo TRM e ao microbetão de selagem interior. O microbetão terá um papel fundamental pela ligação. (Caetano, 2014)

As placas de distribuição podem ser posicionadas por dois mecanismos:

- Posicionada pela bordadura interior do tubo, esta solução encaixa no interior da microestaca tal como ilustra a **figura 53**. Está preparada para ser instalada nas secções intermedias da microestaca, no entanto, poderá ser posicionada na extremidade fêmea precisando de ajustes e supervisão em obra, visto que surge uma folga nestes casos, podendo causar erros na ligação.



Figura 53 : Placa de distribuição posicionada pela bordadura interior (retirado de (Caetano, 2014))

- Posicionada por um elemento vertical que é introduzido no interior da microestaca. Este elemento encontra-se no centro da placa, representado na **figura 54**. Esta solução poderá trazer erros de ligação por ser menos exata, necessitando de um maior controlo.

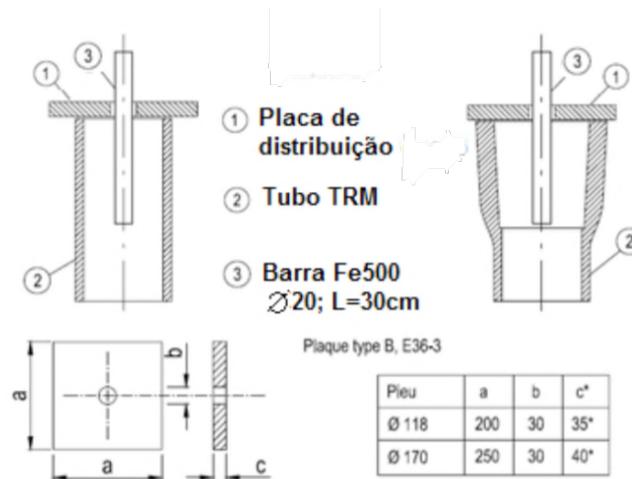


Figura 54 : Placa de distribuição posicionada pelo elemento vertical (retirado de (Caetano, 2014))

O facto de ser indispensável um maior controlo para estas ligações deriva da importância das placas de distribuição para a encaminhamento de cargas da estrutura. Caso a ligação apresente erros de conexão, poderá provocar excentricidades, e por sua vez, a incorreta transmissão de cargas. Visto que são as microestacas as responsáveis por conduzir as cargas para o substrato rígido, caso não o possam fazer pela má ligação à estrutura, o risco de colapso aumenta consideravelmente.

Deste modo, é estipulado que o desvio da posição e da inclinação teórica em relação ao executado em obra, não deverá exceder os 8 centímetros e os 3 graus, respetivamente. (Caetano, 2014)

4 Critérios de Dimensionamento

4.1 Considerações gerais

Para o dimensionamento das soluções fundações indiretas, devemos partir de pressupostos considerado nos regulamentos de dimensionamento como o EC7. O dimensionamento das fundações profundas prevê o estudo da capacidade resistentes da estaca e a capacidade resistente do solo.

A resistência da estaca consiste nas propriedades dos materiais da fundação, o cálculo deste fator inclui-se no dimensionamento estrutural e está dependente das cargas atuantes da estrutura para a fundação.

A resistência do solo equivale as propriedades mecânicas do solo, também conhecido por dimensionamento geotécnico. Este cálculo de resistência está dependente do método de cravação e da influência do solo na resistência lateral e de ponta.

As adversidades no dimensionamento de estacas cravadas encontram-se na fase de análise de projeto e são sobretudo: a dificuldade de avaliar a capacidade de carga da estaca, a complexidade do comportamento terreno sobre a estaca e o comportamento real da ligação fundação-estrutura. (Martinho, 2017)

No que respeita às pontes modulares, é necessário encontrar um método de dimensionamento que cumpra os requisitos básicos e que utilize os dados existentes em obra e no projeto. No caso da dissertação, não será eficiente obter resultados de parâmetros do solo por meio laboratorial visto ser uma técnica que despenderia de tempo possivelmente essencial.

Quanto à realização de ensaios estáticos e dinâmicos, é mais frequente utilizado em obras importantes, com várias exigência ao nível da resistência e dos deslocamentos. (Santos, 2008)

Assim sendo, pelos ensaios explicados no capítulo 3.2 (ou outro mais adequado), adquirimos os dados primários para o início do dimensionamento, os resultados do ensaio fornecerão as informações necessárias para as primeiras conclusões.

É fundamental que exista um critério rigoroso para o dimensionamento da estaca visto que os dados iniciais são imprecisos. Assim, a falta de exatidão obriga o projetista a adotar um dimensionamento mais severo e a incluir fatores de segurança que simbolizam as ambiguidades das estimativas da capacidade de carga. (Martinho, 2017)

Segundo o EC7 (2010), para o caso concreto da microestacas cravadas, teremos que abordar o dimensionamento por dois eixos.

- STR - “rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais (incluindo, por exemplo, sapatas, estacas ou paredes de contenção de caves), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente”
- GEO - “rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente”

Assim, as três abordagens apresentadas de seguida são referentes aos estados limites considerados (STR e GEO) e vão alterar o resultado do cálculo da capacidade resistente. Na equação seguinte demonstra-se a aplicação da formula para as estacas cravadas, onde se adota os valores de γ_M para as propriedades dos materiais e de γ_R para a capacidade resistente do terreno.

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (5)$$

Onde,

- R_d – Capacidade resistente de cálculo para estacas cravadas
- R – Resistência da estaca
- F_{rep} – Valor da ação
- γ_F – Fator parcial para a ação
- X_k – Propriedades do solo
- a_d – valor do design da informação geométrica

As três abordagens consideradas pelo EC7 (2010) são:

- Abordagem de cálculo 1: Considera duas combinações, a primeira para o estado limite de rotura ou a segunda para a deformação excessiva de estacas axialmente carregadas:
 - Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1
 - Combinação 2: A2 “+” (M1 ou M2) “+” R4
- Abordagem de cálculo 2:
 - Combinação: A1 “+” M1 “+” R2
- Abordagem de cálculo 3:
 - Combinação: A1 “+” M2 “+” R3

Nos seguintes quadros apresentam-se os coeficientes parciais de segurança para a resistência de estacas cravadas, os coeficientes parciais de segurança para as ações e os coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo/rocha (**tabelas 8, 9 e 10** respetivamente).

Tabela 8 : Coeficientes parciais de segurança para as ações (retirado de (Eurocodigo 7, 2010))

Ação		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Tabela 9 : Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo/rocha (retirado de (Eurocodigo 7, 2010))

	Estacas Cravadas			
	R1	R2	R3	R4
γ_b	1,00	1,10	1,00	1,30
γ_l	1,00	1,10	1,00	1,30
γ_t	1,00	1,10	1,00	1,30
γ_m	1,25	1,15	1,10	1,60

Tabela 10 : Coeficientes parciais de segurança para as resistências de estacas cravadas (retirado de (Eurocodigo 7, 2010))

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito efetivo, ϕ'	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão efetiva, c'	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência não drenada, C_u	γ_{C_u}	1,00	1,40
Resistência à compressão uniaxial, q_u	γ_{q_u}	1,00	1,40
Peso volúmico, γ	γ_γ	1,00	1,00

Com isto, terá de ser realizado o procedimento de “estaca-modelo” proposto pelo EC7. Este método propõem o dimensionamento da seguinte forma:

- Com os resultados dos ensaios/sondagens realizados no terreno, calcular o valor de $R_{c,cal}$ (incluindo ou não o fator de segurança γ_{Rd})
- Calcular o valor característico da resistência das estaca a partir de:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{mínimo}}{\xi_4} \right\} \quad (6)$$

Onde, os valores de ξ_3 e ξ_4 são obtidos a partir da **tabela 11** e dependem do número de ensaios/sondagens.

n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Tabela 11 : Coeficientes de ξ_3 e ξ_4 (retirado de (Eurocodigo 7, 2010))

No seguintes capítulos encontramos as sequências para a elaboração do dimensionamento de microestacas tipo TRM. Este desenvolvimento resulta das ações que a estaca está sujeita, estas são: as cargas transmitidas pela estrutura que suportam e das ações transmitidas pelo solo envolvente à estaca. (Santos, 2008)

Desta forma, e pelos motivos já citados, a apresentação do dimensionamento terá o seu carácter pouco preciso e mais espontâneo, no entanto, é indispensável a explicação de todo o processo de modo a que seja garantido a coerência dos métodos de cálculo e expondo a presença de fatores de segurança para defesa e confiança do dimensionamento.

4.2 Dimensionamento Geotécnico

No que respeita ao dimensionamento geotécnico de microestacas TRM, é fundamental dimensionar a fundação para as cargas atuantes sem a rotura dos seguintes estados limites:

- Estados limites últimos por capacidade resistente do solo à compressão
- Estados limites últimos por capacidade resistente do solo à tração
- Estados limites de últimos de colapso/danos na estrutura suportada, por assentamentos da estaca
- Estados limites de utilização da estrutura suportada, por assentamento da estaca (Santos, 2008)

Para a generalidade da dissertação terá de haver um contraste importante entre o emprego da análise do ELU e do ELS, isto pelo facto de estarmos a lidar com estruturas de carácter temporário e de emergência, como tem sido referido ao longo da dissertação. Tal como sabemos, as exigências ao nível das vibrações e assentamentos para pontes modulares são diferentes dos critérios existente para pontes permanentes, deste modo, realça-se a importância da verificação dos ELU, e do mesmo modo, destaca-se o interesse da verificação ao ELS para casos que condicionem a integridade da estrutura, como veremos no decorrer deste capítulo.

4.2.1 Resistência de Ponta

Segundo Santos (2008), recorrendo à critério de rotura de Mohr-Coulomb podemos obter a expressão geral da resistência de ponta unitária pela equação:

$$q_b = c' \times N_c + \sigma'_0 \times N_q + \gamma \times b \times N_\gamma \quad (9)$$

Onde,

- c' - coesão de tensões efetivas
- σ'_0 - Tensão vertical de recobrimento ao nível da base da estaca
- γ – peso volúmico do solo
- b – diâmetro da estaca
- N_q , N_c e N_γ – fatores de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito interno do solo, da rugosidade da base da estaca e incluem o efeito da profundidade e da forma da estaca

Como podemos conferir, a resistência das estacas está condicionada pelo tipo de solo, e se este é ou não coesivo. No caso de solos argilosos, os solos apresentam forte coesão e dá-se primazia à resistência lateral, enquanto que em solos arenosos a coesão é fraca, destacando a resistência de ponta.

4.2.2 Resistência lateral

Quanto à resistência lateral, esta está mais dependente do solo e é mais complexa de obter. Também por Mohr-Coulomb, a resistência lateral é conseguida a partir das características como a tensão efetiva normal à superfície lateral (tensão efetiva radial) e o ângulo de atrito de contacto solo-estaca.

Para o cálculo desta componente, vários autores desenvolveram métodos que se repartiram em duas análises, a análise em tensões totais e a análise em tensões efetivas. Para solos não coesivos recorre-se à análise em tensões efetivas e para solos coesivos ambas as análises podem ser usadas.

No que corresponde à utilização da análise para tensões totais, denominou-se este método de α . Este método apresenta o resultado do valor da resistência lateral segundo a resistência não drenada do solo no estado inicial. Isto acontece pois as argilas moles têm capacidade de preencher as fissuras que resultam da intensidade da cravação, melhorando a resistência lateral em relação à inicial. A expressão seguinte refere-se ao cálculo da resistências lateral segundo método α . (Pereira T. , 2008)

$$q_l = \alpha \times C_u \quad (10)$$

Onde,

- q_l – Resistência lateral unitária
- α – fator empírico de adesão

No que respeita ao método usando as tensões efetivas, denominou-se por método β e a formula para o cálculo da resistência lateral unitária é:

$$q_l = \sigma'_r \times tg\delta = K \times \sigma'_v \times tg\delta = \beta \times \sigma'_v \quad (11)$$

Onde,

- σ'_r - Tensão radial efetiva
- δ – ângulo de atrito solo-estaca
- K – Coeficiente de impulso horizontal
- σ'_v - Tensão vertical efetiva

Em que,

$$\beta = K \times tg\delta \quad (12)$$

4.3 Dimensionamento estrutural

Tal como referido no capítulo 4.1, o dimensionamento de um estaca ou de uma microestaca TRM abrange a capacidade máxima de carga dos materiais, tendo em conta o tipo de material. Para o caso das microestacas TRM, e como foi analisado, o material é o ferro fundido dúctil, que como vimos, aproxima-se das propriedades do aço de construção corrente.

Como já estipulado, o dimensionamento estrutural terá de abordar o estado limite último STR – rotura estrutural. Mais especificamente, podemos destacar a rotura pelas sete formas:

- Rotura estrutural por compressão dinâmica (fadiga)
- Rotura estrutural da estaca por compressão
- Rotura estrutural da estaca por tração
- Rotura estrutural da estaca por flexão,
- Rotura estrutural da estaca por encurvadura
- Rotura estrutural da estaca por corte

- Rotura pela capacidade de carga da selagem exterior, em microestaca por via húmida (Santos, 2008)

4.3.1 Carregamento axial de compressão

Para o cálculo resistente da compressão é necessário considerar os materiais presentes na fundação e as suas diferentes propriedades. Assim, deverá entrar no cálculo a resistência do ferro fundido dúctil e a resistência do microbetão. Para este cálculo, a norma EN 14199 (2010) refere a metodologia do documento EC4 – projeto de estruturas mistas aço-microbetão. A seguinte equação encontra-se o cálculo da resistência plástica de compressão da estaca, referente a pilares mistos e elementos comprimidos mistos segundo EC4 (2007).

$$N_d = A_b \times f_{cd} + A_s \times f_{yd} \quad (13)$$

Onde,

- N_d – Carga de compressão de cálculo
- A_b – Área transversal de selagem interior, microbetão
- f_{cd} – Tensão de cálculo da compressão do microbetão
- A_s – Área transversal do tubo de ferro fundido dúctil
- f_{yd} – Tensão de cálculo do ferro fundido dúctil à cedência

Note-se que, por motivos conservativos, o microbetão de selagem exterior não é contabilizado na expressão.

Para o cálculo das tensões de cálculo f_{cd} e f_{yd} , serão considerados as tensões de cedência característica. Para a tensão características do microbetão, é exigido uma resistência de superior a 25 MPa. A tensão características para o ferro fundido dúctil corresponde ao valor da tensão de cálculo a 0,2% da deformação plástica.

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{yk} = 320 \text{ MPa}$

Posteriormente são aplicados os coeficientes parciais de segurança de 1,5 para o valor da tensão do microbetão e 1,1 para o valor da tensão no ferro fundido dúctil. Na equação seguinte demonstra-se a expressão da resistência à compressão com a considerações referidas. (Caetano, 2014)

$$N_d = \frac{25}{1,5} \times A_b + \frac{320}{1,1} \times A_s = 16,7 \times A_b + 291 \times A_s \quad (14)$$

Na **tabela 12** apresenta-se os valores da resistência à compressão para cada tipo de microestaca TRM, considerando um microbetão de resistência C25/30.

Tabela 12 : Áreas transversais de microbetão e de ferro fundido e as respectivas cargas máximas de compressão para cada microestaca TRM (retirado de (Caetano, 2014))

Microestaca ($\varnothing \times e$) (mm \times mm)	A_b (mm ²)	A_s (mm ²)	N_d (kN)
118 x 7,5	2604	8332	897
118 x 9,0	3082	7854	1028
170 x 9,0	4552	18146	1628
170 x 10,6	5308	19557	1835

4.3.2 Esforços de tração

No que respeita à capacidade resistente da microestaca TRM à tração, deverá haver uma análise mais precisa à união macho-fêmea. Como sabemos, a união de microestacas é feita com base no processo de cravação, unindo as duas extremidades por compressão de modo a criar uma solda a frio. Este processo de ligação não tem sustentabilidade para resistir às forças de tração e isto deve-se à presença de óxidos na união que não permite prever o comportamento da microestaca. (Dywidag, 2012)

Assim, para situações onde seja previsto ações anti-gravíticas, é obrigatório o uso de elementos de aço como cordões de armadura ou uma barra tipo *GEWI*. A utilização de material de aço, como estes últimos elementos, conferem à microestaca resistência à tração e não condicionam o tempo de execução. Estes elementos são colocados no interior da microestaca quando os processos de cravação e injeção são terminados.

Quanto às exigências destes elementos, é necessário que o diâmetro seja inferior ao da microestaca de modo a poder ser introduzido no interior do tubo TRM e que o comprimento do elemento seja suficiente para percorrer todo o interior.

Para solucionar o problema da melhor forma, e aconselhado o uso da barra *GEWI*. Na **tabela 13** encontra-se os diâmetros das barras *GEWI* para o respetivo tubo TRM. Será ainda importante ter em conta os diâmetros dos acopladores de união para a escolha do diâmetro da barra. (Caetano, 2014)

Tabela 13 : Diâmetro da barra *GEWI* aconselhado para cada microestaca TRM (retirado de (Caetano, 2014))

Microestaca (\varnothing) (mm)	Barra <i>GEWI</i> (\varnothing) (mm)
118	50
170	63,5

4.3.3 Cargas horizontais

As cargas horizontais, e como veremos posteriormente na dissertação (capítulo 5), são cargas de grande importância para o dimensionamento de uma ponte, e isto deve-se às forças de frenagem causadas por veículos quando travam ou aceleram.

No que corresponde à ligação de topo da fundação com a estrutura, é fundamental que exista resistência suficiente para transmitir as forças horizontais da estrutura para o encontro ou, em casos mais exigentes, da estrutura para a fundação.

Depois da transmissão das cargas horizontais para a fundação, a estaca poderá comportar-se de diferentes maneiras e consoante a sua rigidez. As cargas horizontais aplicadas na cabeça da estaca irão provocar momentos fletores que poderão causar flexão na microestaca caso a esta seja flexível e se o terreno permitir.

Para microestacas cravadas por via seca, será expectável que o comportamento seja flexível porque existe uma fração da microestaca (extremidade) que está inserida no maciço “firme”, e, devido às camadas superficiais mais fracas, como habitual para estes casos, a deformada poderá simular uma consola quando aplicado uma carga horizontal, exemplificado na **figura 55**.

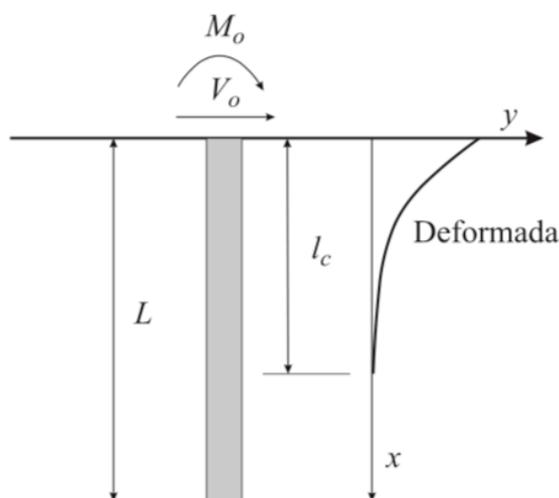


Figura 55 : Deformada de uma estaca com comportamento flexível
(retirado de (Santos, 2008a))

Para microestacas cravadas por via húmida o comportamento será mais rígido pois, na envolvente da estaca, encontramos o microbetão capaz de oferecer maior resistência. Como vimos no capítulo 3, a aplicação das microestacas por via húmida é feita para solos com camadas mais homogêneas, assim, é esperado uma deformada distinta da observada anteriormente.

As cargas horizontais poderão gerar momentos fletores que sejam resistidos pelo tubo TRM sem causar roturas nem deslocamentos indesejados. Na **tabela 14** apresentam-se os momentos fletores máximos para cada tipo de microestaca TRM.

Tabela 14 : Módulo de flexão e momentos fletores máximos para cada microestaca TRM (retirado de (Caetano, 2014))

Microestaca ($\varnothing \times e$) (mm \times mm)	Módulo de flexão elástico (cm^3)	Momento fletor resistente (kNm)
118 x 7,5	68	14,5
118 x 9,0	78	16,6
170 x 9,0	174	37,1
170 x 10,6	199	42,4

Em casos em que a resistência da microestaca não é suficiente e ocorram deslocamentos excessivos na cabeça da estaca, é possível aplicar uma barra dimensionada a partir dos momentos fletores. A barra é inserida no interior do tubo tal como a solução para esforços de tração. Outra solução passa por aplicar duas microestacas inclinadas, em que uma está sujeita a esforços de compressão e outra a esforços de compressão. (Caetano, 2014)

4.3.4 Instabilidade por encurvadura

A instabilidade por encurvadura ou encurvadura lateral é um fenómeno mais comum em elementos esbeltos como é o caso das soluções propostas, tal referido ao longo da dissertação. A encurvadura acontece para barras sujeitas à compressão e deve ser analisado quando a resistência não drenada de corte (C_u) é inferior a 10 kPa.

Para a análise da instabilidade por encurvadura em microestacas TRM Caetano (2014) direciona o método de cálculo para o documento Eurocódigo 3 (2009) – resistência de elementos à encurvadura. O EC3 admite um elemento de aço sujeito a compressão, e considera um fator de redução da resistência para atender à encurvadura lateral. Este fator de redução χ considera os valores de esbelteza do elemento em questão. Para a microestaca tipo TRM o valor da resistência à encurvadura é calculado por:

$$N'_d = \chi \times N_d \quad (15)$$

Onde,

- N'_d – Resistência à encurvadura
- χ – Coeficiente de redução de encurvadura relevante
- N_d – Carga de compressão admissível

O cálculo do coeficiente de redução de encurvadura é calculado pela seguinte forma:

- Cálculo do comprimento de encurvadura l_0 , segundo a rigidez
- Cálculo da esbelteza normalizada λ a partir de:

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (16)$$

Onde,

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (17)$$

Em que, i – raio de giração

E,

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (18)$$

- Fator de imperfeição α (**figura 57**) em função da curva retirada da tabela da **figura 56**, tendo em conta a secção transversal que, no caso das microestacas TRM, serão secções do tipo tubular

Secção transversal		Limites	Encurvatura em relação ao eixo	Curva de encurvatura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d c
Perfis I soldados		$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	
		$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	
Secções tubulares		acabadas a quente	qualquer	a	a ₀
		enformadas a frio	qualquer	c	c
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)	qualquer	b	b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	c	c
Perfis U, T e secções cheias			qualquer	c	c
Cantoneiras			qualquer	b	b

Figura 56 : Quadro para escolha da curva de encurvatura em função da secção transversal (retirado de (Eurocodigo 3, 2009))

Curva de encurvadura	a ₀	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 57 : fatores de imperfeição em função da curva de encurvadura (retirado de (Eurocodigo 3, 2009))

- Cálculo do coeficiente de redução a partir de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^{-2}}} \leq 1 \quad (19)$$

Onde,

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^{-2}] \quad (20)$$

- Outra possibilidade de obter o valor de χ é pelo gráfico da **figura 58**, onde podemos intercepar o valor da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$ com a curva de encurvadura

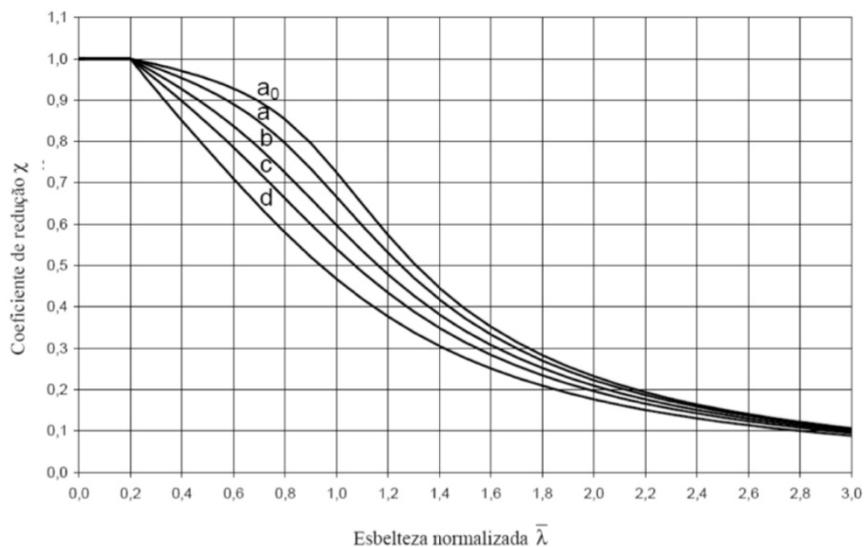


Figura 58 : Gráfico de curvas de encurvaduras (retirado de (Eurocodigo 3, 2009))

No entanto, tendo em conta os cálculos referidos do EC3, estes poderão ser demasiado conservativos para o nosso caso de estudo. O EC3 (2009) refere métodos de cálculo para elementos esbeltos sujeitos a esforços de compressão, porém, não refere a hipótese de estacas enterradas em terrenos de diferentes compacidades.

Para microestacas, Bjerrum (1957), citado por Gonçalves (2010), formulou uma expressão mais razoável para o cálculo da carga crítica em microestacas.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} + \frac{E_s I^2}{\pi^2} \quad (21)$$

Onde,

- EI – Rigidez de flexão da microestaca

- l – Comprimento da microestaca confinada pelo solo
- E_s – Módulo de deformabilidade do solo

Como podemos observar no estudos de Bjerrum, a primeira parcela da expressão 52 é referente à equação de Euler para um elemento tipo coluna e a segunda parcela está associada a influência do solo para a carga crítica.

Apresentam-se assim conclusões para a qualidade dos solos e as suas influências para a instabilidade por encurvadura, como seria de esperar, a presença de um solo menos compacto ou mais fraco indica uma carga crítica menor e deste modo, maior risco de instabilidade por flexão. (Martinho, 2017)

4.4 Critérios de projeto – condições topográficas das margens

Para a construção de fundações em pontes modulares existem critérios que relacionam a estrutura com os encontros. Tanto para situações de fundações profundas como para fundações superficiais, o dimensionamento de pontes modulares requerem um estudo prévio da topografia do terreno. Neste âmbito, o regulamento *Trilateral Design and Test Code* refere que, longitudinalmente, o desnível das margens não deve ultrapassar os 20%, sendo aconselhável um valor próximo dos 10% da dimensão do vão com um valor máximo de 6 metros entre margens para pontes de assalto e de 3 metros entre margens para pontes logísticas/comunicação, tal como exemplifica a **figura 59**.



Figura 59 : Limites de diferença de cotas entre margens
(retirado de (André, 2016))

Para a secção transversal, a inclinação do tabuleiro não deve exceder os 5%, 2% e 0,5% para pontes de assalto, logística e comunicação, respetivamente. No entanto, para ELS a inclinação máxima encontra-se nos 10%. (André, 2016)

5 Definição do Modelo de Análise (Plaxis 2D)

5.1 Considerações gerais

No presente capítulo será exposto o caso de estudo, com a definição da caracterização geotécnica, e será abordado o tipo de cargas consideradas em pontes modulares, nomeadamente as ações do tipo permanente e variável. Por fim, serão apresentados os detalhes executados para obtenção dos resultados pelo software *Plaxis 2D*.

5.2 Caracterização geotécnica do terreno

Por forma a testar a solução descrita na dissertação, aproveitou-se os dados da campanha de prospeção da empresa *ENGCEO* em Sarilhos Grandes, Montijo, detalhado em anexo 1. O estudo geológico-geotécnico da campanha incidiu na identificação das formações geológicas, numa definição de um modelo geológico-geotécnico, e na estimativa das propriedades físicas do maciço e das respetivas características de resistência e deformabilidade. No anexo 2 encontra-se o local da obra e a zona onde se realizou a sondagem em estudo.

Na **tabela 15** encontram-se os parâmetros geotécnicos do terreno, obtidos a partir de ensaios SPT em sondagens no local de estudo.

Tabela 15 : Parâmetros geotécnicos do solo (retirado de (*ENGCEO, 2020*))

Cor	Zona geotécnica	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
ZG7	Aterro: areia heterométrica siltosa (11 a 30 pancadas)	18 a 20	-	-	2 a 5	28 a 32	3 a 15
ZG6	Aterro: areia fina a média, por vezes com passagens de areia heterométrica siltosa (1 a 10 pancadas)	18 a 19	-	-	0	<28	<8
ZG5	Lodo argiloso com intercalações de areia lodosa (aluviões) (1 a 2 pancadas)	<16	<10	<3	<5	17 a 22	<2
ZG4	Areias, por vezes com silte (11 a 30 pancadas)	19 a 20	-	-	0	30 a 32	10 a 20
ZG3	Areias por vezes com silte (31 a 50 pancadas)	20 a 21	-	-	0	32 a 35	20 a 45
ZG2	Argilas com areia (12 a 36 pancadas)	18 a 21	75 a 200	10 a 35	10 a 40	22 a 27	7 a 30
ZG1	Areias por vezes com silte (31 a 50 pancadas)	20 a 21	-	-	0	32 a 35	20 a 45

Quanto ao nível freático, os dados da campanha indicam que se encontra nos 2 metros de profundidade. Este valor foi contabilizado para a modelação do solo no software utilizado.

No que corresponde às características de cada zonamento geotécnico, identificadas na zona da campanha, deve-se descrever os seguintes estratos:

- **Aterro:** Este estrato é o mais superficial e percorre uma profundidade de cerca de 4,5 metros. Na zona de estudo demonstrada em anexo, registou-se que este é constituído, do topo para a base, por: pavimento betuminoso com espessura variável entre 11 a 20 centímetros, camada de *tout-venant* sobre uma geogrelha de reforço, areia heterométrica, siltosa, de cor castanho-alaranjada, com cascalho subangular a sub-rolado, areia fina a média, de cor castanho-claro, por vezes com cascalho subanguloso disperso. No que respeita ao número de pancadas (ensaio SPT), a camada mais superficial registou resultados que variaram entre 11 e 29 pancadas (medianamente compactados), por outro lado, os resultados das camadas mais profundas do aterro revelaram-se mais baixos, com resultados do ensaio SPT entre 1 e 8 pancadas (solos muito soltos a soltos). (ENGCEO, 2020)
- **Lodo argiloso:** Esta estrato encontra-se imediatamente abaixo do aterro, atingindo uma profundidade de 6 metros (na sondagem estudada). O lodo argiloso contém uma cor cinzento-escura. O ensaio SPT registou resultados de 1 a 2 pancadas, concluindo-se que a camada é de consistência mole.
- **Areias, por vezes, com silte e cascalho:** Este estrato é composto por areias finas a média ou areias heterométricas com silte, de cor cinzenta e castanho-ferruginosa, por vezes com cascalho subangular disperso. Os ensaios SPT resultaram em valores na ordem dos 9 a 48 pancadas (solos soltos a compactos) e, ocasionalmente, 50 a 60 pancadas (solos muito compactos)
- **Argila com areia fina:** Por último, este tipo de solo está intercalado com os solos descritos anteriormente. Apresenta resultados de SPT na ordem das 10 a 36 pancadas, correspondendo a um solo de consistência dura a rija.

5.3 Definição de cargas

A definição de cargas/ações está relacionada com os elementos particulares da ponte, dos quais resultam as ações permanentes (pp e rcp), e com os elementos que não constituem as pontes, ou seja, elementos variáveis em função do tempo e do espaço, e que originam as ações variáveis.

De forma a definir todos os elementos da ponte para posterior análise do peso distribuído para os encontros, é fundamental recorrer aos regulamentos AASHTO, *Trilateral Design and Test Code*, Eurocódigo 1 e STANAG 2021.

Certos elementos já foram descritos no capítulo 2 (para diferentes pontes modulares), no entanto, interessa revelar a sua influência para o dimensionamento e design da solução proposta.

5.3.1 Ações permanentes

No que concerne as ações permanentes, estas envolvem o peso próprio, os revestimentos e as restantes cargas permanentes. Para as restantes cargas permanentes enquadram-se as cargas da guarda, guarda-rodas e dos passadiços. As cargas que derivam destes elementos estão presentes desde a montagem da ponte até à desmontagem, contudo, a sua influência será distinta na fase de construção, devido à complexidade do processo de montagem. (Fardilha, 2016)

No que corresponde às cargas dos revestimentos, é necessário contabilizar as cargas provenientes do revestimento global da ponte, com especial interesse nas cargas geradas pela aplicação de betuminoso. (Fardilha, 2016)

Para definir as cargas das guardas e das guarda-rodas é necessário recorrer ao regulamento Eurocódigo 1 (o regulamento *Trilateral Design and Test Code* também possui abordagens para os guarda-rodas, no entanto, menos detalhado). Os guarda-rodas são elementos que se encontram na laterais da via e são responsáveis por impedir que os veículos resvalam para o exterior do tabuleiro. O EC1 define uma força de colisão de 100 kN, posicionada a 0,05 metros abaixo do topo do guarda-rodas e distribuída num comprimento de 0,5 metros. (Fardilha, 2016)

Os passeios ou passadiços são caminho pedonais que geralmente são acoplados à estrutura principal da ponte com uma largura mínima de 0,65 metros. Os passadiços são compostos por elementos principais e secundários. Para os elementos principais a carga máxima varia em função do comprimento do vão.

5.3.2 Ações variáveis

Como foi referido anteriormente, as ações variáveis provêm de elementos que não fazem parte da constituição da ponte e variam em função do tempo e do espaço, estas são as ações das cargas de tráfego rodoviário, força de frenagem, vento, lama, neve e gelo, temperatura e ambiente. (Fardilha, 2016)

Quanto a definição de cargas de tráfego rodoviário, os regulamentos que expõem detalhes sobre este tema são o STANAG 2021, o EC1, o AASHTO e o *Trilateral Design and Test Code*. As abordagens dos regulamentos STANAG 2021 e EC1 são mais detalhadas para o uso de veículos de cargas especiais, tais como as cargas de carros de combate.

STANAG 2021 (2006)

O documento STANAG 2021 foi formulado pela OTAN e especifica as classes de cargas militares (MLC) de pontes, barcaças e veículos tipo. O documento apresenta uma classificação de 16 classes de VT de rodados e 16 classes de VT de lagartas. Estas classes (MLC) são de: 4, 8, 12, 16, 20, 24, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 120 e 150. Na **figura 60**, encontra-se os pormenores das quatro classes são exigentes do regulamento. (André, 2016)

1	2	3	4	5	6	7
MLC	Tracked Vehicles	Wheeled Vehicles				
		Axle Load [Tonnes] and Spacing [m]		Maximum Single Axle Load	Tyre Load and nominal Ground Contact Width [m]	Axle Load and nominal Ground Contact Length [m]
90						
100						
120						
150						

Figura 60 : Características dos VT utilizados na classificação MLC de veículos e pontes (retirado de (STANAG 2021, 2006))

Eurocódigo 1 (2003)

O EC1 apresenta quatro abordagens para diferentes tipos de veículos (Load Models). Neste âmbito, os veículos militares, nomeadamente os VT de lagartas, enquadram-se no LM3, isto é, modelo de carga 3 para veículos de transporte especial ¹para cargas não correntes. Este modelo será o mais indicado pois é utilizado para verificações globais de pontes, como é o caso da verificação de segurança de fundações profundas em pontes modulares.

AASHTO (2012)

O modelo mais recente do regulamento AASHTO é o HL-93 (Highway Loading), este apresenta duas combinações denominadas de combinação 1 (carga camião e carga da via) e combinação 2 (carga tandem e carga da via). Refere-se que é necessário realizar o estudo das duas combinações de forma a classificar qual a combinação mais condicionante. A carga do camião é constituída por 6 cargas concentradas distanciadas longitudinalmente de 4,3 metros e de 4,3 metros a 9,1 metros e 1,8 metros transversalmente, tal como exibido na figura 61.

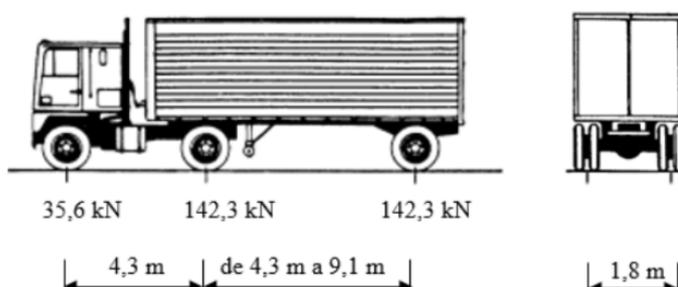


Figura 61 : Cargas do camião e respetivas dimensões (retirado de (Fardilha, 2016))

¹ EC1 – parte 2 Anexo A – Models of special vehicle for road bridges

A carga da via é uma carga distribuída uniformemente na direção longitudinal com o valor de $9,3 \text{ kN/m}$, tal como representado na **figura 62**. Quanto à análise transversal, a carga é também distribuída uniformemente mas com o valor de $3,1 \text{ kN/m}$.

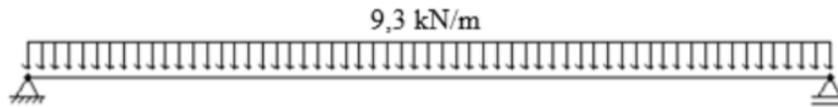


Figura 62 : Carga da via (retirado de (Fardilha, 2016))

A carga tandem é aplicada na estrutura por quatro cargas concentradas de $55,65 \text{ kN}$, distanciadas de $1,2 \text{ metros}$ na direção longitudinal e $1,8 \text{ metros}$ na direção transversal, tal como explanado na **figura 63**.

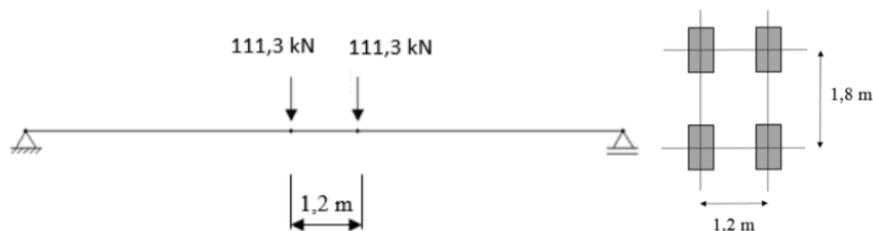


Figura 63 : Carga tandem e respetivas dimensões (retirado de (Fardilha, 2016))

Trilateral Design and Test Code (2005)

Em relação ao regulamento *Trilateral Design and Test Code*, apresenta, à semelhança do regulamento STANAG 2021, 32 classes de veículos (MLC).

5.3.2.1 Força de frenagem

Tal como explicado no capítulo 4.3.4, a força de frenagem é uma percentagem do valor máximo das cargas verticais representadas na lane 1. Segundo o EC1 – frenagem e forças de aceleração, a força de frenagem está limitada entre os valores 180 kN e 900 kN . A sua grande margem deve-se à consideração de veículos militares que poderão atingir forças de frenagem próximas de 900 kN .

Para EC1 (2003), a força de frenagem é calculada a partir de uma fração da carga vertical para o Load Model 1, para o comprimento carregado e largura da Lane 1.

$$Q_{lk} = 0,60 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad (22)$$

Onde,

- Q_{lk} – Força de frenagem (kN)
- α_{Q1} – Intensidade de trânsito, igual a 1
- Q_{1k} – Carga concentrada na lane 1 (kN)

- q_{1k} – Carga distribuída na lane 1 (kN/m^2)
- w_1 – Largura da lane 1 (m)
- L – Comprimento carregado (m)

As normas AASHTO e *Trilateral Design and Test Code* também apresentam detalhes para a análise da força de frenagem.

5.4 Modelação em Plaxis 2D

No presente capítulo descreve-se a modelação do caso de estudo no software *Plaxis 2D*, tendo por base de apoio o manual de referência *Plaxis 2D Reference Manual Connect Edition V20*.

Para modelar a solução no software proposto, procedeu-se à análise de uma solução profunda de secção circular com carregamento axial no seu eixo. Com isto, iniciou-se o projeto considerando um modelo axissimétrico executado por meio de elementos triangulares de 15 nós (malha de elementos finitos), onde se definiu apenas metade da secção, tal como demonstra a **figura 64**. Este tipo de modelo axissimétrico é indicado para soluções de estacas com secção circular, visto que o estado de deformação e de tensão são idênticos na direção radial.

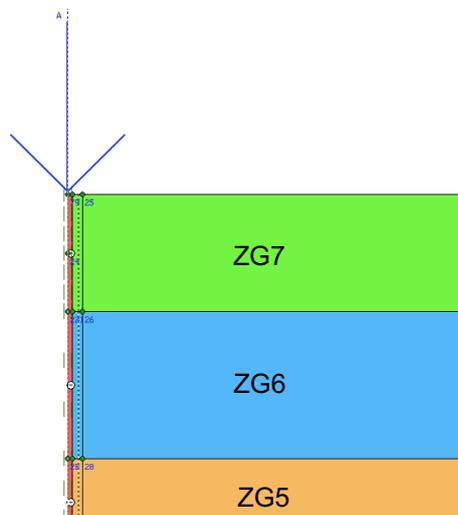


Figura 64 : Modelo de elementos finitos, metade da microestaca 170x9,0 modelada

No que corresponde às dimensões definidas no modelo, Vieira (2013) admite que é necessário uma geometria suficientemente extensa de forma a que as condições de fronteira não interfiram com os resultados do modelo. Acrescenta ainda que é importante garantir um limite horizontal mínimo de 11 vezes do diâmetro da estaca a contar do centro da mesma, e um limite vertical de 1,7 vezes o comprimento da estaca. Devido às dimensões da microestaca, que é reduzida, foi escolhido uma geometria consideravelmente maior que os limites, assim, definiu-se uma janela de 20 metros de largura e 40 de profundidade.

Também considerando as condições de fronteira, foi determinado que seriam bloqueados os deslocamentos horizontais nas fronteiras laterais, e bloqueados os deslocamentos horizontais e verticais na fronteira inferior do modelo.

Nos próximos capítulos descrevem-se o processo de modelação da microestaca e dos solos.

5.4.1 Modelação da microestaca

Com base nas cargas definidas pela empresa *BERD* e apresentada em anexo, foi inicialmente calculado o valor de carga para o ELU de modo a definir que medidas optar no que corresponde à escolha da microestaca TRM. De modo a atingir o caso mais desfavorável para avaliar o comportamento da solução, elegeu-se a ponte de 61,6 metros de vão (ponte com maior vão, MB60) de forma a alcançar as cargas mais exigentes. Assim sendo, analisando-se os valores conforme o EC7, isto é, segundo a abordagem de cálculo explanada nos capítulos anteriores, foi obtido os seguintes resultados (**tabela 16**).

Tabela 16 : Valores utilizados para a definição da carga ELU

Abordagem de Cálculo	Coefficiente parcial γ_G	Coefficiente Parcial γ_Q	Carga Permanente (kN)	Carga Variável (kN)	Carga ELU (kN)
AC1-C1	1,35	1,5	290	491	1128

Assim, a partir do resultado para o ELU, e conforme os valores da tabela 16, optou-se por definir para este caso a solução microestaca TRM 170x9,0 mm.

Devido à distância entre encontros (mais de 5 metros) é sensato realizar a modelação do caso com apenas uma microestaca, isto porque as microestacas não se influenciarão mutuamente, tal como exemplificado na anexo 3.

Para o caso de estudo, e com base nos dados da campanha de prospeção, foi definido uma microestaca de 12 metros executada pelo método por via seca, recorrendo-se ao modelo constitutivo *Linear Elastic* para avaliar o seu comportamento.

Este modelo tem por base dois parâmetros: módulo de deformabilidade E e coeficiente de Poisson ν . No que respeita ao módulo de deformabilidade, e tendo em conta as características dos materiais da microestaca, aplicou-se a seguinte equação:

$$E_{TRM} = \frac{E_s \times A_s + E_{C25/30} \times A_{C25/30}}{A_{Total}} \quad (23)$$

Assim sendo, a microestaca foi modelada com base nas propriedades da **tabela 17**.

Tabela 17 : Propriedades da microestaca definidas no software *Plaxis 2D*
(retirado de (Dywidag, 2012))

Propriedades	Valores	
Diâmetro da microestaca	170	<i>mm</i>
Área transversal do FFD, A_s	4,553	<i>mm</i> ²
Área transversal do betão C25/30, $A_{C25/30}$	18,145	<i>mm</i> ²
Módulo de deformabilidade do FFD, E_s	160	<i>GPa</i>
Módulo de deformabilidade do betão C25/30, $E_{C25/30}$	31	<i>GPa</i>
Módulo de deformabilidade da microestaca, E_{TRM}	57	<i>GPa</i>
Coefficiente de Poisson, ν	0,3	-
Fator de redução da resistência da interface, R_{inter}	0,5	-

No que respeita ao maciço, representado em anexo, responsável pela ligação da microestaca à estrutura, considerou-se que este não sofreria deslocamento, assim sendo, apenas se contabilizou o deslocamento da microestaca para análise em ELS.

5.4.2 Modelação dos solos

Os parâmetros do solo definidos no programa *Plaxis 2D* são os que se encontram no capítulo 5.2, as cores das estratificações apresentados no modelo da **figura 65**, fazem correspondência às cores da tabela 15.

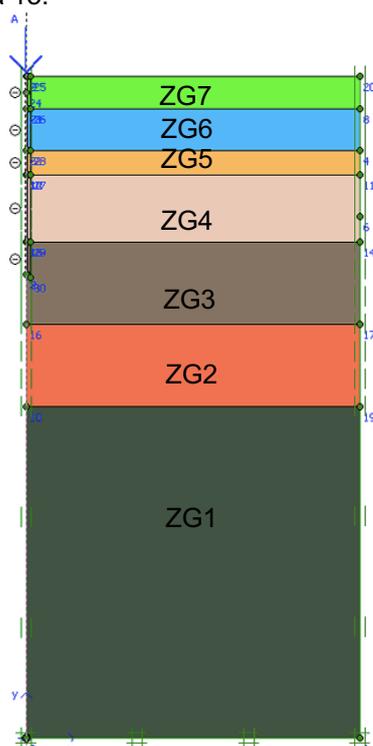


Figura 65 : Modelo do caso de estudo, com os respetivos zonamentos geotécnicos definidos

As características dos solos presentes na sondagem correspondem a camadas que não são de carácter rochoso, sendo assim, foi coerente aplicar o modelo constitutivo *Hardening Soil*. Assim, sendo, em primeira instância, foi necessário considerar as condições drenadas para simular o comportamento a longo prazo.

O modelo de *Mohr-Coulomb* é muitas vezes utilizado como primeira análise, contudo, o modelo *Hardening Soil* simula o comportamento dos solos com diferentes propriedades geotécnicas e em solos com elevada dependência da tensão com o módulo de deformabilidade. Este modelo destaca-se do modelo *Mohr-Coulomb* por considerar o aumento das rigidezes em função da tensão vertical efetiva. Na **tabela 18** apresentam-se os parâmetros utilizados pelo modelo e executados em software. (Vieira, 2013)

Tabela 18 : Parâmetros considerados pelo modelo *Hardening Soil* (adaptado de (Vieira, 2013))

Tipo	Parâmetros	Unidades
Cedência	c , coesão (tensões efetivas)	kPa
	ϕ , ângulo de resistência ao corte	$^{\circ}$
	ψ , ângulo de dilatância	$^{\circ}$
Rigidez	E_{50} , módulo de deformabilidade secante	kPa
	E_{ur} , módulo de deformabilidade na descarga-recarga	kPa
	E_{ced} , módulo de deformabilidade edométrico	kPa
	m , dependência da tensão (rigidez pela lei da potência)	—
Avançados	ν_{ur} , coeficiente de Poisson na descarga-recarga (0,2)	—
	p'_{ref} , tensão de referência para rigidez (100 kPa)	kPa
	K_0^{nc} , coeficiente de impulso em repouso ($K_0^{nc} = 1 - \sin\phi$)	—

O modelo aplicado também é capaz de simular o decréscimo da rigidez conforme a tensão de corte, isto devido à presença de deformações plásticas irreversíveis. (Caetano)

Por forma a determinar os valores para os módulos de deformabilidade enumerados, o manual de referência permite que se realizem as seguintes aproximações:

- $E_{50} \approx E$
- $E_{ur} \approx 3E$
- $E_{ced} \approx E$

Por outro lado, podemos obter o valor do módulo de deformabilidade edométrico E_{ced} , através da seguinte equação:

$$E_{ced} = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2 \times \nu_s)} \quad (24)$$

Quanto ao fator m , referente à dependência da tensão, foi definido o recomendado pelo manual de referência, sendo $m = 0,5$ para areias, $m = 1,0$ para argilas e $m = 0,7$ para camadas com solos siltosos.

Quanto à interface, esta representa a face de contacto entre a microestaca e o solo, admitiu-se uma redução do atrito R_{inter} de 0,5, isto porque, para o caso de estudo, considerou-se uma microestaca executada pelo método por via seca, assumindo-se que uma resistência lateral executada por este método será reduzida. Por outras palavras, durante o estudo do comportamento da microestaca, será dado realce à resistência de ponta, com os esforços mais acentuados na camada ZG3.

Por fim, foi definido que durante toda a análise a modelação seria em condições drenadas, isto porque, para estacas de comprimentos mais curtos, em que o comportamento é maioritariamente por ponta, é a melhor forma de avaliar a microestaca a longo prazo. (Caetano, 2014)

5.4.3 Modelação do caso prático

Depois de estabelecer as propriedades da microestaca e dos solos em software, foi necessário aplicar a malha de elementos finitos. Deste modo, foi definido uma malha tipo *Fine* a partir do comando *Generate mesh*, explanado na **figura 66**.

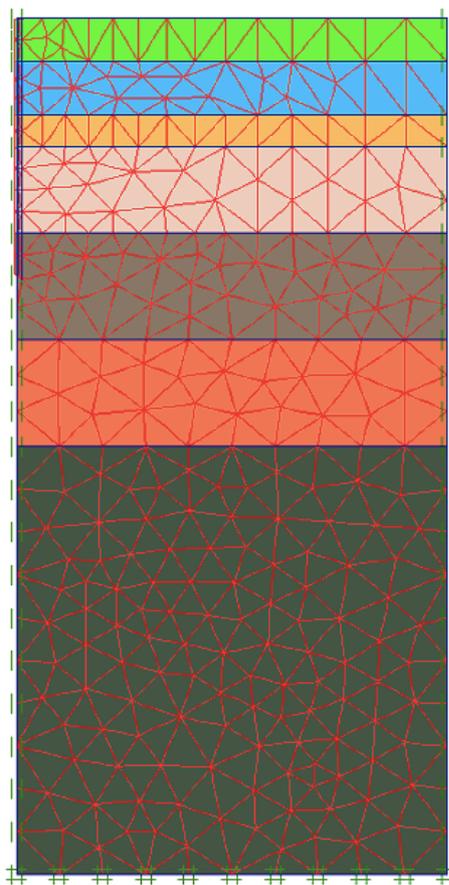


Figura 66 : Modelo de elementos finitos com malha tipo *Fine*

O passo seguinte foi demarcar o nível freático e gerar as pressões intersticiais a partir do comando *Initial conditions*. Realizado este passo, procede-se a observação do diagrama de tensões iniciais, por distribuição de pressões efetivas. Na **figura 67** está representado o diagrama linear de tensões, antes da aplicação das cargas da estrutura.

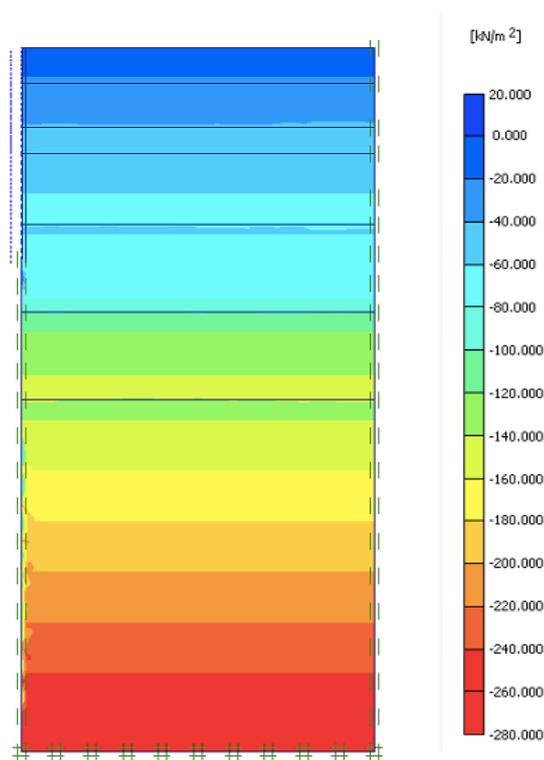


Figura 67 : Diagrama linear de tensões iniciais

Posteriormente, segue-se para o subprograma *Calculations*, onde se procede à aplicação das cargas definidas pelo ELU e pelo ELS. É neste passo que se avalia a plastificação dos materiais e a curva carga vs. assentamento. Para avaliar esta curva é necessário escolher um ponto no modelo onde se pretenda conhecer os seus deslocamentos.

Depois de realizada a análise pelo programa é possível obter os pontos plastificados no modelo a partir do comando *Stress Points*. Para obter a curva carga vs. assentamento, é necessário recorrer ao subprograma *Curves*.

No que corresponde aos resultados associados ao software Plaxis 2D, este caso de estudo não deve ser equiparado a outras situações semelhantes, visto ter as suas especificidades particulares ao estudo.

Caso seja atingida a capacidade resistente última antes de se atingir a carga inicialmente indicada, o cálculo termina e é possível observar no subprograma output uma mensagem de aviso de "colapso". Caso não seja atingida a capacidade resistente última, a mensagem no output indica que não ocorreu qualquer problema.

5.4.4 Resultados

Os resultados obtidos para a solução proposta estão explanados nas seguintes ilustrações, onde se pode analisar a curva carga vs. assentamentos e os pontos plastificados no momento da aplicação da carga definida pelo ELU.

No que respeita à análise do ELS, o valor da carga encontra-se na **tabela 19**, tendo em conta o procedimentos segundo o EC7.

Tabela 19 : Valores utilizados para a definição da carga ELS

Abordagem de Cálculo	Coefficiente parcial γ_G	Coefficiente Parcial γ_Q	Carga Permanente (kN)	Carga Variável (kN)	Carga ELS (kN)
ELS	1,0	1,0	290	491	781

A partir destes dados, foi possível obter uma curva que relaciona a carga aplicada com os assentamentos da estrutura. Na **figura 68** ilustra-se o diagrama de deformação e na **figura 69** apresenta-se o gráfico com a curva carga vs. assentamento para o caso prático em questão. Para a carga ELS foi obtido um valor de assentamento de aproximadamente 8,8 mm.

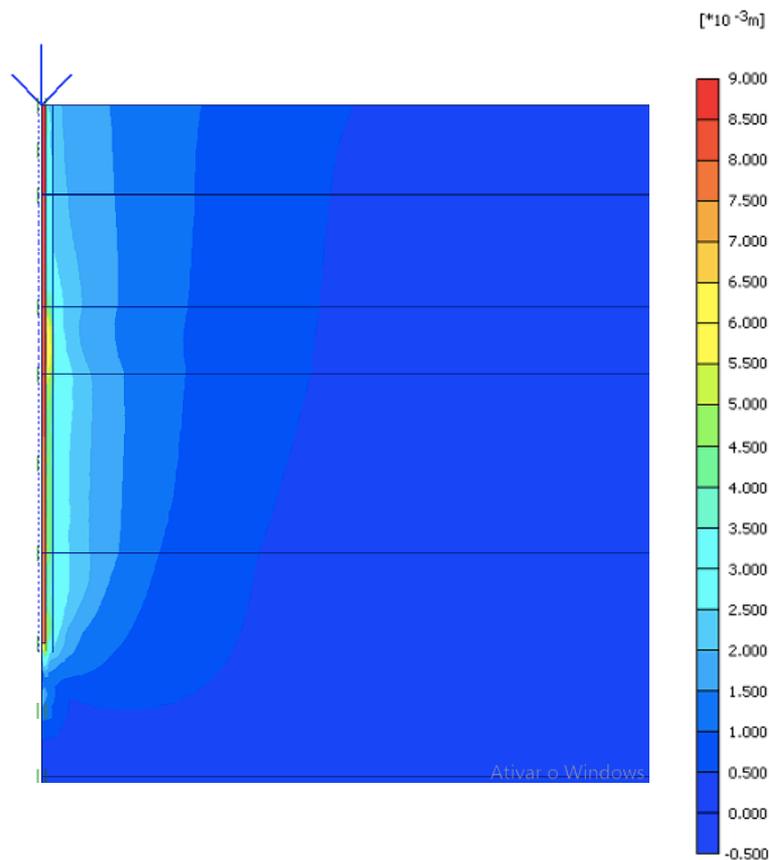


Figura 68 : Diagrama linear de deformação para o ELS

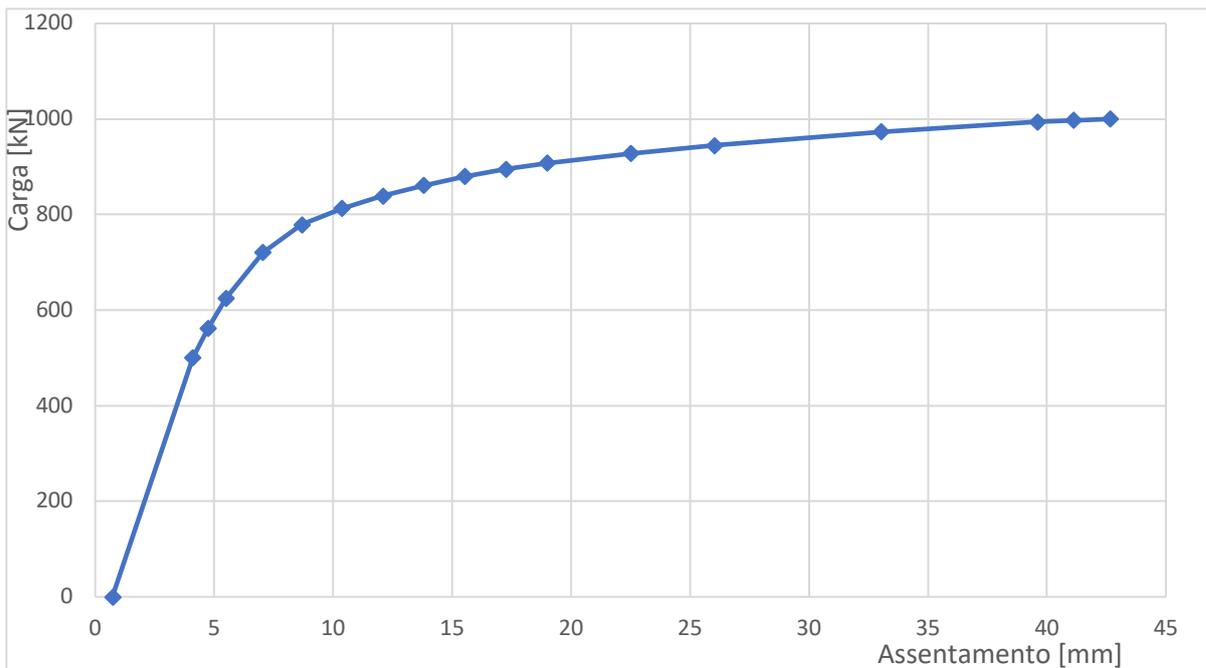


Figura 69 : Gráfico curva carga vs. assentamento para o ELS

Assim sendo, verifica-se que o assentamento obtido no software corresponde a um valor expectável. A partir deste gráfico será possível obter a rigidez de fundação, segundo a equação seguinte.

$$K = \frac{F}{\delta} \quad (25)$$

No que respeita aos valores máximos admitidos pelo EC7 e pela empresa *BERD*, o valor do assentamento para a carga ELS é admissível.

- Deslocamento vertical máximo (EC7)

$$d_{v,max} = H \times \frac{1}{1000} = 12 \times \frac{1}{1000} = 0,012 = 12 \text{ mm} > 8,8 \text{ mm}$$

- Deslocamento vertical máximo (*BERD*)

$$d_{v,max} = 10 \text{ mm} > 8,8 \text{ mm}$$

No que respeita à análise em ELU, na **figura 70** encontram-se os pontos plastificados para a carga ELU.



Figura 70 : Modelo com pontos plastificados marcados a vermelho

De forma a avaliar a plastificação do solo nas zonas mais críticas do modelo, foi necessário analisar as tensões tangenciais do solo e compara-los com os valores da resistência lateral das microestacas TRM estimados pela empresa *Tiroler Rohren- und Metallwerke* e que se encontram nos ábacos do anexo 4.

Assim, a partir dos resultados dos ensaios SPT (N_{30}) feitos na inspeção do terreno, foi possível obter as tensões de atrito τ . Na **tabela 20** estão os valores estimados da tensão de atrito para cada camada. As camadas contabilizadas são apenas as que são influenciadas pela estaca (12 metros) visto serem as que são mais esforçadas por tensões tangenciais.

Tabela 20 : Valores estimados da resistência lateral (tensão de atrito) para as diferentes zonamentos geotécnicos (retirado de (*Tiroler Rohre, 2014*))

Camada	N_{30}	τ (kN/m^2)
ZG7	11 a 30	100
ZG6	1 a 10	50
ZG5	1 a 2	40
ZG4	5 a 10	80
ZG3	11 a 30	100

Na **figura 71** encontra-se o diagrama linear das tensões de atrito para o caso de estudo. A partir do comando *Effective Stresses* obtivemos os valores das tensões tangenciais, que na figura

encontram-se a azul mais claro (tensões no terreno). Assim concluímos que os valores das tensões tangenciais rondam os 30 a 40 kN/m^2 , dependendo da respetiva camada.

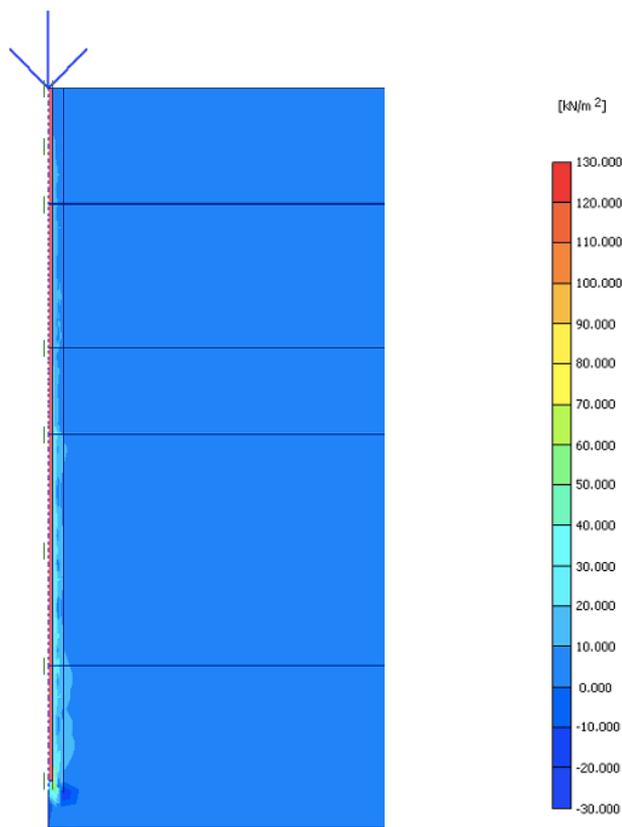


Figura 71 : Diagrama das tensões de atrito

Observando o diagrama, verificamos que os valores das tensões de atrito rondam os 30 a 40 kN/m^2 , dependendo da camada a estudar (ZG7 a ZG3). Assim concluímos que os valores das tensões de atrito no caso de estudo são inferiores aos retirados do ábaco da resistência lateral das microestacas TRM.

Com base nestes dados e nas verificações dos deslocamentos da microestaca TRM, foi possível afirmar que para o ELU (Carga ELU = 1128 kN) a microestaca TRM verifica as exigências dos eurocódigos, principalmente a partir da resistência de ponta, que é mais predominante que a resistência lateral.

5.4.5 Fase construtiva

A fase construtiva da ponte MB60 possui um processo de montagem que envolve equipamentos com cargas específicas que têm de ser contabilizadas no momento da armação da ponte. As cargas destes equipamentos, como o nariz de lançamento e outros equipamentos essenciais, foram estimados pela empresa *BERD*. Na **tabela 21** encontra-se os valores utilizados para alcançar um valor da carga na fase construtiva.

Tabela 21 : Valores utilizados para definir a carga na fase construtiva

Abordagem de Cálculo	Coefficiente parcial γ_G	Carga na fase construtiva (kN)	Carga fase construtiva (kN)
AC1-C1	1,2*	1180	1416

*valor admitido

5.4.6 Força de frenagem

Tal como detalhado no capítulo 5.3, a força de frenagem irá provocar forças horizontais que terão de ser transmitidas pelo encontro ao terreno. Caso estas pressões não sejam resistidas pelo encontro originalmente dimensionado, será necessário incrementar uma microestaca inclinada, tal como exemplificado na **figura 72**. No entanto, para o caso de estudo, não será necessário dimensionar uma microestaca extra, isto porque as pressões podem ser suportadas pelo contacto entre o maciço de encabeçamento, que materializa o encontro, e o terreno subjacente.

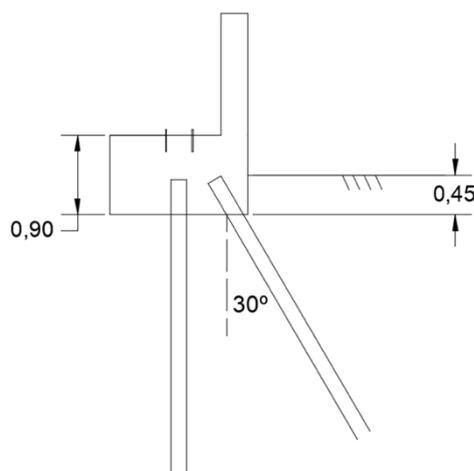


Figura 72 : Exemplo do encontro com uma microestaca vertical e uma inclinada

Ao verificar as tensões da força de frenagem no caso de estudo, a partir dos valores fornecidos pela empresa *BERD*, e a partir dos dados de exemplo apresentados na figura anterior (0,45 metros), foi possível estimar as pressões que as forças de frenagem provocam na interface entre o maciço de encabeçamento e o terreno subjacente. Obtido o valor da pressão no encontro é possível afirmar que o encontro tem capacidade de resistir à força e às pressões geradas pela mesma.

- Força de frenagem: 98 kN

$$\text{Pressão no encontro} = \frac{98}{0,45 \times 8,20} = 26,6 \text{ kN/m}^2 \quad (26)$$

6 Conclusões e Propostas de Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões do trabalho realizado

Nesta dissertação é estudada uma solução de fundação de microestacas cravadas tipo TRM para pontes modulares. Para este feito, a dissertação direcionou o foco para três pontos chave: estudar o campo das pontes modulares para entender as suas características base, analisar a adaptabilidade das microestacas TRM em pontes modulares e com isto, o comportamento deste tipo de fundação, e por fim, estudar a solução com base num modelo de elementos finitos e avaliar o seu comportamento, ao nível geotécnico e estrutural.

Assim, foi primeiramente necessário abordar a evolução das pontes modulares, com destaque na utilidade destas estruturas no campo militar. Para o enquadramento da dissertação, apresentam-se também no mesmo capítulo alguns exemplos de pontes modulares e as suas características.

Posto isto, denota-se no estado da arte a importância destas estruturas, nomeadamente na urgência a que são empregues. Este fator foi o mais importante para o restante desenvolvimento do trabalho. Isto é, para além de definir uma solução de fundação compatível com a geometria da estrutura, foi considerado a necessidade de um processo construtivo rápido e flexível, de forma a ser empregue em ambiente de socorro ou utilizada no meio militar.

Outro aspeto específico nas fundações profundas e que precisou de destaque na dissertação, foram os métodos de prospeção geotécnica expeditos e compatíveis com as exigências deste tipo de estrutura. Por outras palavras, antes da montagem da ponte modular, e dependendo dos conhecimentos que temos do local da obra, será necessário realizar uma prospeção geotécnica. Os resultados desta campanha, para além de fornecerem as propriedades geotécnicas do solo, terá de ser rápida o suficiente para casos de emergência. Assim, no capítulo 3, foram referidos três métodos de prospeção, do mais rudimentar ao mais avançado, capazes de cumprir o pretendido, com a rapidez desejada.

Definida uma solução que cumprisse os requisitos, foi necessário explorar as características básicas de uma fundação profunda, tal como a que foi escolhida, e ainda aprofundar o processo construtivo da mesma. No que corresponde ao processo construtivo da microestacas TRM, foi importante avaliar a funcionalidade de todo o processo em ambiente urgente, como a facilidade de transporte, material, equipamento, aplicabilidade em vários solos e rapidez de execução.

Assim sendo, podemos concluir que a escolha da microestacas TRM são uma solução eficiente para as pontes modulares, a sua aplicação é rápida e funcional, de forma a ser efetuada por militares especializados e o comportamento estrutural destas microestacas vão ao encontro do exigido por estas pontes.

Outro requisito que era pretendido pelos objetivos da dissertação e que foi satisfeito foi a aplicabilidade da solução de fundação em outras pontes modulares, para além da ponte estudada (MB60). Dependendo da geometria do encontro da ponte modular e dependendo das condições do local da obra, será possível ajustar o processo construtivo.

Por conseguinte, analisou-se a solução proposta num caso de estudo, em que este consistia na aplicação da microestaca TRM 170x9,0 na ponte modular MB60, num terreno com zonamento detalhado em anexo e definido pela prospeção geotécnica da empresa *ENGCEO*. A partir do estudo da campanha de prospeção foi definido que o método construtivo da microestaca TRM seria por via seca.

A partir das cargas da ponte MB60, definidas pela empresa *BERD*, e pelas cargas dos veículos-tipo definidas pela norma AASHTO, foi possível modelar o caso de estudo com recurso ao software Plaxis 2D. Recorrendo ao Eurocódigo 7, para análise do ELS e do ELU, avaliou-se o comportamento da microestaca, ao nível dos assentamento e ao nível dos pontos plastificados.

No que diz respeito aos assentamentos da microestaca no ELS, os valores encontram-se a baixo dos limites definidos pelo EC7 (15 mm) e a baixo dos critérios da empresa *BERD* (10 mm).

Quanto aos pontos plastificados, foram verificadas as tensões tangenciais da microestaca, a partir dos valores fornecidos pelo software Plaxis 2D, e comparados com os valores definidos pela empresa *Tiroler Rohren- und Metallwerke*.

No que corresponde à possível encurvadura da microestaca, não foi estudada devido a resistência do solo, no entanto, o seu método de verificação está detalhada no capítulo 4.

A força de frenagem e as pressões provocadas por estas forças horizontais foram verificadas. Confirmou-se que as forças de frenagem podem ser acomodadas pelo terreno subjacente ao maciço de encabeçamento para este caso de estudo. No entanto, para outros casos em que as forças de frenagem sejam maiores, será necessário certificar que a microestaca é suficiente para acomodar estas forças.

Como conclusão, os objetivos da dissertação foram alcançados, pois, podemos admitir que a solução de fundação profunda por microestaca TRM é uma solução eficiente para uma estrutura como uma ponte modular. O processo construtivo vai ao encontro do critérios exigidos e a sua capacidade estrutural vai ao encontro do pretendido.

6.2 Propostas de desenvolvimentos futuros

Durante o desenrolar da dissertação, houve certos aspetos que poderiam ser explorados mas que, no entanto, não se enquadravam totalmente nos objetivos a alcançar. Certos pontos poderão ser estudados no futuro tal como:

- Estudo do comportamento da microestaca TRM por via húmida, e abordar os pontos otimizados por esta via.
- Estudo do comportamento da microestaca TRM a catástrofes naturais como sismos e cheias.
- Estudo económico, inclinado para a execução, de forma comparativa para com outras soluções.
- Estudo da aplicação de uma estaca helicoidal em pontes modulares.
- Acompanhar e aplicar a solução a um caso de obra real.

Referências

- Acrow Bridge. (2018). *Acrow Bridge Supports United Nation*. Obtido em 20 de março de 2020, de <https://www.acrow.com/wp-content/uploads/2019/05/MINUSCA-Case-Study-2.pdf>
- AASHTO (2012). AASHTO LFRD Bridge Design. Specifications. Washington DC (citado por Fardilha, 2016)
- Aguiar, M. F. (2018). *Proposta de Aplicação de Resultados de Sondagens com Martelo Leve (DPL) no Campo Experimental de UNIFOR em Projetos de Fundações para Pequenas Cargas*. Article, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, Ceará.
- Aguiar, M. F. (2018a). *Estudo da Viabilidade da Prospeção do Subsolo com Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para Projetos de Fundações de Edificações de Pequeno Porte*. Article, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará. Ceará.
- André, A. (2016). *Estudo da Aplicação de Pré-Esforço Orgânico em Pontes Provisórias*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Bailey Bridge inc. (2010). *The Bailey System*. Obtido em 28 de fevereiro de 2020, de baileybridge.com
- BERD. (2019). *M1 : Manual Técnico : Instalación, Montaje y Lanzamiento*. Porto.
- Brito, J. d. (1999). *Estacas Cravadas*. Technical Report, Universidade de Lisboa. Lisboa.
- Brito, J. d. (1999a). *Micro-estacas*. Technical Report, Universidade de Lisboa. Lisboa.
- Caetano, M. (2014). *Igreja Nossa Senhora dos Navegantes, Parque das Nações : Fundações Indiretas por Microestacas Cravadas*. Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- CEN, C. E. (2010). *Execution of special geotechnical works - micropiles (prEN 14199:2001)*. Milão.
- Companhia de Pontes. (2015). *Caderno de Campo : Pelotão de Apoios Fixos*. Regimento de Engenharia N°1, Tancos.
- Dias, F. (2013). *Escavações Profundas em Meios Urbanos*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa.
- DMT. (10 de 12 de 2016). *Viatura Blindada Lança Ponte M60A1*. Obtido em 22 de março de 2020, de https://assets.exercito.pt/_layouts/15/Lightbox.aspx?url=https://assets.exercito.pt/SiteAssets/DMT/Viatura%20Blindada%20Lança%20Ponte%20M60A1/Viatura%20lança%20Ponte%20M60_galeria_05.jpg&fbclid=IwAR2_q_b8CrPx4uSvmiXD1RirHZMC5IxeG2nzQrbliv3nxGWCB5WUwPsyth0
- Dywidag. (2012). *Dywidag Ductil Iron Pile*. Obtido em 28 de março de 2020, de http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2014/11/DSI-DYWIDAG_Geotechnics_Ductile_Iron_Pile_eu_02.pdf?fbclid=IwAR0800c16dpVSIJYTVzK0XB3QUTUOgrksP2QGHW2zXiJEUelrT-vPWcGdo

- Economia. (24 de março de 2019). *Portuguesa BERD cria 125 pontes no Peru*. Obtido em 15 de março de 2020, de <https://expresso.pt/economia/2019-03-24-Portuguesa-BERD-cria-125-pontes-no-Peru>
- ENGCEO. (2020). *Relatório Geológico-Geotécnico - Reabilitação da passagem hidráulica*. Sarilhos, Montijo.
- Eurocodigo 1. (2003). *Actions on structures - Part 2 : Traffic loads on bridges*. Bruxelas.
- Eurocodigo 3. (2009). *Projeto de estruturas de aço - Parte 1.1 :Regras gerais e regras gerais para edifícios (NP EN1993-1-1:2009)*. Caparica.
- Eurocodigo 7. (2010). *Projeto Geotécnico. Regras Gerais". Eurocódigo 7 - Parte 1. Pré-norma europeia, ENV 1997-1*.
- Fardilha, D. (2016). *Dimensionamento de uma Ponte Provisória Metálica para um Vão de 80 metros*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Federal Highway Administration. (11 de maio de 2015). *Historical Background Of Steel Bridges*. Obtido em 14 de março de 2020, de <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/prefab/psbsreport03.cfm>
- Ferreira, J. (2015). *Vibrações Induzidas pela Cravação. Análise e Modelação numérica*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Gerdau. (2018). *Estacas Metálicas Gerdau : 9ª Edição*. Brasil.
- Gonçalves, J. (2010). *Influência da Esbelteza no Comportamento de Microestaca*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- Gonçalves, S. (2008). *Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal De Santa Maria. Brasil.
- Hachich. (2003). *Fundações: Teoria e prática*. Sao Paulo: Pini.
- Instituto Português da Qualidade. Eurocódigo 4. Projeto de estruturas mistas aço-betão - Parte 1.1: Regras gerais e regras gerais para edifícios (NPEN 1994-1-1 : 2007) Caparica, 2004 (citado em PREN14199, 2001)
- ISO 22476-2 (2005) "Geotechnical investigation and testing - field testing - Part 2 : Dynamic Probing (citado por Rodrigues, 2015)
- JJ. (28 de dezembro de 2010). *Lançamento de uma ponte militar sobre a ribeira de Odivelas*. Obtido em 14 de março de 2020, de <http://defesanacionalpt.blogspot.com/2010/12/lançamento-de-uma-ponte-militar-sobre.html>
- Junior, L. (2019). *Naresi - Fundações e Geotécnia*. Obtido em 25 de março de 2020, de <https://sites.google.com/site/naresifundacoesgeotecnias/119-estacas-cravadas>
- Ladeiras, R. (2017). *Ponte Militar Mabey & Johnson - Avaliação da Capacidade para Cenários de Acidente*. Instituto Superior Técnico: Lisboa.
- LNEC Lisboa, "Fundações - Diretas Correntes. Recomendações" 1968 (citado por Dias, 2013)
- Mabey & Johnson. (1967). *The Bailey Bridge*. United Kingdom .
- Mabey Bridge. (2014). *Logistic Support Bridge*. Chepstow.

- Mabey Bridge. (2019). *Heritage of Mabey & Johnson*. Obtido em 16 de março de 2020, de <https://www.mabeybridge.com/about-us/our-company/our-heritage>
- Mabey Bridge. (2019a). *Mabey Compact 200*. Obtido em 18 de março de 2020, de [mabeybridge.com/products/bridging/mabey-compact-200-bridge](https://www.mabeybridge.com/products/bridging/mabey-compact-200-bridge)
- Martinho, F. (2017). *Dimensionamento de Fundações Superficiais e Profundas de Acordo com os Eurocódigos - Aplicação a um caso de estudo*. Instituto Superior de Engenharia do Porto. Porto.
- Martins, J., & Mirando, T. (2003). *Ensaio de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal. Algumas Correlações*. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil. Guimarães.
- PAM. (2018). *Ferro Fundido Ductil*. Obtido em 1 de abril de 2020, de <https://www.pamline.pt/saint-gobain-pam/notre-activite/ferro-ductil?fbclid=IwAR1rqo567vpCfsUSaPi0elbThjoN0dvDvf3B1ioee0wjpT4LwkcikEFItGQ>
- Pereira, R. (2015). *Comportamento Estrutural de Pontes Logísticas do tipo Mabey do Exército Português*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Pereira, T. (2008). *Análise e Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Compressão Axial. Aplicações na Região Administrativa Especial de Macau*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Rodrigues, D. (2015). *Caracterização da Fundação de Pavimentos com os Resultados do Ensaio com o Penetrometro Dinâmico Ligeiro*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Construção, Escola Superior de Tecnologia e de Gestão : Instituto Politécnico de Bragança.
- RTP. (5 de março de 2010). *Ponte militar inaugurada em tempo record de 48 horas*. Obtido em 14 de março de 2020, de https://www.rtp.pt/noticias/pais/ponte-militar-inaugurada-em-tempo-recorde-de-48-horas_n325233?fbclid=IwAR0V5ObXGK6xN-OMbgGACFwsurhJb2HtIHpJT4JCL-gBXdp4Hzo_qMV9VeY
- Russell, B. R. (2013). *A Novel Rapidly Deployable Floating Causeway: Design And Optimization*. Indiana : University of Notre Dame.
- Santos, J. (2008). *Fundações por Estacas : Acções Verticais*. Elementos de apoio teóricos, Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- Santos, J. (2008a). *Fundações por Estacas : Acções Horizontais*. Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- Sol-Solution. (2020). *PANDA : Variable energy light weight dynamic cone penetrometer*. France.
- STANAG 2021. (2006). *AGREEMENT, N. S. STANAG 2021 Ed.6 - Military load Classification of bridges, ferries, rafts and vehicles*. NATO.
- ThinkDefence. (30 de dezembro de 2011). *UK Military Bridging - Equipment (Pre WWII Equipment Bridging)*. Obtido em 5 de março de 2020, de <https://www.thinkdefence.co.uk/2011/12/uk-military-bridging-equipment-pre-wwii-equipment-bridging/>
- ThinkDefence. (9 de dezembro de 2011a). *Uk Military Bridging - Load Classification*. Obtido em 6 de março de 2020, de <https://www.thinkdefence.co.uk/2011/12/uk-military-bridging-load-classification/>

- ThinkDefence. (12 de janeiro de 2012). *UK Military Bridging - Equipment (The Bailey Bridge)*. Obtido em 11 de março de 2020, de <https://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-the-bailey-bridge/>
- ThinkDefence. (30 de janeiro de 2012a). *UK Military Bridging - Equipment (Medium Girder Bridge)*. Obtido em 10 de março de 2020, de <https://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-medium-girder-bridge/>
- Tiroler Rohre. (2014). *Piling Systems for Deep Foundations*. Obtido em 28 de março de 2020, de <http://durotterra.com/wp-content/uploads/2014/10/DuroTerra-Manufacturer-Brochure.pdf?fbclid=IwAR1h7z2a6l9NAe7qFSMwVwfqEBDSUQ-P2-zMvnUw8nPAjvJdONE46wPdlzU>
- Vieira, A. (2013). *Avaliação da Capacidade Resistente Última de Estacas em Compressão Usando Análises em Tensão/Deformação*. Universidade Nova de Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Lisboa.
- WFEL. (2018). *Medium Girder Bridge*. Obtido em 10 de março de 2020, de <https://s3-eu-west-1.amazonaws.com/wfel-media/Products/BrochurePDF/f992148a-2fa8-47ae-84e5-d23c9bbd6c4b/WFEL%2520MGB%2520Brochure.pdf>

ANEXOS

Anexo 1 Prospecção geotécnica: Sondagem Sarilhos (ENGCEO)

Log de sondagem S3/Pz

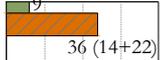
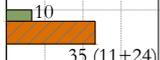
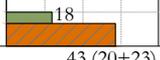
Data de execução da sondagem: 20/02/2020
 Metodologia de perfuração: Rotação
 Cota do terreno: 4,69
 Inclinação do furo: 90 °

Profundidade (m)	Unidades litoestratigráficas		Ensaio SPT	Amostragem (testemunhos de rocha)			
	Estratigrafia	Simbologia		Descrição (observação visual e tátil dos testemunhos de rocha e das amostras de solo recolhidas com o amostrador normalizado do ensaio SPT).	Percentagem de recuperação de amostra	Índice ROD (Decret. 196/66)	Espacamento entre discontinuidades (ISRM, 1981)
0	at				100%	-	-
0.5			Aterro: pavimento betuminoso com espessura aproximada de 20 cm, aplicado sobre camada de <i>lout-venant</i> assente numa geogrelha de reforço.	9		-	-
1			Aterro: areia heterométrica, siltosa, de cor castanho-alaranjada, com cascalho subangular a sub-rolado disperso.	22 (11+11)	0%	-	-
1.5			Aterro: areia fina a média, de cor castanho-clara.	3		-	-
2				6 (3+3)	0%	-	-
3				1	0%	-	-
4				1	0%	-	-
5	a		Lodo argiloso com intercalações de areia lodosa, de cor cinzento-escura, com pequenas raízes de plantas dispersas.	1	0%	-	-
6	P _{SM}		Areia fina a média, de cor cinzenta, com cascalho subangular disperso.	6		-	-
6.5				9 (4+5)	0%	-	-
7			Argila com areia fina, de cor cinzenta.	3		-	-
7.5				10 (5+5)	0%	-	-
8			Areia fina a média, de cor castanha-clara a castanho-ferruginosa.	7		-	-
8.5				25 (12+13)	0%	-	-
9			Areia heterométrica, com silte, de cor cinzenta a castanho-ferruginosa, com cascalho subangular disperso.	9		-	-
9.5				24 (10+14)	0%	-	-
10				9		-	-
10.5				23 (9+14)	0%	-	-
11				10		-	-
11.5				36 (14+22)	0%	-	-
12				14		-	-
12.5				33 (16+17)	0%	-	-
13				7		-	-
13.5				22 (9+13)	0%	-	-
14			Argila com areia fina, de cor castanha-acinzentada.			-	-
15						-	-
16						-	-
17						-	-
18						-	-

continua...

Log de sondagem S3/Pz

Data de execução da sondagem: 20/02/2020
 Metodologia de perfuração: Rotação com amostrador de parede dupla
 Cota do terreno: 4,69
 Inclinação do furo: 90 °

Profundidade (m)	Unidades litoestratigráficas		Ensaio SPT	Amostragem (testemunhos de rocha)				
	Estratigrafia	Simbologia	Descrição (observação visual e táctil dos testemunhos de rocha e das amostras de solo recolhidas com o amostrador normalizado do ensaio SPT).	1.ª fase do ensaio (número de pancadas obtido nos primeiros 15 cm de penetração). 2.ª fase do ensaio (número de pancadas obtido nos restantes 30 cm de penetração, correspondendo ao somatório do número de pancadas obtido em dois segmentos de 15 cm).	Porcentagem de recuperação de amostra	Índice ROJD (Decret. 19/66)	Espacamento entre descontinuidades (ISRM, 1981)	Estado de alteração (ISRM, 1981)
18	P _{SM}		Argila com areia fina, de cor castanha-acinzentada.		0%		-	-
19								
20			Areia heterométrica, com silte, de cor cinzenta, com cascalho subangular disperso.		0%		-	-
21								
22								
22,95			Fim de sondagem. ⁽¹⁾		0%		-	-
								

Notas

⁽¹⁾ Critério de paragem definido pelo Requerente.

 Nível piezométrico (leitura realizada no dia 20 de Fevereiro de 2020 às 16h00m).

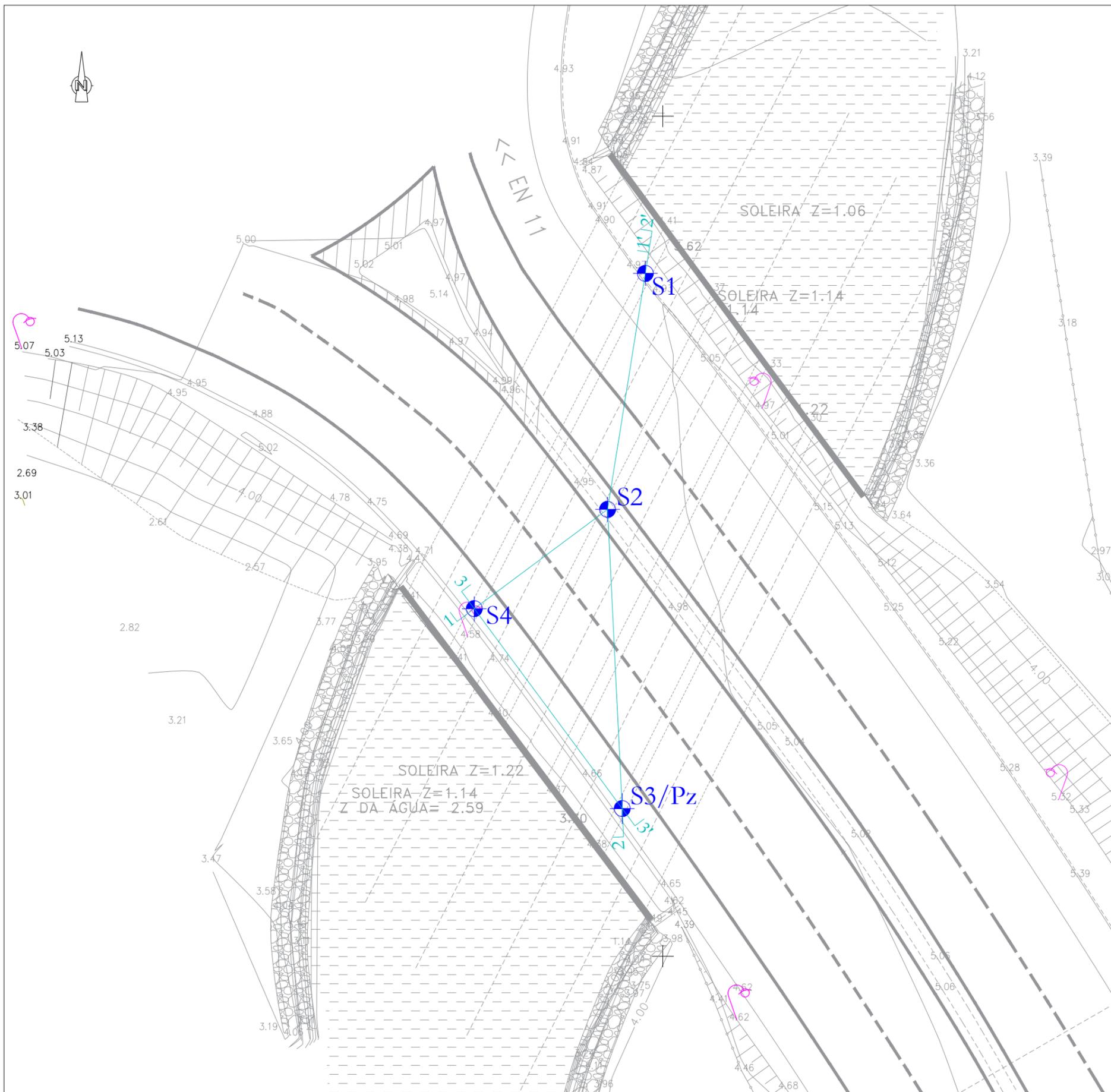
Testemunhos da sondagem S3/Pz

Data de execução da sondagem: 20/02/2020
Metodologia de perfuração: Rotação com amostrador de parede dupla
Cota do terreno: 4,69
Inclinação do furo: 90 °



Figura B.3.1 - Fotografias dos testemunhos da sondagem S3/Pz.

Anexo 2 Planta do local da obra (local da sondagem S3)



Legenda

-  Sondagem à rotação com realização de ensaios SPT (Pz - sondagem com instalação de piezómetro).
-  Perfil geológico-geotécnico interpretativo.



Requerente: **Limpa Canal - Soluções Ecológicas, Lda**

Designação do processo: **Reabilitação de Passagem Hidráulica PH019.1**

Local de intervenção: **Nó de Sarilhos Grandes, A33 - Montijo**

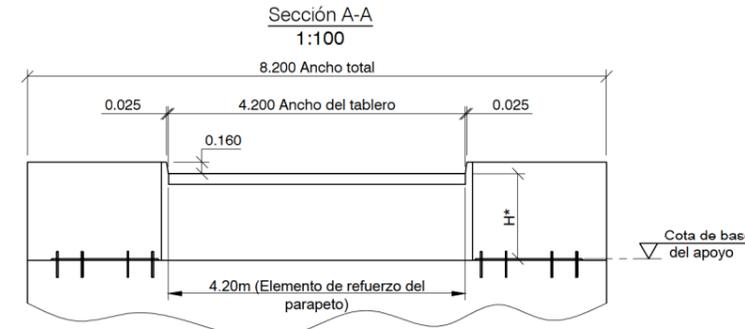
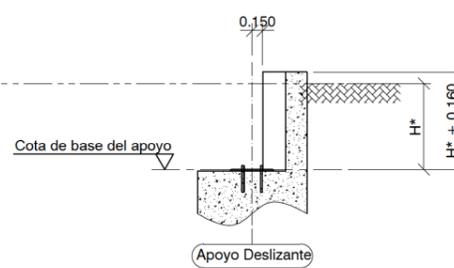
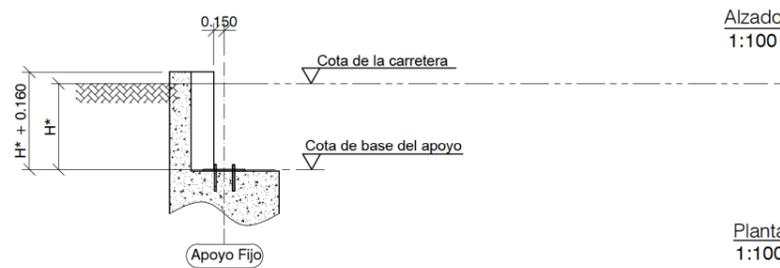
Peça desenhada: **Planta de localização**

Desenho n.º A.1
Processo n.º 8052019

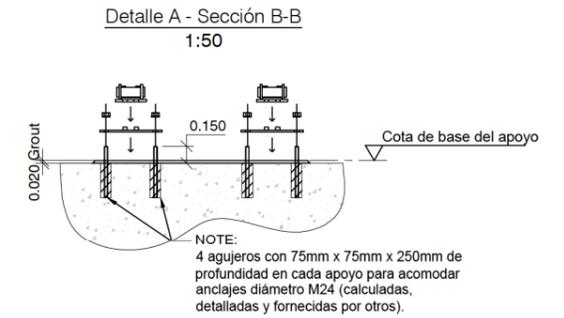
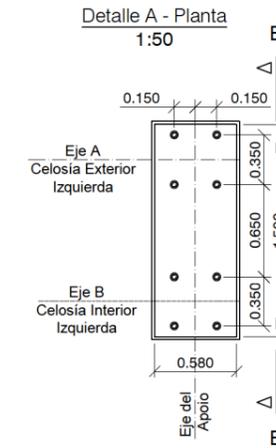
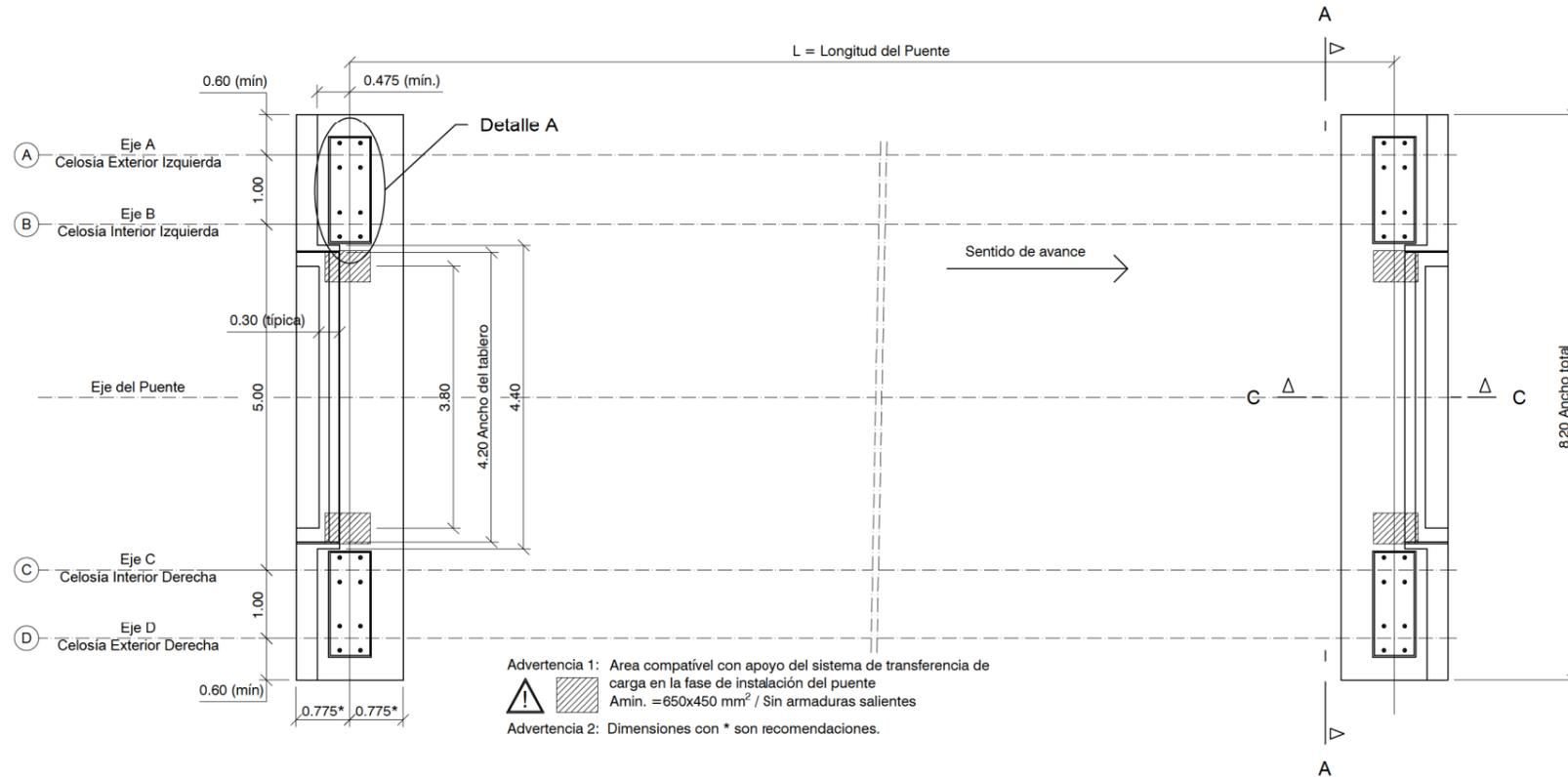
Versão	Data	Descrição	Formato	Escala	Elaborado	Verificado
00	28/02/2020	Emissão do documento.	A3	1:250	Filipa Pinheiro	Lara Dias

O presente documento e a informação que nele consta são propriedade da ENGCEO®, não podendo ser reproduzidos, copiados e/ou divulgados, por qualquer meio ou forma, sem o prévio e expreso consentimento do seu autor.

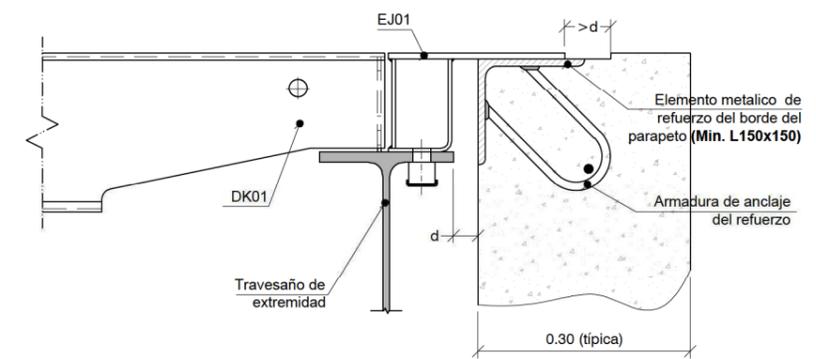
Anexo 3 Planta dos encontros da MB60 e respetivas cargas (*BERD*)



Longitud (m)	H* (m)
39.2	1.200
42.0	1.200
50.4	1.210
53.2	1.210
56.0	1.210
58.8	1.220
61.6	1.220



Sección C-C (Sugestión de refuerzo del parapeto) 1:10



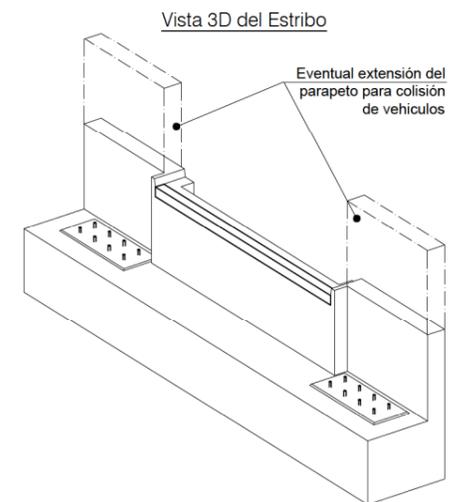
Nota: Definición de la distancia d depende de la temperatura en la fase de montaje del puente:
 $d = 50\text{mm} - 1.2 \times 10^{-5} \times L \times (T-20)$
 L= Longitud del puente en mm
 T=Temperatura de montaje en °C

Longitud (m)	Fuerzas aplicadas en cada estribo [tonnes]											
	Carga Muerta	Fuerzas verticales				Fuerzas transversales		Fuerzas longitudinales		Fuerzas en Avance		
		A	B	C	D	Viento en la estructura (130km/h)	Viento en los vehículos (130 km/h)	Viento en la estructura (130km/h)	Frenado	Variación térmica	Vertical	Longitudinal
39.2	34.1	1.1	26.0	39.0	1.7	6.6	2.9	6.6	9.8	17.0	68.0	7.0
42	36.5	1.2	26.7	39.7	2.1	7.1	3.1	7.1	9.8	18.2	70.0	7.0
50.4	45.7	1.4	28.6	41.7	3.3	8.5	3.7	8.5	9.8	22.9	92.0	9.5
53.2	48.1	1.5	29.2	42.4	3.7	8.9	4.0	8.9	9.8	24.1	100.0	10.0
56	50.7	1.5	29.8	43.0	4.1	9.4	4.2	9.4	9.8	25.3	109.0	11.0
58.8	55.4	1.6	30.5	43.6	4.5	9.9	4.4	9.9	9.8	27.7	113.0	11.5
61.6	58.0	1.7	31.1	44.2	4.9	10.4	4.6	10.4	9.8	29.0	118.0	12.0

- Cargas consideradas: AASHTO HL-93.
- Cargas no factoradas por factores de combinación.
- Se consideran factores normativos: efectos dinámicos (IM=1.25) y factor de presencia múltiple (m=1.2).
- Carga muerta incluye la estructura del puente, tableros de piso y superficie anti deslizante.
- Fuerzas de viento corresponden a $v=130\text{km/h}$ (80mph) previsto en AASHTO que corresponde a viento normativo concomitante con vehículos. La velocidad máxima del viento sin vehículos deberá ser definida en cada aplicación. La extrapolación de la fuerza se hace con $F_{vmax} = F_{130} \times \frac{v_{max}^2}{130^2}$.
- Con excepción de las cargas vivas todas las cargas se dividen igualmente en los apoyos.
- Las cargas vivas presentadas en la tabla asumen que estas están excéntricas en dirección al eje C.
- Las fuerzas longitudinales y transversales pueden ocurrir en cualquier dirección. Se debe considerar la dirección que maximiza las reacciones en el estribo.
- Las fuerzas longitudinales de viento y frenado presentadas en la tabla dicen respecto al estribo del apoyo fijo. Para el estribo del apoyo deslizante estas cargas no se aplican.

NOTAS GENERALES:

- Los detalles del estribo presentados en este plano son los geoméricamente necesarios para acomodar la superestructura del puente.
- Los estribos deben ser diseñados, calculados y detallados por una tercera entidad (otros que no BERD), teniendo en cuenta las características del local, cumpliendo con los requisitos de cargas expresos en este plano, tanto en situaciones de servicio como de montaje sin que ocurran desplazamientos de las fundaciones.
- Las anclajes de las fundaciones bien como los elementos de refuerzo de los parapetos deben ser suministradas por otros (otra entidad que no BERD).
- Para facilitar la instalación del puente (sea por lanzamiento o asistida por grúa) el parapeto del estribo debe ser construido solo después que el puente esté instalado en sus apoyos definitivos. En caso de instalación por lanzamiento, las barras de arranque de las armaduras de refuerzo del parapeto se deben doblar para que no haya colisiones durante el lanzamiento del puente. Si la utilización de los gatos de transferencia de carga está prevista en esta área, los arranques de las armaduras de refuerzo no deben existir.
- Es esencial que todos los apoyos del mismo estribo sean ajustados al mismo nivel para evitar una mala distribución de cargas en los elementos del puente.
- Las dimensiones presentadas en este dibujo asumen que el puente se va a instalar con todos los apoyos al mismo nivel. Cuando se requiere un gradiente longitudinal, los ingenieros de BERD deberán ser consultados para obtener las dimensiones revisadas y asesoramiento sobre la factibilidad del esquema propuesto.



BERD ONE BRIDGE, ONE SOLUTION
 Site: www.berd.eu
 Email: info@berd.eu
 Fax: +351 22 935 05 06
 Phone: +351 22 939 95 20

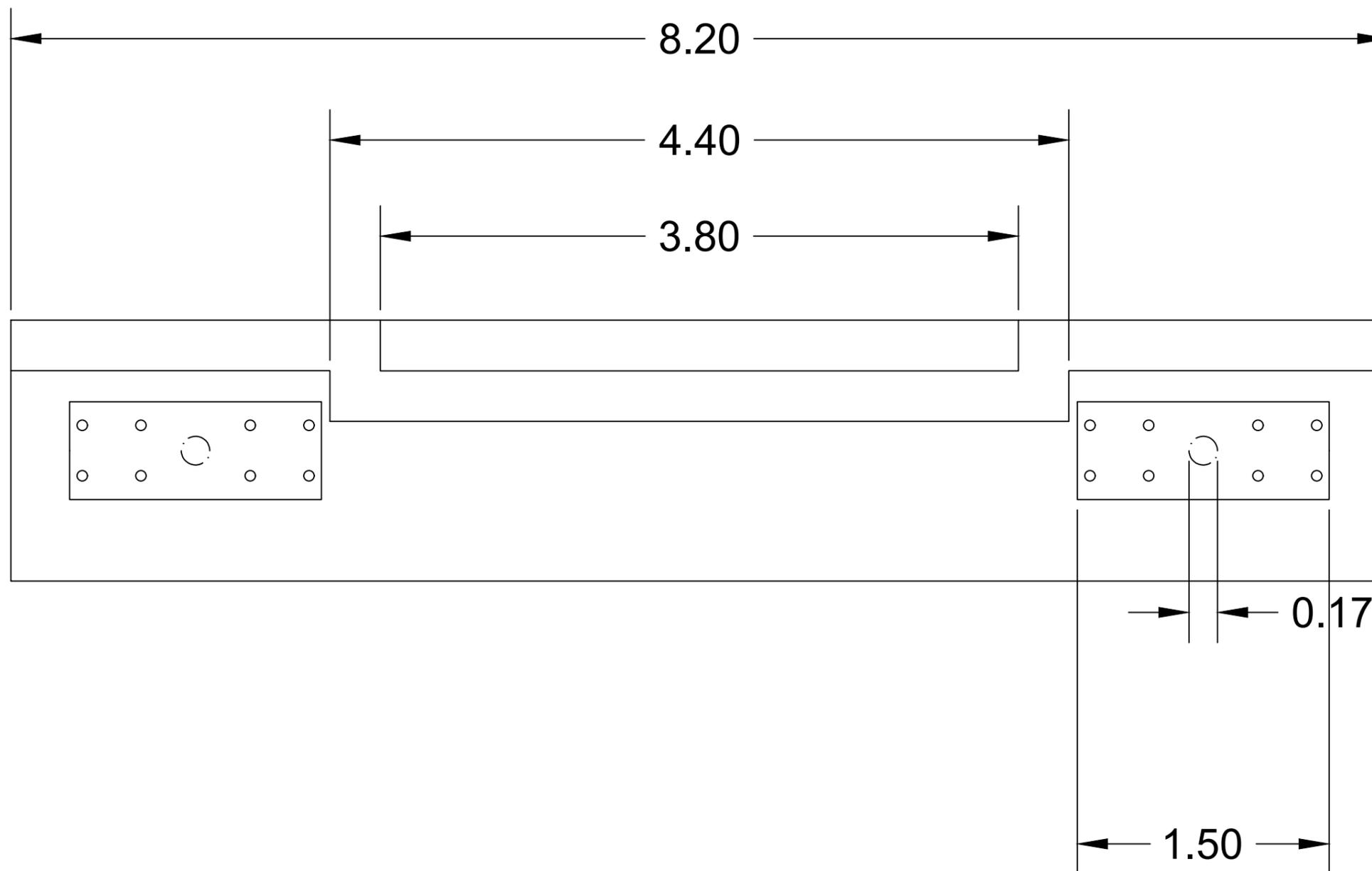
MTC
 Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Project Title: **Adquisición de 125 puentes**
 Contrato N° 233-2018-MTC/21
 Discipline: **Fundaciones**
 Stage: **Proyecto Ejecutivo**
 Type: **Planos**

Drawing Title: **MB60 x 4.2m**
Estribo y Cargas del Puente
 Drawing Code: **BERD 19087 02 02 DD 02**

Designed: **BERD**
 Drawn: **DC**
 Approved: **HC**
 Date: **Junio.2019**
 Scale(s): **1:100, 1:50, 1:10**
 Sheet: **A3**

Anexo 4 Planta dos encontros com microestacas TRM



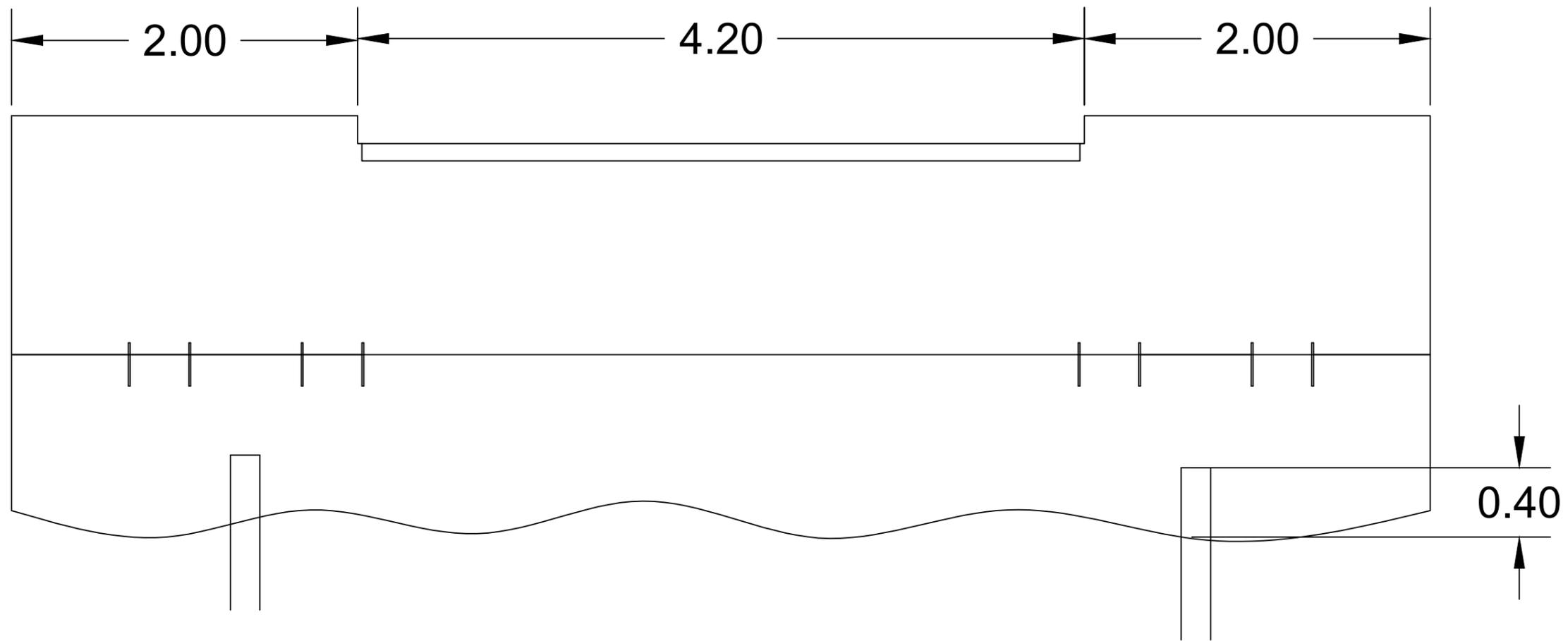
Fundações de Pontes Modulares – Soluções de Execução Acelerada

Desenho 1 -Planta do bloco de encontros com uma microestaca TRM por cada encontro

Dezembro de 2020

(metros)
Escala: 1:30

Manuel Passos
Nº 92392



 TÉCNICO LISBOA	Fundações de Pontes Modulares – Soluções de Execução Acelerada		
	Desenho 2 - Corte transversal do bloco de encontros com uma microestaca TRM por encontro	Dezembro de 2020	(metros) Escala: 1:30

Anexo 5 Ábacos tensões tangenciais em função do valor N_{SPT} e do valor da taxa de cravação

