



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Dimensionamento de estacas baseado nos princípios da dinâmica de cravação do SPT

Denise Maria Soares Castro da Silva



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Dimensionamento de estacas baseado nos princípios da dinâmica de cravação do SPT

Denise Maria Soares Castro da Silva

1020244

Projecto apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Doutor Nuno Bravo Faria de Cruz, da Direcção de Engenharia Rodoviária da Mota-Engil e do Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.

Júri

Presidente

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé
Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes
Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor Nuno Bravo Faria de Cruz
Direcção de Engenharia Rodoviária, Mota-Engil, S.A.
Professor Auxiliar Convidado, Universidade de Aveiro

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva
Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Mestre Eduardo Castro Neves
CICCOPN – Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte

Dedico esta tese aos meus pais, Maria Fernanda e Manuel Américo, e ao meu namorado, Gil, por todo o apoio e compreensão que demonstraram, principalmente nos momentos mais difíceis desta etapa.

Agradecimentos

São devidos os mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que colaboraram de algum modo, directa ou indirectamente, no desenvolvimento deste trabalho.

Em primeiro lugar, e para mim o mais especial agradecimento, ao Doutor Nuno Cruz e Doutor Carlos Rodrigues, por toda a amizade, por todo o apoio e ensinamentos transmitidos ao longo deste tempo, muito obrigado.

Ao Doutor Paulo Meixedo pela disponibilidade e apoio incondicional.

Aos meus superiores hierárquicos Jorge Cruz e Vieira Simões, por disponibilizarem todos os meios necessários à realização deste trabalho, sem essa ajuda nada disto seria possível.

A todos os que trabalham ou trabalharam diariamente no estaleiro de Canelas da Mota-Engil: Mike Lopes, Fernando Paiva, Nuno Oliveira, Ricardo Rocha, Cárin Mateus, Luís Machado, Patrícia Vieira, Francisco Silva, Leonel Conde, Miguel Meireles e Carmo Pinto, por proporcionarem que o trabalho seja mais simpático de se executar.

À Direcção de Geotecnia da Mota-Engil e aos seus colaboradores, a qual me orgulho de integrar, em especial e à fantástica equipa de sondadores liderada pelo Sr^ª Luís Póvoas, que fazem diariamente o trabalho de bastidores.

Ao Doutor António Quartel por toda a simpatia e disponibilidade.

Aos meus pais e irmã, por toda a compreensão e apoio incondicional em todas as minhas opções.

Ao Gil por todo o apoio e paciência nos dias de má disposição.

À Inês, por me ter incentivado nos momentos que me fui abaixo.

A todos aqueles em que os nomes não aparecem, mas não estão nem nunca serão esquecidos.

A todos o meu obrigado, sem a vossa contribuição nada disto seria possível!

Palavras-chave

SPT, força, velocidade, energia, capacidade de carga de estacas.

Resumo

Este trabalho insere-se no domínio da calibração energética dos equipamentos SPT, dando seguimento ao disposto na norma EN ISO 22476-3, de aplicação obrigatória em Portugal. Para tal foi utilizada uma vara instrumentada, cuja instrumentação consiste em strain-gauges e acelerómetros piezoeléctricos. Esta instrumentação encontra-se fixa a um trecho de vara com comprimento de 60 cm e para a aquisição dos dados foi utilizado o sistema SPT Analyzer® comercializado pela firma PDI. O sistema permite registar os dados provenientes da instrumentação: sinais de um par de strain-gauges, transformados em registos de força (F1 e F2) e sinais de um par de acelerómetros, convertidos em registos de velocidade (V1 e V2) ao longo do tempo. O equipamento permite a avaliação, em tempo real, da qualidade dos registos e da energia máxima transmitida à vara em cada golpe e o conhecimento do deslocamento vertical do trem de varas ocorrido em cada golpe do martelo.

Por outro lado, baseando-se no tema acima referido, pretende-se ainda desenvolver esforços no sentido de melhorar o novo método interpretativo dos resultados dos ensaios SPT e sua aplicação ao dimensionamento de estacas, dado que a previsão da capacidade de carga de estacas constitui um dos desafios da engenharia de fundações por requerer a estimativa de propriedades do solo, alterações pela execução da fundação e conhecimento do mecanismo de interacção solo-estaca. Este novo procedimento baseia-se nos princípios da dinâmica, rompendo com as metodologias até aqui consagradas, de natureza essencialmente empírica. A nova forma de interpretar os ensaios SPT, consubstanciada nos princípios de conservação de energia na cravação do amostrador SPT, irá permitir converter analiticamente o valor N_{spt} numa força dinâmica de reacção à penetração. A decomposição desta força dinâmica permite efectuar análises comparativas entre as resistências unitárias mobilizadas no amostrador SPT (modelo) e as mobilizadas na estaca (protótipo).

Keywords

SPT, strength, speed, energy, load capacity of piles.

Abstract

This essay inserts itself in the field of energy calibration of SPT equipment's, following the provisions of EN ISO 22476-3, a mandatory in Portugal.

For so, it was used an instrumented rod, whose instrumentation consists in "strain-gauges" and piezoelectric accelerometers.

This instrumentation is fixed to a piece of rod with a length of 60 cm and for the data acquisition was used the SPT Analyzer[®] system commercialized by the firm PDI. The system allows recording data from the instrumentation: Signs of a pair of "strain gauges", transformed into records of force (F1 and F2) and signs of a pair of accelerometers, records converted to speed (V1 and V2) over the time. The equipment allows the evaluation, in real time, of the quality of records and the maximum energy transmitted to the rod on each stroke and the knowledge of the vertical displacement of the train rods occurred on each stroke of the hammer.

Since the prediction of piles load capacity consists one of the challenges of foundations engineering by requiring the estimation of soil properties, changes by the execution of the foundation and understanding the mechanism of soil-pile interaction, we intend to further efforts to introduce a new interpretation method of the SPT test results and its application to the piles design. This new procedure is based on the dynamic principles, breaking with the conventional methods, of essentially empirical nature. The new way to interpret the SPT test, embodied in the principles of energy conservation in spiking the SPT sampler, will allow to analytically convert the N_{spt} value into one dynamic strength of penetration reaction. The decomposition of this dynamic strength allows performing comparative analysis between the unit resistances mobilized in the SPT sampler (model) and the mobilized in the stake (prototype).

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	- 1 -
1.1	ENQUADRAMENTO GERAL	- 1 -
1.2	OBJECTIVOS.....	- 2 -
1.3	JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	- 2 -
1.4	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	- 3 -
2	ESTADO DA ARTE – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	- 4 -
2.1	HISTÓRIA DO ENSAIO SPT	- 4 -
2.2	O ENSAIO SPT	- 7 -
2.2.1	CUIDADOS A OBSERVAR	- 9 -
2.2.2	VANTAGENS E DESVANTAGENS.....	- 9 -
2.2.3	FACTORES QUE AFECTAM O ENSAIO SPT	- 10 -
2.2.4	FACTORES LIGADOS AOS EQUIPAMENTOS	- 10 -
2.2.5	FACTORES LIGADOS AOS PROCEDIMENTOS.....	- 10 -
2.2.6	FACTORES LIGADOS COM OS GEOMATERIAIS SUJEITOS AO ENSAIO	- 11 -
2.3	NORMALIZAÇÃO DO ENSAIO SPT.....	- 11 -
2.4	ENERGIA NO SPT.....	- 12 -
2.4.1	ENERGIA POTENCIAL GRAVÍTICA DO MARTELO SPT.....	- 14 -
2.4.2	ENERGIA POTENCIAL GRAVÍTICA DO TREM DE VARAS.....	- 14 -
2.4.3	ENERGIA CINÉTICA ANTES E APÓS O IMPACTO DO MARTELO SPT.....	- 15 -
2.4.3.1	ENERGIA CINÉTICA TEÓRICA	- 15 -
2.4.3.2	ENERGIA CINÉTICA REAL	- 16 -
2.4.4	ENERGIA TRANSFERIDA AO BATENTE.....	- 16 -
2.4.5	ENERGIA TRANSFERIDA AO AMOSTRADOR.....	- 17 -
2.4.6	ENERGIA POTENCIAL GRAVÍTICA DO SISTEMA SPT	- 17 -
2.5	EFICIÊNCIA DO ENSAIO SPT	- 19 -
2.5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	- 19 -
2.5.2	FACTORES DE CORRECÇÃO.....	- 23 -
2.6	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.....	- 27 -
2.6.1	FÓRMULAS DINÂMICAS	- 27 -
2.6.2	TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA APLICADAS ÀS ESTACAS	- 28 -
2.6.3	TEORIA DE EXPANSÃO DAS CAVIDADES	- 31 -
2.6.4	MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	- 34 -

2.6.4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	- 34 -
2.6.4.2	MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS	- 34 -
2.6.4.3	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	- 36 -
2.6.4.3.1	MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)	- 36 -
2.6.4.3.2	MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA (1978).....	- 38 -
2.6.4.3.3	MÉTODO BUSTAMANTE & GIANESELLI (1982).....	- 39 -
2.6.4.4	MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA – CARGA DE ROTURA.....	- 42 -
2.6.4.4.1	EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-ASSENTAMENTO	- 42 -
2.6.4.4.1.1	Método de Van der Veen (1953).....	- 42 -
2.6.4.4.1.2	Método de Chin (1971, 1978)	- 44 -
2.6.4.4.2	DEFINIÇÃO DA CARGA DE ROTURA A PARTIR DA CURVA CARGA-ASSENTAMENTO.....	- 45 -
2.6.4.4.2.1	Método da Norma Brasileira NBR 6122 (1996)	- 45 -
2.6.4.4.2.2	Método de Davisson (1972)	- 46 -
3	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS – MÉTODO PROPOSTO	- 47 -
3.1	INTRODUÇÃO.....	- 47 -
3.2	ANÁLISE DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS USANDO A EQUAÇÃO DE ONDA	- 48 -
3.3	HIPÓTESES ASSUMIDAS	- 48 -
3.4	RESISTÊNCIAS UNITÁRIAS MOBILIZADAS PELO AMOSTRADOR SPT	- 50 -
3.5	MODELO VERSUS PROTÓTIPO	- 52 -
3.6	CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	- 53 -
4	INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA.....	- 55 -
4.1	O ENSAIO SPT	- 55 -
4.1.1	AMOSTRADOR.....	- 55 -
4.1.2	VARAS	- 55 -
4.2	REGISTOS DE ENERGIA NOS EQUIPAMENTOS SPT.....	- 57 -
4.2.1	SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS (SPT ANALYSER).....	- 57 -
4.2.1.1	CONSOLA DE AQUISIÇÃO DE DADOS.....	- 58 -
4.2.1.2	CARTÃO DE MEMÓRIA.....	- 58 -
4.2.1.3	OS CABOS DE CONEXÃO	- 59 -
4.2.1.4	VARA INSTRUMENTADA.....	- 59 -
4.2.2	CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO (SPT ANALYSER).....	- 62 -
4.3	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO	- 63 -

5	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	- 66 -
5.1	CAMPANHA PRELIMINAR COM VISTA À CALIBRAÇÃO ENERGÉTICA DOS EQUIPAMENTOS SPT	- 66 -
5.1.1	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA SUMÁRIA DOS SOLOS SUJEITOS DO CAMPUS DA UA	- 66 -
5.1.2	REGISTOS DE ENERGIA	- 66 -
5.1.3	MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT.....	- 67 -
5.1.4	CONSEQUÊNCIAS DAS MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT	- 73 -
5.2	PRIMEIRA CAMPANHA DE CALIBRAÇÃO ENERGÉTICA DOS EQUIPAMENTOS SPT	- 74 -
5.2.1	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA SUMÁRIA DOS SOLOS SUJEITOS DO ESTALEIRO DE CANELAS.....	- 75 -
5.2.2	MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT.....	- 75 -
5.2.2.1	MARTELO MRT 11 – PROFUNDIDADE DE 1,25 M.....	- 75 -
5.2.2.2	MARTELO MRT 05 – PROFUNDIDADE DE 1,74 M	- 77 -
5.2.2.3	MARTELO MRT 07 – PROFUNDIDADE DE 2,77 M	- 78 -
5.2.2.4	MARTELO MRT 03 – PROFUNDIDADE DE 3,43 M	- 80 -
5.2.2.5	MARTELO MRT 04 – PROFUNDIDADE DE 3,43 M	- 80 -
5.2.2.6	MARTELO MRT 08 – PROFUNDIDADE DE 4,38 M	- 81 -
5.2.2.7	MARTELO MRT 09 – PROFUNDIDADE DE 4,72 M	- 83 -
5.2.2.8	MARTELO MRT 06 – PROFUNDIDADE DE 5,25 M	- 84 -
5.3	SEGUNDA CAMPANHA DE CALIBRAÇÃO DE MARTELOS SPT	- 85 -
5.3.1	MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT.....	- 86 -
5.3.1.1	MARTELO MRT08 – PROFUNDIDADE DE 1,27 M	- 86 -
5.3.1.2	MARTELO MRT10 – PROFUNDIDADE DE 2,85 M	- 88 -
5.3.1.3	MARTELO MRT04 – PROFUNDIDADE DE 4,37 M	- 89 -
5.3.1.4	MARTELO MRT05 – PROFUNDIDADE DE 5,81 M	- 90 -
5.4	TERCEIRA CAMPANHA DE CALIBRAÇÃO DE MARTELOS SPT.....	- 92 -
5.4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA SUMÁRIA DOS SOLOS SUJEITOS DO ESTALEIRO DE PORTO ALTO ...	- 92 -
5.4.2	MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT.....	- 92 -
5.5	RESULTADOS FINAIS	- 96 -
5.6	ENSAIOS DE MICRO-ESTACAS À COMPRESSÃO E À TRACÇÃO.....	- 98 -
5.6.1	INTRODUÇÃO	- 98 -
5.6.2	PREPARAÇÃO DOS ENSAIOS	- 99 -
5.6.3	ENSAIO À TRACÇÃO.....	- 100 -
5.6.4	ENSAIO À COMPRESSÃO.....	- 101 -
5.6.5	RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	- 102 -
5.6.5.1	ENSAIO À TRACÇÃO	- 102 -
5.6.5.2	ENSAIO À COMPRESSÃO – 1º CICLO DE CARGA	- 105 -

5.6.5.3	ENSAIO À COMPRESSÃO – 2º CICLO DE CARGA	- 107 -
5.6.5.4	EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA DE CARGA-ASSENTAMENTO	- 110 -
5.6.5.4.1	MÉTODO DE VAN DER VEEN	- 110 -
5.6.5.4.2	MÉTODO DE CHIN.....	- 111 -
5.6.5.4.3	MÉTODO DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122	- 112 -
5.6.5.4.4	MÉTODO DE DAVISSON.....	- 114 -
5.7	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.....	- 116 -
5.8	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODOS BASEADO NA EQUAÇÃO DE ONDA (PROPOSTO)	- 120 -
6	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	- 122 -
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	- 122 -
6.2	CAPACIDADE DE CARGA – ENSAIO DE CARGA	- 122 -
6.3	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA – COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS	- 123 -
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	- 125 -
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	- 127 -

ANEXOS:

ANEXO I – BOLETIM DO LOG DE SONDAJEM;

ANEXO II –CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO SPT ANALYSER (2008);

ANEXO III - CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO SPT ANALYSER (2010);

ANEXO IV – DADOS OBTIDOS NA 3ª CAMPANHA DE CALIBRAÇÃO – CÁLCULO DO COEFICIENTE η_1 ;

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Corte longitudinal do amostrador SPT (EN ISO 22476-3:2005)	- 5 -
Figura 2 – O ensaio SPT	- 7 -
Figura 3 - Amostrador bipartido	- 8 -
Figura 4 - Fases de cravação do amostrador no solo (Odebrecht, 2003).....	- 13 -
Figura 5 - Eficiência do ensaio SPT vs comprimento das varas utilizadas no ensaio (Morgano & Liang, 1992).....	- 22 -
Figura 6 - (a) Partículas no repouso; (b) Partículas aceleradas (Gonçalves, 2000).....	- 28 -
Figura 7 – Padrão assumido de rotura (Vésic, 1975)	- 32 -
Figura 8 – Expansão cavidade esférica (Vésic, apud Silva, 2001)	- 32 -
Figura 9 – Superfícies de rotura da base de estacas segundo diversos autores (Vésic'; Aoki, 1999)	- 34 -
Figura 10 – Cálculo da resistência equivalente	- 40 -
Figura 11 - Recta obtida num gráfico com ordenadas δ/Q e abscissas δ (Método de Chin, 1971)	- 44 -
Figura 12 - Valor da carga limite na intersecção da curva de carga-assentamento com a recta (Método da Norma Brasileira NBR 6122, 1996).....	- 45 -
Figura 13 - Valor da carga rotura Q_u seja estabelecida em função de um valor do assentamento da cabeça da estaca (Método de Davisson, 1972).....	- 46 -
Figura 14 – Estaca submetida à carga de rotura (Vésic, 1972)	- 49 -
Figura 15 – Percentagem de resistência de ponta mobilizada pela cravação do amostrador SPT em solos arenosos	- 52 -
Figura 16 – Amostrador SPT	- 55 -
Figura 17 - Aspecto das varas de sondagem utilizadas nos ensaios SPT	- 56 -
Figura 18 – Aspecto do martelo Pilcon utilizado nos ensaios SPT	- 56 -
Figura 19 – Sistema de aquisição de dados (SPT ANALYSER)	- 57 -
Figura 20 – Consola de aquisição, exibição e gravação de dados	- 58 -
Figura 21 - Cartão de memória e local de encaixe na consola de aquisição de dados.....	- 59 -
Figura 22 – Cabos de conexão rápida do sistema SPT ANALYSER	- 59 -
Figura 23 – Vara instrumentada utilizada na campanha preliminar, 1ª e 2ª campanha.....	- 60 -
Figura 24 - Vara instrumentada utilizada na 3ª campanha.....	- 60 -
Figura 25 - Medidores de deformação e acelerómetros.....	- 61 -
Figura 26 – Bloco de protecção dos acelerómetros.....	- 61 -
Figura 27 - Representação dum registo captado e exibido pelo SPT ANALYZER.....	- 62 -

Figura 28 – Equipamento utilizado na campanha preliminar (Campus UA)	- 63 -
Figura 29 - Equipamento utilizado na 1ª e 2ª campanha (Estaleiro de Canelas)	- 64 -
Figura 30 - Sequência de operações de calibração de um martelo SPT.....	- 64 -
Figura 31 - Equipamento utilizado na 3ªcampanha (Estaleiro de Porto Alto).....	- 65 -
Figura 32 – Caixa de sondagem	- 65 -
Figura 33 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 1/8 do martelo, correspondente à profundidade de 1,5 m (NSPT=4).....	- 68 -
Figura 34 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o 1º pulso do golpe 1/8 do martelo, correspondente à profundidade de 1,5 m (NSPT=4).....	- 69 -
Figura 35 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o 2º e 3º pulso do golpe 1/8 do martelo, correspondente à profundidade de 1,5 m (NSPT=4)	- 70 -
Figura 36 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 17/18 do martelo, correspondente à profundidade de 7,5 m (NSPT=11).....	- 71 -
Figura 37 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 59/107 do martelo, correspondente à profundidade de 9 m (NSPT=60)	- 72 -
Figura 38 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 104/107 do martelo, correspondente à profundidade de 9 m (NSPT=60)	- 73 -
Figura 39 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-11.....	- 76 -
Figura 40 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 18/22 do martelo MRT 11, correspondente à profundidade de 1,25 m (NSPT=60)	- 76 -
Figura 41 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-05.....	- 77 -
Figura 42 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 35/65 do martelo MRT 05, correspondente à profundidade de 1,74 m (NSPT=39)	- 78 -
Figura 43 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT- 07.....	- 78 -
Figura 44 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 5/22 do martelo MRT 07, correspondente à profundidade de 2,77 m (NSPT=16).....	- 79 -
Figura 45 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-04.....	- 80 -
Figura 46 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 16/33 do martelo MRT 04, correspondente à profundidade de 3,43 m (NSPT=20)	- 81 -
Figura 47 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-08.....	- 82 -
Figura 48 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 22/33 do martelo MRT 08, correspondente à profundidade de 4,38 m (NSPT=22)	- 83 -
Figura 49 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-09.....	- 83 -
Figura 50 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 21/35 do martelo MRT 09, correspondente à profundidade de 4,72 m (NSPT=26)	- 84 -

Figura 51 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-06.....	- 84 -
Figura 52 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 24/35 do martelo MRT 06, correspondente à profundidade de 5,25 m (NSPT=26)	- 85 -
Figura 53 - Amostradores Pilcon numerados e com massa normalizada	- 86 -
Figura 54 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-08.....	- 87 -
Figura 55 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 21/40 do martelo MRT08, correspondente à profundidade de 1,27 m (NSPT=28)	- 87 -
Figura 56 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-10.....	- 88 -
Figura 57 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 28/35 do martelo MRT08, correspondente à profundidade de 2,85 m (NSPT=24)	- 89 -
Figura 58 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-04.....	- 89 -
Figura 59 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 21/28 do martelo MRT04, correspondente à profundidade de 4,37 m (NSPT=20)	- 90 -
Figura 60 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-05.....	- 91 -
Figura 61 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 19/21 do martelo MRT05, correspondente à profundidade de 5,81 m (NSPT=13)	- 91 -
Figura 62 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 14/23, correspondente à profundidade de 5,59 m (NSPT=11)	- 93 -
Figura 63 - Resultados dos registos energéticos do martelo á profundidade de 5,59m.....	- 94 -
Figura 64 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 66/70, correspondente à profundidade de 11,99 m (NSPT=11)	- 95 -
Figura 65 - Resultados dos registos energéticos do martelo á profundidade de 11,99m.....	- 95 -
Figura 66 – Ensaio de carga sobre a micro-estaca no Estaleiro de Porto Alto	- 99 -
Figura 67 - Esquema de ensaio à tracção utilizado.....	- 100 -
Figura 68 - Esquema de ensaio à compressão utilizado.....	- 101 -
Figura 69 - Leituras dos deflectómetros (deslocamentos) realizadas durante o ensaio à tracção.....	- 103 -
Figura 70 - Relação força – deslocamento na cabeça da micro-estaca no ensaio à tracção.....	- 103 -
Figura 71 – Comportamento de estacas submetidas a esforços de tracção e compressão (Fellenius, 1984).....	- 104 -
Figura 72 - Leituras dos deflectómetros (deslocamentos) na cabeça da micro-estaca no 1º ciclo de carga no ensaio à compressão	- 106 -
Figura 73 - Diagrama força – deslocamento da cabeça da micro-estaca no 1º ciclo de carga no ensaio à compressão.....	- 107 -

Figura 74 - Leituras dos deflectómetros (deslocamentos) na cabeça da micro-estaca no 2º ciclo de carga no ensaio à tracção	- 109 -
Figura 75 - Relação força – deslocamento no 2º ciclo de carga no ensaio à compressão	- 109 -
Figura 76 - Linha de tendência linear (método de Van der Veen, 1970)	- 110 -
Figura 77 - Curva carga-assentamento dos ensaios de carga na micro-estaca (método de Van der Veen, 1970).....	- 111 -
Figura 78 - Linha de tendência linear (método de Chin, 1971).....	- 111 -
Figura 79 - Curva carga-assentamento dos ensaios de carga na micro-estaca (método de Chin, 1971).....	- 112 -
Figura 80 - Definição da carga de rotura total (Método de Norma Brasileira NBR 6122, considerando a extrapolação da curva carga-assentamento pelo método de Van der Veen)..	- 113 -
Figura 81 - Definição da carga de rotura total (Método de Norma Brasileira NBR 6122, considerando a extrapolação da curva carga-assentamento pelo método de Chin)	- 113 -
Figura 82 - Definição da carga de rotura total (Método de Davisson, considerando a extrapolação da curva carga-assentamento pelo método de Van der Veen).....	- 115 -
Figura 83 - Definição da carga de rotura total (Método de Davisson, considerando a extrapolação da curva carga-assentamento pelo método de Chin)	- 115 -

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de F1 e F2 (método de Aoki & Velloso)	- 37 -
Tabela 2 – Valores de k e α (Método de Aoki & Velloso).....	- 37 -
Tabela 3 – Valores atribuídos a k (Décourt & Quaresma, 1978).....	- 38 -
Tabela 4 – Valores atribuídos ao coeficiente α (Quaresma et al, 1996)	- 39 -
Tabela 5 - Valores atribuídos ao coeficiente β (Quaresma et al, 1996)	- 39 -
Tabela 6 – Factores de capacidade de carga q_c e k_c	- 40 -
Tabela 7 - Limites de resistência lateral unitária (a partir do CPT)	- 41 -
Tabela 8 – Valores de α e β (Lobo, 2005).....	- 54 -
Tabela 9 - Factores de calibração dos sensores utilizados na campanha preliminar, 1ª e 2ª	- 62 -
Tabela 10 - Factores de calibração dos sensores utilizados na 3ª campanha	- 63 -
Tabela 11 - Massa dos martelos SPT.....	- 74 -
Tabela 12 - Massa final dos martelos SPT.....	- 74 -
Tabela 13 - Medições efectuadas na calibração energética dos martelos SPT.....	- 96 -
Tabela 14 - Valores da calibração energética dos martelos SPT.....	- 97 -
Tabela 15 - Energia efectiva disponibilizada pelos martelos SPT.....	- 98 -
Tabela 16 - Valores da relação energética para o cálculo de N_{60}	- 98 -
Tabela 17 – Leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à tracção	- 102 -
Tabela 18 - Leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à compressão – 1º ciclo-	105 -
Tabela 19 - Leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à compressão – 2º ciclo-	107 -
Tabela 20 – Previsão da capacidade de carga pelo método de Aoki & Velloso (1975).....	- 117 -
Tabela 21 - Previsão da capacidade de carga pelo método de Décourt & Quaresma (1978) ...	- 118 -
Tabela 22 - Previsão da capacidade de carga pelo método de Bustamante & Ganeselli (1982).....	- 119 -
Tabela 23 - Previsão da capacidade de carga pelo método baseado na equação de onda (método proposto)	- 121 -
Tabela 24 – Valores da carga de rotura resultante de cada método aplicado aos ensaios de carga.....	- 123 -
Tabela 25 – Tabela resumo dos resultados obtidos.....	- 123 -

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

α : Coeficiente de adesão;

α : Coeficiente que define a forma da curva – Método de Van der Veen, 1953;

α : Coeficiente de ajuste aplicado à resistência lateral, considerando os diferentes tipos de estacas (Lobo, 2005);

β : Coeficiente de ajuste aplicado à resistência de ponta, considerando os diferentes tipos de estacas (Lobo, 2005);

β : Ponto de intersecção da recta com o eixo das abcissas – Método de Van der Veen, 1953;

Δ : Variação volumétrica;

$\Delta EPG_{m+h}^{Sistema}$: Energia potencial gravítica do sistema (martelo + trem de varas);

Δh_h : Diferença da energia potencial gravítica do martelo após a penetração;

Δh_m : Diferença da energia potencial gravítica do trem de varas após a penetração;

ΔL : Segmento de estaca;

δ : Variação;

δ : Ângulo de resistência ao corte entre a estaca e o solo;

δ : Assentamento;

ε_a : deformação axial medida na vara;

η_1 : Coeficiente de eficiência devido ao golpe do martelo;

η_2 : Coeficiente de eficiência devido ao comprimento do trem de varas;

η_3 : Coeficiente de eficiência do ensaio SPT devido ao sistema;

φ' : Ângulo de resistência ao corte interno do solo perturbado em termos de tensões efectivas;

ν : Coeficiente de Poisson;

σ : Tensão;

σ_0 : Tensão média do solo na ponta da estaca;

σ'_h : Tensão horizontal efectiva média na superfície lateral da estaca;

σ_{oct} : Tensão média ou octaédrica do solo na ponta da estaca;

σ_v : Tensão vertical do solo;

σ'_v : Tensão vertical efectiva no nível da ponta da estaca;

τ_l : Resistência lateral unitária;

$\tau_{l,spt}$: Resistência lateral unitária mobilizada pelo amostrador SPT;

a : Aceleração da partícula;

a : Declive da recta- Método de Chin, 1971;

A : Área;

A : Área da secção transversal da vara instrumentada;

A_b : Área da base da estaca;

a_l : Área lateral do amostrador;

A_l : Área lateral da estaca;

a_p : Área de ponta ou base do amostrador;

A_p : Área da secção transversal da ponta ou base da estaca;

A_s : Área lateral da estaca em contacto com a acamada i ;

b : Intersecção da recta com o eixo das ordenadas - Método de Chin, 1971;

c : Coesão do solo;

c_a : Aderência entre a estaca e o solo;

d : Diâmetro do amostrador;

D : Diâmetro do círculo circunscrito à estaca;

E : Módulo de elasticidade;

E : Módulo Young da vara instrumentada;

E_C : Energia cinética antes do impacto do martelo;

E_{medido} : Energia medida fornecida pelo sistema;

E^* ou E_T : Energia potencial gravítica teórica do martelo;

$EF2$: Energia transferida ao trem de varas, obtida com registos de força ao quadrado até $F=0$;

$E2F$: Energia transferida ao trem de varas, obtida com registos de força ao quadrado até $t=2l/c$;

EFV : Energia máxima transferida ao trem de varas, obtida com registos de força e velocidade;

EPG_h : Energia potencial gravítica do trem de varas;

EPG_m : Energia potencial gravítica do martelo;

E_{60} : 60% da energia teórica;

$F(t)$: Força da onda longitudinal ao longo do tempo;

$F1$: Coeficiente de correcção da resistência de ponta – Velloso *et al* 1978;

$F2$: Coeficiente de correcção da resistência lateral – Velloso *et al* 1978;

F_d : Força dinâmica de reacção do solo à cravação do amostrador;

$F_{d,l}$: Força dinâmica lateral mobilizada pelo amostrador;

$F_{d,p}$: Força dinâmica de ponta mobilizada pelo amostrador;

g : Aceleração da gravidade;

G_s : Módulo distorcional do solo;

h_m : Altura de queda do martelo;

h_h : Cota do centro de massa do trem de varas em relação ao referencial fixo;

I_r : Índice de rigidez;

I_{rr} : Índice de rigidez reduzido;

K_0 : Coeficiente de repouso;

K_c : Factor de capacidade;

K_p : Coeficiente de impulso passivo;

l : Comprimento do trem de varas;

L : Comprimento da estaca;

M_m : Massa do martelo;

M_h : Massa do trem de varas;

N_c : Coeficiente de capacidade de carga em função do ângulo de atrito interno e rigidez do solo;

N_q : Coeficiente de capacidade de carga em função do ângulo de atrito interno e rigidez do solo;

N_m : Valor médio de N_{spt} ao longo do fuste;

N_{medido} : Valor de N_{spt} registrado;

N_p : Valor médio de N_{spt} ao longo da ponta;

N_{spt} : Número de golpes necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador SPT;

N_{60} : Resistência à penetração corrigida de 60% da energia;

Q : Carga vertical aplicada em determinado estágio de carregamento;

q_c : Resistência de ponta unitária equivalente ao nível da base da estaca;

Q_L : Capacidade de carga lateral da estaca;

q_p : Resistência de ponta da estaca;

Q_p : Capacidade de carga da ponta ou base da estaca;

$q_{p,spt}$: Resistência de ponta mobilizada pelo amostrador SPT;

$q_{p,ult}$: Resistência de ponta da estaca;

q_s : Resistência lateral unitária na camada i ;

Q_U : Capacidade de carga total da estaca;

R : Resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca;

s : “nega” correspondente ao valor de h ;

SPT : Standard Penetration Test;

t : Tempo;

T : Energia cinética;

t_1 : Tempo correspondente ao instante imediatamente antes da libertação do martelo;

t_2 : Tempo correspondente ao instante imediatamente anterior ao impacto do martelo;

t_3 : Tempo correspondente ao instante em que o processo de cravação do amostrador já ocorreu;

U : Perímetro da estaca;

u : Deslocamento;

v : Velocidade da queda do martelo;

V : Energia potencial;

$V(t)$: Velocidade da onda longitudinal ao longo do tempo;

W : Peso próprio da estaca;

W_{nc} : Trabalho efectuado por forças não conservativas;

W_s : Trabalho efectuado por forças não conservativas na ponta do amostrador;

x : Distância ao topo da estaca;

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

No âmbito da caracterização geotécnica, e dada a complexidade e rigor exigidos no dimensionamento do projecto geotécnico das obras de engenharia nos dias que correm, bem como a competitividade exercida no mercado da Geotecnia, surge a necessidade do desenvolvimento e/ou aperfeiçoamento dos métodos e técnicas utilizadas na determinação das características geotécnicas do terreno.

Nas últimas três décadas esta preocupação tem sido cada vez maior, e as pesquisas científicas nesta área, mais especificamente no domínio dos ensaios “in situ”, têm vindo a ser debatidas.

Neste contexto, e com o intuito de contribuir para tal crescimento, pretende-se desenvolver trabalho no âmbito da avaliação da eficácia energética dos equipamentos utilizados na execução dos ensaios SPT, dando seguimento ao disposto na norma EN ISO 22476-3, de aplicação obrigatória em Portugal, de forma a verificar também se a informação retirada acerca do parâmetro N_{60} é fidedigna.

Por outro lado, o crescente interesse pelo controlo de qualidade de fundações tem levado um número apreciável de países à implantação de normas e critérios específicos para a realização de ensaios de campo visando a garantia da qualidade.

Segundo Alonso (1991), uma boa fundação é aquela que possui as fases de projecto, controlo e execução. O projecto e a execução de fundações são actividades dinâmicas e o controlo de qualidade trata-se de um constante registo e troca de informações entre as equipas de campo e de projecto.

O controlo de campo da capacidade de carga de estacas pode ser realizado através de provas de carga estáticas, controlo pela “nega”, por repique e por instrumentação dinâmica.

Nesse contexto, a monitorização e o controlo de fundações profundas através do uso de um adequado sistema de instrumentação, aquisição e interpretação de dados, desempenham um papel fundamental na avaliação do comportamento destas estruturas, principalmente durante a fase de execução.

A aplicação destes conceitos permitirão desenvolver novas metodologias baseadas em apreciações analíticas dos fenómenos envolvidos no desempenho tanto dos ensaios como dos elementos de fundação, reduzindo as incertezas atribuídas à avaliação de capacidade de carga de estacas.

Então, e dado que a previsão da capacidade de carga de estacas constitui um dos desafios da engenharia de fundações por requerer a estimativa de propriedades do solo, alterações pela execução da fundação e conhecimento do mecanismo de interacção solo-estaca, pretende-se desenvolver trabalho no sentido de comprovar a aplicabilidade de um novo método interpretativo dos resultados dos ensaios SPT e sua aplicação ao dimensionamento de estacas, baseado nos princípios da dinâmica, rompendo com as metodologias até aqui consagradas, de natureza essencialmente empírica.

A introdução desta nova metodologia vem ao encontro das recentes investigações científicas constituindo-se verdadeiramente numa inovação no panorama nacional e ao nível dos recentes desempenhos internacionais.

1.2 OBJECTIVOS

O presente trabalho tem como principal objectivo testar um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas baseado na interpretação directa dos resultados de ensaios SPT, e tem como base as equações desenvolvidas a partir de conceitos físicos, utilizando uma nova interpretação do ensaio, na qual é calculada uma força dinâmica de reacção do solo à cravação do amostrador SPT.

Na sequência do desenvolvimento deste trabalho, surgiu, em adição ao objectivo principal, a necessidade de se conhecer o nível de eficiência energética que cada um dos dispositivos SPT utilizados, de modo a que a informação acerca do parâmetro N_{60} fosse fidedigna. Assim como objectivo secundário, mas não menos importante, pretende-se avaliar a eficácia energética dos equipamentos SPT, de modo a que cumpram a norma EN ISO 22476-3, de aplicação obrigatória em Portugal.

Outro objectivo a atingir no projecto referia-se à componente de investigação relacionada com a clarificação de assuntos extremamente actuais no domínio da dinâmica da propagação de ondas de tensão nas varas SPT. Neste sentido pretende-se verificar a influência que o comprimento do trem de varas tem na eficácia energética. Um dos pontos a investigar diz respeito também à averiguação da influência da velocidade de queda do martelo na eficácia energética.

1.3 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A prática portuguesa de projectos de fundações está intimamente relacionada com ensaios SPT, por isso o hábito de relacionar resultados deste ensaio directamente com a capacidade de carga de estacas. Os métodos tradicionalmente empregues, baseiam-se em correlações estatísticas

entre medidas de N_{spt} e a capacidade de carga de estacas. Embora estes métodos constituam uma ferramenta valiosa para a engenharia de fundações, é importante reconhecer que, devido à sua natureza estatística, a validade está limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (Schnaid, 2000). Deste modo, observa-se a necessidade de incorporar à engenharia de fundações um método racional de análise baseado nos conceitos de energia para a previsão de capacidade de carga de estacas obtido directamente a partir de resultados de ensaio SPT.

Face às necessidades citadas, desenvolveu-se nesta pesquisa um método de previsão de capacidade de carga de estacas baseado em uma nova interpretação do ensaio SPT sugerida por Odebrecht (2003). O método proposto baseia-se em análises comparativas das resistências unitárias mobilizadas entre o amostrador SPT durante a sua cravação (modelo) com as resistências unitárias mobilizadas pela estaca (protótipo).

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho subdivide-se da seguinte forma:

CAPÍTULO 1 – Enquadramento geral do trabalho, evidenciando os objectivos e a justificativa da pesquisa.

CAPÍTULO 2 – Apresentam-se os métodos tradicionalmente empregados na previsão da capacidade de carga de estacas e a nova interpretação do ensaio SPT, em termos de energia.

CAPÍTULO 3 – É apresentado o método de previsão de capacidade de carga de estacas proposto nesta pesquisa. Neste capítulo, serão apresentadas as hipóteses de cálculo assumidas e, posteriormente, são estimadas as resistências unitárias mobilizadas pelo amostrador para que a seguir possam ser comparadas com as resistências unitárias desenvolvidas na estaca.

Neste capítulo são também apresentados os critérios de rotura adoptados, o método de extrapolação da curva carga-assentamentos adoptados e os procedimentos utilizados para a separação da carga lateral e de ponta mobilizadas pela estaca

CAPÍTULO 4 – Apresenta toda a instrumentação utilizada na calibração energética dos martelos e nos ensaios de carga realizados.

CAPÍTULO 5 – Apresenta todos os resultados obtidos.

CAPÍTULO 6 – Neste capítulo, é apresentada a análise e discussão dos resultados obtidos. São apresentados e comparados os resultados obtidos pelo método proposto com outros métodos tradicionalmente empregues em projectos de fundações.

CAPÍTULO 7 – Neste capítulo são apresentadas as conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 8 – Apresentam-se as referências bibliográficas.

2 ESTADO DA ARTE – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRIA DO ENSAIO SPT

Segundo Cavalcante (2002) a história do SPT fica marcada por quatro grandes fases. A primeira fase inicia-se em 1902 e vai até meados dos anos 20, a segunda fase começa por volta de 1927 e termina na fase final da década de 40, a terceira fase que se estende até aos anos 70 e a quarta fase que se segue até aos dias de hoje.

Segundo Belicanta (1998), no final do século XIX, os meios de investigação dos solos era realizada através de abertura de poços, escavações de grande porte e recolha de detritos por meio de perfuração com circulação de água. Segundo Terzaghi & Peck (1962), estes métodos de investigação dos solos apresentavam claramente a sua ineficiência, pois provocavam grandes alterações na estrutura e, em alguns casos, na própria constituição do solo que se pretendia estudar.

Em 1902, o engenheiro Charles R. Gow desenvolveu um novo procedimento de sondagem que é caracterizado pelo processo dinâmico de cravação de um tubo de diâmetro interno nominal de 25,4 mm por força de queda livre de um martelo no solo, obtendo assim as primeiras amostras associadas a esses processos. Após a introdução destes processos dinâmicos de cravação, introduzidos pelo engenheiro Charles R. Gow, foi possível obter amostras de melhor qualidade, não causando grandes perturbações do solo, permitindo a relação dos resultados obtidos com certos parâmetros geotécnicos através de métodos empíricos ou semi-empíricos.

Por outro lado, a falta de registos do modo de execução do ensaio nessa época, nomeadamente, a altura de queda do martelo, o peso do martelo, o modo de contagem do número de golpes, etc., limitavam seriamente a sua análise (Belicanta, 1998), pelo que houve necessidade de desenvolver trabalho nesse sentido.

Em 1927, a Raymond Concrete Pile Co., juntamente com a The Gow Company, baseados em trabalhos de Fletcher e Harry A. Mohr, desenvolvem um amostrador, de diâmetro externo de 51mm e diâmetro interno de 31mm, constituído por três partes: cabeça, corpo central e boca biselada (Figura 1). A principal característica desse amostrador era o facto de o corpo central ser bipartido, o que facilitava imenso a recolha e visualização da amostra adquirida no ensaio, bastava para tal, desenroscar as duas extremidades do amostrador (cabeça e boca) e separar as duas partes do corpo central.

De acordo com Texeira (1977), o critério de cravação inicial de 15cm do comprimento do amostrador do tipo “Raymond” e de contagem do número de golpes para a cravação de 30cm

restantes é creditado a Harry A. Mohr e o critério do número de golpes passou a ser utilizado como um índice de resistência à penetração dinâmica.

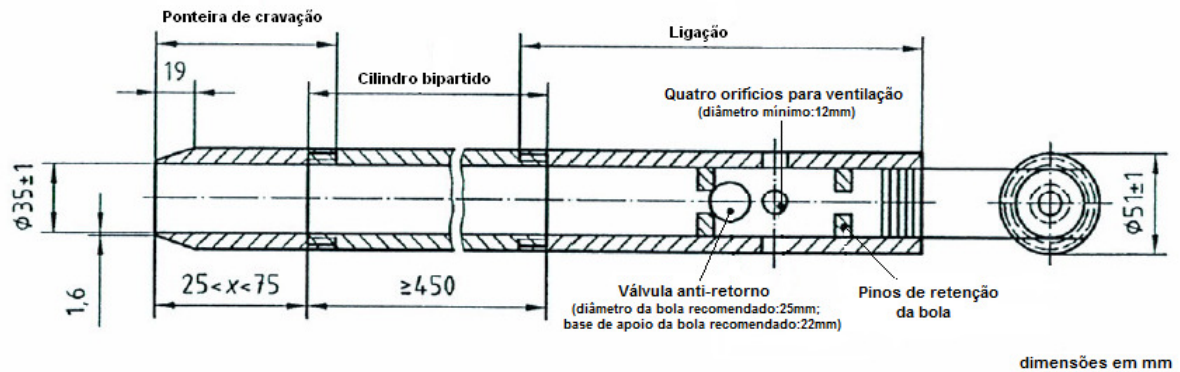


Figura 1 – Corte longitudinal do amostrador SPT (EN ISO 22476-3:2005)

O aparecimento do amostrador permitiu melhorar, em muito, a qualidade da amostragem, pois este método preserva grande parte das características naturais dos solos. Para além disso, permitiu uma evolução contínua no modo de execução do ensaio SPT, nomeadamente no que respeita à altura e forma de queda do martelo. Por isso mesmo, as características do amostrador do tipo Raymond ainda hoje são incorporadas nos amostradores usados em todo o mundo que, segundo Cavalcante (2002), é extremamente positivo do ponto de vista das normalizações.

As primeiras tentativas de padronização da cravação do amostrador iniciam-se nos anos 30, onde o amostrador era cravado no terreno por acção da queda de um martelo de massa 0,62 kN a uma altura de 762 mm, auxiliados por uma corda e uma roldana fixa. O número de pancadas necessárias para cravar 304,8 mm do amostrador indica a resistência do solo (Fletcher, 1965).

A segunda fase da história do SPT fica definitivamente marcada em 1948, quando Terzaghi & Peck publicam um livro que aborda vários aspectos do SPT, entre eles, as primeiras correlações entre a resistência à penetração e a compacidade das areias. De salientar que a publicação deste livro foi tão marcante que, ainda hoje, a maioria das normas relativas ao SPT se baseiam nele.

Apoiando-se em vários autores, em 1949 são apresentadas as correlações entre a resistência à penetração do amostrador e a consistência dos solos num trabalho publicado por Hvorslev.

A terceira fase da história do SPT caracteriza-se pelas primeiras tentativas de padronizar o ensaio, já que até a data tal não se verificava, tendo inclusive Terzaghi ironizado em 1947 com o termo “Standard”.

James D. Parson foi o primeiro a tentar padronizar o SPT. Em 1954 este propôs que o número de pancadas necessárias para cravar o amostrador fosse registado para cada um dos três intervalos de 152 em 152 mm (Fletcher, 1965). Após tal proposta, surgiram várias discussões sobre o assunto, pois tentavam perceber qual o resultado válido do ensaio, dos três intervalos medidos, que se deveria utilizar.

Mais uma vez, James D. Parson propõe que o resultado da resistência à penetração do amostrador fosse a menor soma de dois dos três intervalos ensaiados, enquanto que Terzaghi & Peck (1948) defendiam que este resultado seria dado pela soma dos dois últimos intervalos ensaiados. Com o aparecimento da primeira norma (ASTM D1586/58T), ainda hoje em vigor apesar de inúmeras revisões, a proposta de James D. Parson fica excluída. Em 1967, segundo trabalhos de Terzaghi & Peck (1948); Fletcher (1965, 1967); LO Pinto (1966); Schnabel (1966) e Geisser (1966), conclui-se que o primeiro intervalo de cravação (152 mm) correspondia ao intervalo de assentamento do amostrador, pois o número de pancadas necessárias para cravar o amostrador nos primeiros 152 mm é inferior comparado com os restantes intervalos de penetração. Tal facto relaciona-se com as perturbações do solo na base do furo, limpeza inadequada do mesmo, ou ainda pelo alívio de tensões devido à retirada da coluna de solo pela perfuração (Palacios, 1977).

Terzaghi & Peck (1962) fazem menção ao número de golpes contados na cravação de 30cm do amostrador como um método de avaliação do grau de compacidade dos solos. O procedimento de cravação do amostrador, considerando o martelo de 65kg caindo de uma altura de 75cm, é descrito por estes autores como um processo padrão (standard). Com esta apresentação do ensaio penetração dinâmica, o mesmo ficou conhecido, na literatura de língua inglesa, como o Standard Penetration Test (SPT).

Com esta questão esclarecida, entrou-se na quarta fase da história do SPT na qual se iniciaram as preocupações com as questões relacionadas com a energia que efectivamente atinge o amostrador e, por consequência, com as perdas de energia no ensaio.

Esta fase fica marcada pelos primeiros trabalhos relacionados com este tema dos quais se destacam os seguintes: Palacios (1977), Schmertmann (1976,1978,1979), Schmertmann & Palacios (1979), Kovacs (1979, 1980, 1981 e 1994) e Kovacs & Salomone (1982 e 1984).

Entretanto, em 1986, Skempton sugere a normalização dos resultados em relação a uma energia de referência, ou seja, o valor do N_{SPT} deve ser corrigido para um valor único de energia de referência na ordem dos 60% da energia teórica. Com este procedimento, os resultados de ensaios executados em diferentes partes do mundo e de diferentes maneiras podem ser comparados. Contudo, diversos trabalhos têm sido publicados na literatura nacional e internacional com objectivo de entender o modo de transferência de energia e, consequentemente a eficiência do ensaio SPT (Odebrecht, 2003; Odebrecht, 2004; Aoki & Cintra, 2000; Aoki & Cintra, 2004). Estes trabalhos convergem na ideia de que a melhor forma de interpretar o ensaio SPT é baseado no trabalho efectivamente consumido para cravar o amostrador no solo.

Neste contexto, esta dissertação pretende clarificar assuntos extremamente actuais no domínio da dinâmica da propagação de ondas de tensão nas varas SPT, verificando a influência que o comprimento do trem de varas tem na eficácia energética. No âmbito geral pretende-se avaliar a eficácia energética dos equipamentos SPT, de modo a que cumpram a norma EN ISO 22476-3, de aplicação obrigatória em Portugal.

Para o desenvolvimento do método proposto de dimensionamento de estacas baseado nos princípios da dinâmica de cravação do SPT serão apresentados neste Capítulo, alguns métodos consagrados de previsão da capacidade de carga de fundações e alguns tópicos de relevância para o entendimento do mecanismo de transferência de energia no ensaio SPT.

2.2 O ENSAIO SPT

O ensaio SPT é um ensaio de execução relativamente fácil. Basicamente, o ensaio consiste em cravar um amostrador normalizado, no fundo de um furo de sondagem, por meio das pancadas de um martelo de 63,5 kgf de peso que cai de uma altura de 76 cm (Figura 2).



Figura 2 – O ensaio SPT

O amostrador é um tubo cilindro bipartido de aço, com diâmetros exterior e interior de, respectivamente 51 mm e 35 mm, com comprimento de cerca de 80 cm e peso aproximado de 6,8 kgf. Para facilitar a penetração no terreno, na extremidade inferior do corpo do amostrador, é anexado um anel cortante biselado. Na extremidade oposta é roscaada uma peça dotada de uma válvula de esfera anti-retorno e ligações ao exterior, por intermédio de dois ou quatro orifícios

laterais, que serve para ventilação e purga de água durante a cravação que esteja acumulada no interior do amostrador e que permite também a ligação ao trem de varas (Figura 3).

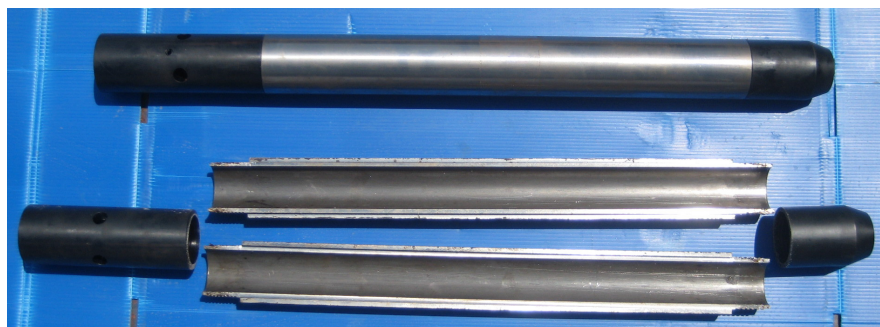


Figura 3 - Amostrador bipartido

Para a realização do ensaio, é necessário interromper a execução da sondagem, seguindo-se a limpeza do fundo do furo e a descida do amostrador conduzido pelo trem de varas, até este entrar em contacto com o terreno do fundo do furo. Após posicionamento, é necessário ajustar a última vara do trem ao batente que irá receber as pancadas do martelo.

A cravação (o ensaio) é realizada em duas fases sucessivas e é contabilizando o respectivo número de pancadas do martelo:

- 1ª Fase com penetração do amostrador de 15 cm;
- 2ª Fase e (sequencialmente) com penetração do amostrador de 15 cm mais 15 cm.

O número referente à 1ª fase é tomado como meramente informativo, já que com a mesma se pretende, essencialmente, atravessar o terreno mais perturbado imediatamente abaixo do fundo do furo. O número total das pancadas do martelo na 2ª fase (isto é, a soma, nas duas sub-fases de 15 cm), N, é considerado o resultado do ensaio.

De acordo com a ISO 22476-3;EC-7 Part 3 o ensaio é dado como terminado nos casos em que não se consegue cravar uma das partes de 150 mm ao fim de 50 pancadas, em solos, ou 100 pancadas em rochas brandas.

Por outro lado a norma ASTM D1586-84 recomenda declarar o ensaio como finalizado quando:

- número de pancadas necessárias para cravar uma das partes de 150 mm seja superior a 60;
- 100 pancadas na totalidade dos três trechos de 150 mm cada.
- não se observarem penetrações ao fim de 10 pancadas sucessivas.

Os ensaios são acompanhados pela recolha de amostras, sendo comum a sua realização de 1,5 em 1,5 m ou quando haja uma mudança de unidade geológica, de modo a evitar influência dos ensaios anteriores. Quando o amostrador é recolhido à superfície, este é aberto ao meio em duas meias canas, permitindo assim o estudo do solo.

2.2.1 CUIDADOS A OBSERVAR

Embora se siga uma norma para a execução correcta do ensaio, geralmente a EN ISO 22476-3, é contudo necessário ter cuidado para que os resultados obtidos sejam válidos. Nomeadamente:

- Antes de se introduzir o amostrador no furo é de importância fundamental a limpeza do mesmo, tendo sempre o cuidado de não perturbar o terreno no qual se pretende realizar o ensaio;

- Aquando da extracção do equipamento do furo este deverá ser retirado de forma passiva e com cuidado de modo a evitar danos no equipamento mas principalmente de modo a evitar que o nível de descompressão seja elevado;

- O furo de sondagem no qual será realizado o ensaio deverá ser feito de modo a não perturbar significativamente o terreno que se pretende estudar. Tendo isto em conta, as sondagens por injeção de água são a evitar uma vez que provocam uma significativa alteração do terreno;

- Durante a execução do ensaio dever-se-á ter o cuidado de não o realizar a uma velocidade demasiada elevada, isto é, o número de quedas do martelo por minuto/hora não deverá exceder um determinado valor. É costume adoptar uma velocidade de ensaio nunca superior a 30 quedas do martelo por minuto.

Mesmo tendo em conta os cuidados referidos anteriormente, a supervisão durante a realização do ensaio assim como a formação da equipa técnica são de uma importância fundamental, uma vez que, caso haja uma falha numa destas situações, os resultados obtidos poderão não ser representativos e/ou confiáveis.

2.2.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS

Tal como qualquer outro ensaio, o ensaio SPT encerra vantagens e desvantagens.

Como já foi referido, a simplicidade e facilidade do ensaio, a obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projecto, a recolha de uma amostra e a sua utilização em todo o tipo de solos e rocha branda constituem as suas principais vantagens. Além destas, salienta-se ainda o facto de ser um ensaio difundido em todo o mundo com uma longa utilização superior a 100 anos, o que permite aceder a imensa bibliografia sobre a interpretação de dados (Kulhawy et al, 1990; Schnaid, 2000).

Relativamente às desvantagens do SPT pode citar-se o facto de este não simular o tipo de comportamento do terreno mediante solicitação estática, para além dos resultados serem

facilmente afectados por factores como por exemplo, o equipamento, modo de execução e profissionalismo do operador (Kulhawy et al, 1990; Schnaid, 2000).

2.2.3 FACTORES QUE AFECTAM O ENSAIO SPT

Existe um conjunto vasto de factores que afectam os resultados dos ensaios SPT. Estes factores estão directamente relacionados com os elementos associados aos equipamentos, aos procedimentos e ainda às condições e ao tipo material sujeito ao ensaio.

2.2.4 FACTORES LIGADOS AOS EQUIPAMENTOS

Relativamente aos factores relacionados com os equipamentos que afectam o resultado do ensaio SPT refiram-se os seguintes:

- a) Martelo – tipo de martelo, massa e altura do mesmo, massa e diâmetro do batente, diâmetro da vara guia e suas condições de lubrificação, verticalidade do martelo durante o golpeio;
- b) Massa do batente e diâmetro de impacto;
- c) Frequência do golpeio;
- d) Varas de sondagem – tipo de varas, com especial enfoque à sua massa e comprimento;
- e) Revestimento – fundamentalmente diâmetro do revestimento e condições colocação;
- f) Amostrador – diâmetro, rugosidade externa e interna (uso de *liner*), forma e estado da boquilha, área, forma e condições de limpeza das válvulas de escape/purga (*vents*).

2.2.5 FACTORES LIGADOS AOS PROCEDIMENTOS

Quanto aos factores relacionados com os procedimentos que afectam os resultados dos ensaios SPT podem-se referir os seguintes:

- a) Técnica de perfuração;
- b) Uso de circulação de água na perfuração acima do NF;
- c) Avanço, limpeza e estabilidade do furo;
- d) Profundidade do furo e posição relativa do revestimento;
- e) Intervalo de tempo entre a perfuração e a execução do ensaio;
- f) Espaçamento entre ensaios;
- g) Profundidade de execução do ensaio;
- h) Erros de contagem, medidas e notas de ocorrência.

2.2.6 FACTORES LIGADOS COM OS GEOMATERIAIS SUJEITOS AO ENSAIO

Relativamente aos factores relacionados com os procedimentos que afectam os resultados dos ensaios SPT podem-se referir os seguintes:

- a) Tipo de material (tipo de solo ou rocha);
- b) Resistência;
- c) Compacidade relativa ou consistência;
- d) Permeabilidade;
- e) Grau de saturação;
- f) Fábrica do solo ou rocha;
- g) Posição dos níveis freáticos e posição relativa do nível de água no furo de sondagem.

Todos os factores mencionados afectam os resultados do ensaio SPT. Este projecto teve como principal preocupação não só analisar os factores que contribuem para as perdas de energia de penetração mas também contabilizá-las. Refira-se que estas perdas podem ocorrer por exemplo devido ao atrito desenvolvido no seu percurso descendente entre o martelo e a vara guia (perda de velocidade comparada com a pressuposta queda livre do martelo), perdas de energia durante o impacto entre o martelo e o batente, ou ainda dissipação de energia pelas ligações entre elementos (varas, batente, martelo, amostrador).

2.3 NORMALIZAÇÃO DO ENSAIO SPT

Após o trabalho referência de Terzaghi verificou-se uma rápida e profunda difusão do ensaio SPT pelo mundo. Essa propagação conduziu no entanto a que os equipamentos e as metodologias de execução do ensaio divergissem de país para país e por vezes dentro do mesmo país. Tornava-se então clara a necessidade de proceder à normalização do ensaio, esta contudo apenas ocorreu em 1958 pela ASTM (D1586-58T). Não obstante, continuou a ser comum em todo o mundo a utilização de procedimentos e equipamentos não padronizados. Em 1988 a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE), por intermédio da comissão técnica TC16, publicou um documento estabelecendo procedimentos internacionalmente considerados como de referência para o SPT.

No seguimento deste trabalho a ISSMFE apresentou em 1989 um documento de referência onde constam os procedimentos padrão do ensaio normalizado (ISSMFE-TC16, 1989). Apesar deste importante passo no sentido de unificar os procedimentos de ensaio e tipologias de

equipamentos, é ainda vulgar que diferentes países utilizem normas próprias cujas recomendações não coincidem necessariamente umas com as outras.

Na sequência do documento de referência acerca do ensaio SPT publicado pela ISSMFE, foram desenvolvidos esforços no sentido de estabelecer métodos que, permitissem comparar resultados dos ensaios SPT efectuados de forma diferenciada. Estudos experimentais mostraram que para o efeito era necessário estabelecer comparações ao nível da energia efectivamente transmitida ao trem de varas em cada pancada do martelo.

As características das varas e do martelo afectam a penetração, dado que para um dado solo o valor N_{SPT} é inversamente proporcional à energia aplicada ao amostrador (E). Assim, se dois sistemas distintos (martelo/varas) aplicarem diferentes energias serão necessariamente obtidos diferentes valores de resistência à penetração. Este facto é traduzido pela seguinte equação:

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{E_2}{E_1} \quad \text{(Equação 2.1)}$$

Este aspecto mostrou-se decisivo porque os mesmos estudos mostraram que a energia em cada pancada pode ser substancialmente inferior à energia potencial do martelo.

2.4 ENERGIA NO SPT

Com base nos registos existentes, as primeiras medidas de energia no SPT datam do final dos anos 70. Desde essa data que se tem assistido a uma evolução contínua desse assunto, sendo que actualmente se consegue avaliar a eficiência do ensaio com um elevado grau de rigor, Cavalcante (2002). No panorama nacional, as primeiras medidas datam de 2008, realizadas por Rodrigues.

Contudo, este assunto é ainda hoje considerado um dos assuntos mais problemáticos associado ao SPT. Sendo assim, considera-se apropriado referenciar e caracterizar os vários tipos de energia existentes no ensaio.

Então, o processo de cravação do amostrador no solo pode ser analisado sob dois aspectos: segundo o modo de transferência de energia e segundo o tempo.

Em termos de transferência de energia, o ensaio SPT pode ser representado por duas etapas:

1. Estando o martelo em repouso pronto a ser libertado de uma certa altura, e por conseguinte em condições de iniciar o ensaio, pode-se dizer que este possui uma energia denominada energia potencial gravítica. Quando o martelo é libertado esta energia transforma-se em energia cinética e em perdas por atrito. A energia potencial do martelo

sofre uma série de perdas até chegar ao topo da composição de varas. Estas perdas são devidas principalmente à forma de levantar e soltar o martelo.

2. Após o martelo atingir o batente, a sua energia cinética transforma-se em energia cinética e elástica, em energia térmica, sonora e outras que são perdas. De forma análoga, pode-se afirmar que a energia cinética disponível no instante do impacto não é totalmente transformada em energia cinética e elástica contida na onda de compressão, devido às perdas durante o impacto, ocasionados pelo mau contacto das superfícies, desalinhamento entre as superfícies, massa e forma do batente, comprimento do trem de varas, tipo de uniões, etc.

No que diz respeito a variações de energia com o tempo, o ensaio SPT, divide-se em três fases:

- Quando $t_1 = 0$, que corresponde ao instante imediatamente antes da libertação em queda livre do martelo;
- Quando $t_2 = t$, que se refere ao instante imediatamente anterior ao impacto do martelo com o batente;
- Quando $t_3 = \infty$, corresponde ao tempo em que todo o processo de cravação do amostrador no solo já ocorreu. Neste instante, as energias potencial gravítica do martelo e do trem de varas já foram consumidas na cravação do amostrador, devolvidas elasticamente e amortecidas dinamicamente no interior do martelo e do trem de varas.

A Figura 4 ilustra as três fases.

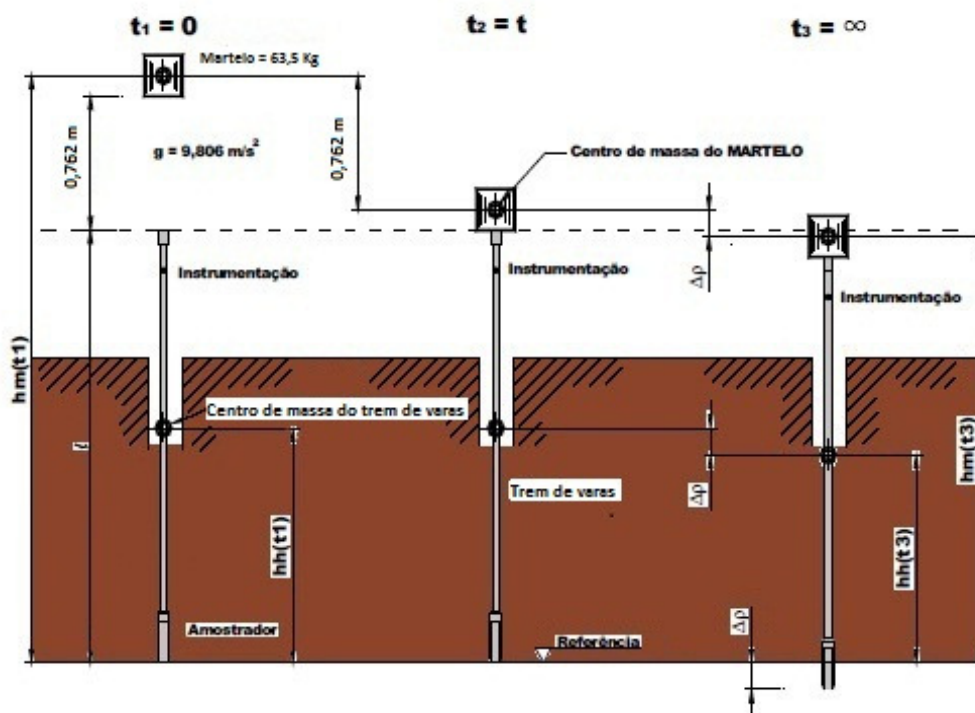


Figura 4 - Fases de cravação do amostrador no solo (Odebrecht, 2003)

Para que se entenda o processo de cravação do amostrador no solo deve-se equacionar as energias contidas em cada fase do processo.

2.4.1 ENERGIA POTENCIAL GRAVÍTICA DO MARTELO SPT

Estando o martelo em repouso pronto a ser libertado, e por conseguinte em condições de iniciar o ensaio, este possui uma energia denominada energia potencial gravítica teórica. Esta energia, designada por E^* , ou ainda segundo alguns autores por E_T , é resultado da multiplicação da massa do martelo pela aceleração da gravidade e a altura a que o martelo se encontra (esta altura diz respeito a altura do martelo em relação ao batente). Esta multiplicação pode ser representada pela seguinte equação:

$$E^* = M_m \cdot g \cdot h_m \quad \text{(Equação 2.2)}$$

Onde:

M_m – massa do martelo;

g – aceleração da gravidade;

h_m – altura de queda a que o martelo se encontra, que corresponde teoricamente à altura de queda do ensaio.

Tomando os valores designados pela ASTM D 1586-84, a energia potencial gravítica do ensaio SPT deverá ser 474,7 Joules, em resultado da massa do martelo (63,5 kg) e da altura de queda (762 mm), sendo que a aceleração gravítica mantém sempre o mesmo valor (9,81 N).

Tal como qualquer outro equipamento de impacto, o martelo sofre desgaste ao longo do tempo, devido às inúmeras pancadas efectuadas. Tendo isso em conta, é imprescindível verificar periodicamente qual o peso real do martelo e não confiar apenas no valor fornecido pelo seu fabricante, pois qualquer desvio nesses valores trará grandes diferenças do ponto de vista dos cálculos relativos a eficácia do ensaio. Do ponto de vista da altura de queda do martelo esta também deverá ser controlada, pelo mesmo motivo.

2.4.2 ENERGIA POTENCIAL GRAVÍTICA DO TREM DE VARAS

A energia potencial gravítica do trem de varas (EPG_n), deve ser igualmente efectuada em relação a um referencial fixo, externo ao sistema, e pode ser calculada pela Equação 2.3:

$$EPG_h = M_h g h_h \quad \text{(Equação 2.3)}$$

Onde:

M_h – massa do trem de varas;

g – aceleração da gravidade;

h_h – cota do centro de massa do trem de varas em relação ao referencial fixo.

2.4.3 ENERGIA CINÉTICA ANTES E APÓS O IMPACTO DO MARTELO SPT

2.4.3.1 ENERGIA CINÉTICA TEÓRICA

Teoricamente a energia potencial gravítica do martelo (E_T) deveria ser transformada, na sua totalidade, em energia cinética (E_C). Ora, devido às perdas de energia, tal não se verifica, sendo que a energia cinética antes do impacto é inferior à energia potencial gravítica. Sendo assim, e considerando os valores recomendados pela norma ISO 22476-3, em considerações ideais a energia cinética antes do impacto (Equação 2.1) seria 474,7 Joules:

$$E_C = \frac{1}{2} M_m v^2 \quad \text{(Equação 2.4)}$$

e por consequência a velocidade da queda do martelo (Equação 2.5) seria 3,86 m/s:

$$v = \sqrt{2 g h} \quad \text{(Equação 2.5)}$$

Como o martelo tem que deslizar ao longo da vara guia, necessariamente ocorrem perdas quanto mais não seja pelo atrito desenvolvido no percurso, o que leva a uma redução da queda da velocidade de impacto no batente. Esta eficiência depende do tipo de martelo e das suas condições de lubrificação e de operação (inclinação).

Na realidade, e devido as perdas de energia existentes, este valor não corresponde à realidade, tal como se irá verificar mais adiante. Essas perdas de energia são principalmente causadas pelo atrito existente entre o martelo e o sistema de queda deste, Tokimatsu (1988).

Mais uma vez, convém salientar que erros nas medidas do peso do martelo e/ou na altura de queda influenciam significativamente o valor da energia potencial gravítica prevista para o

equipamento e por consequente a energia cinética teórica e a velocidade de queda do martelo, parâmetros fundamentais na determinação da eficiência do ensaio.

2.4.3.2 ENERGIA CINÉTICA REAL

Tal como já foi referido, e com base nos registos disponíveis, desde do final dos anos 70 que são realizadas medições, ou em alguns casos tentativas de medição, da velocidade da queda do martelo (Kovacs et al., 1981; Kovacs & Salomone, 1982; Matsumoto et al., 1992; Morgano & Liang, 1992; Abou-Matar & Goble, 1997).

Os sistemas empregues desde então para realizar essas medidas têm vindo a sofrer uma evolução notável. As primeiras medidas foram realizadas por um sistema pouco convencional e pouco preciso, nomeadamente com a ajuda de um cronómetro de bolso (Kovacs et al. 1975). Passados uns anos apareceram os primeiros *scanners* que foram utilizados nas medições da velocidade, que permitiam captar e registar os trajectos luminosos colocados no martelo. (Kovacs et al., 1981; Kovacs & Salomone, 1982).

De seguida utilizou-se o método de criação de uma corrente eléctrica que seria activada aquando da passagem do martelo por um dos fios da corrente e desligada aquando da passagem do martelo pelo outro fio. Como era conhecida a distância entre os fios e o tempo que a corrente eléctrica esteve ligada era possível calcular qual a velocidade da queda do martelo (Matsumoto et al., 1992). Já nos últimos anos tem-se recorrido muito ao uso de radares com sistemas de registos que permitem medir com bastante rigor a velocidade da queda do martelo. Esses radares baseiam-se no efeito “DOPLER” (Morgano & Liang, 1992; Abou-Matar & Goble, 1997).

Relativamente ao ensaio prático desta tese, não foi utilizado nenhum método para a determinação da energia cinética no momento do choque baseada em medições de velocidade de impacto do martelo.

2.4.4 ENERGIA TRANSFERIDA AO BATENTE

Outro aspecto muito importante no ensaio é a energia transferida ao batente e por conseguinte a propagação da onda de impacto que chega até ao amostrador.

O impacto do martelo no batente do ensaio corresponde a outro factor de perda de energia do ensaio (Schmertmann, 1976 e 1978; Palacios, 1977; Schmertmann & Palacios, 1979).

Durante o impacto do martelo com o batente, é gerada uma onda de tensão que se propaga pelas varas, chegando ao amostrador. Segundo Cavalcante (2002) apenas a teoria Newtoniana de impactos entre corpos rígidos não reproduz, de maneira rigorosa, as condições sob as quais o

evento ocorre, já que se trata de um impacto dinâmico. A interface martelo - batente tem um papel fundamental na propagação da energia para as varas, com efeito, um mau contacto, devido a sujidade, falha na horizontalidade do batente, ou outras, poderão provocar uma perda significativa da energia, (Cavalcante, 2002).

Relativamente a este aspecto, são considerados dois grandes factores responsáveis pelas perdas de energia. Um factor relaciona-se com a massa do batente e outro relaciona-se com o comprimento do trem de varas usado no ensaio.

2.4.5 ENERGIA TRANSFERIDA AO AMOSTRADOR

A compreensão do assunto da energia transferida ao amostrador pode dividir-se em duas partes fundamentais. A primeira, que diz respeito à propagação das ondas aquando do impacto, está extremamente bem relatado no trabalho de Yokel datado de 1989, onde aborda os vários aspectos importantes da propagação das ondas em impactos dinâmicos.

Yokel realizou uma análise dos ciclos gerados pela onda de compressão gerada no topo do trem de varas que atingem o amostrador. Dessa análise, Yokel afirma que por cada incremento de cravação do amostrador a força da onda de compressão é diminuída de F_s (força exercida pelo solo no amostrador). Para além disso, Yokel concluiu que o aumento da resistência à penetração diminui a energia do impacto do martelo, mas também que, em solos de baixa resistência, torna-se necessário a ocorrência de vários ciclos de penetração para que a totalidade da energia seja transferida ao amostrador. O inverso observa-se em solos de grande resistência e que apenas é necessário um ciclo de penetração.

A segunda parte fundamental para a compreensão da energia transferida ao amostrador diz respeito ao comprimento das varas utilizadas no ensaio.

2.4.6 ENERGIA POTENCIAL GRAVÍTICA DO SISTEMA SPT

Após libertação do martelo e consequente aplicação de uma pancada, o amostrador penetra o solo. Através da diferença entre as cotas no instante t_1 e t_3 é possível calcular a diferença da energia potencial gravítica do martelo após a penetração, através da equação:

$$\Delta h_m = h_{m(t_1)} - h_{m(t_3)} = 0,76 m + \Delta \rho \quad \text{(Equação 2.6)}$$

Sendo, $\Delta \rho$ a penetração permanente do amostrador devido à aplicação de uma pancada.

Desta forma, a variação da energia gravítica do martelo entre t_1 e t_3 , pode ser calculada pela Equação 2.7:

$$EPG_m = E_T + M_m g \Delta\rho \quad \text{(Equação 2.7)}$$

Da mesma forma, através da diferença entre as cotas no instante t_1 e t_3 , é possível calcular a diferença da energia potencial gravítica do trem de varas após a penetração, ou seja:

$$\Delta h_h = h_{h(t_1)} - h_{h(t_3)} = \Delta\rho \quad \text{(Equação 2.8)}$$

Sendo: $\Delta\rho$ a penetração permanente do amostrador devido à aplicação de uma pancada.

Note-se que em comprimentos de varas longos, a energia potencial gravítica do trem de varas apresenta uma significativa contribuição na cravação do amostrador no solo. Por isso, esta energia não deve ser desprezada e é representada segundo a Equação 2.9:

$$EPG_h = M_h g \Delta\rho \quad \text{(Equação 2.9)}$$

Considerando-se um referencial externo ao sistema, a energia produzida por uma pancada será função da altura de queda teórica ($0,76 \text{ m} + \Delta\rho$) e, como consequência, a energia efectivamente gasta na cravação da composição, quando submetida a uma pancada de um martelo de massa M_m , passa a ser função de três variáveis: altura de queda do martelo, tipo de solo que determina a magnitude de $\Delta\rho$ e geometria (comprimento e secção) das varas que determina a massa da composição.

Somadas a estas variáveis pode-se ainda considerar factores relativos às características do ensaio e equipamento utilizado, cuja influência no valor de N_{spt} é reconhecido internacionalmente e expressa através da eficiência do equipamento (Skempton, 1986).

A energia efectivamente consumida pela cravação do amostrador no solo é representada pela variação da energia potencial gravítica do sistema. Esta energia traduz-se na soma das variações da energia potencial gravítica do martelo e do trem de varas, que pode ser expressa pela Equação 2.10:

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = E_T + M_m g \Delta\rho + M_h g \Delta\rho \quad \text{(Equação 2.10)}$$

Assim, a energia consumida para a cravação do amostrador no solo é obtida em função da altura de queda do martelo, da penetração permanente do amostrador no solo e das massas do trem de varas e do martelo.

Por conveniência, a Equação 2.10 terá os seus termos rearranjados, tendo a sua primeira parcela representada pela variação da energia do martelo e a segunda, referente à energia do trem de varas, conforme a Equação 2.11, anteriormente proposta por Odebrecht (2004).

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = (0,76 + \Delta\rho)M_m g + \Delta\rho M_h g \quad \text{(Equação 2.11)}$$

2.5 EFICIÊNCIA DO ENSAIO SPT

2.5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como o martelo tem que deslizar ao longo da vara guia, necessariamente ocorrem perdas quanto mais não seja pelo atrito desenvolvido no percurso, o que leva a uma redução da queda da velocidade de impacto no batente. Esta eficiência depende do tipo de martelo e das suas condições de lubrificação e de operação (inclinação).

Uma segunda causa de redução de energia que chega ao amostrador, relaciona-se com o impacto do martelo com o batente, de que resulta a consequente propagação da onda de choque ao longo do trem de varas. É reconhecido nesta altura que quanto maior for a massa do batente maior será a eficiência do sistema.

É reconhecido ainda que o comprimento do trem de varas exerce influência na eficiência do sistema. Este aspecto é aquele que maior controvérsia tem levantado e também maior atenção tem merecido.

Quando o martelo percute o batente, é gerada uma onda de tensão que se transmite ao longo do trem de varas. O sistema de natureza dinâmica que rege essa propagação não é reproduzido de forma capaz apenas pela teoria Newtoniana de impacto entre corpos rígidos, pelo que a sua análise é bastante complexa. A energia transmitida ao trem de varas depende não só do martelo mas também das condições inter-faciais, martelo-batente-varas.

É actualmente reconhecida, nas mais recentes abordagens do ensaio SPT, a necessidade fundamental de proceder à medição da energia no SPT como meio de aferir o nível de energia disponível no dispositivo SPT utilizado, e portanto de avaliar o grau de eficiência do equipamento. Na literatura actual existem três métodos para a determinação da energia realmente transferida às varas do SPT. O primeiro método, é designado por E2F, baseia-se na energia medida apenas com base em valores de força, não fazendo uso dos valores da velocidade. O segundo método, é designado por EF2 e representa a energia medida apenas com base em valores de força. Neste caso, apenas será necessário um medidor de força já que a energia será calculada a partir da

multiplicação ao quadrado da força registada. O terceiro método é designado por EFV, representa a energia medida com base em valores de força e velocidade. Este método só pode ser usado caso se tenha um sistema de medição de força e de velocidades (por exemplo uma célula de carga e um acelerómetro, respectivamente).

MÉTODO E2F:

$$E2F = \frac{c}{E \times a} \int_0^{t=2l/c} F^2 dt \quad \text{(Equação 2.12)}$$

MÉTODO EF2:

$$EF2 = \frac{c}{E \times a} \int_0^{t(F=0)} F^2 dt \quad \text{(Equação 2.13)}$$

MÉTODO EFV:

$$EFV = \int_0^{t=m'x} F \times v dt \quad \text{(Equação 2.14)}$$

O método E2F baseia-se apenas nos valores da força, não fazendo uso dos valores da velocidade, e a principal e única diferença em relação ao método EF2 resulta no facto do primeiro ter como tempo de integração, o tempo correspondente ao primeiro impacto do martelo, até ao instante correspondente ao corte por tracção mais conhecido por “tension cutoff”, que ocorre quando a onda de compressão que se propaga ao longo das varas é reflectida na extremidade inferior e retorna como onda de tracção, chegando à interface martelo-varas, num espaço de tempo igual a $2L/c$ (L – comprimento do trem de varas, c – velocidade de propagação da onda). A onda de tracção que atinge a interface martelo-vara excede a tensão de compressão existente entre o martelo e as varas (condicionada pela reduzida dimensão do martelo), produzindo assim uma resultante tensão de tracção e consequente deformação que faz com que o trem de varas seja puxado para baixo e se separe do martelo, gerando o conhecido ressalto. Por outro lado, no método EF2 esse tempo corresponde ao tempo para o qual a força iguala o valor zero pela primeira vez.

Uma vez que nem sempre se dispõe das medidas de velocidade do ensaio, pois em Portugal não é comum o uso de acelerómetros, o método EF2 é o mais utilizado. Contudo, o método EFV é o

mais aconselhável por garantir um rigor maior dos dados (Campanella & Sy, 1994; Abou-Matar & Goble, 1997).

Esta possibilidade de se poder usar qualquer um dos dois métodos, deve-se ao facto de existir uma grande proporcionalidade entre a força e a velocidade (Equações 2.15 e 2.16):

$$F = m \times a \quad \text{(Equação 2.15)}$$

$$a = \frac{v}{t} \quad \text{(Equação 2.16)}$$

No entanto, tal proporcionalidade só é completa até ao primeiro impacto do martelo, não se verificando essa proporcionalidade a partir daí. Esta propriedade foi demonstrada por Palacios & Schmertmann em 1979, que também concluíram que a energia adicional, resultante dos impactos subsequentes, não aumentaria significativamente a penetração do amostrador (Cavalcante, 2002).

Sendo assim, convém lembrar que o método preferencialmente usado deverá ser o EFV, que representa a parte da energia potencial (inicialmente disponível) que realiza o trabalho no sistema vara - amostrador e cuja metodologia é recomendada pela norma EN ISO 22476-3, superando as limitações inerentes ao método EF2.

Para além disso, e embora seja possível recorrer ao método EF2 em vez do EFV, muitos autores recomendam plenamente o uso do método EFV, uma vez que os acelerómetros actualmente disponíveis fornecem valores muito precisos, aumentando assim o grau de precisão da medição da energia transmitida às varas e por consequência ao amostrador ao contrário dos usados por Schmertmann, o que o obrigou a socorrer à teoria apresentada por Timoshenko relativa à proporcionalidade, existente em casos bem definidos, entre a força e a velocidade.

A título de curiosidade, em 1998 Butler et al. e Farrar compararam mais de 9000 golpes usando os dois métodos e concluíram que grosso modo a energia calculada através do método EF2 foi 10% maior que a calculada através do EFV, embora, em alguns casos se tenham verificado valores de energia obtida através do método EF2 menores do que as obtidas com o método EFV. Mesmo assim considera-se que através do método EF2 se obtém valores de energia superiores, já que a variabilidade dos valores do método EF2 foi significativamente maior do que os do método EFV.

Os valores de EFV e EF2 tendem a coincidir uns com os outros para maiores comprimentos de trem de varas.

De salientar que estas conclusões também são aplicadas aos modelos de ensaio usados em Portugal, desde que o trem de varas seja curto.

Morgano & Liang em 1992 realizaram uma sequência de ensaios de modo a poderem relacionar a eficiência do ensaio com o comprimento das varas, chegando à conclusão que a eficiência do ensaio aumenta com o aumento do comprimento do trem de varas, tal como se poderá verificar na Figura 5.

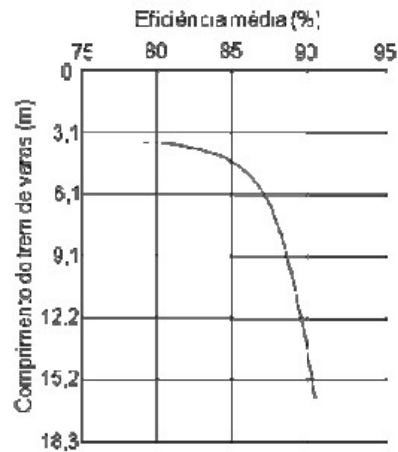


Figura 5 - Eficiência do ensaio SPT vs comprimento das varas utilizadas no ensaio (Morgano & Liang, 1992)

Sendo assim, o método utilizado nesta tese será o método EFV e a energia transferida às varas do SPT é analisada por intermédio do integral da força vezes a velocidade, definido desde o momento inicial correspondente ao impacto do martelo sobre o trem de varas até ao tempo para o qual o integral atinge o valor máximo, conforme a equação:

$$E = \int_{t=0}^t F(t) \cdot v(t) dt \quad \text{(Equação 2.17)}$$

Correspondendo, $F(t)$ e $v(t)$ aos registos da força e da velocidade em função do tempo respectivamente.

O registo de força é obtido por meio da instalação de medidores de deformação (strain-gauges) numa secção próxima ao topo das varas, enquanto o registo de velocidade é obtido por meio da instalação de acelerómetros colocados na mesma secção. Segundo a norma ISO 22476, a secção instrumentada deve estar colocada a uma distância superior a 10 vezes o diâmetro da vara abaixo do ponto de impacto do martelo com o batente.

A força transmitida às varas será então calculada da seguinte forma:

$$F(t) = A \times E \times \varepsilon_a(t) \quad \text{(Equação 2.18)}$$

Em que:

A - área da secção transversal da vara instrumentada;

E - módulo de Young da vara instrumentada;

$\varepsilon_a(t)$ - representa a deformação axial medida na vara no momento t.

A velocidade das partículas $v(t)$ da secção medida é calcula pela integração da aceleração $a(t)$ com o tempo t.

O tempo para o qual a energia transferida atinge o maior valor determina o intervalo máximo de integração ($t = t_{m\acute{a}x}$).

2.5.2 FACTORES DE CORRECÇÃO

Até à recente data, as várias medições de energia transmitidas às varas ditavam que a energia aplicada nos sistemas SPT mecanizados com disparo automático do martelo (normalmente utilizados nos países Europeus e EUA), é de aproximadamente 60 % da energia potencial. Nos equipamentos SPT que recorrem a sistemas manuais de libertação do martelo (muito utilizados por exemplo no Brasil), a energia aplicada é da ordem dos 70 % da energia teórica.

Então, e com base nas diversas medições de energia, a prática internacional sugere que os valores N_{SPT} sejam, sempre que possível, convertidos na resistência à penetração equivalente (N_{60}) relativa a 60 % da energia teórica, definida através da equação:

$$N_{60} = N_{medido} \frac{E_{medido}}{E_{60}} \quad \text{(Equação 2.19)}$$

Em que:

E_{60} – 60 % da energia teórica ($0,6 \times 473,4 \text{ J} = 284 \text{ J}$);

N_{60} – resistência à penetração corrigida de 60 % da energia;

N_{medido} – valor de N_{SPT} registado;

E_{medido} – energia medida fornecida pelo sistema.

Contudo, e dada a possibilidade de ocorrerem perdas significativas de energia durante o ensaio SPT é conveniente que se respeitem as normas relativamente à padronização das varas e para além disso, é fundamental que se tenha ideia da magnitude da energia aplicada pelo martelo na cabeça do amostrador, de modo a que seja possível proceder à uniformização dos resultados.

Neste contexto, verificou-se que a partir dos valores de energia obtidos pelos sinais registados era possível obter a eficiência do ensaio SPT, identificando as perdas que ocorrem durante o processo de propagação de ondas ao longo da composição das varas.

Odebrecht (2003) comparou a energia contida em cada posição instrumentada da vara. Para a instrumentação posicionada junto ao batente, calculou a energia da onda de compressão pela integração do sinal de força versus aceleração ao longo do tempo. Ou seja, para cada comprimento de varas ensaiado, registou a energia contida na onda longitudinal dos diversos sinais, correspondente energia do sistema (Equação 2.11), e a parcela referente à energia do martelo versus a penetração permanente observada. Para cada conjunto de dados foi traçada uma linha de tendência dos pontos, referente à energia do sistema e a referente ao martelo apresentam uma diferença mais significativa com o aumento do comprimento das varas. Estes factos estabelecem uma redução da energia da onda medida no batente e a energia contida no martelo. Com isto, deve-se acrescentar à Equação 2.11 um coeficiente de eficiência do martelo η_1 .

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_1 (0,76 + \Delta\rho) M_m g + \Delta\rho M_h g \quad \text{(Equação 2.20)}$$

Onde:

$$\eta_1 = \frac{\int_0^{\infty} F(t) \cdot V(t) \cdot dt}{(0,76 + \Delta\rho) M_m g} \quad \text{(Equação 2.21)}$$

No valor de η_1 estão contidas todas as perdas referentes ao atrito da libertação do martelo, tipo do martelo, estado e condições de lubrificação da vara guia, verticalidade do martelo durante a pancada, etc, ou seja todas as perdas referentes ao golpe.

Posto isto pode-se dizer que a energia contida na onda longitudinal é dependente do tipo de solo, ou seja, o valor do N_{spt} depende do equipamento, da equipa de sondadores e do solo.

Com base nas considerações acima mencionadas e, considerando uma perda constante de energia do martelo, é possível determinar o valor de η_1 pela razão das energias contidas no martelo e na onda de compressão. O valor de η_1 obtido experimentalmente por Odebrecht (2003) é de 0,764 (desvio padrão de 0,036).

Para uma avaliação mais realista, Odebrecht (2003) reanalisou os dados da pesquisa efectuada por Cavalcante (2002). Na pesquisa de Cavalcante foram utilizados equipamentos e equipas distintas, com procedimentos executivos característicos de duas cidades Brasileiras distintas, com diferentes tipos de solos. Desta análise obtém-se um valor de η_1 da ordem de 0,761 (desvio padrão de 0,051), valor este bem semelhante ao determinado experimentalmente por Odebrecht.

Com base nos resultados de energia obtidos com instrumentação posicionada junto ao amostrador pode-se obter os resultados obtidos de energia transferida à vara, resultados de energia junto ao batente (energia do sistema) e a parcela referente à energia do martelo.

Destes resultados pode-se perceber que há uma perda adicional de energia transferida à vara, ocorrendo entre o batente e o amostrador. Percebe-se também que esta perda é mais pronunciada para as varas longas. Assim, estes indicam que devem ser multiplicados à Equação 2.20 dois factores adicionais de correcção:

- o factor η_2 que representa as perdas ao longo das varas;
- o factor η_3 que representa a eficiência do sistema.

Com isto, a Equação 2.22 pode ser reescrita sob a forma a seguir:

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_3 \left[\eta_1 (0,76 + \Delta\rho) M_m g + \eta_2 \Delta\rho M_h g \right] \quad \text{(Equação 2.22)}$$

Onde:

$$\eta_2 = \beta_2 + \alpha_2 l \text{ e } \eta_3 = \beta_3 + \alpha_3 l$$

A determinação dos coeficientes em questão (η_2 e η_3) não é trivial. Tanto que Obebrecht (2003) adoptou várias hipóteses e, a que melhor se ajustou aos dados experimentais considera que $\eta_2 = 1$ e η_3 expresso em função do comprimento do trem de varas, conforme Equação 2.23:

$$\eta_3 = 1 - 0,0042 l \quad \text{(Equação 2.23)}$$

Em que L corresponde ao segmento do trem de varas.

Entre os vários desdobramentos e interpretação oriundos de medidas de energia no ensaio SPT, uma das mais interessantes e mais referenciadas actualmente na literatura, consiste no entendimento do trabalho exercido sobre o solo pela penetração do amostrador. O trabalho efectivamente entregue ao solo é dado pela Equação 2.11. Para demonstrar esta equação cabe utilizar o princípio de Hamilton. Este princípio mostra que a soma da variação no tempo das energias cinéticas e potenciais e o trabalho efectuado por forças não conservativas ao longo de um intervalo de tempo t_1 a t_2 é igual a zero. Este princípio teve sua aplicação no ensaio SPT sugerida por Aoki & Cintra (2000), que posteriormente em 2004 publicaram um artigo comprovando a validade desta assertiva por meio de prova de carga estática sobre o amostrador. Adoptando a nomenclatura apresentada em Clough e Penzien (1975) a equação que descreve o princípio de Hamilton é dada pela Equação 2.24:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta [T(t) - V(t)] dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta [W_s(t) + W_{nc}(t)] dt = 0 \quad \text{(Equação 2.24)}$$

Onde:

$T(t)$ – energia cinética;

$V(t)$ – energia potencial;

$W_s(t)$ – Trabalho efectuado por forças não conservativas na ponta do amostrador (sobre o solo);

$W_{nc}(t)$ – Trabalho efectuado por forças não conservativas (perdas diversas);

δ - Variação;

t_1 – tempo inicial do período considerado (Ver Figura 4)

t_2 – tempo final do período considerado (Ver Figura 4).

Considerando a Figura 4 e t_1 (Hamilton) igual ao instante zero e o t_2 (Hamilton) igual ao instante t_3 , em que todas as energias cinéticas e elásticas já foram dissipadas, tem-se a Equação 2.25:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta V(t) dt = \int_{t_1}^{t_2} \delta [W_s(t) + W_{nc}(t)] dt \quad \text{(Equação 2.25)}$$

Assim, a variação da energia potencial do sistema martelo-vara é igual à variação do trabalho efectuado por forças não conservativas. Como a variação da energia potencial é dada pela Equação 2.10 este valor pode ser reescrito na forma da variação do trabalho efectuado pelas forças não conservativas, segundo a Equação 2.26:

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = W_s + W_{nc} \quad \text{(Equação 2.26)}$$

Como o trabalho efectivamente entregue ao solo é conhecido (Equação 2.11) e proporcional à penetração do amostrador (também conhecida), a força dinâmica (F_d) média de reacção do solo à cravação do amostrador pode ser representada pelas Equações 2.27 e 2.28:

$$E_s = T = \Delta EPG_{m+h}^{sistema} \text{ com perdas} = W_s = F_d \Delta \rho \quad \text{(Equação 2.27)}$$

$$F_d = \frac{\Delta EPG_{m+h}^{sistema} \text{ com perdas}}{\Delta \rho} \quad \text{(Equação 2.28)}$$

Com conhecimento desta força dinâmica (F_d) que actua para produzir a penetração do amostrador no solo abre-se uma gama de alternativas para a interpretação do ensaio SPT.

2.6 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

2.6.1 FÓRMULAS DINÂMICAS

As fórmulas dinâmicas baseiam-se em leis da Física que governam o comportamento de corpos quando chocam. Realçam a conservação da energia, e, algumas delas, incorporam as leis de Newton (Velloso e Lopes, 2002).

Existem diversas fórmulas com a finalidade de descrever os fenómenos resultantes do carregamento dinâmico de uma estaca. Entre elas, pode-se citar: Fórmula dos Holandeses, de Weisbach, de Janbu, de Brix e Fórmula de Hiley, de Chellis-Velloso, de Uto.

As fórmulas dinâmicas, juntamente com os ensaios de carregamento dinâmico, constituem métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações profundas, baseados na previsão e/ou verificação do seu comportamento sob acção de carregamento dinâmico.

As fórmulas de controlo pela “nega” (valor correspondente à penetração permanente da estaca, quando sobre a mesma é aplicado um golpe do pilão) foram estabelecidas comparando-se a energia disponível no topo da estaca com aquela gasta para promover a rotura do solo, em decorrência de sua cravação, somada às perdas, por impacto e por atrito, necessárias para vencer a inércia da estaca imersa na massa de solo (Alonso, 1991), ou seja:

$$W \times h = R \times s + \text{perdas} \quad \text{(Equação 2.29)}$$

Onde:

W – peso do pilão;

h – altura de queda do pilão;

R – resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca;

s – “nega” correspondente ao valor de h.

As principais perdas de energia estão relacionadas com o sistema de impacto e amortecimento. Segundo Velloso e Lopes (2002), em martelos de queda livre, estas perdas são devidas ao atrito do martelo nas guias e dos cabos na roldana, ao ressalto do martelo, e às deformações elásticas do cepo, da almofada, da estaca e do solo.

Alguns exemplos são: a fórmula de Sanders, que despreza as perdas de energia, e a fórmula de Wellington, que se baseia na premissa de que parte do trabalho executado pelo martelo é gasto no encurtamento elástico da estaca e, outra parte, na penetração da estaca no solo. Maiores detalhes podem ser encontrados em Velloso e Lopes (2002) e Chellis (1951).

Algumas fórmulas baseiam-se na Teoria do Choque de Corpos Rígidos, formulada por Newton, pressupondo-se que o corpo obedece à Lei de Hooke e que a resistência é mobilizada inteiramente ao longo de toda a massa em movimento, de forma instantânea. Essa hipótese pode ser aplicada, por exemplo, ao choque entre bolas de bilhar, mas, segundo Alonso (1991), está longe da realidade do movimento das partículas de uma estaca sob a acção de um golpe.

A utilização do ressalto como meio de controlo de cravação foi inicialmente sugerida por Chellis (1951), que segundo o autor, a resistência à cravação é proporcional ao encurtamento elástico. Uto et al. (1985) desenvolveram uma fórmula dinâmica semi-empírica que utiliza o ressalto e resultados do ensaio SPT.

No entanto, é de salientar as principais limitações das fórmulas dinâmicas de cravação:

- baseiam-se na teoria de choque dos corpos rígidos, não tomando em consideração as forças de amortecimento do sistema;
- a resistência mobilizada pela queda do pilão geralmente não é suficientemente para mobilizar a resistência última que o solo pode oferecer;
- existem factores pouco conhecidos que tornam difícil a quantificação das perdas de energia do sistema.

2.6.2 TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA APLICADAS ÀS ESTACAS

Quando uma estaca é solicitada pelo impacto de um martelo uma zona do material é comprimida. Essa compressão causa uma tensão que será transmitida para camadas subsequentes. O processo contínuo de compressão desenvolve uma onda de tensão que se propaga ao longo da estaca (Bernardes, 1989).

Durante a cravação, a estaca é carregada axialmente por uma força F , causada pelo impacto do martelo. Num primeiro instante, t , todas as partículas da estaca ainda estão em repouso, como esquematizado Figura 6 a).

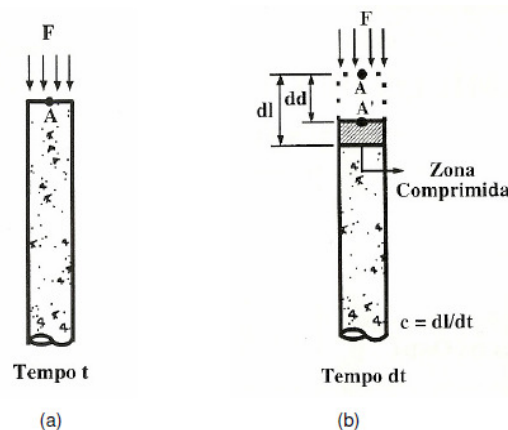


Figura 6 - (a) Partículas no repouso; (b) Partículas aceleradas (Gonçalves, 2000)

No intervalo de tempo dt após o impacto, um primeiro elemento, dl , é comprimido e sofre uma deformação dd , (Figura 6 b).Então, as partículas do material, representadas pelo ponto A, que inicialmente estavam no repouso, são aceleradas.

A deformação dd pode ser calculada através da Lei de Hooke:

$$dd = \frac{F \times dl}{E \times A} \quad \text{(Equação 2.30)}$$

Sendo c a velocidade de onda, a partícula A que foi acelerada para a posição representada por A' apresenta a velocidade dv dada pela equação:

$$dv = \frac{dd}{dt} = \frac{F \times dl}{E \times A \times dt} = \frac{F \times c}{E \times A} \quad \text{(Equação 2.31)}$$

Sendo as definições de tensão, relação entre a força e a área, e deformação, relação entre a tensão e o módulo de elasticidade, temos:

$$dv = \frac{\sigma \times c}{E} = \varepsilon \times c \quad \text{(Equação 2.32)}$$

A aceleração da partícula pode ser dada por:

$$a = \frac{dv}{dt} = \frac{F \times c}{E \times A \times dt} \quad \text{e} \quad a = \frac{F}{m} = \frac{F}{\rho \times dl \times A} \quad \text{(Equação 2.33)}$$

De onde temos:

$$\frac{c}{E \times dt} = \frac{l}{\rho \times dl} \quad \text{(Equação 2.34)}$$

E então:

$$c^2 = \frac{E}{\rho} \quad \text{(Equação 2.35)}$$

Ou seja, a velocidade de onda é função das propriedades do material da estaca. É a velocidade com que as zonas de compressão ou de tracção se movem ao longo da estaca.

Já a velocidade das partículas, V , é a velocidade com a qual as mesmas se movimentam quando a onda se propaga.

A estaca impõe uma resistência, conhecida como impedância (Z), à mudança de velocidade das partículas. A impedância pode ser representada das seguintes maneiras:

$$Z = \rho \times c \times A = \frac{m \times c}{l} = \frac{E \times A}{c} \quad \text{(Equação 2.36)}$$

Das equações, temos que:

$$F = \frac{dv \times E \times A}{c} \quad \text{e} \quad Z = \frac{E \times A}{c}, \text{ então } F = dv \times Z \quad \text{(Equação 2.37)}$$

Considerando o equilíbrio dinâmico de um segmento da estaca em qualquer instante, sabendo-se que a aceleração pode ser dada pela segunda derivada do deslocamento em relação ao tempo e igualando-se a força dada pela segunda lei de Newton à força dada pela lei de Hooke, obtém-se uma solução geral da equação unidimensional da onda, conhecida como:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \times \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{(Equação 2.38)}$$

Essa equação, conhecida como a Equação de D'Alembert (Dyminski, 2000), descreve o deslocamento (u) de uma partícula no espaço, a uma distância x do topo da estaca, e no tempo (t), provocado pela propagação de uma onda de velocidade c .

A solução geral da equação, inicialmente apresentada por D'Alembert (1747), considera algumas hipóteses simplificadoras, tais como, secção transversal uniforme, material isotrópico, tensão axial uniformemente distribuída sobre a secção transversal, e pode ser expressa como a soma de duas funções:

$$u(x, t) = f(x - ct) + g(x + ct) = u \downarrow + u \uparrow \quad \text{(Equação 2.39)}$$

As funções f e g correspondem a duas ondas que se propagam com a mesma velocidade, mas em direcções contrárias. As ondas deslocam-se em direcções opostas no tempo, mas não mudam de forma. É usual utilizarem-se flechas para referenciar o sentido de propagação das mesmas (Gonçalves et al., 2000).

A forma das ondas depende das condições de contorno do problema.

Soluções analíticas para a onda inicial podem ser encontradas no trabalho de Bernardes (1989).

Similarmente, a força e a velocidade de deslocamento da partícula podem ser representadas por duas funções, e, esquematicamente, teremos:

$$F = F \downarrow + F \uparrow = V \downarrow Z + V \uparrow Z \quad e \quad V = V \downarrow + V \uparrow \quad \text{(Equação 2.40)}$$

O ensaio de carregamento dinâmico é baseado nos sinais de força e velocidade multiplicada pela impedância, obtidos através da instrumentação instalada no topo da estaca.

2.6.3 TEORIA DE EXPANSÃO DAS CAVIDADES

Vésic' (1975) menciona a inadequação das teorias clássicas para a determinação da resistência de ponta baseada na teoria da plasticidade como motivo para o desenvolvimento de teorias elastoplásticas ou não lineares mais refinadas.

A primeira formulação de expansão de cavidades foi apresentada por Bishop et al. (1945).

As teorias de expansão de cavidades, segundo diversos autores, podem considerar expansão cilíndrica ou expansão esférica. A escolha do modelo mais adequado não é consensual entre os pesquisadores.

Conforme pesquisas, sobre a resistência de ponta à penetração e capacidade de carga de estacas mostraram que a resistência de ponta não é governada pela tensão vertical do solo, mas pela tensão média ou octaédrica do solo na ponta da estaca σ_{oct} , expressa pela equação:

$$\sigma_{oct} = \frac{1 + 2 K_0}{3} \sigma_v \quad \text{(Equação 2.41)}$$

A capacidade de carga pode ser expressa por:

$$q_{p,ult} = c N_c^* + \sigma_{oct} N_q^* \quad \text{(Equação 2.42)}$$

Onde N_c^* e N_q^* são factores combinados de capacidade de carga e forma.

Vésic' menciona, ainda, que o cálculo de N_q^* pode ser feito por qualquer método que leve em conta, prioritariamente, a deformabilidade do solo, devendo basear-se num padrão de rotura realístico.

Segundo Vésic', e de acordo com observações de vários modelos e estacas, existe abaixo da ponta da estaca uma cunha de material muito comprimido. Salienta ainda que, em solos relativamente fofos esta cunha força o caminho através da massa sem produzir outras superfícies de deslizamento visíveis. Contudo, em solos relativamente densos, a cunha empurra lateralmente a zona de cisalhamento radial para dentro da zona plástica III. Então, o avanço da estaca para

dentro do solo é possível pela expansão lateral do solo ao longo do anel circular BD, com alguma compressão das zonas I e II, como mostra a Figura 7.

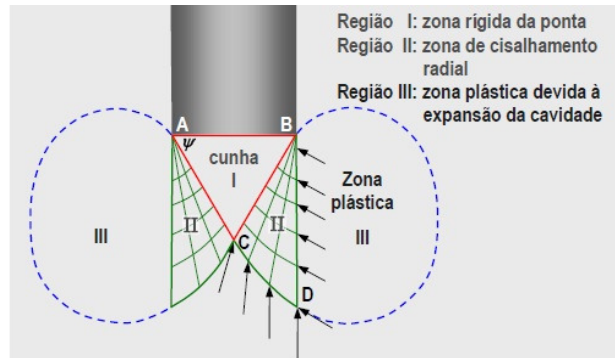


Figura 7 – Padrão assumido de rotura (Vésic, 1975)

A análise de resultados de provas de carga feita por Vésic mostrou que as deformações ao redor da ponta das estacas podem ser divididas em duas grandes zonas principais. A zona concêntrica seguinte é caracterizada por pequenas deformações elásticas (Figura 8).

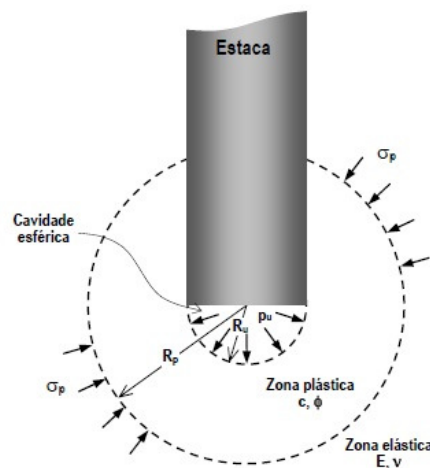


Figura 8 – Expansão cavidade esférica (Vésic, apud Silva, 2001)

Vésic' afirma ainda que, o ângulo da base da cunha é aproximadamente igual a $45^\circ + \phi/2$, se ϕ for considerado como ângulo secante ao nível de tensão apropriado, e que os lados da cunha aparentam ter uma curvatura côncava, formando um ângulo obtuso e arredondado na ponta, em vez de um vértice pontiagudo.

Baseado nas condições de fronteira, ainda segundo Vésic', um valor aproximado de Nq^* pode ser determinado assumindo-se que a tensão normal ao longo do anel BD é igual à pressão última necessária para expandir uma cavidade esférica na massa infinita de solo.

O solo é considerado como um material contínuo, uniforme, isotrópico, elástico perfeitamente plástico e sem variação de volume.

N_q^* pode ser calculado pela expressão:

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \text{sen}\phi} e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \text{tg}\phi} \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{\frac{4 \text{sen}\phi}{3(1 + \text{sen}\phi)}} \quad \text{(Equação 2.43)}$$

E I_{rr} que representa o índice de rigidez reduzido: pode ser calculado por:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad \text{(Equação 2.44)}$$

Em que, Δ é a deformação volumétrica.

Para as condições em que não haja variação de volume, seja por condições não drenadas ou por pequenas mudanças de volume em solos densos, o índice de rigidez pode ser expresso por:

$$I_r = \frac{G_s}{2(1 + \nu)(c + \sigma_{oct} \text{tg}\phi)} \quad \text{(Equação 2.45)}$$

Onde:

G_s – Módulo distorcional do solo;

ν - Coeficiente de Poisson;

σ_{oct} – Tensão média ou octaédrica do solo na ponta da estaca;

Existem dois tipos de expansão de cavidade possíveis:

- A de uma cavidade pré-existente no solo, com pressão interna equilibrada com o maciço vizinho e que requer acréscimos de pressão para se expandir;
- A de uma situação onde inicialmente não existe a cavidade, que deverá ser expandida a partir de um raio igual a zero.

Podem ser feitos analogias destes tipos de expansão de cavidades com os processos de instalação de estacas e suas respectivas resistências de ponta desenvolvidas.

Como alternativa, Baligh (1985), propõe o método de trajectória de deformações, que consiste numa técnica analítica de predição da perturbação causada pela instalação de objectos rígidos no solo e está baseada na estimativa inicial de incrementos de deformação e do cálculo das tensões necessárias para estas deformações.

2.6.4 MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

2.6.4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No que diz respeito aos métodos apresentados para a determinação da capacidade de carga de fundações, estes são inúmeros, e cada autor refere diferentes mecanismos de rotura na base da estaca. De seguida são apresentados alguns desses métodos, racionais ou teóricos e semi-empíricos.

2.6.4.2 MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS

São inúmeras as teorias clássicas existentes para a determinação da capacidade de carga de fundações, nas quais cada uma postula diferentes mecanismos de rotura da base da estaca, conforme apresenta a Figura 9.

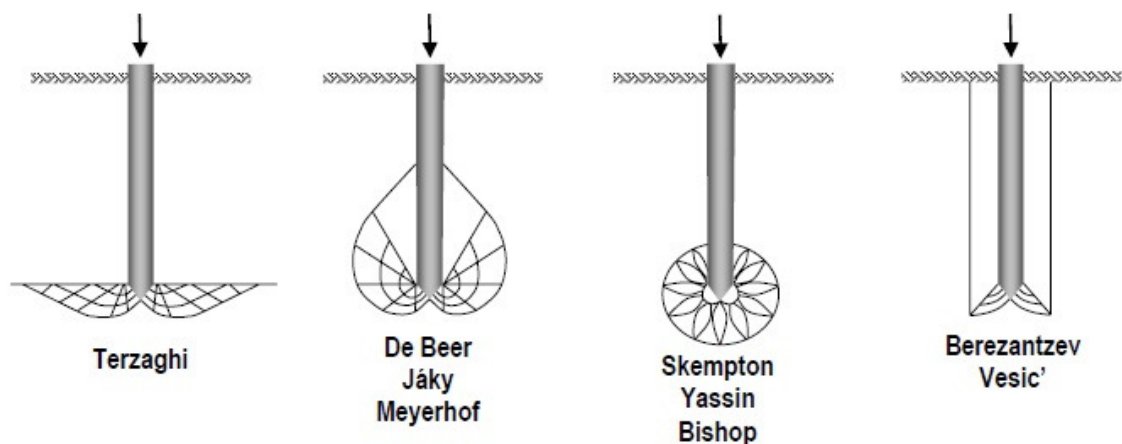


Figura 9 – Superfícies de rotura da base de estacas segundo diversos autores (Vésic'; Aoki, 1999)

A proposta clássica de Terzaghi foi aperfeiçoada por Meyerhof, com a consideração da resistência ao cisalhamento do solo acima da ponta da estaca. A proposta de Skempton, Yassin e Bishop é a primeira que considera a teoria da expansão de cavidades.

Diante das inúmeras teorias existentes optou-se em destacar, nesta dissertação, a solução de Vésic (1972) que relaciona o mecanismo de rotura do solo com a expansão de uma cavidade em um meio elasto-plástico. Deste modo, Vésic sugere que a resistência de ponta (q_p) seja calculada pela seguinte equação:

$$q_p = c \cdot N_c + \sigma_0 \cdot N_q \quad \text{(Equação 2.46)}$$

Onde:

$$\sigma_0 = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_v \quad \text{(Equação 2.47)}$$

E,

c – coesão do solo;

N_c, N_q – factores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito interno e rigidez do solo;

σ_0 – Tensão média do solo na ponta da estaca;

K_0 – coeficiente de repouso;

σ'_v – tensão vertical efectiva no nível da ponta da estaca;

O tratamento teórico para a determinação do atrito lateral unitário (τ_1) é em geral análogo ao utilizado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contacto com o solo. Seu valor é, usualmente considerado como a soma de duas parcelas (Teoria de Mohr-Coulomb), conforme a equação:

$$\tau_1 = c_a + \sigma'_h \cdot \text{tg } \delta \quad \text{(Equação 2.48)}$$

Onde:

C_a – é a aderência entre a estaca e o solo ($\alpha \times c$);

α – coeficiente de adesão;

c – coesão do solo;

σ'_h – é a tensão horizontal média na superfície lateral da estaca;

δ – é o ângulo de resistência ao corte entre a estaca e o solo.

A abordagem geral para os solos granulares, adopta $\text{tg } \delta = \text{tg } \varphi'$, onde φ' é o ângulo de resistência ao corte interno do solo perturbado em termos de tensões efectivas. Em solos granulares c_a é nulo. A tensão horizontal (σ_h) é convencionalmente relacionada com a tensão vertical efectiva na profundidade, antes da execução da estaca através de um coeficiente de repouso K_s . Deste modo a equação pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\tau_1 = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg } \varphi' \quad \text{(Equação 2.49)}$$

O coeficiente K_s , depende, principalmente, do estado de tensões iniciais do solo e do método de execução da estaca. Para estacas cravadas curtas e de grande deslocamento em areia, K_s pode se aproximar do coeficiente de impulso passivo K_p ($K_p = \text{tg } (45^\circ + \varphi'/2)$). Detalhes sobre outras formulações podem ser obtidos em Terzaghi, 1943, Meyerhof, 1951, 1976 e Berezantsec, 1961.

2.6.4.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Como o ensaio SPT é geralmente o único ensaio de campo disponível, difundiu-se a prática de relacionar medidas de N_{spt} directamente com a capacidade de carga de estacas (e.g Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978; Amaral, Viezzer & Amaral, 2000). Embora, os métodos normalmente adoptados constituam ferramentas valiosas à engenharia de fundações, é importante reconhecer que, devido a sua natureza estatística, a validade está limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (Schnaid, 2000). A seguir serão apresentadas dois métodos consagrados de previsão de carga que posteriormente serão comparados com o método de capacidade de carga proposto nesta dissertação.

2.6.4.3.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

O método de Aoki & Velloso (1975) foi concebido originalmente a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone. Para que a metodologia proposta possa ser aplicada a ensaios de penetração dinâmica, deve-se utilizar um coeficiente de conversão, k , da resistência da ponta do cone para N_{spt} , para além disso é necessário introduzir um coeficiente α , que expressa a relação entre a resistência de ponta e lateral. A expressão da capacidade de carga última é representada pela equação:

$$Q_u = A_p \frac{k \cdot N_p}{F1} + U \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N_m}{F2} \Delta L \quad \text{(Equação 2.50)}$$

Onde:

A_p – área da secção transversal da estaca (m^2);

K - coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{spt} (kPa) (Tabela 2);

N_p – N_{spt} da ponta;

$F1$ - factor de correcção da resistência de ponta (Tabela 1);

U – perímetro da estaca (m);

α – expressa a relação entre a resistência ponta e lateral (Tabela 2);

N_m – N_{spt} médio ao longo da estaca;

$F2$ - factor de correcção da resistência lateral (Tabela 1);

ΔL – Segmento de estaca em causa (m).

Os coeficientes F1 e F2 são factores de correcção das resistências de ponta e lateral que levam em conta diferenças de comportamentos entre a estaca e o cone estático, principalmente para permitirem a consideração do efeito de escala. Na Tabela 1 são apresentados os valores de F1 e F2 originalmente propostos por Aoki & Velloso (1975), os valores propostos por Laprovitera (1988) & Benegas (1993) e os coeficientes propostos de Monteiro (1997).

Na Tabela 2 são apresentados os valores de k e de α , dependentes do tipo de solo e das suas características granulométricas, propostos originalmente por Aoki & Velloso (1975), os valores propostos por Laprovitera e por Monteiro (1997).

Tabela 1 – Valores de F1 e F2 (método de Aoki & Velloso)

Tipo de Estaca	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988) & Benegas (1993)		Monteiro (1993)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki de fuste apiloado	2,5	5,0	2,5	3,0	2,3	3,0
Franki de fuste fibrado					2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5	2,4	3,4	1,7 5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	1,75	3,5	2,0	3,5	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem					1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	7,0	4,5	4,5	3,5	4,5
Strauss					4,2	3,9
Raiz	-	-	-	-	2,2	2,4
Hélice contínua	-	-	-	-	3,0	3,8

Tabela 2 – Valores de k e α (Método de Aoki & Velloso)

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte Arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,5	3,0
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte Argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,4	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila Arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila Siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

2.6.4.3.2 Método Décourt & Quaresma (1978)

Este é um método expedito de estimativa da capacidade de carga de rotura baseada exclusivamente em resultados do ensaio SPT. Inicialmente esta metodologia foi desenvolvida para estacas pré-moldadas de betão e posteriormente foi estendida para outros tipos de estacas, como estacas escavadas em geral, hélice contínua e injectadas.

Na segunda versão, Décourt & Quaresma (1982) procuram aperfeiçoar o método na estimativa da carga lateral. Deste modo, a expressão final de capacidade de carga proposta pelos autores é apresentada na equação:

$$Q_U = \alpha \cdot K \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot \beta \cdot \sum 10 \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \quad \text{(Equação 2.51)}$$

Onde:

N_p – N_{spt} médio da ponta;

A_p – área da secção transversal da ponta da estaca (m^2);

K – Coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_p em função do tipo de solo (Tabela 2);

U – perímetro da estaca (m);

N_m – N_{spt} médio ao longo do fuste;

ΔL – Segmento de estaca em causa (m);

α e β – factores que dependem do tipo de estaca (Tabelas 3 e 4).

Na determinação de N_m , os valores de N_{spt} menores que 3, devem ser considerados iguais a 3 e os maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50. Os valores dos coeficientes k , α e β apresentados nas Tabelas 3, 4 e 5, respectivamente, e foram sugeridos por Quaresma e tal (1996):

Tabela 3 – Valores atribuídos a k (Décourt & Quaresma, 1978)

Tipo de solo	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltos Argilosos (solos residuais)	200
Siltos Arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Tabela 4 – Valores atribuídos ao coeficiente α (Quaresma et al, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 5 - Valores atribuídos ao coeficiente β (Quaresma et al, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos Residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

2.6.4.3.3 Método Bustamante & Gianeselli (1982)

Bustamente e Gianeselli (1982) propõem um método para determinação da capacidade resistente de estacas com base nos dados do ensaio CPT.

Bustamente e Gianeselli (1983) fazem referência ao documento FOND 72, enunciando sumariamente os princípios em que se baseia o método. A capacidade resistente de ponta da micro-estaca é calculada a partir de:

$$Q_p = q_c \cdot K_c \cdot A_b \quad \text{(Equação 2.52)}$$

A capacidade resistente lateral da micro-estaca é calculada a partir de:

$$Q_L = \sum_l^i R_s^i = \sum_l^i q_s^i \cdot A_s^i \quad \text{(Equação 2.53)}$$

onde:

q_c - resistência de ponta unitária equivalente, ao nível da base da estaca;

k_c - factor de capacidade;

A_b - área da base da estaca;

q_s - resistência lateral unitária na camada i ;

A_s - área lateral da estaca em contacto com a camada i .

Apresenta-se, a seguir, o modo de obter k_c , q_c e q_i fazendo referência às condições e aos limites de aplicação de cada um dos factores.

A partir de ensaios de carga, foram estabelecidos diferentes valores do parâmetro K_c que são apresentados na Tabela 6. O seu valor varia consoante o tipo e compactidade do solo e do tipo de estaca.

Tabela 6 – Factores de capacidade de carga q_c e k_c

Natureza do solo	q_c (10^5 Pa)	Factor de capacidade k_c	
		Grupo I	Grupo II
Argila mole e siltes	< 10	0.4	0.5
Argila mediantemente compacta	10 a 50	0.35	0.45
Lodo e areia solta	≤ 50	0.4	0.5
Argila compacta a rija e lodo compacto	> 50	0.45	0.55
Cré mole	≤ 50	0.2	0.3
Areia e cascalho mediantemente compacto	50 a 120	0.4	0.5
Cré alterada a fragmentada	> 50	0.2	0.4
Areia e cascalho compacto a muito compacto	> 120	0.3	0.4

Nota : Grupo I – Estacas escavadas e moldadas; Grupo II – Estacas cravadas, estacas do tipo Franki e estacas injectadas sob alta pressão

A resistência de ponta equivalente q_{ce} , é a média aritmética das resistências de ponta q_c , medidas entre n e $-n$ (com $n=1.5b$), em torno da ponta da estaca.

O seu cálculo é efectuado em várias etapas procedendo-se, em primeiro lugar, à suavização do perfil das resistências de ponta q_c . Na segunda etapa, partindo da curva suavizada, calcula-se a média da resistência de ponta, q_c entre as cotas $-1.5b$ e $1.5b$ em torno da ponta da estaca.

A seguir, efectua-se o corte dos picos da curva suavizada eliminando os valores superiores a $1.3q_c$, abaixo da ponta da estaca, enquanto que acima desta são eliminados os valores superiores a $1.3q_c$ e os inferiores a $0.7q_c$. A resistência de ponta equivalente q_{ce} , é o valor médio da resistência calculada a partir da curva suavizada e truncada (Figura 10- curva a traço grosso).

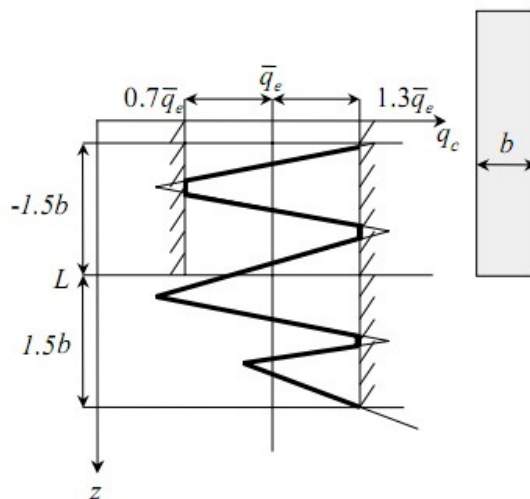


Figura 10 – Cálculo da resistência equivalente

Para cada uma das camadas, a resistência lateral unitária q_s , é igual a q_c/α_B , sendo α_B um parâmetro dependente da natureza do solo e do modo de execução da estaca. Os diferentes valores de α_B apresentados na Tabela 7, são os valores médios obtidos a partir dos ensaios de carga.

Tabela 7 - Limites de resistência lateral unitária (a partir do CPT)

Natureza do solo	q_c (10^5 Pa)	Coeficiente α_B				Valor máximo de q_s^i (10^5 Pa)					
		Categoria				Categoria					
		I A	I B	II A	II B	I A	I B	II A	II B	III A	III B
Argila mole e siltes	< 10	30	30	30	30	0.15	0.15	0.15	0.35	0.35	-
Argila mediantemente compacta	10 a 50	40	80	40	80	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.35	0.8	≥ 1.2
Lodo e areia solta	≤ 50	60	150	60	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Argila compacta a rija e lodo compacto	> 50	60	120	60	120	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.35	0.8	≥ 2.0
Cré mole	≤ 50	100	120	100	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Areia e cascalho mediantemente compacto	50 a 120	100	200	100	200	(1.2) 0.8	(1.2) 0.8	(1.5) 1.2	0.8	1.2	≥ 2.0
Cré alterado a fragmentado	> 50	60	80	60	80	(1.5) 1.2	(1.2) 0.8	(1.5) 1.2	1.2	1.5	≥ 2.0
Areia e cascalho compacto a muito compacto	> 120	150	300	150	200	(1.5) 1.2	(1.2) 0.8	(1.5) 1.2	1.2	1.5	≥ 2.0

Sendo:

Categoria I A – estacas moldadas sem sustimento provisório, estaca moldada com recurso a lammas bentoníticas, estaca de trado oco, micro-estaca sem injeção, pegões e barretas;

Categoria I B – estacas moldadas com recurso a tubo recuperável, estacas moldadas com recurso a tubo obturado na ponta;

Categoria II A – estacas pré-fabricadas cravadas; estaca tubular pré-esforçada cravada; estaca de betão cravada através de macacos hidráulicos;

Categoria II B – estacas metálicas cravada; estacas metálicas cravada através de macacos hidráulicos;

Categoria III A – estacas com “rolhão” de betão na ponta;

Categoria III B – estacas com injeção de alta pressão e diâmetro superior a 250mm; microestaca com injeção.

2.6.4.4 MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA – CARGA DE ROTURA

Existem vários métodos de definição de carga de rotura ou carga limite. Neste trabalho, a carga de rotura será definida através da curva de carga-assentamento, pelo método da Norma Brasileira NBR 6122 e pelo método de Davisson (1972). De salientar que quando o ensaio é interrompido prematuramente antes da rotura ser atingida, o que é frequente, e para uma correcta definição da curva carga-assentamento, é necessário recorrer a métodos de extrapolação da curva de carga-assentamento. Aborda-se de seguida dois desses métodos: o método de Van der Veen (1953).e o método de Chin (1971, 1978) de extrapolação da curva-assentamento.

2.6.4.4.1 Extrapolação da curva carga-assentamento

A interpretação correcta dos resultados dos ensaios de carga leva-nos à identificação da carga de rotura de uma estaca, pois muitas vezes esses ensaios não conduzem as estacas à rotura. Contudo, essa carga é raramente bem definida na curva carga-assentamento e, normalmente, a carga de rotura não fica claramente bem definida, pelo que se torna necessário extrapolar a curva.

Existem uma diversidade de propostas disponíveis. Porém, serão apenas abordados dois métodos baseados em equações matemáticas que ajustam a curva carga-assentamento a uma curva conhecida exponencial (Van der Veen, 1953).e uma hipérbole (Chin, 1971, 1978). Os métodos para além de permitirem definir a carga de rotura, permitem a extrapolação da curva carga-assentamento segundo uma forma matemática.

Vale a pena salientar que a definição ou identificação da carga de rotura não é única ou universal, efectuando sempre a referência ao método utilizado. Diferentes propostas, quando aplicadas à mesma curva carga-assentamento resultam em valores de rotura diferente. Alguns destes métodos de interpretação das curvas são apresentadas a seguir:

2.6.4.4.1.1 Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) é o método de extrapolação da curva onde a carga última é definida, por tentativas, através de uma equação matemática ajustada como função do segmento que se dispõe da curva-assentamento.

Este método supõe que a curva-assentamento seja representada por uma função exponencial com a seguinte equação:

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \delta}) \quad \text{(Equação 2.54)}$$

Onde:

Q – carga vertical aplicada em determinado estágio de carregamento;

δ – assentamento medido no topo da estaca;

α - coeficiente que define a forma da curva.

A equação pode ser re-escrita considerando um estágio genérico de carregamento $1 \leq k \leq n$ como:

$$1 - \frac{Q_k}{Q_u} = e^{-\alpha \cdot \delta_k} \Rightarrow -\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_u}\right) = \alpha \cdot \delta_k \quad \text{(Equação 2.55)}$$

Na aplicação do método de Van der Veen, Aoki (1975) observa-se que a recta obtida (correspondente à carga de rotura) não passava pela origem, mas apresentava um intercepto. Deste modo, Aoki propôs a inclusão de um intercepto, β , dando origem ao método de Van der Veen generalizado. Com base na expressão generalizada obtém-se a curva ajustada, arbitrando-se valores para r e calculando os valores correspondentes a Q . Tendo em conta este comportamento na equação da curva pode ser feita a seguinte alteração:

$$Q = Q_u \cdot (1 - e^{-(\alpha \cdot \delta + \beta)}) \quad \text{(Equação 2.56)}$$

Onde β é o ponto de intersecção da recta procurada no método, com o eixo das abcissas. Considerando novamente um estágio de carregamento k ,

$$-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_u}\right) = \alpha \cdot \delta_k + \beta \quad \text{(Equação 2.57)}$$

2.6.4.4.1.2 Método de Chin (1971, 1978)

O método de Chin (1971), baseado no trabalho de Kondner (1963), que deu origem ao conhecido modelo construtivo hiperbólico para comportamento mecânico de solos, também considerou uma função hiperbólica para a descrição da curva carga-assentamento de ensaios de carga em estaca. Este método admite que o trecho final da curva carga-assentamento seja representado por uma hipérbole de expressão:

$$Q = \frac{\delta}{a + b \cdot \delta} \Leftrightarrow \frac{\delta}{Q} = a + b \cdot \delta \quad \text{(Equação 2.58)}$$

A carga de rotura corresponde ao limite dessa expressão, quando se impõe $\delta \rightarrow \infty$, ou seja,

$$Q_U = \lim_{\delta \rightarrow \infty} \frac{\delta}{a + b \cdot \delta} \quad \text{(Equação 2.59)}$$

$$Q_U = \frac{1}{b} \quad \text{(Equação 2.60)}$$

Os valores de a e b correspondem, respectivamente, à intersecção e ao coeficiente angular da recta obtida num gráfico com ordenadas δ/Q e abscissas δ (Figura 11).

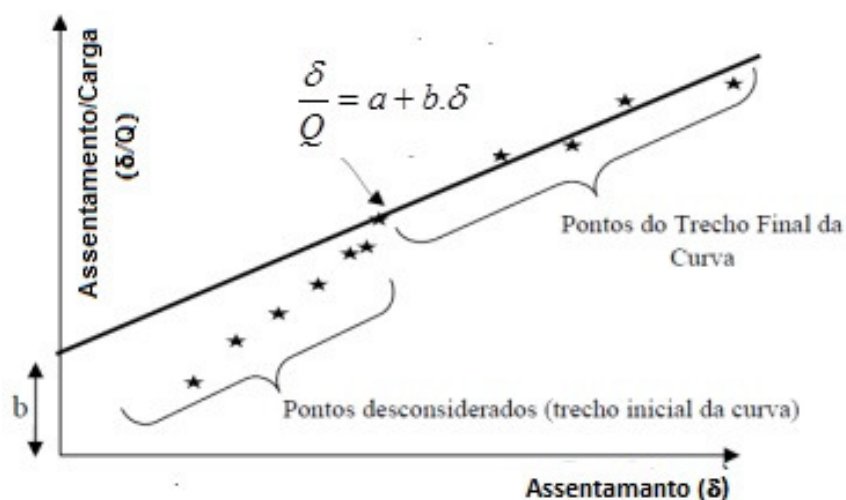


Figura 11 - Recta obtida num gráfico com ordenadas δ/Q e abscissas δ (Método de Chin, 1971)

2.6.4.4.2 Definição da carga de rotura a partir da curva carga-assentamento

Diversos métodos têm sido desenvolvidos e apresentados na literatura, para a definição da carga limite, carga última ou carga de rotura.

2.6.4.4.2.1 Método da Norma Brasileira NBR 6122 (1996)

Nos casos em que não há uma clara identificação da rotura durante a execução do ensaio de carga, a norma brasileira NBR 6122 (1996) recomenda a estimativa do valor da carga de rotura recorrendo-se à intersecção da curva de carga-assentamento com a recta definida pela equação:

$$\delta = \frac{QL}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad \text{(Equação 2.61)}$$

Onde:

L – comprimento total da estaca;

A – área da secção transversal da estaca;

E – Módulo de elasticidade da estaca;

D – diâmetro do círculo circunscrito à estaca (mm)

A Figura 12, apresenta graficamente este método.

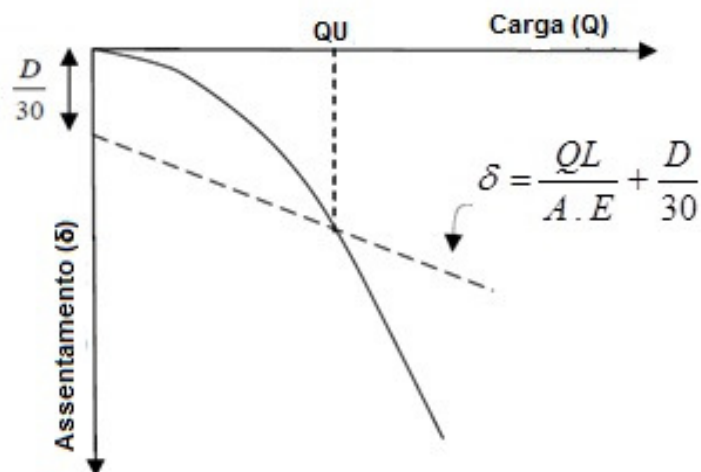


Figura 12 - Valor da carga limite na intersecção da curva de carga-assentamento com a recta (Método da Norma Brasileira NBR 6122, 1996)

2.6.4.4.2 Método de Davisson (1972)

O Método de Davisson (1972) é similar ao recomendado pela Norma Brasileira NBR 6122. No entanto, Davisson propôs que a carga de rotura Q_U seja estabelecida em função de um valor do assentamento da cabeça da estaca que exceda a compressão elástica da estaca por um valor de 3,8 mm mais uma quantidade correspondente ao diâmetro da estaca, em milímetros, dividido por 120, conforme Equação 2.62:

$$\delta = \frac{QL}{A \cdot E} + \left(\frac{D}{120} + 3,8mm \right) \quad \text{(Equação 2.62)}$$

A Figura 13, apresenta graficamente este método.

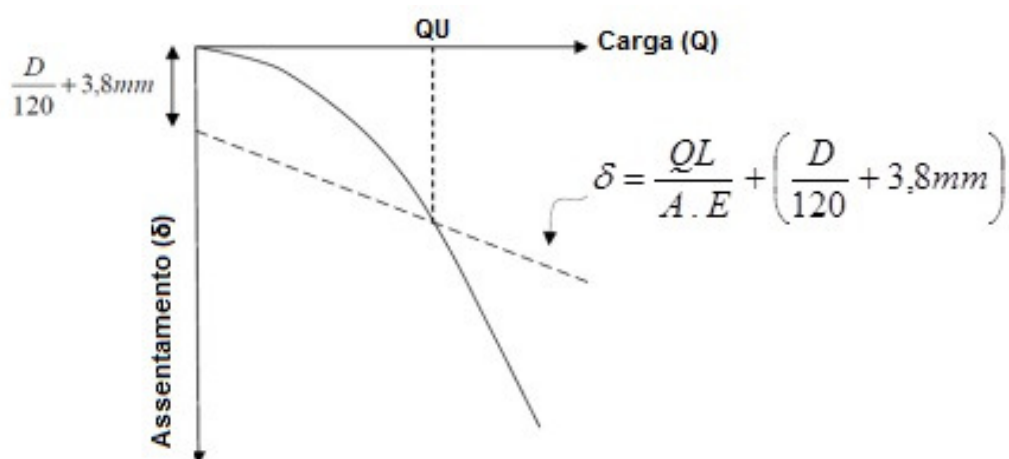


Figura 13 - Valor da carga rotura Q_U seja estabelecida em função de um valor do assentamento da cabeça da estaca (Método de Davisson, 1972)

Este método, geralmente conservativo, mas talvez um dos mais usados em Portugal, tem a vantagem de permitir o conhecimento antecipado, durante execução do ensaio de carga, do valor de assentamento correspondente a Q_U em função do comprimento e diâmetro da estaca ensaiada.

3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS – MÉTODO PROPOSTO

3.1 INTRODUÇÃO

Como facilmente se compreende a correcta previsão do comportamento de uma fundação indirecta é extremamente difícil. Resumidamente, porque:

- a) É difícil determinar pormenorizadamente as propriedades dos solos;
- b) As características dos solos são afectadas pela instalação das estacas;
- c) Os mecanismos de interacção solo-estacas são complexos sendo difícil exprimir matematicamente todos os seus aspectos.

A execução das estacas raramente segue à risca o projectado quer no que respeita ao posicionamento das estacas quer no que concerne às características dos materiais.

Nestas condições a validade de qualquer método de dimensionamento não pode deixar de ser limitada ou, pelo menos, de suscitar dúvidas. É evidente porém que não se pode prescindir desses métodos: quando se projecta tem que se fazer uma ideia, e convirá que seja tão justa quanto possível, da estacaria que na obra irá ser adoptada. Sem embargo tal não impede que se tenham sempre presente as limitações dos métodos de dimensionamento e que se recorra a outros meios, tais como a experiência ou ensaios em protótipos, para garantir a desejada confiança.

A previsão da capacidade de carga de estacas constitui-se um dos desafios da engenharia de fundações por requerer para o projecto a estimativa de propriedades do solo e o conhecimento do modo de interacção solo-estaca. Devido à dificuldade de reproduzir analítica e numericamente o mecanismo de interacção solo-estaca, na prática utilizam-se correlações empíricas, correlacionando directamente os resultados do ensaio SPT com o desempenho do elemento de fundação.

Estudos recentemente publicados na literatura (Odebrecht, 2003; Aoki & Cintra, 2000 e 2004) apresentam uma nova metodologia para a interpretação do ensaios SPT a partir da qual é possível estimar uma força dinâmica F_d de penetração do amostrador, obtida em função da energia despendida durante a propagação de ondas na composição de varas e amostrador.

A proposta deste trabalho é de utilizar esta força dinâmica (F_d) para estimar a capacidade de carga de estacas, relacionando os mecanismos de mobilização de resistência do amostrador (modelo) com os mecanismos da estaca (protótipo).

3.2 ANÁLISE DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS USANDO A EQUAÇÃO DE ONDA

A percepção de que a cravação de estacas não pode ser adequadamente estudada pela Mecânica do Corpo Rígido levou ao desenvolvimento de métodos de análise baseados na equação de onda. Este tipo de análises entra em linha de conta como o facto de cada impacto de um martelo produzir uma onda de tensão que se desloca pela estaca à velocidade do som, logo as diversas secções da estaca não ficam solicitadas ao máximo simultaneamente, como se admite nas fórmulas dinâmicas convencionais.

A equação de onda é usada principalmente para estabelecer uma relação entre a capacidade de carga e a penetração da estaca provocada pelas pancadas do martelo. Todavia, é também possível obter as tensões que se instalam na estaca durante a cravação.

Os métodos baseados na equação de onda facultam a possibilidade de levar a cabo análises racionais sobre a influência que no processo de cravação exercem os diversos factores, tais como as características da estaca, do martelo e dos elementos de protecção e amortecimento. Esses métodos são por isso, adequados para avaliar a adequabilidade de um dado sistema de cravação em determinadas circunstâncias e para escolher o melhor sistema de modo a obter a capacidade de carga desejada sem danificar a estaca.

Apesar de a carga de serviço de uma estaca também ser obtida por minoração da capacidade de carga última, o facto de até certo ponto, serem tidas em consideração as características dos terrenos diminui, pelo menos parcialmente, a incerteza associada à atribuição de um factor de segurança adequado a um local particular. Incerteza essa que, como se viu, com as fórmulas dinâmicas pode ser realmente elevada.

3.3 HIPÓTESES ASSUMIDAS

A capacidade de carga de uma estaca é obtida pelo equilíbrio estático entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo, como mostra a Figura 14. Este equilíbrio pode ser expresso pela equação:

$$Q_U + W = Q_L + Q_P \quad \text{(Equação 3.1)}$$

Onde:

Q_U - capacidade de carga total de uma estaca;

W - peso próprio da estaca;

Q_P - capacidade de carga da ponta ou base.

Q_L - capacidade de carga lateral.

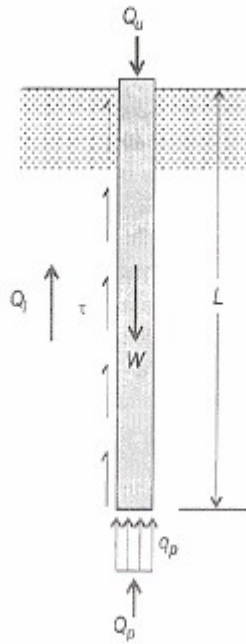


Figura 14 – Estaca submetida à carga de ruptura (Vésic, 1972)

Desprezando o peso próprio da estaca, a capacidade de carga é expressa como função de dois termos, um relativo à resistência de ponta e outro ao atrito lateral. Deste modo, a equação acima pode ser reescrita como:

$$Q_{ULT} = A_p \cdot q_p + U \int_0^L \tau_l \cdot d_L = A_p \cdot q_p + U \cdot \sum \tau_i \cdot \Delta L \quad \text{(Equação 3.2)}$$

Onde:

A_p - área de ponta ou base da estaca;

Q_p - resistência unitária de ponta;

U - perímetro da estaca;

τ_l - resistência lateral unitária;

ΔL - trecho do comprimento da estaca ao qual τ_l se aplica.

Sabendo-se que na equação acima os factores determinantes da capacidade de carga de estacas são as parcelas de resistência unitária de ponta e de atrito lateral unitário, este trabalho propõe estabelecer uma correlação entre os valores de resistência da estaca com os valores das resistências unitárias lateral e de ponta mobilizadas durante o processo de cravação do amostrador SPT no solo. Na correlação proposta, a estaca é admitida como protótipo e o amostrador SPT como modelo, devendo-se por isto levar em consideração possíveis efeitos de escala.

3.4 RESISTÊNCIAS UNITÁRIAS MOBILIZADAS PELO AMOSTRADOR SPT

Na proposta de interpretação dos ensaios SPT o valor de N_{spt} é representado pela penetração por golpe (Δ_p). A aplicação dos conceitos de energia contida no processo de cravação permitiram estabelecer o trabalho despendido para cravar o amostrador no solo. Como o trabalho é o produto da força pelo deslocamento, pode-se obter a força de reacção dinâmica do solo à cravação do amostrador. A equação representa esta força dinâmica de reacção:

$$F_d = \frac{\eta_3 \left[\eta_1 (0,76 + \Delta_\rho) \cdot M_m \cdot g + \eta_2 \cdot \Delta_\rho \cdot M_h \cdot g \right]}{\Delta_\rho} \quad \text{(Equação 3.3)}$$

Na equação recomenda-se utilizar os valores que foram estimados por Odebrecht (2003) através da retro-análise dos dados de Cavalcante (2002):

$$\eta_1 = 0,761$$

$$\eta_2 = 1$$

$$\eta_3 = 0,907 - 0,0066l \text{ , sendo } l \text{ o comprimento do trem de varas}$$

Dado que, no presente trabalho, se procedeu-se à avaliação da eficácia energética do ensaio SPT localmente, foi possível, através da média de 512 medições obter directamente o coeficiente η_1 , sendo este igual a 0,6427 (ver anexo IV). Quanto aos coeficientes η_2 e η_3 , foram seguidas as recomendações de Odebrecht (2003) aquando da retro-análise dos dados de Cavalcante(2002), acima referidas.

Assim como na cravação de uma estaca, a cravação do amostrador no solo mobiliza dois mecanismos distintos de resistência. Atrito lateral ao longo das faces internas e externas e normais de ponta. Deste modo, a força dinâmica F_d calculada pela equação atrás pode ser decomposta em duas parcelas:

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p} \quad \text{(Equação 3.4)}$$

Onde:

$F_{d,l}$ - força dinâmica lateral mobilizada pelo amostrador;

$F_{d,p}$ - força dinâmica de ponta mobilizada pelo amostrador.

Para que se conheça o valor das resistências unitárias laterais e de ponta mobilizadas pelo amostrador, torna-se necessário dividir as parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta

pelas suas respectivas áreas. As hipóteses adoptadas na separação destas parcelas serão detalhadas a seguir.

Quando se crava o amostrador SPT em um solo pouco resistente, o corpo do amostrador vai sendo continuamente preenchido de solo. Neste processo, o principal mecanismo de mobilização da resistência é o atrito gerado ao longo da área lateral, tanto interna quanto externa do amostrador. Nestas condições, a força dinâmica (F_d) mobilizada equivale à força dinâmica lateral ($F_{d,l}$) e a resistência lateral unitária mobilizada pelo amostrador SPT pode ser escrita da seguinte forma:

$$\tau_{l,spt} = \frac{F_d}{a_l} \quad \text{(Equação 3.5)}$$

Onde:

τ_{spt} – atrito lateral unitário no amostrador SPT;

a_l – área lateral do amostrador apesar de se ter 45,7 cm de comprimento, serão considerados apenas os 30 cm utilizados como referência no valor de N_{spt} . Note-se que, se houver o entupimento da ponta do amostrador durante o processo de cravação, este não será considerado e a Equação 3.5 fornecerá valores incorrectos.

Já para solos mais resistentes, tipicamente encontrados na ponta de estacas, põe-se a hipótese de que no processo de cravação ocorre o entupimento da ponta do amostrador, mobilizando-se simultaneamente forças normais à ponta e atrito em torno da área lateral externa. Esta hipótese é corroborada pela inspecção sistemática de inúmeros ensaios SPT, nos quais se observa um nível muito baixo de recuperação de amostras em solos resistentes.

Havendo mobilização tanto de atrito na face externa, como de forças normais à base do amostrador (solos resistentes) há necessidade de isolar estas duas parcelas. Para esta separação, aconselha-se, estimar a rigidez e o ângulo de resistência ao corte do solo e utilizar as teorias de capacidade de carga e de expansão de cavidade esférica. Utilizando-se a teoria de capacidade de carga proposta por Vésic (1972) aplicada a solos granulares, variando propriedades dos solos: índice de rigidez entre 200 a 500, o ângulo de resistência ao corte entre 30° a 40° e o nível de tensões efectivas verticais entre 50 a 500 kPa, faixa representativa da maior parte dos solos naturais, pode-se facilmente calcular os valores de resistência transmitidos à ponta da estaca, conforme ilustrado na Figura 15.

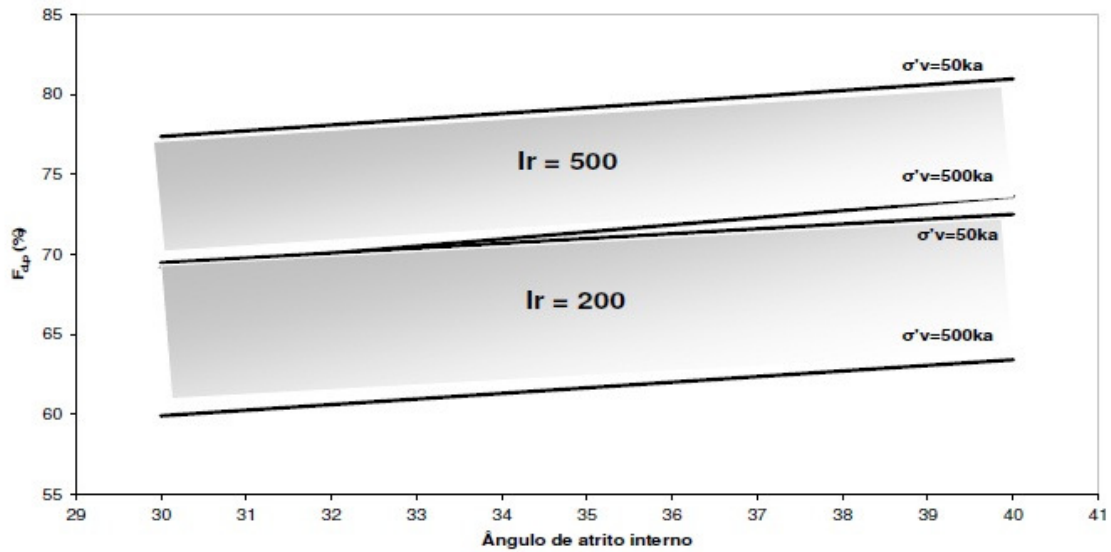


Figura 15 – Percentagem de resistência de ponta mobilizada pela cravação do amostrador SPT em solos arenosos

Percebe-se do gráfico a ocorrência de uma faixa bem definida entre os 60 e 80 % de mobilização da resistência de ponta $F_{d,p}$ em relação à resistência total. Deste modo, é possível sugerir, como uma primeira aproximação, que 70% da força dinâmica (F_d) é proveniente da mobilização da resistência de ponta ($F_{d,p}$) e 30 % da resistência lateral externa, quando o amostrador é cravado em solos resistentes.

Assim, resistência de ponta mobilizada pelo amostrador SPT pode ser expressa conforme a Equação 3.6:

$$q_{p,spt} = \frac{F_{d,p}}{a_p} = \frac{0,7 F_d}{a_p} \quad \text{(Equação 3.6)}$$

Onde:

$q_{p,spt}$ – resistência de ponta mobilizada pelo amostrador SPT;

a_p – área de ponta do amostrador SPT ($a_p = \frac{\pi 5,1^2}{4} = 20,4 \text{ cm}^2$)

3.5 MODELO VERSUS PROTÓTIPO

Para aplicar os valores das resistências laterais e de ponta mobilizadas pelo amostrador SPT na previsão da capacidade de carga de estacas deve-se, primeiramente, estabelecer se há alguma relação entre estas resistências e, se esta relação é influenciada pelo efeito de geometria, ou seja, pela razão entre a geometria da estaca e a geometria do amostrador. Utilizou-se para esta

finalidade os dados das estacas adoptadas como protótipo (micro-estacas) organizado na presente pesquisa.

Para fins de cálculo, adopta-se como valor representativo deste efeito uma queda de 80% da resistência mobilizada pelo amostrador com relação às mobilizadas pela estaca, ou seja, a resistência unitária lateral mobilizada pela estaca é de apenas 20% da tensão cisalhante mobilizada no amostrador SPT. Observa-se assim um efeito de escala na transposição da resistência lateral mobilizada pelo amostrador (modelo) para a estaca (protótipo). Deste modo, a Equação 3.7 apresenta o valor do atrito lateral unitário da estaca.

$$\tau_l = \frac{0,2 F_d}{a_l} \quad \text{(Equação 3.7)}$$

Em relação às resistências de ponta da estaca e do amostrador adopta-se que é constante e próximo à unidade. Conclui-se, portanto que a resistência de ponta mobilizada no modelo (amostrador) é de mesma magnitude da mobilizada pela estaca. Assim a resistência de ponta na estaca pode ser estimada pela Equação 3.8:

$$q_p = \frac{0,7 F_d}{a_p} \quad \text{(Equação 3.8)}$$

3.6 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Aplicando os valores das resistências τ_l e q_p expressos pelas Equações 3.7 e 3.8, pode-se facilmente estimar a capacidade de carga de estacas através da força dinâmica calcula pelo ensaio SPT:

$$Q_U = Q_L + Q_P = \frac{0,2 U}{a_l} \sum F_d \Delta L + 0,7 F_d \frac{A_p}{a_p} \quad \text{(Equação 3.9)}$$

Sabendo-se que a capacidade de carga de uma estaca está intimamente relacionada com o seu processo executivo, deve-se estabelecer ajustes na Equação 3.9 para considerar os diferentes tipos de estacas. Estes ajustes são representados pelos coeficientes α e β aplicados às resistências laterais e de ponta, respectivamente. Deste modo a Equação 3.10 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$Q_U = \alpha Q_L + \beta Q_P \quad \text{(Equação 3.10)}$$

Os coeficientes α e β são obtidos através de correlações estatísticas entre os valores previstos pelo método proposto e valores medidos em provas de carga estática para os diferentes tipos de estacas analisadas.

No presente trabalho, e no caso em estudo, não foram determinados os coeficientes α e β . Estes parâmetros são obtidos através de análises estatísticas que requerem um conjunto de dados significativos para que sejam confiáveis. Então para o efeito, neste trabalho foram utilizados os propostos por Lobo (2005), como se pode verificar na Tabela 8.

Tabela 8 – Valores de α e β (Lobo, 2005)

Tipo de Estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

4 INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA

4.1 O ENSAIO SPT

O ensaio é constituído por um amostrador, um conjunto de varas de aço, um martelo e por fim por um dispositivo de elevação e destravamento que permite erguer o martelo deixando-o cair em queda livre até contactar com o trem de varas.

De seguida serão descritos individualmente os vários elementos que constituem o equipamento utilizado na execução dos ensaios SPT:

4.1.1 AMOSTRADOR

- Amostrador SPT Figura 16 normalizado que apresenta as seguintes características:

- Diâmetro externo – 51 mm;
- Diâmetro interno – 34,8 mm
- Comprimento amostra (incluindo zona de expansão) – 600 mm.



Figura 16 – Amostrador SPT

4.1.2 VARAS

- Varas de sondagem simples do tipo B (Figura 17) que apresentam as seguintes características:

- Diâmetro externo – 50 mm
- Diâmetro interno – 37 mm
- Área efectiva da secção – 8,88 cm²
- Comprimentos – 3000, 1500 e 500 mm
- Massa – 6,5 kg/m.

Por vezes são utilizados troços de vara com 1,00 m de comprimento de modo a facilitar a manobra de execução dos ensaios.



Figura 17 - Aspecto das varas de sondagem utilizadas nos ensaios SPT

O dispositivo de queda é constituído por três partes:

- a) Batente – em aço maciço, possuindo uma superfície lisa de modo a garantir a transferência total de energia que chega do martelo e se transmite às varas, e por consequência ao amostrador.
- b) Martelo PILCON - que de acordo com a referência do fabricante este apresenta uma eficiência energética de 60 %. (Figura 18)
- c) Sistema de elevação do martelo – sistema que eleva o martelo até uma altura de 760 ± 10 mm, sendo que, uma vez atingida essa altura o martelo cai em queda livre (ISO 22476-3; EC-7 Part 3).



Figura 18 – Aspecto do martelo Pilcon utilizado nos ensaios SPT

4.2 REGISTOS DE ENERGIA NOS EQUIPAMENTOS SPT

4.2.1 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS (SPT ANALYSER)

A instrumentação utilizada na aquisição de dados para a avaliação do nível de eficiência do sistema do ensaio foi o SPT ANALYSER, da PDI (Pile Dynamics Incorporation).

Este sistema regista os dados provenientes da instrumentação: i) sinais de um par de medidores de deformação, que são transformados em registos de força (F_1 e F_2) e ii) sinais de um par de acelerómetros, que se convertem em registos de velocidade (v_1 e v_2) ao longo do tempo. O equipamento permite a avaliação, em tempo real, da qualidade dos registos e da energia transmitida à vara em cada golpe a partir da média de cada par de registos ou de apenas um deles. Para além disso, é possível ainda conhecer o deslocamento vertical do trem de varas que ocorre a cada golpe do martelo, bem como a evolução da energia com o tempo.

Simple e fácil de manusear, o SPT ANALYSER revelou-se um sistema de grande utilidade na determinação da energia transmitida ao trem de varas.

Este sistema é constituído essencialmente por duas componentes. Uma correspondente à unidade de aquisição de dados e outra a um segmento de vara do SPT no qual estão incorporados um par de medidores de deformação (strain-gauges) e um par de acelerómetros piezoeléctricos com capacidade para registar acelerações até 5000 g, para além dos cabos de conexão (Figura 19).



Figura 19 – Sistema de aquisição de dados (SPT ANALYSER)

O SPT ANALYSER usado na pesquisa desta dissertação foi adquirido junto da Pile Dynamics Incorporation (PDI) pelo departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico da Guarda.

De seguida serão apresentadas as principais características de cada componente deste sistema:

4.2.1.1 CONSOLA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Consiste num pequeno aparelho de fácil transporte, com dimensões são 205 mm x 175 mm x 115mm e um peso rondando os 3 kg (Figura 20).

Este possui um pequeno monitor no qual são apresentados os resultados do ensaio (gráficos) mas também informações relativas a este (numero de golpes, diâmetro do furo, nome do projecto, etc.). Para além da visualização dessas propriedades, é ainda possível introduzir manualmente o nome do executante, nome do projecto no qual serão gravados os dados, diâmetro do furo, profundidade do ensaio, entre outros. A principal característica desta consola consiste no facto de possuir um sistema de dados em quatro canais, isto é, um par de canais para os medidores de deformação e outro par de medidores para os acelerómetros. Destes quatro medidores obtém-se os valores da força assim como os da velocidade da queda do martelo.

O ecrã do SPT-Analyzer é de cristal líquido sensível ao toque e é de fácil manuseamento.



Figura 20 – Consola de aquisição, exibição e gravação de dados

4.2.1.2 CARTÃO DE MEMÓRIA

É um sistema de armazenamento dos dados obtidos durante o ensaio, que são automaticamente armazenados no cartão de memória com uma capacidade de 128 MB, sendo necessário introduzi-lo no local apropriado da consola de aquisição de dados sempre que se realizar campanhas de ensaios (Figura 21), permitindo posterior transferência dos sinais para um microcomputador, aonde são efectuadas as análises de uma maneira mais detalhada.



Figura 21 - Cartão de memória e local de encaixe na consola de aquisição de dados

A consola de aquisição de dados é alimentada por uma bateria de 12V DC sendo que esta poderá ser recarregada num simples tomada eléctrica (100 – 250V AC).

4.2.1.3 OS CABOS DE CONEXÃO

Os cabos de conexão servem para conectar a consola de aquisição à bateria ao segmento de vara do SPT, no qual estão acoplados os medidores de deformação e poderão ainda ser aparafusados os acelerómetros. De referir que estes cabos possuem um sistema de conexão rápida, facilitando assim as ligações entre os vários componentes (Figura 22).



Figura 22 – Cabos de conexão rápida do sistema SPT ANALYSER

4.2.1.4 VARA INSTRUMENTADA

De salientar que neste projecto foram usadas dois tipos de varas, de características diferentes, apresentadas de seguida.

Na campanha preliminar, 1ª e 2ª a instrumentação utilizada encontra-se fixa a um trecho que compreende uma vara maciça com 610 mm de comprimento e 32 mm de diâmetro e uma massa de 6,24 kg/m. O conjunto instrumentado localiza-se a uma distância média de 41 cm do topo do conjunto conforme ilustra a Figura 23.

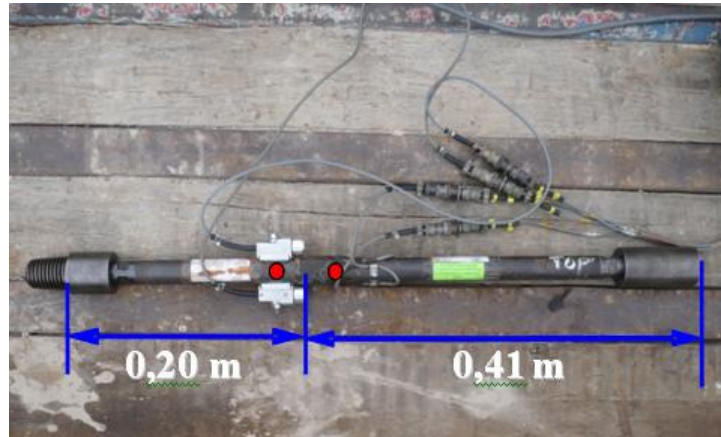


Figura 23 – Vara instrumentada utilizada na campanha preliminar, 1ª e 2ª campanha

Na 3ª campanha a instrumentação utilizada encontra-se fixa a um trecho que compreende uma vara maciça com 600 mm de comprimento e 36,9 mm de diâmetro. O conjunto instrumentado localiza-se a uma distância média de 30 cm do topo do conjunto conforme ilustra a Figura 24.

De salientar que esta vara foi construída, com um diâmetro igual às varas utilizadas no sector da Geotecnia da Mota-Engil, para eliminar os efeitos de impedância entre a vara instrumentada e o trem de varas.

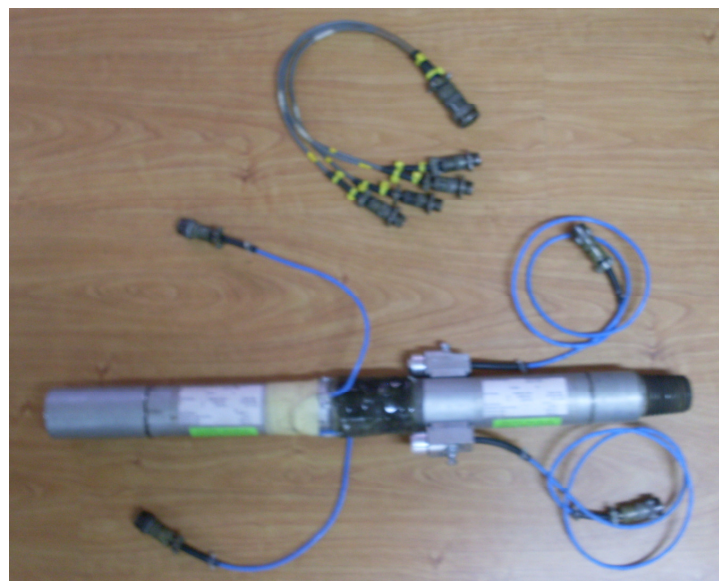


Figura 24 - Vara instrumentada utilizada na 3ª campanha

Os medidores de deformação (strain-gauges), tal como os acelerómetros, encontram-se fixos, ao mesmo nível, numa posição diametralmente oposta, e numa posição acima dos acelerómetros Figura 25.



Figura 25 - Medidores de deformação e acelerómetros

Os medidores de deformação mais próximo da superfície de impacto é designado como “strain-gauge 1”, pois geralmente é o primeiro medidor de deformação a captar e registar a onda de tensão (trigger), apesar do operador tenha a possibilidade de escolher o outro medidor (“strain-gauge 2”). Na execução do ensaio prático desta dissertação, usou-se sempre o “strain-gauge 1” como primeiro medidor a captar e registar a onda de tensão, embora os medidores de deformação e os acelerómetros estejam colocados na mesma posição.

Os acelerómetros possuem uma sensibilidade de voltagem da ordem de 1,0 mV/g cada, cuja resolução ronda os 0,02g podendo assim registar acelerações até valores iguais à 5000g. Estes acelerómetros são aparafusados ao segmento de vara, num furo existente nesta através de um parafuso. São aparafusados de modo a ficarem em posição oposta em relação um ao outro e distam cerca de 3 cm aos medidores de deformação. De referir que, de modo a proteger os acelerómetros, por serem frágeis, estes encontram-se no interior de um bloco de alumínio cujas dimensões são 25 mm x 25 mm x 25 mm (Figura 26Figura 26).

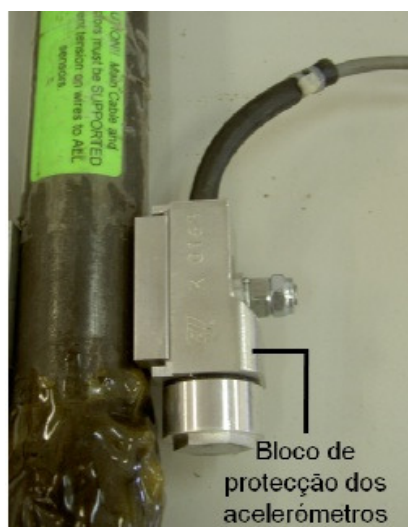


Figura 26 – Bloco de protecção dos acelerómetros

4.2.2 CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO (SPT ANALYSER)

O SPT ANALYSER capta e fornece o registo da força medida, em função do tempo, nas duas posições relativas aos dois medidores de deformação. Mas também fornece de imediato o valor da velocidade da queda do martelo, que é utilizada nos cálculos da energia transferida, com base nos valores da aceleração em função do tempo. Por cada pancada realizada a consola de aquisição de dados exhibe, na sua tela, e em tempo real o valor da energia transmitida ao trem de vara segundo os dois métodos anteriormente referidos, o EFV e o EF2. Para além disso, também permite verificar em tempo real a qualidade dos registos assim como conhecer o deslocamento vertical do trem de varas ocorrido em cada pancada do martelo. A Figura 27 apresenta um registo exibido pela consola do SPT ANALYSER.

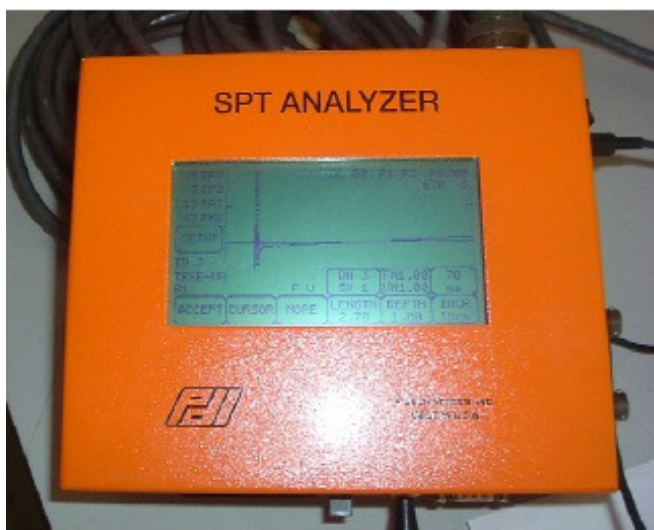


Figura 27 - Representação dum registo captado e exibido pelo SPT ANALYSER

Para se obter esses valores com um elevado grau de exactidão, a consola de aquisição requer determinados dados de calibração de acordo com as características das varas utilizadas, sendo que essa calibração possui uma validade de dois anos (ver anexo II e III). Desse modo, segue-se as Tabelas 9 e 10 no qual serão apresentados esses dados de acordo com a norma utilizada em Portugal (ASTM D1586/58T).

Tabela 9 - Factores de calibração dos sensores utilizados na campanha preliminar, 1ª e 2ª

	Medidor de deformação		Acelerómetro	
	F1	F2	A1	A1
Factor de calibração	223,53 ME/V	222,96 ME/V	355 G/ciclo	405 G/ciclo

Tabela 10 - Factores de calibração dos sensores utilizados na 3ª campanha

	<i>Medidor de deformação</i>		<i>Acelerómetro</i>	
	F1	F2	A1	A1
Factor de calibração	215,31 ME/V	216,83 ME/V	310 G/ciclo	400 G/ciclo

4.3 EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO

Na execução das sondagens mecânicas foi utilizado:

Campanha Preliminar - um equipamento de perfuração MOBILE DRILL B – 47, montado sobre um camião 4x4, equipado com motor Deutz F4L912 que desenvolve uma potência de 70 HP às 2500 rpm e cuja unidade de rotação possui uma velocidade máxima de 800 rpm e um binário máximo de 45,3Kg.m (Figura 28).



Figura 28 – Equipamento utilizado na campanha preliminar (Campus UA)

1ª Campanha - efectuada com um equipamento hidráulico de perfuração Mustang A-52 CB, da ATLAS COPCO, equipado com um motor Deutz F5L 912 de 57 kW potência às 2150rpm, cuja unidade de rotação possui um binário máximo de 1000Kg.m e uma velocidade de rotação máxima de 800rpm (Figura 29).



Figura 29 - Equipamento utilizado na 1ª e 2ª campanha (Estaleiro de Canelas)

2ª Campanha - efectuada com um equipamento hidráulico de perfuração EDECO T-30, da PILCON, equipado com motor Deutz F4L 1011, com uma potência de 36 KW às 2600 rpm e cuja unidade de rotação possui uma velocidade máxima de 500-600 rpm e um binário máximo de 207 Kgm (Figura 30).



Figura 30 - Sequência de operações de calibração de um martelo SPT

3ª Campanha - um equipamento de perfuração Mustang A-32 C, da ATLAS COPCO, equipados com um motor Deutz F4L 912 de 49kW potência às 2100rpm. A unidade de rotação, deste equipamento, possui um binário máximo de 300kgm e uma velocidade de rotação máxima de 714rpm (Figura 31).



Figura 31 - Equipamento utilizado na 3ªcampanha (Estaleiro de Porto Alto)

A circulação de água, para limpeza e arrefecimento das ferramentas de corte, fez-se com o auxílio de um grupo moto-bomba DITER-FMC L09, apoiados por outro grupo moto-bomba Honda GK 200. Normalmente foi utilizada água clara. No entanto, sempre que as condições de recuperação e amostragem assim o exigiram, foram utilizados aditivos ou coadjuvantes de lubrificação e arrefecimento.

A amostragem foi contínua , pelo que foram utilizados amostradores duplos do tipo T2 de 86 e 101 mm de diâmetro, equipados com coroas de metal duro (widia). No revestimento dos furos de sondagem usaram-se tubos de 101mm de diâmetro

Com a amostragem contínua foi possível identificar litologicamente as formações interessadas. No final, as amostras foram objecto de cuidados particulares. Imediatamente após a extracção e depois de convenientemente limpas, foram colocadas em caixas apropriadas, identificadas por separadores de madeira onde, na secção superior, de modo legível e indelével, foi indicada a profundidade atingida pela sonda, nessa manobra (Figura 32).



Figura 32 – Caixa de sondagem

5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 CAMPANHA PRELIMINAR COM VISTA À CALIBRAÇÃO ENERGÉTICA DOS EQUIPAMENTOS SPT

Foi inicialmente efectuado um conjunto de registos de modo a verificar a funcionalidade do sistema. Assim foi realizada uma campanha de medições no decurso da caracterização geotécnica dos solos do Campus Universitário de Santiago em Aveiro (UA).

5.1.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA SUMÁRIA DOS SOLOS SUJEITOS DO CAMPUS DA UA

Em termos geológicos, até à profundidade de investigação, os terrenos estudados enquadram-se na designada Bacia Sedimentar de Aveiro a qual é abrangida pela folha 16-A (Aveiro) da Carta Geológica de Portugal. As formações sedimentares subjacentes ao soco correspondem às unidades litoestratigráficas Meso-Cenozóicas. Assim os materiais de cobertura, de idade Holocénica, que correspondem em boa medida aos penetrados durante este estudo, dizem respeito fundamentalmente a siltes a siltes arenosos, progressivamente lodosos, por vezes muito micáceos, de tons predominantemente acinzentados escuros, a que se sobrepõem lodos, por vezes algo arenosos, negros. Por vezes ocorrem no topo areias finas, eólicas, de tons geralmente acastanhados claros a esbranquiçados. Na base destas unidades ocorrem por vezes materiais Plio-Plistocénicos que correspondem a níveis de praias antigas e terraços fluviais, os quais por sua vez repousam sobre materiais do Cretácico - Argilas de Aveiro.

Os níveis freáticos, durante a execução dos ensaios posicionavam-se entre os 0,5 m e 1,0 m de profundidade, consoante a variação das marés.

5.1.2 REGISTOS DE ENERGIA

A unidade de registo exhibe para cada golpe do martelo e em tempo real, a energia medida por dois métodos diferentes (EF2 e EFV), a força máxima de impacto, o número do golpe e a eficiência de energia transferida ao trem de varas relativamente à energia teórica fornecida (energia potencial do equipamento). Os dados registados foram analisados no software PDA-W e transferidos para uma folha de cálculo.

Para proceder aos registos é necessária a compilação prévia de um conjunto de informações relativas às características da sondagem, designadamente:

- Diâmetro do furo;
- Diâmetro do revestimento (caso seja usado);

- Profundidade do furo;
- Comprimento do trem de varas (desde a ponta do amostrador até à secção instrumentada).

Na sequência da anotação destas informações, verificou-se que os procedimentos adoptados pela equipa de sondagem, que se pressupõe ser a prática corrente, não contemplam a medição efectiva destas grandezas, pelo que caso não tivesse sido necessário efectuar estes registos, ficaria-se sem saber exactamente a profundidade da furação e a profundidade a que se estavam a executar os ensaios SPT. Verificou-se ainda a inexistência de um boletim de ensaio tal qual exige o normativo europeu.

Durante a execução dos ensaios SPT verificou-se que o martelo não se encontrava nas melhores condições, já que muitas vezes, este caía antes de atingir o gatilho, ou seja, houve um conjunto de pancadas, correspondentes a alturas de queda inferiores a 76 cm, que embora não tenham sido contabilizados para efeitos da definição do resultado do ensaio N (resistência à penetração), obviamente influenciam o resultado final do ensaio, até porque muitas vezes estes envolveram valores de energia muito significativos.

A avaliação da eficiência energética do equipamento partiu do pressuposto que o martelo cumpria todos requisitos, ou seja, apresentava massa de 63,5 kg e altura de queda de 76 cm. Nestas condições a energia teórica do martelo corresponderia a 0,473 kN.m (473 J).

Nesta campanha preliminar foram executados ensaios SPT às profundidades de 1,30 m, 2,30 m, 3,98 m, 5,48 m, 6,96 m e 8,36 m.

Os dados obtidos mostram o número de registos efectuados pelo equipamento é por vezes superior ao anotado pelo operador, para além disso, a eficácia energética é superior a 100%, ou seja, para que tal seja possível é necessário que ou a altura de queda é superior a 76 cm e/ou a massa do martelo é maior que 63,5 kg.

Analisando os registos correspondentes a cada um dos ensaios, foi possível ainda tirar outras ilações, as quais daremos conta de seguida.

5.1.3 MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT

Um primeiro aspecto, já anteriormente afluado diz respeito, à anotação da profundidade de furação. Na opinião do operador o furo foi executado até à profundidade de 1,5 m, mas a medição efectiva desta evidenciou que era apenas de 1,3 m. O operador anotou ainda 7 golpes do martelo distribuídos por 3+2+2, no entanto o equipamento registou 8 golpes, um dos quais com menor energia dado que o martelo se desprendeu antes de atingir o gatilho, o qual foi e bem, desprezado pelo operador. No entanto sabendo que à medida que o amostrador vai sendo

preenchido pelo material ensaiado, aumenta a resistência à penetração, dado que é mobilizado maior atrito tanto no interior do amostrador como no exterior, este facto influencia a qualidade dos registos, dado que, por menor que seja a energia da pancada resulta sempre uma penetração efectiva. Assim, os martelos devem ser com frequência inspeccionados relativamente ao seu estado de funcionamento, de modo a eliminar ou diminuir esta fonte de erro.

Dos registos obtidos nesta campanha, serão apenas abordados alguns, nomeadamente os registos que merecem uma abordagem mais cuidadosa. Contudo todos os resultados obtidos serão apresentados em anexo IV.

Antes de mais, e comparativamente aos restantes, observa-se que no registo do golpe nº 2 e do golpe nº3, um desprendimento accidental do martelo antes de atingir o gatilho.

Procedendo à análise dos registos observa-se que os mesmos são bastante consistentes. Como exemplo apresenta-se na Figura 33 o registo do primeiro golpe do martelo.

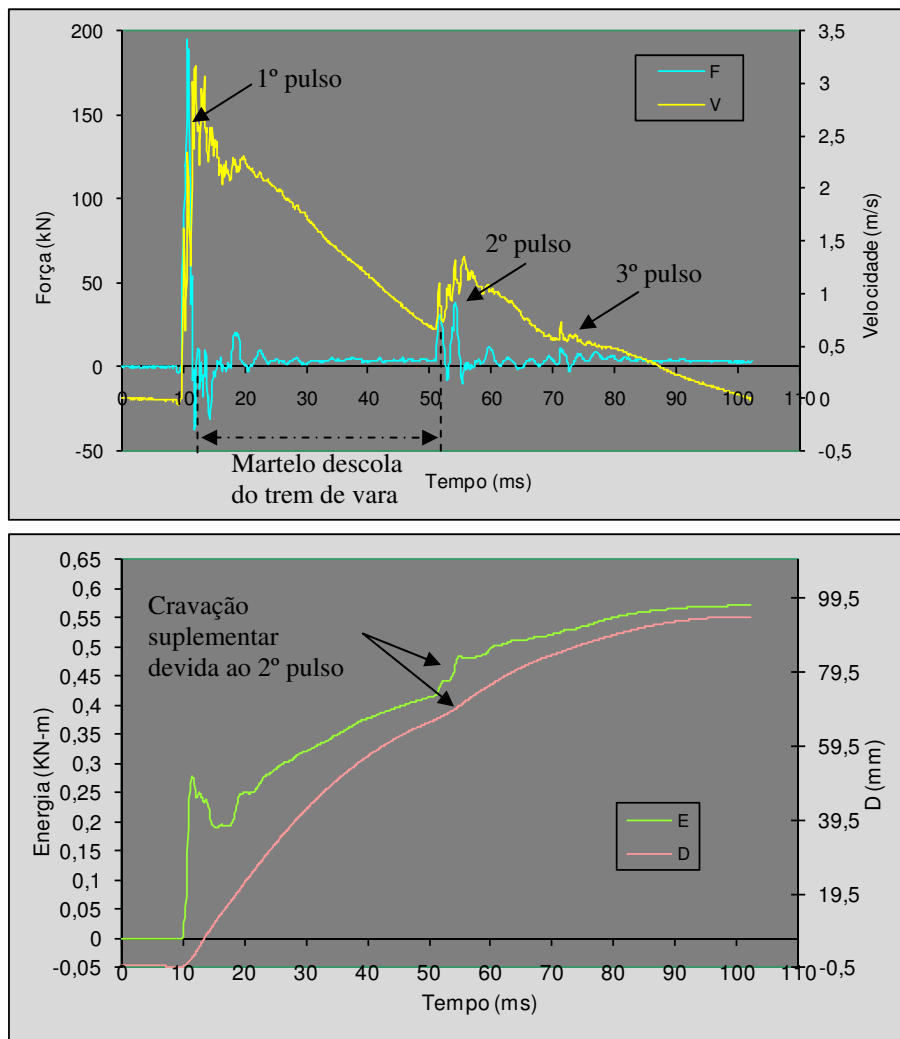


Figura 33 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 1/8 do martelo, correspondente à profundidade de 1,5 m (NSPT=4)

A Figura 33 ilustra a existência de 3 pulsos de compressão. O primeiro diz respeito ao impacto inicial e os dois seguintes decorrentes de pulsos (impactos) sucessivos do martelo, os quais conferem um incremento de penetração do amostrador no solo bastante significativo, em especial o 2º pulso, já que o último é de muita pequena energia. Observa-se ainda que a reflexão por tracção originada em cada um dos pulsos diminui gradualmente, o que se compreende dado que por efeito de dissipação, a energia disponível em cada um deles é menor que a anterior o que faz com que a força mobilizada como é menor tem menos capacidade para vencer a resistência do solo.

Analisando em pormenor o primeiro pulso Figura 34, correspondente ao impacto inicial do martelo com o batente, damo-nos conta de uma série de ocorrências.

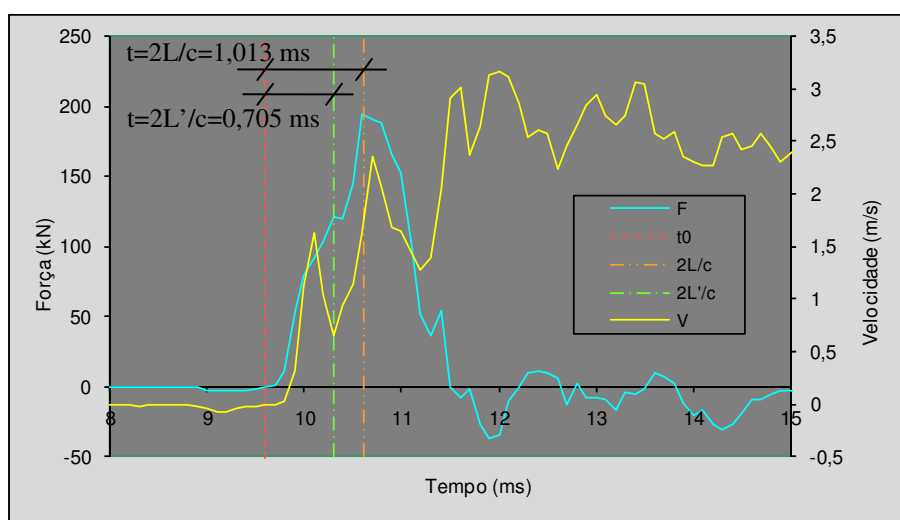


Figura 34 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o 1º pulso do golpe 1/8 do martelo, correspondente à profundidade de 1,5 m (NSPT=4)

Assim observa-se que para o tempo $2L'/c$, em que L' corresponde ao comprimento desde a secção instrumentada até ao topo do amostrador SPT, ocorre uma reflexão de compressão a qual deverá estar relacionada com as diferentes impedâncias relativas à cabeça do amostrador e do trem de varas. Este facto é reproduzido no sinal da velocidade através da sua redução. Observa-se ainda que após o tempo $2L/c$, em que L corresponde ao comprimento desde a secção instrumentada até à boquilha do amostrador SPT, ocorre uma forte diminuição da força sobressaindo uma reflexão por tracção motivada pela reduzida resistência à penetração oferecida pelo solo, o que motiva o incremento da velocidade da partícula, no mesmo período de diminuição da força. Este aumento da velocidade da partícula no topo do trem de varas causa a descolagem entre o martelo e o batente o que origina a ocorrência de um segundo pulso de compressão.

A Figura 35 ilustra o segundo pulso ocorrido após o contacto de restabelecido o contacto entre o martelo e o trem de varas. É possível observar que neste segundo pulso ainda está envolvida uma parcela significativa de energia a qual é transmitida ao sistema gerando uma apreciável

penetração suplementar do amostrador. Neste segundo pulso observa-se após o tempo $2L/c$, que ocorre de imediato uma segunda solicitação proveniente da reflexão do amostrador, que aumenta o pico da segunda onda de compressão. Este facto é possível dado que ocorre para um trem de varas curto.

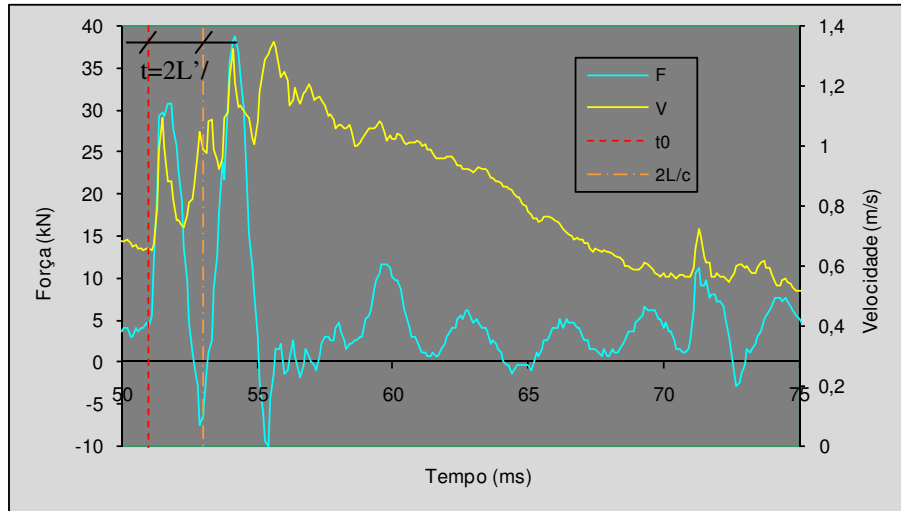
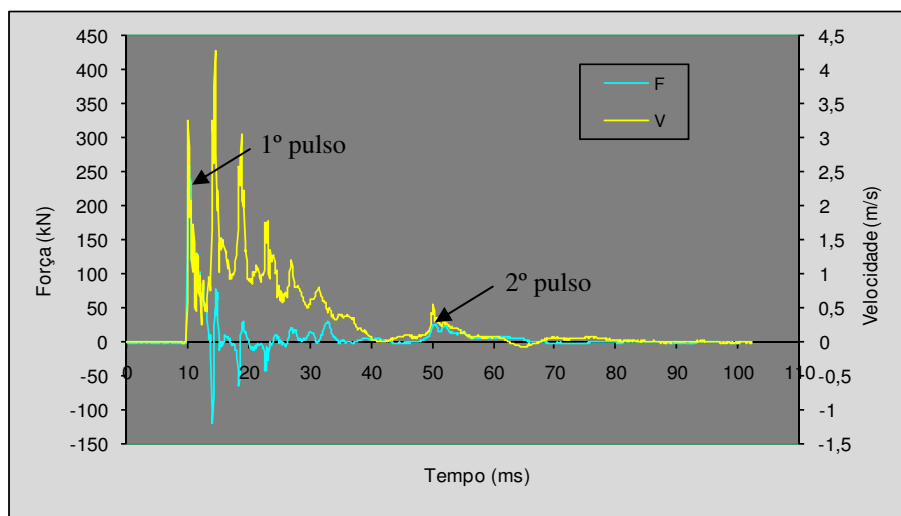


Figura 35 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o 2º e 3º pulso do golpe 1/8 do martelo, correspondente à profundidade de 1,5 m (NSPT=4)

O tipo de registo gerado pelas pancadas do martelo SPT até aos 7,5 m é do mesmo tipo do anterior. A esta profundidade observa-se um registo distinto do anterior (Figura 36). Observa-se aqui que a quase totalidade da energia foi transferida ao trem de varas logo no primeiro impacto, já que como o comprimento do trem de varas é maior, o tempo de permanência do martelo sobre o trem de varas é também necessariamente maior. Merece ainda destaque o facto de ocorrerem 6 ciclos de onda antes de terminar o efeito do primeiro impacto, aos quais correspondem parcelas sucessivas de penetração do amostrador. Cada ciclo tem aproximadamente uma duração de $2L/c$.



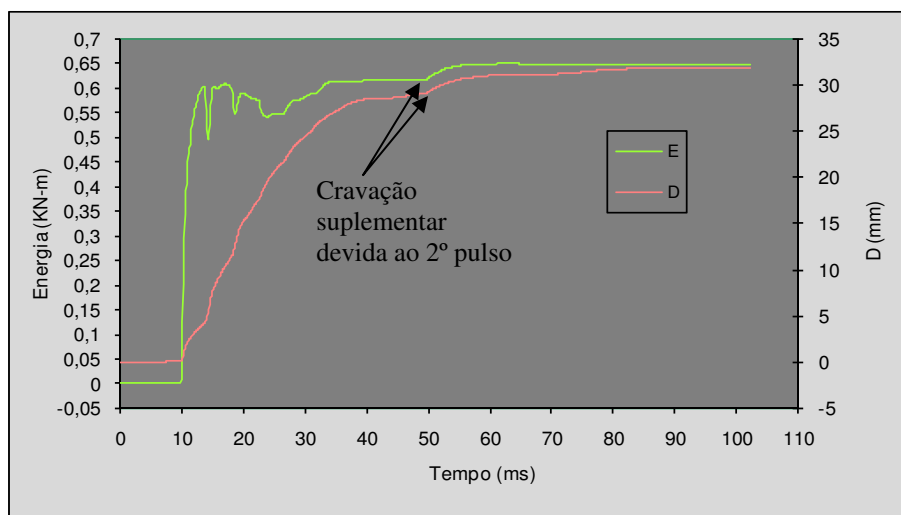
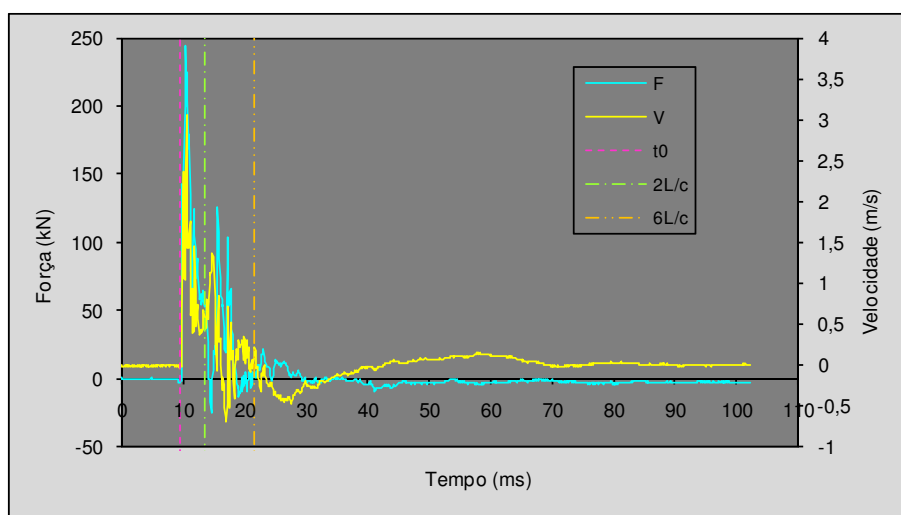


Figura 36 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 17/18 do martelo, correspondente à profundidade de 7,5 m (NSPT=11)

Em anexo IV apresenta-se o registo correspondente à totalidade das pancadas desferidas sobre o trem de varas para a execução do ensaio SPT à profundidade de 7,5 m

Refira-se que à semelhança do que aconteceu no ensaio SPT à profundidade de 1,5 m também à profundidade de 7,5 m o operador não contabilizou uma pancada por esta ter sido originada por um destravamento extemporâneo do martelo (golpe nº5). Para além disso, observa-se que foram contabilizadas pancadas do martelo que envolveram níveis energéticos muito distintos. Em alguns casos, os registos que envolvem menores níveis energéticos têm a ver com desprendimentos do martelo antes de ser atingido o gatilho, conforme foi observado *in loco*. Contudo, outros deverão estar relacionados com o facto de o martelo não ter mantido sempre uma posição vertical, originando na descida do mesmo ao longo da vara guia a mobilização de maiores esforços de atrito, o que originou consequentemente perda de energia potencial.

Na Figura 37 apresenta-se um registo que tipifica o que aconteceu no último ensaio SPT, à profundidade de 9 m.



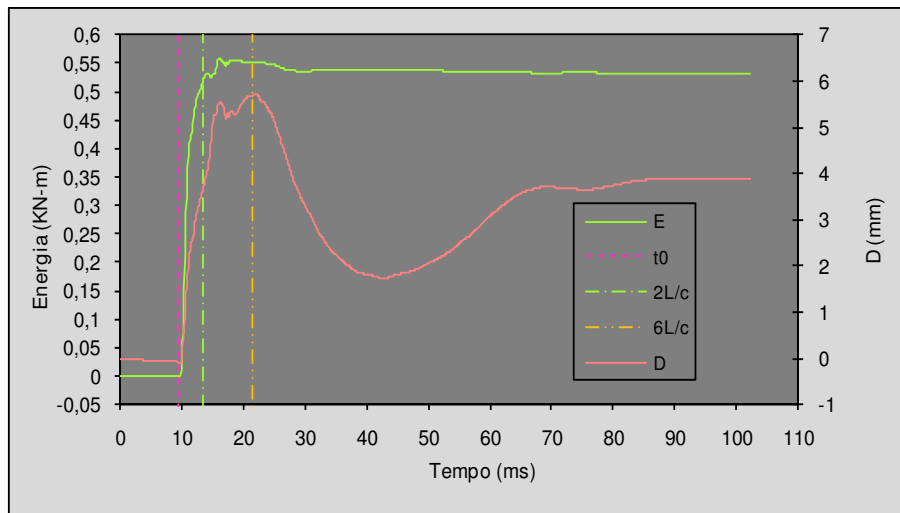


Figura 37 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 59/107 do martelo, correspondente à profundidade de 9 m (NSPT=60)

A esta profundidade foram intersectadas as argilas Cretácicas de Aveiro, as quais apresentam elevada resistência à penetração (foi atingida a “nega”) por se encontrarem fortemente sobreconsolidadas.

Observa-se que a reflexão por tracção a seguir ao primeiro pulso, que ocorre após o tempo $2L/c$, apresenta muito menor magnitude do que nos casos anteriores, o que revela o carácter muito mais resistente da formação intersectada. Observa-se ainda que devido à elevada resistência à penetração oferecida pelo material, logo após o tempo $2L/c$ surge um segundo pulso depois da chegada da reflexão do amostrador. A segunda onda de compressão é pois antecipada aproximando-se bastante da primeira. A velocidade da partícula é neste trecho decrescente o que indicia que a mesma se desloca no sentido ascendente do trem de varas, correspondendo a uma onda de pura reflexão de compressão. Ocorre ainda um terceiro pulso ao fim do tempo $6L/c$ ao fim do qual a velocidade torna-se negativa, promovendo também uma diminuição no deslocamento e na força. Este facto deverá ser motivado pela acentuada reflexão de compressão ocorrida no trem de varas decorrente da elevada resistência do solo. Observa-se ainda que a energia máxima ocorre com a penetração máxima, situação típica do caso que envolve solo resistente e trem de varas longo.

Na Figura 38 apresenta-se um registo que ilustra o que aconteceu na fase final do ensaio SPT. Aqui é possível verificar que após o tempo $2L/c$ quase que não ocorre a reflexão de onda de tracção, o que ilustra bem a elevada resistência à penetração da formação geológica. Para além disso, observa-se que os pulsos subsequentes ao primeiro se encontram pouco espaçados.

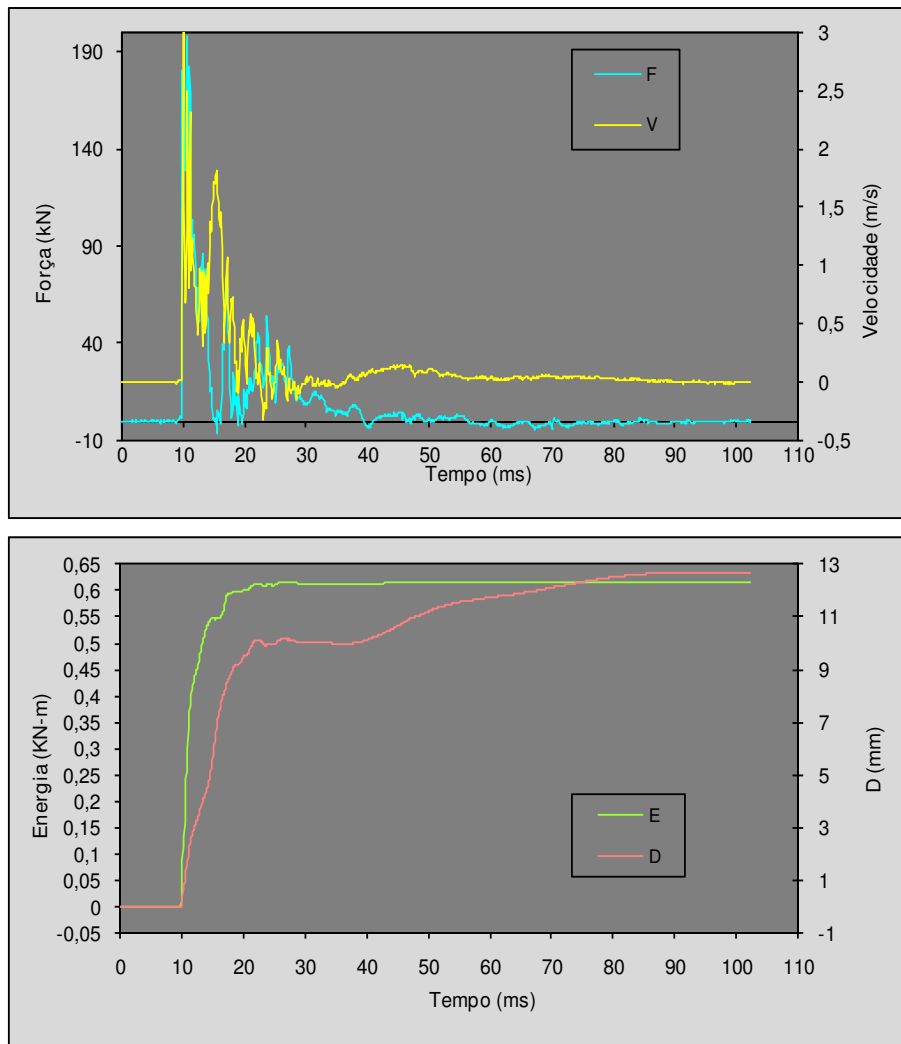


Figura 38 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 104/107 do martelo, correspondente à profundidade de 9 m (NSPT=60)

5.1.4 CONSEQUÊNCIAS DAS MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT

Dados os resultados obtidos, que evidenciam alguns desvios relativamente às orientações normativas que regem a execução do ensaio SPT, foram de imediato tomadas algumas medidas, designadamente:

1. Proceder à verificação da altura de queda e peso de todos os martelos em actividade no sector de Geotecnia, de modo a despistar a ocorrência de valores de eficiência energética superiores a 100 %.
2. Estabelecer um programa de verificação das condições de funcionamento e respectiva manutenção, de modo a impedir a ocorrência de destravamentos extemporâneos dos martelos.
3. Promover acções de formação junto dos operadores e pessoal técnico de modo a observar o cumprimento das boas regras de execução de sondagens e ensaios SPT.

5.2 PRIMEIRA CAMPANHA DE CALIBRAÇÃO ENERGÉTICA DOS EQUIPAMENTOS SPT

A primeira campanha de calibração energética dos equipamentos SPT foi realizada no Estaleiro do Núcleo de Geotecnia da Direcção de Fundações e Geotecnia da Mota-Engil, Engenharia e Construção S.A.

Antes de se proceder à calibração dos martelos SPT executou-se a numeração de todos eles de modo a que seja possível a identificação dos mesmos quando estiverem em operação.

Após a numeração procedeu-se numa primeira fase (18-08-2009) à verificação da massa de alguns martelos SPT. Refira-se que relativamente á altura de queda, esta é comum a todos os martelos já que resulta do trajecto disponível entre o batente e o gatilho de destravamento, que se verificou ser de 76 cm. Os resultados obtidos ilustram-se na Tabela 11.

Tabela 11 - Massa dos martelos SPT

<i>Nº do martelo</i>	<i>Peso do martelo (kg)</i>
MRT 03	65,1
MRT 06	65,2
MRT 08	64,7
MRT 09	65,1
MRT 10	64,1
MRT 11	64,2

Dado que a norma EN ISO 22476-3 exige que os martelos SPT tenham peso igual a 63,5 kg ($\pm 0,5$ kg) e dado que para efeitos da determinação da energia teórica se assumiu o valor de 63,5 kg, compreende-se que estes desvios no peso dos amostradores possam só por si justificar os elevados valores de eficácia energética anteriormente referidos.

Na sequência dos resultados anteriores procedeu-se à redução de peso de todos os martelos, de modo que os pesos finais ficassem enquadrados nos valores permitidos pela norma. Ao mesmo tempo foi alertado o fornecedor dos martelos para esta ocorrência. No final os martelos ficaram com o peso que se apresenta na Tabela 12.

Tabela 12 - Massa final dos martelos SPT

<i>Nº do martelo</i>	<i>Peso do martelo (kg)</i>
MRT 02	63,8
MRT 03	63,9
MRT 04	63,9
MRT 05	63,9
MRT 06	63,9
MRT 07	63,9
MRT 08	63,9
MRT 09	63,9
MRT 10	63,6
MRT 11	63,9

Após a rectificação dos martelos procedeu-se à avaliação da eficiência energética dos martelos, com excepção dos martelos MRT02 e MRT03 dado que na sequência da manutenção e verificação da funcionalidade dos mesmos se verificou que necessitavam de substituição de peças, as quais na altura ainda não tinham sido entregues pelo fornecedor.

Efectuou-se assim uma primeira calibração de alguns martelos, sendo que os martelos MRT04, MRT05, MRT07 e MRT11 foram ensaiados sem a sua massa ter sido ratificada, enquanto que os martelos MRT03, MRT06, MRT08 e MRT09 foram ensaiados já com a sua massa corrigida.

A calibração dos martelos foi efectuada num furo de sondagem, tendo-se utilizado na execução dos ensaios SPT, às diferentes profundidades, os diversos martelos a calibrar.

A quantificação da eficiência energética dos martelos SPT foi efectuada através da média dos registos correspondentes apenas aos golpes do martelo que perfazem o valor de N, ou seja, foram desprezados os registos correspondentes ao primeiro trecho de 15 cm de penetração do amostrador SPT.

5.2.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA SUMÁRIA DOS SOLOS SUJEITOS DO ESTALEIRO DE CANELAS

O local em estudo, enquadrar-se num extenso maciço eruptivo, de natureza granítica a qual é abrangida pela folha 13-A (Espinho) da Carta Geológica de Portugal, à escala de 1:25000.

De uma forma geral, a rocha tem granulometria grosseira e carácter porfiróide.

De uma forma sucinta, observa-se que ao longo do furo de sondagem ocorre uma sequência litológica de aterro compacto e solo residual granítico.

5.2.2 MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT

Dos registos obtidos nesta campanha, serão apenas abordados alguns, nomeadamente os registos que merecem uma abordagem mais cuidadosa. Contudo, todos os resultados obtidos serão apresentados em anexo IV.

5.2.2.1 MARTELO MRT 11 – PROFUNDIDADE DE 1,25 M

À profundidade de 1,25 m foi detectada a existência de materiais granulares de grande dimensão e elevada compacidade correspondentes a um aterro compactado.

Na Figura 39 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT 11) o qual tinha sido já sujeito a manutenção e ratificação da sua massa.

Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,412 \text{ kN.m}$ e tendo como referência a energia padrão ($0,473 \text{ kN.m}$), uma eficiência energética $ETR=87,11 \%$, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=12,5 \%$.

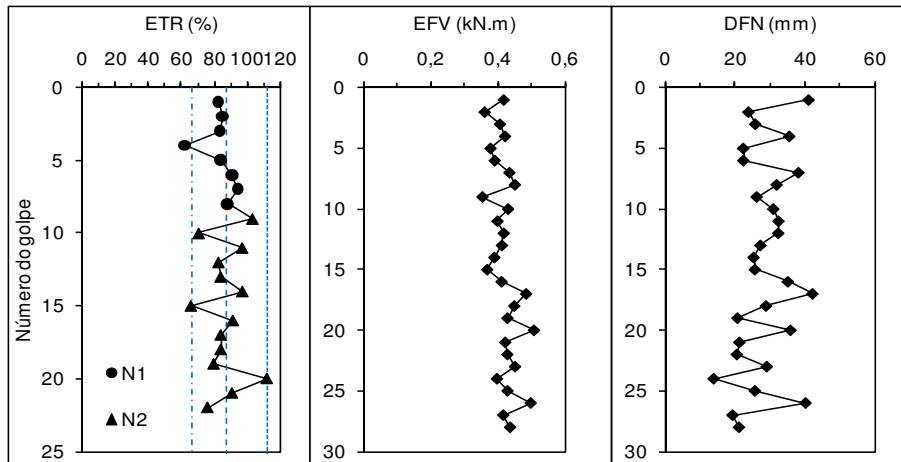


Figura 39 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-11

Na Figura 40 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 18/22, o qual tipifica o total dos registos obtidos.

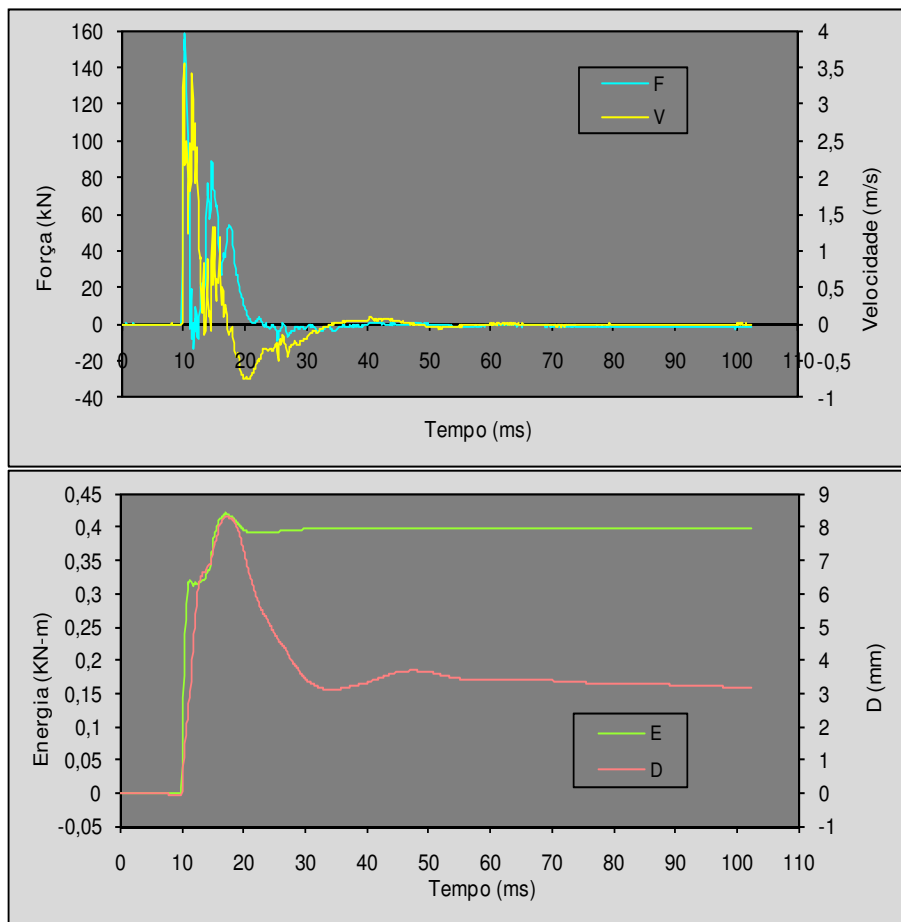


Figura 40 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 18/22 do martelo MRT 11, correspondente à profundidade de 1,25 m (NSPT=60)

O tipo de registo corresponde à situação de solo muito resistente e trem de varas curto, sendo identificável a quase inexistência de reflexão por compressão o que confirma a situação enunciada anteriormente. São ainda identificáveis três picos de força, que como seria de esperar se encontram pouco espaçados no tempo.

5.2.2.2 MARTELO MRT 05 – PROFUNDIDADE DE 1,74 M

À profundidade de 1,74 m continuou a intersectar-se materiais de aterro de natureza granular e dimensão considerável com elevada compacidade.

Na Figura 41 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT 05) o qual tinha sido ratificado a sua massa mas não tinha ainda sido sujeito a manutenção.

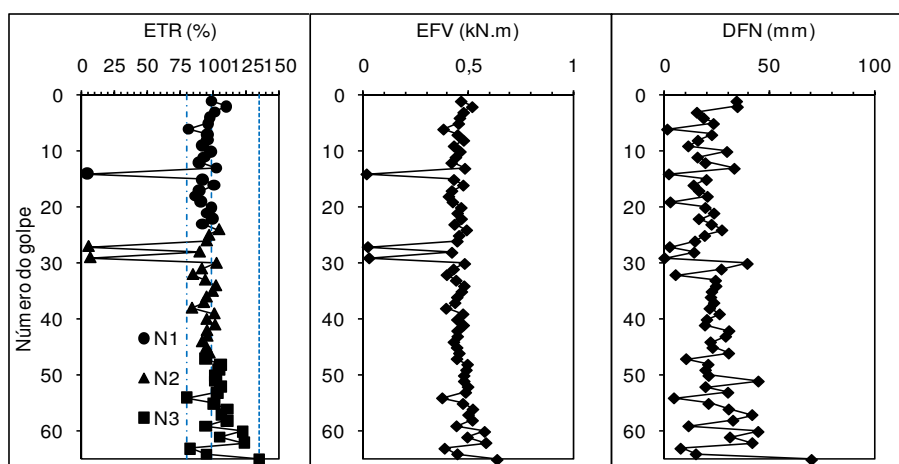


Figura 41 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-05

Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,469$ kN.m e tendo como referência a energia padrão ($0,473$ kN.m), uma eficiência energética $ETR=98,09$ %, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=9,2$ %. Os resultados evidenciam ainda a ocorrência de disparos extemporâneos o que mostra da necessidade de se efectuar manutenção no martelo MRT 05, o que aconteceu de imediato.

Na Figura 42 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 35/65 que tipifica os registos obtidos.

O tipo de registo continua a corresponder à situação de solo muito resistente e trem de varas curto.

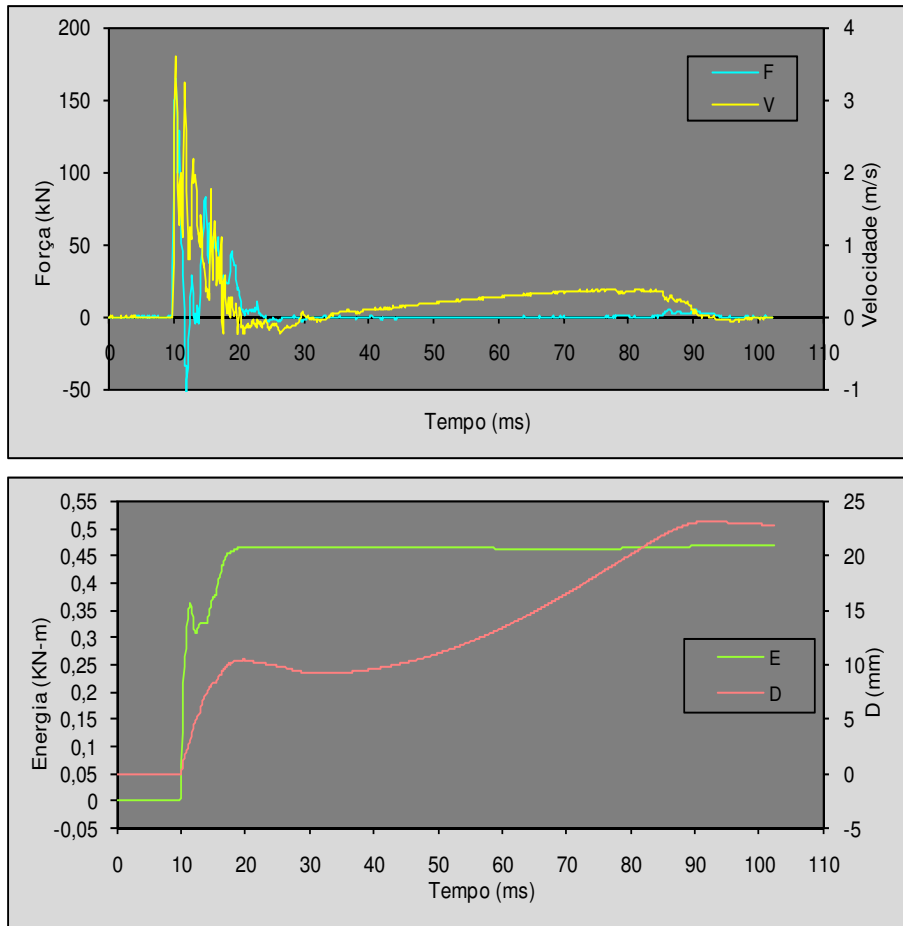


Figura 42 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 35/65 do martelo MRT 05, correspondente à profundidade de 1,74 m (NSPT=39)

5.2.2.3 MARTELO MRT 07 – PROFUNDIDADE DE 2,77 M

À profundidade de 2,77 m observou-se a presença de solos naturais correspondentes a solos residuais graníticos.

Na Figura43 apresentam-se os resultados obtidos da eficiência energética do martelo SPT (MRT07) o qual tinha sido ratificado a sua massa, embora não tenha sido sujeito a manutenção.

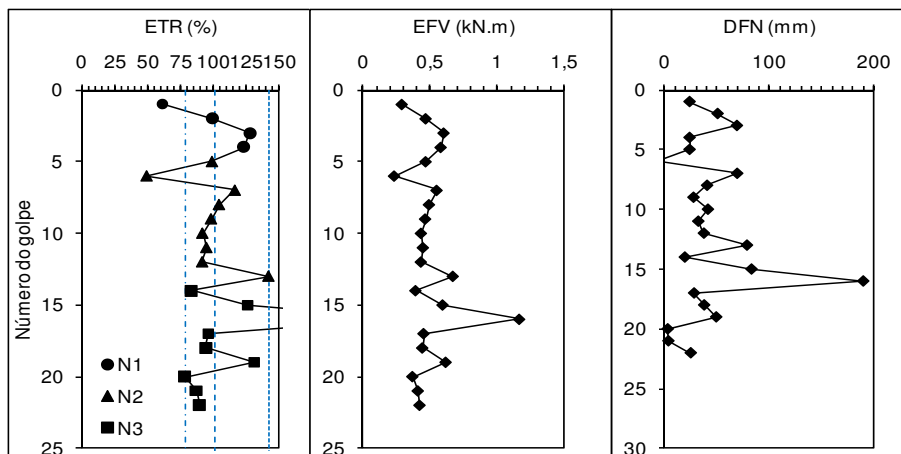


Figura 43 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT- 07

Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,480 \text{ kN.m}$ etendo como referência a energia padrão ($0,473 \text{ kN.m}$), uma eficiência energética $ETR=101,3 \%$, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=18,1 \%$. Os resultados mostram a existência de uma variação apreciável dos resultados, com pancadas que transmitiram pequena energia ao trem de varas, o que pode estar relacionado com a queda do martelo antes de ser atingido o gatilho, mas também valores por vezes exagerados o que indicia levantamentos de martelo superiores ao permitido. Estes resultados mostram a necessidade de se efectuar manutenção no martelo MRT 07 e de se confirmar a sua altura de queda e a sua massa, sendo desejável proceder à recalibração do mesmo. Na Figura 44 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 5/22, o qual tipifica o total dos registos obtidos.

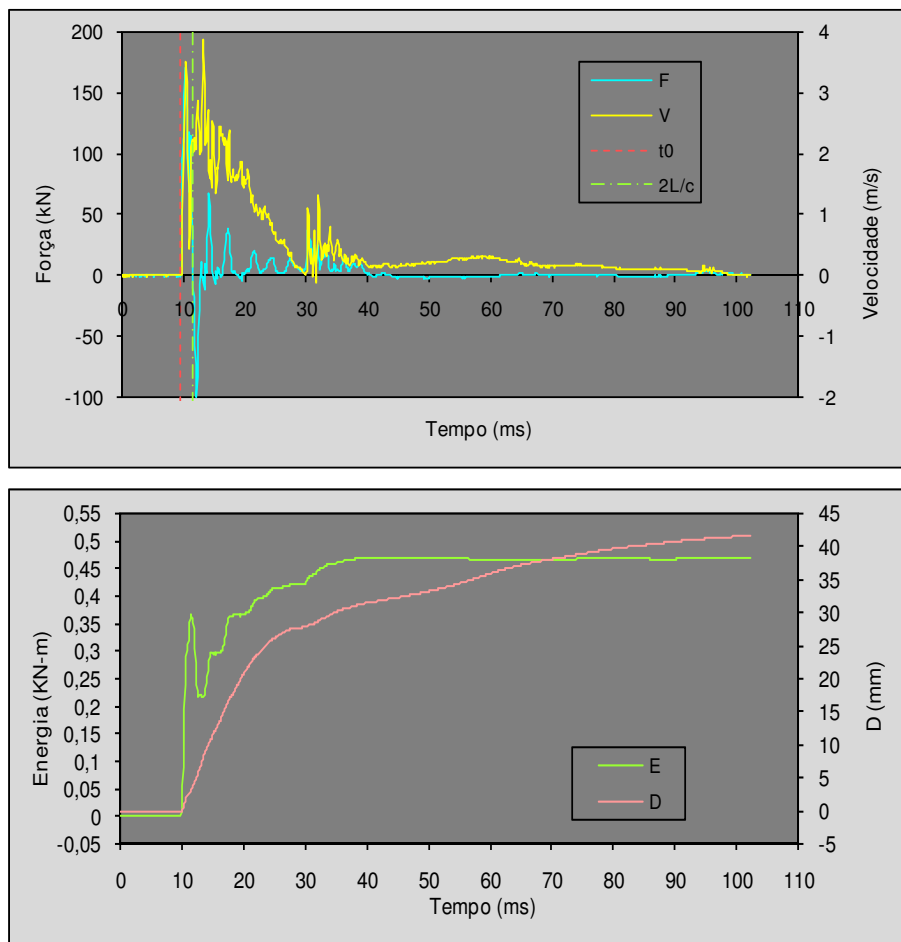


Figura 44 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 5/22 do martelo MRT 07, correspondente à profundidade de 2,77 m (NSPT=16)

No registo identifica-se já a ocorrência de uma reflexão por tracção após o tempo $2L/C$ o que traduz a menor resistência à penetração destes solos relativamente aos anteriores. Observa-se também a existência de um segundo pulso de muito pequena energia que corresponde a um restabelecimento do contacto do martelo com o trem de varas o qual é ainda responsável por uma relevante penetração adicional do amostrador.

5.2.2.4 MARTELO MRT 03 – PROFUNDIDADE DE 3,43 M

Não foi possível efectuar a calibração do martelo MRT 03, porque os dentes do martelo não o conseguiram segurar durante o percurso ascendente. O martelo foi posteriormente sujeito a acções de manutenção.

5.2.2.5 MARTELO MRT 04 – PROFUNDIDADE DE 3,43 M

À profundidade de 3,43 m observou-se a presença de solos naturais correspondentes a solos residuais graníticos.

Na Figura 45 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT 04) o qual não tinha sido ainda visto ratificada a sua massa e não tinha também sido sujeito a manutenção.

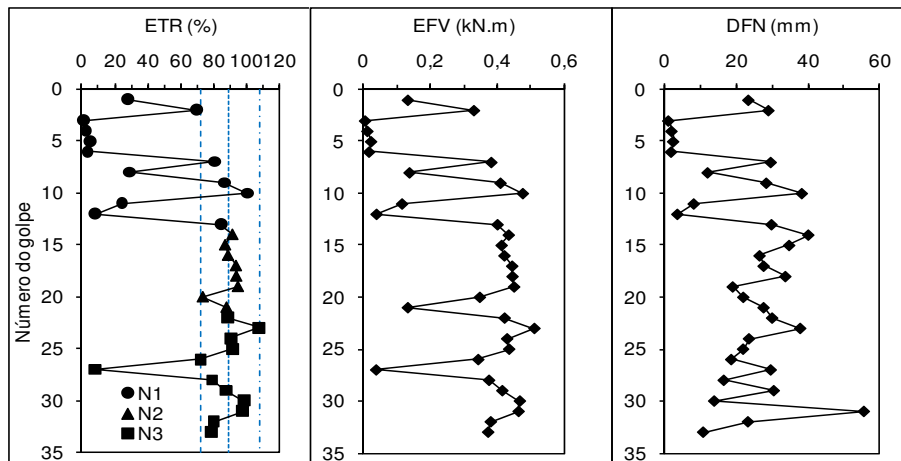


Figura 45 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-04

Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,404$ kN.m e tendo como referência a energia padrão (0,473 kN.m), uma eficiência energética $ETR=88,56$ %, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=8,9$ %. Os resultados mostram a existência de um conjunto de pancadas que transmitiram pequena energia ao trem de varas que se relacionam com a queda do martelo antes de ser atingido o gatilho. Estes resultados mostram a necessidade de se efectuar manutenção no martelo MRT 04.

Na Figura 46 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 16/33, que ilustra o que se passa nos restantes.

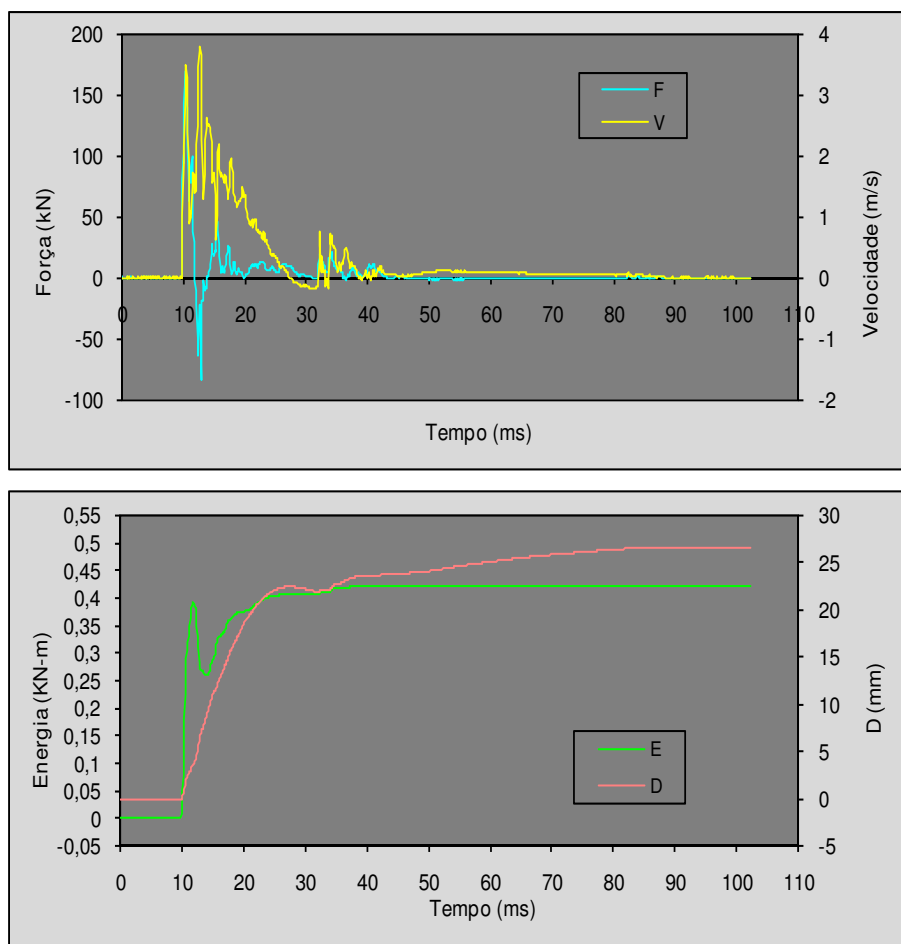


Figura 46 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 16/33 do martelo MRT 04, correspondente à profundidade de 3,43 m (NSPT=20)

Este registo é em todo idêntico ao anterior, verificando-se que um único pulso, o proveniente do impacto do martelo com o batente, é responsável pela maior parte da penetração do amostrador.

5.2.2.6 MARTELO MRT 08 – PROFUNDIDADE DE 4,38 M

À profundidade de 4,38 m observou-se a presença de solos naturais correspondentes a solos residuais graníticos de grão fino de natureza aplítica.

Na Figura 47 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT 08) o qual tinha visto ser ratificada a sua massa mas não tinha sido sujeito a manutenção. Os resultados mostram a ocorrência de 6 pancadas iniciais com reduzida altura de queda devido ao facto de o anel de pressão dos dentes do martelo não estarem devidamente colocados. Procedeu-se então ao encaixe deste dispositivo tendo-se a partir daí verificado bons resultados.

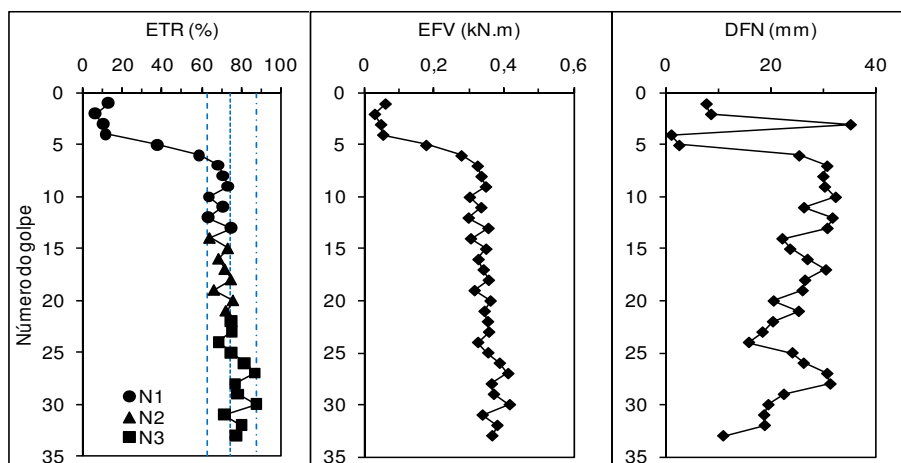
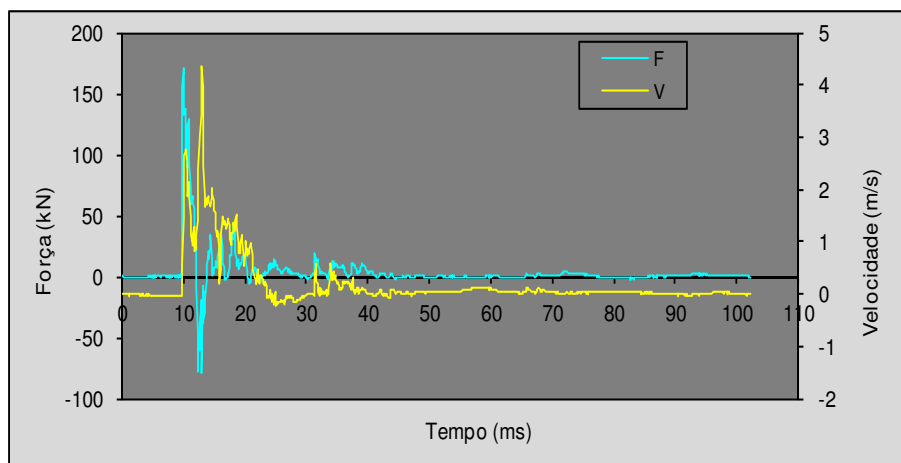


Figura 47 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-08

Os valores apresentados na Figura 47 correspondem a um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,353 \text{ kN.m}$ e tendo como referência a energia padrão ($0,473 \text{ kN.m}$), uma eficiência energética $ETR=74,62 \%$, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=6,3 \%$, o que mostra uma excelente consistência. Dado que os valores de eficácia energética são inferiores à média até aqui obtida para os restantes martelos, entendeu-se que o martelo MRT-08 deveria ser sujeito a confirmação da calibração.

Na Figura 48 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 22/33, que ilustra o que se passa nos restantes.



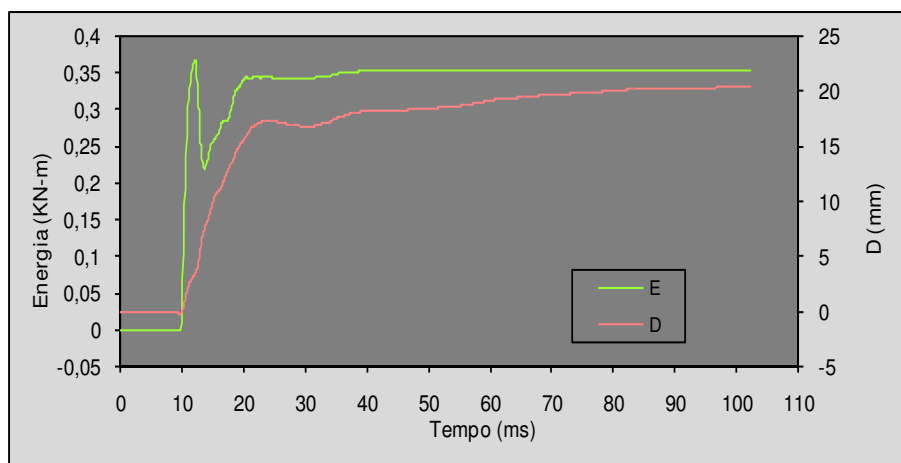


Figura 48 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 22/33 do martelo MRT 08, correspondente à profundidade de 4,38 m (NSPT=22)

5.2.2.7 MARTELO MRT 09 – PROFUNDIDADE DE 4,72 M

À profundidade de 4,72 m observou-se a presença de solos naturais correspondentes a solos residuais graníticos de grão fino.

Na Figura 49 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT 09) o qual foi previamente sujeito a manutenção e ratificação da sua massa.

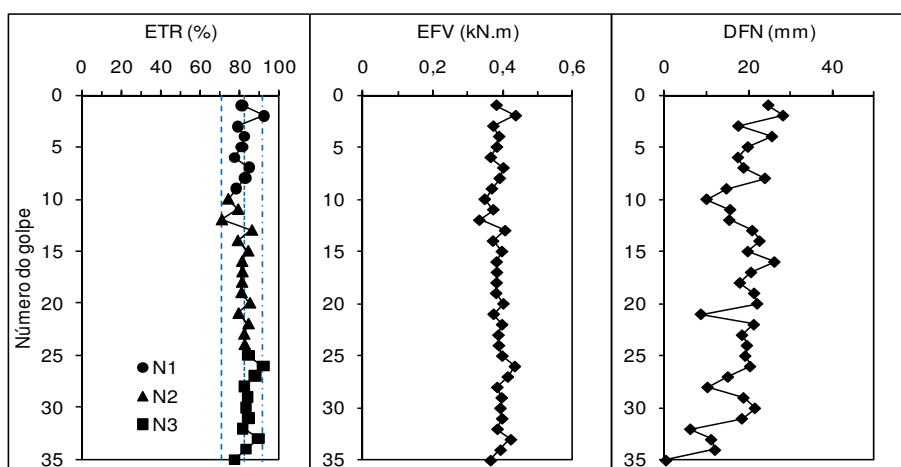


Figura 49 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-09

Os resultados apresentados na Figura 49 mostram excelente consistência, tendo-se verificado um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,388$ kN.m e tendo como referência a energia padrão (0,473 kN.m), uma eficiência energética $ETR=82,01$ %, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=4,4$ %.

Na Figura 50 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 21/35, que ilustra o que se passa nos restantes.

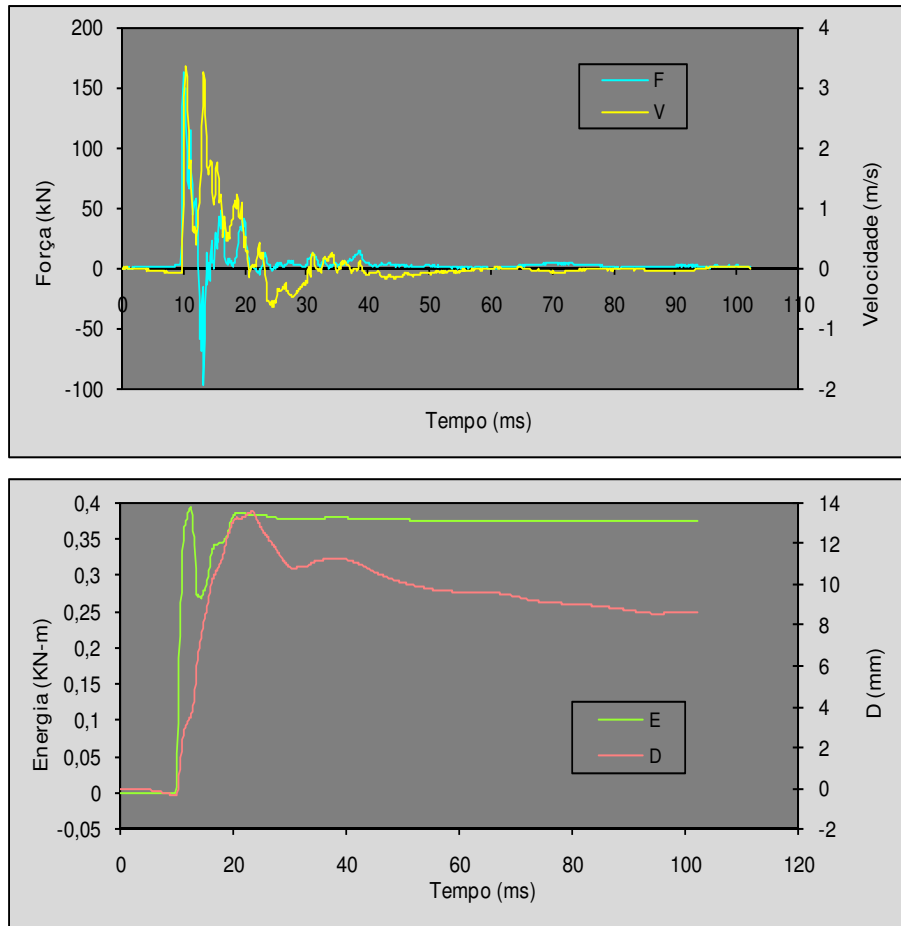


Figura 50 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 21/35 do martelo MRT 09, correspondente à profundidade de 4,72 m (NSPT=26)

5.2.2.8 MARTELO MRT 06 – PROFUNDIDADE DE 5,25 M

À profundidade de 5,25 m observou-se a presença de solos naturais correspondentes a solos residuais graníticos de grão fino.

Na Figura 51 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT 06) o qual tinha sido sujeito a manutenção e ratificação da sua massa.

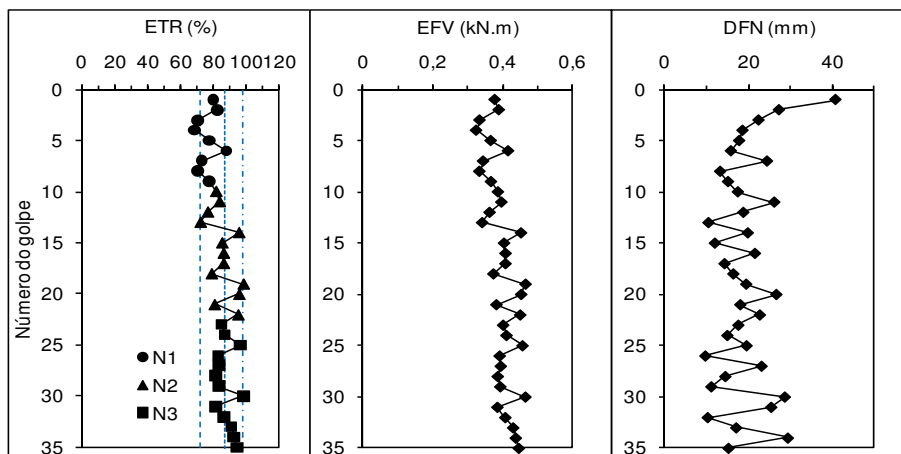


Figura 51 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-06

Os resultados apresentados na Figura 51 mostram excelente consistência, tendo-se verificado um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,411 \text{ kN.m}$ e tendo como referência a energia padrão ($0,473 \text{ kN.m}$), uma eficiência energética $ETR=86,79 \%$, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=7,0 \%$.

Na Figura 52 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 24/35, que ilustra o que se passa nos restantes.

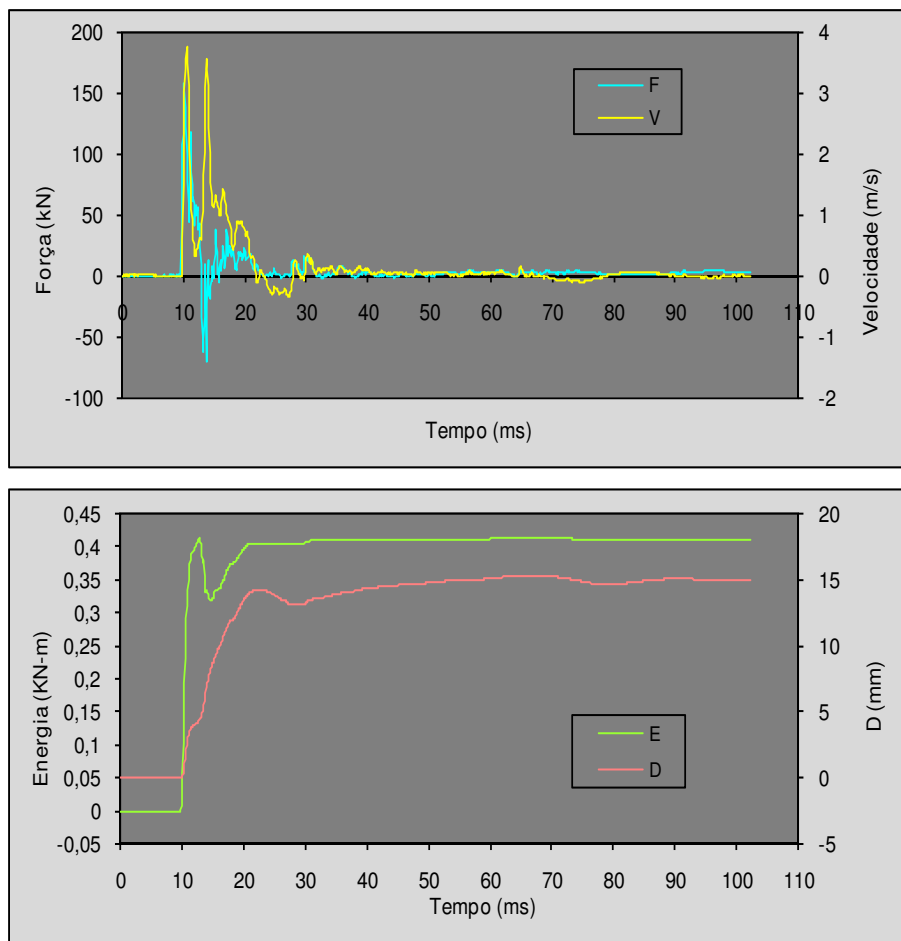


Figura 52 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 24/35 do martelo MRT 06, correspondente à profundidade de 5,25 m (NSPT=26)

5.3 SEGUNDA CAMPANHA DE CALIBRAÇÃO DE MARTELOS SPT

A segunda campanha de calibração energética dos equipamentos SPT, tal como a primeira campanha, foi realizada no Estaleiro do Núcleo de Geotecnia da Direcção de Fundações e Geotecnia da Mota-Engil, Engenharia e Construção S.A.

Esta campanha de calibração de martelos SPT surgiu após a recalibração dos martelos MRT04, MRT05 e MRT08 e a nova calibração do martelo MRT10.

Todos os martelos foram ensaiados com a sua massa normalizada (Figura 53).

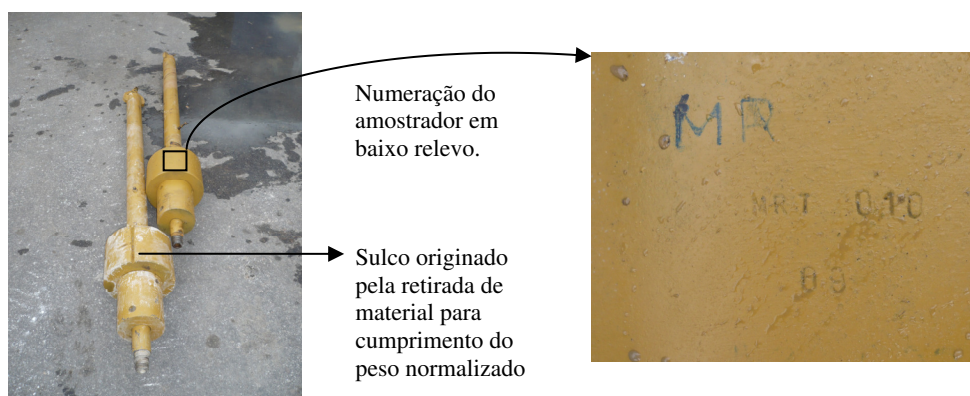


Figura 53 - Amostradores Pilcon numerados e com massa normalizada

A quantificação da eficiência energética dos martelos SPT foi efectuada através da média dos registos correspondentes apenas aos golpes do martelo que perfazem o valor de N, ou seja, foram desprezados os registos correspondentes ao primeiro trecho de 15 cm de penetração do amostrador SPT.

5.3.1 MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT

Dos registos obtidos nesta campanha, serão apenas abordados alguns, nomeadamente os registos que merecem uma abordagem mais cuidadosa. Contudo todos os resultados obtidos serão apresentados em anexo IV.

5.3.1.1 MARTELO MRT08 – PROFUNDIDADE DE 1,27 M

Os registos aqui apresentados correspondem a uma recalibração energética. Recorde-se que a recalibração foi efectuada após se ter observado que o martelo necessitava de manutenção. Assim à profundidade de 1,27 m foram efectuadas medições de energia tendo o material aí presente correspondido a solos granulares de grande dimensão e elevada compacidade correspondentes a um aterro compactado, já detectado anteriormente.

Na Figura 54 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT08). Refira-se ainda que neste ensaio foram assinalados pelo equipamento SPT- Analyser 40 golpes do martelo todos de excelente qualidade, ou seja, nenhum dos golpes corresponde a pancadas acidentais ou extemporâneas do martelo.

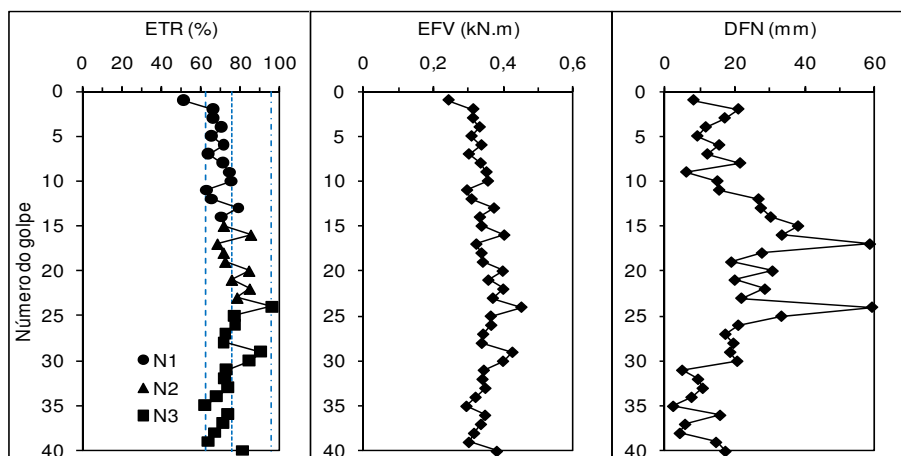


Figura 54 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-08

No entanto o operador registou apenas 38. Esta situação é de algum modo frequente em equipas de sondagem, no entanto pode ser evitada com a anexação de um contador automático de pancadas ao equipamento de ensaio.

Na Figura 55 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 21/40, que serve de exemplo à maioria dos registos efectuados neste ensaio SPT.

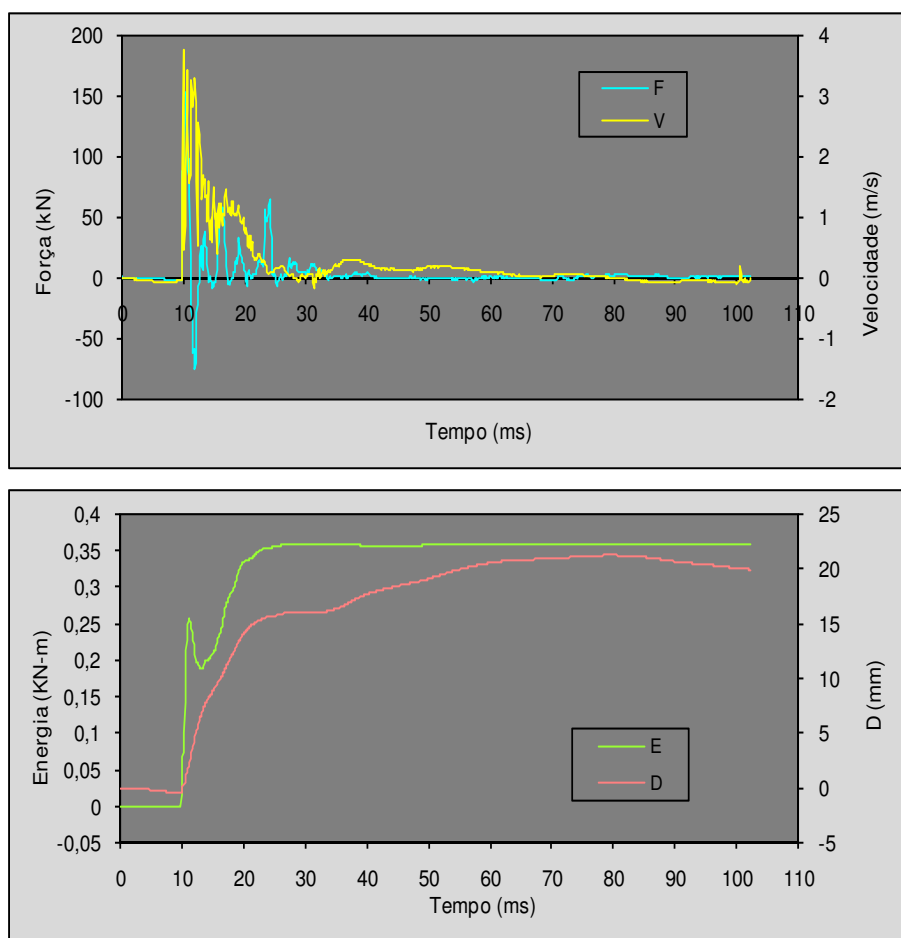


Figura 55 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 21/40 do martelo MRT08, correspondente à profundidade de 1,27 m (NSPT=28)

No registo observa-se após a reflexão de tracção, ao fim do tempo $2L/c$, uma série de reflexões de compressão que antecedem a ocorrência de um segundo pulso do martelo. Este segundo pulso já não motiva a reflexão da onda de tracção o que indicia que grande parte da energia disponível no conjunto foi utilizada para a realização de trabalho correspondente à penetração do amostrador.

5.3.1.2 MARTELO MRT10 – PROFUNDIDADE DE 2,85 M

Procedeu-se à execução de registos de energia em ensaio SPT com o martelo MRT10, que foi previamente sujeito a manutenção para que todos os requisitos normativos fossem cumpridos.

Na Figura 56 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT10). Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,387$ kN.m e tendo como referência a energia padrão (0,473 kN.m), uma eficiência energética $ETR=81,74$ %, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=9,6$ %.

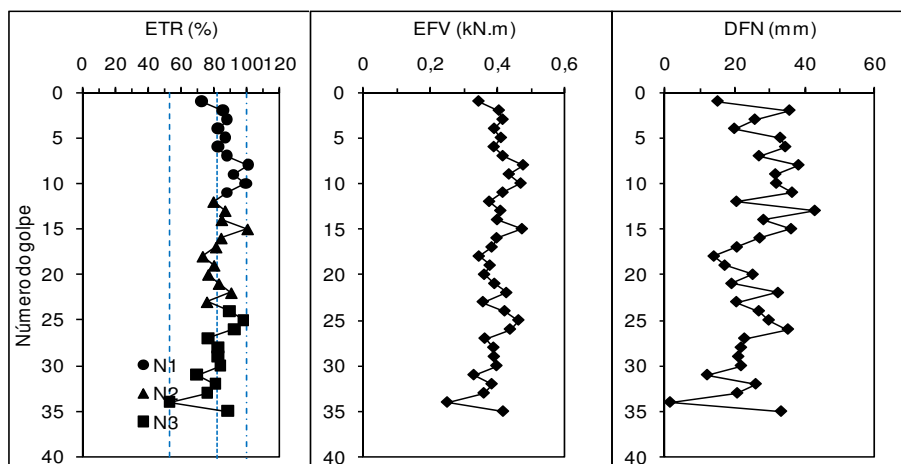
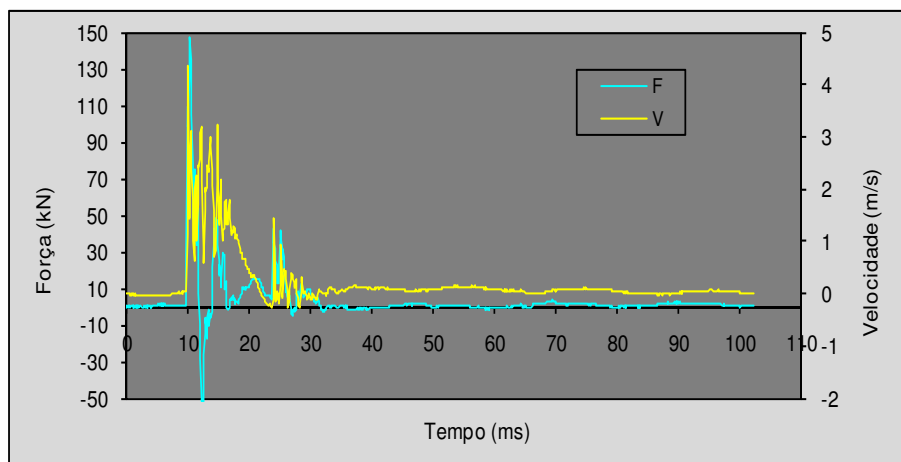


Figura 56 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-10

Na Figura 57 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 28/35, que exemplifica o que acontece na maioria dos registos efectuados neste ensaio SPT.



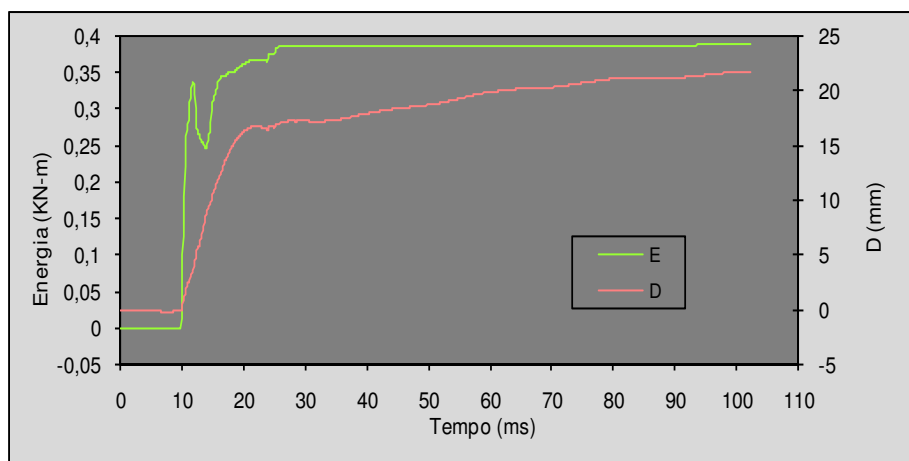


Figura 57 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 28/35 do martelo MRT08, correspondente à profundidade de 2,85 m (NSPT=24)

5.3.1.3 MARTELO MRT04 – PROFUNDIDADE DE 4,37 M

Os registos agora apresentados correspondem a uma recalibração energética do martelo MRT04. Na Figura 58 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT04), os quais apresentam elevada consistência e homogeneidade. Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de EFV=0,423 kN.m e tendo como referência a energia padrão (0,473 kN.m), uma eficiência energética ETR=89,36 %, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=6,8$ %.

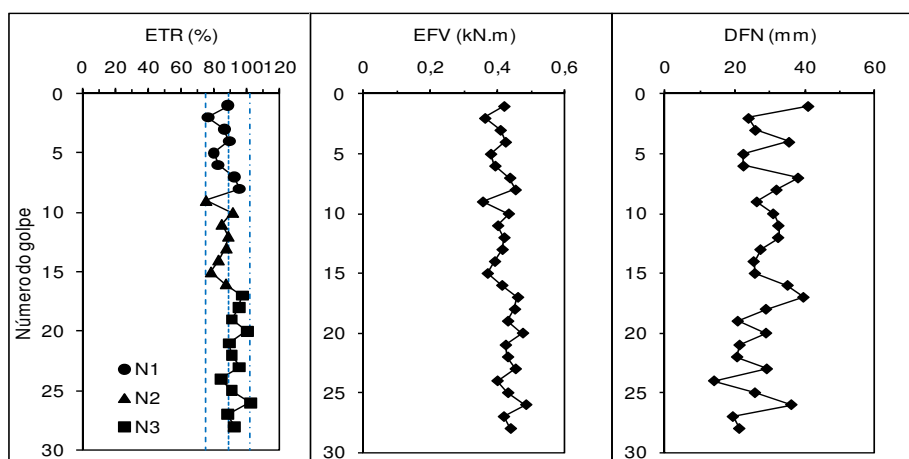


Figura 58 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-04

Observando os valores da calibração anterior verifica-se que deixaram de ocorrer golpes decorrentes de alturas de queda menores do que a normalizada, por queda extemporânea do martelo, o que permite concluir que as acções de manutenção surtiram efeito. Para além disso verifica-se que os valores de medição energética na anterior calibração, eliminando os registos das pancadas acidentais (EFV=0,404 kN.m – ETR=88,56 %) e os actuais são muito idênticos o que permite confirmar os valores da calibração.

Na Figura 59 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 21/28, que exemplifica o que acontece na maioria dos registos efectuados neste ensaio SPT.

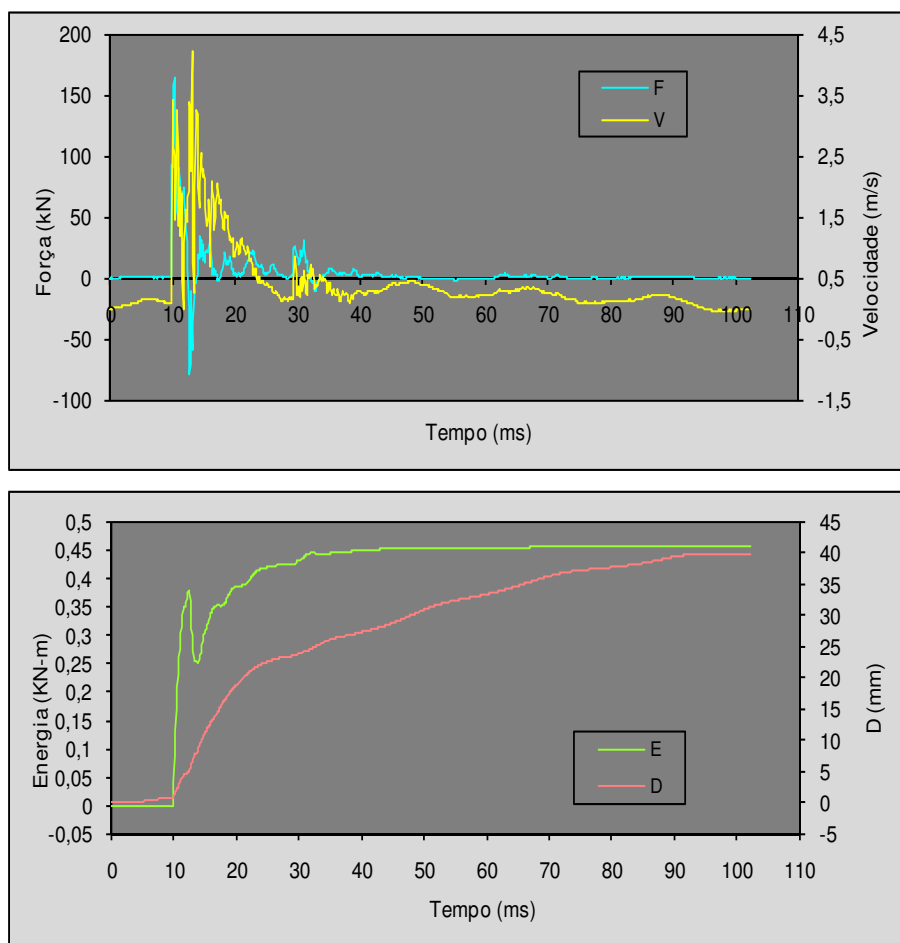


Figura 59 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 21/28 do martelo MRT04, correspondente à profundidade de 4,37 m (NSPT=20)

5.3.1.4 MARTELO MRT05 – PROFUNDIDADE DE 5,81 M

Os registos agora apresentados correspondem a uma recalibração energética do martelo MRT05. À profundidade de 5,81 m foram então efectuadas medições de energia, tendo o material aí presente correspondido aos solos residuais graníticos finos, de natureza aplítica.

Na Figura 60 apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo SPT (MRT05), os quais apresentam boa consistência. Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,484$ kN.m, e tendo como referência a energia padrão (0,473 kN.m), uma eficiência energética $ETR=102,21$ %, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=8,4$ %.

Observando os valores da calibração anterior verifica-se que os valores de medição energética na anterior calibração, eliminando os registos das pancadas acidentais ($EFV=0,469$ kN.m – $ETR=98,09$ %) são ligeiramente inferiores aos actuais.

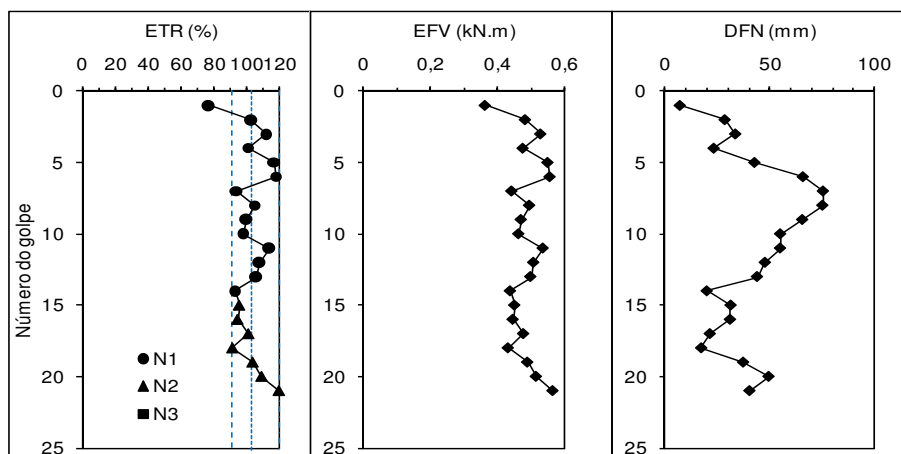


Figura 60 - Resultados dos registos energéticos do martelo MRT-05

Será conveniente confirmar a altura de queda já que o valor de eficiência energética deste martelo é superior aos restantes, ultrapassando ligeiramente os 100 %. Na Figura 61 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 19/21, que exemplifica o que acontece na maioria dos registos efectuados neste ensaio SPT.

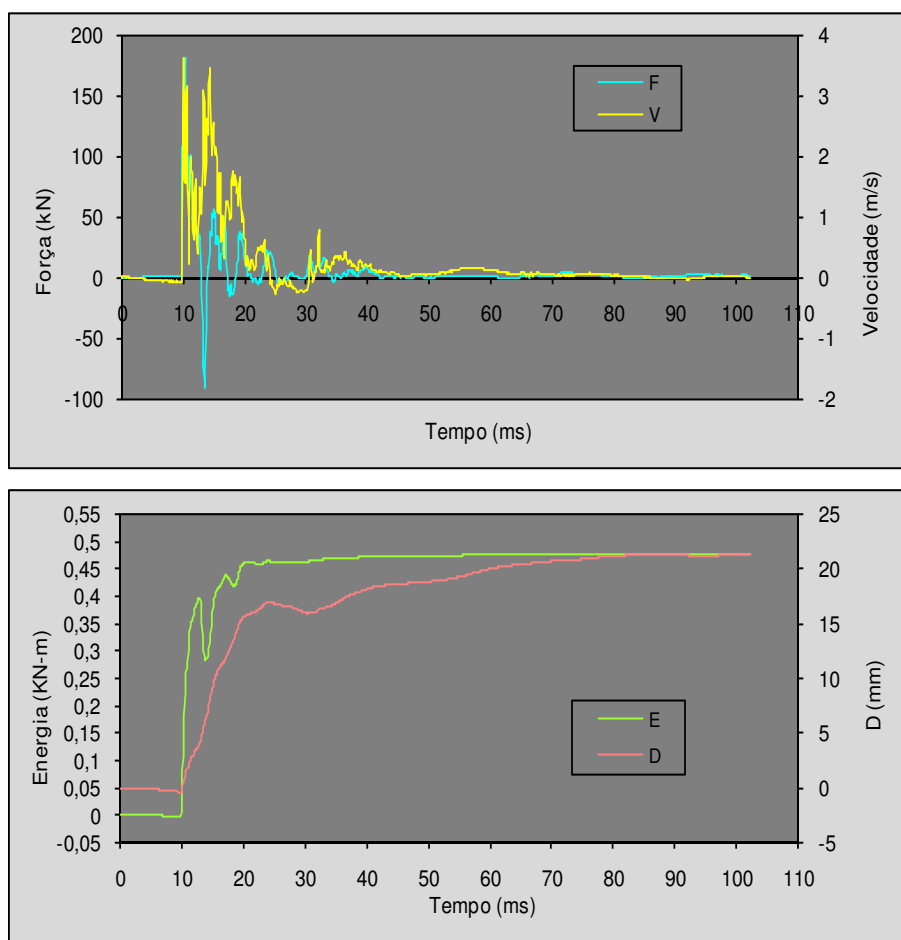


Figura 61 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 19/21 do martelo MRT05, correspondente à profundidade de 5,81 m (NSPT=13)

5.4 TERCEIRA CAMPANHA DE CALIBRAÇÃO DE MARTELOS SPT

A terceira campanha de calibração energética dos equipamentos SPT, foi realizada no Estaleiro de Porto Alto, do Núcleo de Fundações da Direcção de Fundações e Geotecnia da Mota-Engil, Engenharia e Construção S.A. Nesta campanha de calibração foi utilizado um martelo novo, adquirido à Tecso, S.A.

5.4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA SUMÁRIA DOS SOLOS SUJEITOS DO ESTALEIRO DE PORTO ALTO

Em termos geológicos, a área em estudo encontra-se caracterizada geologicamente na folha 34-B (Loures) da Carta Geológica de Portugal, À escala 1:50000.

No local, até à profundidade de investigação, identificaram-se predominantemente areias argilosas e argilas siltosas do Plistocénico, referidas na carta geológica por As – Areias superficiais de vales de Terraços. Estes depósitos que correspondem a antigos terraços fluviais do Rio Tejo e situam-se entre os 5 m e os 15 m de altitude.

A litologia do local foi obtida através de uma prospecção mecânica (sondagem) complementada com ensaios SPT. A sondagem foi feita até uma profundidade de 12,0 m e identificou 3 zonas geológicas:

- Areia grosseira a média, siltosa, cinzento acastanhada, com uma espessura na ordem do 2,0 m;
- Argila arenosa a ligeiramente arenosa, acastanhada com laivos negros, com uma espessura de 6,0 m;
- Areias médias, siltosas, cinzento esbranquiçada, até ao final da sondagem.

Durante a realização do ensaio não foi detectada a presença de nível freático.

5.4.2 MEDIÇÕES ENERGÉTICAS NOS ENSAIOS SPT

Um primeiro aspecto, já anteriormente tratado diz respeito, à anotação do número de pancadas registadas pelo operador, que nem sempre correspondem às mesmas contadas pelo equipamento.

Dos registos obtidos nesta campanha, serão apenas abordados alguns, nomeadamente os registos que merecem uma abordagem mais cuidadosa. Contudo, todos os resultados obtidos serão apresentados em anexo IV.

Procedendo à análise dos registos observa-se que os mesmos são bastante consistentes. Na Figura 62 apresenta-se o registo correspondente ao golpe 14/23, à profundidade 5,59m, que exemplifica o que acontece na maioria dos registos efectuados neste ensaio SPT.

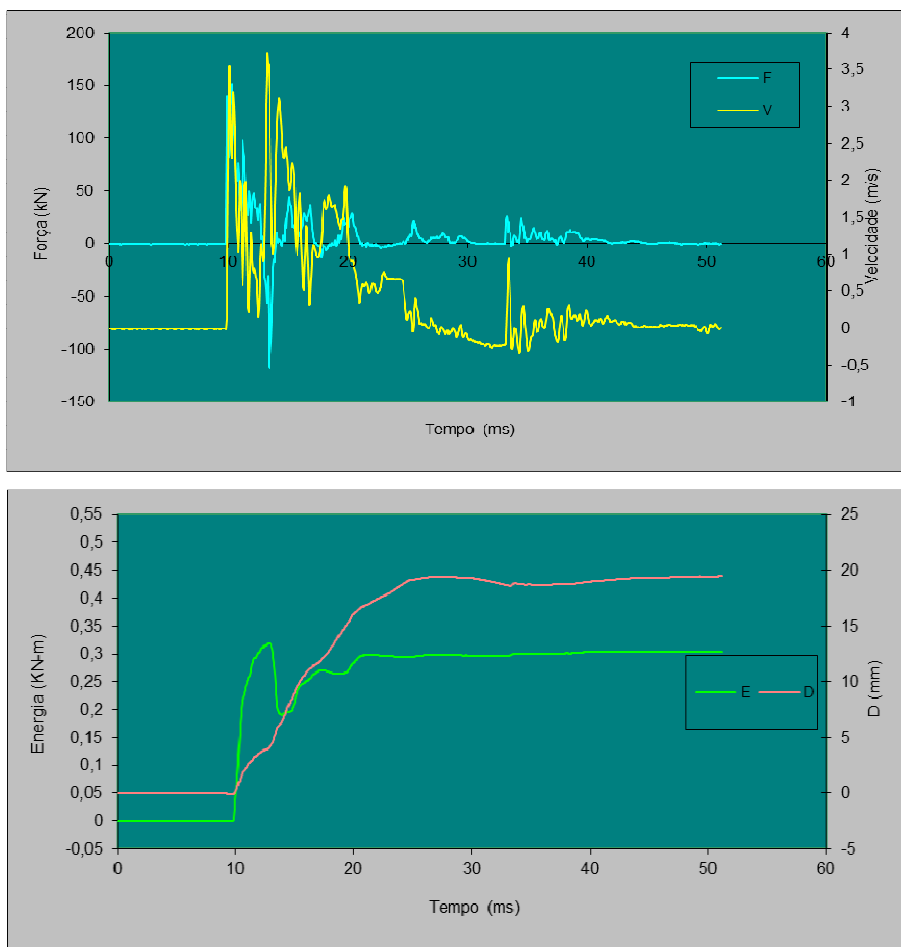


Figura 62 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 14/23, correspondente à profundidade de 5,59 m (NSPT=11)

A Figura 62 ilustra a existência de 3 pulsos de compressão. O primeiro diz respeito ao impacto inicial e os dois seguintes decorrentes de pulsos (impactos) sucessivos do martelo, os quais conferem um incremento de penetração do amostrador no solo bastante significativo. Observa-se ainda que a reflexão por tracção originada em cada um dos pulsos diminui gradualmente, o que se compreende dado que por efeito de dissipação, a energia disponível em cada um deles é menor que a anterior o que faz com que a força mobilizada como é menor tem menos capacidade para vencer a resistência do solo.

Analisando o primeiro pulso, correspondente ao impacto inicial do martelo com o batente, damos conta de uma série de ocorrências.

Assim observa-se que para o tempo $2L'/c$ (sendo L' corresponde ao comprimento desde a secção instrumentada até ao topo do amostrador SPT), ocorre uma reflexão de compressão a qual deverá estar relacionada com as diferentes impedâncias relativas à cabeça do amostrador e do trem de varas. Este facto é reproduzido no sinal da velocidade através da sua redução. Observa-se ainda que após o tempo $2L/c$, ocorre uma forte diminuição da força sobressaindo uma reflexão

por tracção motivada pela reduzida resistência à penetração oferecida pelo solo, o que motiva o incremento da velocidade da partícula, no mesmo período de diminuição da força. Este aumento da velocidade da partícula no topo do trem de varas causa a descolagem entre o martelo e o batente o que origina a ocorrência de um segundo pulso de compressão.

É possível observar que neste segundo pulso ainda está envolvida uma parcela significativa de energia a qual é transmitida ao sistema gerando uma apreciável penetração suplementar do amostrador. Neste segundo pulso observa-se após o tempo $2L/c$, que ocorre de imediato uma segunda solicitação proveniente da reflexão do amostrador, que aumenta o pico da segunda onda de compressão. Este facto é possível dado que ocorre para um trem de varas curto.

Merece ainda destaque o facto de ocorrerem ciclos de onda antes de terminar o efeito do primeiro impacto, aos quais correspondem parcelas sucessivas de penetração do amostrador.

Em alguns casos, os registos que envolvem menores níveis energéticos que deverão estar relacionados com o facto de o martelo não ter mantido sempre uma posição vertical, originando na descida do mesmo ao longo da vara guia a mobilização de maiores esforços de atrito, o que originou consequentemente perda de energia potencial.

Na Figura 63, e perante o exemplo dado à profundidade de 5,59m, apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo. Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,326$ kN.m, e tendo como referência a energia padrão (0,473 kN.m), uma eficiência energética $ETR=68,93$ %, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=4,6$ %.

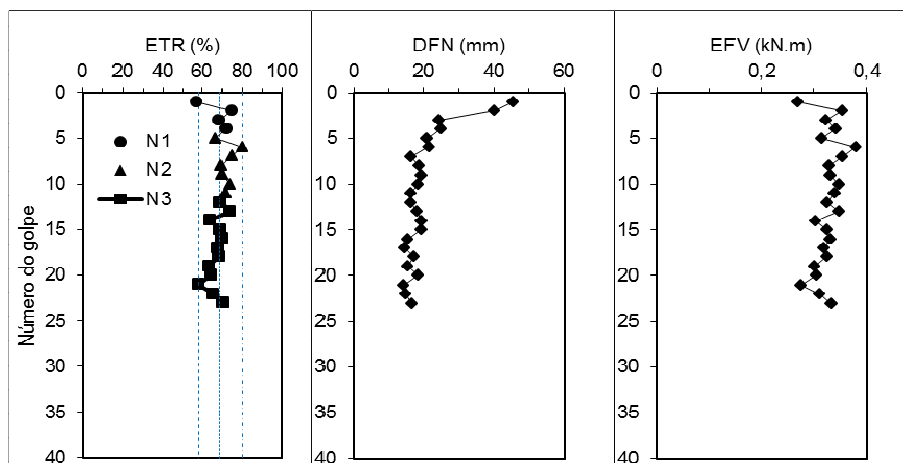


Figura 63 - Resultados dos registos energéticos do martelo á profundidade de 5,59m

Procedendo à análise dos registos correspondente ao golpe 66/70, à profundidade 11,99m observa-se que os mesmos são bastante consistentes. Na Figura 64 apresenta-se o registo, que exemplifica o que acontece na maioria dos registos efectuados neste ensaio SPT, correspondente a areias siltosas muito compactas.

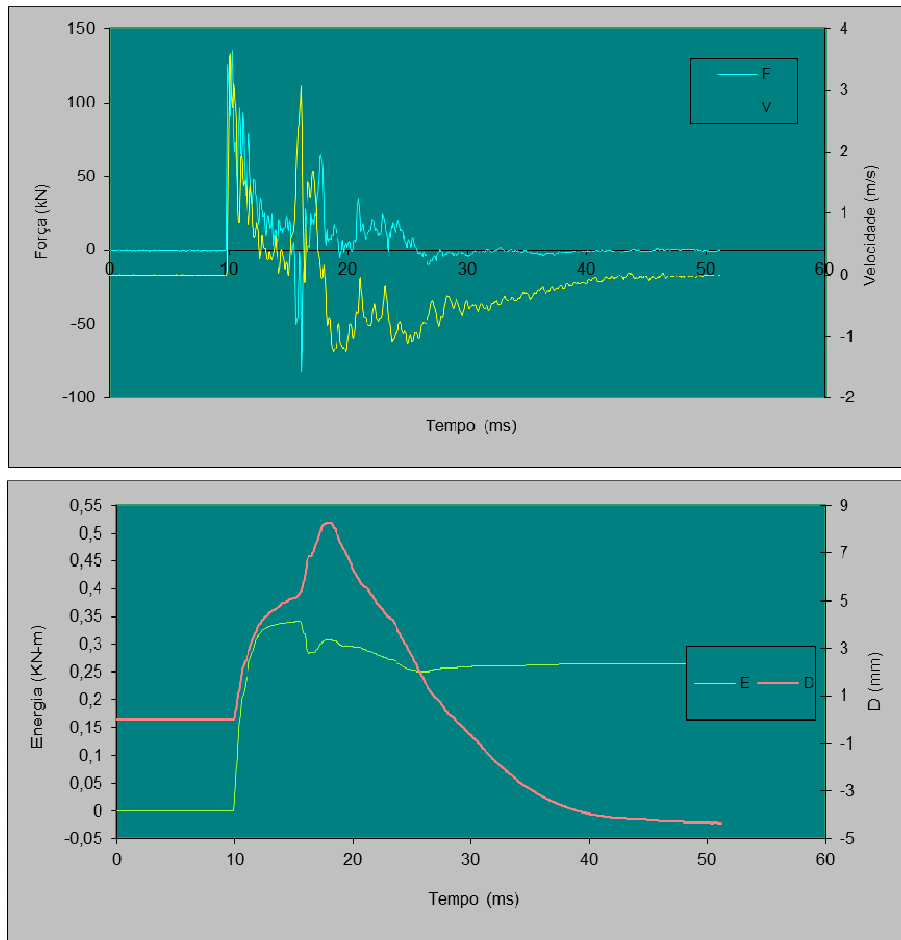


Figura 64 - Registos de força e velocidade, energia e deslocamento/penetração para o golpe 66/70, correspondente à profundidade de 11,99 m (NSPT=11)

Na Figura 65, e perante o exemplo dado à profundidade de 11,99m, apresentam-se os resultados obtidos de verificação da eficiência energética do martelo. Estes revelam um valor médio de energia transmitida ao trem de varas de $EFV=0,269$ kN.m, e tendo como referência a energia padrão (0,473 kN.m), uma eficiência energética $ETR=56,79$ %, a que corresponde um desvio-padrão $\delta=6,5$ %.

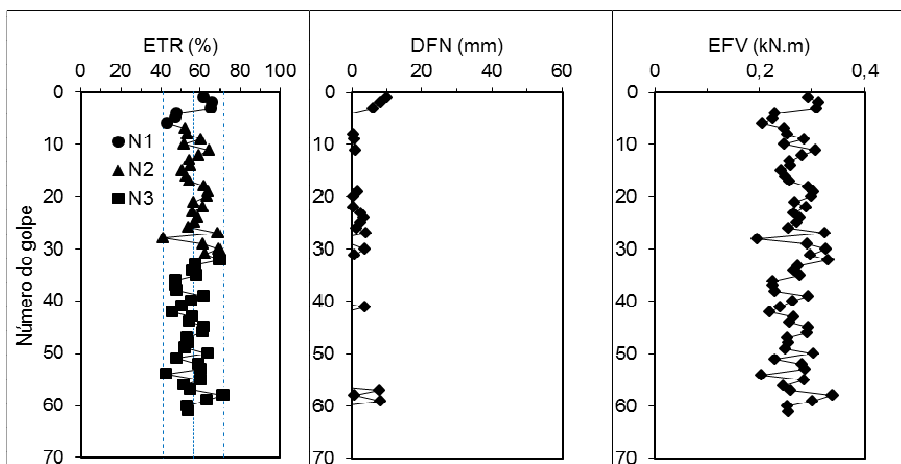


Figura 65 - Resultados dos registos energéticos do martelo á profundidade de 11,99m

5.5 RESULTADOS FINAIS

O programa de calibração levado a cabo constou de uma fase preliminar de experimentação do equipamento e de análise dos registos à luz da teoria da equação de onda e de duas campanhas de medições. Na Tabela 13 apresenta-se um resumo das medições efectuadas.

Tabela 13 - Medições efectuadas na calibração energética dos martelos SPT.

<i>Campanha</i>	<i>Martelo</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>N1+N2+N3</i>	<i>N_{SPT}</i>	<i>Nº total de registos efectuados SPT-Analyzer</i>
Preliminar	Sem nº	1,30	3+2+2	4	8
		2,30	0+1+0	1	1
		3,98	0+0+0	0	0
		5,48	1+1+0	1	2
		6,96	7+5+6	11	19
		8,36	18+55+5	60	107
1ª	MRT 11	1,25	8+14*	60	22
	MRT 05	1,74	20+21+18	39	65
	MRT 07	2,77	4+9+9	18	22
	MRT 03	3,43	**	-	-
	MRT 04	3,43	5+8+11	19	33
	MRT 08	4,38	6+9+13	22	33
	MRT 09	4,72	9+13+14	27	35
	MRT 06	5,25	9+13+13	26	35
2ª	MRT 08	1,27	14+9+15*	60	40
	MRT 10	2,85	11+12+12	24	35
	MRT 04	4,37	8+8+12	20	28
	MRT 05	5,81	8+5+8	13	21
3ª	Sem nº	0,82	9+5+2	7	17
		1,92	3+3+6	9	13
		2,64	3+4+8	12	14
		4,29	8+14+16	30	36
		5,08	15+16+15	31	47
		5,59	4+8+11	19	23
		7,34	6+17+29	46	52
		8,04	11+26+34	60	71
		9,04	6+12+29	41	45
		10,09	13+26+34	60	73
		11,09	20+26+7*	60	53
11,99	16+25+30	55	61		

* - Parou-se o registo para proteger a vara instrumentada (repique do martelo)

** - O martelo não conseguiu levantar;

Os resultados energéticos obtidos, em cada uma das medições de calibração constam, em resumo da Tabela 14.

Tabela 14 - Valores da calibração energética dos martelos SPT.

<i>Campanha</i>	<i>Martelo</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>EFV (kN.m)</i>	<i>ETR (%)</i>
Preliminar	Sem nº	1,30	0,633	145,4
		2,30	0,443	93,6
		3,98	-	-
		5,48	0,446	94,2
		6,96	0,502	106,4
		8,36	0,578	122,2
				EFV _{méd} = 0,568
1ª	MRT 11	1,25	0,412	87,11
	MRT 05	1,74	0,469	98,09
	MRT 07	2,77	0,480	101,30
	MRT 03	3,43	-	-
	MRT 04	3,43	0,404	88,56
	MRT 08	4,38	0,353	74,62
	MRT 09	4,72	0,388	82,01
	MRT 06	5,25	0,411	86,79
2ª	MRT 08	1,27	0,358	75,56
	MRT 10	2,85	0,387	81,74
	MRT 04	4,37	0,423	89,36
	MRT 05	5,81	0,484	102,21
3ª	Sem nº	0,82	0,325	68,38
		1,92	0,286	60,33
		2,64	0,339	68,32
		4,29	0,306	64,65
		5,08	0,319	67,50
		5,59	0,326	68,93
		7,34	0,343	72,58
		8,04	0,316	67,09
		9,04	0,322	67,99
		10,09	0,317	67,02
		11,09	0,284	59,99
11,99	0,269	56,79		

Tendo em consideração os martelos calibrados e recalibrados apresenta-se na Tabela 15 o valor final a adoptar como referência de calibração energética dos martelos SPT.

Tabela 15 - Energia efectiva disponibilizada pelos martelos SPT.

Martelo	EFV (kN.m)	ETR (%)
MRT 04	0,423	89,36
MRT 05	0,484	102,21
MRT 06	0,411	86,79
MRT 07	0,480	101,30
MRT 08	0,358	75,56
MRT 09	0,388	82,01
MRT 10	0,387	81,74
MRT 11	0,412	87,11

Para efeitos de avaliação do parâmetro N_{60} com os diversos martelos, este poder-se-á calcular recorrendo à utilização da Equação 2.19. Para tal será necessário determinar para cada martelo a relação entre E_{medido}/E_{60} . Na Tabela 16 apresenta-se o valor dessa relação.

Tabela 16 - Valores da relação energética para o cálculo de N_{60} .

Martelo	EFV (kN.m)	E_{medido}/E_{60}
MRT 04	0,423	1,490
MRT 05	0,484	1,704
MRT 06	0,411	1,447
MRT 07	0,480	1,690
MRT 08	0,358	1,261
MRT 09	0,388	1,366
MRT 10	0,387	1,363
MRT 11	0,412	1,451

Dever-se-á nesta parte final referir que dever-se-á proceder o mais rapidamente possível à calibração dos martelos em falta, designadamente o martelo MRT 01, MRT 02 e MRT 03. Para além disso, dever-se-á recalibrar o martelo MRT 07.

5.6 ENSAIOS DE MICRO-ESTACAS À COMPRESSÃO E À TRACÇÃO

5.6.1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de micro-estacas à compressão e à tracção foram realizados no Estaleiro de Porto Alto, pelo Núcleo de Fundações da Direcção de Fundações e Geotecnia da Mota-Engil, Engenharia e Construção S.A.. Este ensaio pretende determinar o comportamento de uma micro-estaca de 165 mm de diâmetro com um comprimento de 12 m, quando submetida a esforços de tracção e de compressão.

5.6.2 PREPARAÇÃO DOS ENSAIOS

Como já foi referido, as micro-estacas utilizadas foram sujeitas aos ensaios de carga em compressão e tracção, com uma ligação entre tubos do tipo macho-fêmea foram colocadas numa furação e injectadas através do sistema IGU (injecção geral e uniforme - técnica de injecção da calda de cimento com obturador simples) em todo o seu comprimento. De modo a que se pudessem aplicar as cargas, construiu-se uma viga de reacção composta por dois perfis UNP300 dispostos paralelamente, apoiada em duas micro-estacas. A aplicação das cargas no ensaio de tracção foi feita através de um macaco hidráulico ligado a cinco cabos de pré-esforço amarrados à micro-estaca. No ensaio à compressão a carga também foi aplicada com um macaco hidráulico colocado entre a micro-estaca e a viga de reacção (Figura 66).



Figura 66 – Ensaio de carga sobre a micro-estaca no Estaleiro de Porto Alto

Ressalve-se o facto de a autora não ter estado presente aquando a realização destes ensaios de carga nas micro-estacas à compressão e à tracção, realizados em 2009, no Estaleiro de Porto Alto, em Lisboa. Estes dados foram fornecidos pelo Núcleo de Fundações da Mota-Engil, e integrados nesta dissertação.

5.6.3 ENSAIO À TRACÇÃO

O ensaio consistiu na aplicação de uma força de tracção na micro-estaca em patamares de 100 kN até que esta atingisse a rotura. Em cada patamar esperou-se 30 minutos de modo a garantir que os deslocamentos estabilizassem, tendo-se registado os seus valores a cada 5 minutos. O controlo da carga aplicada foi feito recorrendo a uma célula de carga colocada na base do macaco hidráulico.

De modo a monitorizar os movimentos na viga de reacção colocaram-se, numa estrutura independente, três deflectómetros que mediam os deslocamentos verticais junto do macaco hidráulico numa secção intermédia da viga e no topo de uma das micro-estacas que serviam como apoio à viga. Já os deslocamentos verticais da micro-estaca foram controlados medindo os deslocamentos verticais de três vértices da chapa de topo. Também neste caso os deflectómetros ficaram apoiados numa estrutura independente daquela utilizada para realizar o ensaio.

Mostra-se na Figura 67 o esquema de ensaio utilizado.

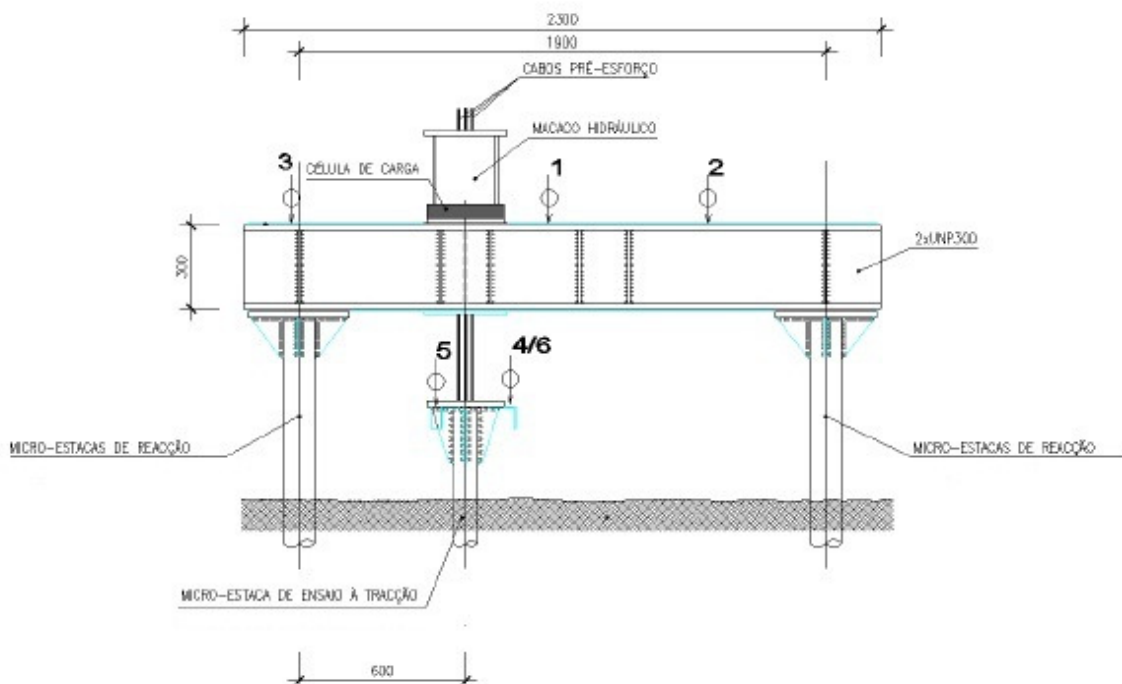


Figura 67 - Esquema de ensaio à tracção utilizado.

5.6.4 ENSAIO À COMPRESSÃO

O ensaio à compressão foi dividido em dois ciclos de carga: no primeiro testou-se a resposta da micro-estaca numa situação de serviço, tendo-se para isso carregado gradualmente a micro-estaca por patamares de 100 kN até aos 400 kN, altura em que foi descarregada, primeiro para os 200 kN e depois totalmente. Em cada patamar de carga esperou-se 60 minutos para que os deslocamentos estabilizassem, tendo-se registado os deslocamentos aos 0, 5, 10, 15, 30 e 60 minutos. Nos patamares de descarga, o registo dos deslocamentos efectuou-se aos 0, 5 e 10 minutos para os 200 kN e aos 0, 5, 10, 15, 30 minutos após a descarga estar concluída.

No segundo ciclo de carga procurou-se levar a micro-estaca à rotura. Para tal, aplicou-se um carregamento por etapas de 100 kN até se atingir a rotura. À semelhança do que tinha sido feito na fase anterior, em cada patamar registaram-se os deslocamentos da micro-estaca em 6 momentos de modo a determinar o seu andamento.

De modo a registarem-se os movimentos mais relevantes utilizaram-se seis deflectómetros, distribuídos da forma representada na Figura 68.

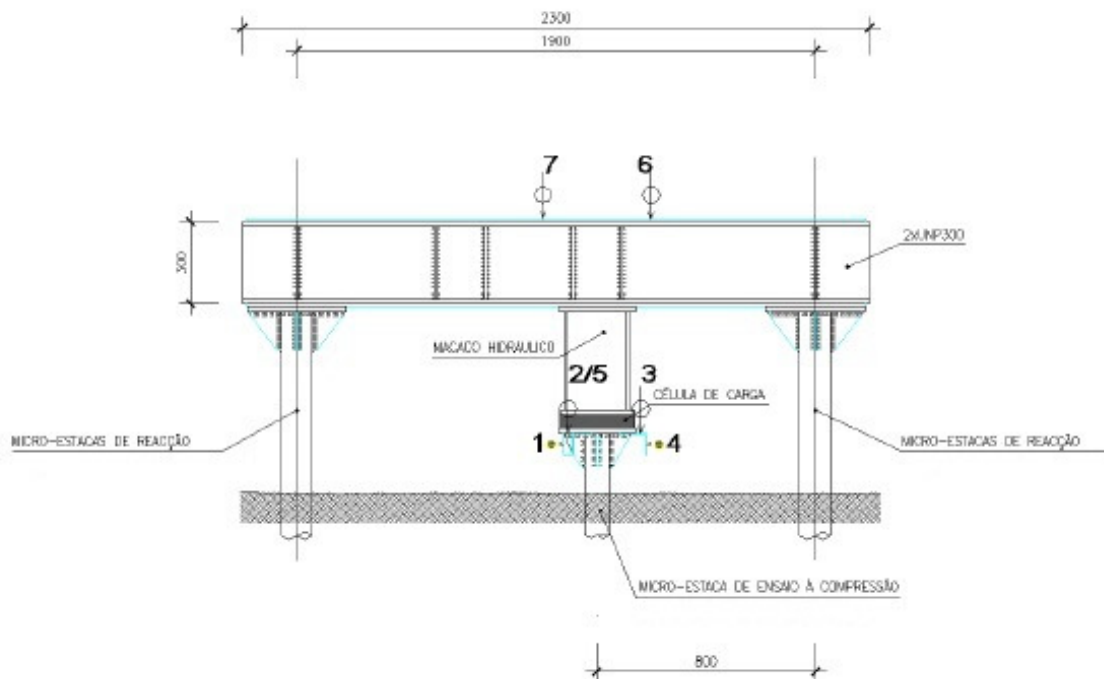


Figura 68 - Esquema de ensaio à compressão utilizado.

5.6.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS

5.6.5.1 ENSAIO À TRACÇÃO

As leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à tracção estão representadas na Tabela 17.

Tabela 17 – Leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à tracção

Carga (kN)	Tempo (min)	Deflectómetros						
			D1 δ (mm)	D2 δ (mm)	D3 δ (mm)	D4 δ (mm)	D5 δ (mm)	D6 δ (mm)
100	0	100-0	40,95	1,95	8	2	4	3
200	0	200-0	39,5	1,65	7,7	2,53	4,7	3,42
300	0	300-0	38,7	1	7,2	3,3	5,4	3,8
	5	300-5	38,7	1,1	7,2	3,03	5,4	3,8
	10	300-10	38,7	1,13	7,2	3,03	5,4	3,82
	15	300-15	38,7	1,3	7,13	3,03	5,52	3,8
	30	300-30	38,7	1,1	7,13	3,03	5,4	3,8
400	0	400-0	37,9	0,5	6,4	4,18	6,9	4,8
	5	400-5	36,9	0,54	6,4	4,2	6,9	4,8
	10	400-10	36,93	0,59	6,54	4,23	6,93	4,9
	15	400-15	36,9	0,59	6,45	4,25	6,95	4,9
	30	400-30	36,2	0,58	6,44	4,27	6,96	4,9
500	0	500-0	34,3	0,1	5,8	5,6	8,52	6,14
	5	500-5	34,3	0,1	5,75	5,66	8,58	6,18
	10	500-10	34,3	0,1	5,74	5,66	8,58	6,22
	15	500-15	34,3	0,1	5,74	5,66	8,58	6,22
	30	500-30	34,3	0,11	5,74	6,68	8,6	6,24
600	0	600-0	32,35	0,08	4,85	7,76	10,03	8,23
	5	600-5	32,35	0,08	4,82	7,78	10,04	8,23
	10	600-10	32,35	0,08	4,82	7,78	10,04	8,23
	15	600-15	32,36	0,09	4,82	7,79	10,04	8,23
	30	600-30	32,36	-	4,82	7,8	10,04	8,23

Nota – Rotura da micro-estaca aos 660kN

Para o estudo em causa, foram analisadas e tratadas as leituras dos deflectómetros colocados no topo da micro-estaca (D4, D5 e D6). Dessas leituras foi possível traçar o seguinte gráfico representado na Figura 69.

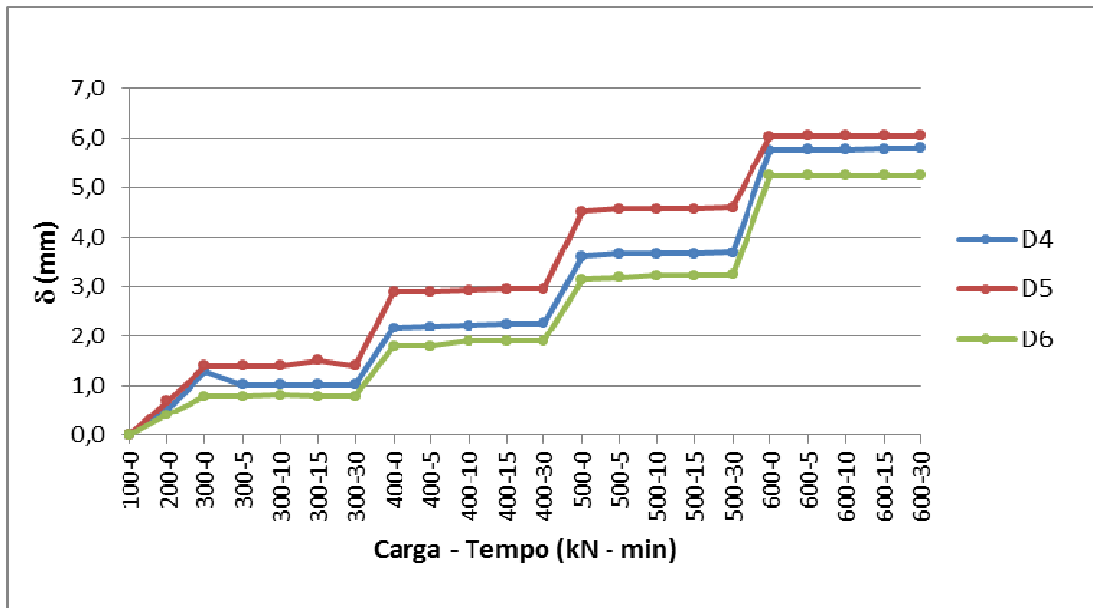


Figura 69 - Leituras dos deflectómetros (deslocamentos) realizadas durante o ensaio à tracção

No gráfico da Figura 69 observa-se que, regra geral, os deslocamentos se mantêm estáveis em cada patamar de carga, comportamento típico de uma estaca que resiste por atrito lateral. Dos deflectómetros D4, D5 e D6, colocados no topo da micro-estaca é possível concluir que se pode considerar um carregamento uniforme na estaca devido às pequenas diferenças registadas nas suas leituras.

Traçando graficamente a relação força-deslocamento na cabeça da micro-estaca, constata-se uma perda de rigidez axial com o aumento da carga aplicada. De facto, a rigidez até aos 300 kN é cerca de seis vezes superior à verificada entre os 300 kN e os 600 kN.

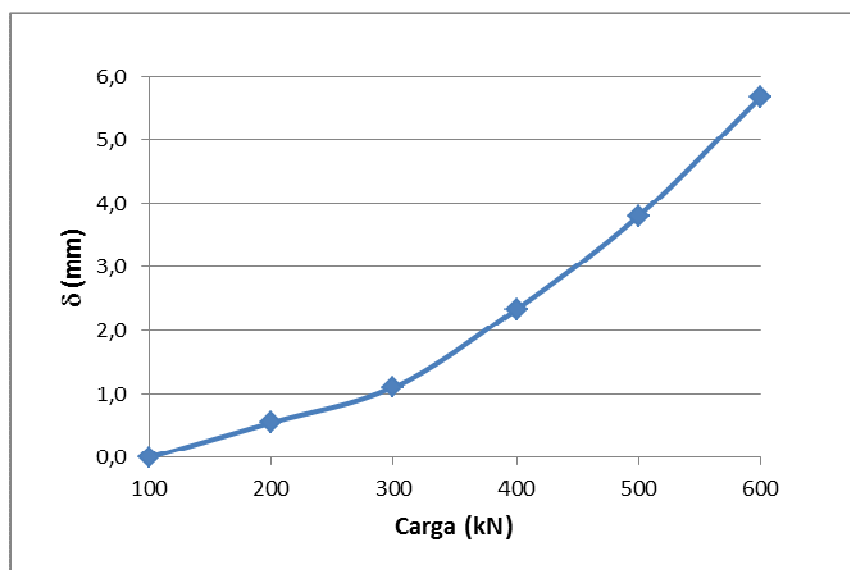


Figura 70 - Relação força – deslocamento na cabeça da micro-estaca no ensaio à tracção

A rotura da micro-estaca, no ensaio de carga à tracção aos 660 kN. Dado tratar-se de um ensaio de carga à tracção, onde a carga aplicada é resistida pela interacção de duas parcelas que actuam em sentido contrário a carga aplicada (o peso próprio da estaca e a resistência lateral) é conveniente proceder-se à correcção da carga de rotura, ou seja, descontar o peso próprio da micro-estaca (W).

Para o efeito, e considerando o peso específico do betão de 24 kN/m^3 , o peso próprio da micro-estaca será:

$$W = \gamma \times \pi \times D_{estaca} \times L_{estaca} = 24 \times \pi \times 0,165 \times 12 = 149,28 \text{ kN} \quad \text{(Equação 5.1)}$$

Por outro lado, quando a micro-estaca é submetida a esforços de tracção, ocorre uma redução do diâmetro da estaca e um alívio das tensões verticais do solo junto à mesma (Caso B). Já no caso de esforços à compressão ocorre um acréscimo de tensões verticais do solo junto à micro-estaca com o aumento do diâmetro (Caso A), como ilustra a Figura 71.

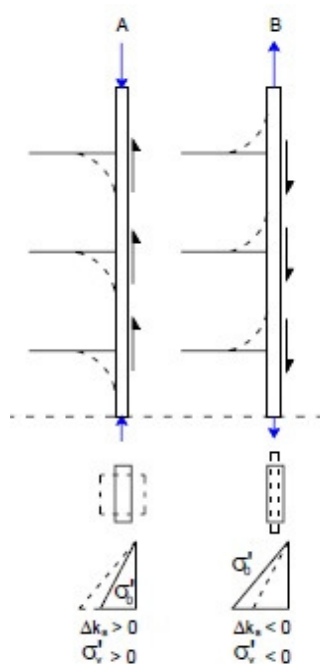


Figura 71 – Comportamento de estacas submetidas a esforços de tracção e compressão (Fellenius, 1984)

Como resultado, a unidade de resistência lateral, quando a micro-estaca é submetida a esforços de tracção pode ser menor do que quando submetida a esforços de compressão. Posto isto, e sendo este um dos factores que influencia a resistência lateral em estacas submetidas a esforços de tracção, em projecto o valor da capacidade de carga de rotura lateral deve ser definido de uma forma conservadora. Coduto (2001) sugere que o valor à tracção seja de 75% do valor à compressão.

Deste modo, o valor equivalente da carga lateral correspondente à compressão vem:

$$Q_{L(eq)} = \frac{660 - 149,28}{0,75} = 680,95 \text{ kN} \quad (\text{Equação 5.2})$$

5.6.5.2 ENSAIO À COMPRESSÃO – 1º CICLO DE CARGA

Tal como no ensaio à tracção, o comportamento exibido pela micro-estaca foi típico de uma estaca que funciona fundamentalmente por atrito lateral, isto é, em cada patamar de carga os deslocamentos estabilizaram de forma quase imediata.

As leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à compressão – 1º ciclo, estão representadas da Tabela 18.

Tabela 18 - Leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à compressão – 1º ciclo

Carga (kN)	Tempo (min)	Deflectómetros							
			D1 δ (mm)	D2 δ (mm)	D3 δ (mm)	D4 δ (mm)	D5 δ (mm)	D6 δ (mm)	D7 δ (mm)
100	0	100-0	5,09	8,24	8,44	5,9	9,039	6,58	6,69
	5	100-5	5,085	8,23	8,445	5,89	9,039	6,58	6,86
	10	100-10	5,095	8,23	8,445	5,89	9,039	6,59	6,81
	15	100-15	5,08	8,23	8,44	5,89	9,038	6,57	6,86
	30	100-30	5,08	8,22	8,43	5,89	9,037	6,58	6,87
	60	100-60	5,075	8,24	8,445	5,885	9,039	6,59	6,91
200	0	200-0	5,91	7,44	8,615	5,01	9,067	6,24	7,66
	5	200-5	5,905	7,44	8,61	5,015	9,067	6,21	7,63
	10	200-10	5,91	7,415	8,59	5,02	9,066	6,24	7,67
	15	200-15	5,905	7,42	8,6	5,01	9,066	6,29	7,73
	30	200-30	5,915	7,43	8,61	5,01	9,068	6,28	7,73
	60	200-60	5,91	7,42	8,6	5,01	9,07	6,3	7,71
300	0	300-0	5,71	6,35	7,5	5,11	9,079	7,12	8,62
	5	300-5	5,7	6,34	7,5	5,16	9,078	7,12	8,67
	10	300-10	5,75	6,34	7,495	5,115	9,078	7,11	8,67
	15	300-15	5,735	6,33	7,48	5,115	9,076	7,11	8,93
	30	300-30	5,74	6,32	7,47	5,12	9,076	7,075	8,92
	60	300-60	5,72	6,315	7,46	5,17	9,075	7,09	8,94
400	0	400-0	5,61	5,32	5,43	5,22	9,086	8,81	9,72
	5	400-5	5,615	5,31	5,415	5,28	9,086	8,81	9,74
	10	400-10	5,6	5,31	5,41	5,28	9,0855	8,8	9,74
	15	400-15	5,59	5,3	5,39	5,28	9,086	8,8	9,75
	30	400-30	5,59	5,3	5,41	5,29	9,086	8,8	9,75
	60	400-60	5,58	5,3	5,4	5,29	9,085	8,81	9,77

Tabela 18 - Leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à compressão – 1º ciclo
(Continuação)

Carga (kN)	Tempo (min)	Deflectómetros							
			D1 δ (mm)	D2 δ (mm)	D3 δ (mm)	D4 δ (mm)	D5 δ (mm)	D6 δ (mm)	D7 δ (mm)
200	0	200-0	5,64	6,22	6,39	5,22	9,061	7,92	8,9
	5	200-5	5,635	6,22	6,38	5,22	9,0615	7,91	8,91
	10	200-10	5,64	6,215	6,375	5,225	9,0615	7,91	8,91
0	0	0-0	5,69	8,36	8,33	5,18	9,04	5,42	7,35
	5	0-5	5,71	8,37	8,35	5,16	9,041	5,415	7,38
	10	0-10	5,725	8,38	8,355	5,15	9,041	5,42	7,38
	15	0-15	5,74	8,365	8,36	5,14	9,041	5,41	7,38
	30	0-30	5,74	8,35	8,37	5,14	9,041	5,405	7,375

Neste estudo foram analisadas e tratadas as leituras dos deflectómetros colocados do topo da micro-estaca (D2, D3 e D5), que apesar de três dos vértices da cabeça da micro-estaca estarem monitorizados, apenas foi possível retirar informação de dois deles (deflectómetros D2 e D3), uma vez que o deflectómetro D5 não se mostrou funcional.

Então, dessas leituras foi possível traçar o seguinte gráfico representado na Figura 72.

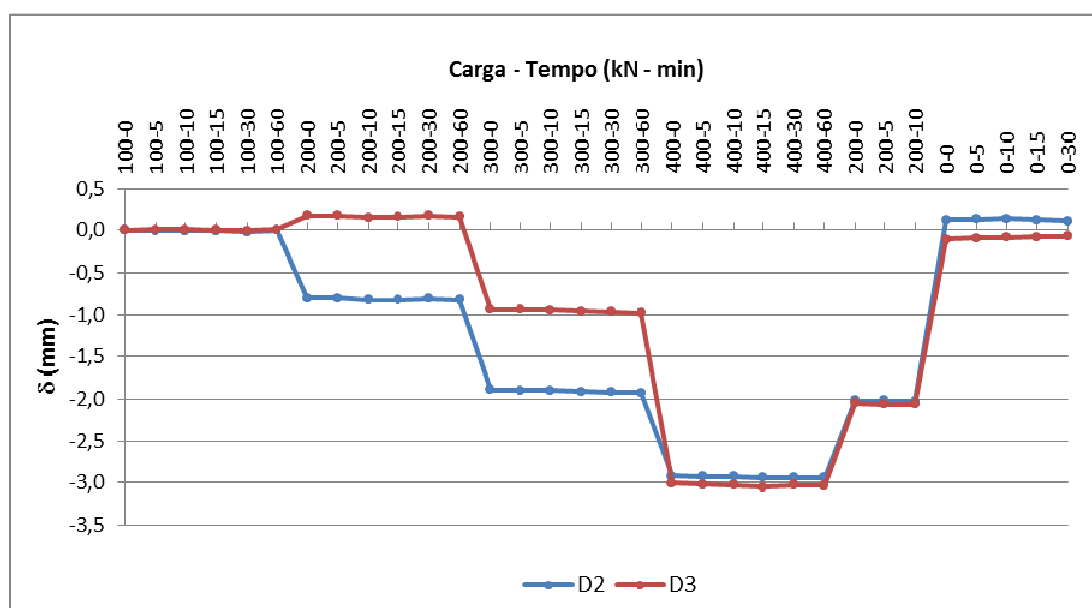


Figura 72 - Leituras dos deflectómetros (deslocamentos) na cabeça da micro-estaca no 1º ciclo de carga no ensaio à compressão

No primeiro ciclo de carga, cuja força máxima foi de 400 kN, verificou-se que após a descarga total, os deslocamentos à cabeça da micro-estaca eram praticamente iguais aos verificados para uma carga de 100 kN. Observou-se ainda que apresenta um comportamento elástico, não linear (Figura 73).

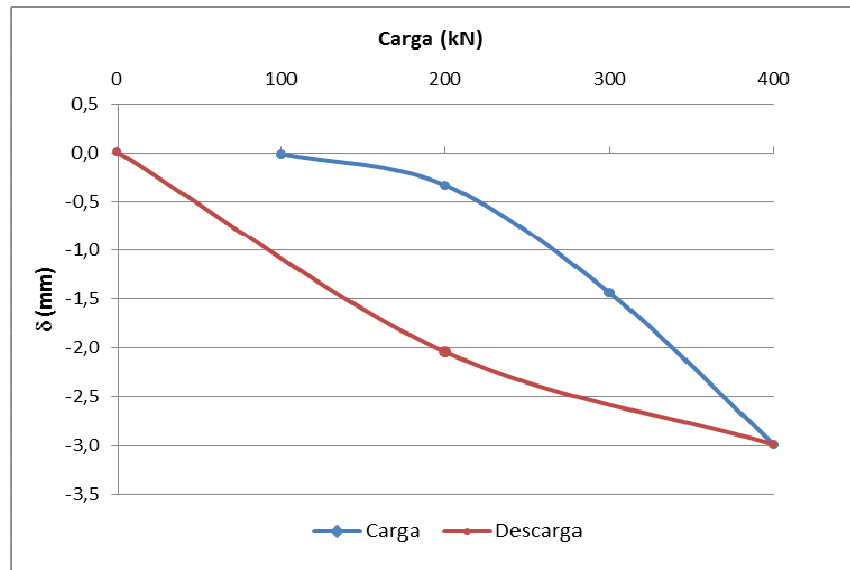


Figura 73 - Diagrama força – deslocamento da cabeça da micro-estaca no 1º ciclo de carga no ensaio à compressão

5.6.5.3 ENSAIO À COMPRESSÃO – 2º CICLO DE CARGA

Tal como nos ensaios anteriores, o comportamento exibido pela micro-estaca foi típico de uma estaca que funciona fundamentalmente por atrito lateral, isto é, em cada patamar de carga os deslocamentos estabilizaram de forma quase imediata, o que indica plastificação interfacial, dificultando na explicação da recuperação completa das deformações na descarga.

As leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à compressão – 2º ciclo, estão representadas da Tabela 19.

Neste estudo foram analisadas e tratadas as leituras dos deflectómetros colocados do topo da micro-estaca (D2, D3 e D5), que apesar de três dos vértices da cabeça da micro-estaca estarem monitorizados, apenas foi possível retirar informação de dois deles (deflectómetros D2 e D3), uma vez que o deflectómetro D5 não se mostrou funcional.

Tabela 19 - Leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à compressão – 2º ciclo

Carga (kN)	Tempo (min)	Deflectómetros							
			D1 δ (mm)	D2 δ (mm)	D3 δ (mm)	D4 δ (mm)	D5 δ (mm)	D6 δ (mm)	D7 δ (mm)
100	0	100-0	5,8	7,35	8,55	5,06	9,059	6,03	7,18
	5	100-5	5,8	7,34	8,55	5,06	9,059	6,025	7,18
	10	100-10	5,8	7,34	8,55	5,06	9,058	6,02	7,18
	15	100-15	5,8	7,35	8,55	5,06	9,058	6,02	7,17
	30	100-30	5,81	7,34	8,55	5,06	9,058	6,015	7,18

Tabela 19 - Leituras dos deflectómetros realizadas durante o ensaio à compressão – 2º ciclo
(Continuação)

Carga (kN)	Tempo (min)	Deflectómetros							
			D1 δ (mm)	D2 δ (mm)	D3 δ (mm)	D4 δ (mm)	D5 δ (mm)	D6 δ (mm)	D7 δ (mm)
200	0	200-0	5,72	6,48	7,65	5,14	9,085	7,7	8,94
	5	200-5	5,72	6,48	7,65	5,14	9,084	7,69	8,94
	10	200-10	5,72	6,48	7,65	5,14	9,084	7,69	8,94
	15	200-15	5,72	6,48	7,65	5,14	9,084	7,69	8,94
	30	200-30	5,72	6,46	7,64	5,14	9,084	7,67	8,93
300	0	300-0	5,62	6,63	6,77	5,22	9,014	7,34	9,66
	5	300-5	5,61	6,64	6,77	5,22	9,013	7,33	9,65
	10	300-10	5,61	6,62	6,77	5,23	9,013	7,33	9,64
	15	300-15	5,61	6,62	6,77	5,23	9,013	7,33	9,64
	30	300-30	5,61	6,61	6,75	5,23	9,012	7,3	9,62
400	0	400-0	5,47	5,68	5,75	5,37	9,033	8,04	9,42
	5	400-5	5,46	5,67	5,75	5,37	9,032	8,03	9,42
	10	400-10	5,46	5,66	5,74	5,38	9,032	8,03	9,42
	15	400-15	5,46	5,66	5,74	5,38	9,031	8,02	9,41
	30	400-30	5,46	5,64	5,71	5,38	9,029	8,02	9,41
500	0	500-0	4,31	4,48	4,5	6,54	9,024	9,74	10,18
	5	500-5	4,31	4,44	4,47	6,54	9,022	9,72	10,17
	10	500-10	4,31	4,44	4,46	6,54	9,021	9,71	10,16
	15	500-15	4,31	4,43	4,45	6,55	9,02	9,72	10,16
	30	500-30	4,31	4,41	4,44	6,55	9,019	9,71	10,15
	60	500-60	4,31	4,36	4,39	6,55	9,014	9,72	10,14
600	0	600-0	4,14	2,72	2,69	6,71	8,066	9,73	10,49
	5	600-5	4,12	2,71	2,68	6,72	8,065	9,72	10,49
	10	600-10	4,12	2,7	2,67	6,73	8,064	9,72	10,49
	15	600-15	4,1	2,69	2,66	6,73	8,064	9,72	10,49
	30	600-30	4,11	2,58	2,54	6,74	8,05	9,64	10,49
	60	600-60	4,12	2,48	2,45	6,73	8,04	9,61	10,49
700	0	700-0	4,95	9	9	6,95	8,031	5	5
	5	700-5	4,94	7,79	6,7	6,95	8,03	6,19	6,32
	10	700-10	4,94	7,79	6,7	6,95	8,03	6,18	6,32
	15	700-15	4,94	7,79	6,69	6,96	8,028	6,17	6,31
	30	700-30	4,93	7,75	6,66	6,97	8,026	6,16	6,29
800	0	800-0	4,75	4,06	4,88	6,16	8,072	7,36	7,58
	5	800-5	4,72	4,07	4,89	6,16	8,072	7,35	7,57
	10	800-10	4,72	4,08	4,9	6,17	8,072	7,35	7,57
	15	800-15	4,71	4,08	4,9	6,17	8,072	7,36	7,56
	30	800-30	4,71	4,08	4,9	6,18	8,072	7,35	7,56
900	0	900-0	4,41	2,98	1,72	5,08	8,08	9,65	9,93
	5	900-5	3,4	2,99	1,75	5,09	8,082	9,66	9,94

Nota – Reposicionamento dos deflectómetros no patamar dos 700kN

O segundo ciclo de carga, que pretendia levar a micro-estaca à rotura por compressão, foi dado por terminado aos 900 kN, altura em que registava um deslocamento vertical médio de 12,1 mm na cabeça da estaca. Tal como nos ensaios anteriores, os deslocamentos em cada patamar de carga estavam de acordo com os de uma estaca a funcionar por atrito lateral (Figura 74).

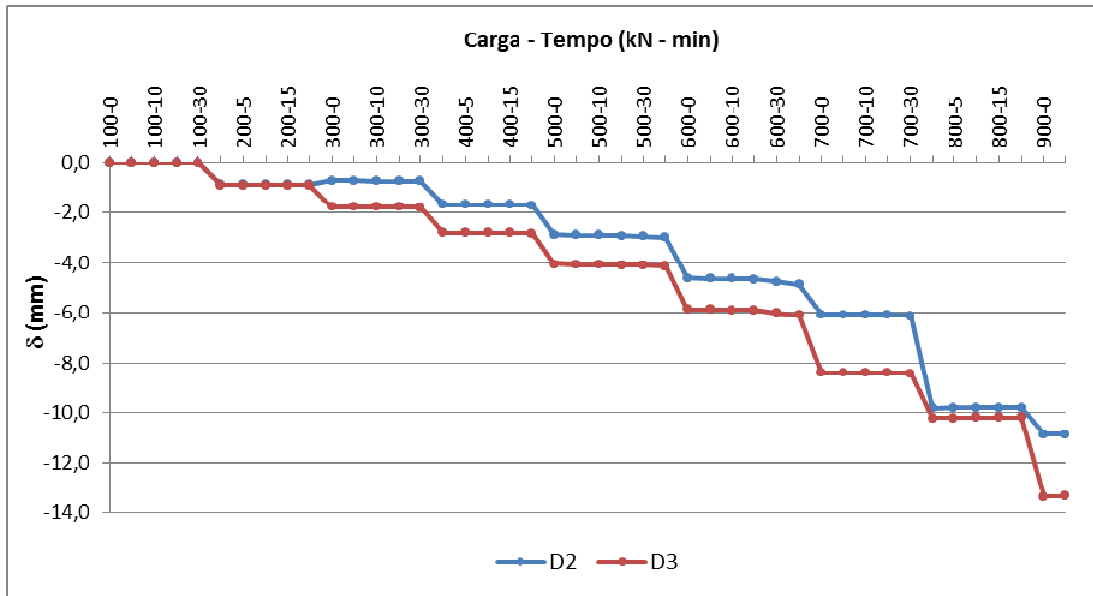


Figura 74 - Leituras dos deflectómetros (deslocamentos) na cabeça da micro-estaca no 2º ciclo de carga no ensaio à tracção

Analisando a Figura 74 é possível verificar que a rigidez axial da micro-estaca diminui com o aumento da força exercida. Por outro lado, verifica-se também, que os deslocamentos verificados até aos 500 kN (sensivelmente meio do ensaio) são de 3,5 mm, valor 3,5 vezes inferior ao verificado no final do ensaio.

A Figura 75 mostra a relação força-deslocamento obtido neste ensaio, que foi terminado aos 900kN, sem ter atingido a rotura da micro-estaca.

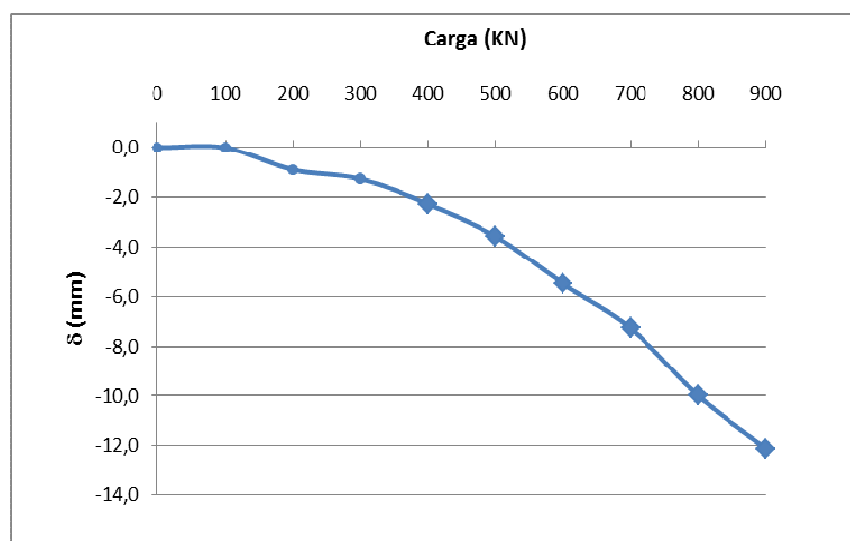


Figura 75 - Relação força – deslocamento no 2º ciclo de carga no ensaio à compressão

Finalmente conclui-se que a rotura da estaca não foi atingida, como é demonstrado pela inclinação da curva força-deslocamento na parte final do ensaio, que não tendo uma inclinação vertical, ou próxima disso, mostra que a micro-estaca ensaiada provavelmente poderia ainda suportar um carregamento maior.

Dado que a rotura da micro-estaca não foi atingida, procedeu-se à definição dessa carga através da extrapolação da curva de carga-assentamento, recorrendo-se aos métodos de Van der Veen e de Chin. Após a extrapolação da curva carga-assentamento, a definição da carga de rotura foi analisada por dois métodos, nomeadamente o da Norma Brasileira NBR 6122 e o de Davisson, como será explicado de seguida.

5.6.5.4 EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA DE CARGA-ASSENTAMENTO

5.6.5.4.1 Método de Van der Veen

De acordo com o método de Van der Veen, projectando todos os dados referentes ao ensaio de carga à compressão, num gráfico com ordenadas $-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right)$ e abscissas δ , e adicionado uma linha de tendência linear, obtêm-se os parâmetros a e b , como se pode verificar na como se pode verificar na Figura 76.

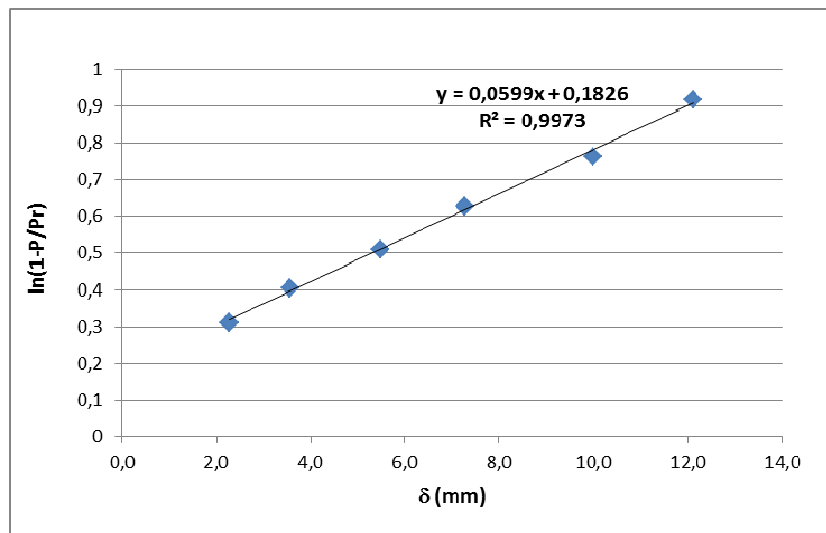


Figura 76 - Linha de tendência linear (método de Van der Veen, 1970)

Então temos: $a = 0,0599$ e $b = 0,1826$

Posto isto, e segundo o método enunciado, a descrição da curva carga-assentamento dos ensaios de carga na micro-estaca, é apresentada na Figura 77.

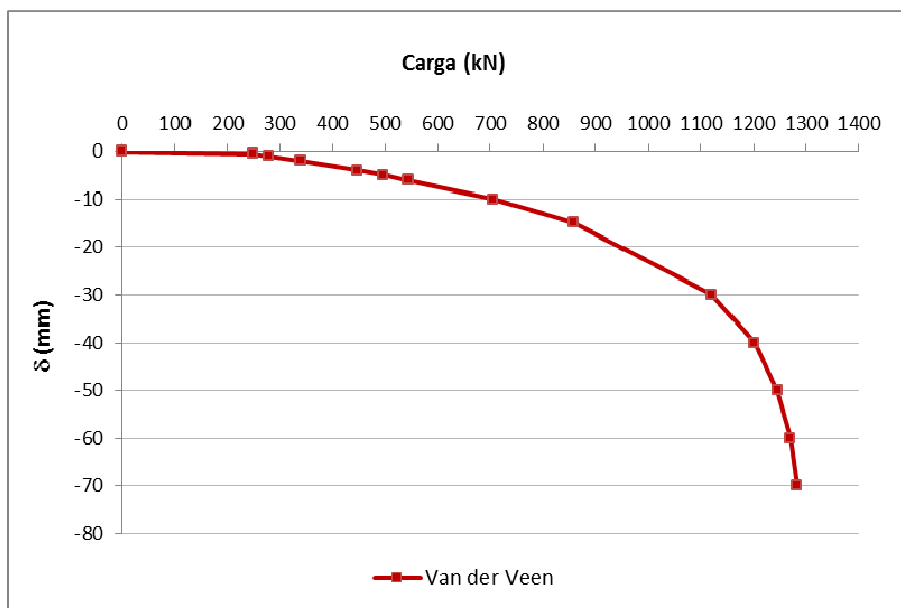


Figura 77 - Curva carga-assentamento dos ensaios de carga na micro-estaca (método de Van der Veen, 1970)

5.6.5.4.2 Método de Chin

De acordo com o enunciado no método de Chin, projectando todos os dados referentes ao ensaio de carga à compressão, num gráfico com ordenadas δ/P e abscissas δ , e adicionando uma linha de tendência linear, obtêm-se os parâmetros a e b , como se pode verificar na Figura 78.

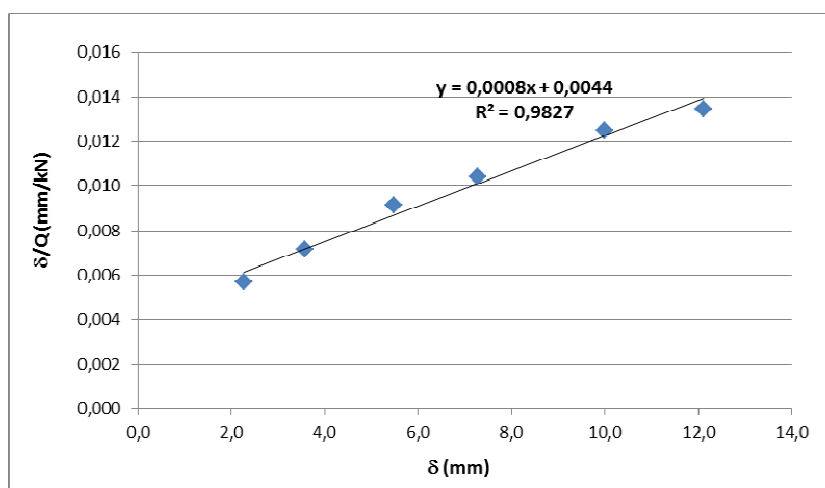


Figura 78 - Linha de tendência linear (método de Chin, 1971)

Esta linha de tendência é expressa:

$$\frac{\delta}{Q} = a + b \cdot \delta = 0,0049 + 0,0007\delta \quad \text{(Equação 5.3)}$$

Desta expressão retira-se que $a = 0,0049$ e $b = 0,0007$.

Posto isto, e segundo o método enunciado, a descrição da curva carga-assentamento dos ensaios de carga na micro-estaca, é apresentada na Figura 79.

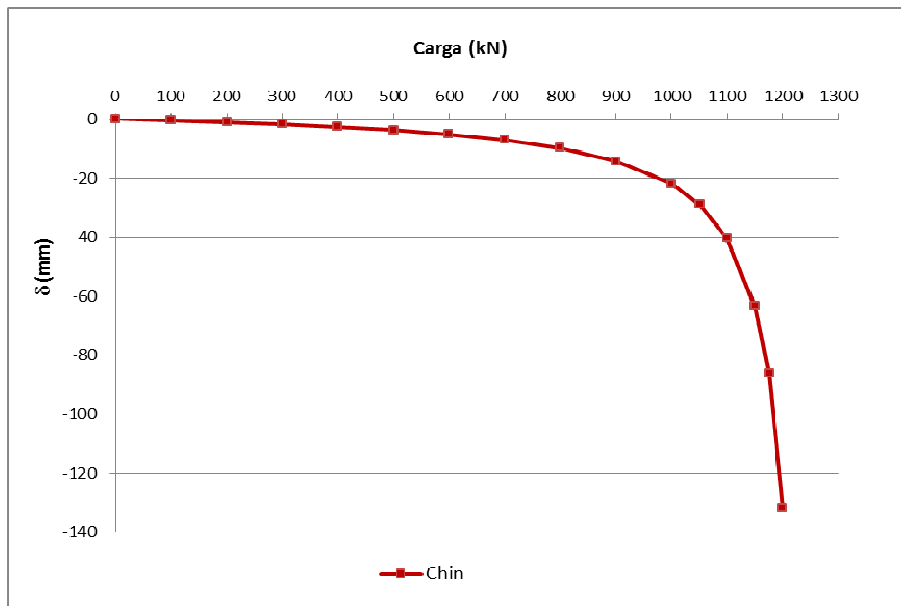


Figura 79 - Curva carga-assentamento dos ensaios de carga na micro-estaca (método de Chin, 1971)

5.6.5.4.3 Método da Norma Brasileira NBR 6122

No método da Norma Brasileira NBR 6122 o valor da carga de rotura é definido pela intersecção da curva de carga-assentamento com a recta definida pela equação:

$$\delta = \frac{QL}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad \text{(Equação 5.4)}$$

Onde:

L – comprimento total da estaca = 12000 mm;

A – área da secção transversal da estaca = $\pi(0,165/2)^2 = 0,02138 \text{ m}^2$;

E – Módulo de elasticidade da estaca = $27,5 \times 10^6 \text{ kPa}$ (betão B20);

D – diâmetro do círculo circunscrito à estaca = 165 mm.

Admitindo valores de carga, obtém-se assim a recta definida pela Equação 5.4:

- Para Q=0 kN:

$$\delta = \frac{QL}{A \cdot E} + \frac{D}{30} = - \left(\frac{0 \times 12000}{0,02138 \times 27,5 \times 10^6} + \frac{165}{30} \right) = -5,50 \text{ mm} \quad \text{(Equação 5.5)}$$

- E para Q=1300 kN:

$$\delta = \frac{QL}{A \cdot E} + \frac{D}{30} = -\left(\frac{1300 \times 12000}{0,02138 \times 27,5 \times 10^6} + \frac{165}{30}\right) = -32,03 \text{ mm} \quad (\text{Equação 5.6})$$

De seguida, apresentam-se nas Figuras 80 e 81 a recta definida no método da norma Brasileira NBR 6122, projectada na curva de carga-assentamento extrapolada pelo método de Van der Veen e pelo método de Chin.

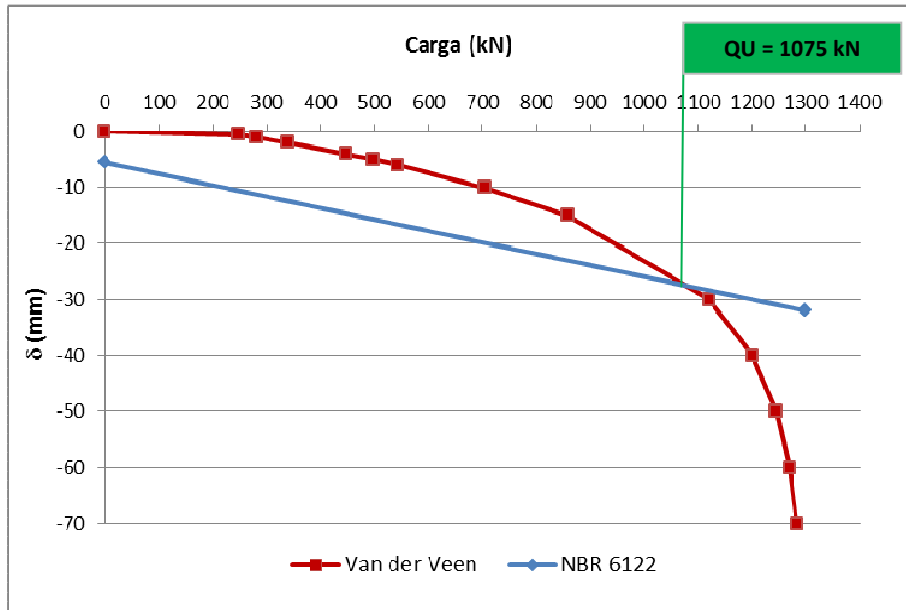


Figura 80 - Definição da carga de rotura total (Método de Norma Brasileira NBR 6122, considerando a extrapolação da curva carga-assentamento pelo método de Van der Veen)

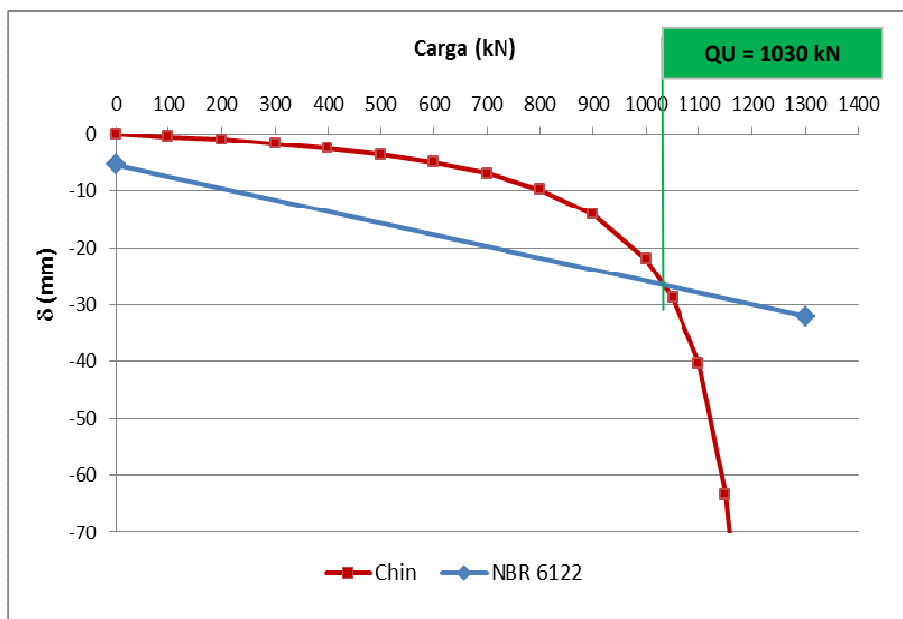


Figura 81 - Definição da carga de rotura total (Método de Norma Brasileira NBR 6122, considerando a extrapolação da curva carga-assentamento pelo método de Chin)

Analisando graficamente, verifica-se que a intersecção da curva de carga-assentamento, definida no método de Van der Veen, com a recta definida pelas Equações 5.5 e 5.6, a carga de rotura total acontece aos 1075 kN. Já a intersecção da curva de carga-assentamento, definida no método de Chin, com a mesma recta, a carga de rotura total verifica-se aos 1030 kN.

5.6.5.4.4 Método de Davisson

No método de Davisson o valor da carga de rotura é definido pela intersecção da curva de carga-assentamento com a recta definida pela equação:

$$\delta = \frac{QL}{A \cdot E} + \left(\frac{D}{120} + 3,8mm \right) \quad \text{(Equação 5.7)}$$

Onde:

L – comprimento total da estaca = 1200mm;

A – área da secção transversal da estaca = $\pi(0,165/2)^2 = 0,02138 \text{ m}^2$;

E – Módulo de elasticidade da estaca = $27,5 \times 10^6 \text{ kPa}$ (betão B20);

D – diâmetro do círculo circunscrito à estaca = 0,165 m.

Admitindo valores de carga, obtém-se assim a recta definida pela Equação 5.7:

- Para Q=0 kN:

$$\delta = \frac{QL}{A \cdot E} + \left(\frac{D}{120} + 3,8 \right) = - \left(\frac{0 \times 12000}{0,02138 \times 27,5 \times 10^6} + \left(\frac{165}{120} + 3,8 \right) \right) = -5,18 \text{ mm} \quad \text{(Equação 5.8)}$$

- E para Q=1200 kN:

$$\delta = \frac{QL}{A \cdot E} + \left(\frac{D}{120} + 3,8 \right) = - \left(\frac{1200 \times 12000}{0,02138 \times 27,5 \times 10^6} + \left(\frac{165}{120} + 3,8 \right) \right) = -29,67 \text{ mm} \quad \text{(Equação 5.9)}$$

De seguida, apresentam-se nas Figuras 82 e 83 a recta definida no método de Davisson projectada na curva de carga-assentamento extrapolada pelo método de Van der Veen e pelo método de Chin.

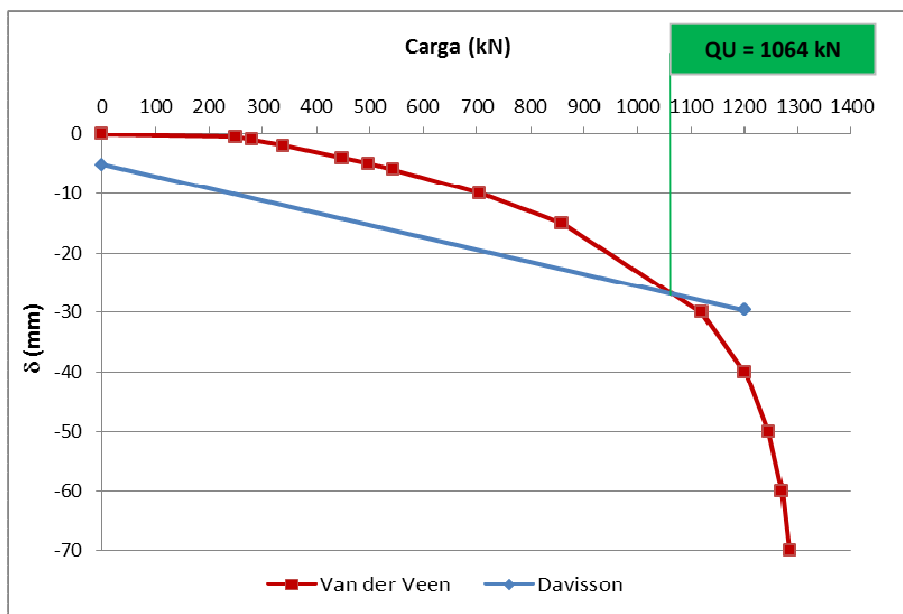


Figura 82 - Definição da carga de rotura total (Método de Davisson, considerando a extrapolação da curva carga-assentamento pelo método de Van der Veen)

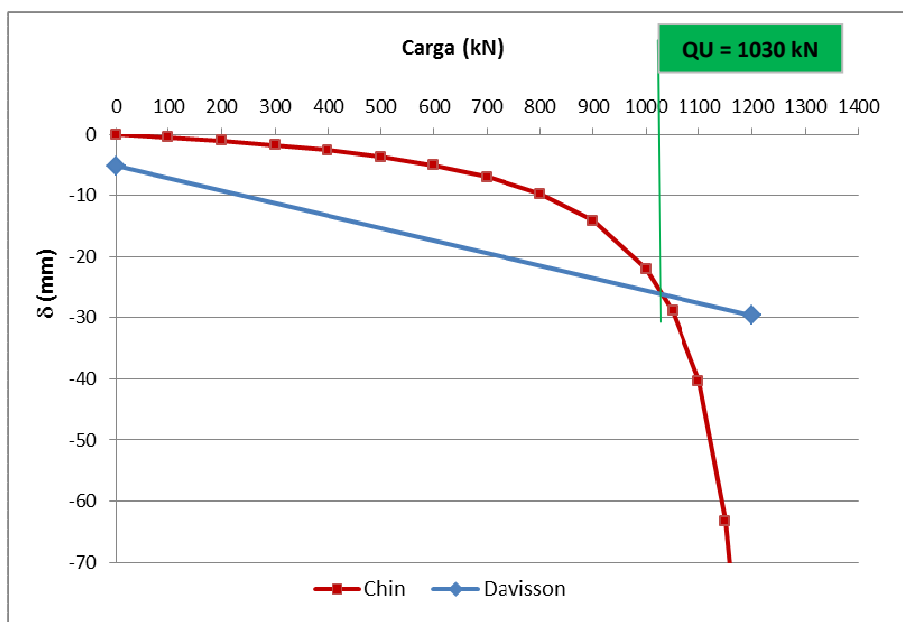


Figura 83 - Definição da carga de rotura total (Método de Davisson, considerando a extrapolação da curva carga-assentamento pelo método de Chin)

Analisando graficamente, verifica-se que a intersecção da curva de carga-assentamento, definida no método de Van der Veen, com a recta definida pelas Equações 5.8 e 5.9, a carga de rotura total acontece aos 1064 kN. Já a intersecção da curva de carga-assentamento, definida no método de Chin, com a mesma recta, a carga de rotura total verifica-se aos 1030 kN.

5.7 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

A estimativa da capacidade de carga pelos métodos Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Bustamante & Gianeselli (1982), foram realizados através de folhas de cálculo, conforme apresentado nas Tabelas 20 à 22. Importa salientar-se que os resultados dos ensaios SPT apresentados nos quadros respectivos foram obtidos num furo de sondagem realizado a cerca de 6m dos locais de ensaios de carga das micro-estacas. O boletim do log de sondagem encontra-se em anexo I.

A folha de cálculo inicia-se com a introdução dos dados iniciais relativos da micro-estaca, tais como: diâmetro da micro-estaca (ϕ), comprimento da micro-estaca (L), perímetro da micro-estaca (U) e secção transversal da ponta da micro-estaca (A_p).

Na primeira e segunda coluna, são apresentadas as profundidades, pretendidas e realmente atingidas, respectivamente. Na terceira coluna apresenta-se o tipo de solo transposto pelo amostrador, obtidos através do boletim do log de sondagem. Na quarta e quinta coluna apresenta-se os resultados dos ensaios SPT medidas pelo sondador e pelo SPT Analyser. No caso, do método de Décourt & Quaresma é apresentada uma sexta coluna que representa os resultados do ensaio SPT adoptados, de acordo com o proposto pelo método. Note-se que estes resultados foram obtidos num furo de sondagem realizado a cerca de 6m dos locais de ensaios de carga das micro-estacas. As colunas seguintes representam o comprimento da micro-estaca seguido da sua espessura, segmento ensaiado.

Nas colunas seguintes apresenta-se todos os cálculos necessários para se chegar aos valores médios de capacidade de carga lateral, ponta e total de rotura (Q_L , Q_p e Q_U), referentes a cada método enunciado. Para o efeito foram utilizadas as fórmulas enunciadas para cada método no Capítulo 2, mais precisamente no item 2.6.4.3.1 no que se refere ao método de Aoki & Velloso (1975), no item 2.6.4.3.2 para o método de Décourt & Quaresma (1978) e no item 2.6.4.3.3 no método de Bustamante & Gianeselli (1982).

Tabela 20 – Previsão da capacidade de carga pelo método de Aoki & Velloso (1975)

MÉTODOS DE AOKI & VELLOSO (1975)

Características - Dados iniciais

Φ	0,165	m	U	0,52	cm
L	12,00	m	Ap	0,0214	m ²

Estaca 1

Prof. Pretendida (m)	Prof. Atingida (m)	Tipo de Terreno	N _{SPT} medido	N _{SPT} registado	Compr. da Estaca (m)	Espessura (m)	Factores de correcção (resistências de ponta e lateral)		Factores de correcção (tipo de solo)		q _p (KPa)	Q _p (KN)	q _i (KPa)	Q _L (KN)	Q _U (KN)
							F1	F2	k (Mpa)	α (%)					
1	0,82	Areia siltosa	7	8	0,82	0,82	3,5	7	0,70	2,40			134,4	8,16	
2	1,92	Areia siltosa	9	10	1,92	1,10			0,70	2,40			168,0	13,68	
3	2,64	Argila	12	11	2,64	0,72			0,20	6,00			132,0	7,04	
4	4,29	Argila	30	28	4,29	1,65			0,20	6,00			336,0	41,05	
5	5,08	Argila	31	32	5,08	0,79			0,20	6,00			384,0	22,46	
6	5,59	Argila	19	19	5,59	0,51			0,20	6,00			228,0	8,61	
7	7,34	Argila	46	42	7,34	1,75			0,20	6,00			504,0	65,31	
8	8,04	Argila	60	60	8,04	0,70			0,20	6,00			720,0	37,32	
9	9,04	Argila	41	39	9,04	1,00			0,20	6,00			468,0	34,66	
10	10,09	Areia siltosa	60	60	10,09	1,05			0,70	2,40			1008,0	78,38	
11	11,09	Areia siltosa	60	60	11,09	1,00			0,70	2,40			1008,0	74,64	
12	11,99	Areia siltosa	55	55	11,99	0,90			0,70	2,40	11000	235,21	924,0	61,58	
Total												235,21		452,91	688,11

Tabela 21 - Previsão da capacidade de carga pelo método de Décourt & Quaresma (1978)

MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978)

Características - Dados iniciais

Φ	0,165	m	U	0,52	m
L	12,00	m	Ap	0,0214	m ²

Estaca 1

Prof. pretendida (m)	Prof. Atingida (m)	Tipo de Terreno	N _{SPT} medido	N _{SPT} registado	N _{SPT} adoptado	Comprimento da Estaca (m)	Espessura (m)	Factor de correcção (tipo de solo)	Factores de correcção (tipo de solo/estaca)		q _p (kPa)	Q _p (kN)	U.ΔL (m ²)	q _i (kPa)	Q _L (kN)	Q _U (kN)
								k (kPa)	α	β						
1	0,82	Areia siltosa	7	8	8	0,82	0,82	400	0,50	0,50			0,43	106,33	22,60	
2	1,92	Areia siltosa	9	10	10	1,92	1,1	400	0,50	0,50			0,57		30,32	
3	2,64	Argila	12	11	11	2,64	0,72	120	0,85	0,85			0,37		33,73	
4	4,29	Argila	30	28	28	4,29	1,65	120	0,85	0,85			0,86		77,30	
5	5,08	Argila	31	32	32	5,08	0,79	120	0,85	0,85			0,41		37,01	
6	5,59	Argila	19	19	19	5,59	0,51	120	0,85	0,85			0,26		23,89	
7	7,34	Argila	46	42	42	7,34	1,75	120	0,85	0,85			0,91		81,99	
8	8,04	Argila	60	60	50	8,04	0,7	120	0,85	0,85			0,36		32,80	
9	9,04	Argila	41	39	39	9,04	1	120	0,85	0,85			0,52		46,85	
10	10,09	Areia siltosa	60	60	50	10,09	1,05	400	0,50	0,50			0,54		28,94	
11	11,09	Areia siltosa	60	60	50	11,09	1	400	0,50	0,50			0,52		27,56	
12	11,99	Areia siltosa	55	55	50	11,99	0,9	400	0,50	0,50	10000	106,91	0,47		24,80	
Total												106,91			467,80	574,71

Tabela 22 - Previsão da capacidade de carga pelo método de Bustamante & Gianeselli (1982)

MÉTODO DE BUSTAMANTE & GIANESELLI (1982)

Características - Dados iniciais

Φ 0,165 m A_p 0,0214 m²

Estaca 1

Prof. pretendida (m)	Prof. Atingida (m)	Tipo de Terreno	N _{SPT} medido	N _{SPT} registado	Compr. da Estaca (m)	Espessura (m)	q _c (MPa)	Classe	K _c	q _b (kN/m ²)	q _b	q _s (kN/m ²)	q _{s,max} (kN/m ²)	q _{s,adopt} (kN/m ²)	As	Q _L (kN)	Q _P (kN)	Q _U (kN)
1	0,82	Areia siltosa	7	8	0,82	0,82	3,20	A	0,30	960,0	300	10,67	-	10,67	0,43	4,53		4,53
2	1,92	Areia siltosa	9	10	1,92	1,10	4,00	A	0,30	1200,0	300	13,33	-	13,33		7,60		7,60
3	2,64	Argila	12	11	2,64	0,72	3,14	A	0,30	942,9	-	-	15	15,00		5,60		5,60
4	4,29	Argila	30	28	4,29	1,65	8,00	B	0,40	3200,0	120	66,67	40	40,00		34,21		34,21
5	5,08	Argila	31	32	5,08	0,79	9,14	C	0,40	3657,1	150	60,95	80	60,95		24,96		24,96
6	5,59	Argila	19	19	5,59	0,51	5,43	B	0,40	2171,4	120	45,24	40	40,00		10,57		10,57
7	7,34	Argila	46	42	7,34	1,75	12,00	C	0,40	4800,0	150	80,00	80	80,00		72,57		72,57
8	8,04	Argila	60	60	8,04	0,70	17,14	C	0,40	6857,1	150	114,29	80	80,00		29,03		29,03
9	9,04	Argila	41	39	9,04	1,00	11,14	C	0,40	4457,1	150	74,29	80	74,29		38,51		38,51
10	10,09	Areia siltosa	60	60	10,09	1,05	24,00	C	0,30	7200,0	300	80,00	120	80,00		43,54		43,54
11	11,09	Areia siltosa	60	33	11,09	1,00	13,20	B	0,30	3960,0	300	44,00	-	44,00		22,81		22,81
12	11,99	Areia siltosa	55	55	11,99	0,90	22,00	C	0,30	6600,0	300	73,33	120	73,33		34,21	141,12	175,34
Total																328,15	141,12	469,27

5.8 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODOS BASEADO NA EQUAÇÃO DE ONDA (PROPOSTO)

Na Tabela 23 apresenta-se os resultados obtidos através do cálculo baseados na equação de onda (método proposto). Para o efeito, foi utilizada uma folha de cálculo, que iniciam com a introdução dos dados iniciais relativos da micro-estaca, amostrador, martelo e trem de varas, tais como: diâmetro da micro-estaca (ϕ), comprimento da micro-estaca (L), perímetro da micro-estaca (U), área lateral do amostrador (a_l), área de ponta do amostrador SPT (a_p), área de ponta ou base da micro-estaca (A_p), massa do martelo (M_m), aceleração da gravidade (g), altura de queda do martelo (h_m), peso de vara por metro (M_h/m), coeficiente de eficiência do martelo (η_1), coeficiente de perdas ao longo de trem de varas (η_2), coeficiente de eficiência do sistema (η_3), coeficientes de redução relacionado com o processo construtivo da estaca aplicados às resistências laterais (α) e de ponta (β).

É importante salientar que, no presente trabalho, não foram estabelecidos os coeficientes α e β , sendo utilizados os propostos por Lobo (2005). Por outro lado, salienta-se ainda, que o coeficiente η_1 utilizado, foi calculado através da média de 512 medições resultantes da 3ª campanha de calibração do martelo, enquanto que η_2 e η_3 se seguirá as recomendações de Odebrecht (2003) aquando da retro-análise dos dados de Cavalcante(2002), estando estes representados nas colunas décima primeira, segunda e terceira.

Na primeira e segunda coluna, são apresentadas as profundidades, pretendidas e realmente atingidas, respectivamente. Na terceira coluna apresenta-se o tipo de solo transposto pelo amostrador, obtidos através do boletim do log de sondagem (ver anexo I). Na quarta e quinta coluna apresenta-se os resultados dos ensaios SPT e respectivas penetrações medidas pelo sondador, enquanto que na sexta e sétima coluna são apresentados os resultados dos ensaios SPT e respectivas penetrações medidas pelo SPT Analyser. Note-se que estes resultados foram obtidos num furo de sondagem realizado a cerca de 6m dos locais de ensaios de carga das micro-estacas. Nas colunas seguintes estão representadas a penetração permanente do amostrador devido à aplicação do número de pancadas do martelo ($\Delta\rho$), o comprimento de varas utilizado/necessário para atingir a profundidade pretendida e o segmento da micro-estaca ao qual se aplica a resistência lateral unitária (ΔL).

De seguida é calculado a força de reacção dinâmica do solo à cravação do amostrador, de acordo exibido no capítulo 3, item 3.4.

Nas colunas seguintes apresenta-se os valores médios de capacidade de carga lateral, ponta e total de rotura calculados pelo método baseado na equação de onda (Q_L , Q_p e Q_U).

Tabela 23 - Previsão da capacidade de carga pelo método baseado na equação de onda (método proposto)

MÉTODO BASEADO NA EQUAÇÃO DE ONDA (método proposto)

Características - Dados iniciais

η_1	0,6427	Φ	16,5	cm	Mm	63,5	Kg
η_2	1	L	12,00	m	g	9,81	m/s ²
η_3	0,907- 0,006L	U	0,52	m	hm	0,76	m
α	0,70	al	0,08	m ²	Mh/m	6,5	Kg/m
β	0,5	ap	213,82	cm ²			
		Ap	20,43	cm ²			

Tipo de Estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Micro-estaca 1

Prof. pretendida (m)	Prof. Atingida (m)	Solo	NSPT medido	Penetração medida(m)	NSPT registado	Penetração registada (m)	Penet./Golpe (m) Δp	Compr. varas (m)	ΔL (m)	Amostrador				Estaca		
										η_1	η_2	η_3	Fd (KN)	QL (KN)	QP (KN)	QU (KN)
1,00	0,82	Areia argilosa	7	0,30	8	0,32	0,040	1,50	1,5	0,6427	1	0,902	7,29	9,81		9,81
2,00	1,92	Argila	9	0,30	10	0,35	0,035	3,00	1,5	0,6427	1	0,894	8,46	11,39		11,39
3,00	2,64	Argila	12	0,30	11	0,31	0,028	3,50	0,5	0,6427	1	0,890	10,48	4,70		4,70
4,00	4,29	Argila	30	0,30	28	0,23	0,008	4,50	1,0	0,6427	1	0,879	33,98	30,50		30,50
5,00	5,08	Argila	31	0,30	32	0,28	0,009	6,00	1,5	0,6427	1	0,873	32,42	43,64		43,64
6,00	5,59	Argila	19	0,30	19	0,33	0,017	6,50	0,5	0,6427	1	0,870	17,61	7,90		7,90
7,00	7,34	Argila	46	0,30	42	0,28	0,007	7,50	1,0	0,6427	1	0,859	42,54	38,18		38,18
8,00	8,04	Argila	60	0,28	60	0,30	0,005	9,00	1,5	0,6427	1	0,854	56,25	75,72		75,72
9,00	9,04	Argila	41	0,30	39	0,32	0,008	9,50	0,5	0,6427	1	0,847	36,40	16,33		16,33
10,00	10,09	Areia argilosa	60	0,27	60	0,14	0,002	10,50	1,0	0,6427	1	0,840	115,61	103,75		103,75
11,00	11,09	Areia argilosa	26	0,07	60	0,16	0,003	12,00	1,5	0,6427	1	0,834	101,67	136,86		136,86
12,00	11,99	Areia argilosa	55	0,30	55	0,30	0,005	12,50	0,5	0,6427	1	0,828	54,42	24,42	199,38	223,81
Total													503,21	199,38	702,59	

6 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo serão apresentadas os resultados obtidos de previsão da capacidade de carga. Inicialmente apresentam-se os resultados das estimativas da carga lateral, de ponta e total ocorrentes na micro-estaca, obtidos através dos ensaios de carga à tracção e à compressão, bem como algumas considerações relativamente aos ensaios.

De seguida, serão apresentadas algumas considerações acerca do método baseado na equação de onda aplicado à previsão da capacidade de carga, bem como comparações entre este método com os ensaios de carga realizados e formulações empregues na prática da engenharia geotécnica (Aoki & Velloso, 1975, Décourt & Quaresma, 1978 e Bustamante & Gianselli, 1982), apresentando-se igualmente vantagens e inconvenientes relativos aos métodos considerados.

6.2 CAPACIDADE DE CARGA – ENSAIO DE CARGA

De maneira a compreender melhor o funcionamento e a capacidade resistente de micro-estacas injectadas segundo o método IGU, realizaram-se no Estaleiro de Porto Alto dois ensaios: um submetendo uma micro-estaca à tracção e outro submetendo uma micro-estaca à compressão.

O ensaio à tracção a rotura ocorreu aos 660 kN. No entanto, é necessário corrigir este valor, no que se refere ao peso próprio da micro-estaca e devido ao efeito de redução do diâmetro da micro-estaca, pelo alívio das tensões verticais do solo quando a micro-estaca é submetida a esforços de tracção. Deste método, a capacidade de carga por atrito lateral convertida em carregamento de compressão vem igual a 680,95kN.

No caso do ensaio à compressão a rotura da micro-estaca não foi atingida, pelo que se procedeu à definição da carga de rotura através da extrapolação da curva de carga-assentamento, recorrendo-se aos métodos de Van der Veen e de Chin.

Após a extrapolação da curva carga-assentamento, pelo método de Van der Veen e pelo método de Chin, a definição da carga de rotura foi analisada por dois métodos, nomeadamente o da Norma Brasileira NBR 6122 e o de Davisson. Os resultados obtidos para cada situação, são apresentados na Tabela 24.

Para efeitos de separação de cargas de ponta e lateral foi deduzido ao valor obtido da resistência total no ensaio à compressão, o valor obtido no ensaio de carga à tracção.

Tabela 24 – Valores da carga de rotura resultante de cada método aplicado aos ensaios de carga

<i>Extrapolação da curva carga-assentamento</i>	<i>Métodos</i>	<i>Q_L (kN) Tração</i>	<i>Q_{L (eq)} (kN) compressão</i>	<i>Q_U (kN)</i>	<i>Q_P=Q_U- Q_{L (eq)} (kN)</i>
Van der Veen	NBR 6122	510,72	680,95	1075	394,05
Chin		510,72	680,95	1030	349,05
Van der Veen	Davisson	510,72	680,95	1064	383,05
Chin		510,72	680,95	1030	349,05

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que os valores da carga de rotura avaliados por cada um dos métodos, evidenciam valores iguais ou muito próximos, ou seja, extrapolando a curva carga-assentamento pelo método de Van der Veen e pelo método de Chin verifica-se que, para este caso, os valores de carga de rotura obtidos, tanto pelo método da Norma Brasileira NBR 6122 como pelo método de Davisson são idênticos.

6.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA – COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS

Como já referido, e para a obtenção de possíveis comparações aos ensaios de carga realizados e ao método proposto, foram analisados três métodos de previsão da capacidade de carga, semi-empíricos, frequentemente empregues na prática da engenharia geotécnica: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Bustamante & Gianceselli (1982). Para uma melhor compreensão e análise, os resultados obtidos são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 – Tabela resumo dos resultados obtidos

				Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_U (kN)
MÉTODOS SEMI-EMPIRICOS	Aoki & Velloso			452,91	235,21	688,11
	Décourt & Quaresma			467,8	106,91	574,71
	Bustamante & Gianceselli			328,15	141,12	469,27
MÉTODO BASEADO NA EQUAÇÃO DE ONDA (proposto)				503,21	199,38	702,59
ENSAIOS DE CARGA	Tração			510,72	-	510,72
	Compressão	Van der Veen	NBR 6122	680,95	394,05	1075
		Chin		680,95	349,05	1030
		Van der Veen	Davisson	680,95	383,05	1064
		Chin		680,95	349,05	1030

Analisando individualmente os métodos de previsão da capacidade de carga, pode constatar-se que:

- Os valores obtidos na carga lateral pelo método de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma são muito próximos entre si, enquanto o método de Bustamante & Gianceselli, apresenta valores inferiores, na ordem dos 27%;
- Os resultados obtidos para a carga ponta pelo método de Aoki & Velloso são superiores aos resultados dos métodos de Décourt & Quaresma e Bustamante & Gianceselli. Neste caso, o método que mais desvaloriza a carga de ponta é o método de Décourt & Quaresma, sendo este valor valorizado em mais de metade do valor obtido pelo método de Aoki & Velloso;
- Os valores obtidos para a carga de rotura pelo método de Aoki & Velloso são superiores aos métodos de Décourt & Quaresma e Bustamante & Gianceselli. Neste caso, o método de Bustamante & Gianceselli é aquele que evidencia valores mais reduzidos;
- Os resultados obtidos na previsão da capacidade de carga através do método baseado na equação de onda (método proposto), evidenciam que a carga de rotura lateral é significativamente superior, daí resultando um valor de rotura total superior quando comparado com os métodos semi-empíricos analisados acima. No que se refere à resistência de ponta observa-se que o resultado se encontra enquadrado pelos métodos semi-empíricos, com proximidade do valor mais elevado (Aoki & Velloso).

Por outro lado, comparando todos os métodos analisados com os ensaios de carga é possível tecer o seguinte conjunto de considerações:

- O método baseado na equação de onda é aquele que mais se aproxima dos valores de referência (ensaios de carga), tanto no que respeita ao valor de resistência por atrito lateral como pela resistência total;
- No que se refere à resistência de ponta os valores obtidos no método baseado na equação de onda apresenta-se dentro da ordem de grandeza das previsões dos métodos semi-empíricos, sendo todos eles conservadores relativamente aos valores de referência;
- O método baseado na equação de onda e o método de Aoki & Velloso evidenciam valores mais próximos, enquanto que os restantes se mantêm igualmente conservadores no contexto desta metodologia.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho tem como principal objectivo testar um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas baseado na interpretação directa dos resultados de ensaios SPT. Este método baseia-se nas equações desenvolvidas a partir de conceitos físicos, utilizando uma nova interpretação do ensaio, na qual é calculada uma força dinâmica de reacção do solo à cravação do amostrador SPT, relacionando os mecanismos de mobilização de resistência do amostrador com os da estaca.

Os métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas são habitualmente baseados em ensaios SPT, sobretudo pela sua ampla utilização em todo o tipo de terreno. No entanto, o desenvolvimento das expressões de cálculo baseia-se em critérios empíricos ou semi-empíricos, o que habitualmente se traduz em diferentes eficiências de aplicação, variando com as características de cada local e/ou cada obra em particular. Deste modo torna-se importante trabalhar com equipamentos de ensaio calibrados e, se possível desenvolver novos métodos com maior suporte teórico. Neste contexto, relativamente ao primeiro aspecto, na sequência do desenvolvimento do trabalho, surgiu, em adição ao objectivo principal, a necessidade de se conhecer o nível de eficiência energética de cada um dos dispositivos SPT utilizados, de modo a que a informação acerca do parâmetro N_{60} fosse fidedigna. Para o efeito foram realizadas calibrações aos martelos SPT do sector da Geotecnia da Mota-Engil (novos e usados) evidenciando que a eficiência dos martelos utilizados em Portugal pode ser bem diferente dos 60% generalizadamente assumida. Esta constatação sugere o estabelecimento de programas regulares de manutenção, bem como de uma verificação inicial em equipamentos novos, de modo a que cumpram a norma EN ISO 22476-3, de aplicação obrigatória em Portugal.

Para efeitos de avaliação eficácia do método fizeram-se análises comparativas das resistências unitárias mobilizadas entre o amostrador SPT durante a sua cravação (modelo) com as resistências unitárias mobilizadas pela estaca (protótipo). Para além disso, neste trabalho, compararam-se ainda os resultados de algumas formulações, semi-empíricas, empregues na prática corrente da engenharia geotécnica (Aoki & Velloso, 1975, Décourt & Quaresma, 1978 e Bustamante & Ganeselli, 1992). O trabalho realizado demonstrou claramente um eficiência de cálculo superior à exibida pelos métodos semi-empíricos, quando comparados com os ensaios de carga efectuados nas micro-estacas. Naturalmente, o conjunto de dados utilizados no presente trabalho é reduzido para estabelecer generalizações da metodologia proposta, sendo importante a realização de outras experiências que permitam alargar o âmbito de aplicação, nomeadamente:

- Maior número de ensaios em ambientes geológicos idênticos (sedimentares);

- Ensaios em ambientes residuais (solo residuais ou maciços decompostos por alteração de granitos, xistos, calcários, etc.);
- Métodos distintos de execução de estacas;
- Avaliação de estacas abrangendo uma maior gama de diâmetros e de profundidades de instalação.

Para além destes sugerem-se ainda outros estudos que podem ter interesse neste domínio particular:

- A verificação da influência do comprimento do trem de varas na eficácia energética;
- A averiguação da influência da velocidade de queda do martelo na mesma eficiência energética;
- A realização de ensaios que permitam identificar com maior clareza os efeitos de transposição da resistência dinâmica em estática;
- A realização de estudos para obtenção de procedimentos mais rigorosos para a realização da separação da carga mobilizada por atrito e por ponta em estacas.
- Avaliação mais consistente dos parâmetros η_1 , η_2 e η_3 .

Em conclusão, é nossa convicção de que a aplicação de uma metodologia baseada nas equações de onda, utilizando martelos devidamente calibrados e com eficácia energética conhecida, pode constituir-se como um bom desenvolvimento para obter maior eficiência na previsão da capacidade de carga de estacas, com naturais benefícios económicos nas obras de fundações.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abou-Matar H. & Goble G.G., 1997. SPT Dynamic analysis and measurements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, vol. 123, n10, pp. 921-928.

Abou-Matar H. & Goble G.G., 1999. Closure by Discussion on SPT dynamic analysis and measurements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineerin. ASCE, vol. 125, n6, pp. 535-536.

Alonso U.R., 1991. Previsão e controle das fundações. São Paulo: Edgard Blücher. Cap. 6, pp 108-130.

Amaral A.B.T., Viezzer M.E., Amaral J.C., 2000. Uma formulação geral sobre a capacidade de carga em estacas pré moldadas de concreto. In: IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. SEFE, São Paulo. ABMS/ABEF, V2, pp 79-97.

Aoki N., 1976. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas”. Universidade Gama Filho. Rio de Janeiro. pp 44.

Aoki N. & Cintra J.C.A., 2000. The application of energy conservation Hamilton’s principle to the determination of energy efficiency in SPT tests. In: Proceedings of the VI International Conference on the Application of Stress – Wave Theory to Piles, São Paulo. pp. 457- 460.

Aoki N. & Cintra J.C.A., 2004. Prova de carga estática no amostrador SPT para a obtenção da eficiência e da resistência estática em solo arenoso. Solos e Rochas, São Paulo. ABMS/ABGE, Vol27, n2, pp.147-160.

Aoki N. & Velloso D.A., 1975. Na approximated method to estimate the bearing capacity of piles. In: Proceedings of the V Panamerican Conference on Soil and Foundation Engineering, Buenos Aires. Vol.5, pp.367-377.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996. NBR 6122 – Projecto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

ASTM D1586, 1958. Standard method for penetration test and split – Barrel sampling of soils. In: Annual Book of Standard, Philadelphia. pp.1110-1112.

ASTM D1586, 1984. Standard method for penetration test and split – Barrel sampling of soils. In: Annual Book of Standard, Philadelphia.

Baligh M.M., 1985. Strain path method. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, vol III, n9, pp 1108-1136.

Belicanta A., 1985. Energia Dinâmica no SPT – Resultados de uma Investigação Teórico – Experimental. São Paulo, Brasil. (Dissertação de M.Sc.).

Belicanta A., Dionisi A., Machado J.R.A. et al.,1994. Medidas da energia dinâmica no ensaio SPT, Sistema IPT. In: Anais do X COBRAMSEF. Vol.1, pp. 507-514.

Belicanta A., 1998. Avaliação dos factores intervenientes no índice de resistência à penetração. Tese (Doutoramento em Engenharia) – USP, São Carlos.

Benegas H.Q., 1993. Previsões para a curva carga x recalque de estacas a partir do SPT. UFRJ, Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).

Berezantze V.G., Khisttoforov V.S., Golubkov V.N., 1961. Load bearing capacity and deformation of pile Foundation. In: 5º Congrès International de mécanique des sol set des travaux de Foundation, Paris.

Bernardes G.P., 1989. Dynamic and static testing of large model piles in sand. Institutt fot Geoteknikk – Norwegian Institute of Tecnology. Tese (Doutoramento em Engenharia).

Bishop R.F., Hill R., Mott N.F., 1945. Theory of indentation and hardness tests. In: Physical society of London. Vol 57, part 3, n321, pp 147-159.

Broms B.B. & Flodim N., 1988. History of Soil Penetration Testing. In: Proceedings of the Penetration Testing, Orlando. ISOPT – 1, pp. 178-186.

Bustamante M., Gianceselli L., 1998. Installation parameters and capacity of screwed piles. In: Deep foundation on bored and auger piles, Ghent, Belgium. pp 95-108.

Butler J.J., Caliendo J.A. & Goble G.G., 1998. Comparison of SPT Energy Measurements Methods. In: Proceedings of the Geotechnical Site Characterization, Atlanta, EUA. V2, pp. 901-905.

Canadian Foundation, 1992. Engineering Manual. 3^{and} Edition, Canadian Geot. Society.

Cavalcante E.H., 2002. Investigação teórico-experimental sobre o SPT., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. pp 430. Tese de Doutorado.

Cavalcante E.H., Danziger F.A.B., Danziger B.R., Bezerra, R.L., 2002. Medida de energia do SPT: Instrumentação para registros de força e de velocidade nas hastes. XII COBRAMSEG – I CLBG – III SBMR. Vol.1, pp. 97-106.

Cestari F., 1990. Prove Geotecniche In Sito. I Edizione. Ed. Geograph s.n.c. pp. 207- 138.

Chin F.K., 1970. Pile tests Arkansas River Project. JSMFD, ASCE. Vol 27, nº SM7.

Clayton C.R.I., 1990. SPT energy transmission: Theory measurement and significance. *Ground Engineering*. Vol. 23, n10, pp. 35-43.

Clough R.W. & Penzien, 1975. Dynamics of structures. In: McGraw-Hill, inc (citados por Danziger, 1991).

Coduto D., 2001. Foundation design principles and practices. 2nd British, Prattice-Hall.

Cruz N., 1995. A Avaliação de parâmetros geotécnicos pelo dilatómetro de Marchetti”. Universidade de Coimbra. pp. 62-75. Tese de Mestrado.

Cruz J., Cruz N., Rodrigues C., Vieira Simões E., 2001. Calibração Energética do Ensaio SPT. Importância na Caracterização Geotécnica. CLME’2001, simpósio 31 – Solos Problemáticos (I), Ref: 233105R Maputo, Moçambique.

De Mello V.F.B., 1971. Standard Penetration Test. In: Proceedings of the IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porto Rico. Vol.1, pp. 1-86.

Décourt L., 1989. The Standard Penetration Test – State of Art Report. In: XII ICSMFE, Rio de Janeiro. Vol.4.

Décourt L. & Quaresma A.R., 1978. Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: Anais do VI COBRAMSEF, Rio de Janeiro. pp. 45-53.

EN ISO 22476-3:2005, 2005. Geotechnical Investigation and testing – Fiel testing – Part 3: Standard penetration test.

Farrar J.A., 1998. Summary of Standard Penetration Test (SPT) Energy Measurement Methods. In: Proceedings of the Geotechnical Site Characterization, Atlanta, EUA. Vol.2, pp. 919-926.

Fellenius B.H., 1975. The load of piles and new proof testing procedure. Journal of the Geotechnical Division. ASCE, vol.101, GT 9, pp. 855-869.

Fletcher G.F.A., 1965. Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol. 91, n.SM4, pp. 67-75.

Fletcher G.F.A., 1967. Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses. Closure at discussion, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.93, n.SM3, pp. 159.

Geisser R.F., 1966. Discussion of Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.92, n.SM2, pp. 184-185.

Gibbs H.J. & Holtz W.G., 1957. Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. In: Proceedings of the IV ICAMFE, Londres, Vol. 1, pp. 35-39.

Gonçalves C., Andreo C.S., Bernandes G.P., Fortunato S.G.S., 2000. Controle de fundações profundas através de métodos dinâmicos. São Paulo: editado pelos próprios autores, pp 253.

Hvorslev M.J., 1949. Sampling Methods and Requirements. Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purpose, Mississippi, USA. 1 ed., Chapter 4.

ISSMFE, 1989. Technical Committee on penetration testing of soils, TC 16. Report on reference teste procedure CPT-SPT-DP-WST.

Kovacs W.D., 1979. Velocity Measurement of Free – Fall SPT Hammer. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol. 105, nGT1, pp. 1-10.

Kovacs W.D., 1980. What Constitutes a Turn?. Geotechnical Testing Journal. Vol.3, n3, pp. 127-130.

Kovacs W.D., 1981. Results and Interpretation of SPT Practice Study. Technical Note on Geotechnical Testing Journal. ASTM, vol. 4, n3, pp. 126-129.

Kovacs W.D., 1994. Effects of SPT Equipment and Procedures on the Design of Shallow Foundations on Sand. Proceedings of the Settlement '94, ASCE, Geotechnical Special Publication, New York. Vol. 1, n40, pp. 121-131.

Kovacs W.D., Evans J.C. & Griffith A.W., 1975. A Comparative Investigation of the Mobile Drilling Company's Safe T-Driver with the Standard Cathead with Manila Rope for the Performance of the Standard Penetration Test. Report of the Geotechnical Engineering, Purdue University, W. Lafayette, August. pp.127.

Kovacs W.D., Griffith A.W. & Evans J.C., 1978. An Alternative to the Cathead and Rope for the Standard Penetration Test. Geotechnical Testing Journal. Vol.1, n2, pp. 72-81.

Kovacs W.D. & Salamone L.A., 1982. SPT Hammer Energy Measurement. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.108, nGT4, pp. 599-620.

Kovacs W.D. & Salamone L.A., 1984. Closure of Discussion on SPT Hammer Energy Measurement. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.110, n4, pp. 562-563.

Kulhawy F.H., Mayne P.W., 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design. Report N°EL-6800 Electric Power Research Institute, Paolo Alto.

Laprovitera H., 1998. Reavaliação do método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de bancos de dados. UFRJ, Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).

Liao S.S.C. & Whitman R.B., 1986. Overburden Correction Factors for SPT in Sand. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, vol.112, n3, pp. 373-377.

Lobo B., 2005. Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT. PPGEC - UFRGS, Porto Alegre. Dissertação (Mestrado de Engenharia).

Lopes M., 2008. Avaliação da Eficácia Energética no Ensaio SPT. Universidade de Aveiro, pp. 147. Dissertação (Mestrado de Engenharia).

Lo Pinto V.J., 1966. Discussion on Standard Penetration Test: Its Use and Abuse. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.92, nSM1, pp. 195- 196.

Matsumoto T., Sikigushi H. & Yoshida H., 1992. Significance of two point strain measurement in SPT. Soil and foundation. JSSMFE, vol. 32, n2, pp. 67-82.

Meyerhof G.G., 1951. The ultimate bearing capacity of foundations. Geotechnique. Vol. 2.

Meyerhof G.G., 1976. Bearing capacity and settlements of pile foundation. Proc. American Society of Civil Engineering Div.. ASCE, vol.102, n° GT 3.

Mohr H.A.,1966. Discussion on Standard Penetration Test: Its Use and Abuse. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.92, nSM1, pp. 196- 199.

Morgano C.M. & Liang, R., 1992. Energy Transfer in SPT – Rod Length Effect. In: Proceedings of the fourth International Conference on the Application of Stress – Wave Theory to Piles, Netherlands. Vol.1, pp. 121-127.

Nixon I.K., 1982. Standard Penetration Test State – of – the – Art Report. In: Proceedings of the ESOPT – 2, Penetration Testing, Amsterdam. Vol.1, pp. 3-24.

Odebrecht E., 2003. Medidas de energia no ensaio SPT. PPPGEC/UFRGS, Porto Alegre. pp. 230. Tese (doutoramento em Engenharia).

Odebrecht G.P., Schnaid F., Rocha M.M & BERNARDES E., 2004. Energy measurements for standard penetration test and the effects of the length of rods. 2nd Int. Site Characterization, ISC'2, Porto, Portugal. Vol. 1, pp. 351-358.

Palacios A., 1977. Theory and Measurements of Energy Transfer During Standard Penetration Test Sampling, Ph.D., Gainesville, USA. Thesis University of Florida.

Peck R.B., Hanson W.E. & Thornburn T.H., 1953. Techniques of Subsurface Investigation. Foundation Engineering, New York. 1ª edição.

PDI, 1999. PDA – W Users Manual. Pile Dynamics Inc., Ohio.

PDI, 1999. SPT ANALYZER – SPT Users Manual. Pile Dynamics Inc., Ohio. pp.30.

PDI, 2001. Sistemas para medição de altura de queda e de velocidade do martelo do SPT. *página da Internet* www.pile.com.

Quaresma A.R., Décourt L., Quaresma Filho A., Almeida M.S.S., Danziger F., 1998. F. Investigações Geotécnicas. Fundações Teoria e Prática, São Paulo: Pini. pp. 43-50.

Riggs C.O., 1986. North American Standard Penetration Test Practice: An Essay. In: Proceedings of the Conference on Use of In – Situ Test in Geotechnical Engineering. ASCE. pp. 949-965.

Riggs C.O., Mathes G.M. & Rassieur C.L., 1984. A Field Study of an Automatic SPT Hammer System. Geotechnical Testing Journal. ASTM, vol.7, n3, pp. 158-163.

Rodrigues C., Cavalcante E., Viana da Fonseca A., 2008. Medições de energia no SPT: Primeiros registos em Portugal. XI Cong. Nacional de Geotecnia, Coimbra, Portugal. Vol. 1, pp. 85-92.

Rodrigues C., Cavalcante E.; Viana da Fonseca A., Danziger B., 2008. Influence of rod type in SPT efficiency. In: 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles. Amsterdam: IOS Press BV, 2008. Vol.1, pp 731-736.

Rodrigues C., Cruz N., Cruz J., Silva D., Lopes M., Vieira Simões E., 2010. Avaliação da Eficácia Energética do ensaio SPT. Um Caso Prático. XII Cong. Nacional de geotecnia. U. Minho, Guimarães, Portugal.

Schmertmann J.H., 1976. Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test. Final Report on Project D-636 to the Florida Department of Transportation, Research Division, Waldo Road, Gainesville, Fla. 32601.

Schmertmann J.H., 1978. Use the SPT to Measure Dynamic Soil Properties? – Yes, But!. Dynamic Geotechnical Testing. ASTM – STP 654, pp. 341-355.

Schmertmann J.H., 1979. Statics of SPT. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.105, nGT5, pp. 665-670.

Schmertmann J.H., Hartman J.P & Brown P.R., 1978. Improvement Strain Influence Factor Diagrams. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.105, nGT5, pp. 1131-1135.

Schmertmann J.H. & Palacios A., 1979. Energy Dynamics of SPT. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.105, nGT8, pp. 909-926.

Schnaid F., 2000. Ensaios de campo e suas aplicações na engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de textos. pp. 189.

Schnabel J.J., 1966. Discussion of Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.92, nSM2, pp. 184.

Silva C.H.C., 1989. Uso do Valor $N_{(spt)}$ na Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas Pré-moldadas de Concreto. PPGEC, UFRGS, Porto Alegre. pp. 125. Dissertação (Mestrado de Engenharia).

Skempton A.W., 1986. Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Over consolidation. Géotechnique. Vol.36, n3, pp. 425-447.

Sy A. & Campanella R.G., 1993. Standard Penetration Test Energy Measurements Using a System Based on the Personal Computer. Discussion, Canadian Geotechnical Journal, n30. pp. 876-882.

Teixeira A.H., 1974. A Padronização de Sondagens de Simples Reconhecimento. In: Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, São Paulo. Vol.3, pp. 1-22.

Teixeira A.H., 1977. Sondagens: Metodologia, Erros mais Comuns, Normas de Execução. In: Anais do I Simpósio de Prospecção do Subsolo, Recife. pp. 41-61.

Teixeira C., Ávila Martins J., Medeiros A.C., Pilar L., Pinto de Mesquita L., Neves Ferro M., Fernandes A.P., Rocha A., 1962. Carta Geológica de Portugal – Notícia Explicativa da Folha 18-C Guarda. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa. pp. 6-16.

Terzaghi K., 1943. Theoretical soil mechanics. New York, USA. pp 510.

Terzaghi K. & Peck R.B., 1948. Soil Exploration. Soil Mechanics in Engineering Practice, Chapter 7, New York.

Tokimatsu K., 1988. Penetration tests for dynamic problems – Penetrations testing. In: Proceedings of the ISOPT – 1, J. DE RUITER Ed. pp. 117-136.

Van der Veen C., 1953. The bearing capacity of pile. In: International Conference on soil mechanics and Foundation Engineering, 3, Zurich.

Velloso D.A., 1998. Notas de aula, Curso de Fundações, COPPE/UFRJ.

Velloso D.A., 2002. F.R. Fundações. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ. pp. 472.

Vésic A.S., 1972. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. Journal of the Soil Mechanics and Foundation division. ASCE, vol 98, nº SM3.

Vésic A.S., 1975. Principles of foundation design. Soil mechanics series nº38, Lectures 1 and 2, duke University School of Engineering, Durham, North Carolina, EUA. pp. 103.

Yokel F.Y., 1982. Energy Transfer in Standard Penetration Test. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.108, nGT9, pp.1107-1202.

Yokel F.Y., 1989. Energy Transfer Mechanism in SPT. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.115, n9, pp. 1331-1336.

ANEXO I

BOLETIM DO LOG DE SONDAAGEM

CLIENTE: MOTA-ENGIL, S.A.

PROJECTO: Dimensionamento de estacas baseado nos princípios da dinâmica de

LOCALIZAÇÃO: EPA - PORTO ALTO

COTA:

COMPRIMENTO: 12.00 m

INCLINAÇÃO: 90°

COORDENADAS: M= P=

DIÂMETRO: 0.00-12.00m=86mm

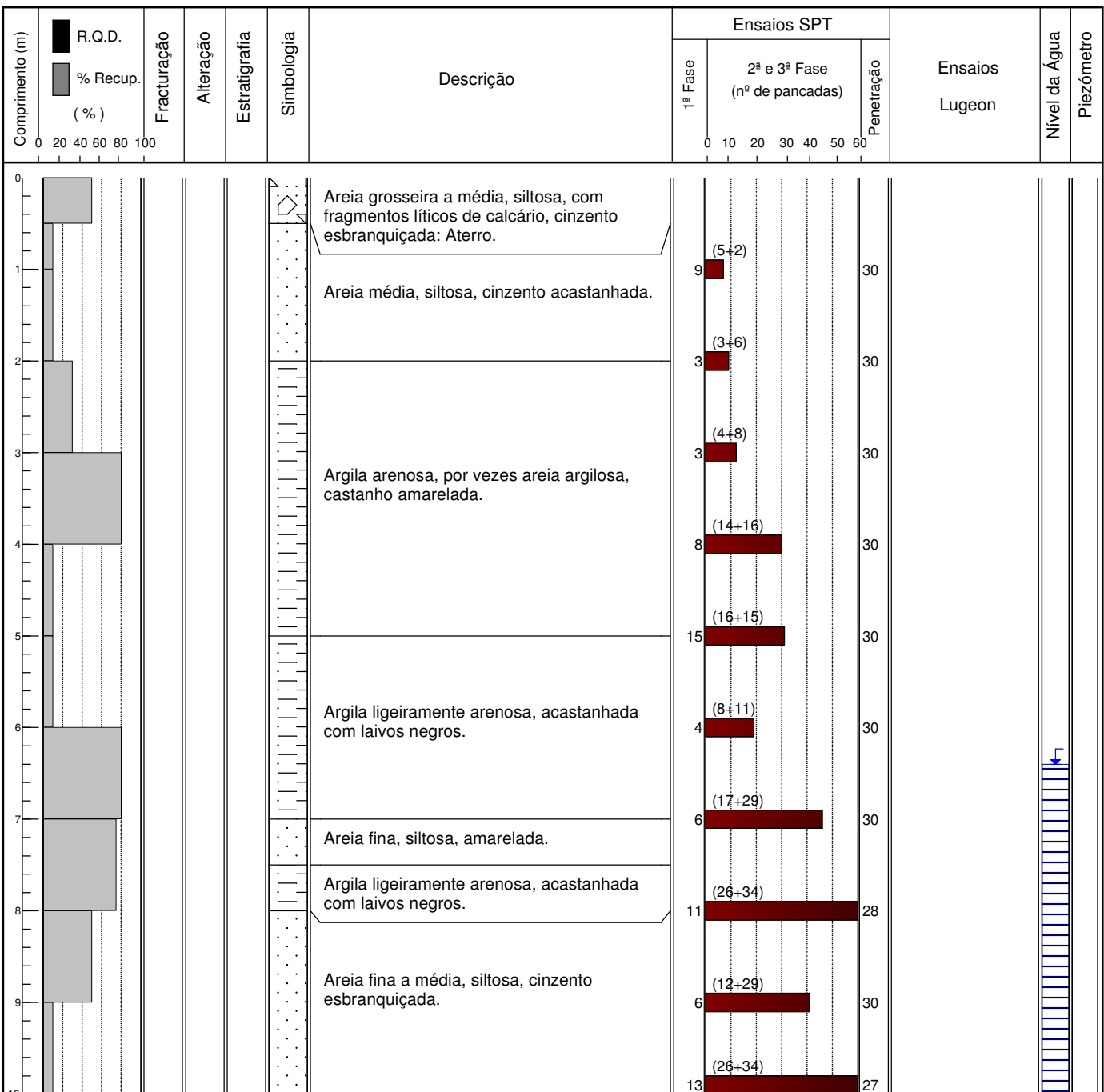
REVESTIMENTO: 0.00-12.00m=98mm

EQUIPAMENTO: Mustang A-32 C

INÍCIO: 30-06-2011

TIPO SONDAGEM: Rotação

TERMINO: 30-06-2011



Fundações e Geotecnia

Travessa das Lages, 224 Telef.: 22 716 93 00

Zona Industrial de S. Caetano Fax: 22 716 93 02

4405 - 194 Canelas VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt

Observações:

FEITO POR:

Denise Silva

VERIFICADO POR:

Nuno Oliveira

CLIENTE: MOTA-ENGI, S.A.

PROJECTO: Dimensionamento de estacas baseado nos princípios da dinâmica de

LOCALIZAÇÃO: EPA - PORTO ALTO

COTA:

COMPRIMENTO: 12.00 m

INCLINAÇÃO: 90°

COORDENADAS: M= P=

DIÂMETRO: 0.00-12.00m=86mm

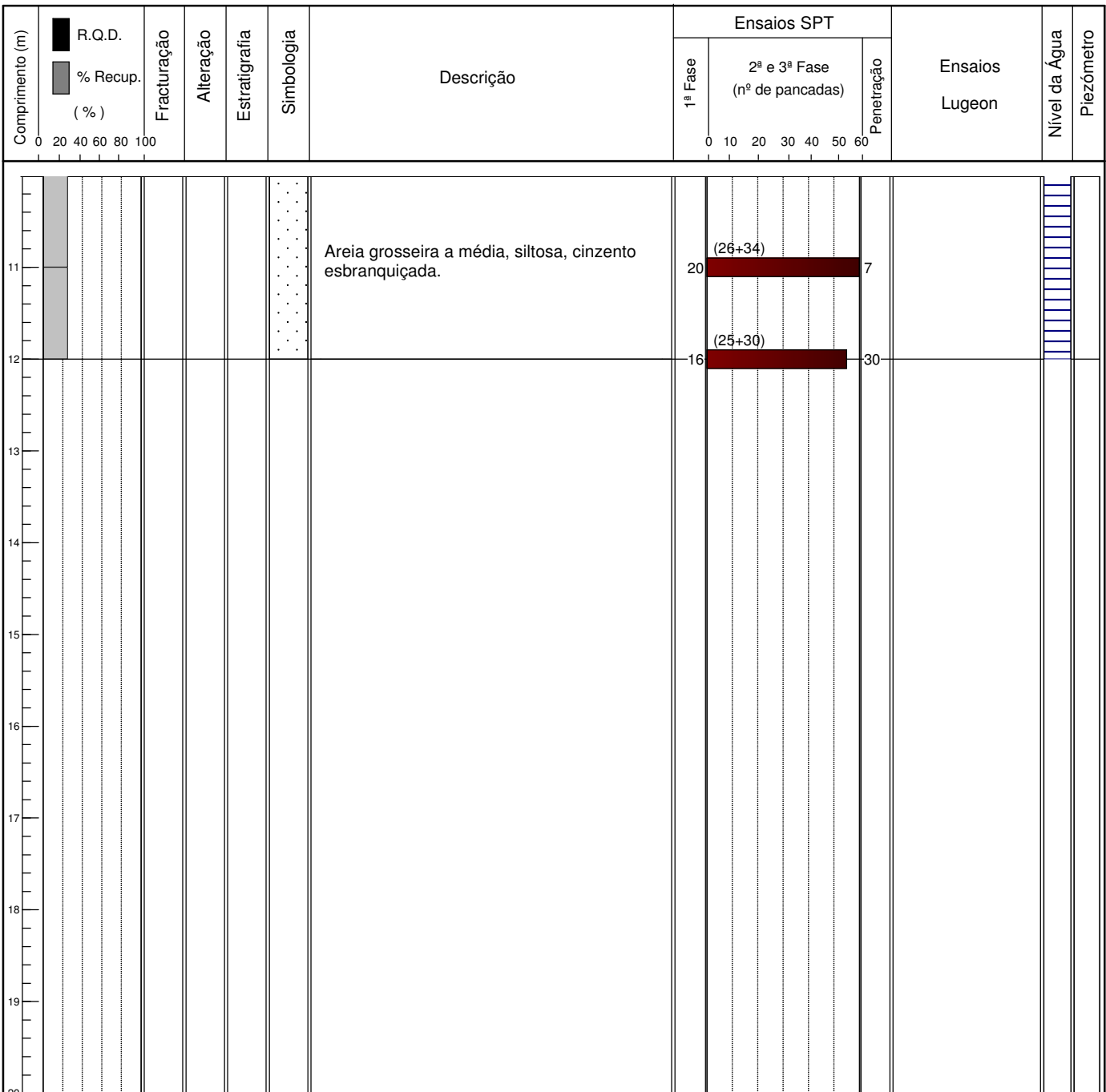
REVESTIMENTO: 0.00-12.00m=98mm

EQUIPAMENTO: Mustang A-32 C

INÍCIO: 30-06-2011

TIPO SONDAGEM: Rotação

TERMINO: 30-06-2011



Fundações e Geotecnia

Travessa das Lages, 224 Telef.: 22 716 93 00
Zona Industrial de S. Caetano Fax: 22 716 93 02
4405 - 194 Canelas VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt

Observações:

FEITO POR:

Denise Silva

VERIFICADO POR:

Nuno Oliveira

ANEXO II

CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO SPT ANALYSER (2008)

Cycle No. 3	Sample No.	lbs	ME	Bridge 1 Volts	Bridge 2 Volts
	1	.29	.08	.00	.00
	2	1031.12	27.28	.13	.13
	3	2217.92	61.08	.28	.28
	4	3000.70	82.97	.38	.38
	5	4244.73	118.20	.53	.53
	6	5067.88	141.50	.64	.64
	7	6293.03	176.31	.79	.79
	8	7152.20	200.60	.90	.90
	9	8356.72	234.46	1.05	1.05
	10	9309.71	261.48	1.17	1.17
	11	10259.50	288.26	1.29	1.29

Bridge 1	Force Cal	Strain Cal	Bridge 2	Force Cal	Strain Cal
Cal Factor	7935.44 lbs/V	223.53 ME/V		7969.84 lbs/V	224.49 ME/V
Offset	11.98	-.85		4.89	-1.05
Corr Coe	.999996	.999991		.999998	.999987
Force Strain Calibration					
EA Factor	35500.44 Kips				
Offset	42.24				
Corr Coe	.999987				

Bridge Excitation: 6.4 Volts
 A 60.4K Ohm shunt resistor produces 5.0 Volts output.

	Bridge 1	Bridge 2
Calibration Factor:	222.96 ME/V	223.34 ME/V
EA Factor	: 35856.42 Kips	

Calibrated by: James Powell

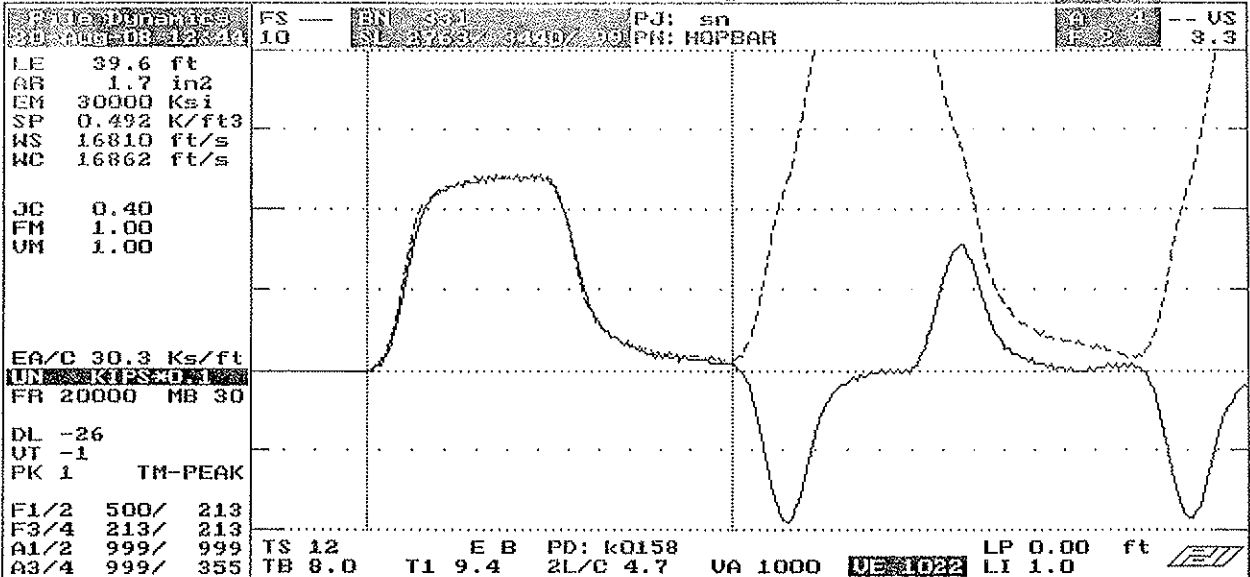
Pile Dynamics, Inc.
 Calibrated on: 27-Aug-08
 Traceable to N.I.S.T.

Calib. 2
 $F_1 = 222.96$
 $F_2 = 223.34$

QBTA: ON IALT-F1/BB=601

File Dynamics, Inc.

DPF



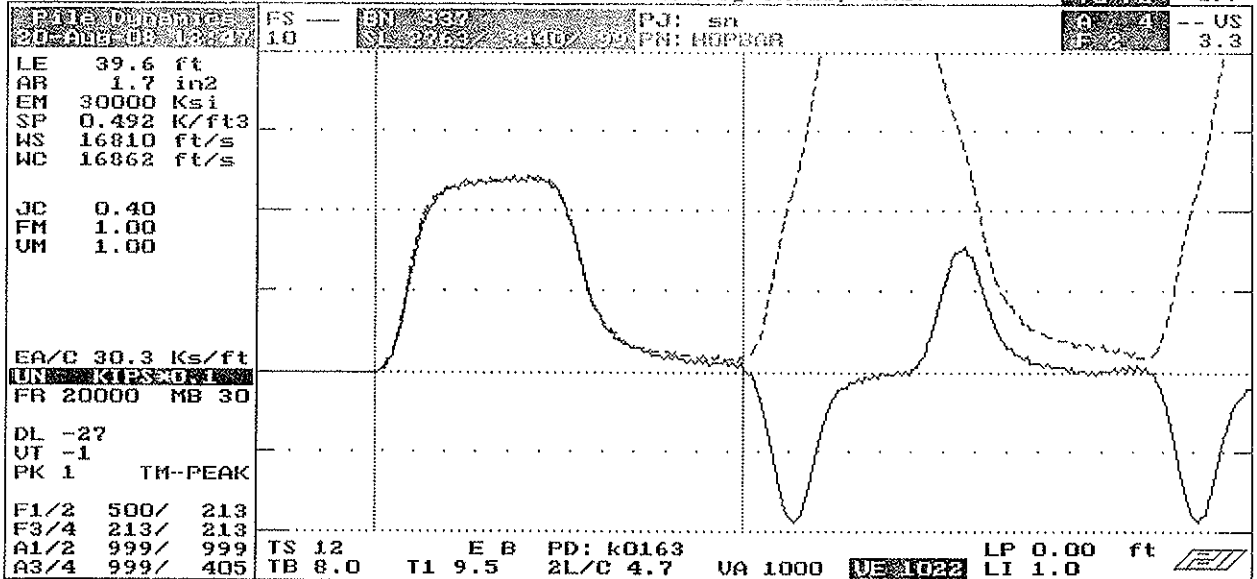
VMX= 4.0 FMX= 61 AMX= 159
 EMX= 0.2 MEX= 119 FUP= 0.99

ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable
 SERIAL NUMBER: K0158
 CALIBRATION FACTOR: .071 mv/g
 PAK (*5000): 355 DATE: 20-AUG-08
 PDA OPERATOR: [Signature]

OP: alex Ever:4.051

Calib. &

Accelerometer → A₁ = 355



QBER SQ-OFF FL-OFF PR-OFF contact File Dynamics USA with your questions tel USA - 216 - 831- 6131 fax USA - 216 - 831- 0916	VMX= 4.0 FMX= 61 AMX= 149 EMX= 0.2 MEX= 119 FUP= 1.00 ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable SERIAL NUMBER: K0163 CALIBRATION FACTOR: 0.081 mv/g PAK (*5000): 405 DATE: 20-AUG-08 PDA OPERATOR: <i>[Signature]</i>
--	--

Calib. 2

Accelerometer - A₂ = 405

ANEXO III

CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO SPT ANALYSER (2010)

Calibration Data Sheet for SPT rod #:318SPJ

Calibrated: 02-DEC-10

Page 1 of 2

Cycle No. 1			Bridge 1	Bridge 2
Sample No.	lbs	ME	Volts	Volts
1	.00	-.07	.00	.00
2	1105.27	22.82	.10	.10
3	2068.69	42.03	.19	.19
4	3050.67	61.97	.29	.29
5	4088.34	82.77	.38	.38
6	5024.49	101.54	.47	.47
7	6100.46	123.38	.57	.57
8	7067.65	142.91	.66	.66
9	8052.82	162.59	.75	.75
10	9051.62	182.66	.85	.84
11	10069.58	203.07	.94	.94

Bridge 1	Force Cal	Strain Cal	Bridge 2	Force Cal	Strain Cal
Cal Factor	10706.96 lbs/V	215.60 ME/V		10728.77 lbs/V	216.04 ME/V
Offset	-6.78	.20		-9.46	.14
Corr Coe	.999999	.999998		.999997	.999995
Force Strain Calibration					
EA Factor	49660.90 Kips				
Offset	-16.55				
Corr Coe	.999997				

Cycle No. 2			Bridge 1	Bridge 2
Sample No.	lbs	ME	Volts	Volts
1	4.06	.00	.00	.00
2	1002.58	19.12	.09	.09
3	2089.86	40.60	.20	.19
4	3063.14	60.28	.29	.28
5	4090.38	81.09	.38	.38
6	5020.14	99.61	.47	.47
7	6098.72	121.50	.57	.57
8	7063.01	140.98	.66	.65
9	8048.47	160.56	.75	.75
10	9042.05	181.00	.85	.84
11	10066.68	201.36	.94	.93

Bridge 1	Force Cal	Strain Cal	Bridge 2	Force Cal	Strain Cal
Cal Factor	10687.88 lbs/V	214.48 ME/V		10776.08 lbs/V	216.25 ME/V
Offset	-4.93	-1.02		7.56	-.77
Corr Coe	1.000000	.999987		.999998	.999982
Force Strain Calibration					
EA Factor	49830.81 Kips				
Offset	45.86				
Corr Coe	.999986				

Calibration Data Sheet for SPT rod #:318SPJ
 Calibrated: 02-DEC-10
 Page 2 of 2

Cycle No. 3			Bridge 1	Bridge 2
Sample No.	lbs	ME	Volts	Volts
1	.00	.00	.00	.00
2	1050.44	20.67	.10	.10
3	2121.19	42.42	.20	.20
4	3100.27	62.24	.29	.29
5	4006.25	80.86	.37	.38
6	5067.71	102.31	.48	.47
7	6016.04	121.41	.56	.56
8	7111.74	143.55	.67	.66
9	8091.40	163.32	.76	.75
10	9083.25	183.46	.85	.84
11	10091.33	203.83	.95	.94

Bridge 1	Force Cal	Strain Cal	Bridge 2	Force Cal	Strain Cal
Cal Factor	10676.62 lbs/V	215.86 ME/V	10792.99 lbs/V	218.22 ME/V	
Offset	-5.22	-.43	-22.00		-.77
Corr Coe	.999997	.999991	.999995		.999991
Force Strain Calibration					
EA Factor	49459.32 Kips				
Offset	16.12				
Corr Coe	.999997				

Bridge Excitation: 6.4 Volts
 A 60.4K Ohm shunt resistor produces 5.0 Volts output.

	Bridge 1	Bridge 2
Calibration Factor:	215.31 ME/V	216.83 ME/V
EA Factor	: 49650.34 Kips	

Calibrated by: Doh Burrell

Pile Dynamics, Inc.
 Calibrated on: 02-DEC-10
 Traceable to N.I.S.T.

QBTA: ON [ALT-F1/BB=60]

Pile Dynamics, Inc.

TG F2 DPF

Pile Dynamics FS — BN 173 PJ: sn A 4 -- US
22-Nov-10 12:03 10 SL 2864/ 3440/ 99 PN: HOPBAR F 2 3.3

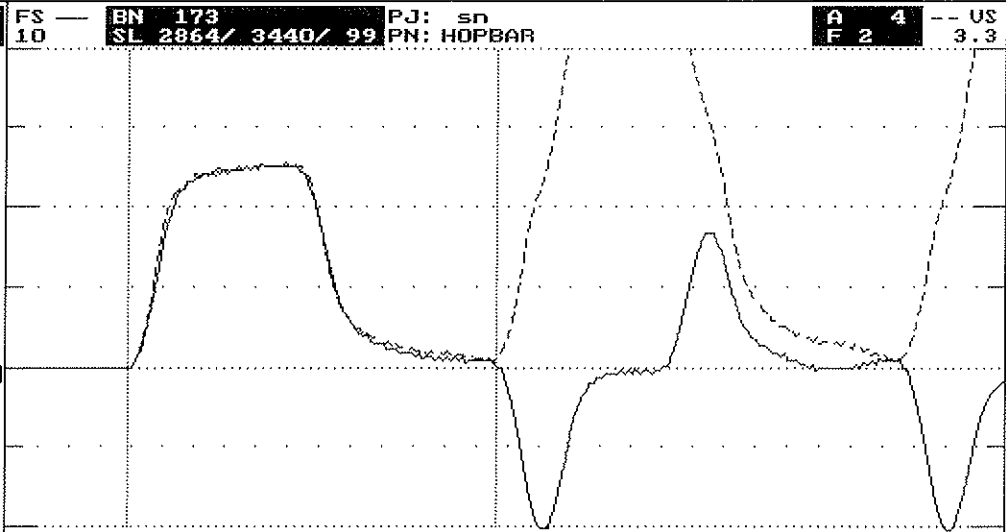
LE 39.6 ft
AR 1.7 in2
EM 30000 Ksi
SP 0.492 K/ft3
WS 16810 ft/s
WC 16862 ft/s

JC 0.40
FM 1.00
UM 1.00

EA/C 30.3 Ks/ft
UN KIPS*0.1
FR 20000 MB 30

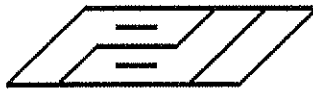
DL -41
UT -1
PK 1 TM-PEAK

F1/2 500/ 213
F3/4 213/ 213
A1/2 999/ 560
A3/4 999/ 310



TS 12 E B PD: k2560 LP 0.00 ft
TB 8.0 T1 9.6 2L/C 4.7 UA 1000 UE 1022 LI 1.0

ACCEPT SQ-OFF FL-OFF PR-OFF
UMX= 4.2 FMX= 63 AMX= 169
EMX= 0.3 MEX= 123 FVP= 0.98



contact Pile Dynamics USA
with your questions
tel USA - 216 - 831- 6131
fax USA - 216 - 831- 0916

ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable
SERIAL NUMBER: K2560
CALIBRATION FACTOR: .062 mv/G
PAK (*5000): 310 DATE: 22-NOV-10
PDA OPERATOR: Dale Brunell

<-PIEZORESISTIVE

OP: dale lver:4.051

PIEZOELECTRIC->

QBTA: DN [ALT-F1/BB=60]

Pile Dynamics, Inc.

TG F2 DPF

Pile Dynamics 18-Nov-10 14:28	FS — 10	BN 10 SL 2844/ 3440/ 99	PJ: sn PN: HOPBAR	A 4 -- US F 2 3.3
----------------------------------	------------	----------------------------	----------------------	----------------------

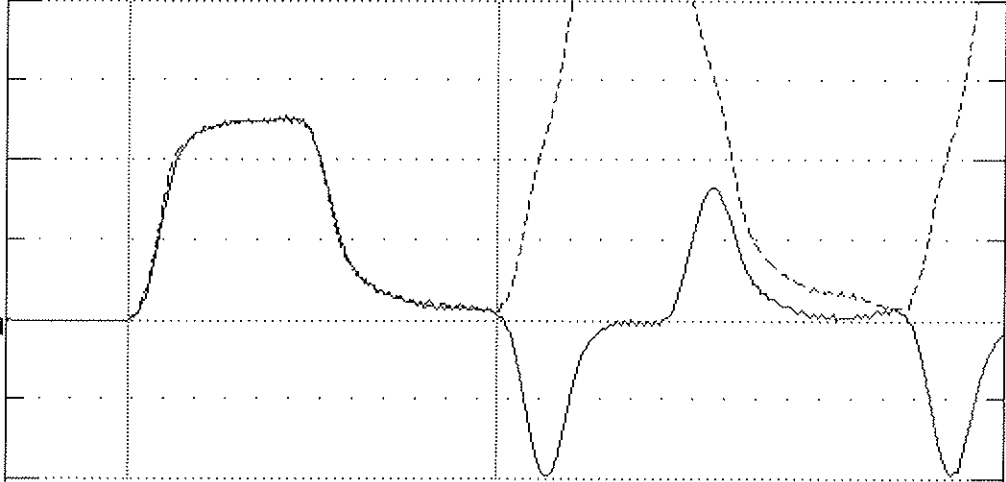
LE 39.6 ft
AR 1.7 in2
EM 30000 Ksi
SP 0.492 K/ft3
WS 16810 ft/s
WC 16862 ft/s

JC 0.40
FM 1.00
UM 1.00

EA/C 30.3 Ks/ft
UN KIPS=0.1
FR 20000 MB 30

DL -42
UT -1
PK 1 TM-PEAK

F1/2 500/ 213
F3/4 213/ 213
A1/2 999/ 999
A3/4 999/ 400



TS 12 E B PD: k0163 LP 0.00 ft
TB 8.0 T1 9.6 2L/C 4.7 UA 1000 UE 1022 LI 1.0

ACCEPT SQ-OFF FL-OFF PR-OFF	UMX= 4.1 FMX= 64 AMX= 159 EMX= 0.3 MEX= 125 FUP= 1.00
-----------------------------	--



contact Pile Dynamics USA
with your questions
tel USA - 216 - 831- 6131
fax USA - 216 - 831- 0916

ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable

SERIAL NUMBER: K0163

CALIBRATION FACTOR: .08 mv/g

PAK (*5000): 400 DATE: 18-NOV-10

PDA OPERATOR: Dale Durnell

←-PIEZORESISTIVE

OP: dale [ver:4.05]

PIEZOELECTRIC →

ANEXO IV

DADOS OBTIDOS NA 3ª CAMPANHA DE CALIBRAÇÃO

CÁLCULO DO COEFICIENTE η_1

Profundidade (m)		Nº do golpe	FMX (kN)	VMX (m/s)	DFN (mm)	EFV (kN.m)	ETR (%)	Gráficos	
1	N1	1	123,13	3,98	39,31	0,31	64,81		
		2	122,29	4,02	26,55	0,31	65,35		
		3	148,02	4,86	19,62	0,30	63,62		
		4	130,70	4,12	19,73	0,31	65,81		
		5	148,23	4,53	16,71	0,32	66,95		
		6	148,30	4,90	22,59	0,33	69,16		
		7	137,84	4,54	26,14	0,38	80,19		
		8	193,10	5,40	24,93	0,28	59,52		
	N2	9	146,24	4,60	29,07	0,34	70,81		
		10	123,13	4,36	27,60	0,31	65,95		
		11	167,19	4,94	30,85	0,32	67,78		
		12	166,27	5,11	37,53	0,38	79,44		
		13	156,22	4,39	40,02	0,35	73,80		
		14	146,47	4,39	43,11	0,31	65,79		
	N3	15	155,03	4,55	44,28	0,29	61,87		
		16	127,54	3,87	49,14	0,31	65,89		
		17	150,37	4,24	46,96	0,31	66,51		
2	N1	1	138,46	3,66	81,17	0,24	50,05		
		2	147,88	3,68	40,99	0,29	61,32		
		3	116,03	3,70	40,21	0,33	68,88		
	N2	4	150,33	4,88	41,15	0,24	51,66		
		5	130,47	3,63	44,42	0,26	55,15		
		6	126,83	3,63	42,09	0,27	56,95		
		7	154,81	4,69	39,45	0,29	62,26		
	N3	8	131,81	3,89	39,46	0,33	70,31		
		9	130,01	3,78	33,83	0,29	60,72		
		10	138,46	3,87	32,44	0,30	62,79		
		11	145,45	3,99	28,98	0,31	64,75		
		12	159,30	5,00	27,00	0,29	62,07		
		13	139,87	4,05	23,03	0,27	56,60		
3	N1	1	138,67	3,90	58,13	0,25	53,12		
		2	156,89	4,84	39,51	0,27	56,83		
		3	174,77	5,31	38,30	0,24	49,85		
	N2	4	123,60	3,63	37,14	0,30	63,29		
		5	127,69	3,93	38,57	0,33	70,04		
		6	120,10	3,75	30,58	0,31	65,19		
		7	165,34	5,18	35,02	0,36	75,33		
		8	130,24	3,74	28,14	0,31	64,73		
		9	157,30	4,04	27,47	0,31	66,03		
		10	138,67	3,81	23,52	0,29	61,50		
	N3	11	153,17	4,55	23,78	0,33	70,55		
		12	145,60	4,76	22,50	0,34	72,26		
		13	159,38	4,83	20,46	0,33	68,87		
		14	162,88	4,75	19,67	0,35	73,75		
4	N1	1	132,12	3,47	30,63	0,26	55,93		
		2	130,34	3,67	26,62	0,30	63,17		
		3	180,38	4,97	21,99	0,29	60,49		
		4	128,39	3,61	20,64	0,29	61,93		
		5	149,03	4,07	15,01	0,25	53,81		
		6	160,35	4,22	16,36	0,28	59,84		
		7	177,59	4,91	14,87	0,28	60,14		
		8	131,11	3,62	9,90	0,28	58,15		
	N2	9	196,55	4,57	13,66	0,30	63,00		
		10	132,12	4,32	9,57	0,29	62,13		
		11	147,56	4,25	11,53	0,30	64,39		
		12	168,07	4,51	12,69	0,32	66,69		
		13	183,40	4,48	12,11	0,34	71,58		
		14	140,35	3,54	9,92	0,27	57,06		
		15	143,29	3,45	10,16	0,26	55,44		
		16	164,70	3,78	9,46	0,29	61,48		
		17	141,50	3,52	11,71	0,30	63,26		
		18	169,79	4,22	10,30	0,31	65,92		
		19	155,73	3,59	7,85	0,26	55,64		
		20	166,03	3,37	8,83	0,28	58,21		
		21	140,37	3,40	9,74	0,28	58,50		
		22	147,23	3,69	8,75	0,29	61,63		
		N3	23	133,52	3,80	10,98	0,28		58,46
			24	171,73	4,29	14,92	0,36		76,90
			25	185,97	5,18	11,83	0,32		68,44
			26	148,02	3,70	10,89	0,28		58,76
	27		151,78	3,62	8,54	0,30	63,31		
	28		161,17	3,42	7,23	0,30	64,14		
	29		136,96	3,88	4,19	0,31	64,59		
	30		182,78	3,82	8,33	0,35	74,43		
	31		193,62	5,29	9,63	0,36	75,23		
	32		168,30	3,66	7,42	0,32	67,61		
	33		135,31	4,42	15,79	0,37	78,45		
	34		167,95	3,72	6,86	0,31	64,45		
	35		153,84	3,93	2,70	0,29	61,50		
	36		174,80	4,12	5,73	0,34	72,20		

Profundidade (m)		Nº do golpe	FMX (kN)	VMX (m/s)	DFN (mm)	EFV (kN.m)	ETR (%)	Gráficos
5	N1	1	150,68	4,31	28,88	0,33	68,86	
		2	126,56	3,49	14,88	0,30	63,46	
		3	129,62	3,36	10,47	0,27	58,02	
		4	167,89	4,56	9,96	0,30	62,80	
		5	136,05	3,82	9,78	0,27	57,50	
		6	183,05	4,83	10,35	0,31	65,68	
		7	128,83	3,52	8,68	0,27	57,04	
		8	134,97	3,41	6,37	0,27	57,64	
		9	141,06	3,38	8,13	0,28	58,86	
		10	150,68	4,53	6,00	0,33	69,30	
		11	168,81	3,51	8,43	0,29	60,51	
		12	129,86	3,51	9,08	0,28	60,05	
		13	179,60	5,01	8,33	0,33	70,01	
		14	180,17	4,75	8,81	0,35	74,65	
		15	178,46	3,71	11,03	0,35	73,37	
	N2	16	181,59	3,60	8,20	0,33	68,81	
		17	181,59	3,60	8,20	0,33	68,81	
		18	162,44	3,54	6,44	0,31	64,89	
		19	124,20	3,37	6,88	0,28	58,83	
		20	159,21	4,62	7,29	0,34	71,86	
		21	130,08	3,52	0,92	0,28	58,28	
		22	161,55	3,36	6,22	0,30	63,27	
		23	160,04	3,66	6,03	0,28	58,38	
		24	125,37	3,47	9,95	0,29	61,99	
		25	180,97	4,54	9,39	0,36	75,04	
		26	181,94	4,63	10,94	0,35	74,59	
		27	142,48	3,33	11,95	0,31	64,76	
		28	163,85	4,85	2,89	0,31	65,59	
		29	165,87	3,57	8,30	0,31	65,22	
		30	177,81	4,39	10,32	0,37	77,25	
		31	165,24	3,53	15,36	0,34	72,84	
		32	166,54	4,82	5,54	0,32	67,25	
N3	33	178,32	4,66	9,48	0,36	77,09		
	34	190,68	4,65	7,73	0,31	66,20		
	35	183,04	3,74	7,69	0,32	68,44		
	36	133,04	3,29	15,44	0,34	71,61		
	37	206,77	5,32	7,71	0,36	76,39		
	38	154,90	3,38	9,51	0,30	63,27		
	39	144,71	3,41	10,16	0,30	63,37		
	40	125,42	3,37	5,89	0,29	60,60		
	41	131,44	3,46	9,16	0,31	64,72		
	42	167,22	3,69	10,79	0,35	74,77		
	43	162,89	3,51	12,16	0,33	69,66		
	44	132,00	3,51	12,74	0,32	66,56		
	45	172,47	3,42	3,63	0,29	60,91		
	46	133,66	3,40	14,48	0,32	67,82		
	47	173,91	3,59	11,51	0,34	70,85		
6	N1	1	136,55	3,80	45,49	0,27	56,97	
		2	161,97	4,40	40,11	0,35	74,62	
		3	163,69	4,13	24,22	0,32	68,18	
		4	150,68	3,89	24,81	0,34	72,05	
	N2	5	123,27	3,82	20,75	0,31	66,48	
		6	168,41	5,14	21,58	0,38	80,17	
		7	187,67	4,97	16,32	0,35	74,70	
		8	132,28	3,68	18,71	0,33	69,41	
		9	127,20	3,75	19,44	0,33	70,04	
		10	136,55	4,31	18,36	0,35	73,47	
		11	156,46	4,49	16,36	0,34	71,53	
	N3	12	143,96	3,84	16,46	0,33	68,87	
		13	194,60	5,05	18,12	0,35	73,60	
		14	151,96	3,73	19,46	0,30	64,23	
		15	131,39	3,64	19,34	0,32	68,63	
		16	133,14	3,71	15,47	0,33	69,80	
		17	158,65	4,36	14,65	0,32	67,60	
		18	156,07	3,89	17,29	0,32	68,53	
		19	121,96	4,02	15,49	0,30	63,47	
		20	135,72	4,02	18,30	0,31	64,69	
		21	144,06	3,77	14,19	0,28	58,17	
		22	164,93	3,95	14,97	0,31	65,89	
		23	150,62	4,03	16,75	0,33	70,34	

Profundidade (m)		Nº do golpe	FMX (kN)	VMX (m/s)	DFN (mm)	EFV (kN.m)	ETR (%)	Gráficos
7	N1	1	167,49	4,56	43,81	0,30	62,99	
		2	153,87	3,93	45,53	0,30	62,76	
		3	198,66	5,04	13,88	0,32	67,63	
		4	136,34	3,65	15,14	0,29	60,48	
		5	202,24	5,07	13,22	0,33	69,41	
		6	180,54	4,77	18,63	0,33	70,17	
	N2	7	158,96	4,01	14,14	0,29	60,98	
		8	185,88	4,94	15,88	0,34	71,62	
		9	187,56	5,02	16,96	0,36	75,90	
		10	167,49	4,49	12,13	0,34	71,78	
		11	190,13	5,00	11,56	0,34	72,45	
		12	191,83	5,11	7,84	0,35	73,31	
		13	191,56	5,01	5,98	0,35	74,57	
		14	193,78	4,84	7,60	0,34	71,43	
		15	172,66	4,13	2,51	0,30	64,19	
		16	138,65	3,63	0,97	0,28	60,02	
		17	172,47	4,26	5,05	0,36	75,98	
	18	164,91	3,76	7,28	0,35	73,59		
	19	178,89	4,75	5,18	0,37	78,48		
	20	183,37	4,96	6,67	0,36	76,68		
	21	158,13	3,91	10,93	0,40	85,22		
	22	163,42	3,95	5,49	0,34	72,05		
	23	153,66	3,56	7,44	0,34	71,25		
	N3	24	141,22	3,70	3,05	0,25	53,46	
		25	153,93	3,82	3,46	0,32	66,56	
		26	160,98	3,59	3,34	0,31	64,75	
		27	129,11	3,56	5,28	0,30	63,61	
		28	189,26	5,23	8,31	0,38	79,57	
		29	129,33	3,48	4,83	0,30	63,65	
		30	183,16	4,88	5,22	0,35	74,63	
		31	157,11	3,85	8,33	0,36	75,10	
		32	158,20	3,38	3,43	0,30	63,35	
		33	158,20	3,38	3,43	0,30	63,35	
		34	182,69	4,95	5,93	0,40	85,01	
		35	190,34	4,93	5,28	0,34	71,01	
		36	170,24	3,73	6,93	0,37	78,89	
		37	172,34	3,68	5,57	0,35	73,46	
		38	187,43	5,11	3,28	0,36	76,22	
		39	188,30	4,92	2,26	0,33	69,84	
		40	180,70	5,13	4,04	0,39	82,89	
		41	192,35	5,02	4,16	0,36	77,05	
		42	189,85	5,14	4,98	0,39	83,04	
		43	165,45	4,15	5,47	0,36	76,10	
		44	184,72	5,01	5,11	0,39	81,46	
		45	136,35	3,34	5,12	0,28	58,28	
		46	189,85	4,94	4,83	0,36	75,15	
		47	165,38	3,52	4,01	0,35	72,99	
		48	184,84	4,86	4,24	0,36	75,37	
		49	177,69	5,12	4,03	0,33	70,78	
		50	186,01	5,06	6,08	0,39	83,21	
		51	180,86	4,88	3,71	0,36	77,07	
		52	169,68	5,03	3,97	0,35	73,04	

Profundidade (m)		Nº do golpe	FMX (kN)	VMX (m/s)	DFN (mm)	EFV (kN.m)	ETR (%)	Gráficos
8	N1	1	152,21	4,78	47,62	0,32	68,32	
		2	183,59	4,47	17,63	0,29	62,15	
		3	169,55	4,58	15,61	0,35	73,45	
		4	185,89	4,02	3,16	0,24	51,51	
		5	164,18	3,95	1,32	0,27	57,01	
		6	162,98	3,66	4,61	0,29	61,81	
	N2	7	132,35	3,65	5,65	0,27	56,67	
		8	154,92	3,87	3,77	0,27	57,89	
		9	167,16	5,26	7,71	0,34	70,86	
		10	152,21	3,47	8,20	0,29	61,58	
		11	155,05	3,71	7,70	0,30	63,64	
		12	184,49	5,29	9,32	0,37	79,13	
		13	147,79	3,56	9,22	0,31	65,56	
		14	167,21	3,54	6,62	0,29	60,65	
		15	150,17	3,88	8,27	0,35	74,10	
		16	147,19	3,80	10,20	0,30	64,25	
		17	122,40	3,86	8,83	0,32	66,69	
		18	148,54	3,93	6,11	0,31	64,76	
		19	153,87	3,91	7,52	0,30	64,19	
		20	158,39	4,93	8,16	0,38	79,79	
		21	174,22	5,26	8,02	0,36	76,44	
		22	169,11	5,10	6,97	0,37	77,80	
		23	171,28	3,71	6,96	0,31	66,21	
	N3	24	154,32	3,82	2,31	0,32	66,84	
		25	152,51	3,83	5,27	0,32	68,11	
		26	150,79	3,75	5,28	0,32	68,59	
		27	160,08	4,23	8,22	0,38	80,57	
		28	164,77	3,68	5,84	0,31	65,39	
		29	132,52	3,46	5,96	0,29	61,08	
		30	166,82	5,22	4,99	0,36	75,11	
		31	174,76	4,92	6,75	0,39	81,92	
		32	153,90	3,71	6,70	0,31	66,11	
		33	163,82	3,70	4,09	0,29	62,15	
		34	137,96	3,74	5,63	0,32	67,15	
		35	161,16	4,17	6,81	0,35	73,18	
		36	187,98	5,43	6,21	0,38	81,05	
		37	137,59	3,33	4,69	0,29	60,42	
		38	135,61	3,66	4,41	0,29	60,40	
		39	161,29	3,27	6,29	0,32	67,03	
		40	156,19	3,39	2,40	0,28	59,91	
		41	163,61	4,95	6,17	0,37	77,54	
		42	156,43	3,80	3,66	0,32	68,12	
		43	176,72	4,95	5,06	0,36	77,05	
		44	153,04	3,43	3,19	0,31	65,09	
		45	140,94	3,49	4,82	0,30	62,66	
		46	177,01	4,97	7,41	0,35	74,73	
		47	162,94	4,43	5,33	0,34	72,87	
		48	147,54	3,31	5,41	0,31	65,10	
		49	167,34	3,17	1,13	0,27	56,64	
		50	156,96	3,42	2,93	0,29	61,63	
		51	163,73	3,47	2,34	0,32	67,27	
		52	143,86	3,70	7,50	0,33	68,92	
		53	137,46	3,50	1,98	0,28	58,58	
		54	157,77	3,45	2,30	0,30	64,26	
		55	163,60	3,78	4,81	0,35	72,98	
		56	173,21	5,03	4,93	0,33	70,38	
		57	158,46	3,61	2,56	0,34	70,82	
		58	134,35	3,55	5,24	0,30	62,40	
		59	155,79	3,59	3,47	0,34	70,86	
		60	148,92	3,73	0,80	0,31	64,68	
		61	144,14	3,40	5,98	0,31	64,75	
		62	129,93	3,43	5,02	0,30	64,22	
		63	182,20	4,70	1,85	0,31	66,09	
		64	168,30	3,29	0,52	0,29	60,23	
		65	163,59	3,49	2,67	0,31	65,00	
		66	154,63	3,43	1,49	0,31	65,91	
		67	130,87	2,96	5,47	0,29	60,79	
		68	147,23	3,41	0,04	0,26	55,17	
		69	137,87	3,37	-0,66	0,27	57,05	
		70	139,13	3,42	4,15	0,30	63,66	
		71	152,53	2,73	2,62	0,21	45,19	

Profundidade (m)		Nº do golpe	FMX (kN)	VMX (m/s)	DFN (mm)	EFV (kN.m)	ETR (%)	Gráficos
9	N1	1	163,79	4,59	44,83	0,23	49,48	
		2	182,39	4,59	45,10	0,29	61,75	
		3	151,18	3,72	12,78	0,24	49,68	
		4	161,41	3,49	3,27	0,20	42,38	
		5	159,15	4,43	17,26	0,29	60,73	
		6	184,28	4,79	23,94	0,32	66,87	
	N2	7	166,09	4,17	33,93	0,30	64,23	
		8	180,97	4,55	19,70	0,32	66,61	
		9	155,85	3,76	15,10	0,25	53,33	
		10	163,79	3,93	7,37	0,27	57,44	
		11	166,08	4,28	10,01	0,33	69,57	
		12	147,59	3,51	11,20	0,33	69,14	
		13	184,29	4,74	10,91	0,34	72,34	
		14	175,55	4,36	8,01	0,36	75,57	
		15	188,43	3,58	5,47	0,28	58,47	
		16	148,66	3,36	8,37	0,31	64,52	
		17	187,79	3,80	9,98	0,33	68,99	
		18	181,95	3,92	7,06	0,32	68,56	
		19	165,73	3,84	9,19	0,33	69,94	
		20	167,33	3,08	4,25	0,25	53,32	
		21	182,20	4,63	7,43	0,34	72,01	
		22	181,27	4,74	8,43	0,36	75,98	
		23	149,33	3,72	3,33	0,30	63,37	
	N3	24	192,18	4,72	6,25	0,35	73,22	
		25	171,25	4,56	4,11	0,32	67,67	
		26	185,25	4,19	3,93	0,33	69,44	
		27	173,51	4,32	6,30	0,34	71,73	
		28	162,63	4,33	7,87	0,35	74,50	
		29	171,19	4,61	7,96	0,35	73,48	
		30	187,75	4,47	5,00	0,31	65,73	
		31	169,84	4,68	8,50	0,36	75,11	
		32	169,28	4,27	5,44	0,33	69,89	
		33	180,82	4,46	8,19	0,35	74,20	
		34	184,37	4,31	4,15	0,31	66,49	
		35	191,88	4,64	5,35	0,32	68,06	
		36	129,29	3,12	8,06	0,31	65,28	
		37	181,34	4,23	5,25	0,32	67,13	
		38	174,71	3,68	6,30	0,32	67,18	
		39	157,65	3,43	18,30	0,37	79,12	
		40	171,71	4,84	6,57	0,37	78,42	
		41	156,18	3,10	6,52	0,33	70,45	
		42	159,95	3,38	10,99	0,36	76,46	
		43	166,07	3,92	4,81	0,32	67,41	
		44	187,41	2,88	-1,75	0,24	51,64	
		45	158,50	4,18	-0,10	0,26	55,50	

Profundidade (m)		Nº do golpe	FMX (kN)	VMX (m/s)	DFN (mm)	EFV (kN.m)	ETR (%)	Gráficos	
10	N1	1	143,60	4,45	14,81	0,30	63,00		
		2	131,27	3,52	14,95	0,34	71,66		
		3	183,93	4,02	11,60	0,34	71,83		
		4	143,70	3,24	7,44	0,26	54,28		
		5	157,47	3,65	5,78	0,33	70,27		
		6	186,94	3,68	10,66	0,34	71,59		
		7	179,30	4,00	5,93	0,33	69,62		
		8	188,92	3,66	10,87	0,36	75,87		
		9	173,70	4,08	5,93	0,33	70,52		
		10	143,60	3,68	12,62	0,37	77,89		
		11	146,54	3,20	0,82	0,24	50,49		
		12	143,30	3,07	0,84	0,26	54,53		
		13	165,03	3,20	9,21	0,33	69,94		
	14	N2	14	131,25	3,04	7,14	0,29		62,24
	15		138,08	3,06	7,68	0,30	63,97		
	16		148,35	3,32	6,81	0,31	65,79		
	17		189,25	3,82	10,08	0,34	72,63		
	18		142,11	3,61	6,27	0,32	68,10		
	19		137,21	3,17	6,01	0,30	63,07		
	20		164,62	3,88	5,91	0,36	76,24		
	21		159,35	2,76	3,02	0,23	47,80		
	22		158,75	5,27	0,88	0,37	78,82		
	23		185,92	2,79	6,59	0,31	66,34		
	24		146,94	2,90	2,24	0,26	55,96		
	25		181,58	4,71	3,29	0,37	78,90		
	26		187,34	3,19	1,35	0,30	63,11		
	27	157,30	3,68	5,91	0,34	72,84			
	28	160,62	2,95	2,64	0,26	55,20			
	29	186,09	3,94	2,55	0,37	78,51			
	30	172,55	3,23	4,08	0,37	77,79			
	31	181,69	3,38	9,81	0,38	80,81			
	32	191,68	2,79	6,22	0,35	73,47			
	33	164,03	2,81	5,57	0,33	70,20			
	34	148,01	3,65	4,91	0,36	75,31			
	35	157,13	3,22	1,51	0,30	63,95			
	36	157,13	3,22	1,51	0,30	63,95			
	37	159,35	3,87	1,21	0,34	72,31			
	38	207,47	2,92	1,32	0,35	74,10			
	39	185,86	2,88	1,45	0,31	65,77			
	40	175,05	2,58	-2,29	0,25	51,88			
	41	N3	41	179,47	3,83	1,87	0,32		67,25
	42		154,75	3,50	3,36	0,29	61,58		
	43		194,90	4,61	3,81	0,38	79,53		
	44		181,35	4,09	2,71	0,34	70,93		
	45		184,19	4,58	2,66	0,37	77,50		
	46		202,73	5,13	3,86	0,36	76,67		
	47		158,30	4,53	-0,13	0,27	57,94		
	48		184,91	4,75	0,93	0,36	75,95		
	49		183,07	4,52	0,80	0,33	70,14		
	50		213,35	5,05	4,44	0,36	76,16		
	51		185,96	4,58	3,74	0,39	81,40		
	52		146,21	3,55	-4,15	0,24	49,78		
	53		181,25	4,14	3,07	0,37	77,60		
	54	167,05	3,60	2,66	0,33	68,81			
	55	179,71	4,68	0,36	0,34	72,35			
	56	157,25	3,63	-7,08	0,26	54,23			
	57	159,42	3,84	-5,58	0,28	59,49			
	58	189,25	5,14	0,86	0,34	71,61			
	59	162,52	3,54	-0,42	0,26	55,19			
	60	159,82	3,77	4,73	0,30	63,54			
	61	205,36	5,09	6,42	0,38	79,40			
	62	148,04	3,54	-4,79	0,20	41,38			
	63	150,85	3,64	-2,58	0,25	52,85			
	64	150,90	3,63	-2,25	0,28	59,27			
	65	150,63	3,60	-6,12	0,23	48,28			
	66	174,78	3,79	0,90	0,32	67,73			
	67	211,05	4,83	-0,47	0,32	67,58			
	68	144,69	3,83	3,69	0,31	66,44			
	69	150,23	3,94	2,49	0,27	57,81			
	70	155,96	3,64	-7,09	0,23	47,60			
	71	136,11	3,53	-9,22	0,16	33,71			
	73	183,60	5,10	4,31	0,39	82,45			
	74	171,52	3,80	2,09	0,33	69,44			
	75	167,72	3,52	1,97	0,29	60,69			
	76	194,11	5,24	2,66	0,36	75,38			
	77	176,90	5,00	3,03	0,39	83,09			
	78	183,46	3,51	0,15	0,31	66,24			
	79	185,93	4,82	3,04	0,39	82,11			
	80	190,49	4,76	3,81	0,38	80,89			
	81	160,64	3,83	0,57	0,29	61,54			

Profundidade (m)		Nº do golpe	FMX (kN)	VMX (m/s)	DFN (mm)	EFV (kN.m)	ETR (%)	Gráficos
11	N1	1	134,68	4,05	25,63	0,26	54,31	
		2	135,02	3,72	8,33	0,25	53,64	
		3	157,53	4,08	5,67	0,22	47,36	
		4	142,20	4,07	-2,18	0,24	51,48	
		5	160,07	4,96	0,74	0,35	74,34	
		6	185,86	4,93	0,52	0,32	68,66	
		7	149,17	3,99	-5,05	0,29	61,12	
		8	133,74	3,75	2,41	0,30	63,16	
		9	167,36	4,70	1,56	0,35	73,65	
		10	134,68	3,65	-3,22	0,30	62,95	
		11	122,90	3,50	-2,96	0,25	52,11	
		12	141,52	3,67	0,76	0,30	62,38	
		13	136,72	3,94	-4,19	0,22	46,56	
	N2	14	131,72	3,56	-8,37	0,23	48,81	
		15	136,18	3,95	-4,23	0,22	46,76	
		16	143,00	3,82	-6,14	0,28	59,27	
		17	132,45	3,61	1,82	0,32	67,29	
		18	138,75	3,63	-5,56	0,20	42,65	
		19	139,68	3,85	-1,68	0,30	63,26	
		20	136,78	3,73	-2,80	0,30	62,39	
		21	136,51	3,68	-0,17	0,28	59,96	
		22	147,41	3,58	-5,17	0,26	54,21	
		23	137,85	3,74	-4,91	0,25	52,46	
		24	128,41	3,77	0,33	0,28	60,20	
		25	131,92	3,61	-0,33	0,28	59,57	
		26	136,15	3,58	-11,36	0,18	39,04	
		27	177,85	4,77	-0,11	0,33	70,20	
		28	140,53	3,63	-7,26	0,22	45,49	
		29	149,93	3,94	-5,24	0,29	60,68	
		30	146,83	3,59	-8,25	0,24	50,62	
		31	150,93	3,83	-1,78	0,31	66,00	
		32	158,14	4,53	2,64	0,35	74,60	
		33	140,79	3,58	1,80	0,32	68,06	
		34	150,23	3,63	-1,97	0,26	55,94	
		35	169,93	4,48	0,70	0,34	70,86	
		36	172,64	5,30	-1,06	0,32	67,80	
		37	152,04	3,69	-9,90	0,21	45,21	
		38	141,73	3,44	-2,09	0,25	53,41	
		39	137,14	3,49	4,70	0,33	69,58	
		40	147,30	3,82	-3,94	0,27	56,49	
		N3	41	159,34	4,24	-1,03	0,32	
	42		139,02	3,52	-4,29	0,22	47,39	
	43		148,44	3,88	4,30	0,33	70,00	
	44		158,58	3,88	-3,98	0,28	59,24	
	45		159,70	4,18	1,14	0,34	71,38	
	46		133,61	3,62	1,35	0,29	61,58	
	47		203,08	5,09	1,54	0,33	70,26	
	48		149,90	3,85	-0,62	0,31	65,18	
	49		179,42	5,13	1,60	0,38	79,46	
	50		148,56	3,58	-3,55	0,27	57,75	
	51		173,13	5,22	0,38	0,37	77,29	
	52		134,37	3,52	-1,52	0,25	53,30	
	53		139,30	3,50	-3,96	0,22	47,11	

Profundidade (m)		Nº do golpe	FMX (kN)	VMX (m/s)	DFN (mm)	EFV (kN.m)	ETR (%)	Gráficos
12	N1	1	171,70	5,45	10,00	0,29	62,11	
		2	188,09	5,57	8,14	0,31	66,12	
		3	204,98	5,59	6,09	0,31	65,52	
		4	133,14	4,16	-0,20	0,23	48,30	
		5	147,63	4,17	-7,05	0,23	47,63	
		6	140,18	4,05	-5,65	0,20	43,23	
	N2	7	143,77	4,02	-0,26	0,25	52,24	
		8	146,79	4,13	0,31	0,25	53,30	
		9	143,37	4,26	0,82	0,28	60,17	
		10	171,70	4,01	-3,71	0,25	52,11	
		11	160,51	4,32	1,08	0,31	64,80	
		12	173,26	5,24	-3,65	0,28	59,36	
		13	204,03	5,23	-5,22	0,26	54,27	
		14	143,03	4,22	-0,23	0,26	54,88	
		15	139,55	4,02	-3,84	0,24	50,76	
		16	153,97	4,14	-9,55	0,25	52,69	
		17	171,63	5,10	-4,59	0,26	54,46	
		18	176,85	5,15	-0,60	0,29	61,91	
		19	192,14	5,40	1,59	0,30	64,07	
		20	185,23	5,34	0,52	0,30	63,37	
		21	146,30	4,11	-2,20	0,27	56,58	
		22	177,37	5,29	0,52	0,29	61,23	
		23	141,52	4,04	2,57	0,27	56,03	
		24	143,14	4,05	3,51	0,28	58,54	
	25	135,64	3,85	2,53	0,27	57,11		
	26	146,31	3,89	1,21	0,25	53,71		
	27	188,75	5,43	4,06	0,32	68,56		
	28	137,61	3,95	-4,83	0,20	41,20		
	29	152,99	3,92	-0,31	0,29	61,37		
	30	144,90	4,13	3,68	0,33	69,11		
	31	154,12	4,07	0,72	0,30	62,69		
N3	32	172,49	4,80	-2,45	0,33	70,02		
	33	140,21	3,89	-3,18	0,27	57,52		
	34	149,10	3,95	-5,57	0,26	55,97		
	35	144,08	3,99	-3,30	0,28	58,44		
	36	132,55	3,76	-6,79	0,23	47,73		
	37	139,17	3,85	-3,64	0,23	47,59		
	38	132,35	3,72	-4,83	0,23	48,28		
	39	160,77	4,18	-4,99	0,29	62,16		
	40	128,30	3,87	-6,46	0,26	55,82		
	41	126,00	3,64	3,69	0,24	50,55		
	42	133,56	3,70	-1,96	0,22	46,16		
	43	142,63	3,88	-7,35	0,26	55,96		
	44	181,59	5,05	-7,57	0,26	54,32		
	45	171,12	4,76	-6,81	0,29	62,01		
46	182,73	4,82	-4,14	0,29	61,52			
47	127,34	3,81	-1,98	0,25	53,31			
48	144,17	3,79	-10,42	0,25	53,74			
49	140,26	3,69	-4,24	0,25	52,53			
50	192,34	5,16	-0,82	0,30	63,96			
51	152,32	3,71	-5,17	0,23	48,24			
52	171,29	5,09	-7,37	0,28	59,48			
53	178,14	5,22	-8,40	0,29	60,55			
54	129,23	3,80	-8,86	0,20	43,08			
55	179,43	4,93	-5,94	0,29	60,39			
56	133,80	3,84	-8,19	0,24	51,70			
57	129,63	3,86	7,91	0,26	54,91			
58	189,25	5,14	0,86	0,34	71,61			
59	139,51	3,95	8,35	0,30	63,71			
60	146,46	3,69	-3,19	0,25	53,36			
61	144,64	3,69	-6,14	0,26	54,13			

Cálculo do Coeficiente η_1

Prof. (m)	Nspt	Nº pancadas	ETR	η^*	D	
1	9	n1	64,81	61,66	39,31	
		n2	65,35	63,18	26,55	
		n3	63,62	62,05	19,62	
		n4	65,81	64,18	19,73	
		n5	66,95	65,55	16,71	
		n6	69,16	67,20	22,59	
		n7	80,19	77,57	26,14	
		n8	59,52	57,67	24,93	
		n9	70,81	68,24	29,07	
	5	n10	65,95	63,67	27,60	
		n11	67,78	65,18	30,85	
		n12	79,44	75,75	37,53	
		n13	73,80	70,15	40,02	
	3	n14	65,79	62,29	43,11	
		n15	61,87	58,50	44,28	
n16		65,89	61,92	49,14		
2	3	n17	66,51	62,68	46,96	
		n1	50,05	45,24	81,17	
		n2	61,32	58,22	40,99	
	4	n3	68,88	65,46	40,21	
		n4	51,66	49,03	41,15	
		n5	55,15	52,13	44,42	
		n6	56,95	54,00	42,09	
	6	n7	62,26	59,22	39,45	
		n8	70,31	66,88	39,46	
		n9	60,72	58,17	33,83	
		n10	62,79	60,26	32,44	
		n11	64,75	62,40	28,98	
		n12	62,07	59,98	27,00	
	3	3	n13	56,60	54,97	23,03
			n1	53,12	49,37	58,13
n2			56,83	54,06	39,51	
4		n3	49,85	47,48	38,30	
		n4	63,29	60,38	37,14	
		n5	70,04	66,69	38,57	
		n6	65,19	62,71	30,58	
7		n7	75,33	72,06	35,02	
		n8	64,73	62,46	28,14	
		n9	66,03	63,76	27,47	
		n10	61,50	59,68	23,52	
		n11	70,55	68,45	23,78	
		n12	72,26	70,23	22,50	
		n13	68,87	67,10	20,46	
4		8	n14	73,75	71,93	19,67
	n1		55,93	53,80	30,63	
	n2		63,17	61,07	26,62	
	n3		60,49	58,82	21,99	
	n4		61,93	60,32	20,64	
	n5		53,81	52,80	15,01	
	n6		59,84	58,61	16,36	
	n7		60,14	59,02	14,87	
	14	n8	58,15	57,43	9,90	
		n9	63,00	61,93	13,66	
		n10	62,13	61,39	9,57	
		n11	64,39	63,46	11,53	
		n12	66,69	65,63	12,69	
		n13	71,58	70,50	12,11	
		n14	57,06	56,36	9,92	
		n15	55,44	54,74	10,16	
		n16	61,48	60,76	9,46	
		n17	63,26	62,34	11,71	
		n18	65,92	65,08	10,30	
		n19	55,64	55,10	7,85	
		n20	58,21	57,58	8,83	
		n21	58,50	57,79	9,74	
	n22	61,63	60,96	8,75		
	14	n23	58,46	57,66	10,98	
		n24	76,90	75,46	14,92	
		n25	68,44	67,43	11,83	
		n26	58,76	57,97	10,89	
		n27	63,31	62,64	8,54	
		n28	64,14	63,57	7,23	
		n29	64,59	64,27	4,19	
		n30	74,43	73,67	8,33	
		n31	75,23	74,33	9,63	
		n32	67,61	67,00	7,42	
		n33	78,45	76,90	15,79	
		n34	64,45	63,91	6,86	
		n35	61,50	61,32	2,70	
n36		72,20	71,70	5,73		

Prof. (m)	Nspt	Nº pancadas	ETR	η^*	D
5	15	n1	68,86	66,38	28,88
		n2	63,46	62,28	14,88
		n3	58,02	57,26	10,47
		n4	62,80	62,03	9,96
		n5	57,50	56,81	9,78
		n6	65,68	64,84	10,35
		n7	57,04	56,43	8,68
		n8	57,64	57,20	6,37
		n9	58,86	58,27	8,13
		n10	69,30	68,80	6,00
		n11	60,51	59,88	8,43
		n12	60,05	59,37	9,08
		n13	70,01	69,29	8,33
		n14	74,65	73,84	8,81
		n15	73,37	72,36	11,03
		n16	68,81	68,12	8,20
		n17	68,81	68,12	8,20
	16	n18	64,89	64,38	6,44
		n19	58,83	58,34	6,88
		n20	71,86	71,22	7,29
		n21	58,28	58,24	0,92
		n22	63,27	62,79	6,22
		n23	58,38	57,95	6,03
		n24	61,99	61,22	9,95
		n25	75,04	74,16	9,39
		n26	74,59	73,58	10,94
		n27	64,76	63,80	11,95
		n28	65,59	65,38	2,89
		n29	65,22	64,55	8,30
		n30	77,25	76,25	10,32
		n31	72,84	71,44	15,36
16	n32	67,25	66,80	5,54	
	n33	77,09	76,18	9,48	
	n34	66,20	65,57	7,73	
	n35	68,44	67,79	7,69	
	n36	71,61	70,23	15,44	
	n37	76,39	75,66	7,71	
	n38	63,27	62,52	9,51	
	n39	63,37	62,57	10,16	
	n40	60,60	60,16	5,89	
	n41	64,72	63,99	9,16	
	n42	74,77	73,76	10,79	
	n43	69,66	68,60	12,16	
	n44	66,56	65,50	12,74	
	n45	60,91	60,65	3,63	
	n46	67,82	66,59	14,48	
	n47	70,85	69,83	11,51	
6	4	n1	56,97	53,78	45,49
		n2	74,62	70,92	40,11
		n3	68,18	66,11	24,22
		n4	72,05	69,81	24,81
	8	n5	66,48	64,75	20,75
		n6	80,17	78,00	21,58
		n7	74,70	73,17	16,32
		n8	69,41	67,78	18,71
		n9	70,04	68,34	19,44
		n10	73,47	71,78	18,36
		n11	71,53	70,06	16,36
		n12	68,87	67,45	16,46
	11	n13	73,60	71,93	18,12
		n14	64,23	62,66	19,46
		n15	68,63	66,97	19,34
		n16	69,80	68,45	15,47
		n17	67,60	66,36	14,65
		n18	68,53	67,04	17,29
		n19	63,47	62,24	15,49
		n20	64,69	63,20	18,30
		n21	58,17	57,13	14,19
		n22	65,89	64,65	14,97
		n23	70,34	68,86	16,75

Prof. (m)	Nspt	Nº pancadas	ETR	η^*	D
7	6	n1	62,99	59,60	43,81
		n2	62,76	59,25	45,53
		n3	67,63	66,46	13,88
		n4	60,48	59,33	15,14
		n5	69,41	68,27	13,22
		n6	70,17	68,53	18,63
	17	n7	60,98	59,90	14,14
		n8	71,62	70,20	15,88
		n9	75,90	74,28	16,96
		n10	71,78	70,69	12,13
		n11	72,45	71,41	11,56
		n12	73,31	72,61	7,84
		n13	74,57	74,03	5,98
		n14	71,43	70,77	7,60
		n15	64,19	64,02	2,51
		n16	60,02	59,98	0,97
		n17	75,98	75,52	5,05
		n18	73,59	72,94	7,28
		n19	78,48	78,00	5,18
		n20	76,68	76,06	6,67
		n21	85,22	84,06	10,93
		n22	72,05	71,58	5,49
		n23	71,25	70,60	7,44
	29	n24	53,46	53,27	3,05
		n25	66,56	66,30	3,46
		n26	64,75	64,51	3,34
		n27	63,61	63,21	5,28
		n28	79,57	78,75	8,31
		n29	63,65	63,28	4,83
		n30	74,63	74,17	5,22
		n31	75,10	74,33	8,33
		n32	63,35	63,11	3,43
		n33	63,35	63,11	3,43
n34		85,01	84,41	5,93	
n35		71,01	70,56	5,28	
n36		78,89	78,22	6,93	
n37		73,46	72,97	5,57	
n38		76,22	75,94	3,28	
n39		69,84	69,67	2,26	
n40		82,89	82,50	4,04	
n41		77,05	76,67	4,16	
n42		83,04	82,55	4,98	
n43		76,10	75,60	5,47	
n44		81,46	80,96	5,11	
n45		58,28	57,92	5,12	
n46		75,15	74,72	4,83	
n47		72,99	72,65	4,01	
n48		75,37	75,00	4,24	
n49		70,78	70,45	4,03	
n50		83,21	82,60	6,08	
n51		77,07	76,74	3,71	
n52		73,04	72,70	3,97	

Prof. (m)	Nspt	Nº pancadas	ETR	η^*	D
8	11	n1	68,32	64,33	47,62
		n2	62,15	60,78	17,63
		n3	73,45	72,01	15,61
		n4	51,51	51,33	3,16
		n5	57,01	56,95	1,32
		n6	61,81	61,47	4,61
		n7	56,67	56,29	5,65
		n8	57,89	57,64	3,77
		n9	70,86	70,19	7,71
		n10	61,58	60,96	8,20
		n11	63,64	63,04	7,70
	26	n12	79,13	78,22	9,32
		n13	65,56	64,81	9,22
		n14	60,65	60,16	6,62
		n15	74,10	73,35	8,27
		n16	64,25	63,43	10,20
		n17	66,69	65,97	8,83
		n18	64,76	64,28	6,11
		n19	64,19	63,59	7,52
		n20	79,79	78,99	8,16
		n21	76,44	75,69	8,02
		n22	77,80	77,13	6,97
		n23	66,21	65,65	6,96
		n24	66,84	66,68	2,31
		n25	68,11	67,68	5,27
		n26	68,59	68,16	5,28
		n27	80,57	79,75	8,22
		n28	65,39	64,93	5,84
		n29	61,08	60,64	5,96
		n30	75,11	74,66	4,99
		n31	81,92	81,24	6,75
		n32	66,11	65,57	6,70
		n33	62,15	61,86	4,09
		n34	67,15	66,70	5,63
		n35	73,18	72,57	6,81
		n36	81,05	80,43	6,21
		n37	60,42	60,09	4,69
	34	n38	60,40	60,09	4,41
		n39	67,03	66,52	6,29
		n40	59,91	59,75	2,40
		n41	77,54	76,96	6,17
		n42	68,12	67,84	3,66
		n43	77,05	76,59	5,06
		n44	65,09	64,85	3,19
		n45	62,66	62,31	4,82
		n46	74,73	74,05	7,41
		n47	72,87	72,41	5,33
		n48	65,10	64,68	5,41
		n49	56,64	56,59	1,13
		n50	61,63	61,43	2,93
		n51	67,27	67,10	2,34
		n52	68,92	68,29	7,50
		n53	58,58	58,46	1,98
		n54	64,26	64,10	2,30
		n55	72,98	72,57	4,81
		n56	70,38	69,97	4,93
		n57	70,82	70,62	2,56
		n58	62,40	62,01	5,24
		n59	70,86	70,58	3,47
		n60	64,68	64,65	0,80
		n61	64,75	64,28	5,98
		n62	64,22	63,83	5,02
		n63	66,09	65,97	1,85
		n64	60,23	60,22	0,52
		n65	65,00	64,81	2,67
		n66	65,91	65,82	1,49
		n67	60,79	60,39	5,47
		n68	55,17	55,20	0,04
		n69	57,05	57,14	-0,66
		n70	63,66	63,35	4,15
		n71	45,19	45,06	2,62

Prof. (m)	Nspt	Nº pancadas	ETR	η^*	D
9	6	n1	49,48	46,75	44,83
		n2	61,75	58,32	45,10
		n3	49,68	48,89	12,78
		n4	42,38	42,23	3,27
		n5	60,73	59,41	17,26
		n6	66,87	64,87	23,94
	12	n7	64,23	61,52	33,93
		n8	66,61	64,97	19,70
		n9	53,33	52,32	15,10
		n10	57,44	56,92	7,37
		n11	69,57	68,70	10,01
		n12	69,14	68,17	11,20
		n13	72,34	71,36	10,91
		n14	75,57	74,83	8,01
		n15	58,47	58,09	5,47
		n16	64,52	63,86	8,37
		n17	68,99	68,13	9,98
		n18	68,56	67,96	7,06
	27	n19	69,94	69,15	9,19
		n20	53,32	53,06	4,25
		n21	72,01	71,36	7,43
		n22	75,98	75,19	8,43
		n23	63,37	63,13	3,33
		n24	73,22	72,67	6,25
		n25	67,67	67,35	4,11
		n26	69,44	69,12	3,93
		n27	71,73	71,18	6,30
		n28	74,50	73,78	7,87
		n29	73,48	72,76	7,96
		n30	65,73	65,34	5,00
		n31	75,11	74,32	8,50
		n32	69,89	69,43	5,44
		n33	74,20	73,45	8,19
		n34	66,49	66,17	4,15
		n35	68,06	67,63	5,35
		n36	65,28	64,63	8,06
		n37	67,13	66,71	5,25
		n38	67,18	66,67	6,30
		n39	79,12	77,31	18,30
		n40	78,42	77,80	6,57
		n41	70,45	69,89	6,52
		n42	76,46	75,42	10,99
		n43	67,41	67,03	4,81
		n44	51,64	51,79	-1,75
		n45	55,50	55,54	-0,10

Prof. (m)	Nspt	Nº pancadas	ETR	η^*	D
10	13	n1	63,00	61,83	14,81
		n2	71,66	70,32	14,95
		n3	71,83	70,79	11,60
		n4	54,28	53,78	7,44
		n5	70,27	69,78	5,78
		n6	71,59	70,64	10,66
		n7	69,62	69,12	5,93
		n8	75,87	74,84	10,87
		n9	70,52	70,02	5,93
		n10	77,89	76,67	12,62
		n11	50,49	50,47	0,82
		n12	54,53	54,50	0,84
		n13	69,94	69,14	9,21
	26	n14	62,24	61,69	7,14
		n15	63,97	63,37	7,68
		n16	65,79	65,24	6,81
		n17	72,63	71,72	10,08
		n18	68,10	67,58	6,27
		n19	63,07	62,61	6,01
		n20	76,24	75,69	5,91
		n21	47,80	47,63	3,02
		n22	78,82	78,78	0,88
		n23	66,34	65,80	6,59
		n24	55,96	55,83	2,24
		n25	78,90	78,60	3,29
		n26	63,11	63,04	1,35
		n27	72,84	72,32	5,91
		n28	55,20	55,04	2,64
		n29	78,51	78,29	2,55
		n30	77,79	77,42	4,08
		n31	80,81	79,83	9,81
		n32	73,47	72,91	6,22
		n33	70,20	69,73	5,57
		n34	75,31	74,87	4,91
		n35	63,95	63,86	1,51
		n36	63,95	63,86	1,51
		n37	72,31	72,24	1,21
		n38	74,10	74,02	1,32
		n39	65,77	65,69	1,45
	34	n40	51,88	52,06	-2,29
		n41	67,25	67,13	1,87
		n42	61,58	61,35	3,36
		n43	79,53	79,18	3,81
		n44	70,93	70,72	2,71
		n45	77,50	77,27	2,66
		n46	76,67	76,32	3,86
		n47	57,94	57,99	-0,13
		n48	75,95	75,90	0,93
		n49	70,14	70,10	0,80
		n50	76,16	75,76	4,44
		n51	81,40	81,04	3,74
		n52	49,78	50,08	-4,15
		n53	77,60	77,33	3,07
		n54	68,81	68,61	2,66
		n55	72,35	72,35	0,36
		n56	54,23	54,77	-7,08
		n57	59,49	59,96	-5,58
		n58	71,61	71,57	0,86
		n59	55,19	55,25	-0,42
		n60	63,54	63,19	4,73
		n61	79,40	78,78	6,42
		n62	41,38	41,66	-4,79
		n63	52,85	53,06	-2,58
		n64	59,27	59,48	-2,25
		n65	48,28	48,70	-6,12
		n66	67,73	67,69	0,90
		n67	67,58	67,67	-0,47
		n68	66,44	66,16	3,69
		n69	57,81	57,65	2,49
		n70	47,60	48,08	-7,09
		n71	33,71	34,15	-9,22
		n73	82,45	82,03	4,31
		n74	69,44	69,29	2,09
	n75	60,69	60,57	1,97	
	n76	75,38	75,16	2,66	
	n77	83,09	82,81	3,03	
	n78	66,24	66,26	0,15	
	n79	82,11	81,83	3,04	
	n80	80,89	80,53	3,81	
	n81	61,54	61,53	0,57	

Prof. (m)	Nspt	Nº pancadas	ETR	η^*	D	
11	20	n1	54,31	52,57	25,63	
		n2	53,64	53,09	8,33	
		n3	47,36	47,03	5,67	
		n4	51,48	51,66	-2,18	
		n5	74,34	74,31	0,74	
		n6	68,66	68,65	0,52	
		n7	61,12	61,57	-5,05	
		n8	63,16	63,00	2,41	
		n9	73,65	73,54	1,56	
		n10	62,95	63,25	-3,22	
		n11	52,11	52,34	-2,96	
		n12	62,38	62,35	0,76	
		n13	46,56	46,85	-4,19	
		n14	48,81	49,38	-8,37	
		n15	46,76	47,05	-4,23	
		n16	59,27	59,79	-6,14	
		n17	67,29	67,16	1,82	
		n18	42,65	42,99	-5,56	
		n19	63,26	63,43	-1,68	
		n20	62,39	62,66	-2,80	
		33	n21	59,96	60,00	-0,17
			n22	54,21	54,62	-5,17
			n23	52,46	52,84	-4,91
			n24	60,20	60,21	0,33
			n25	59,57	59,63	-0,33
			n26	39,04	39,65	-11,36
			n27	70,20	70,25	-0,11
			n28	45,49	45,96	-7,26
			n29	60,68	61,14	-5,24
			n30	50,62	51,21	-8,25
			n31	66,00	66,20	-1,78
			n32	74,60	74,38	2,64
			n33	68,06	67,94	1,80
		n34	55,94	56,12	-1,97	
		n35	70,86	70,84	0,70	
		n36	67,80	67,94	-1,06	
		n37	45,21	45,83	-9,90	
		n38	53,41	53,59	-2,09	
		n39	69,58	69,20	4,70	
		n40	56,49	56,81	-3,94	
		n41	68,65	68,78	-1,03	
		n42	47,39	47,68	-4,29	
		n43	70,00	69,65	4,30	
		n44	59,24	59,58	-3,98	
		n45	71,38	71,31	1,14	
		n46	61,58	61,50	1,35	
		n47	70,26	70,16	1,54	
		n48	65,18	65,27	-0,62	
		n49	79,46	79,34	1,60	
		n50	57,75	58,06	-3,55	
		n51	77,29	77,30	0,38	
		n52	53,30	53,44	-1,52	
		n53	47,11	47,38	-3,96	

Prof. (m)	Nspt	Nº pancadas	ETR	η^*	D
12	6	n1	62,11	61,34	10,00
		n2	66,12	65,46	8,14
		n3	65,52	65,04	6,09
		n4	48,30	48,34	-0,20
		n5	47,63	48,10	-7,05
		n6	43,23	43,58	-5,65
	25	n7	52,24	52,29	-0,26
		n8	53,30	53,31	0,31
		n9	60,17	60,14	0,82
		n10	52,11	52,40	-3,71
		n11	64,80	64,74	1,08
		n12	59,36	59,68	-3,65
		n13	54,27	54,67	-5,22
		n14	54,88	54,92	-0,23
		n15	50,76	51,05	-3,84
		n16	52,69	53,39	-9,55
		n17	54,46	54,83	-4,59
		n18	61,91	62,00	-0,60
		n19	64,07	63,97	1,59
		n20	63,37	63,36	0,52
		n21	56,58	56,78	-2,20
		n22	61,23	61,22	0,52
		n23	56,03	55,87	2,57
		n24	58,54	58,31	3,51
		n25	57,11	56,95	2,53
		n26	53,71	53,66	1,21
		n27	68,56	68,24	4,06
		n28	41,20	41,49	-4,83
		n29	61,37	61,43	-0,31
		n30	69,11	68,81	3,68
		n31	62,69	62,66	0,72
	30	n32	70,02	70,29	-2,45
		n33	57,52	57,79	-3,18
		n34	55,97	56,42	-5,57
		n35	58,44	58,73	-3,30
		n36	47,73	48,18	-6,79
		n37	47,59	47,85	-3,64
		n38	48,28	48,61	-4,83
		n39	62,16	62,61	-4,99
		n40	55,82	56,33	-6,46
		n41	50,55	50,33	3,69
		n42	46,16	46,30	-1,96
		n43	55,96	56,54	-7,35
		n44	54,32	54,90	-7,57
		n45	62,01	62,60	-6,81
		n46	61,52	61,89	-4,14
		n47	53,31	53,48	-1,98
		n48	53,74	54,52	-10,42
		n49	52,53	52,86	-4,24
		n50	63,96	64,06	-0,82
		n51	48,24	48,60	-5,17
		n52	59,48	60,10	-7,37
		n53	60,55	61,26	-8,40
		n54	43,08	43,61	-8,86
		n55	60,39	60,90	-5,94
		n56	51,70	52,30	-8,19
		n57	54,91	54,38	7,91
		n58	71,61	71,57	0,86
		n59	63,71	63,06	8,35
		n60	53,36	53,61	-3,19
		n61	54,13	54,60	-6,14

η_1 Médio

64,267 %

0,6427