



**Universidade Federal do Rio de Janeiro**

**Escola Politécnica**

**Programa de Projeto de Estruturas**

**Sergio Dantas Hecksher**

**PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA MOLDADA NO  
LOCAL UTILIZANDO CÉLULA EXPANSIVA EM OBRA *NEAR  
SHORE***

Rio de Janeiro  
2021



Universidade Federal do Rio de Janeiro  
Escola Politécnica  
Programa de Projeto de Estruturas

Sergio Dantas Hecksher

PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA MOLDADA NO LOCAL  
UTILIZANDO CÉLULA EXPANSIVA EM OBRA *NEAR SHORE*

Rio de Janeiro  
2021



**UFRJ**

Sergio Dantas Hecksher

PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA MOLDADA NO LOCAL  
UTILIZANDO CÉLULA EXPANSIVA EM OBRA *NEAR SHORE*

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas

Orientadora:

Alessandra Conde de Freitas

Rio de Janeiro

2021

Hecksher, Sergio Dantas.

Prova de carga estática em estaca moldada no local utilizando célula expansiva em obra *near shore* / Sergio Dantas Hecksher – 2021.

136. : 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2021.

Orientadora: Alessandra Conde de Freitas

1. Metodologia Executiva. 2. Estacas. 3. Prova de carga estática com célula expansiva. I. Freitas, Alessandra Conde de. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA MOLDADA NO LOCAL  
UTILIZANDO CÉLULA EXPANSIVA EM OBRA *NEAR SHORE*

Sergio Dantas Hecksher

Orientadora:

Alessandra Conde de Freitas

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas

Aprovada pela Banca:

---

Prof.<sup>a</sup> Alessandra Conde de Freitas, D. Sc., UFRJ

---

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc., UFRJ

---

Prof. Rubenei Novais Souza, D. Sc., UFF

Rio de Janeiro  
2021

## AGRADECIMENTOS

A Deus por ter proporcionado tantas realizações e momentos felizes na minha vida.

À minha esposa Viviane e meus filhos José e Juliana pelo amor, apoio e principalmente pela inspiração para superação de obstáculos.

Aos meus pais, Ana Maria e Magno, aos meus irmãos, Andrea, Suzana e Marcos e minha prima-irmã Flávia, pelo amor e exemplos de empenho profissional e acadêmico.

À minha orientadora, Alessandra Conde de Freitas pelas contribuições e incentivo em escrever essa dissertação e outros artigos técnicos. Sua dedicação, conhecimento e carinho com os alunos inspiram o enfrentamento aos desafios.

Aos Professores e administrativos do Programa de Projeto de Estruturas, pela grande contribuição à minha formação acadêmica e profissional, principalmente aos coordenadores Professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Professora Maria Cascão Ferreira de Almeida pelo incansável empenho em fazer o PPE cada dia melhor para os alunos.

A todos os amigos que me apoiaram e torceram por mim, em especial Jubert, Geisa, Jorge, Douglas e Mercedes, minha sogra.

À Carioca Christiani-Nielsen Engenharia, que além de ter proporcionado meu crescimento profissional, sempre apoiou o desenvolvimento técnico e proporcionou conhecer minha esposa Viviane, uma grande engenheira da empresa.

À Petrobras, que além de ter contribuído para meu crescimento profissional, é responsável pelos maiores investimentos em pesquisa e obras no país, com participação muito importante de Rubenei Novais Souza, excelente profissional da Petrobras e atual Professor da Universidade Federal Fluminense.

## RESUMO

HECKSHER, Sergio Dantas. **Prova de carga estática em estaca moldada no local utilizando célula expansiva em obra *near shore*** Rio de Janeiro, 2021. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

O presente trabalho tem como objetivo apresentar e analisar informações preliminares, metodologia executiva e resultados de uma prova de carga estática (PCE) em estaca (T55A), confeccionada com procedimento misto (escavada em solo e perfurada em rocha), utilizando célula expansiva hidrodinâmica. A PCE foi realizada em 2013 durante a execução do Terminal de Regaseificação da Bahia (TRBA), localizado na Baía de Todos os Santos – Bahia. São apresentados os resultados obtidos em ensaios geotécnicos de campo e de laboratório (sondagens de simples reconhecimento e ensaios de carga pontual) e em ensaios dinâmicos (PDA) realizados em estacas próximas à estaca estudada (T55A). Com base nos ensaios realizados e em métodos de previsão de capacidade de carga de estacas, foi possível avaliar a influência da profundidade de instalação da célula expansiva do ensaio PCE em seus resultados, os quais são, também, interpretados. Também são apresentados conceitos, métodos executivos e dificuldades logísticas impostas pela execução do terminal marítimo para melhor entendimento da busca e adoção de uma alternativa à prova de carga estática convencional. São, também, apresentadas as dificuldades nas etapas de limpeza e concretagem da estaca em função da presença da célula expansiva única, preparada especialmente para esse ensaio na estaca T55A. Ao final serão sugeridas melhorias na metodologia executiva da PCE com célula expansiva hidrodinâmica para situações similares às encontradas na referida obra.

Palavras-chave: Estaca; Célula Expansiva; Metodologia Executiva.

## ABSTRACT

HECKSHER, Sergio Dantas. **Bi-directional axial compressive static load test in a bored pile with hydrodynamic expansive cell on a near shore work.** Rio de Janeiro, 2021. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

The present work has the objective of presenting and analyzing preliminary information, executive methodology and results of a static load test (SLT) in a pile, made with mixed procedure (bored in soil and drilled in rock), using hydrodynamic expansive cell. The SLT was executed in 2013 during the implementation of the Bahia Regasification Terminal (TRBA), located in Todos os Santos Bay - Bahia. The results obtained in site and laboratory geotechnical tests (standard penetration tests and point load tests) and dynamic load testing (PDA - Pile Driving Analyzer) carried out on piles near the studied pile (T55A) are presented. Based on the tests carried out and on methods to estimate the load capacity of piles, it was possible to analyze the influence of the depth of installation of the expansive cell of the SLT on its results, which are also interpreted. Concepts, methods and logistical difficulties imposed by the execution of the maritime terminal are presented to better understand the search and choose an alternative to the conventional static load test. Also, the steps of cleaning and concreting the pile due to the presence of the single hydrodynamic expansive cell specially manufactured for this test are presented in. At the end, improvements will be suggested in the executive methodology of SLT with hydrodynamic expansive cell for situations similar to those found in the mentioned work.

Keyword: Pile; expansive cell; executive methodology.



## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	6
2.1. Considerações iniciais .....	6
2.2. Estimativa de capacidade de carga através de métodos estáticos semi-empíricos .....	9
2.2.1. Método apresentado por Poulos e Davis (1980).....	9
2.3. Prova de carga estática .....	11
2.3.1. PCE com Célula Expansiva.....	20
2.4. Métodos para obtenções de carga de ruptura a partir das curvas carga <i>versus</i> deslocamento .....	25
2.4.1. Método da NBR 6122:2019.....	26
2.4.2. Método de Van Der Veen.....	26
2.4.3. Método de Cruz .....	27
2.5. Ensaio de carregamento dinâmico .....	30
3. ESTUDO DE CASO: OBRA DO TRBA .....	33
3.1. Informações Gerais.....	33
3.2. Investigações Geotécnicas - TRBA.....	46
3.3. Capacidade de Carga da estaca T55A .....	57
3.3.1. Análise da capacidade de carga da estaca por meio de métodos semi-empíricos .....	58
3.4. PCE com Célula Expansiva Hidrodinâmica na Estaca T55A.....	65
4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM A PCE COM CÉLULA EXPANSIVA HÍDRODINÂMICA NA ESTACA T55A.....	88
5. CONCLUSÕES .....	93
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	97
7. ANEXO A - ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DE MÉTODOS ESTÁTICOS - SEMI-EMPÍRICOS.....	101
A.1. Método de Aoki-Velloso (1975) .....	101
A.2. Método de Décourt-Quaresma estendido .....	103
A.3. Método de Teixeira (1996).....	104
8. APÊNDICE A – ASPECTOS EXECUTIVOS DA OBRA DO TRBA E INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS .....	106
9. APÊNDICE B – SUGESTÃO DE POSICIONAMENTO DA CÉLULA EXPANSIVA .....	120

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curva Carga <i>versus</i> Recalque (Deslocamento) – Exemplo de Interpretação (Figura 4 - Carga de ruptura convencional – NBR 6122:2019). .....	15
Figuras 2.2 – Exemplos de tipos de cargueira (Reference Manual Chapter 18). .....	16
Figuras 2.3 – Primeira Prova de Carga Estática (PCE) em estaca tipo Franki. Realizada no Brasil em 1935 – Caixaão de areia com 1000kN. (ALONSO, 2013) .....	16
Figura 2.4 – Esquema de reação com capitel (ALONSO, 2013). .....	17
Figura 2.5 – Esquema de PCE com detalhamento do sistema de aplicação de cargas com tirantes (GEO PUBLICATION No. 1).....	17
Figura 2.6 – Esquema de PCE à tração vertical em Estaca Torpedo Modelo (ETM) com pórtico de reação – (a) Vista lateral e (b) isométrica (Freitas, 2014). .....	18
Figura 2.7 – Procedimento de calibração de instrumentos – Geral (a), alimentação do instrumento com a tensão requerida (b), aplicação de pressão (c) e aquisição dos dados (d). (Freitas, 2014). .....	19
Figura 2.8 – Esquema representativo de PCE com célula expansiva. (Velloso e Lopes, 2002). .....	20
Figura 2.9 – Esquema representativo da instrumentação de ensaio bi-direcional. (adaptado de ASTM Standard D8169/D8169M, 2018). .....	23
Figura 2.10 – Exemplo de curvas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas em PCE com célula expansiva (FALCONI e MASET, 2019).. .....	24
Figura 2.11 – Esquema representativo dos esforços na PCE com célula expansiva .....	24
Figura 2.12 – Sugestão de utilização de células em diferentes níveis da estaca. Adaptado de Thomas, Sinnreich e Bühler, 2012.....	25
Figura 2.13 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque pelo método de van der Veen (1953). Fonte: Freitas - Notas de aula (2017). .....	27
Figura 2.14 – Esquema representativo da aplicação do método Cruz (2019). Fonte: Cruz, Lopes e Freitas. (2019) .....	28
Figura 2.15 – Etapas de utilização para interpretação de curvas carga <i>versus</i> recalque em provas de carga estática do método Cruz (2019). Fonte: Cruz, Lopes e Freitas. (2019) .....	28
Figura 2.16 – Ábaco para as cargas ascendentes do ensaio bidirecional. Fonte: Massad (2015). .....	30
Figura 2.17 – Esquema de ensaio dinâmico realizado na estaca P13 da obra do TRBA. ....	31

Figura 2.18 – Ensaio dinâmico realizado na obra do TRBA - (a) fixação dos transdutores e (b) Leitura dos dados através do PDA. Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	32
Figura 3.1 – Terminais de Importação de GNL Existentes: Infraestrutura Primária de GNL no Brasil. - Fonte: Timerman (2019).....	33
Figura 3.2 – Arranjo Geral da obra do TRBA. - Fonte: Hecksher e Freitas (2018).....	34
Figura 3.3 – Localização do canteiro da obra do TRBA. - Fonte: Hecksher e Freitas (2018) .....	35
Figura 3.4 – Canteiro Industrial - Ponta da Laje (26/10/12). - Fonte: Hecksher e Freitas (2018). ....	36
Figura 3.5 – (a) Perfil esquemático de execução das estacas da Plataforma de Operação, (b) detalhe da variação entre perfuração dentro e fora da camisa metálica (sem escala)..	38
Figura 3.6 – Fabricação de camisas metálicas (corte, preparação e soldas dos tubos fabricados com 18m, camisas chegando ao comprimento de 66m). - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	39
Figura 3.7 – Transporte de camisas metálicas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	39
Figura 3.8 – Içamento, cravação, retirada da guia e contraventamento de camisas metálicas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia .....	40
Figura 3.9 – (a) Esquema de contraventamento do DAM1 e (b) Detalhe do copo guia. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	41
Figura 3.10 – Esquema de escavação/perfuração. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	43
Figura 3.11 – Armação das estacas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	44
Figura 3.12 – Concretagem das estacas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia .	44
Figura 3.13 – Presença de seixos nas perfurações. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia .....	45
Figura 3.14 – Solução adotada para presença de seixos nas perfurações. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	46
Figura 3.15 – Localização das sondagens da obra do TRBA. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	47
Figura 3.16 – Localização da T55A (estaca da PCE) da obra do TRBA. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	48

Figura 3.17 – SPM-21 (1ª página/3) da obra do TRBA – Fonte: Petrobras - 1ª Campanha (2011). .....	49
Figura 3.18 – SPM-21 (2ª página/3) da obra do TRBA – Fonte: Petrobras - 1ª Campanha (2011). .....	50
Figura 3.19 – SPM-21 (3ª página/3) da obra do TRBA – Fonte: Petrobras - 1ª Campanha (2011). .....	51
Figura 3.20 – SPM-21 (2ª página/3 – profundidade 43,00m a 52,60m ) da obra do TRBA. - Fonte: Petrobras - 2ª Campanha (2012).....	52
Figura 3.21 – SPM-21 (2ª página/3 – profundidade 43,00m a 52,60m ) da obra do TRBA. - Fonte: Petrobras - 2ª Campanha (2012).....	53
Figura 3.22 – Estudo inicial da PCE da T55A (a) Locação dos ensaios PDAs em relação à T55A, (b) e (c) bloco de reação para PCE convencional da T55A - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	56
Figura 3.23 – (a) Projeto inicial do esquema de montagem da PCE na estaca T55A (cotas em metro) e (b) Esquema de execução da estaca T55A (representação sem escala).. .....	59
Figura 3.24 – Curvas Qr/FS (carga última de atrito dividida pelo fator de segurança global FS=2) <i>versus</i> profundidade para os distintos métodos.. .....	60
Figura 3.25 – Dimensões e esquema de montagem da célula hidrodinâmica na armação. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	67
Figura 3.26 – Boletim de cravação inicial da camisa da T55A. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	69
Figura 3.27 – Boletim de perfuração da estaca T55A. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.. .....	70
Figura 3.28 – Boletim de Concretagem da estaca T55A. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	71
Figura 3.29 – Controle de resistência do concreto da estaca T55A – 1ª de 6 betoneiras. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	72
Figura 3.30 – Controle de resistência do concreto da estaca T55A – 6ª de 6 betoneiras. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	73
Figura 3.31 – Esquema de execução da PCE (representação sem escala). ....	74
Figura 3.32 – Colocação/descida da Armação. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	75
Figura 3.33 – Instalações/equipamentos da PCE. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	76

Figura 3.34 – Curvas de deslocamentos em função do carregamento aplicado pela célula de carga. - Fonte: adaptado RPC 015-2013.....	79
Figura 3.35 – Esquemático da interpretação de esforços na PCE com célula expansiva da T55A. Valores em (kN)..	82
Figura 3.36 – Ensaio de PDA. - Fonte: Relatório 13-177, PDI Engenharia (2013).....	86
Figura 3.37 – Análise CAPWAP do Ensaio de PDA da estaca T55A . – (Adaptado de Relatório 13-177, PDI Engenharia, 2013).....	86
Figura 4.1 – Esquemático da interpretação de esforços na PCE com célula expansiva da T55A. Valores em (kN).....	91
Figura 5.1 – Primeira atracação. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	96
Figura Ap.1 – Fabricação de pré-moldado. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia .....	107
Figura Ap.2 – Pré-moldado concretado com pintura de proteção. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	108
Figura Ap.3 – Montagem de pré-moldado. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	108
Figura Ap.4– Montagem de braço de carregamento. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia .....	109
Figura Ap.5 – Ramlift V e principais características. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	112
Ap.6 – Organograma dos profissionais da obra. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	113
Figura Ap.7 – Grua/tubo preenchido com concreto/patesca/vagonetas/trilhos. Retirada do berço através da Cábrea Rondônia (1000kN). (17/04/13). - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.....	116
Figura Ap.8 – Plataforma de Operação com braços de Carregamento e grua 200 HC provisória. (27/08/13). - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	117
Figura Ap.9 – Pré-Montagem das defensas dos DATs 3 e 4 no canteiro da Ponta da Laje. (23/08/13). - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	118
Figura Ap.10 – Esquema de funcionamento do sistema de medição de ondas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	119
Figura Ap.11 – Esquema de sugestão de posicionamento para célula expansiva da PCE (representação sem escala). ....	121

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tabela auxiliar para definição de valores $\alpha$ – Fonte: Rusnak & Mark (2000) .....	10
Tabela 2.2 – Quantidade de provas de carga de acordo com a Tabela 6 da ABNT: NBR 6122: 2019 .....	12
Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de carga pontual ( <i>point load</i> ) - Corpos-de-prova (CP) de amostras das sondagens SPM-20, SPM-21 e SPM-22. - Fonte: Petrobras - 2ª Campanha (2012). .....	54
Tabela 3.2 – Resultados dos PDAs em estacas $\phi 83/75$ cm da Plataforma de Operação anteriores à PCE. - Fonte: Relatórios PDI Engenharia (2012).....	55
Tabela 3.3 – Carga última de atrito (ruptura - $Q_r$ ) dividida pelo fator de segurança global (FS=2) – Trecho em solo correspondente à camada 2. ....	60
Tabela 3.4 – Resumo dos resultados estimativa da capacidade de carga última/ruptura de atrito do trecho acima da célula em solo e em rocha, trecho abaixo da célula em rocha e valores resultantes das duas parcelas (considerado perfil da Figura 3.23a). ....	63
Tabela 3.5 – PCE - carregamento-1ª/2. - Fonte: adaptado RPC 015-2013 .....	77
Tabela 3.6 – PCE - carregamento-2ª/2. - Fonte: adaptado RPC 015-2013 .....	78
Tabela 3-7 – PCE - descarregamento. - Fonte: adaptado RPC 015-2013 .....	78
Tabela 3-8 – Resumo da PCE incluindo tempo de duração. - Fonte: adaptado RPC 015-2013 .....	80
Tabela 3-9 – Resultados dos ensaios de carregamento dinâmico (PDAs) em estacas $\phi 83/75$ cm. - Fonte: Relatórios PDI Engenharia (2012 e 2013).....	87
Tabela 4.1 – Resumo das estimativas de capacidade de carga da estaca T55A por trechos – Métodos semi-empíricos e interpretação da PCE. ....	90
Tabela 4.2 – Resumo da capacidade de carga total da estaca T55A – Métodos semi-empíricos e interpretação da PCE.....	91
Tabela 5.1 – Resumo dos valores obtidos de capacidade de carga em ensaios PDAs e PCE com célula expansiva com extrapolação de Van der Veen. ....	94
Tabela A.1 – Fatores e coeficientes referentes aos tipos de estacas e solos do Método Aoki-Velloso. Aoki e Velloso (1975).....	102
Tabela A.2 – Fatores e coeficientes referentes aos tipos de estacas e solos do Método de Décourt-Quaresma estendido. Fonte: Décourt e Quaresma (1978) e Décourt (1996) .	104
Tabela A.3 – Parâmetros referentes ao tipo de solos do Método de Teixeira. Fonte: Teixeira (1996) .....	105

Tabela Ap.1 – Principais quantitativos de obra civil. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. ....	114
Tabela Ap.2 – Principais equipamentos utilizados durante a execução da obra. ....	115
Tabela Ap.3 – Resumo das principais Inovações Tecnológicas realizadas na obra.....	118

# 1. INTRODUÇÃO

---

A avaliação do desempenho de fundações é uma preocupação e uma obrigatoriedade normativa (NBR 6122:2019). A busca por alternativas confiáveis e de menores custo e prazo para avaliação do desempenho em projetos geotécnicos tem proporcionado avanço tecnológico em diversas áreas.

De acordo com a NBR 6122:2019, o desempenho das fundações é verificado por meio pelo menos do monitoramento dos recalques medidos na estrutura, sendo obrigatório nos seguintes casos:

- a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) estruturas com mais de 55,0 m de altura do piso do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- d) fundações ou estruturas não convencionais.

Pode também ser necessário o monitoramento de outras grandezas, tais como: deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade ou tensões. A NBR 6122:2019 recomenda que o resultado das medições seja comparado com as previsões de projeto.

Segundo Velloso e Lopes (2004) as provas de carga estática (NBR 12131:2006 atualmente NBR 16903:2020) são realizadas em estacas (e tubulões) com um dos seguintes objetivos: (i) verificar o comportamento previsto em projeto (capacidade de carga) e (ii) definir a carga de serviço em casos em que não se consegue fazer uma previsão de comportamento. Atualmente o primeiro motivo é o mais comum.

A PCE pode ser executada por meio da adoção de sistemas de aplicação de carga, de medida de deslocamento e de reação. A primeira prova de carga estática realizada no Brasil, em 1935, foi executada em estaca do tipo Franki (Figura 2.3). Alternativamente a PCE (prova de carga estática) pode ser executada utilizando-se célula expansiva hidrodinâmica. Segundo Massad (2015), esta técnica foi desenvolvida por Silva (1983)



no Brasil e, posteriormente, por Osterberg em 1989, neste caso conhecida como “O-Cell Test” ou ensaio “bidirecional”.

A PCE (prova de carga estática) com célula expansiva hidrodinâmica, também conhecida como ensaio bidirecional, é descrita por Cruz (2017) como um método que consiste na instalação de uma ou mais células expansivas no corpo do elemento estrutural (estaca) em uma profundidade que deve ser prevista de acordo com o objetivo do ensaio. As células, quando acionadas hidráulicamente, fazem com que o trecho da estaca abaixo das referidas células (resistência de ponta mais atrito lateral do trecho inferior), reaja contra o trecho da estaca acima das mesmas (atrito lateral do trecho superior). Deste modo, o ensaio bidirecional permite a obtenção das curvas carga *versus* recalque dos trechos superior e inferior da estaca. Cruz (2019) destaca que PCE em estacas de grande capacidade pelo método bidirecional, principalmente no caso de obras portuárias e offshore, é uma solução interessante do ponto de vista de custos e prazos.

Apesar do Brasil possuir um pioneirismo na utilização deste tipo de ensaio, pois foi o primeiro país onde o ensaio foi utilizado na forma comercial, de acordo com Cruz (2019), há poucos trabalhos referindo-se ao comportamento de estacas ensaiadas através dessa metodologia. Com o crescente interesse surgem dúvidas quanto à utilização dos resultados e de como interpretar o ensaio em situações não detalhadas por Silva (1983).

De acordo com a NBR 6122:2019, ao se interpretar os resultados obtidos em prova de carga, o desempenho é considerado satisfatório quando forem simultaneamente verificadas as seguintes condições:

a) fator de segurança mínimo deve atender às condições especificadas na nota “d”<sup>1</sup> da referida norma, com relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou por sua extrapolação. Se esse valor não for obtido, a interpretação dos resultados da(s) prova(s) de carga deve ser feita pelo projetista, de acordo com o especificado no item 8.2.1.1 da NBR 6122:2019, em que é ressaltado que a carga de ruptura pode ser determinada por provas de carga executadas de acordo com a ABNT NBR 12131. Cabe

---

<sup>1</sup> Nota “d”: As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos duas vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura. Caso exista prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

destacar, no entanto, que esta norma (NBR 12131:2006) foi substituída pela NBR 16903:2020;

b) recalque na carga de trabalho deve ser o admissível pela estrutura. Caso uma prova de carga tenha apresentado resultado insatisfatório, deve-se elaborar um programa de provas de carga adicionais que permita o reexame dos valores de cargas admissíveis ou forças resistentes de cálculo, visando a aceitação dos serviços sob condições especiais previamente definidas, ou a readequação da fundação e seu eventual reforço.

O presente trabalho tem como objetivo principal apresentar e analisar dados de ensaios preliminares e de prova de carga estática (PCE) em estaca confeccionada com procedimento misto (T55A - escavada em solo e perfurada em rocha) com auxílio de camisa metálica cravada perdida (não contabilizada na capacidade estrutural da estaca), utilizando célula expansiva hidrodinâmica.

A PCE foi realizada em 2013 durante a execução do Terminal de Regaseificação da Bahia (TRBA), em região *near shore* com lâmina d'água variando de 16m a 20m. Foi executada uma estaca adicional, designada T55A, especificamente para esse ensaio, não sendo utilizada na estrutura definitiva. A estaca T55A possui 81,9m de comprimento total (cota de topo +5,50 e pé da estaca -76,40) e diâmetros previstos de 0,75m no trecho embutido em rocha ( $\approx 15,9\text{m} - 2\text{m} = 13,9\text{m}$ ) e de 0,85m no trecho em solo ( $\approx 43\text{m} + 2\text{m} = 45\text{m}$ ). A lâmina d'água considerada na ocasião do ensaio é de 17,5m. O ensaio PCE atingiu 5448kN (2 vezes 2724kN), conforme descrito em Hecksher e Freitas (2018).

Esta pesquisa pode ser entendida como um estudo de caso, no qual é aplicado o conhecimento técnico, da engenharia, para um caso específico. A abordagem aplicada pode ser considerada quantitativa, visto que a partir de dados coletados na fase de pesquisa, foi possível obter informações, como a capacidade de carga geotécnica por diferentes métodos, os quais permitem compreender o comportamento do elemento estudado (estaca escavada executada *near shore*, ensaiada pelo método de prova de carga bidirecional). Por outro lado, parte do trabalho pode ser considerada pesquisa explicativa, pois os resultados encontrados possibilitaram avaliar o fenômeno estudado, relacionando aspectos teóricos e práticos e propiciando, inclusive, o entendimento das limitações encontradas para as condições de contorno estudadas na obra *near shore*.

Deste modo, o presente trabalho foi organizado da seguinte forma:

No capítulo 2 são apresentados conceitos relacionados a estacas e método utilizado para previsão de capacidade de carga geotécnica em rocha. Também é apresentada a definição de prova de carga estática (PCE) de acordo com a norma vigente no Brasil e um breve histórico da evolução deste ensaio, PCE com célula expansiva. Os métodos para obtenção de carga de ruptura geotécnica a partir da interpretação das curvas carga *versus* deslocamento obtidas em PCE executada pelo método bidirecional são também apresentados. A descrição de ensaio dinâmico (PDA) finaliza este capítulo.

No capítulo 3 são apresentadas características gerais da obra estudada. Também são apresentados ensaios geotécnicos de campo e de laboratório (sondagens de simples reconhecimento e ensaios de carga pontual) e em ensaios dinâmicos (PDA) realizados em estacas próximas à estaca estudada (T55A) que auxiliaram na definição das características da PCE da T55A. São também apresentadas estimativas de capacidade de carga geotécnica da estaca T55A para os trechos em solo e em rocha. Alguns profissionais não contabilizam a contribuição da capacidade de atrito lateral gerado pelo trecho em solo quando existe trecho de perfuração em rocha. Nessa Dissertação, pela presença de rocha fraturada e/ou extremamente fraturada, parcela de contribuição do trecho em solo é contabilizada, por isso, são efetuadas as estimativas e interpretações dos resultados considerando essa contribuição. Finalmente são apresentados resultados da PCE com célula expansiva referentes à estaca T55A do Terminal de Regaseificação da Bahia (TRBA): curvas carga *versus* deslocamento.

No capítulo 4 são apresentadas análises e é feita a interpretação dos resultados obtidos por meio da Prova de Carga Estática (PCE) com célula expansiva realizada na estaca T55A. O autor também efetua nova estimativa da capacidade de carga da estaca T55A, considerando os dados geométricos atualizados pela própria execução da estaca ensaiada (T55A). Nesta estimativa são revistos os parâmetros geotécnicos estimados no capítulo 3.

No capítulo 5 é apresentado um resumo dos resultados obtidos e as principais conclusões são apresentadas, sendo estas referentes à PCE com célula expansiva e aos ensaios dinâmicos realizados. Neste capítulo foi possível avaliar a influência da profundidade de instalação da célula expansiva do ensaio PCE em seus resultados. Finalmente, são sugeridas alterações/melhorias na metodologia executiva para PCEs com célula expansiva, as quais podem ser adotadas em obras similares à estudada.

No Anexo A são apresentados três métodos estáticos semi-empíricos de previsão (estimativa) de capacidade de carga geotécnica de estacas em solo, Aoki e Velloso (1975), Decourt. e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), os quais foram considerados na estimativa da carga de ruptura por atrito lateral do trecho da estaca T55A em solo.

No Apêndice A são apresentadas algumas informações adicionais sobre a execução da obra do TRBA, incluindo dificuldades técnicas, desafios logísticos, equipe e principais equipamentos utilizados que podem ser encontradas em obras *near shore* similares. As principais inovações tecnológicas adotadas na referida obra são também apresentadas.

No Apêndice B é apresentado o desenvolvimento para a sugestão de adoção da nova posição da célula expansiva descrita no capítulo 5.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1. Considerações iniciais

Conforme descrito por Schulze (2013), fundação é a parte da estrutura que transmite ao solo ou rocha, as cargas provenientes da superestrutura e do seu peso próprio. A definição anterior está alinhada ao descrito na NBR 6122:2019. Ou seja, é o elemento que transfere os esforços da estrutura ao solo, mantendo um nível seguro de tensões e limites aceitáveis de recalque da estrutura construída.

Os elementos de fundações podem ser em definidos em 2 grupos de acordo com a NBR6122:2019:

- Fundações superficiais (rasas ou diretas) – elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões sob a base da fundação. A fundação superficial deve ser executada respeitando-se a profundidade de assentamento máxima, em relação ao terreno adjacente à fundação, prevista em norma, como sendo inferior a duas vezes a menor dimensão, em planta, da fundação. Entre os tipos existentes dessas fundações incluem-se sapata, bloco e radier;
- Fundações profundas – elementos de fundação que transmitem a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou pela superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas. A ponta ou base do elemento de fundação profunda deve estar assente em profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Nesse tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

Estaca é um elemento de fundação que tem como principal característica o uso de equipamentos ou ferramentas de execução individual ou mista sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais utilizados podem ser madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, argamassa, calda de cimento ou uma combinação dos anteriores. As estacas devem resistir às solicitações previstas em projetos, que podem ser tanto de compressão, tração, esforços horizontais e momentos.

A grandeza fundamental para o projeto de fundações profundas por estacas é a carga admissível, se o projeto for feito considerando fator de segurança global e valores

característicos, ou a força resistente de cálculo, quando for feito considerando coeficientes de ponderação e valores de cálculo (NBR 6122:2019). Para tubulões, a grandeza fundamental é a tensão admissível ou tensão resistente de cálculo.

Essas cargas e tensões devem satisfazer simultaneamente aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento isolado de fundação, bem como para o conjunto.

Alguns fatores devem ser considerados para a determinação da carga admissível ou da força resistente de cálculo:

- a. características geomecânicas do subsolo;
- b. profundidade da ponta ou base da fundação;
- c. dimensões e forma dos elementos de fundação;
- d. posição do nível d'água;
- e. eventual alteração das características dos solos (expansivos, colapsíveis etc.) devido a agentes externos (encharcamento, contaminação, agressividade etc.);
- f. alívio de tensões;
- g. eventual ocorrência de solicitações adicionais como atrito negativo e esforços horizontais devidos a carregamentos assimétricos;
- h. características ou peculiaridades da obra;
- i. sobrecargas externas;
- j. inclinação da carga;
- k. inclinação do terreno;
- l. estratigrafia do terreno;
- m. recalques.

A tensão resistente geotécnica de projeto da estaca deve ser obtida, segundo a NBR 6122:2019, a partir da carga de ruptura, que pode ser determinada com a utilização e interpretação de um ou mais procedimentos, como prova de carga, métodos estáticos (teóricos ou semi-empíricos), determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto a partir do estado limite de serviço, métodos dinâmicos, fórmulas dinâmicas e ensaios de carregamento dinâmico (PDA).

Há outros conceitos importantes, os quais são apresentados a seguir. Entende-se como carga de ruptura de uma fundação a carga que, se aplicada à fundação, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometam sua segurança ou desempenho; corresponde à força resistente última (geotécnica) da fundação.

Já a tensão de ruptura de uma fundação é entendida como a tensão que, se aplicada pela fundação ao terreno, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometam sua segurança ou desempenho; corresponde à tensão resistente última (geotécnica) da fundação.

De acordo com a NBR6122:2019, os fatores que devem ser considerados para a determinação da tensão admissível ou da tensão resistente de cálculo são idênticos aos apresentados anteriormente, como, características geomecânicas do subsolo; profundidade da fundação; dimensões e forma dos elementos de fundação; influência do lençol d'água; eventual alteração das características do solo (expansivos, colapsíveis etc.) devido a agentes externos (encharcamento, contaminação, agressividade etc.); alívio de tensões; características ou peculiaridades da obra; sobrecargas externas; inclinação da carga; inclinação do terreno; estratigrafia do terreno e recalques.

De acordo com a NBR 6122: 2019, tensão resistente de cálculo é o valor de tensão resultante da divisão do valor característico da tensão de ruptura geotécnica pelo coeficiente de ponderação (redução, no caso) da resistência última (esta grandeza é utilizada no projeto quando se trabalha com valores de cálculo das ações).

Estacas escavadas, por sua vez, são elementos de fundação com perfuração do solo ou rocha feita por equipamento denominado perfuratriz. As estacas escavadas podem ser executadas com ou sem revestimento e fluido estabilizante ou água:

(i) Estaca escavada com uso de fluido estabilizante: estaca moldada *in loco*, sendo a estabilidade da perfuração assegurada pelo uso de fluido estabilizante (ou água, quando houver também revestimento metálico). Recebe a denominação de estação quando a perfuração é feita por uma caçamba circular acoplada a uma perfuratriz rotativa, e estaca barrete quando a seção for retangular e escavada com utilização de *clamshell*

(ii) Estaca escavada mecanicamente: estaca executada por perfuração do solo por trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante.

Estas estacas de concreto moldadas *in loco* são executadas preenchendo-se, com concreto (ou argamassa ou calda de cimento) as perfurações previamente executadas no terreno, podendo ser total ou parcialmente armadas.

## 2.2. Estimativa de capacidade de carga através de métodos estáticos - semi-empíricos

O projeto de fundação deve satisfazer a dois requisitos básicos como o de prever margens de segurança para a carga de ruptura geotécnica do solo e os recalques não ultrapassem os limites de tolerância previstos no dimensionamento da super estrutura.

É apresentada no Anexo A desse trabalho uma breve descrição de três métodos estáticos semi-empíricos de previsão (estimativa) de capacidade de carga geotécnica de estacas em solo, os quais são mais utilizados no país e considerados relevantes por Aguiar (2014) e por outros autores pesquisados. São eles: Aoki e Velloso (1975), Decourt. e Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Esses métodos não contemplam a capacidade de carga de fundações profundas executadas em rochas, apenas em solos descritos nos mesmos. Para evitar estimativas muito pouco acuradas ou mesmo inapropriadas ou distorcidas em relação ao trecho de embutimento em rocha, será feita a estimativa para o trecho da estaca T55A embutido em rocha baseada no método apresentado por Poulos e Davis (1980) no item 2.2.1.

### 2.2.1 Método apresentado por Poulos e Davis (1980)

O método sugerido por Poulos e Davis (1980) para avaliação da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha considera que os fatores de segurança propostos estão associados diretamente às condições da rocha na região da ponta da estaca. Seus valores são baixos para rocha sã e crescentes para rochas com maiores níveis de fraturamento e decomposição, conforme equações 2.1 a 2.3. A tensão na base ( $q_p$ ) e resistência por atrito lateral ou adesão ( $q_L$ ) através de correlações com a resistência à compressão simples da rocha ( $q_{uc}$ ), sendo  $q_{uc}$  obtida a partir dos resultados de ensaios de carga pontual (*point load*) e do fator de correlação  $\alpha$ .

$$q_{uc} = \alpha \cdot I_{s(50)} \quad (2.1)$$

$$q_p = 0,2 \text{ a } 0,5 q_{uc} \quad (2.2)$$

$q_{uc}$  - resistência à compressão simples da rocha (MPa);

$I_{s(50)}$  - índice de carga pontual (obtido por meio de ensaio de carga pontual em MPa);

$\alpha$  - fator de correção (Tabela 2.1);

$q_p$  - resistência unitária de ponta (tensão máxima na base em MPa).

$$q_L - 0,05 q_{uc} \leq 0,05 f_{cj} \quad (2.3)$$



$q_L$  - resistência unitária por atrito lateral ou adesão (MPa)

$f_{cj}$  - resistência do concreto à 28 dias.

Tabela 2.1 – Tabela auxiliar para definição de valores  $\alpha$  - Fonte: Rusnak & Mark (2000)

<i>Reference</i>	<i>Rock Type</i>	<i>Location</i>	<i>Number of tests</i>	<i>Conversion Factor (<math>\alpha</math>)</i>	<i>Comments</i>
<i>Das, 1995</i>	<i>Siltstone</i>	<i>Western Canada, bituminous</i>	<i>Not given in reference</i>	<i>14,7</i>	<i>Lumps, flash core, old core</i>
	<i>Sandstone/ Siltstone</i>		<i>Not given in reference</i>	<i>18</i>	
	<i>Shale/ mudstone</i>		<i>Not given in reference</i>	<i>12,6</i>	
<i>Vallejo et al, 1989</i>	<i>Sandstone</i>	<i>Eastern KY, VA, WV</i>	<i>420 PLT, 21 UCS</i>	<i>17,4</i>	<i>Freshly blasted rock, irregular lump samples</i>
	<i>Shale</i>	<i>surface coal mines</i>	<i>1100 PLT, 55 UCS</i>	<i>12,6</i>	
<i>Smith, 1997</i>	<i>Dredge material</i>	<i>various harbors</i>	<i>Not given in reference</i>	<i>8</i>	<i>UCS &lt; 1000psi</i>
	<i>Dredge material</i>	<i>various harbors</i>	<i>Not given in reference</i>	<i>15</i>	<i>UCS &lt; 3500psi</i>
	<i>Sandstone/ limestone</i>	<i>unk</i>	<i>Not given in reference</i>	<i>24</i>	<i>UCS &lt; 6000psi</i>
<i>Broch and Frnkin, 1972</i>	<i>Various</i>	<i>UK (?)</i>	<i>Not given in reference</i>	<i>23,7</i>	<i>11 rock types</i>
<i>Carter and Sneddon, 1977</i>	<i>Coal measure</i>	<i>UK</i>	<i>1000 PLT, 68 UCS</i>	<i>21-22</i>	<i>3 units tested</i>
<i>O'Rourke, 1988</i>	<i>Sedimentary</i>	<i>Paradox Basin, US</i>	<i>66</i>	<i>30</i>	<i>samples from one borehole</i>
<i>Hassani et al., 1980</i>	<i>Sedimentary</i>	<i>UK</i>	<i>1000</i>	<i>29</i>	
<i>Singh and Singh, 1993</i>	<i>Quartzite</i>	<i>India, copper pit</i>	<i>65</i>	<i>23,4</i>	
<i>Read et al., 1980</i>	<i>Sedimentary rocks</i>	<i>Melbourne, Australia</i>	<i>Not given in reference</i>	<i>20</i>	<i>Reference in Choi and Hong, 1998</i>
<i>Beiniawski, 1975</i>	<i>Sandstone</i>	<i>South Africa</i>	<i>160</i>	<i>23,9</i>	
<i>Rusnak, 1998</i>	<i>Coal measure</i>	<i>South WV</i>	<i>386</i>	<i>20</i>	<i>Subset of current data</i>
<i>Jermy and Bell, 1991</i>	<i>Coal measure</i>	<i>South Africa</i>	<i>Not given in reference</i>	<i>14,1</i>	<i>Mainly sandstones</i>

Também para o caso da capacidade lateral os autores citam que a relação  $q_L = 0,05q_{uc}$  não deve ser aplicada para rochas extremamente fraturadas, caso em que valores entre 75kPa e 150kPa podem ser mais apropriados. Corroborando com a faixa de valores apresentada, conforme citado em Juvêncio (2015), a faixa de variação para  $\tau_{m\acute{a}x}$  (resistência lateral) apresentada por Antunes e Cabral (2000) é de 80kPa e 250kPa para rochas sedimentares muito alteradas. Será visto mais adiante que, no caso estudado, a estaca foi executada com parte de seu comprimento embutido em folhelho bastante fraturado, por isso a importância desse último comentário.

Deste modo, tem-se a carga de ruptura definida conforme equação 2.4:

$$Q_u = A_p \cdot q_p + A_L \cdot q_L \quad (2.4)$$

$Q_u$  - carga de ruptura

$A_p$  = área da ponta de estaca em rocha

$A_L$  = área lateral de estaca embutida em rocha

### 2.3.Prova de carga estática

As Provas de Carga Estática (PCE) possibilitam a avaliação do desempenho de fundações por meio da interpretação da curva carga *versus* recalque ou de curvas carga *versus* deslocamentos da fundação ensaiada. A ABNT NBR 6122:2019 apresenta a quantidade mínima de ensaios requeridos, conforme indicado na Tabela 2.2.

Os requisitos apresentados na referida norma são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas): (i) áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado; (ii) onde não houver particularidades geológico-geotécnicas; (iii) quando não houver variação do processo executivo padrão e (iv) quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

Dentre outras normas relacionadas ao tema, pode-se destacar:

- a) ABNT NBR 16903:2020 - Solo - Prova de carga estática em fundação profunda;
- b) ABNT NBR 6489:2019 - Solo - Prova de carga estática em fundação direta.

Tabela 2.2 – Quantidade de provas de carga estática de acordo com a Tabela 6 da ABNT: NBR 6122: 2019.

Tipo de estaca	A Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa <sup>b c d</sup>	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga <sup>b c d</sup>
Pré-moldada <sup>a</sup>	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f <sub>yk</sub>	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido Ø ≥ 70 cm	5,0	75
Raiz <sup>e</sup>	≤ Ø 310 mm = 15,0 ≥ Ø 400 mm = 13,0	75
Microestaca <sup>e</sup>	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido Ø < 70 cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Quando as condições apresentadas na norma (Tabela 2.2) não ocorrerem, devem ser consideradas notas referentes à Tabela 2.2, apresentadas a seguir:

(a) Para o cálculo da tensão de trabalho consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40 % da seção total.

(b) Os requisitos acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas): (i) áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado; (ii) onde não houver particularidades geológico-geotécnicas; (iii) quando não houver variação do processo executivo padrão e (iv) quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

(c) Quando as condições desta Tabela 2.2 não ocorrerem, devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1% das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131, atualmente substituída pela NBR 16903:2020), qualquer que seja o número de estacas.

(d) As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos duas vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura. Caso exista prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

(e) Diâmetros de perfuração conforme Anexo K da ABNT NBR6122 (2019).

Ainda de acordo com a NBR 6122 (2019), quando atingido o limite de exigibilidade de provas de carga de desempenho da Tabela 2.2, o número de provas de carga deve ser estabelecido da seguinte forma: calcular 1% do número total de estacas da obra, arredondando para uma casa decimal, e em seguida arredondar o número obtido, com uma casa decimal, para o número inteiro mais próximo, considerando que o dígito 5 sempre é arredondado para cima. Incluem-se nesse 1% as provas de carga executadas conforme 6.2.1.2.2. da mesma norma. A quantidade de estacas a ser considerada é a soma das estacas de toda obra, mesmo que de diferentes tipos. Esta definição foi alterada em relação à NBR 6122 (2010). Quando o número total de estacas for superior ao valor limite da coluna B da Tabela 2.2, deveria ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. Essa alteração parece sutil, mas no caso de obras, com quantidade de estacas entre 101 e 149, eram obrigatórias 2 provas de carga estáticas ou como foram realizadas na obra do TRBA, 1 prova de carga estática com célula expansiva e 5 ensaios de carregamento dinâmico.

Conforme item 9.2.2.3 da NBR 6122 (2019), para comprovação de desempenho, as provas de carga estáticas à compressão podem ser substituídas por ensaios de carregamento dinâmico, conforme ABNT NBR 13208, na proporção de cinco ensaios de carregamento dinâmico para cada prova de carga estática, conforme ABNT NBR 12131 (atualmente NBR 16903:2020). Em obras que tenham um número de estacas entre os valores da coluna (B) da Tabela 2.2 e duas vezes esse valor, a substituição pode

ser total; acima desse número de estacas, conforme ABNT NBR 12131 (atualmente NBR 16903:2020) é obrigatória pelo menos uma prova de carga estática.

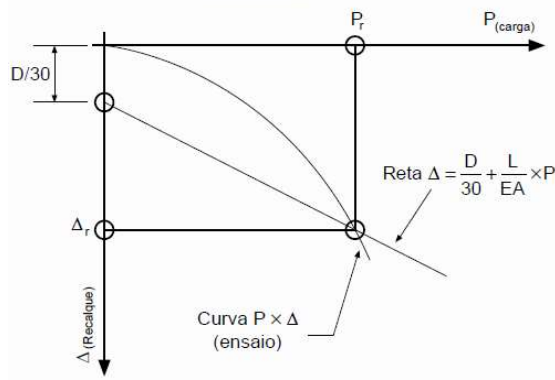
Segundo Velloso e Lopes (2004) as provas de carga estáticas (NBR 12131:2006 atualmente NBR 16903:2020) são realizadas em estacas (e tubulões) com um dos seguintes objetivos: (i) verificar o comportamento previsto em projeto (capacidade de carga) e (ii) definir a carga de serviço em casos em que não se consegue fazer uma previsão de comportamento. Atualmente o primeiro motivo é o mais comum.

A Prova de Carga Estática (PCE) é um ensaio que normalmente possibilita obter o deslocamento da estaca provocado pela carga aplicada nos diversos níveis de carregamentos, através da aplicação controlada de uma carga no eixo da estaca em intervalo de tempo controlado. Da prova de carga pode-se obter a curva carga *versus* deslocamento que, em algumas situações, como, por exemplo, no caso de estacas ensaiadas à tração, apresenta comportamento assintótico em que se observam deslocamentos crescentes sem acréscimo da carga aplicada, caracterizando esta carga máxima como a de ruptura, que, nesta situação específica (tração) ocorre para pequenos níveis de deslocamento.

A execução da prova de carga estática em estacas é normatizada pela ABNT NBR 16903:2020 - Solo - Prova de carga estática em fundação profunda (na época do ensaio era NBR 12131:2006 - Estacas – Prova de carga estática – Método de Ensaio), e a sua obrigatoriedade é definida na norma ABNT NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações – item 9.2.2.

A PCE normalmente possui os seguintes objetivos:

- ✓ Avaliar as parcelas de carga resistidas por atrito lateral e ponta da estaca comparando-as com a estimativa de projeto;
- ✓ Determinar o deslocamento correspondente a uma determinada carga aplicada, conforme observado na Figura 2.1.



$\Delta_r$  - recalque de ruptura convencional;  
 $P_r$  - carga de ruptura convencional;  
 $L$  - comprimento da estaca;  
 $A$  - área da seção transversal da estaca (estrutural);  
 $E$  - módulo de elasticidade do material da estaca;  
 $D$  - diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca ou, no caso de barrete, o diâmetro do círculo de área

Figura 2.1 – Curva Carga *versus* Recalque (Deslocamento) – Exemplo de Interpretação (Figura 4 - Carga de ruptura convencional – NBR 6122:2019).

A metodologia executiva da PCE deve reduzir as influências externas nos pontos de aplicação da carga e captação/leituras dos resultados, além de garantir a segurança nas suas proximidades.

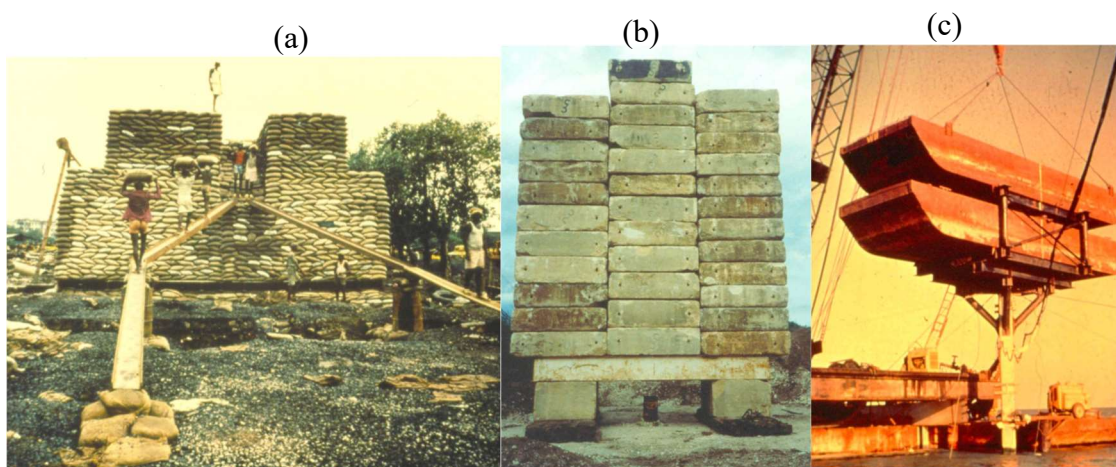
Os instrumentos (manômetro e extensômetros) devem ser posicionados para facilitar a leitura, evitando movimentações do operador e reduzindo ao máximo vibrações. Devem ser usados, preferencialmente, equipamentos com leitura digital.

Normalmente os maiores custos e prazos das PCEs convencionais se referem à execução do sistema de reação: blocos, estacas ou tirantes de reação. São também necessários o posicionamento de vigas metálicas e a instalação de dispositivos de aplicação de carga (macacos hidráulicos) e de medida de deslocamento. A execução do ensaio normalmente é feita por empresa especializada.

A evolução dos sistemas de reação e aferição de dados têm possibilitado aumento na segurança executiva, confiabilidade dos resultados e redução de prazos de execução. A seguir algumas imagens e fotos que exemplificam o referido histórico dessa evolução são apresentadas nas Figuras 2.2 a 2.6. Além da medida da carga aplicada e dos níveis de deslocamentos obtidos durante a realização de estágios da PCE, é possível instrumentar, também a própria estaca ensaiada. Na Figura 2.7 é apresentado esquema adotado por Freitas (2014) para calibração de instrumentação utilizada em Estaca Torpedo Modelo (ETM), a qual possibilitou medidas de poropressões e tensões totais ao longo do fuste da estaca.

As Figuras 2.2a e 2.2b são exemplos de cargueiras potencialmente instáveis, com sacos de solo-cimento e blocos com espessuras diferentes sem amarração entre eles

respectivamente. A Figura 2.2c apresenta um exemplo de cargueira com estrutura metálica com apoio direto sobre a estaca ensaiada, exigindo que a montagem tenha um controle rigoroso para que o carregamento seja centrado à estaca.



Figuras 2.2 – Exemplos de tipos de cargueira (Reference Manual Chapter 18).



Figura 2.3 – Primeira Prova de Carga Estática (PCE) em estaca tipo Franki. Realizada no Brasil em 1935 – Caixa de areia com 1000kN. (ALONSO, 2013).

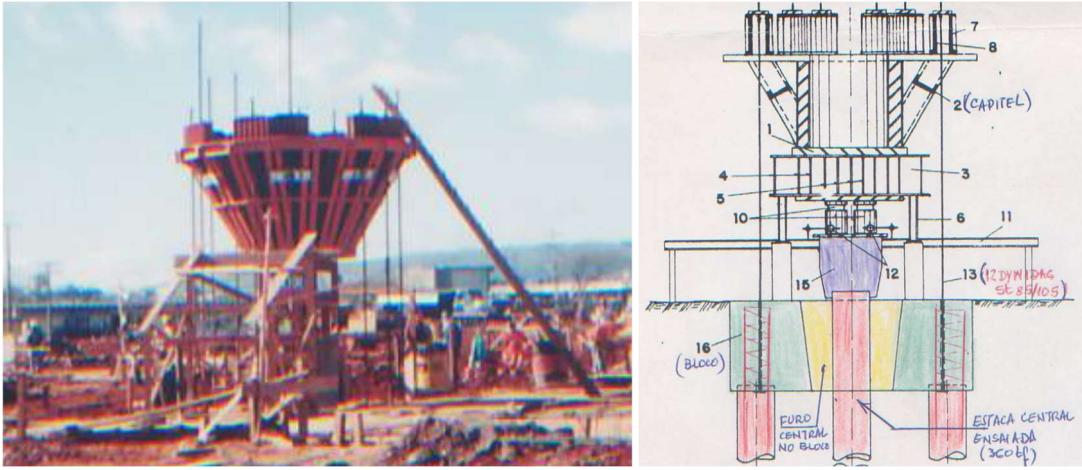


Figura 2.4 – Esquema de reação com capitel (ALONSO, 2013).

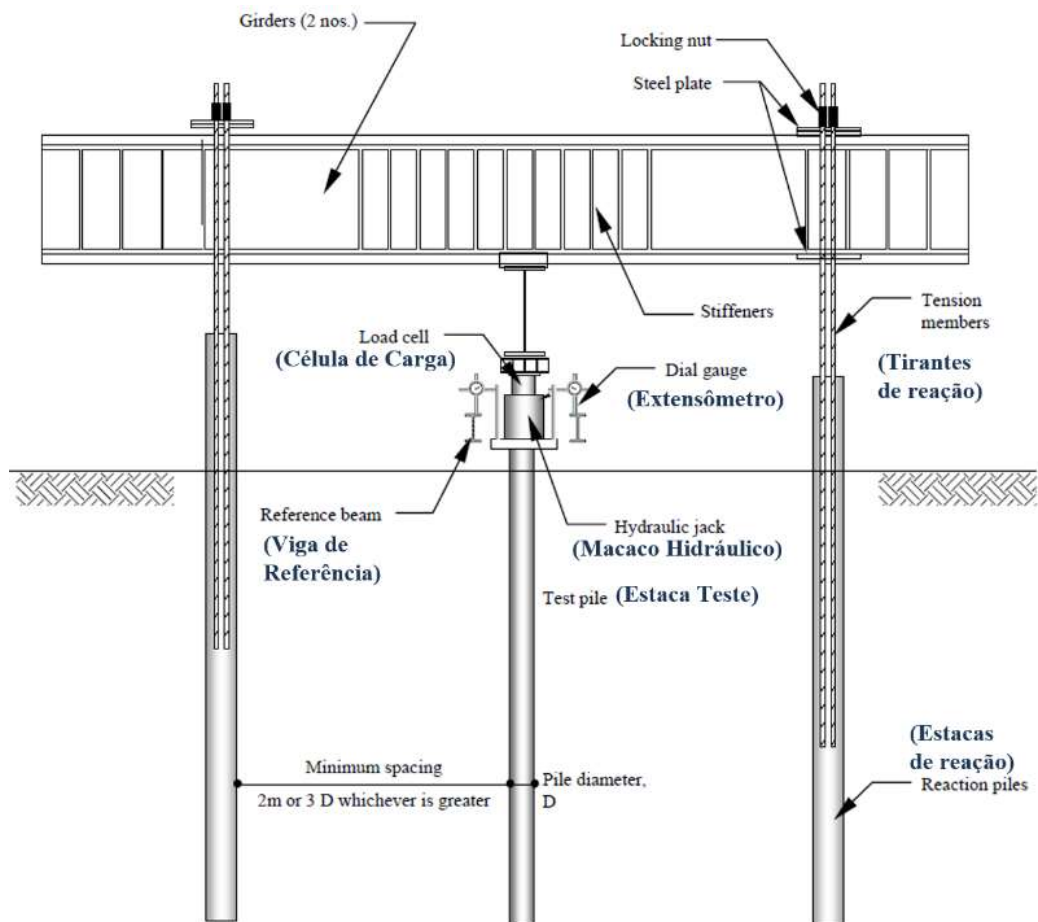


Figura 2.5 – Esquema de PCE com tirantes, com detalhamento do sistema de aplicação de cargas (GEO PUBLICATION No. 1).



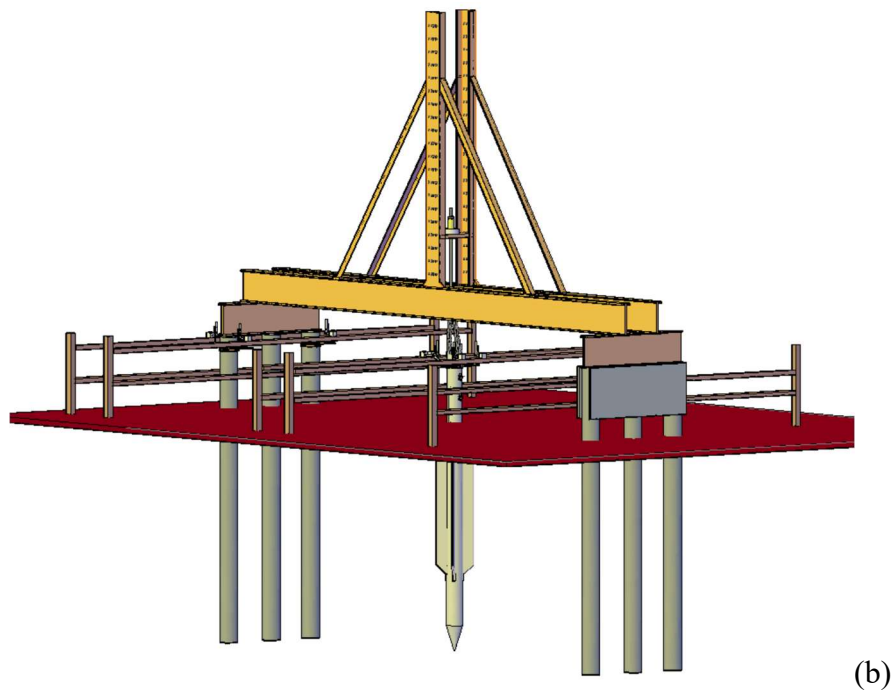
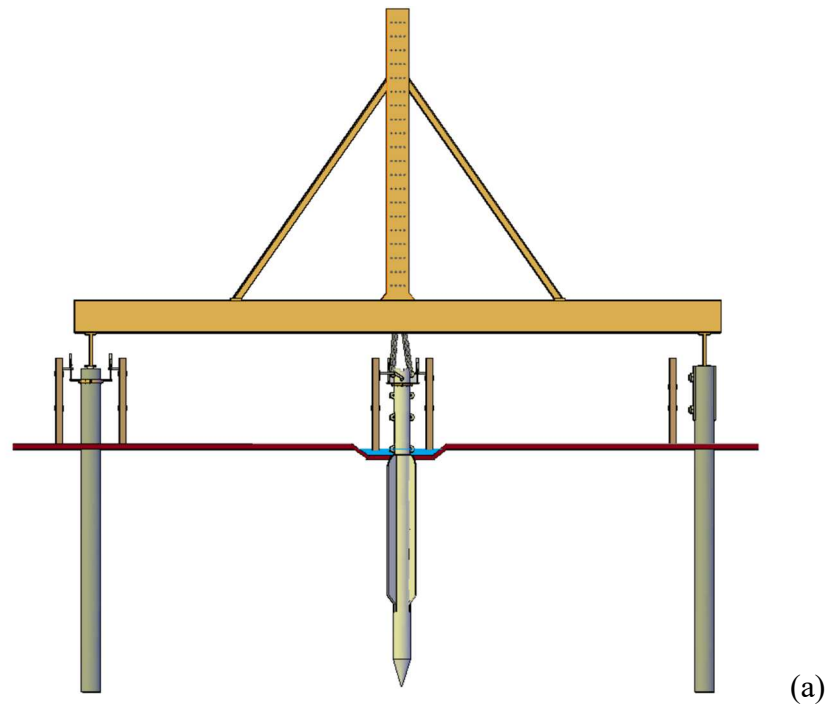


Figura 2.6 – Esquema de PCE à tração vertical em Estaca Torpedo Modelo (ETM) com pórtico de reação – (a) Vista lateral e (b) isométrica (Freitas, 2014).

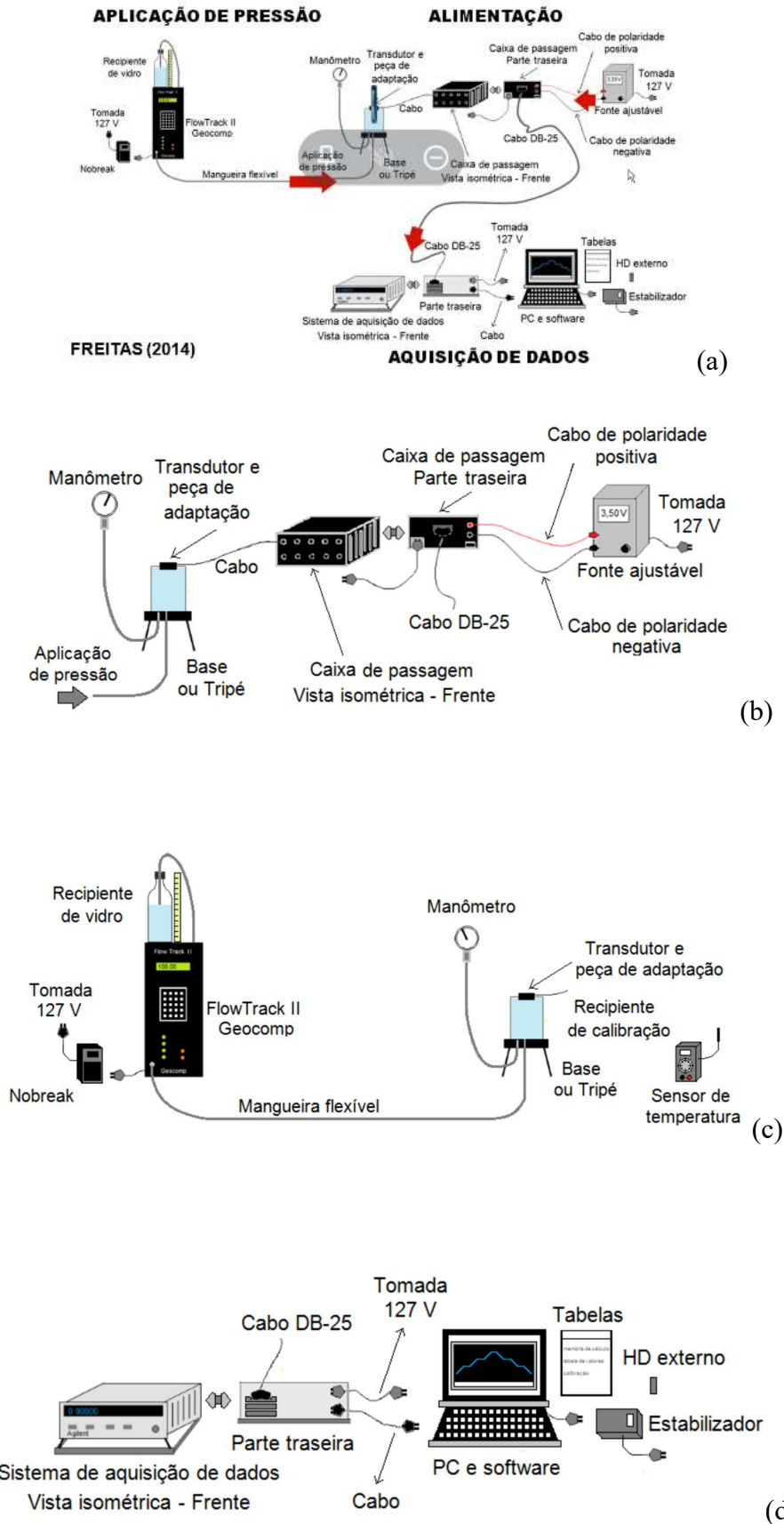


Figura 2.7 – Procedimento de calibração de instrumentos – Geral (a), alimentação do instrumento com a tensão requerida (b), aplicação de pressão (c) e aquisição dos dados (d). (Freitas, 2014).

### 2.3.1 PCE com Célula Expansiva

A execução de PCE com célula expansiva tem-se mostrado, em geral, uma solução com custo e prazo reduzidos em relação às provas de carga convencionais. De acordo com o item 9.2.2.4 (Casos particulares) da NBR 6122:2019 “A critério do projetista, são aceitos outros ensaios de carga, por exemplo, teste bidirecional, devendo-se levar em conta as particularidades de sua interpretação para o estabelecimento da quantidade e avaliação de desempenho”. Segundo o item 6.2.1.2.2 da NBR 6122:2019 a(s) prova(s) de carga deve(m) ser levada(s) até uma carga no mínimo duas vezes a carga admissível prevista em projeto. Os ensaios são de carregamento rápido, conforme o item 3.5.3 da norma NBR 12131:2006 (atual 8.2.5 da NBR 16903:2020 - PCR), em estágios iguais e sucessivos limitados a 10% da carga de admissível ou de segurança ( $Q_{seg} = Q_{rup}/FS$ ) da estaca. Em cada estágio a carga deve ser mantida durante 10' (minutos), independentemente da estabilização dos deslocamentos e devem ser promovidos estágios até atingir-se duas vezes a carga de segurança. Em cada estágio, os deslocamentos devem ser medidos no início e no final do mesmo. Atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas cinco leituras: a 10', 30', 60', 90' e 120'. A seguir, procede-se ao descarregamento em cinco ou mais estágios, que devem, cada um deles, serem mantidos por 10', com a leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10' do descarregamento total, devem ser feitas mais duas leituras adicionais aos 30' e aos 60'.

Este ensaio é considerado por Velloso e Lopes (2002) como processo alternativo à PCE convencional, onde a célula expansiva, introduzida no fuste da estaca, em geral próximo à ponta, ao ser acionada, carrega a parte inferior da estaca (a ponta) em compressão e a parte superior (fuste) para cima, conforme indicado na Figura 2.8.

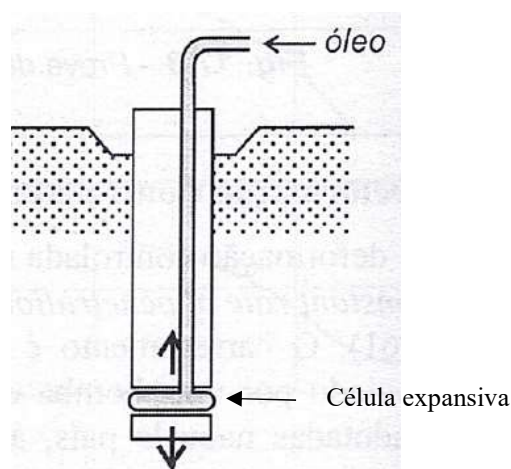


Figura 2.8 – Esquema representativo de PCE com célula expansiva. (Velloso e Lopes, 2002).

A seguir é mostrado um histórico da PCE (atual Prova de Carga Rápida – PCR - do item 8.2.5 da NBR 16903:2020) com célula expansiva (Bidirecional)

- 1969 – Fundação da empresa ARCOS ENGENHARIA DE SOLOS;
- 1981 – Primeira prova de carga com célula expansiva em estaca “Strauss” –  $\varnothing = 520\text{mm}$  (UFMG);
- 1983 – Publicação do livro: CÉLULA EXPANSIVA HIDRODINÂMICA uma nova maneira de executar provas de carga – Pedro Elísio C. A. F. da Silva (COBRAMSEG – Porto Alegre - 1986);
- 1989 – Publicação do artigo: “New device for load testing driven piles and drilled shafts separates friction and end bearing” – J. Osterberg (International Conference on Piling and Deep Foundation – London / 15-18 maio 1989);
- 1991 – Fundação da empresa LOADTEST (J. Osterberg).
- 1995 – Início do intercâmbio técnico – científico entre ARCOS e LOADTEST – Fornecimento de células expansivas para o EUA.
- 2000 – Publicação do artigo: Curva de “recalque equivalente” do topo de uma estaca Hélice Contínua ensaiada com célula expansiva hidrodinâmica (EXPANCELL) – Urbano Rodriguez Alonso / Pedro Elísio C. A. F. da Silva (SEFE IV – São Paulo - 2000);
- 2005 – Primeira prova de carga estática com célula expansiva em estaca pré-moldada –  $\varnothing 34\text{cm}$  – BH / MG;
- 2006 – Realizada PCE com adoção de células expansivas em 2 níveis diferentes de estaca, conforme descrito em Thomas, Sinnreich e Bühler (2012) e apresentado na Figura 2.21;
- 2015 – Massad apresentou metodologia para estimativa de encurtamento elástico de estaca no caso do ensaio bidirecional;
- 2019 - Cruz apresentou método de obtenção de curva equivalente para PCEs com célula expansiva e método para estimativa de carga de ruptura através da

extrapolação das curvas carga versus deslocamento (PCEs convencionais) e curva equivalente (PCEs com célula expansiva).

A única norma encontrada, na pesquisa efetuada, a qual é específica para ensaios bidirecionais é a ASTM Standard D8169/D8169M – 18 (2018) Standard Test Methods for Deep Foundations Under Bi-Directional Static Axial Compressive Load. Além de descrever termos utilizados e seus significados, assim como, detalhes como os equipamentos empregados, leitura de dados e recomendações sobre a montagem em ensaios bidirecionais. Esta norma também alerta em seu apêndice sobre alguns fatores que influenciam os resultados dos ensaios como atrito negativo e como descrito no item (X1.3), sobre possíveis diferenças entre as condições observadas/existentes durante a realização dos ensaios, ao final da construção e durante a utilização da estaca ensaiada (vida útil). Esses fatores influenciam tanto PCEs convencionais como PCEs com célula(s) expansiva(s).

A seguir é feito um resumo das características usualmente empregadas em PCE com célula(s) expansiva(s), descrevendo equipamentos/componentes também apresentados nas Figuras 2.8 e 2.9:

- 01 Célula Expansiva hidrodinâmica® (espécie de macaco hidráulico descartável);
- 01 manômetro;
- 02 deflectômetros (01 para base e 01 para o fuste);
- 01 bomba elétrica;
- 01 bomba manual;
- Perfil de aço rígido para apoio dos extensores em metal resistente;
- Sistema de aplicação de carga (bomba hidráulica);
- Controle de injeção de carga;
- Sistema de reação (atrito lateral e tensão ponta da estaca);
- Equipamentos de leitura.

O sistema de aplicação de carga aplica esforços estáticos crescentes à estaca, por meio de um ou mais macacos hidráulicos (células expansivas) alimentados por bombas elétricas ou manuais. A bomba fica localizada na superfície, conectada hermeticamente por um tubo metálico, de comprimento igual à profundidade, ao eixo da célula expansiva.

O controle de pressão é realizado através do manômetro, localizado na superfície entre bomba hidráulica e a célula, conectados por meio do tubo metálico central. Os deslocamentos de ponta e fuste são obtidos por meio de sensores instalados nos tubos laterais de PVC. A reação mobilizada é o somatório de resistência ao cisalhamento dos trechos de fuste e ponta ao se expandir a célula pela pressão hidráulica imposta no momento de transmissão da carga.

O sistema de referência no topo da estaca pode ser composto de uma barra rígida, dois deflectômetros e dois suportes. Os suportes são apoiados a uma distância tal que não sofram nenhuma interferência por deformação da estaca durante o ensaio, não interferindo na coleta de dados.

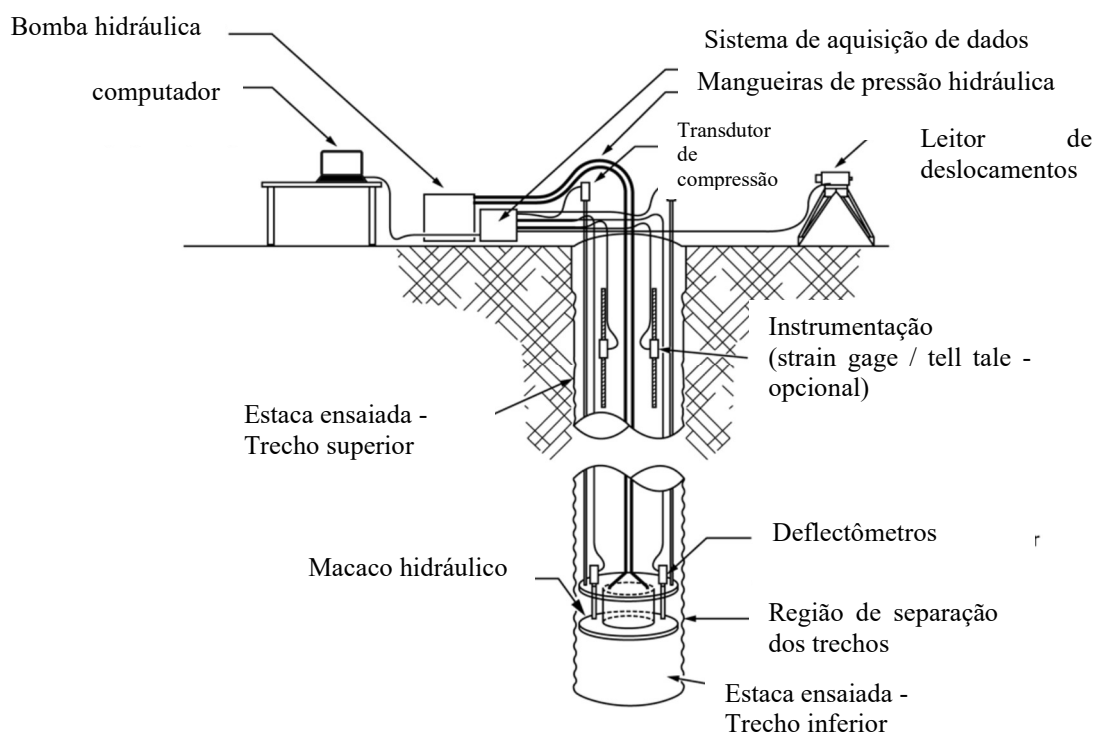


Figura 2.9 – Esquema representativo da instrumentação de ensaio bi-direcional.  
(adaptado de ASTM Standard D8169/D8169M, 2018).

O sistema de coleta de dados na ponta pode ser composto por deflectômetro conectado a uma haste rígida, através de tubo de PVC fixado no concreto fresco da estaca, ligado ao parafuso soldado na base da célula, onde o concreto, pela expansão devida à carga hidráulica, se divide nos trechos de fuste e ponta.

As leituras durante o ensaio são realizadas através do manômetro fixado entre a bomba que transfere a pressão hidráulica à célula e o tubo de comunicação central com

a célula, assim como os deflectômetros fixados na barra, sistema de referência. Esses deflectômetros devem apresentar leitura direta com sensibilidade de 0,01mm.

Através dessas leituras, são geradas curvas de carga *versus* deslocamento dos trechos superior (atrito lateral) e inferior (atrito lateral e ponta) à célula, conforme exemplificado na Figura 2.10. Nesta figura, a curva ascendente azul é representativa do trecho acima (fuste) e a curva descendente vermelha, do trecho abaixo da célula expansiva. O ensaio foi efetuado em estaca do tipo hélice contínua com 80cm de diâmetro e 13 m de comprimento (fuste 9m e ponta abaixo da célula com 4m) na cidade de São Paulo, SP. Na Figura 2.11, é apresentado um esquema de interpretação de esforços durante a PCE com célula expansiva para melhor entendimento do sistema de reação interno na estaca.

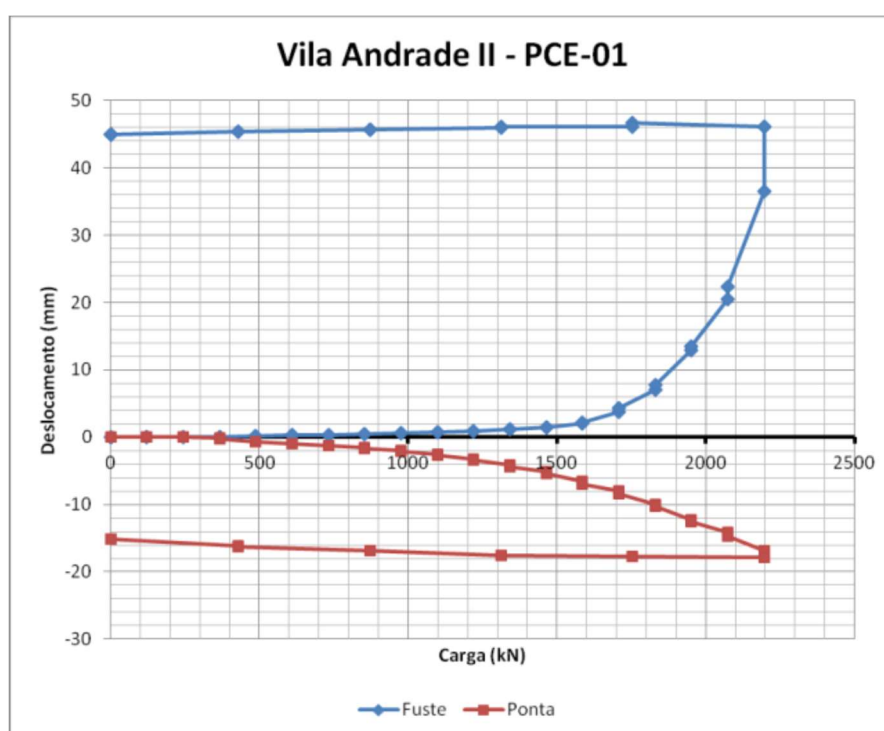


Figura 2.10 – Exemplo de curvas carga *versus* deslocamento obtidas em PCE com célula expansiva (FALCONI e MASET, 2019).

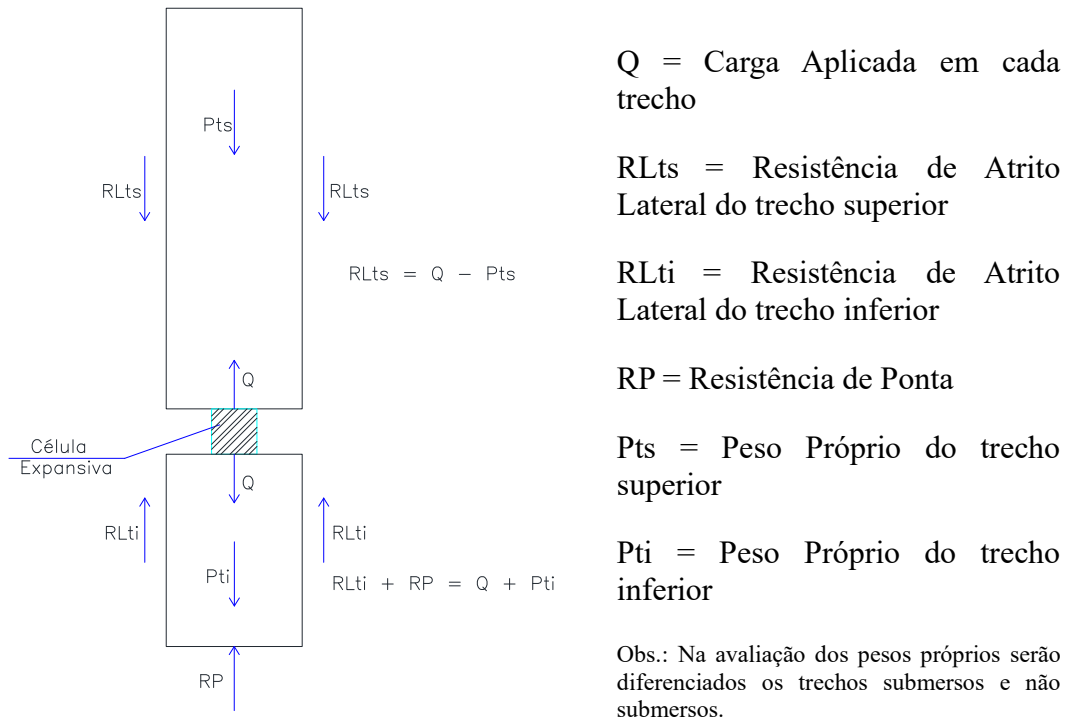


Figura 2.11 – Esquema representativo dos esforços na PCE com célula expansiva

Salienta-se que em 19 de junho de 2006 foi realizada PCE com adoção de células expansivas em 2 níveis diferentes de estaca, conforme descrito em Thomas, Sinnreich e Bühler (2012), ao invés de adoção de célula expansiva em um único nível. A Figura 2.12 ilustra as diferentes etapas do referido ensaio.

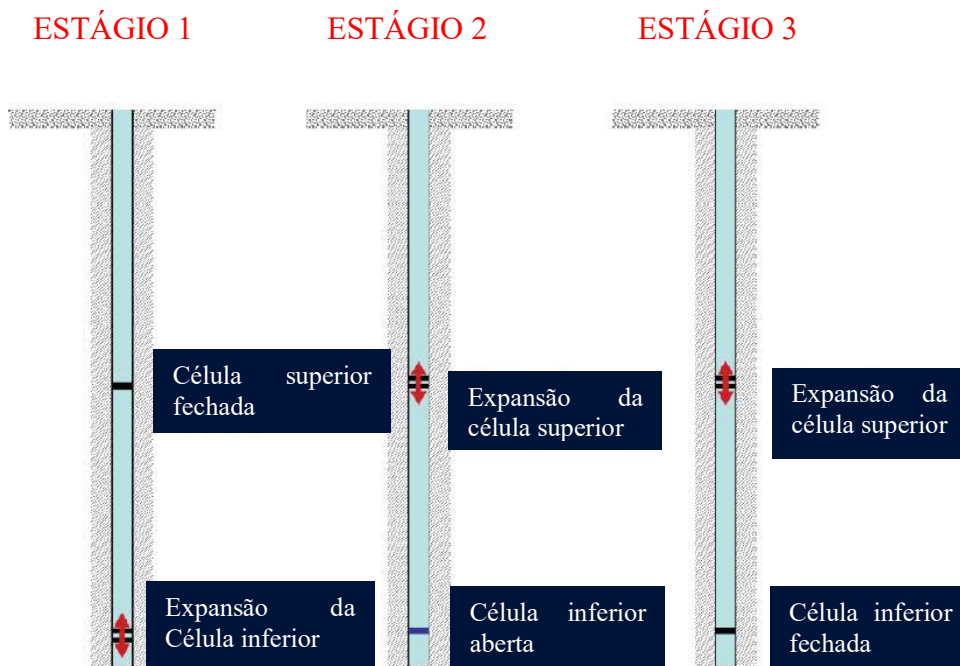


Figura 2.12 – Sugestão de utilização de células em diferentes níveis da estaca. Adaptado de Thomas, Sinnreich e Bühler, 2012



## 2.4. Métodos para obtenção de carga de ruptura a partir das curvas carga *versus* deslocamento

A carga de ruptura nos ensaios bidirecionais e nas provas de carga estáticas convencionais pode ser estimada, dependendo resultados obtidos, por diferentes métodos. Neste subitem, são apresentados os métodos da NBR 6122:2019, Van Der Veen e Cruz que estimam a carga de ruptura através da extrapolação das curvas carga *versus* deslocamento (PCEs convencionais) e curva equivalente (PCEs com célula expansiva).

Existem várias propostas para construção de curva equivalente, que são curvas definidas através de metodologias que correlacionam as curvas ascendentes e descendentes do ensaio bidirecional com a curva de uma PCE convencional. Entre as propostas, podem ser destacadas as propostas de Silva (1983) conhecida como Curva Corrigida e a de Cruz (2019). Nesse trabalho não serão apresentados métodos de construção de curvas equivalentes, pois os resultados da PCE bidirecional realizada na estaca T55A não contemplaram a mobilização plena do trecho acima da célula expansiva. Deste modo a curva ascendente levaria à construção de uma curva equivalente que comprometeria a efetividade da estimativa da carga de ruptura da estaca T55A. Este aspecto será abordado no item 3.4 deste trabalho.

### 2.4.1 Método da NBR 6122:2019

Neste método a carga de ruptura pode ser definida como aquela que corresponde, na curva carga *versus* deslocamento (exemplificada na Figura 2.1), ao recalque obtido pela equação 2.5:

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{(E \cdot A)} + \left( \frac{D}{30} \right) \quad (2.5)$$

Onde:

- $\Delta_r$  - recalque de ruptura convencional;
- $P_r$  - carga de ruptura convencional;
- $L$  - comprimento da estaca;
- $A$  - área da seção transversal da estaca (estrutural);
- $E$  - módulo de elasticidade do material da estaca;

- D - diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca ou, no caso de barrete, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal da estaca.

#### 2.4.2 Método de Van der Veen (1953)

Neste método a carga de ruptura é estimada por meio da equação 2.6:

$$Q = Q_r \cdot [1 - e^{(-\rho/\beta)}] \quad (2.6)$$

Sendo:

Q – carga associada ao recalque  $\rho$  (Q; $\rho$ );

$Q_r$  ou  $Q_{ult}$  - carga de ruptura;

$\rho$  - recalque  $\rho$  associado á carga Q;

$1/\beta$  - coeficiente angular da curva de melhor ajuste.

A carga de ruptura é obtida experimentando-se diferentes valores para a carga de ruptura até que se obtenha uma reta no gráfico  $-\ln(1-Q/Q_r)$  versus  $r$  (recalque), conforme mostrado na Figura 2.13b.

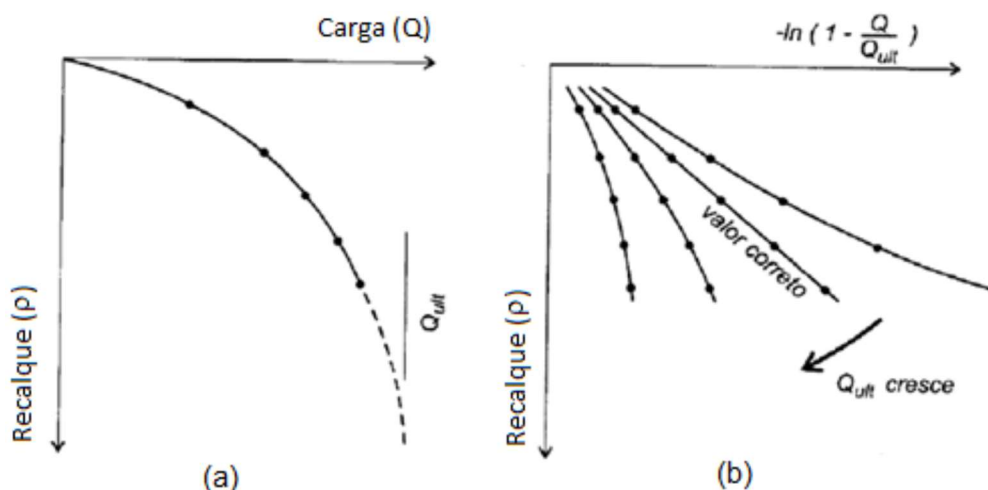


Figura 2.13 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque pelo método de Van der Veen (1953). Fonte: Freitas - Notas de aula (2017)

A experiência adquirida com diversas extrapolações utilizando o método de Van der Veen, de acordo com Velloso e Lopes (2002) indica que esse método é confiável se o recalque máximo atingido na prova de carga for no mínimo 1% do diâmetro da estaca.

#### 2.4.3 Métodos de Cruz para interpretação de curvas carga *versus* recalque em provas de carga estática (2019)

Conforme explicado em Cruz (2019), o método considera critérios gráficos de Mecânica dos Solos e Fundações com procedimento gráfico utilizado na determinação da Tensão de pré-adensamento do ensaio de adensamento e procedimento sugerido por Fuller & Hoy (1970), com utilização da reta tangente com inclinação dada por  $1\text{mm}/K_{\text{plast}}$  e seguindo as etapas necessárias, conforme Figuras 2.14 e 2.15:

- 1º. Traçar reta (1) tangente de inclinação ( $1\text{mm}/K_{\text{plast}}$ ) à curva carga *versus* recalque obtida da prova de carga;
- 2º. Definir ponto (2) de interseção da reta (1) com o eixo das abscissas;
- 3º. Traçar pelo ponto (2) uma vertical (3) até atingir-se a curva carga *versus* recalque;
- 4º. Definir o ponto (4) na interseção da reta (3) com a curva carga *versus* recalque;
- 5º. Pelo ponto (4) traçar horizontal (5);
- 6º. Definir o ponto Q (6) na interseção da horizontal (5) com a reta de inclinação dada por  $K_{\text{plast}}$  (reta 1);
- 7º. A carga de ruptura  $Q_r = Q_{\text{Rup}}$  é o valor da abscissa do ponto Q.

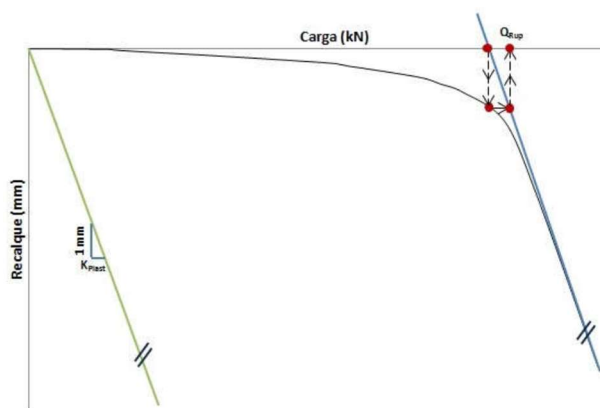


Figura 2.14 – Esquema representativo da aplicação do método Cruz (2019). Fonte: Cruz, Lopes e Freitas. (2019)

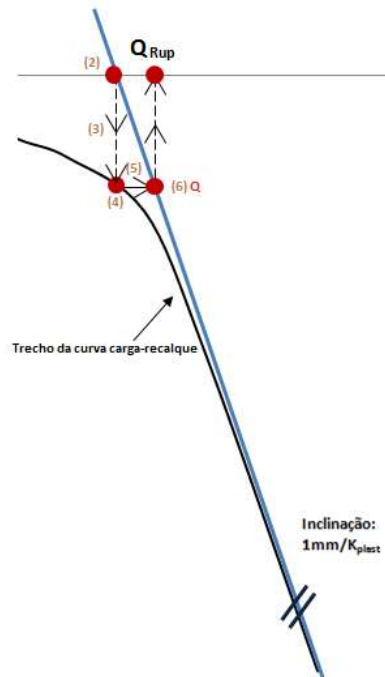


Figura 2.15 – Etapas de utilização para interpretação de curvas carga versus recalque em provas de carga estática do método Cruz (2019). Fonte: Cruz, Lopes e Freitas. (2019)

São adotadas as seguintes equações 2.7 e 2.8 para definição de  $K_{plast}$  (kN/mm), em função do diâmetro da estaca ( $d$ ) em milímetro.

- Estaca Escavada -  $K_{plast} = 12,2 - 0,0017d$ ; (2.7)

- Estaca Hélice Contínua -  $K_{plast} = 8,4 + 0,0015d$ . (2.8)

Outro parâmetro que deve ser considerado na avaliação dos resultados é o encurtamento elástico do fuste. Massad (2015) apresentou metodologia que permite a introdução do encurtamento elástico do fuste da estaca no caso do ensaio bidirecional, pela equação 2.9, com auxílio do ábaco apresentado na Figura 2.16:

$$\Delta e = c' \cdot (R_s / k_r) \quad (2.9)$$

Onde:

- $c'$  - coeficiente correlato ao coeficiente  $c$  de Leonards e Lovell (1979) já corrigido para caso de carregamento de baixo para cima;
- $R_s$  - resistência por atrito lateral total, em kN;
- $k_r$  - rigidez da estaca como elemento estrutural ( $E \cdot A/L$ );

- L - comprimento da estaca;
- A - área da seção transversal da estaca (estrutural);
- E - módulo de elasticidade do material da estaca;
- h – comprimento total do trecho considerado;
- $h_2$  – comprimento do trecho com menor resistência de atrito lateral;
- $f_{u1}$  – atrito lateral unitário do trecho com maior resistência;
- $f_{u2}$  – atrito lateral unitário do trecho com menor resistência.

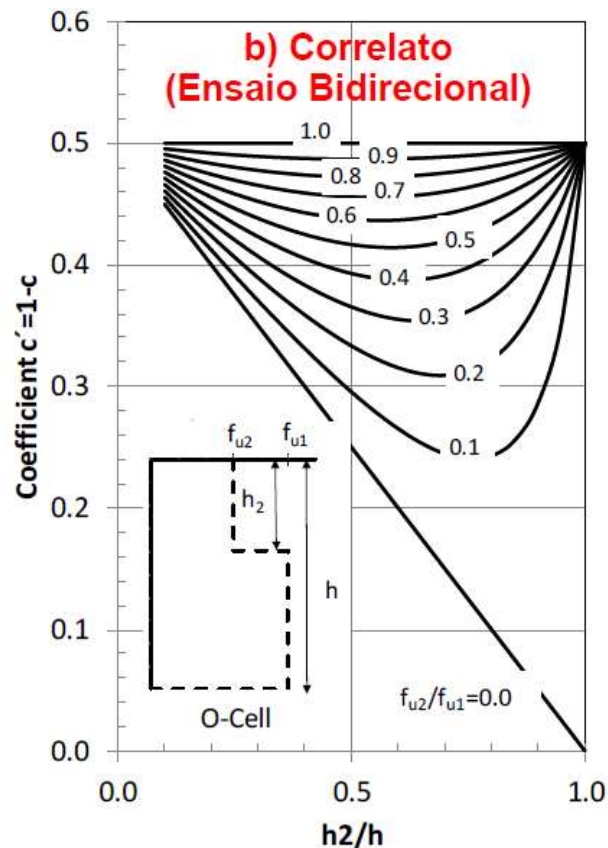


Figura 2.16 – Ábaco para as cargas ascendentes do ensaio bidirecional. Fonte: Massad (2015).

## 2.5. Ensaio de carregamento dinâmico

Conforme item 8.2.1.3 da NBR6122:2019, este ensaio, também conhecido como prova de carga dinâmica e PDA (*Pile Driving Analyzer*), visa, principalmente a avaliação de cargas mobilizadas nas interfaces solo-estaca e integridade da estaca, fundamentando-se na aplicação da teoria da equação da onda unidimensional. Este

ensaio ainda fornece informações sobre as tensões dinâmicas e eficiência do martelo durante a cravação ou recravação da estaca.

As pesquisas de técnica de monitoração (*Case*) e método de interpretação (CAPWAP) iniciaram na década de 1960 na *Case Western Reserve University* em Cleveland, Ohio – EUA. Esses ensaios de carregamento dinâmico foram adotados na prática na década de 1970 nos Estados Unidos e no Brasil na década de 1980.

Através da fixação de 2 transdutores de força e de 2 transdutores de velocidade (acelerômetros) na lateral superior da estaca, diametralmente opostos, os sinais são enviados por cabo até o PDA, conforme Figuras 2.17 e 2.18. A força é obtida por meio de sensores de deformação, o sinal é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela seção na região dos transdutores. A partir da integração do sinal de acelerômetros é obtida a velocidade.

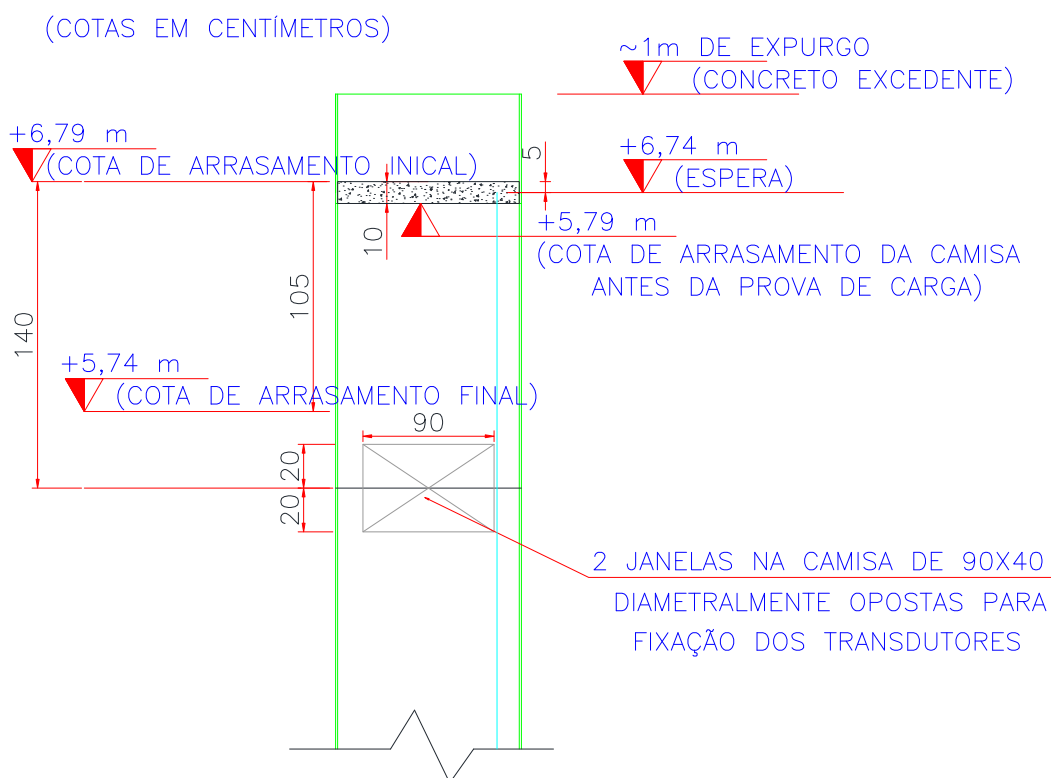


Figura 2.17 – Esquema de ensaio dinâmico (PDA) realizado na estaca P13 da obra do TRBA.

Transdutor  
(acelerômetro  
e medidor de  
deformação  
específica)

Janela na  
camisa  
metálica



(a)



(b)

Figura 2.18 – Ensaio dinâmico (PDA) realizado na obra do TRBA - (a) fixação dos transdutores e (b) Leitura dos dados através do PDA. Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

### 3. ESTUDO DE CASO: OBRA DO TRBA

#### 3.1. Informações Gerais

A obra englobou os serviços de elaboração de projeto de detalhamento de construção civil e montagem eletromecânica do píer do Terminal de Regaseificação da Bahia (TRBA) na Baía de Todos os Santos, no Estado da Bahia. O Terminal de Regaseificação da Bahia (Figuras 3.1 e 3.2) permitiu a atracação e amarração de um navio de regaseificação FSRU (*Floating Storage and Regasification Unit*) diretamente ao píer e um navio supridor (*Carrier*) a contrabordo do navio FSRU, seguindo a configuração *side by side* (SBS), cuja capacidade de regaseificação é de 14 milhões de m<sup>3</sup>/dia. Na época, houve aumentando a capacidade de regaseificação de 27 para 41 milhões de m<sup>3</sup>/dia, incluindo Pecém (CE) com 7 milhões de m<sup>3</sup>/dia e o da Baía de Guanabara (RJ) com 20 milhões m<sup>3</sup>/dia, reduzindo a dependência da importação de gás da Bolívia em 2014. Conforme levantamento realizado em 2019, a Figura 3.1 mostra a manutenção das capacidades de regaseificação em milhões de m<sup>3</sup>/dia (MMscmd GN) dos terminais de Pecém, (TRPecém), baía de Guanabara (TRBGUA) e Bahia (TRBA), sendo complementadas pelas capacidades de regaseificação de 14 em milhões de m<sup>3</sup>/dia da UTE Porto de Sergipe e 21 em milhões de m<sup>3</sup>/dia do Açú (TRGNA), estabelecendo uma capacidade total de 76 em milhões de m<sup>3</sup>/dia.



Figura 3.1 – Terminais de Importação de GNL Existentes: Infraestrutura Primária de GNL no Brasil. - Fonte: Timerman (2019)



A execução da obra do TRBA foi realizada pelo Consórcio GNL Bahia, composto pelas empresas Carioca Christiani-Nielsen Engenharia e Andrade Gutierrez. Além de toda montagem eletromecânica, várias estruturas de construção civil foram executadas na obra, as quais são apresentadas na Figura 3.2 e listadas a seguir:

- A → Plataforma de operações de 58m x 48m;
- B → 4 Dolphins de Atracação (DATs);
- C → 6 Dolphins de Amarração (DAMs);
- D → Passarelas de interligação dos dolphins com a plataforma;
- E → Casa de bombas e combate a incêndio, casa de controle;
- F → Bases para braços de carregamento/equipamentos.

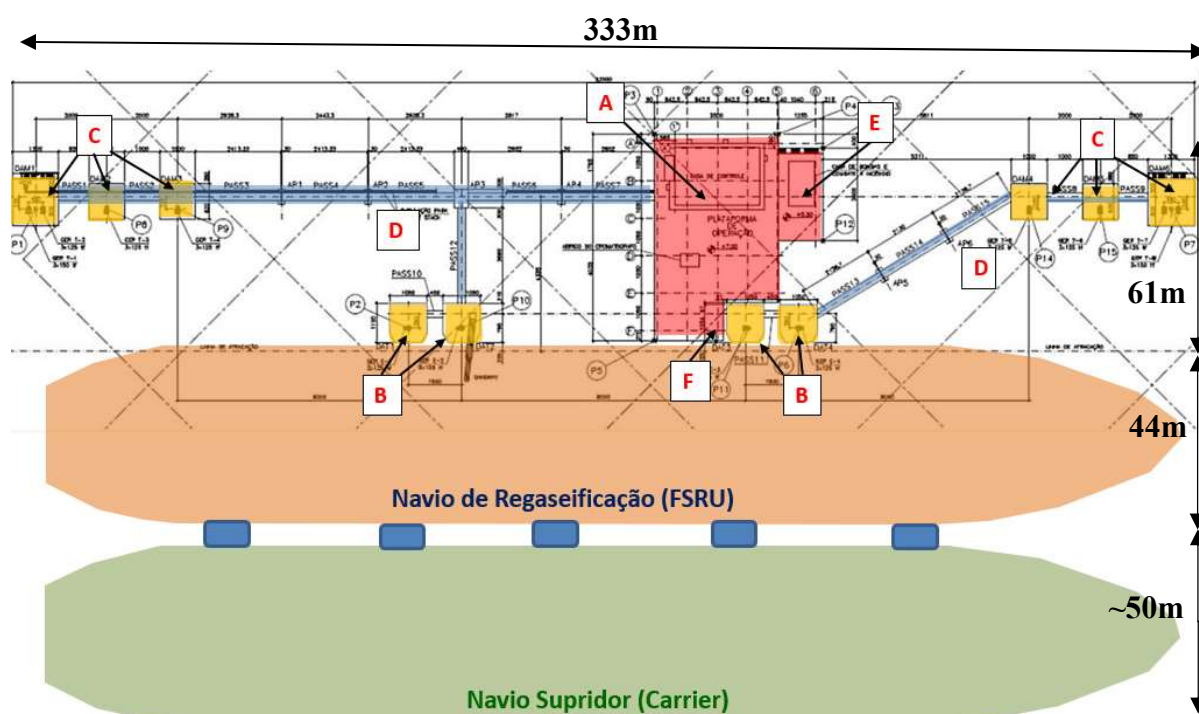


Figura 3.2 – Arranjo Geral da obra do TRBA. - Fonte: Hecksher e Freitas (2018).

Além das estruturas citadas, ainda fizeram parte do escopo os seguintes serviços:

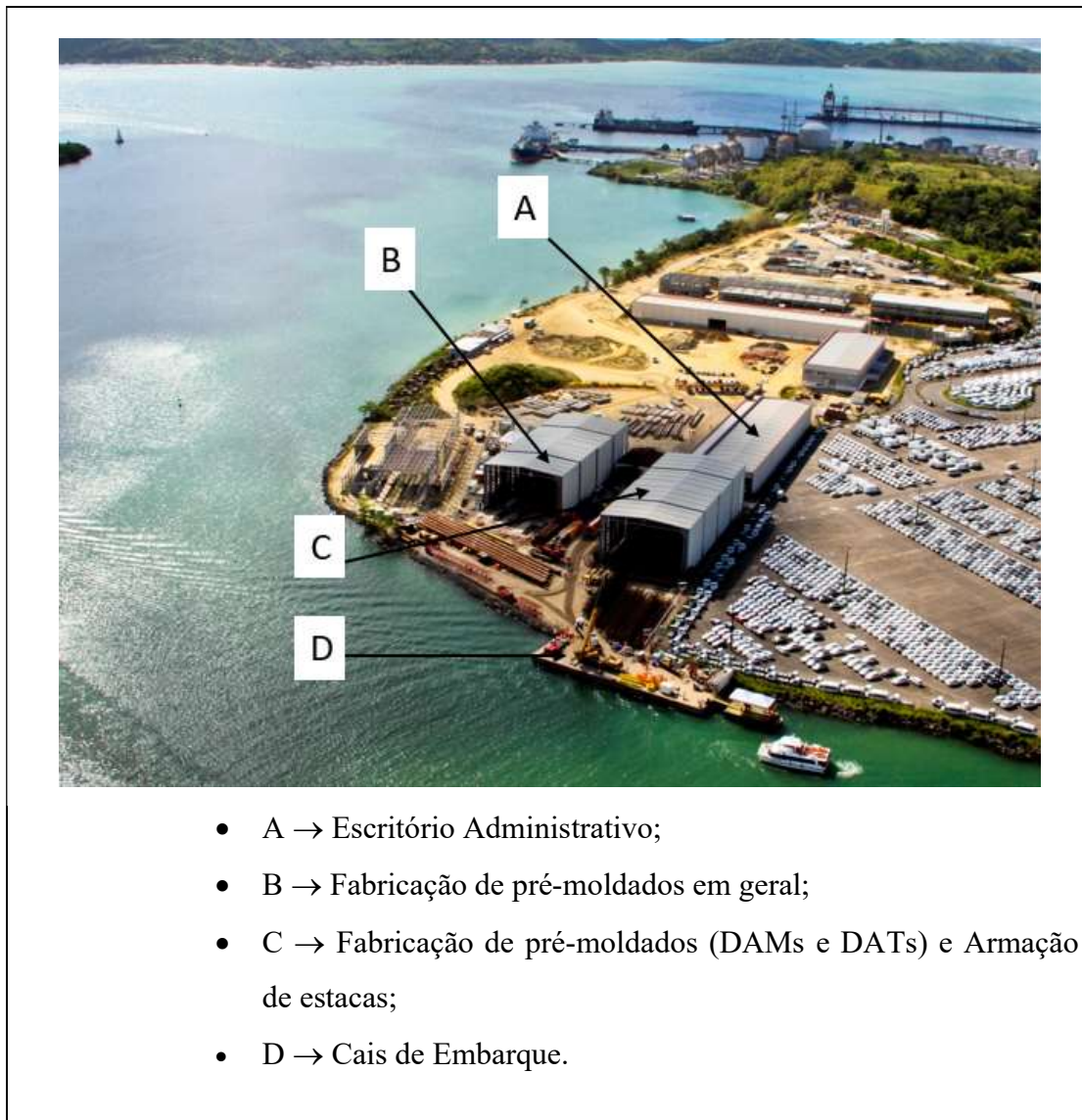
- 3 edificações sobre a Plataforma de Operação (Casa de Controle, Casa de Bombas e Abrigo do Cromatógrafo);
- Serviços de Adequação do TEMADRE (Unidade de operação em terra) - execução civil e de eletro-montagem referentes à construção da Sala dos Painéis e do Abrigo do Gerador;

- Montagem Eletromecânica - projetos executivos de montagem eletromecânica com os principais equipamentos de fornecimento e/ou instalação.

O canteiro de obras não poderia ser executado na Ilha do Frade devido a legislação ambiental da época. A Ilha do Frade possuía a menor distância para o local da obra (4 km). Sendo assim, o Consórcio fez a instalação do canteiro de obras em área abrigada, ao lado das instalações da Ford, conforme mostram as Figuras 3.3 e 3.4.



Figura 3.3 – Localização do canteiro da obra do TRBA. Fonte: Hecksher e Freitas (2018).



- A → Escritório Administrativo;
- B → Fabricação de pré-moldados em geral;
- C → Fabricação de pré-moldados (DAMs e DATs) e Armação de estacas;
- D → Cais de Embarque.

Figura 3.4 – Canteiro Industrial - Ponta da Laje (26/10/12). - Fonte: Hecksher e Freitas (2018).

Neste trabalho são apresentadas informações sobre os projetos de fundações. A Petrobras forneceu inicialmente o projeto básico com uma campanha de sondagens de simples reconhecimento e ensaios feitos pela empresa Geomecânica (1ª Campanha, 2011). Com base nessas informações, o Consórcio apresentou um projeto alternativo e após comentários da Petrobras, chegou-se a um projeto executivo. Posteriormente a Petrobras forneceu uma campanha complementar executada pela empresa Fugro In Situ (2ª Campanha, 2012). Após início dos serviços e recebimento dos resultados da campanha da 2ª Campanha, foi definido e traçado um novo perfil esquemático de execução das 158 estacas, conforme visto na Figura 3.5 a qual apresenta esquema sem escala. Estas 158 estacas estão distribuídas conforme apresentado a seguir:

- Plataforma de operação → 36 estacas Ø83cm e perfuração de 75cm (14 inclinadas e 22 verticais) + 1 Ø83cm vertical sem perfuração (Apoio do Riser);

- Dolphins de amarração → 76 estacas inclinadas Ø118cm e perfuração Ø 110cm = 2 x 16 (DAMs 1 e 6) + 4 x 11 (DAMs 2 a 5);
- Dolphins de atracação → 32 estacas inclinadas Ø118cm e perfuração Ø 110cm = 4 x 8 (DATs 1 a 4);
- Apoio das passarelas → 13 estacas inclinadas Ø83cm e perfuração de 75cm = 5 x 2 (Aps 1, 2, 4 a 6)+ 1 x 3 (AP3).

As estacas foram projetadas considerando trecho interno às camisas metálicas cravadas (φ85cm) e perfuração/escavação com diâmetro ligeiramente inferior (φ83cm), fora da camisa atingindo comprimento de embutimento em rocha (folhelho) suficiente para obter capacidade resistente aos esforços. O ciclo de execução das estacas consistia basicamente em:

- Fabricação e transporte das camisas metálicas (Figuras 3.6 e 3.7);
- Posicionamento, cravação e contraventamento das camisas metálicas (Figuras 3.8 e 3.9);
- Posicionamento das perfuratrizes sobre as camisas, escavação/perfuração, incluindo limpeza da seção escavada/perfurada através de *air-lift* (Figura 3.10);
- Fabricação, transporte e montagem da armação das estacas (Figura 3.11);
- Transporte, mistura de insumos do concreto e concretagem submersa (Figura 3.12).

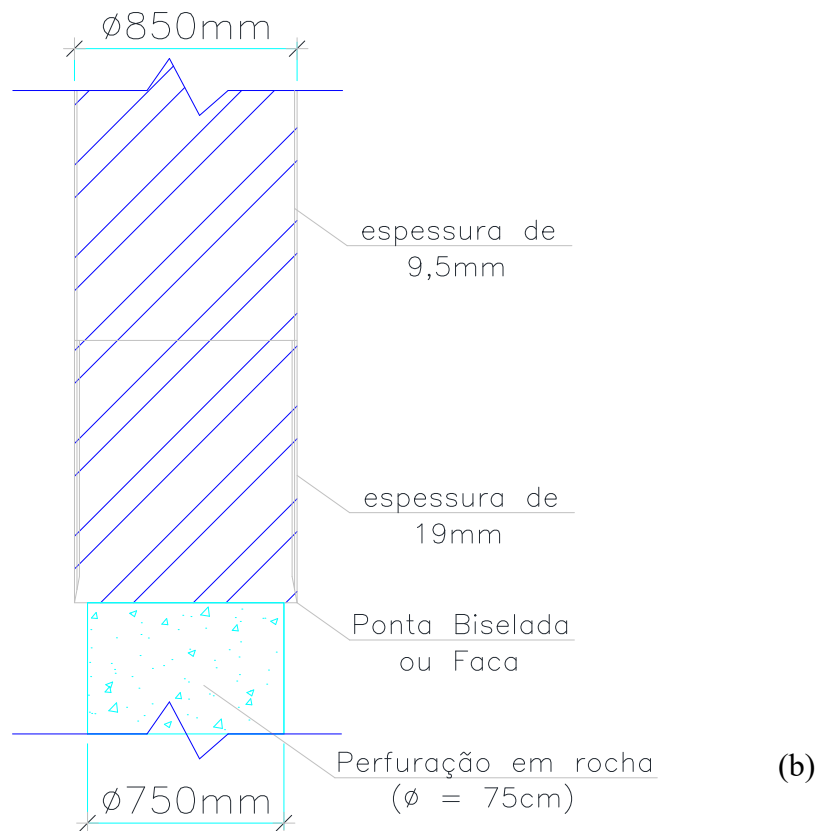
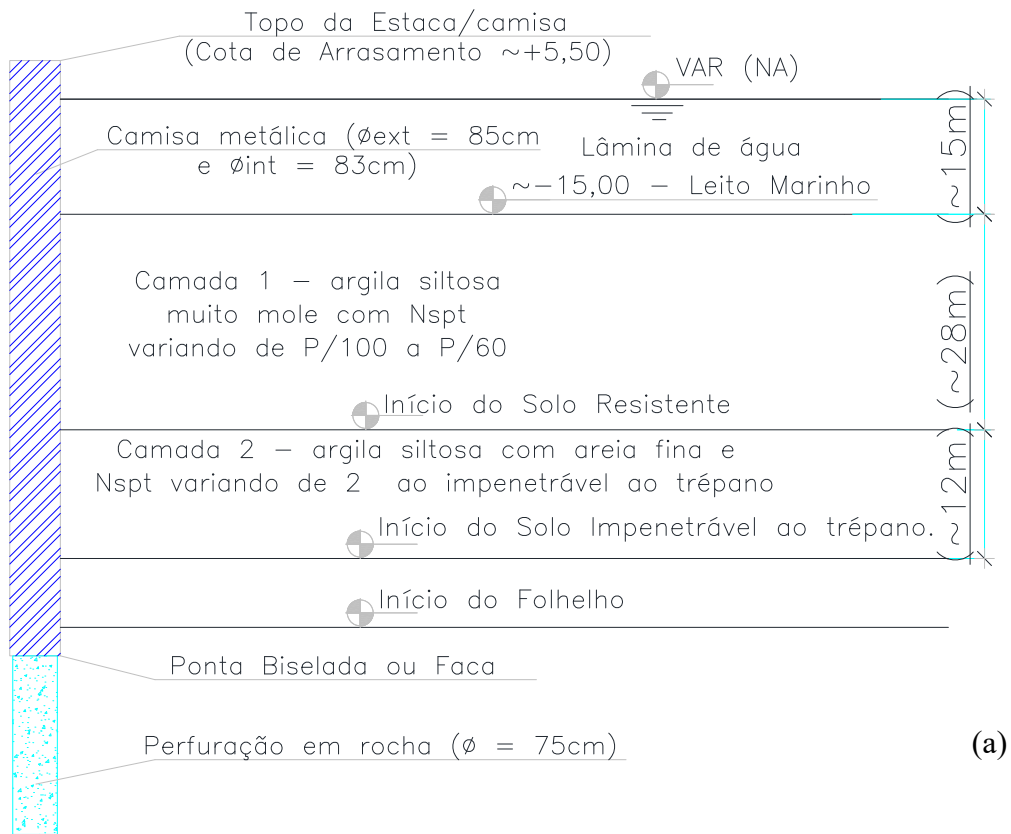


Figura 3.5 – (a) Perfil esquemático de execução das estacas da Plataforma de Operação, (b) detalhe da variação entre perfuração dentro e fora da camisa metálica (sem escala).



Figura 3.6 – Fabricação de camisas metálicas (corte, preparação e soldas dos tubos fabricados com 18m, camisas chegando ao comprimento de 66m). - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.



**Posicionamento da camisa metálica na água**



**Tamponamento com compensado Naval + borracha**



**Tamponamento com chapa metálica**



**Tamponamento com bag inflável**

Figura 3.7 – Transporte de camisas metálicas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.



**Içamento/Verticalização**

**Cravação de camisa metálica**

**Retirada da guia de cravação**

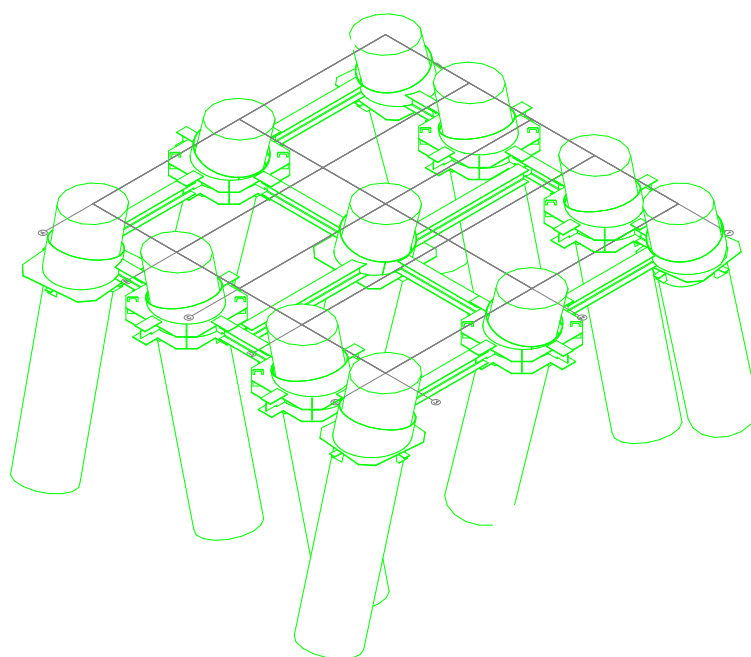
**Contraventamento de camisas/estacas**

Figura 3.8 – Içamento, cravação, retirada da guia e contraventamento de camisas metálicas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

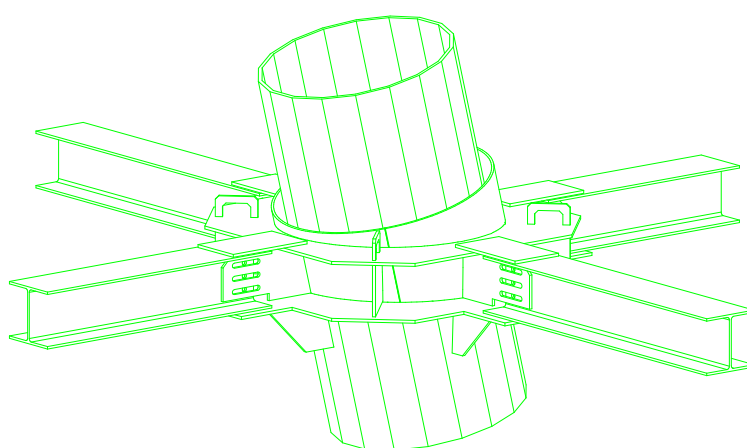
De forma a mitigar o risco associado a falhas na fase de execução da perfuração nestas condições específicas *near shore*, o CONSÓRCIO GNL BAHIA optou, desde o projeto proposto, por uma metodologia executiva que previa o contraventamento das camisas metálicas com um dispositivo do tipo copo guia (Figura 3.9) que limitasse os deslocamentos horizontais e permitisse eventuais deslocamentos verticais das camisas em até 1,5m. Assim, o processo executivo não seria comprometido no caso de possíveis desmoronamentos por conta da presença de eventuais camadas de seixos abaixo da extremidade inferior da camisa metálica (ponta biselada ou “faca”). As condições difíceis do mar e a necessidade de adoção de equipamentos específicos causou demora na colocação do contraventamento de algumas camisas metálicas (cerca de 12 horas). Deste modo ocorreu um intervalo maior que o previsto entre a cravação da camisa metálica e o seu contraventamento, para posterior execução da perfuração interna da camisa, provocando o tombamento de 1 camisa de  $\phi 850\text{mm}$  e 2 camisas de  $\phi 1200\text{mm}$ .

No TRBA foram utilizadas perfuratrizes hidráulicas tipo *Wirth*. Conforme descrito por Juvêncio (2015), estas são perfuratrizes rotativas que transmitem à broca apenas movimento de rotação, demolindo/destruindo o maciço rochoso apenas por rotação da broca com *roller bit* (corte, abrasão ou esmagamento) através de energia

fornecida pela máquina à haste de perfuração, que por sua vez transmite a rotação e o peso de avanço (carga) para a rocha.



(a)



(b)

Figura 3.9 – (a) Esquema de contraventamento do DAM1 e (b) Detalhe do copo guia. -

Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia

No caso da obra estudada, as perfuratrizes foram montadas sobre plataformas fixadas no topo das camisas metálicas, perfurando a rocha internamente a um tubo camisa (camisas metálicas). Juntamente com o processo de perfuração da rocha, há o sistema de perfuração em rocha com circulação reversa conhecido como *air-lift*, que utiliza a circulação de fluido (ar ou água) para transportar cascalhos (detritos) localizados no fundo do trecho escavado do fuste da estaca para a superfície. Esse sistema, também conhecido como RCD (*Inversa Circulation Drilling System*), consiste

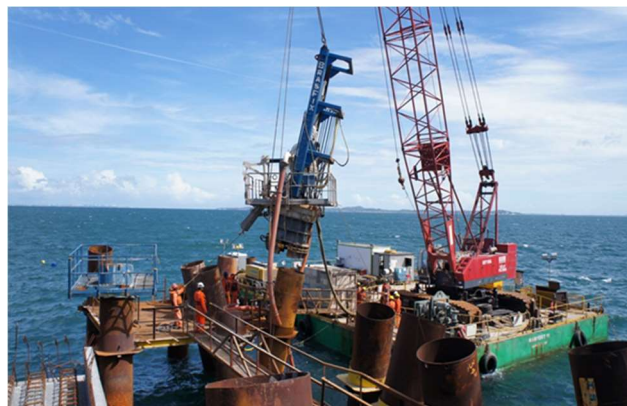


na injeção de ar comprimido no interior do fuste abaixo do nível de água e logo acima da broca. À medida que o ar sobe e se expande dentro do fuste da estaca (lembrando-se que o interior da haste de perfuração é vazado), a densidade da coluna de água dentro da haste fica bastante reduzida. A elevada diferença de pressão entre a coluna de água do interior da estaca e no interior da haste produz uma sucção pelo tubo de perfuração carreando água e detritos oriundos da perfuração à superfície, possibilitando, inclusive, a coleta de amostras da rocha durante a perfuração.

Antes do início das perfurações para execução das estacas, foram feitos estudos de *rigging* (estudos de estabilidade do conjunto Balsa-Guindaste durante operações de execução da obra) com os equipamentos disponíveis chegando ao desmembramento da armação em 3 tramos de até 30m cada, incluindo os transpasses. Essas armações foram reforçadas com anéis metálicos internos à armadura longitudinal (espessura de 9,5mm e largura de 200mm) a cada 4m (Plataforma e Apoios das Passarelas) e 5m (Dolfins) intercalados por estribos duplos externos à armação longitudinal de 12,5mm. Também foram soldados anéis de içamento na parte superior da armação distando 4m do topo da mesma. Devido às limitações dos comprimentos das lanças dos guindastes com consequente limitação de alcance e aumento dos comprimentos de perfuração de algumas estacas, algumas armações foram divididas em até 5 tramos e ainda ocorreu a situação de 1 estaca com 10 tramos devido à interferência com os braços de carregamento.



**Esquema de Perfuração**



**Posicionamento da Perfuratriz**

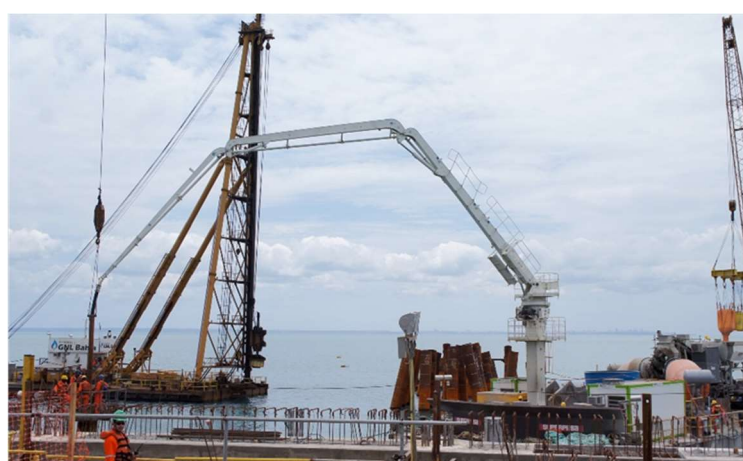


**Perfurações Simultâneas**

Figura 3.10 – Esquema de escavação/perfuração. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.



Figura 3.11 – Armação das estacas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.



**Lançamento do concreto submerso com Bomba-Lança e Tubo Tremie**

Figura 3.12 – Concretagem das estacas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

As perfurações em rocha tiveram acompanhamento de geólogo em 100% das estacas executadas, para isso a obra chegou a contar com 3 geólogos (1 por turno). Durante a execução das estacas foi constatada a presença de seixos (Figura 3.13), que levavam a um desmoronamento do trecho perfurado. Esses desmoronamentos dificultaram a concretagem, aumentando o consumo e/ou obrigando o retorno da perfuratriz para nova perfuração e limpeza. Esses eventos levaram o Consórcio a adotar um procedimento adicional no ciclo de execução de várias estacas, que foi a emenda e recravação de algumas camisas metálicas (Figura 3.14) logo após a perfuratriz finalizar a fase de perfuração dentro da camisa metálica, atingindo o trecho a ser perfurado em rocha.



T25 - DAM2 – Cotas (m):

- Faca na cravação = -42,39;
- Faca na perfuração = -42,74;
- Faca na recravação – não houve recravação;
- Topo do folhelho = -43,10;
- Fundo do poço = -53,66;

Obs.: Cota da amostra ao lado = -42,99.

Descrição: silte arenoso e seixos sub arredondados a sub angulosos de



T38 - DAM3 – Cotas (m):

- Faca na cravação = -41,69;
- Faca na perfuração = -44,24;
- Faca na recravação = -44,24;
- Topo do folhelho = -43,08;
- Fundo do poço = -52,78;

Obs.: Cota da amostra ao lado = -42,11.

Descrição: Areia muito grossa, quartzosa, com fragmentos de conchas e grânulos e seixos sub arredondados de quartzo.

Figura 3.13 – Presença de seixos nas perfurações. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia



Complemento da camisa metálica (01/02/2013)

Figura 3.14– Solução adotada para presença de seixos nas perfurações. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

A obra apresentava uma grande complexidade logística em função dos deslocamentos de insumos para o local da obra e das atividades técnicas executivas. Projetos e procedimentos executivos, desenvolvidos pela equipe do Consórcio, precisavam da liberação da equipe da Petrobras. O Apêndice A procura explicar através de fotos, organogramas e tabelas, as dificuldades técnicas e desafios logísticos que essa obra *near shore* apresentou. Alguns aspectos ligados diretamente à execução da PCE com célula expansiva na T55A são apresentados a seguir.

### 3.2. Investigações Geotécnicas - TRBA

Conforme comentado anteriormente, a Petrobras forneceu uma 1ª campanha de ensaios/sondagens durante a licitação da obra, com sondagens distribuídas conforme Figuras 3.15 e 3.16. Posteriormente foi fornecida uma 2ª campanha com incluindo ensaios complementares sondagens rotativas nos mesmos locais da 1ª campanha. Neste trabalho, serão apresentadas apenas as sondagens e ensaios de laboratório referentes ao local da prova de carga. Porém, para o detalhamento dos elementos requeridos na PCE bidirecional com célula expansiva, foram consideradas, além das sondagens e SPM-21 (Figuras 3.17 a 3.19 da 1ª campanha) e SPM-21 (Figuras 3.20 e 3.21 da 2ª campanha), outras sondagens mais distantes, ensaios de carga pontual conforme Tabela 3.1, boletins de execução (cravação de camisa metálica, perfuração e concretagem) e resultados de 4 ensaios dinâmicos (PDA) apresentados na Tabela 3.2, realizados antes da definição da PCE com célula expansiva.

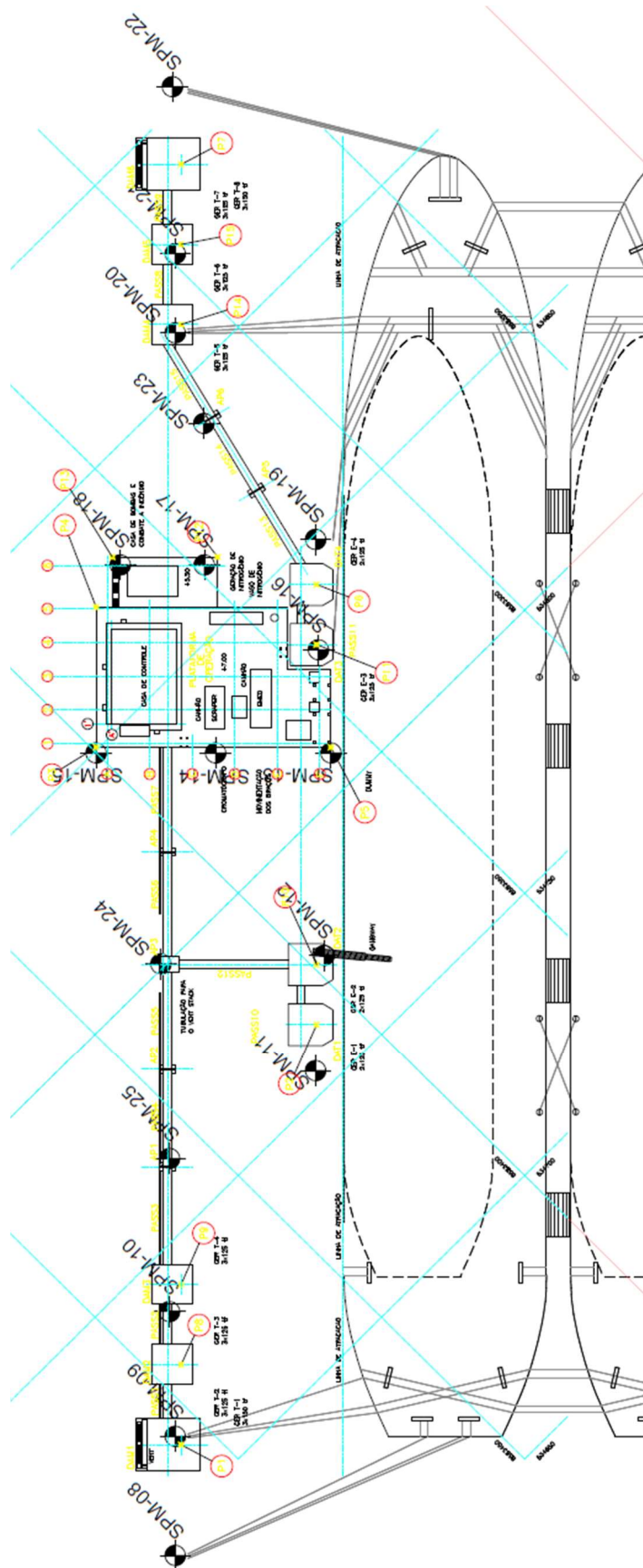


Figura 3.15 – Localização das sondagens da obra do TRBA. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

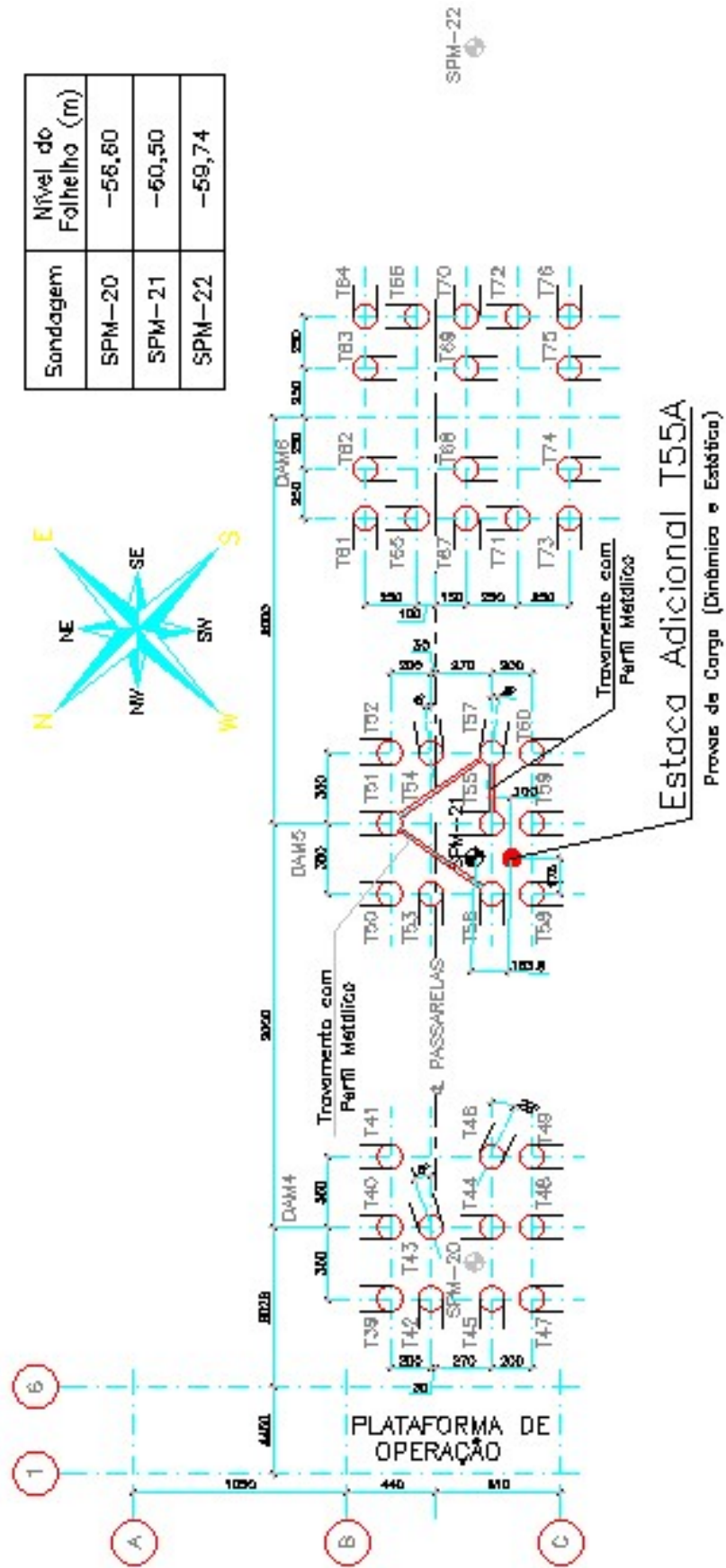


Figura 3.16 – Localização da T55A (estaca da PCE) da obra do TRBA. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

Nas próximas figuras (Figura 3.17 a 3.21) são apresentados os boletins de ensaios geotécnicos (sondagens) que foram utilizados no presente estudo.

ALTIMETRIA		PERFIL GRÁFICO		ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA				SONDAGEM: SPM-21		Início: 02/09/11	Término: 06/09/11			
				PESO: 65Kg AMOSTRADOR: Øf 3,49cm ALTURA DE QUEDA: 75cm				LÂMINA D'ÁGUA CORRIGIDA(m): 14,60						
LÂMINA D'ÁGUA	PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	A V A N Ç O	R E V E S T I M E N T O	P E R F I L	Nº DE GOLPES / 30cm		GRÁFICO DO Nº DE GOLPES / 30cm				PROFUNDIDADE DA MANOBRA (m)	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	
					INICIAIS	FINAIS	INICIAIS FINAIS							
							10	20	30	40				
		T			P/100	1	-							Argila siltosa, com matéria orgânica, cinza, muito mole.
		T			P/100	2	-							
		T			P/100	3	-							
		T			P/100	4	-							
		T			P/100	5	-							
		T			P/100	6	-							
		T			P/100	7	-							
		T			P/100	8	-							
		T			P/100	9	-							
		T			P/100	10	-							
		T			P/100	11	-							
		T			P/100	12	-							
		T			P/100	13	-							
		T			P/100	14	-							
		T			P/100	15	-							
		T			P/100	16	-							
		T			P/100	17	-							
		T			P/96	18	-							
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		DATA		R E C U P E R A Ç Ã O (%)	Ø	R Q D (%)	20 40 60 80 (%) DE RECUPERAÇÃO				Coerência			
DATA		MEDIDA					■ - Nº DE FRAGMENTOS POR METRO DE MANOBRA				C1-Muito coerente			
							☒ - AMOSTRA NÃO RECUPERADA				C2-Coerente			
							NA COLUNA DE AVANÇO: S - A SECO T - TREFANO V - VISEA D - DIAMANTE				C3-Pouco coerente			
								C4-Friável						
CLIENTE GÁS E ENERGIA												Continua a camada.		
LOCAL TERMINAL FLEXÍVEL DE GNL - BA												ANEXO Nº ANX16_RL-4100.00-8610-115-GMC-001		

Figura 3.17 – SPM-21 (1ª página/3) da obra do TRBA – Fonte: Petrobras - 1ª Campanha (2011).



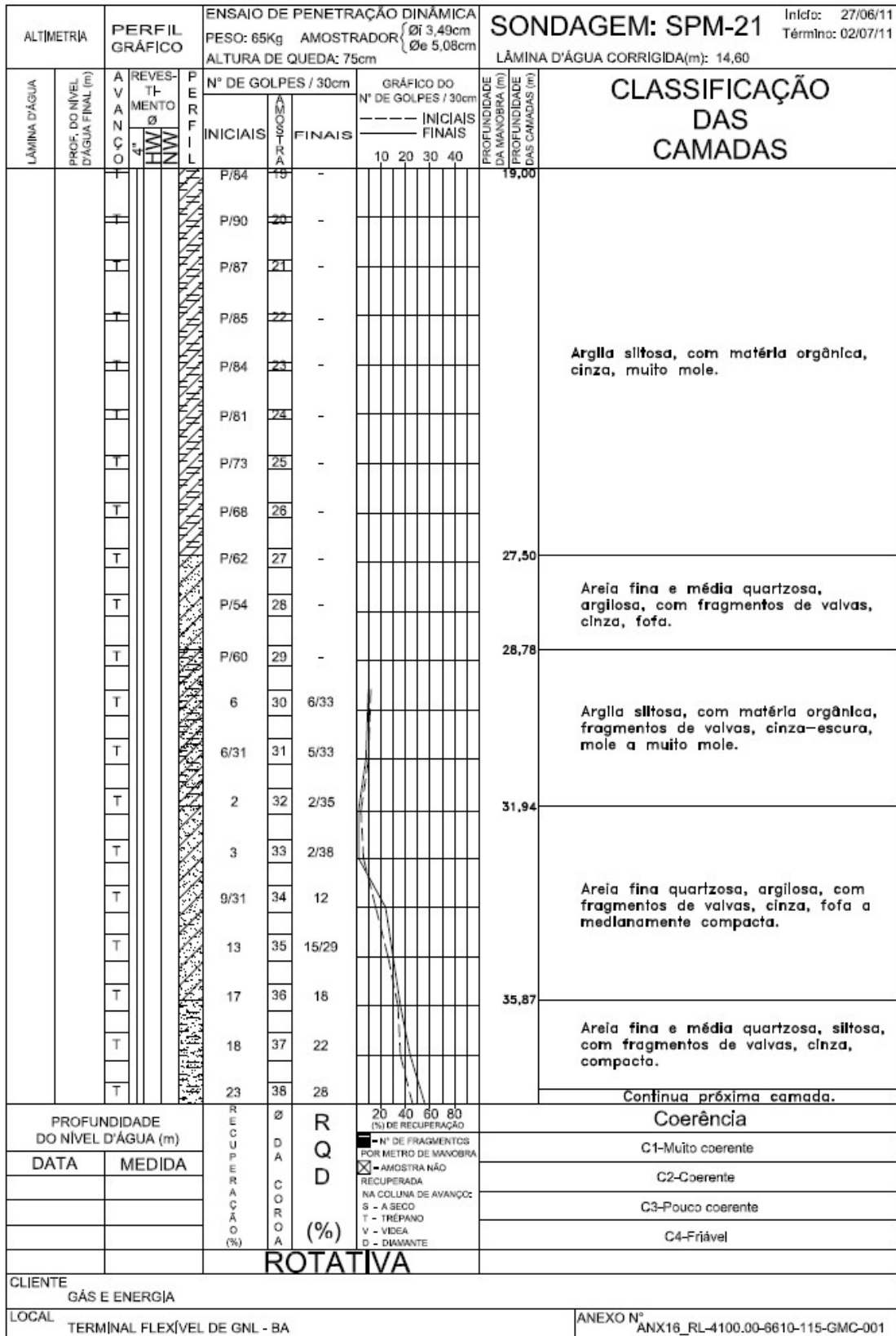


Figura 3.18 – SPM-21 (2ª página/3) da obra do TRBA – Fonte: Petrobras - 1ª Campanha (2011).



COERÊNCIA		GRAU DE ALTERAÇÃO	
C1 - Rocha coerente		A1 - Rocha sã ou praticamente sã	
C2 - Rocha medianamente coerente		A2 - Rocha medianamente alterada	
C3 - Rocha pouco coerente		A3 - Rocha muito alterada	
C4 - Rocha incoerente		A4 - Rocha extremamente alterada	
GRAU DE FRATURAMENTO			
F1 - <1 - ocasionalmente fraturado		F4 - 11 a 20 - muito fraturado	
F2 - 1 a 5 - pouco fraturado			
F3 - 6 a 10 - medianamente fraturado		F5 - >20 - extremamente fraturado	
PREENCHIMENTO	RUGOSIDADE	DESCONTINUIDADE (ESPAÇAMENTO - cm)	
D1 - Contato litológico	Recortada I - Rugosa II - Lisa	E1 - Muito afastadas (>200)	
D2 - Venulações e veios (calca/silica)		E2 - Afastadas (60 a 200)	
D3 - Paredes com alteração incipiente	Ondulada IV - Rugosa V - Lisa VI - Polida	E3 - Medianamente afastadas (20 a 60)	
D4 - Paredes alteradas		E4 - Próximas (8 a 20)	
D5 - Paredes alt. c/ preenchimento	Plana VII - Rugosa VIII - Lisa IX - Polida	E5 - Muito próximas (<6)	
LÂMINA D'ÁGUA			
	Prof. do Furo (m)	LÂMINA D'ÁGUA (m)	Prof. Revest. (m)
	59,50	17,50	59,50
Observação: COTA O REFERE-SE AO LETO MARINHO. LÂMINA D'ÁGUA CORRIGIDA PARA REFERÊNCIA DE NÍVEL O DA DHN.			

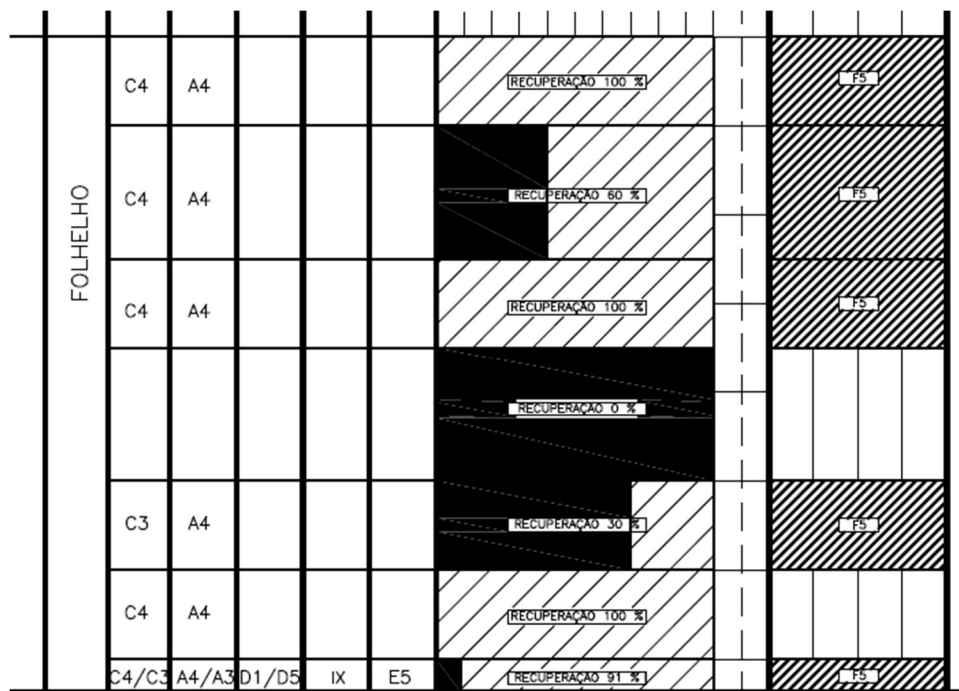
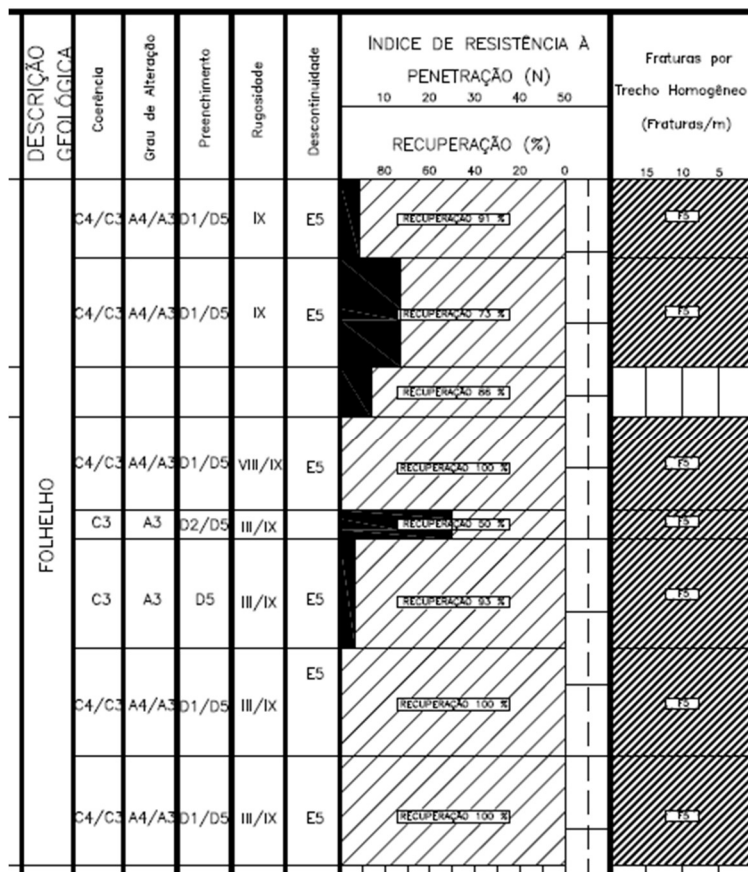


Figura 3.20 – SPM-21 (2ª página/3 – profundidade 43,00m a 52,60m ) da obra do TRBA. - Fonte: Petrobras - 2ª Campanha (2012).



Profundidade (m)	Descrição do material
0,00 a 40,00	Avanço por perfuração com circulação de água
40,00 a 41,00	Solo Residual - Areia fina a grossa com pedregulhos de quartzo, siltosa, muito compacta.
41,00 a 42,00	Solo Residual - Areia média a grossa quartzosa, siltosa, com poucos fragmentos de conchas, cinza, muito compacta.
42,00 a 43,00	Não obteve recuperação
43,00 a 52,60	Folhelho - Rocha cinza escuro argilosa com estrutura paralela laminar e textura fina e homogênea.
52,60 a 53,30	Folhelho - Fragmentos de rocha C3 (pouco coerente) e C4 (incoerente) do tamanho de pedregulho médio a grosso envoltos numa matriz argilosa.
53,30 a 59,50	Folhelho - Rocha cinza escuro argilosa com estrutura paralela laminar e textura fina e homogênea.
<p>Obs.: A rocha (folhelho) recebeu as seguintes denominações, C4/C3 (incoerente/pouco coerente), A4/A3 (extremamente alterada/muito alterada), E5 (descontinuidades muito próximas, &lt; 6cm) e F5 (extremamente fraturada, &gt; 20).</p>	

Figura 3.21 – SPM-21 (3ª página/3– profundidade 52,60m a 59,50m) da obra do TRBA.

– Fonte: Petrobras - 2ª Campanha (2012).

Conforme apresentado nas Figuras 3.17 a 3.19, tem-se aproximadamente 15 m de lâmina d'água, 28 m de argila siltosa muito mole e 12 m de solo até atingir-se o impenetrável ao trépano. Nas Figuras 3.20 e 3.21, 17,50m de lâmina d'água, de 0,00m a 40,00m avanço por perfuração com percolação de água, solo residual de 40,00m a 43,00m e folhelho de 43,00m a 59,50m. Nesta segunda campanha também foram encontradas no trecho de folhelho, lentes argila muito friável e fragmentos de rocha do tamanho de pedregulho médio a grosso envoltos numa matriz de argilosa. A rocha (folhelho) recebeu as seguintes denominações, C4/C3 (incoerente/pouco coerente), A4/A3 (extremamente alterada/muito alterada), E5 (descontinuidades muito próximas, < 6cm) e F5 (extremamente fraturada > 20).

Ainda na segunda campanha foram extraídas amostras e confeccionados corpos de prova para execução de ensaios de carga pontual (*point load*). Segue abaixo a Tabela 3.1, com resumo dos valores de índice de carga pontual para das sondagens SPM-20, SPM-21 (mais próxima da estaca de ensaio T55A) e SPM-22.

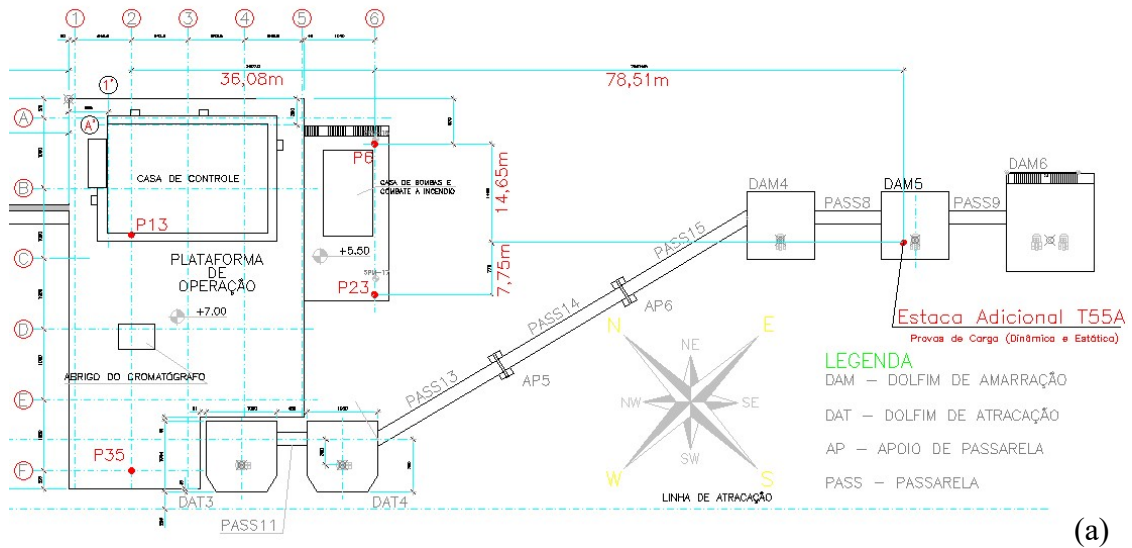
Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de carga pontual (*point load*) - Corpos-de-prova (CP) de amostras das sondagens SPM-20, SPM-21 e SPM-22. - Fonte: Petrobras - 2ª Campanha (2012).

Sondagens	SPM-20 (prof. 43,30m a 52,65m)		SPM-21 (prof. 50,50m a 56,37m)		SPM-22 (prof. 43,75m a 57,73m)	
	I <sub>s(50)</sub> (MPa)	Observações	I <sub>s(50)</sub> (MPa)	Observações	I <sub>s(50)</sub> (MPa)	Observações
CP1	0,19	-	1,58	-	0,39	-
CP2 ou CP4	0,24	Desplacamento das camadas antes da ruptura total do CP	0,31	Desplacamento das camadas antes da ruptura total do CP	0,31	-
CP3 ou CP5	0,16	Desplacamento das camadas antes da ruptura total do CP	0,39	-	0,24	Desplacamento das camadas antes da ruptura total do CP
CP4	0,3	-	-	-	-	-
I <sub>s(50)médio</sub> (MPa)	0,22		0,76		0,31	

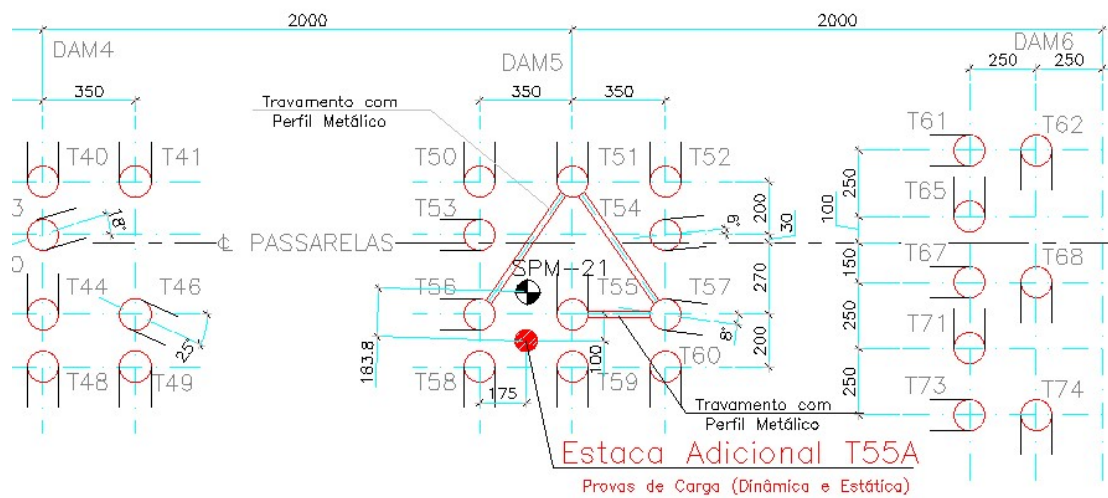
Tabela 3.2 – Resultados dos PDAs em estacas  $\phi 83/75\text{cm}$  da Plataforma de Operação anteriores à PCE. - Fonte: Relatórios PDI Engenharia (2012)

Relatório (PDI Engenharia)	Estaca	Nega no golpe (mm)	DMX - deslocamento vertical máximo (mm)	Resistência (Atrito) Lateral ou $Q_{Lu}$ (kN)	Resistência de Ponta ou $Q_{Pu}$ (kN)	Resistência Total ou $Q_u$ (kN)	Capacidade Nominal (kN)	FS
12-288	P13	0,8	13,48	9489	992	10481	4800	2,18
13-001	P06	0,2	13,35	7515	6015	13530	4800	2,82
13-001	P23	0,0	12,38	6627	3757	10384	4800	2,16
13-001	P35	1,0	13,27	9536	3851	13387	4800	2,79

Na Figura 3.22a é apresentada a locação das estacas onde foram realizados ensaios PDA em relação à T55A. Inicialmente foi prevista uma prova de carga convencional para estaca T55A. Na Figura 3.22c é apresentado um esquemático dessa solução com a criação de um bloco de reação de concreto armado provisório ligando as estacas T55, T56, T58 e T59 ( $\phi 118\text{cm}$ ). Porém, para reduzir prazo e custos de execução, optou-se pela execução da PCE com célula expansiva hidrodinâmica.

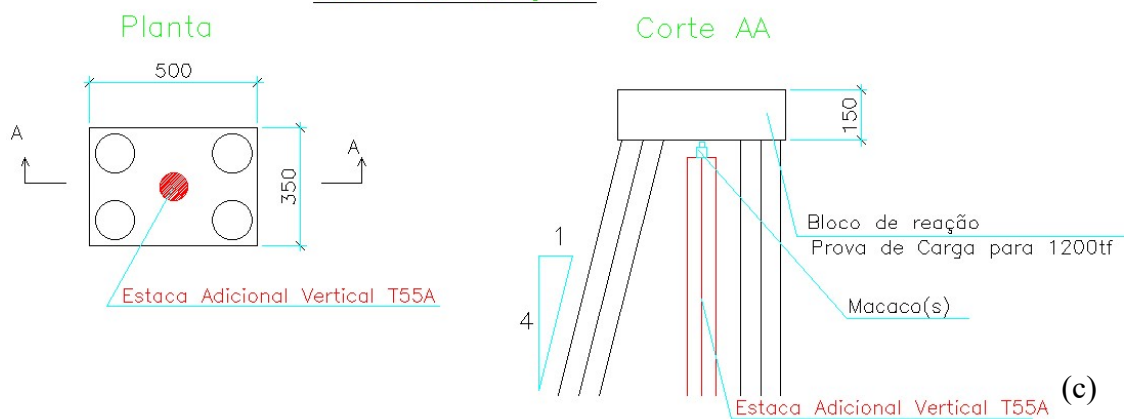


(a)



(b)

### Bloco de Reação



(c)

Figura 3.22 – Estudo inicial da PCE da T55A (a) Localização dos ensaios PDAs em relação à T55A, (b) e (c) bloco de reação para PCE convencional da T55A - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia. (Cotas em centímetro, exceto onde indicado)

### 3.3. Capacidade de Carga da estaca T55A

Para definição do posicionamento e da capacidade de carga da célula expansiva adotada no ensaio da estaca T55A foram utilizadas / analisadas as informações apresentadas anteriormente. Neste estudo, são feitas novas interpretações e previsões conforme entendimento do autor do presente trabalho, desconsiderando-se, a priori, os resultados obtidos na PCE com célula expansiva realizada na T55A.

De acordo com a NBR 16903:2020, a prova de carga estática (PCE, no caso desta norma é considerada apenas a PCE convencional), é definida como sendo o ensaio em que há aplicação de esforços à fundação profunda com registro dos deslocamentos correspondentes.

Conforme subitem 8.2.1.1 da NBR 6122:2019, a carga de ruptura da estaca deve, preferencialmente ser definida quando ocorrer ruptura nítida (deformações continuadas sem novos acréscimos de carga), porém, quando não for caracterizada a ruptura nítida, poderá ser feita a extrapolação da curva carga *versus* recalque (deslocamento) para definição da carga de ruptura.

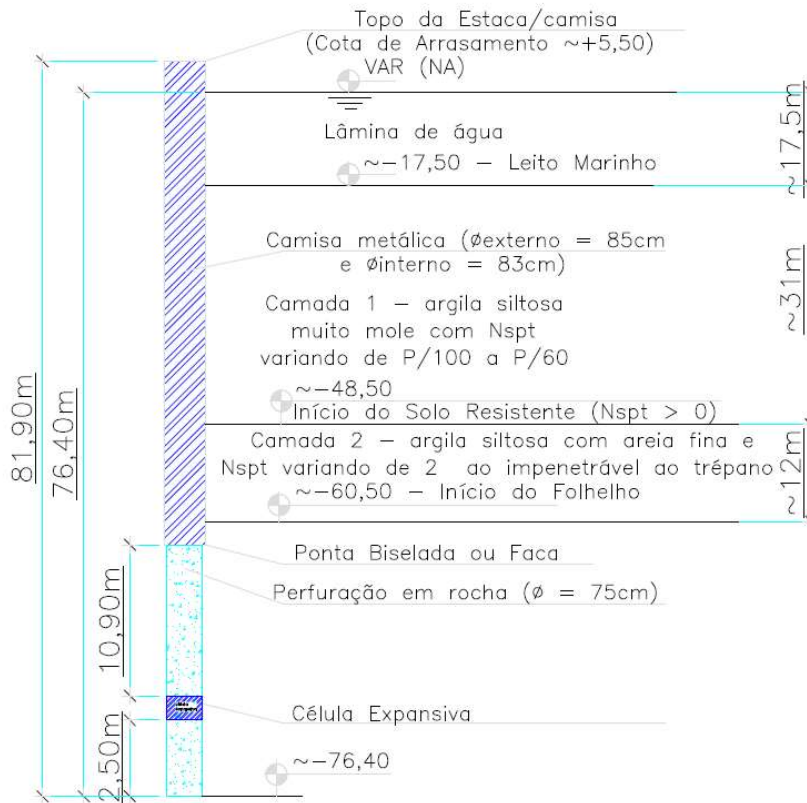
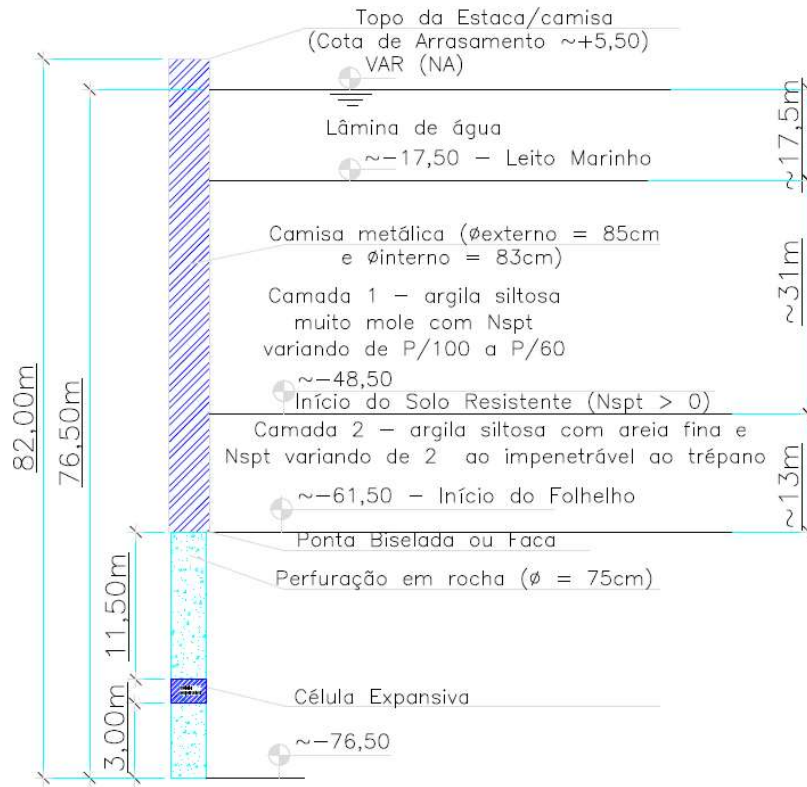
Além da caracterização mínima do subsolo conforme sugerido e descrito no subitem 6.2 da NBR 16903:2020 (Informações mínimas do projeto), são necessárias outras informações como locação e detalhamento das estacas com tipo, diâmetro, comprimento e armadura, esquema de montagem da prova de carga, com posicionamento do sistema de reação, das vigas de referência e do sistema de aplicação de carga, carga de trabalho e carga máxima de ensaio, especificação do tipo de carregamento, detalhamento da armadura das estacas, especificação e detalhamento do posicionamento do sistema de ancoragem e projeto do bloco de coroamento do elemento de fundação. Apesar dessas informações terem sido especificadas na referida norma para uma PCE convencional, também se aplicam à PCE com célula expansiva. Algumas dessas informações são resumidas na Figura 3.23. Apesar da ASTM D8169/D8169M – 18 não existir na época da realização do ensaio, procedimentos de controle de qualidade mínimos da PCE de acordo com essa norma foram adotados na realização da PCE com célula expansiva da estaca T55A, tais como centralização da célula expansiva na armação da estaca, limpeza com *air-lift* para remoção de detritos, provenientes de desmoronamentos antes e durante o posicionamento da armadura e controle rigoroso do concreto. A instrumentação adotada também englobou a estrutura mínima detalhada na Figura 2.9.



### 3.3.1 Análise da capacidade de carga da estaca por meio de métodos semi-empíricos

Como a estaca foi instalada em perfil estratigráfico composto por solo e rocha, conforme indicado na Figura 3.23, é necessário o uso de abordagens adequadas para estimativa de capacidade de carga nestes dois materiais. Nesta figura é apresentado o esquema previsto inicialmente (antes da execução da estaca) e o esquema elaborado a partir de informações obtidas durante a execução da estaca T55A.

A estimativa de capacidade de carga do trecho em solo da estaca será analisada considerando-se camisa metálica cravada com diâmetro de 85cm e comprimento com atrito lateral de acordo com SPM-21 (1ª campanha, 2011) de 13m. Foram desconsideradas as contribuições de atrito lateral, assim como possível atrito negativo do trecho da camada 1 (argila muito mole entre as cotas  $\sim -17,50\text{m}$  e  $\sim -48,50\text{m}$ ). Foi utilizada a Planilha (Ferreira, Delalibera e da Silva, 2012) que possibilita a estimativa de capacidade de carga geotécnica, definida como carga admissível pelos autores, pelos métodos semi-empíricos apresentados no Anexo A deste trabalho. Os resultados obtidos baseados no esquema apresentado na Figura 3.23a são apresentados na Tabela 3.3 e na Figura 3.24. Neste caso não foi considerada a parcela de resistência de ponta. Assim, os resultados referem-se apenas à carga associada ao atrito lateral, definida dividindo-se a carga última de atrito (ruptura) pelo fator de segurança global ( $FS=2$ ) para o trecho em solo correspondente à camada 2 ( $\sim 13\text{m}$ ) que fica entre as cotas  $\sim -48,50$  e  $\sim -61,50$ . Posteriormente, na Tabela 3.4 é apresentado um resumo com as cargas de ruptura obtidas para este trecho avaliado ( $Q_{lucm}$ ). Após esta estimativa ( $Q_{lucm}$ ), a parcela de resistência por atrito lateral no trecho em rocha acima da célula expansiva será avaliada e também apresentada nesta Tabela 3.4 ( $Q_{uA1}$  e  $Q_{uA2}$ ). A soma destas parcelas ( $P_{uA} = Q_{lucm} + Q_{uA}$ ) corresponde à carga de ruptura por atrito lateral do trecho acima da célula expansiva ( $P_{uA}$ ).



(b)

Figura 3.23 – (a) Projeto inicial do esquema de montagem da PCE na estaca T55A (cotas em metro) e (b) Esquema de execução da estaca T55A (representação sem escala).

Tabela 3.3 – Carga última de atrito (ruptura -  $Q_r$ ) dividida pelo fator de segurança global (FS=2) – Trecho em solo correspondente à camada 2.

Comp. (m)	SPT	Tipo de Terreno	$Q_r/FS$ - Método (Valores em kN)		
			Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira
	0	Argila Siltosa	0,00	0,00	0
	0	Areia Siltosa	0,00	0,00	21,42
1	0	Argila Siltosa	0,00	0,00	42,84
2	6	Argila Siltosa	20,20	31,24	67,83
3	5	Areia Argilosa	37,03	63,59	93,27
4	2	Areia Argilosa	43,76	94,83	117,90
5	2	Areia Argilosa	57,53	125,32	142,00
6	12	Areia Argilosa	140,15	161,02	171,83
7	15	Areia Argilosa	243,20	202,30	207,98
8	18	Areia Siltosa	367,35	247,92	250,82
9	22	Areia Siltosa	501,99	297,00	301,16
10	28	Areia Siltosa	673,35	348,93	360,55
11	33	Areia Siltosa	875,31	403,23	429,72
12	50	Areia Siltosa	1181,31	459,52	509,63
13	50	Areia Siltosa	1487,31	517,53	598,75
	50	Folhelho	1793,31	577,03	695,86

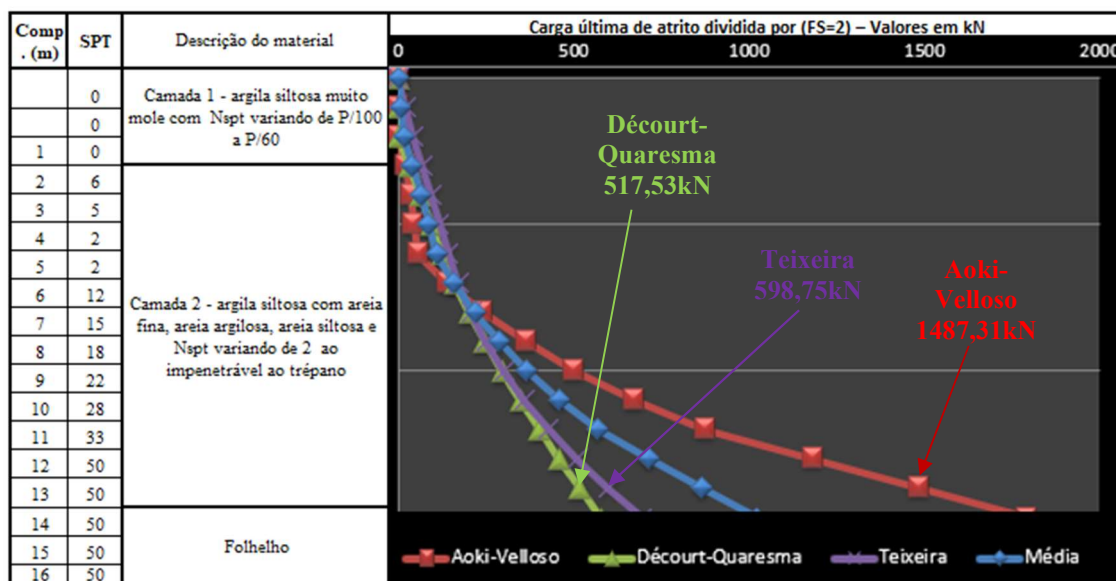


Figura 3.24 – Curvas  $Q_r/FS$  (carga última de atrito dividida pelo fator de segurança global FS=2) versus profundidade para os distintos métodos.

Como pode ser observado, os valores finais obtidos no método de Aoki-Velloso são bem superiores aos valores dos outros dois métodos utilizados (Décourt-Quaresma e Teixeira). Essa diferença ocorre em função dos métodos de Décourt-Quaresma e Teixeira considerarem valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do

fuste da estaca ( $N_L$ ), enquanto o método de Aoki-Velloso considera o valor de  $N_{spt}$  em cada trecho. Assim, devido aos valores baixos na parte superior e valores elevados na parte inferior, os valores de estimativa de carga última de atrito (ruptura) dividida pelo fator de segurança global (FS=2) são bem discrepantes.

A seguir, é apresentada a análise baseada no método proposto por Poulos e Davis (1980). Considerou-se o comprimento do trecho em rocha igual a 15m, sendo apenas 3,0m abaixo da célula, conforme Figura 3.23a.

Analisando-se os resultados obtidos nos ensaios de carga pontual em corpos de prova moldados a partir de amostras das SPMs- 20 a 22, serão considerados os valores mínimo de  $I_s(50) = 0,31$  MPa e médio de  $I_{s(50)Médio} = 0,76$  MPa encontrados nos ensaios dos corpos-de-prova da SPM-21 e apresentados na Tabela 3.1. Adotado, conforme a Tabela 2.1 (tabela auxiliar para definição de valores  $\alpha$ ), o valor de  $\alpha = 12,6$  (*Shale* – xisto) para definição do valor mínimo da resistência à compressão simples da rocha ( $q_{uc}$ ).

Conforme descrito no item 2.2.1 (Método de Poulos e Davis), tem-se as equações 3.1 a 3.10:

$$q_{uc1} = \alpha \cdot I_s = 12,6 \cdot 0,31 \text{MPa} = 3,9 \text{MPa} \quad (3.1)$$

$$q_{uc2} = \alpha \cdot I_s = 12,6 \cdot 0,76 \text{MPa} = 9,6 \text{MPa} \quad (3.2)$$

$$q_{p1} = 0,2 \text{ a } 0,5 q_{uc1} = 0,2 \cdot 3,9 = 0,781 \text{ MPa} = 781 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3)$$

$$q_{p2} = 0,2 \text{ a } 0,5 q_{uc2} = 0,2 \cdot 9,6 = 1,915 \text{ MPa} = 1915 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

$$q_{L1} = 0,05 q_{uc} \leq 0,05 f_{cj} \rightarrow 0,05 \cdot 3,9 \leq 0,05 \cdot 40 \rightarrow 0,195 \text{MPa} \leq 2,0 \rightarrow$$

$$q_{L1} = 195 \text{ kN/m}^2 \quad (3.5)$$

$$q_{L2} = 0,05 q_{uc} \leq 0,05 f_{cj} \rightarrow 0,05 \cdot 9,6 \leq 2,0 \rightarrow 0,479 \text{MPa} \leq 2,0 \rightarrow$$

$$q_{L2} = 479 \text{ kN/m}^2 \quad (3.6)$$

Sendo:

$q_{uc}$  - resistência à compressão simples da rocha

$I_{s(50)}$  - índice de carga pontual

$\alpha$  - fator de correção da tabela auxiliar (Rusnak & Mark, 2000)

$q_p$  - tensão máxima na base

$q_L$  - resistência por atrito lateral ou adesão

$f_{cj}$  - resistência do concreto à 28 dias.

Na Tabela 3.4 é apresentado um resumo dos resultados obtidos. São apresentadas, por exemplo, as cargas de ruptura obtidas para trecho em solo acima da célula ( $Q_{lucm}$ ) e para trechos em rocha ( $Q_{uA1}$  e  $Q_{uA2}$ ) acima da célula expansiva. Conforme citado anteriormente, a soma destas parcelas ( $P_{uA} = Q_{lucm} + Q_{uA}$ ) corresponde à carga de ruptura por atrito lateral do trecho acima da célula expansiva ( $P_{uA}$ ). Os cálculos necessários são apresentados a seguir.

A)  $Q_{uA}$  (capacidade de carga última/ruptura de atrito do trecho em rocha acima da célula), comprimento =  $15 - 3 - 0,5$  (célula) = 11,5m:

$$Q_{uA1} = A_L \cdot q_L = [(\pi \cdot 0,75) \cdot 11,5] \cdot 195 =$$
$$27,10 \cdot 195 = 5291,9 \text{ kN}; \quad (3.7)$$

$$Q_{uA2} = A_L \cdot q_L = [(\pi \cdot 0,75) \cdot 11,5] \cdot 480 =$$
$$27,10 \cdot 480 = 12973,7 \text{ kN}; \quad (3.8)$$

Considerando para o trecho em solo, em função da camisa metálica perdida, a estaca ensaiada (T55A) como sendo uma estaca metálica cravada e utilizando o valor previsto por meio do método de Aoki-Velloso (1975), será considerado como carga de ruptura do trecho em solo o valor estimado  $Q_{lucm}$  (capacidade de carga última/ruptura de atrito do trecho da camisa metálica) =  $2 \cdot 1487,31 = 2974,6 \text{ kN}$ . Neste caso tem-se  $P_{uA}$  (capacidade de carga última/ruptura de atrito do trecho acima da célula), com resumo apresentado na Tabela 3.4:

$$P_{uA1} = 2974,6 + 5291,9 = 8266,5 \text{ kN} \quad (3.9)$$

$$P_{uA2} = 2974,6 + 12973,7 = 15948,3 \text{ kN} \quad (3.10)$$

Tabela 3.4 – Resumo dos resultados estimativa da capacidade de carga última/ruptura de atrito do trecho acima da célula em solo e em rocha, trecho abaixo da célula em rocha e valores resultantes das duas parcelas (considerado perfil da Figura 3.23a).

	Método Semi-Empírico		
	Aoki-Veloso	Décourt-Quaresma	Teixeira
Trecho acima da célula			
$Q_{lucm}$ (kN)	2974,6	1035,1	1197,5
$Q_{uA1}$ (kN)	5291,9		
$Q_{uA2}$ (kN)	12973,7		
$P_{uA1}$ (kN)	8266,5	6327,0	6489,4
$P_{uA2}$ (kN)	15948,3	14008,7	14171,2
Trecho abaixo da célula			
$Q_{uB1}$ (kN)	1725,6		
$Q_{uB2}$ (kN)	4230,5		
Estimativa da capacidade de carga última/ruptura			
$Q_{u1}$ (kN)	9992,1	8052,6	8215,0
$Q_{u2}$ (kN)	20178,8	18239,3	18401,7

Importante é salientar que no entendimento do autor dessa Dissertação, durante o ensaio, a camisa metálica ainda não havia perdido espessura, por isso é válida a consideração de contribuição da seção plena na resistência lateral por atrito e o método Aoki-Veloso seria o mais indicado nessa situação. Os valores estimados para a capacidade de carga referente ao trecho superior são coerentes com a carga solicitada pelo projetista de 7000kN para o ensaio.

Além da resistência por atrito lateral acima da célula, nominada por carga de ruptura por atrito lateral do trecho acima da célula expansiva ( $P_{UA}$ ), é necessário estimar a parcela resistida por atrito lateral abaixo do nível em que a célula foi instalada ( $= A_L \cdot q_L$ ) acrescida da parcela resistida pela ponta da estaca ( $= A_p \cdot q_p$ ). A soma destas duas parcelas é designada de  $Q_{uB}$ . Os cálculos necessários são apresentados a seguir e o resumo dos resultados é apresentado na Tabela 3.4.

- B)  $Q_{uB}$  (capacidade de carga por atrito lateral correspondente ao trecho da estaca em contato com rocha, abaixo do nível da célula, trecho com comprimento = 3m, acrescida da estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca:

$$Q_{uB} = A_p \cdot q_p + A_L \cdot q_L \quad (3.11)$$

$$Q_{uB1} = (\pi \cdot 0,75^2/4) \cdot 781 + (\pi \cdot 0,75) \cdot 3 \cdot 195 = 345,1 + 1380,5 = 1725,6 \text{ kN} \quad (3.12)$$

$$Q_{uB2} = (\pi \cdot 0,75^2/4) \cdot 1915 + (\pi \cdot 0,75) \cdot 3 \cdot 479 = 846,1 + 3384,4 = 4230,5 \text{ kN} \quad (3.13)$$

$A_p$  = área da ponta ou base de estaca em rocha

$A_L$  = área lateral de estaca embutida em rocha

Os valores estimados de capacidade de carga do trecho inferior à célula expansiva são bem inferiores, entre 25% e 60%, à carga solicitada pelo projetista de 7000kN para o ensaio, podendo indicar uma adoção de parâmetros muito conservadores neste cálculo. A carga estimada pelo projetista na época visava garantir o rompimento geotécnico da estaca ensaiada, influenciada pelo resultado do ensaio PDA da estaca P06 que apresentou uma carga de ponta de 6015kN, conforme Tabela 3.2.

Considerando-se como comprimento de estaca apenas o trecho com SPT > 0, tem-se, então, o comprimento previsto do trecho acima da célula de 24,5m (13m de camisa + 11,5m perfuração). Apesar de no momento do ensaio a estaca ainda possuir a camisa metálica, será desconsiderada a rigidez da mesma. Em contrapartida, será considerado o diâmetro de 831mm para a estimativa da rigidez. Sendo assim, seguem os parâmetros para estimativa do encurtamento:

- $E = 0,85 \cdot 5600 \cdot (40)^{1/2} = 30,1 \text{ GPa} = 30,1 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2;$  (3.14)

- $A = (0,831)^2 \cdot (\pi/4) = 0,542 \text{ m}^2;$  (3.15)

- $L = 24,5 \text{ m};$

- $k_r = (30,1 \cdot 10^6 \cdot 0,542)/24,5 = 0,666 \cdot 10^6 \text{ kN/m};$  (3.16)

- $R_s = P_{uA1} = 8266,5 \text{ kN};$  (3.17)

- $h_2/h = 13/24,5 = 0,53;$  (3.18)

- $f_{u2}/f_{u1} = (2974,6/13)/(5291,9/11,5) = 228,8/460,2 = 0,497$  (3.19)

Através do ábaco (Figura 2.16) tem-se  $c' = 0,42$ .

$$\Delta e = c' \cdot (R_s / k_r) = 0,42 \cdot (8266,5 / 0,666 \cdot 10^6) = 0,00521 \text{ m} = 5,21 \text{ mm}. \quad (3.20)$$

Onde:

- $c'$  - coeficiente correlato ao coeficiente  $c$  de Leonards e Lovell (1979) já corrigido para caso de carregamento de baixo para cima, conforme Cruz (2019);
- $R_s$  - resistência por atrito lateral total, em kN;
- $k_r$  - rigidez da estaca como elemento estrutural ( $E \cdot A/L$ );
- $L$  - comprimento da estaca;
- $A$  - área da seção transversal da estaca (estrutural);
- $E$  - módulo de elasticidade do material da estaca;
- $h$  – comprimento total do trecho considerado;
- $h_2$  – comprimento do trecho com menor resistência de atrito lateral;
- $f_{u1}$  – atrito lateral unitário do trecho com maior resistência;
- $f_{u2}$  – atrito lateral unitário do trecho com menor resistência.

Nos casos em que existam diferenças significativas nos resultados obtidos após a conclusão do ensaio PCE (comparação entre valores de cargas de ruptura previstas e medidas), é necessária uma avaliação dos valores estimados a priori. Assim, novas interpretações da capacidade de carga devem ser feitas para facilitar o entendimento do caso estudado. No item 3.4, a seguir, e no capítulo 4 são abordados estes aspectos.

### **3.4. PCE com Célula Expansiva Hidrodinâmica na Estaca T55A**

Para realização da prova de carga estática com célula expansiva, o Consórcio responsável pela obra do TRBA contratou na ocasião a empresa Arcos Engenharia. A Arcos, em conjunto com a equipe da obra, responsáveis pelo projeto executivo e os consultores geotécnicos, definiram que seria utilizada uma única célula hidrodinâmica com arranjo e dimensões especiais, conforme Figura 3.25, que, na ocasião, julgaram as condições ideais para facilitar a execução da concretagem e garantir a carga mínima estipulada pelo responsável pelo projeto. Foi executada a estaca T55A exclusivamente para realização da prova de carga com célula expansiva hidrodinâmica, ou seja, não fazendo parte da estrutura final do terminal. A célula hidrodinâmica ficaria inicialmente a 3,0m da ponta/base da estaca/poço perfurado. No entanto, durante a execução, devido a problemas que serão descritos à frente, a mesma foi posicionada a 2,5m da ponta.



Abaixo é apresentado um resumo das principais características dos equipamentos/componentes adotados. Todos foram utilizados após apresentação dos respectivos certificados de calibração e atendendo às especificações de PCE com célula expansiva hidrodinâmica:

- 01 Célula Expansiva Hidrodinâmicas® (área interna de 1418,0 cm<sup>2</sup>);
- 01 manômetro Wika com sensibilidade de 50psi (0,345 MPa);
- 02 deflectômetros Mitutoyo (01 para base e 01 para o fuste) com sensibilidade de 0,01mm;
- 01 bomba elétrica Eneparc;
- 01 bomba manual Eneparc;
- Perfil de aço rígido para apoio dos extensores em metal resistente.

A estaca ensaiada T55A, localizada no DAM5, possuía as seguintes características, conforme Figura 3.31:

- Diâmetro: 85 cm no fuste e 75 cm no pino;
- Comprimento escavado da estaca: 76,40 m;
- Comprimento concretado da estaca: 76,40 m;
- Comprimento do fuste da estaca (acima da célula): 73,90m (com 63,0m de camisa e 10,9m abaixo da camisa);
- Comprimento da ponta da estaca (abaixo da célula): 2,50 m;
- Área lateral do fuste (Área lateral compreendida entre o nível da célula e a cota de arrasamento, considerando-se o comprimento concretado): aproximadamente 194 m<sup>2</sup>;
- Área lateral da ponta (Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de fundo da estaca): aproximadamente 5,89 m<sup>2</sup>;
- Seção transversal da ponta: aproximadamente 0,44 m<sup>2</sup>.

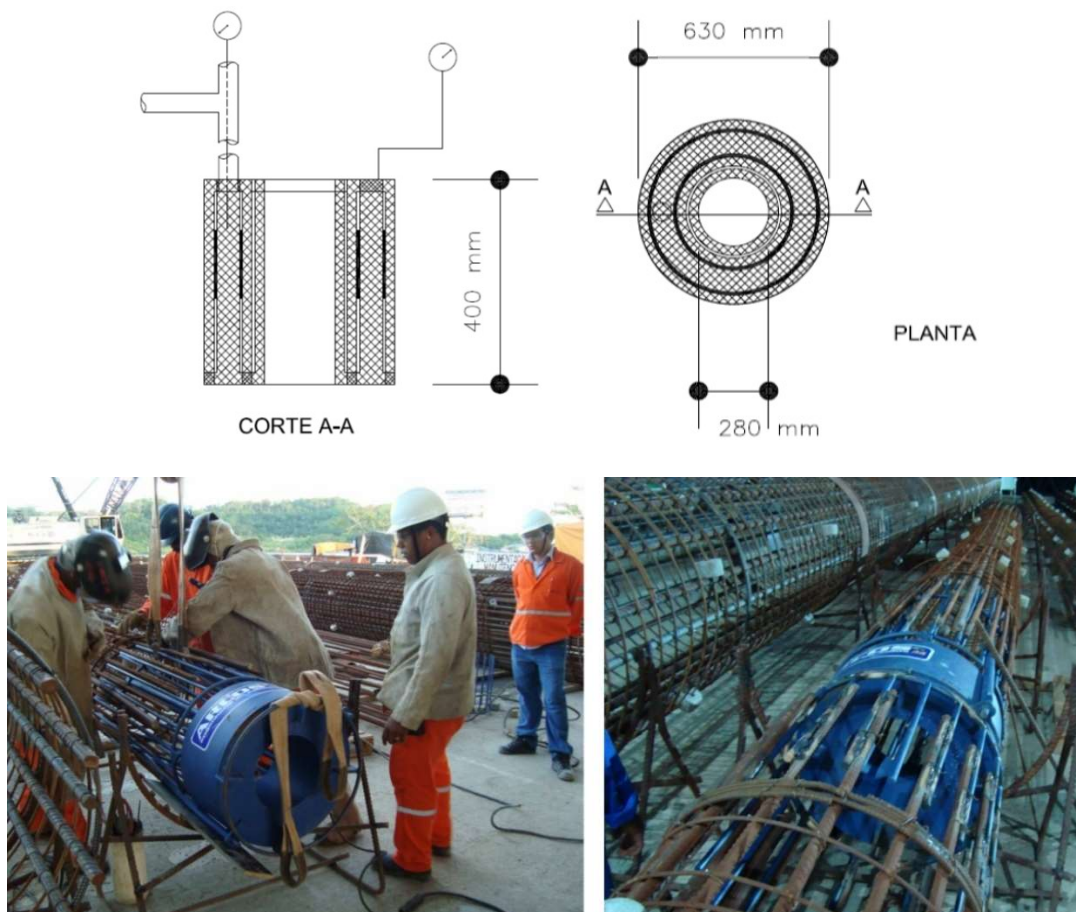


Figura 3.25 – Dimensões e esquema de montagem da célula hidrodinâmica na armação.  
 - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

A seguir são apresentados: Boletim de cravação da camisa metálica (Figura 3.26), Boletim de perfuração da estaca T55A (Figura 3.27), Boletim de Concretagem da estaca T55A (Figura 3.28) e boletins de controle de resistência do concreto da estaca T55A (Figuras 3.29 e 3.30). Em seguida, na Figura 3.31, é apresentado o perfil da estaca T55A juntamente com a sondagem SPM-21 da 1ª Campanha. Destaca-se que esta figura é similar á Figura 3.23b apresentada anteriormente. Na Figura 3.31 são definidos os comprimentos dos trechos e cotas (níveis) após ajustes feitos pela equipe de topografia da obra do TRBA.

O boletim de cravação original ainda apresenta um comprimento de camisa sem o complemento realizado após descida da cerca de 2m da camisa metálica durante a execução da escavação/perfuração no interior da camisa. Essa diferença pode ser notada quando são comparadas as facas (ponta) apresentadas nas Figuras 3.23a e 3.23b. A qualidade do concreto lançado foi confirmada por meio dos boletins de controle de resistência do concreto. No entanto, a uniformidade e qualidade do concreto final da

estaca dependem de diversos fatores, por isso a NBR 6122:2019 define parâmetros mínimos como C40 (concreto  $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$ ) e  $\gamma_c$  (coeficiente de minoração do concreto) igual a 3,6, para estacas similares às adotadas no projeto (estacas escavadas com fluido com classe de agressividade ambiental IV). O procedimento de concretagem das estacas previa a realização do expurgo do concreto para busca de melhor qualidade do concreto. Esse procedimento consiste em extravasar o concreto por cima do topo da camisa até que ele aparente estar sem solo ou fragmento de rocha proveniente da escavação/perfuração ou desmoronamento. Algumas vezes, mesmo com o procedimento de *air-lift*, já citado anteriormente, ainda pode ficar algum material dentro do poço escavado/perfurado.

O boletim de concretagem da estaca T55A, apresentado na Figura 3.28, indica que o concreto referente à primeira betoneira foi parcialmente descartado, de modo que foi possível efetuar mais uma limpeza com *air-lift* no nível da ponta da estaca. Mais detalhes a cerca deste procedimento serão apresentados mais adiante.

Consórcio <b>GNL Bahia</b>		FICHA DE CONTROLE DE SERVIÇO				Nº -	Obra: TRBA
		CRAVAÇÃO DE CAMISA METÁLICA				Contrato: 0802.0074021.12.2	
						FCS CGB 02/01	
						Data: 07/11/2012	
Nº do Projeto: DE-4100.25-6443-121-CA8-101				Rev.: D			
Nº da Estaca: T55A		Hora Inicial: 08:03		Diâmetro: 850mm			
Estrutura: DAM 5		Hora Final: 9:46		Inclinação: VERTICAL			
Comprimento Levantado: 60,10 m		Cota do Topo: 5,60		Cota do Terreno: -16,45			
Cota de Arrasamento: 5,50 m		Martelo: BSP-24B		Nº Fabricação da Camisa: C 33			
Cota da Faca: -54,50 m		Cota da Maré: 2,30 m					
Hora	Alt. Queda	Nº Golpes	Penetração(m)		Etapa de Cravação		Detalhe da Estaca
			Real	Acum.	1 etapa	Final	
08:03	P. Prop. + mart		26,25	26,250	X		
09:20	0,20	4	0,30	26,550	X		
	0,20	18	1,00	27,550	X		
	0,20	17	1,00	28,550	X		
	0,20	19	1,00	29,550	X		
	0,20	21	1,00	30,550	X		
	0,20	25	1,00	31,550	X		
	0,20	29	1,00	32,550	X		
	0,20	32	1,00	33,550	X		
	0,20	38	1,00	34,550	X		
	0,40	33	1,00	35,550	X		
	0,40	31	1,00	36,550	X		
	0,40	18	0,50	37,050	X		
	0,40	17	0,50	37,550	X		
09:46	0,60	8	0,50	38,050	X		
<b>Camisa metálica com 60,10m e 119kN; Pilão do martelo BSP-24B com 120kN</b>							
<b>Total</b>	Tempo Crav.	Nº Golpes Total	Penetração Total (m)		Nega (mm/golpe)	Inclinação Projeto: -	Deslocamento (cm)
	01:43	310	38,05	38,05	62,5	Inclinação Real: -	Longitud.: N.W./S.E.:
Projeto	N =		8583296,326		E =	534923,131	Transv.: S.W./N.E.:
Real	N =		8583296,470		E =	534923,180	Azimute de Projeto:
Oscilação Vertical do Flutuante:							
Observação:							
O DESLOCAMENTO FINAL SERÁ VERIFICADO E REGISTRADO APÓS O CONTRAVEN-							
TAMENTO DAS CAMISAS CRAVADAS, CONFORME ITEM 7.15 - PR 4100-25-6443-951-CA8-003.							

Figura 3.26 – Boletim de cravação inicial da camisa da T55A. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.



DATA / DATE:		CONCRETO / CONCRETE		TEMPO / TIME		ESTACA / PILE		OBRA		LOCAL / SITE									
09/04/2013		40%pa		ÁREA		N°		TERMINAL DE REGASEIFICAÇÃO DA BAHIA		Baía de todos os Santos - São Paulo - BA									
Est. (MPa):		40%pa		DAM1		T 55A													
Etemp (cm):		40%pa		DAM1															
		40%pa		DAM1															
N°	Estacaria / Truck	Etemp (cm)	VOLUME (m³)		Rocio / DAY		SUBIDA TEÓRICA / THEORETICAL HEIGHT (m)		MÉDIA / MEAN		SUBIDA REAL / REAL HEIGHT OF CONCRETE (m)		TERRA						
			UNIT / TRUCK	ACUM	REGIO / DAY	TÉMPUS / COMPLETION	ACUM	REGIO / DAY	FINAL / COMPLETE	UNIT / TRUCK	ACUM	REGIO / DAY		FINAL / COMPLETE					
1	I	25,00	7,50	7,50	22 07	22 55	17,03	70,00	65,00	11,50	11,50	11,50	3,00						
2																			
3	II	25,00	7,50	15,00	08 35	08 45	13,88	65,00	58,00	7,00	16,00	10,00	60,00						
4	I	25,00	7,50	22,50	09 49	07 11	13,88	59,00	47,00	11,00	28,80	9,00	50,00						
5	II	25,00	7,50	30,00	07 33	07 44	13,88	59,00	32,60	14,20	44,10	23,20	58,00						
6	I	25,00	7,50	37,50	08 08	08 20	13,88	72,525	19,30	13,50	57,60	12,70	32,00						
7	II	25,00	7,50	45,00	08 49	09 02	13,88	88,400	8,00	11,30	68,90	12,00	20,00						
8	I	25,00	7,50	52,50	10 11	10 44	13,88	100,275	1,80	6,20	75,10	10,20	12,00						
9																			
10																			
11																			
12																			
13																			
14																			
15																			
16																			
17																			
18																			
19																			
20																			
COMPONENTO DE ESCAVAÇÃO (m)												FERRO / OVER							
CURVA * C. AREA												60,15	32,51	0,511	1,85	38,50			
Peço em Rocha / Rock (m³)												14,00	6,16	0,41	2,27	15,00			
Total / Total (m)												74,15	38,70			53,50			
VOLUMES TEÓRICO / THEORETICAL VOLUME (m³)												SUBIDA TEÓRICA DO CONCRETO / THEORETICAL HEIGHT OF CONCRETE				VOLUME REAL DA ESTACA / REAL PILE VOLUME			
CURVA * C. AREA												CURVA METÁLICA / Casting (m³)				CURVA METÁLICA / Casting (m³)			
Peço em Rocha / Rock (m³)												Peço em Rocha / Rock (m³)				Peço em Rocha / Rock (m³)			
Total / Total (m)												Volume Total / Total Volume (m³)				Volume Total / Total Volume (m³)			

Figura 3.28 – Boletim de Concretagem da estaca T55A. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

	Relatório nº:	Data emissão				
	501/A	17/04/2013				
	Folha nº:	Revisão				
	1 de 1	0				
<b>ESTACA</b> BALSA TOPA TUDO XXII						
<b>CERTIFICADO DE RESISTÊNCIA</b> <b>(NBR-5739)</b>						
INTERESSADO: CONSÓRCIO GNL BAHIA UNIDADE EM CONSTRUÇÃO: TERMINAL DE REGASEIFICAÇÃO						
1-Nº DE SÉRIE: 501/A	12-SLUMP(mm): 250					
2-DATA DE MOLDAGEM: 09/04/2013	13-CIMENTO: CP II F-32 NASSAU					
3-IDADE DO CORPO DE PROVA: 07 e 28 dias	14-HORÁRIO DA MOLDAGEM: 22:12					
4-DATA DO ENSAIO: 15/04/13 E 07/05/2013	15-VOLUME (m³): 7,5					
6-DIMENSÃO DOS CORPOS DE PROVA (mm): 100X200	16-LEITURA DO SPEEDY OU CHAPMAN: -					
5-TIPO DE CAPEAMENTO: RETIFICA	17-UMIDADE (%): 3,0					
7-CLASSE DA MÁQUINA DE ENSAIO: CLASSE II	18-PESO DA AREIA NO TRAÇO (Kg): 5315					
8-TRAÇO: TR-D12-A	19-ÁGUA A COLOCAR (L): 1383					
9-FCK: 40,0 MPa	20-ÁGUA NA AREIA (L): 155					
10-RELAÇÃO A/C: 0,40	21-LOCAL DO ENSAIO: LAB. CONSULTEC - CANDEIAS					
11-TOTAL DA ÁGUA DO TRAÇO (l): 1.538	22-PRENSA: MANOMETRO DIGITAL					
	23- INÍCIO E FINAL DA CONCRETAGEM: 22:07 e 22:50					
24- LOCAL CONCRETADO: ESTACA T-55 A						
25- RESULTADO OBTIDOS:						
Idade 24 horas (MPa)	Idade 48 horas (MPa)	Idade 03 dias (MPa)	Idade 07 dias (MPa)	Idade 28 dias (MPa)		
-	-	-	35,0	43,3		
			36,6	43,5		
26- TIPOS DE RUPTURA DE CORPOS-DE-PROVA OBTIDOS						
						
TIPO A	TIPO B	TIPO C	TIPO D	TIPO E	TIPO F	TIPO G
Cônica e Cônica afastada	Cônica e bipartida e Cônica duas partes	Colunar com zonas de cones	Cônica Capotada	Capotada	Frituras no topo e/ou na base além do capeamento	Com fissuras próximas ao topo
OBS: Os valores aqui apresentados restringem-se apenas às amostras coletadas em campo por data acima discriminada						

Figura 3.29 – Controle de resistência do concreto da estaca T55A – 1ª de 6 betoneiras. -

Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.



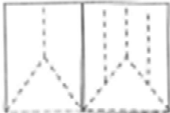
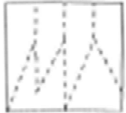




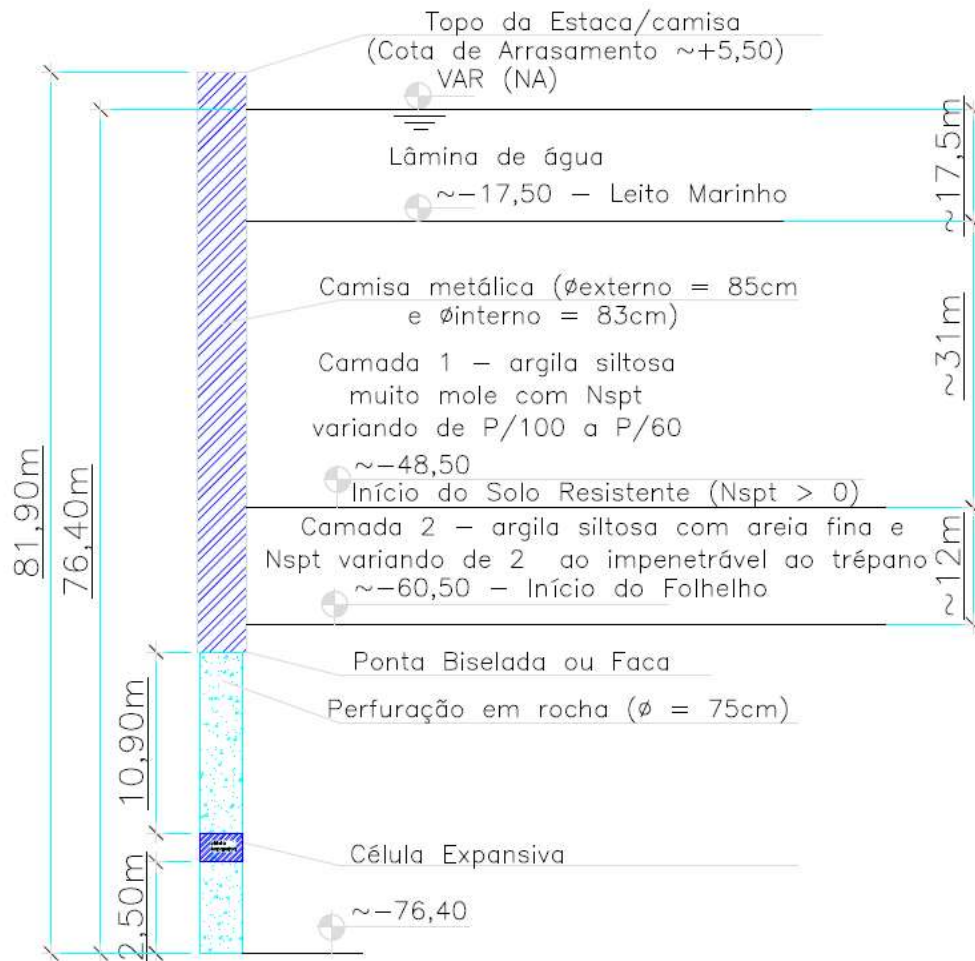
	Relatório nº:	Data emissão				
	506/A	17/04/2013				
	Folha nº: 1 de 1	Revisão 0				
<b>ESTACA</b> BALSA TÓPA TUDO XXII						
<b>CERTIFICADO DE RESISTÊNCIA</b> <b>(NBR-5739)</b>						
INTERESSADO: CONSÓRCIO GNL BAHIA UNIDADE EM CONSTRUÇÃO: TERMINAL DE REGASEIFICAÇÃO						
1-Nº DE SÉRIE: 506/A 2-DATA DE MOLDAGEM: 10/04/2013 3-IDADE DO CORPO DE PROVA: 07e 28 dias 4-DATA DO ENSAIO: 17/04/13 E 08/05/2013 6-DIMENSÃO DOS CORPOS DE PROVA (mm): 100X200 5-TIPO DE CAPEAMENTO: RETIFICA 7-CLASSE DA MÁQUINA DE ENSAIO: CLASSE II 8-TRAÇO: TR-012-A 9-FCK: 40,0 MPa 10-RELAÇÃO A/C: 0,40 11-TOTAL DA ÁGUA DO TRAÇO (l): 1.538	12-SLUMP(mm): 240 13-CIMENTO: CP II F-32 NASSAU 14-HORÁRIO DA MOLDAGEM: 09:55 15-VOLUME (m³): 7,5 16-LEITURA DO SPEEDY OU CHAPMAN: - 17-UMIDADE (%): 3,0 18-PESO DA AREIA NO TRAÇO (Kg): 5315 19-ÁGUA A COLOCAR (L): 1383 20-ÁGUA NA AREIA (L): 155 21-LOCAL DO ENSAIO: LAB. CONSULTEC - CANDEIAS 22-PRENSA: MANOMETRO DIGITAL 23- INICIO E FINAL DA CONCRETAGEM: 09.40 e 10.35					
24- LOCAL CONCRETADO: ESTACA T-55 A.						
25- RESULTADO OBTIDOS:						
Idade 24 horas (MPa)	Idade 48 horas (MPa)	Idade 03 dias (MPa)	Idade 07 dias (MPa)	Idade 28 dias (MPa)		
-	-	-	32,2	42,3		
			34,0	43,6		
26- TIPOS DE RUPTURA DE CORPOS-DE-PROVA OBTIDOS						
						
TIPO A	TIPO B	TIPO C	TIPO D	TIPO E	TIPO F	TIPO G
Cônica e Cônica afastada	Cônica e bipartida e Cônica com fissão	Colunar com fissão de cones	Cônica e Cônica	Cônica	Fraturas no topo e/ou na base abaixo do capeamento	Com fraturas próximo ao topo
OBS: Os valores aqui apresentados restringem-se apenas às amostras coletadas em campo na data acima discriminada						

Figura 3.30 – Controle de resistência do concreto da estaca T55A – 6ª de 6 betoneiras. -

Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.





- $\phi$  85cm (diâmetro externo) no fuste e  $\phi$  75cm no pino (fora da camisa);
- comprimento escavado e concretado da estaca de 81,9m (com 43m embutidos em solo e 15,9m em rocha);
- comprimento do fuste da estaca (acima da célula) de 79,4m;
- comprimento da ponta da estaca (abaixo da célula) de 2,5m.

Figura 3.31 – Esquema de execução da PCE (representação sem escala).

Após a colocação da armação (Figura 3.32), foram feitas tentativas de limpeza do trecho perfurado através de *air-lift* com uso do tubo de 8 polegadas, utilizado no restante do estaqueamento, mas este tubo não conseguiu atravessar a cota de instalação da célula (topo da célula  $\sim -73,40$ ).

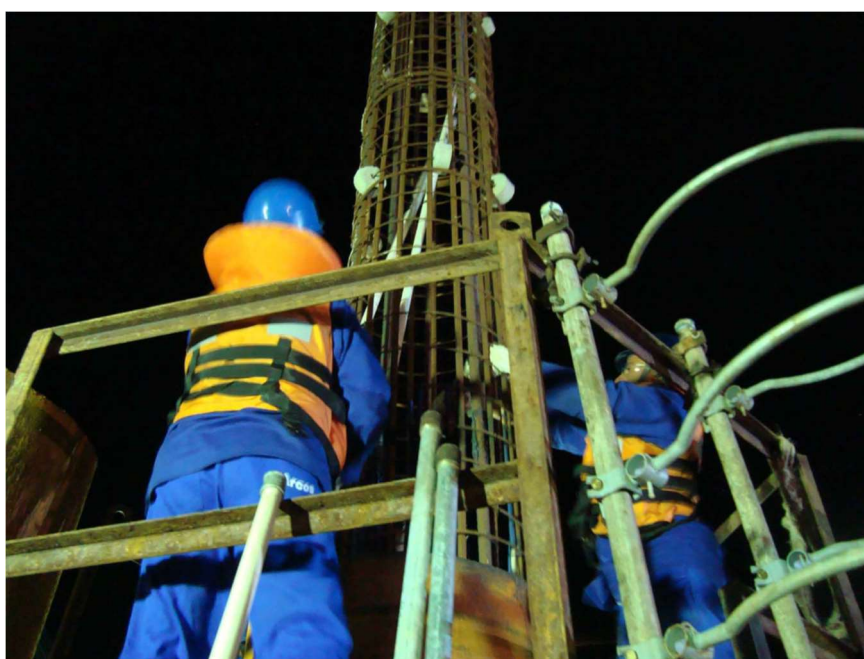
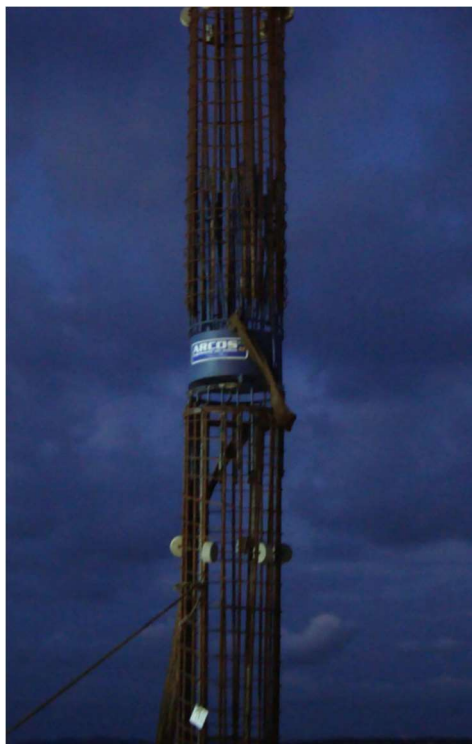


Figura 3.32 – Colocação/descida da Armação. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

Por este motivo, foi montado um tubo de 4 polegadas e a limpeza foi realizada com esta tubulação de menor diâmetro. O período de início e fim da limpeza da estaca por *air-lift* foi entre os dias 04/04/2013 e 09/04/2013, ou seja, período de 6 dias. Provavelmente ainda restou material no fundo do poço durante a concretagem, a qual foi executada a partir de 22:07 de 09/04/2013 e terminou em 10:44 de 10/04/2013, com execução de *air-lift* (limpeza) após lançamento da 1ª betoneira.



Visão Geral da PCE (07/05/2013)



2 defletômetros e 1 manômetro

Figura 3.33 – Instalações/equipamentos – PCE na T55A. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

O ensaio de prova de carga estática com célula expansiva, realizado no dia 07/05/2013, foi do tipo com carregamento rápido, conforme o item 8.2.5, da norma ABNT NBR 16903:2020 (Solo — Prova de carga estática em fundação profunda) em estágios iguais e sucessivos de aproximadamente 226,9 kN, sendo as cargas transmitidas utilizando-se 01 (uma) Célula Expansiva Hidrodinâmica®, situada no interior da estaca da obra, reagindo a ponta contra o respectivo fuste, solicitando-o à compressão verticalmente. O controle e leituras foram realizados conforme a Figura 3.33, os resultados são apresentados nas Tabelas 3.5 e 3.6 (carregamento) e 3.7 (descarregamento) e 3.8 (resumo e tempo de duração das etapas) e as curvas de carga *versus* deslocamento são apresentadas na Figura 3.34.

Tabela 3.5 – PCE – T55A - carregamento-1ª/2. - Fonte: adaptado RPC 015-2013

Estágio	Carga aplicada total (kN)	Carga aplicada por trecho (kN)	Leitura do fuste da estaca (0,01mm)	Leitura da ponta da estaca (0,01mm)	Deslocamento do fuste da estaca (mm)	Recalque da ponta da estaca (mm)
0	0	0	745	4780	0	0
1	227	113,5	750	4780	0,05	0
1	227	113,5	752	4780	0,07	0
2	454	227	752	4778	0,07	-0,02
2	454	227	755	4778	0,1	-0,02
3	681	340,5	755	4778	0,1	-0,02
3	681	340,5	755	4778	0,1	-0,02
4	908	454	758	4778	0,13	-0,02
4	908	454	758	4778	0,13	-0,02
5	1135	567,5	758	4778	0,13	-0,02
5	1135	567,5	758	4778	0,13	-0,02
6	1362	681	758	4778	0,13	-0,02
6	1362	681	760	4775	0,15	-0,05
7	1589	794,5	760	4755	0,15	-0,25
7	1589	794,5	761	4725	0,16	-0,55
8	1816	908	763	4705	0,18	-0,75
8	1816	908	764	4642	0,19	-1,38
9	2043	1021,5	764	4607	0,19	-1,73
9	2043	1021,5	767	4546	0,22	-2,34
10	2270	1135	770	4511	0,25	-2,69
10	2270	1135	771	4441	0,26	-3,39
11	2497	1248,5	772	4388	0,27	-3,92
11	2497	1248,5	772	4279	0,27	-5,01
12	2724	1362	775	4233	0,3	-5,47
12	2724	1362	775	4095	0,3	-6,55

Tabela 3.6 – PCE – T55A - carregamento-2ª/2. - Fonte: adaptado RPC 015-2013

Estágio	Carga aplicada total (kN)	Carga aplicada por trecho (kN)	Leitura do fuste da estaca (0,01mm)	Leitura da ponta da estaca (0,01mm)	Deslocamento do fuste da estaca (mm)	Recalque da ponta da estaca (mm)
13	2951	1475,5	776	4019	0,31	-7,61
13	2951	1475,5	778	3880	0,33	-9
14	3178	1589	778	3783	0,33	-9,97
14	3178	1589	778	3616	0,33	-11,64
15	3405	1702,5	778	3510	0,33	-12,7
15	3405	1702,5	780	3373	0,35	-14,07
16	3632	1816	780	3175	0,35	-16,05
16	3632	1816	780	2974	0,35	-18,06
17	3859	1929,5	782	2861	0,37	-19,19
17	3859	1929,5	783	2620	0,38	-21,6
18	4086	2043	784	2460	0,39	-23,2
18	4086	2043	785	2013	0,4	-27,67
19	4313	2156,5	786	1745	0,41	-30,35
19	4313	2156,5	787	1459	0,42	-33,21
20	4540	2270	790	1226	0,45	-35,54
20	4540	2270	801	671	0,56	-41,09
21	4767	2383,5	801	478	0,56	-43,02
21	4767	2383,5	801	-341	0,56	-51,21
22	4994	2497	804	-834	0,59	-56,14
22	4994	2497	804	-1510	0,59	-62,9
23	5221	2610,5	804	-1881	0,59	-66,61
23	5221	2610,5	804	-3041	0,59	-78,21
24	5448	2724	804	-5818	0,59	-105,98
24	5448	2724	804	-7173	0,59	-119,53

Tabela 3.7 – PCE - T55A - descarregamento. - Fonte: adaptado RPC 015-2013

Estágio	Carga aplicada total (kN)	Carga aplicada por trecho (kN)	Leitura do fuste da estaca (0,01mm)	Leitura da ponta da estaca (0,01mm)	Deslocamento do fuste da estaca (mm)	Recalque da ponta da estaca (mm)
0	5448	2724	805	-7173	0,6	-119,53
1	4367	2183,5	804	-7173	0,59	-119,53
1	4367	2183,5	804	-7172	0,59	-119,52
2	3290	1645	793	-7153	0,48	-119,33
2	3290	1645	785	-7153	0,4	-119,33
3	2212	1106	785	-7153	0,4	-119,33
3	2212	1106	780	-7153	0,35	-119,33
4	1134	567	760	-7143	0,15	-119,23
4	1134	567	760	-7113	0,15	-118,93
5	0	0	760	-6953	0,15	-117,33
5	0	0	756	-6871	0,11	-116,51
6	0	0	755	-6830	0,1	-116,1
6	0	0	755	-6813	0,1	-115,93

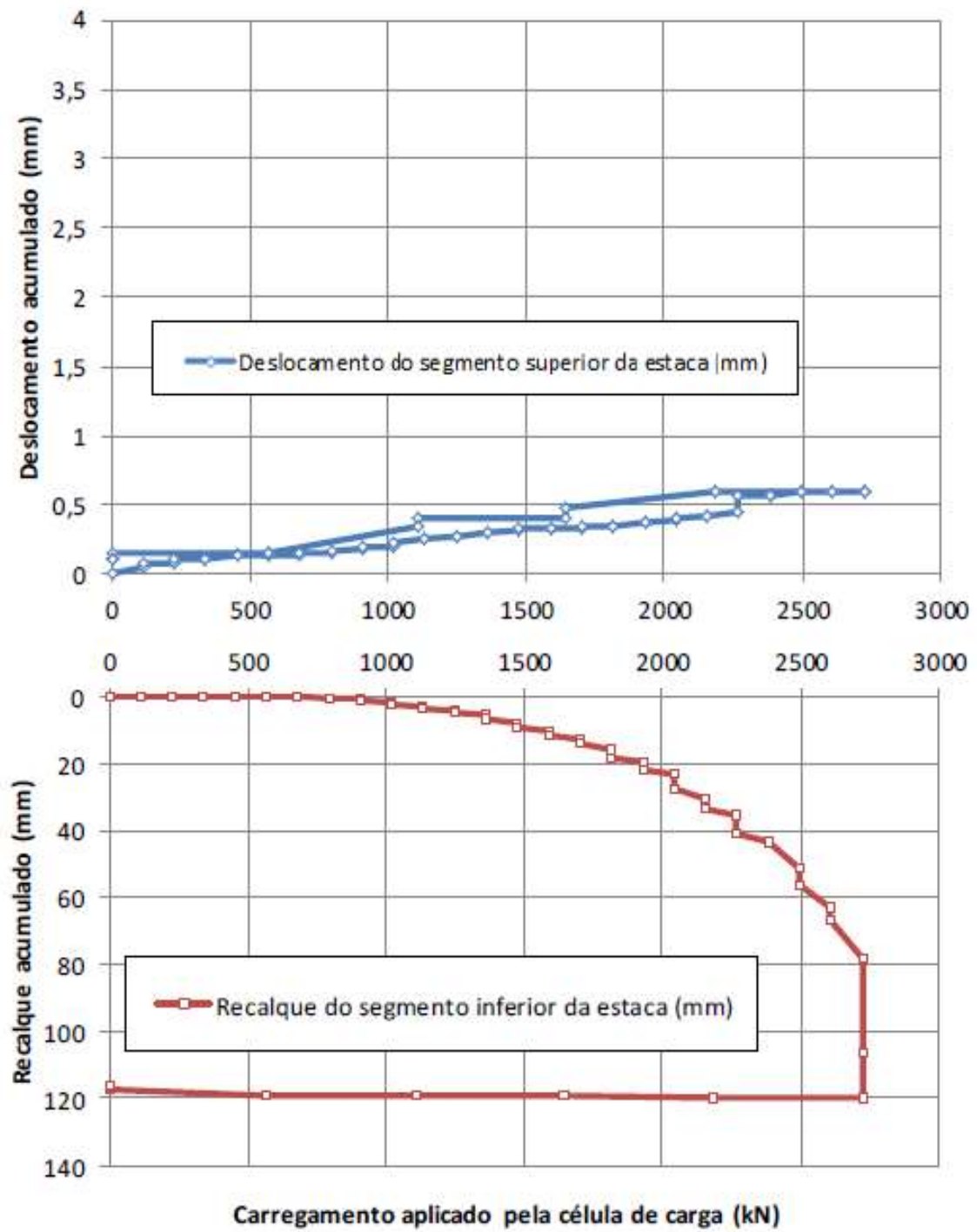


Figura 3.34 – Curvas carga *versus* deslocamentos obtidos em ensaio PCE – TRBA – T55A - Fonte: adaptado RPC 015-2013

Tabela 3.8 – Resumo dos resultados obtidos na PCE T55A, incluindo tempo de duração.

- Fonte: adaptado RPC 015-2013

Carga	Tempo (h:min)	Carga Aplicada (kN)			Deslocamento (mm)	
		Ponta	Fuste	Total	Ponta	Fuste
Estágio 01	00:10	113,4	113,4	226,8	0,00	0,05
Estágio 06	01:05	680,6	680,6	1361,2	0,05	0,15
Estágio 07	01:16	794,1	794,1	1588,2	0,55	0,16
Estágio 11	02:00	1247,8	1247,8	2495,6	5,01	0,27
Estágio 22	04:01	2495,7	2495,7	4991,4	56,14	0,59
Estágio 24	04:33	2722,6	2722,6	5445,2	119,53	0,60
Descarga						
Estágio 00	00:00	2722,6	2722,6	5445,2	119,53	0,60
Estágio 01	00:10	2183,7	2183,7	4367,4	119,52	0,59
Estágio 03	00:32	1106,0	1106,0	2212,0	119,33	0,35
Estágio 06	02:14	0,0	0,0	0,0	115,93	0,10

Início: 07/05/2013 - 09:05

Término: 07/05/2013 - 15:52

Tempo de execução da estaca:6dias. Montagem do ensaio: 1dia.

Provavelmente, devido às dificuldades encontradas durante a concretagem da estaca T55A, comprometimento do trecho inferior da estaca (parte inferior da estaca abaixo da célula hidrodinâmica: parte do fuste mais ponta) e provável superestimativa da capacidade resistente do trecho inferior à célula, não foi possível atingir a carga máxima de ensaio estipulada/sugerida inicialmente pelo projetista de 7000kN por trecho, nem mesmo o dobro da carga de serviço estimada pelo projetista ( $2 \cdot 4800\text{kN} = 9600\text{kN}$ ).

Conforme visto anteriormente, o valor atingido durante a PCE (2723kN/trecho, ~2722,6kN/trecho) foi inferior ao estipulado pelo projetista e aos resultados obtidos em 4 ensaios dinâmicos realizados anteriormente em outros locais da obra.

O trecho acima da célula hidrodinâmica obteve um deslocamento muito pequeno, de 0,6mm ( $\ll 1\%$  de  $D = 7,5\text{mm}$ ) durante o ensaio PCE T55A, conforme apresentado na Figura 3.34, indicando que o ensaio, para este trecho superior, está muito longe da carga de ruptura. Tal fato levaria a extrapolações e/ou interpretações (NBR 6122:2019, Van Der Veen e Cruz) muito inaccuradas. E, também, não sendo indicada a elaboração

de uma curva equivalente ao ensaio convencional nesta situação. Por outro lado, no trecho abaixo da célula hidrodinâmica ocorreu a ruptura nítida, conforme apresentado na Figura 3.34, antes de se atingir a carga de ruptura prevista inicialmente pelo projetista. Porém o resultado ficou dentro da faixa estimada no item 3.3.1 do presente trabalho (1725,6kN a 4230,5kN) para estimativa da capacidade de carga por atrito lateral correspondente ao trecho da estaca em contato com rocha, abaixo do nível da célula, trecho com comprimento igual a 3m, acrescida da estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca.

Importante é destacar que foi necessária a recavação da camisa metálica, com parte do folhelho (~2m) tendo ficado dentro da camisa antes da perfuração e limpeza. Com isso, o trecho da estaca em contato com folhelho abaixo da camisa ficou 13,90m (incluindo 0,5m da célula), pouco inferior aos 15m estimados no subitem 3.3. Apesar deste aspecto observado, neste capítulo não será feita nova estimativa da capacidade de carga do trecho superior à célula para fins de comparação com os resultados obtidos na PCE com célula expansiva. Esta abordagem será apresentada no capítulo 4.

Com intuito de definir as parcelas resistidas pelos trechos superior e inferior à célula, é estimado o peso próprio dos trechos indicados a seguir, com resumo apresentado na Figura 3.35.

- Trecho fora d'água – comprimento  $L=5,5\text{m}$ 
  - estaca de concreto  $\phi 831\text{mm} = 74,6\text{kN}$ ;
  - camisa  $\phi 850\text{mm} e=9,5\text{mm} = 11,0\text{kN}$ .
  
- Trecho dentro d'água (submerso)
  - estaca de concreto  $\phi 831\text{mm}$  (comprimento  $L=57,5\text{m}$ ) = 467,8kN;
  - camisa  $\phi 850\text{mm} e=9,5\text{mm}$  (comprimento  $L=57,5\text{m}$ ) = 99,9kN.
  - estaca de concreto  $\phi 750\text{mm}$  acima da célula (comprimento  $L=10,9\text{m}$ ) = 72,2kN;
  - estaca de concreto  $\phi 750\text{mm}$  célula + trecho inferior (comprimento  $L=3,0\text{m}$ ) = 19,9kN.



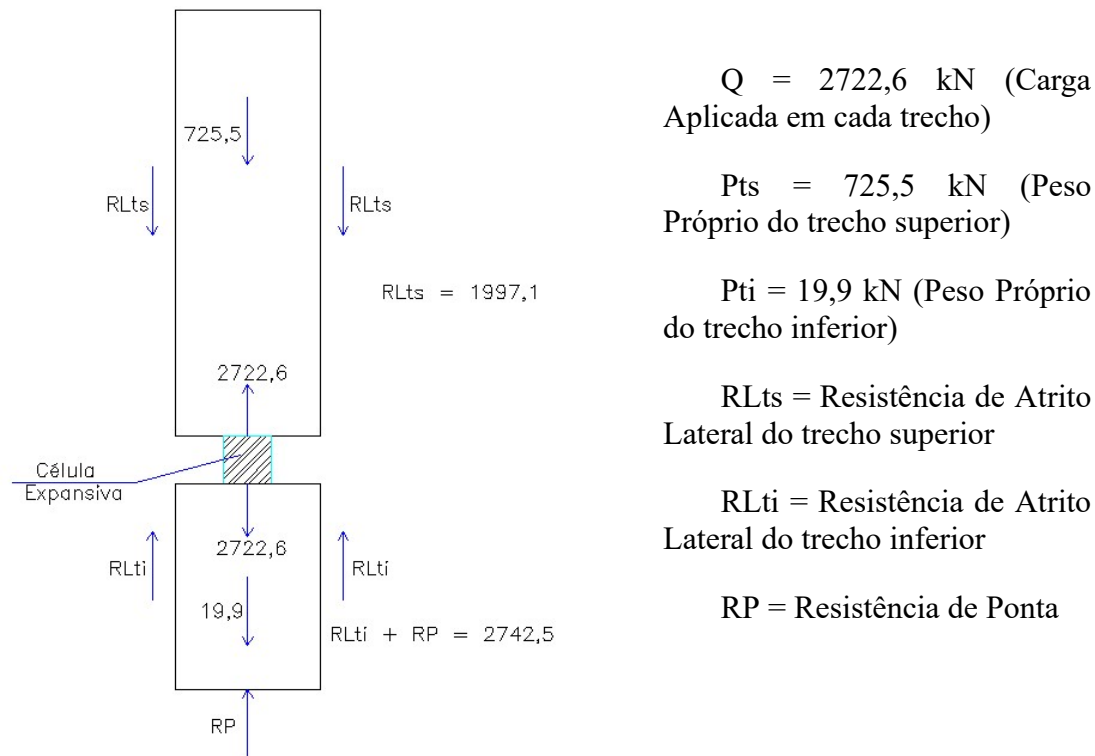


Figura 3.35 – Esquemático da interpretação de esforços na PCE com célula expansiva da T55A. Valores em (kN).

$Q_{uB}$  (capacidade de carga por atrito lateral correspondente ao trecho da estaca instalado em rocha, abaixo do nível da célula mais capacidade de carga devida à resistência de ponta da estaca).

Usando os resultados obtidos na PCE, é possível fazer as seguintes comparações: estimativas de parcela resistente do trecho inferior com o resultado obtido na PCE e, posteriormente, valor estimado para o encurtamento elástico do trecho superior com o valor resistente obtido

$Q_{uB}$  (capacidade de carga por atrito lateral estimada, correspondente ao trecho da estaca em contato com rocha, abaixo do nível da célula, trecho com comprimento = 3m, acrescida da estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca – Estimado no item 3.3.1, Tabela 3.4):

$$Q_{uB1} < RL_{ti} + RP < Q_{uB2}$$

$$Q_{uB1} = 1725,6 \text{ kN} < RL_{ti} + RP = 2742,5 < Q_{uB2} = 4230,5 \text{ kN} \quad (3.21)$$

Os valores acima indicam que mesmo com os problemas executivos na concretagem do trecho inferior à célula, os parâmetros utilizados para estimar a parcela

de capacidade de carga da estaca em rocha, conforme item 3.3.1 desta dissertação, foram adequados. Sendo assim, serão refeitas as estimativas apenas para ajuste do comprimento do trecho abaixo da célula expansiva de 2,5m.

$Q_{uB}$  (capacidade de carga por atrito lateral correspondente ao trecho da estaca em contato com rocha, abaixo do nível da célula, trecho com comprimento = 2,5m, acrescida da estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca):

$$Q_{uB} = A_p \cdot q_p + A_L \cdot q_L \quad (3.22)$$

$$Q_{uB3} = (\pi \cdot 0,75^2/4) \cdot 781 + (\pi \cdot 0,75) \cdot 2,5 \cdot 195 = 345,1 (23,1\%) + 1150,4 (76,9\%) = 1495,5\text{kN} \quad (3.23)$$

$$Q_{uB4} = (\pi \cdot 0,75^2/4) \cdot 1915 + (\pi \cdot 0,75) \cdot 2,5 \cdot 479 = 846,1 (23,1\%) + 2820,4 (76,9\%) = 3666,5 \text{ kN} \quad (3.24)$$

Onde:

$q_p$  - tensão máxima na base

$q_L$  - resistência por atrito lateral ou adesão

$A_p$  = área da ponta de estaca em rocha

$A_L$  = área lateral de estaca embutida em rocha

Assim a nova estimativa considerando 2,5m de folhelho ao invés de 3,0m forneceu o seguinte resultado:

$$Q_{uB3} < RL_{ti} + RP < Q_{uB4}$$

$$Q_{uB3} = 1495,5\text{kN} < RL_{ti} + RP = 2742,5 < Q_{uB4} = 3666,5 \text{ kN} \quad (3.25)$$

Os valores acima continuam demonstrando coerência com o valor obtido na PCE com célula expansiva. Porém, indicam que a solicitação de 7000kN estimada inicialmente pelo projetista provavelmente não seria atingida, mesmo que não ocorressem problemas executivos.

Seguem parâmetros para estimativa do encurtamento apenas do trecho superior à célula:

- $E = 0,85.5600 \cdot (40)^{1/2} = 30,1\text{GPa} = 30,1.10^6 \text{ kN/m}^2;$  (3.26)

- $A = (0,831)^2 \cdot (\pi/4) = 0,542\text{m}^2;$  (3.27)

- $L = 24,9\text{m} = (12+2+10,9);$  (3.28)

- $k_r = (30,1 \cdot 10^6 \cdot 0,542)/24,9 = 0,655 \cdot 10^6 \text{ kN/m};$  (3.29)

- $R_s = 2722,6 \text{ kN};$  (3.30)

- $h_2/h = 12/24,9 = 0,53;$  (3.31)

- $f_{u2}/f_{u1} = 0,497$  (mantida mesma distribuição do item 3.3.1) (3.32)

Através do ábaco (Figura 2.16) tem-se  $c' = 0,42$ .

$$\Delta e = c' \cdot (R_s / k_r) = 0,42 \cdot (2722,6 / 0,666 \cdot 10^6) = 0,00172 \text{ m} = 1,72 \text{ mm}. \quad (3.33)$$

Onde:

- $c'$  - coeficiente correlato ao coeficiente  $c$  de Leonards e Lovell (1979) já corrigido para caso de carregamento de baixo para cima;
- $R_s$  - resistência por atrito lateral total, em kN;
- $k_r$  - rigidez da estaca como elemento estrutural ( $E \cdot A/L$ );
- $L$  - comprimento da estaca;
- $A$  - área da seção transversal da estaca (estrutural);
- $E$  - módulo de elasticidade do material da estaca;
- $h$  - comprimento total do trecho considerado;
- $h_2$  - comprimento do trecho com menor resistência de atrito lateral;
- $f_{u1}$  - atrito lateral unitário do trecho com maior resistência;
- $f_{u2}$  - atrito lateral unitário do trecho com menor resistência.

O valor acima pode indicar que o deslocamento logo acima da célula tenha sido superior ao valor obtido na PCE de 0,6mm, estando mascarado pelo encurtamento elástico até o ponto de leitura no topo da estaca. Ainda de acordo com o relatório RPC 015-2013, em função das condições climáticas e variação de movimentação da plataforma e da lâmina de água, as leituras dos extensômetros apresentaram variação de até 0,55 mm.

Posteriormente à PCE com célula expansiva, a estaca foi recuperada com injeção de calda de cimento fator  $a/c = 0,5$  e realizado um ensaio dinâmico (PDA), com nega (penetração no golpe) inferior a 1mm. Segue resumo de características e resultados do PDA da Estaca T55A a seguir, conforme Relatório 13-177 consultado durante a realização desta pesquisa:

- Comprimento Total = 81,90m;

- Comprimento da Camisa Metálica ( $\phi 85\text{cm}$ ) = 68,50m;
- Comprimento abaixo da Camisa Metálica (perfuração  $\phi 75\text{cm}$ ) = 13,40m;
- Comprimento abaixo dos sensores = 79,90m;
- Comprimento cravado no solo = 43,0m;
- Velocidade de onda = 3440m/s;
- Módulo de Elasticidade = 29 GPa;
- Martelo Utilizado – BSP-30B (Pilão de 150kN);
- Alturas de queda do pilão: 7 golpes de 120cm + 4 golpes de 60cm + 4 golpes de 80cm + 4 golpes de 100cm + 9 golpes de 120cm;
- No 28º golpe foram obtidos os seguintes valores principais conforme análise CAPWAP:
  - Carga total mobilizada = 11550kN;
  - Atrito Lateral mobilizado = 9534kN (83%);
  - Carga de Ponta mobilizada = 2016kN (17%);
  - Energia Transferida (EMX) = 80,1kN.m;
  - Deslocamento Vertical Máximo (DMX) = 12,81mm.

O ensaio PDA da T55A foi realizado em 05/06/2013, 56 dias após a concretagem inicial da estaca em 10/04/2013 e 29 dias após execução da PCE com célula expansiva e injeção de calda de cimento após o término da PCE. Os valores obtidos no ensaio PDA da T55A, com capacidade mobilizada de 11550kN, energia transferida de 80,1kN.m, incluindo o deslocamento vertical máximo (DMX) de 12,81mm, são apresentados na Figura 3.36 e 3.37 e na última linha da Tabela 3.9, e apontam para uma recuperação bem sucedida da estaca após a injeção. Os valores obtidos são coerentes com os valores obtidos nos PDA's anteriores, com o atrito lateral igualando-se ao valor mais alto alcançado nos 4 PDA's anteriores.

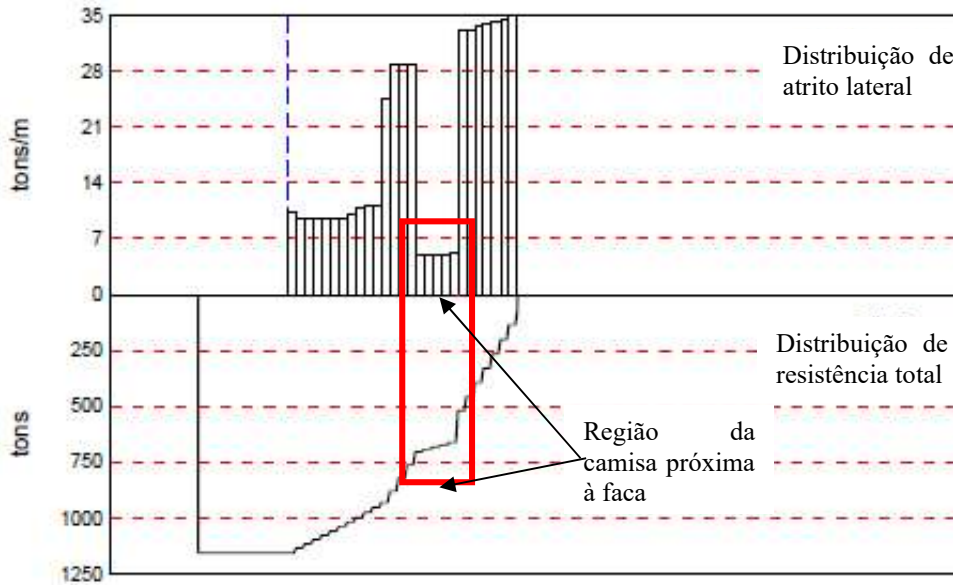


Figura 3.36 – Ensaio de PDA da estaca T55A . – (Adaptado de Relatório 13-177, PDI Engenharia, 2013)

Total CAPWAP Capacity: 1155.0; along Shaft 953.4; at Toe 201.6 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				1155.0					
1	23.4	2.2	20.9	1134.1	20.9	9.51	3.56	0.488	2.881
2	25.5	4.2	19.4	1114.8	40.2	9.49	3.56	0.488	2.882
3	27.5	6.3	19.4	1095.4	59.6	9.49	3.56	0.488	2.882
4	29.6	8.3	19.4	1076.0	79.0	9.49	3.56	0.488	2.882
5	31.6	10.4	19.4	1056.6	98.4	9.49	3.56	0.488	2.882
6	33.7	12.4	19.4	1037.2	117.8	9.49	3.56	0.488	2.882
7	35.7	14.4	19.4	1017.9	137.1	9.49	3.56	0.488	2.882
8	37.7	16.5	20.7	997.2	157.8	10.12	3.80	0.488	2.882
9	39.8	18.5	22.4	974.8	180.2	10.96	4.11	0.488	2.882
10	41.8	20.6	22.5	952.3	202.7	11.03	4.14	0.488	2.882
11	43.9	22.6	22.5	929.7	225.3	11.03	4.14		
12	45.9	24.7	49.9	879.9	275.1	24.42	9.16		
13	47.9	26.7	58.9	821.0	334.0	28.84	10.81		
14	50.0	28.7	58.9	762.1	392.9	28.84	10.81		
15	52.0	30.8	58.9	703.2	451.8	28.84	10.81	0.488	2.882
16	54.1	32.8	10.2	693.0	462.0	5.01	1.88	0.488	2.882
17	56.1	34.9	10.2	682.8	472.2	5.01	1.88	0.488	2.882
18	58.2	36.9	10.2	672.5	482.5	5.01	1.88	0.488	2.882
19	60.2	39.0	10.2	662.3	492.7	5.01	1.88	0.488	2.882
20	62.2	40.9	10.2	652.1	502.9	5.22	2.13	0.488	2.882
2nd Toe			132.6					1.300	3.000
21	64.1	42.8	62.9	456.6	698.4	33.20	14.09	0.488	2.258
22	66.0	44.7	62.9	393.6	761.4	33.20	14.09	0.488	2.013
23	67.8	46.6	63.9	329.7	825.2	33.69	14.30	0.488	1.881
24	69.7	48.5	64.2	265.5	889.5	33.87	14.38	0.488	1.726
25	71.6	50.4	64.8	200.8	954.2	34.15	14.50	0.488	1.618
26	73.5	52.3	65.4	135.4	1019.6	34.51	14.65	0.488	1.511
27	75.4	54.2	66.3	69.0	1086.0	34.98	14.85	0.488	1.403

Região da camisa próxima à cabeça

Figura 3.37 – Análise CAPWAP do Ensaio de PDA da estaca T55A . – (Adaptado de Relatório 13-177, PDI Engenharia, 2013)

Conforme observado nas Figura 3.36 e 3.37, no trecho final da camisa metálica (faca), houve uma redução e na capacidade de atrito lateral, provavelmente ocasionado pelos desmoronamentos ocorridos após escavação/perfuração.

Tabela 3.9 – Resultados dos ensaios de carregamento dinâmico (PDAs) em estacas  $\phi 83/75\text{cm}$ . - Fonte: Relatórios PDI Engenharia (2012 e 2013)

Relatório (PDI Engenharia)	Estaca	Resistência (Atrito) Lateral ou $Q_{Lu}$ (kN)	Resistência de Ponta ou $Q_{Pu}$ (kN)	Resistência Total ou $Q_u$ (kN)	Embut. No Solo (solo + folhelho) (m)	DMX - desloc. vertical máximo (mm)	Energia Transferida (kN.m)	FS (4800kN)
12-288	P13	9489	992	10481	57,72	13,50	78,1	2,18
13-001	P06	7515	6015	13530	61,62	13,35	84,7	2,82
13-001	P23	6627	3757	10384	55,60	12,38	74,0	2,16
13-001	P35	9536	3851	13387	58,20	13,27	85,6	2,79
13-177	T55A	9534	2016	11550	54,18	12,81	80,1	2,41

## 4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM A PCE COM CÉLULA EXPANSIVA HIDRODINÂMICA NA ESTACA T55A

---

Segundo Juvêncio (2015), no caso de fundação em estaca, com embutimento parcial ou total em rocha, geralmente para mobilização de toda a resistência lateral é necessário um deslocamento na ordem de 6mm a 13 mm e da ordem de centímetros para mobilização de toda a resistência de ponta. Ainda em Juvêncio (2015), é citada a relação de deslocamento do topo da estaca de 1% do diâmetro da estaca para mobilização do atrito lateral, de acordo com Reese e O'Neill (1999). Convencionalmente a utilização de extrapolação pelo método de Van der Veen é realizada quando não se obtém uma ruptura nítida em PCEs convencionais ou bidirecionais. Porém, como houve a ruptura nítida do trecho inferior à célula expansiva, serão apresentadas avaliações utilizando método proposto por Poulos e Davis para o trecho superior combinado com resultados da PCE com célula expansiva.

Importante lembrar que o trecho superior obteve um deslocamento de 0,6mm, inferior ao valor mínimo aconselhado de 1% do diâmetro da estaca (7,5mm) para uso da extrapolação pelo método de Van der Veen. Abaixo seguem equações 4.1 e 4.2 com novas estimativas considerando o método apresentado por Poulos e Davis (trecho acima da célula). Nestas estimativas foi considerado 10,9 m (Figuras 3.23b e 3.31) do trecho de folhelho entre a ponta da camisa e a célula expansiva, ao invés de 11,5m adotado no item 3.3.1 (Figura 3.23a, Tabela 3.4). O trecho de aproximadamente 2m de camisa metálica, que desceu durante a perfuração, foi desconsiderado.

A)  $Q_{uA}$  (capacidade de carga da estaca correspondente ao trecho em rocha acima da célula), comprimento = 10,9m:

$$Q_{uA3} = A_L \cdot q_L = [(\pi \cdot 0,75) \cdot 10,9] \cdot 195 = 5015,8\text{kN}; \quad (4.1)$$

$$Q_{uA4} = A_L \cdot q_L = [(\pi \cdot 0,75) \cdot 10,9] \cdot 480 = 12296,8 \text{ kN}; \quad (4.2)$$

A parcela de contribuição da ponta estava, provavelmente, prejudicada devido à dificuldade de limpeza e posterior concretagem. As análises feitas para o trecho inferior à célula pelo método apresentado por Poulos e Davis com os parâmetros utilizados, apresentaram valores considerando percentuais de 23,1% para capacidade última de ponta e 76,9% de capacidade última de atrito lateral. Sendo assim, será feita uma análise

para definição  $q_L$  (resistência por atrito lateral ou adesão) de acordo com os valores obtidos na PCE de célula expansiva. Durante a execução dessa Dissertação, foram analisados métodos para desmembramento do valor obtido de capacidade de carga de ruptura em parcelas capacidade última de ponta e capacidade última de atrito lateral, destacando-se o Método das Duas Retas desenvolvido por Massad e Lazo (1998) para interpretação de provas de carga em estacas “rígidas” ou “curtas”, explicado pelos autores como estacas cuja compressibilidade influi pouco no formato da curva carga *versus* recalque no topo. Nesta Dissertação, serão feitas análises considerando os valores descritos nas equações 4.3 a 4.15.

$$Q_{u,B\_PCE} = RLt_i + RP = 2742,5 \quad (4.3)$$

$$P_{uA3} = 2974,6 + 5015,8 = 7990,4 \text{ kN} \quad (4.4)$$

$$P_{uA4} = 2974,6 + 12296,8 = 15271,4 \text{ kN} \quad (4.5)$$

$$P_{uA\_PCE} = 2974,6 + (0,769 \cdot 2742,5/2,5) \cdot 10,9 = 12172,5 \text{ kN} \quad (4.6)$$

$$Q_{uB} = A_p \cdot q_p + A_L \cdot q_L, \text{ onde:} \quad (4.7)$$

$$A_p \cdot q_p = 0,231 \cdot Q_{uB} \quad (4.8)$$

$$A_L \cdot q_L = 0,769 \cdot Q_{uB} \quad (4.9)$$

$$q_{Lu\_PCE} = 0,769 \cdot 2742,5 / (\pi \cdot 0,75 \cdot 2,5) = 2109,0 / (5,89) = 358,1 \text{ kN/m}^2; \quad (4.10)$$

$$q_{Pu\_PCE} = 0,231 \cdot 2742,5 / (\pi \cdot 0,75^2 / 4) = 1432,6 \text{ kN/m}^2; \quad (4.11)$$

$$Q_{Pu\_PCE} = 0,231 \cdot 2742,5 = 633,5 \text{ kN}; \quad (4.12)$$

$$q_{Lu} = 0,05 \cdot q_{uc} \text{ (resistência à compressão simples da rocha);} \quad (4.13)$$

$$q_{uc\_PCE} = 358,1 / 0,05 = 7162,89 \text{ kN/m}^2 = 7,2 \text{ MPa}; \quad (4.14)$$

$$q_{uc1} = 3,9 \text{ MPa} < q_{uc\_PCE} < q_{uc2} = 9,6 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

Onde:

$q_{uc}$  - resistência à compressão simples da rocha;

$q_p$  - tensão máxima na base;

$q_L$  - resistência por atrito lateral ou adesão;

$A_p$  = área da ponta de estaca em rocha;



$A_L$  = área lateral de estaca embutida em rocha;

$Q_{lucm}$  - capacidade de carga última/ruptura de atrito do trecho da camisa metálica;

$Q_{uA}$  - capacidade de carga da estaca correspondente ao trecho em rocha acima da célula;

$P_{uA} = Q_{lucm} + Q_{uA}$  - estimativa da capacidade de carga última/ruptura de atrito do trecho acima da célula;

$Q_{uB3}$  e  $Q_{uB4}$  - capacidades de carga por atrito lateral correspondente ao trecho da estaca em contato com rocha, abaixo do nível da célula, trecho com comprimento = 2,5m, acrescida da estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca considerando  $q_{uc}$  (resistência à compressão simples da rocha) = 3,9 MPa e 9,6 MPa, respectivamente;

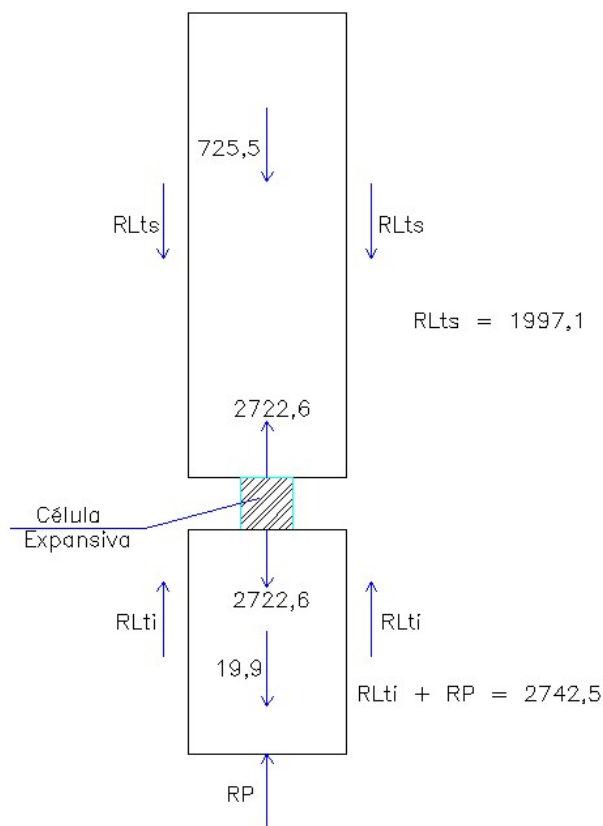
$Q_{uB\_PCE} = RLti+RP$  – Somatório do atrito lateral do trecho inferior à célula com resistência de ponta de acordo com a PCE.

Lembrando que conforme SPM-21 da 2ª Campanha (2012) o folhelho encontrado foi classificado como rocha com grau de fraturamento F5 (extremamente fraturado). A Tabela 4.6 resume os resultados apresentados nas equações acima. Com intuito de relembrar as parcelas de contribuição dos trechos acima e abaixo da célula expansiva na PCE da T55A, a Figura 4.6 apresenta o mesmo esquemático apresentado anteriormente na Figura 3.35.

Tabela 4.1 – Resumo das estimativas de capacidade de carga da estaca T55A por trechos – Métodos semi-empíricos e interpretação da PCE.

Abordagem		Métodos Semi-Empíricos		
		Aoki-Veloso	Décourt-Quaresma	Teixeira
	Trecho acima da célula			
Analítica	$Q_{lucm}$ (kN)	2974,6	1035,1	1197,5
Analítica	$Q_{uA3}$ (kN)	5015,8 (limite inferior)		
Analítica	$Q_{uA4}$ (kN)	12296,8 (limite superior)		
Analítica	$P_{uA3}$ (kN)	7990,4	6050,9	6213,3
Analítica	$P_{uA4}$ (kN)	15271,4	13331,8	13494,3
PCE+A	$P_{uA\_PCE}$ (kN)	12172,5	10233,0	10395,4
	Trecho abaixo da célula			
Analítica	$Q_{uB3}$ (kN)	1495,5		
Analítica	$Q_{uB4}$ (kN)	3666,5		
PCE	$Q_{uB\_PCE}=RLti+RP$ (kN)	2742,5 (2109 + 633,5)		

$$Q_{uB3} = 1495,5 \text{ kN} < Q_{uB\_PCE} = 2742,5 < Q_{uB4} = 3666,5 \text{ kN} \quad (4.16)$$



$Q = 2722,6 \text{ kN}$  (Carga Aplicada em cada trecho)

$P_{ts} = 725,5 \text{ kN}$  (Peso Próprio do trecho superior)

$P_{ti} = 19,9 \text{ kN}$  (Peso Próprio do trecho inferior)

$RL_{ts}$  = Resistência de Atrito Lateral do trecho superior

$RL_{ti}$  = Resistência de Atrito Lateral do trecho inferior

$RP$  = Resistência de Ponta

Figura 4.1 – Esquemático da interpretação de esforços na PCE com célula expansiva da T55A. Valores em (kN).

A Tabela 4.2 resume os resultados de capacidade totais com o somatório das parcelas apresentadas na Tabela 4.1 e apresenta os valores dos fatores de segurança (FS) de cada resultado em relação à carga de serviço de projeto de 4800kN.

Tabela 4.2 – Resumo da capacidade de carga total da estaca T55A – Métodos semi-empíricos e interpretação da PCE.

Abordagem	Carga de ruptura (kN)	Métodos Semi-Empíricos					
		Aoki-Veloso		Décourt-Quaresma		Teixeira	
		FS (4800kN)	FS (4800kN)	FS (4800kN)	FS (4800kN)	FS (4800kN)	FS (4800kN)
Analítica	$Q_{u3}$	9485,9	1,98	7546,4	1,57	8955,8	1,87
Analítica	$Q_{u4}$	18937,9	3,95	16998,3	3,54	17160,8	3,58
PCE+A	$Q_{u\_PCE}$	14915,0	3,11	12975,5	2,70	13137,9	2,74

Onde:

$Q_{u3} = P_{uA3} + Q_{uB3}$  - capacidade de carga (carga de ruptura) considerando  $q_{uc}$  (resistência à compressão simples da rocha) = 3,9 MPa;

$Q_{u4} = P_{uA4} + Q_{uB4}$  - capacidade de carga (carga de ruptura) considerando  $q_{uc}$  (resistência à compressão simples da rocha) = 9,6 MPa;

$Q_{u\_PCE} = P_{uA\_PCE} + Q_{uB\_PCE}$  - interpretação da carga de ruptura da PCE com célula expansiva considerando o valor máximo de carga aplicada;

PCE+A – interpretação dos dados da PCE referente ao trecho abaixo da célula expansiva ( parte do fuste mais ponta) e abordagem analítica para interpretação da capacidade de carga por atrito lateral do trecho acima da célula expansiva.

Conforme definido no item 6.212.1 da NBR 6122:2019, 2,0 é o fator de segurança global (FS) a ser utilizado para determinação da carga admissível.

Seguindo a análise feita para  $Q_{u3}$ , os valores ficaram entre 1,57 e 1,98. Buscando atingir fatores de segurança iguais a 2,00 para cada um dos métodos semi-empíricos, foram obtidos os seguintes valores de  $q_{uc}$ :

- $q_{uc} = 3,97$  MPa para o método Aoki-Velloso;
- $q_{uc} = 5,15$  MPa para o método Décourt-Quaresma;
- $q_{uc} = 4,40$  MPa para o método Teixeira.

Conforme observado acima, os valores obtidos ainda ficaram entre os valores estimados nas equações 3.1 e 3.2 com  $q_{uc} = 3,9$  MPa e 9,6 MPa, respectivamente.

## 5. CONCLUSÕES

---

Conforme citado por Velloso e Lopes (2002), Davison (1970): “Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados a interpretar”.

Durante a realização da PCE o atrito lateral mobilizado no fuste da estaca foi aquém de sua capacidade de atrito lateral, não sendo possível fazer uma extrapolação com o valor obtido e ser definida a relação das capacidades últimas de carga de atrito lateral e ponta que era o objetivo inicial do ensaio.

Mesmo com os desafios e problemas encontrados durante a execução da estaca T55A, conforme equação 4.15, o valor obtido para resistência à compressão simples da rocha com a interpretação do resultado da PCE com célula expansiva (7,2MPa) é coerente com os valores estimados inicialmente no capítulo 3 (3,9MPa e 9,6MPa). Cumpre salientar que os desafios executivos e em projeto de obras *near shore* são extremamente complexos.

Com intuito de comparar o resultado da interpretação da PCE com célula expansiva com os resultados obtidos nos 5 PDAs realizados, foi adotado o valor da interpretação da carga de ruptura da PCE com célula expansiva, considerando o valor máximo de carga aplicada, combinado com a estimativa pelo método semi-empírico de Aoki-Veloso. O método semi-empírico de Aoki-Veloso foi escolhido em função da preferência do autor pela utilização do mesmo para estimativas de capacidade de carga para estacas cravadas, visto que, em sua vivência profissional, tem observado um bom desempenho desta metodologia ao se comparar valores previstos por meio da mesma com os medidos em campo por meio de PCE ou PDA.

O resultado de  $Q_{u\_PCE}$ , apresentado na Tabela 5.1, conforme interpretação da PCE com célula expansiva, ficou superior aos resultados analíticos ( $Q_{u3}$  e  $Q_{u4}$ ) e coerente com os valores obtidos nos PDAs (ensaios dinâmicos). Ressalta-se que nos ensaios dinâmicos, as estacas não foram levadas à ruptura e as energias transferidas pelos golpes não necessariamente conseguiram mobilizar toda as capacidades últimas de atrito (lateral) e ponta. Os valores de resistência de ponta apresentaram uma grande variabilidade nos ensaios PDAs, provavelmente em função do tipo de rocha (folhelho) e da metodologia executiva. Desconsiderando o PDA da estaca P06, os valores indicam que a carga aplicada estimada pelo projetista, provavelmente não seria atingida pelo

trecho inferior à célula, levando este trecho da T55A à ruptura e não se aproximando da carga de ruptura do trecho superior. Provavelmente, caso a execução do trecho inferior da estaca T55A não tivesse sido prejudicada, a PCE com célula expansiva teria obtido valores superiores.

Tabela 5.1 – Resumo dos valores obtidos de capacidade de carga em ensaios PDAs e PCE com célula expansiva.

Relatório (PDI Engenharia) ou PCE	Estaca	Resistência (Atrito) Lateral ou $Q_{lu}$ (kN)	Resistência de Ponta ou $Q_{pu}$ (kN)	Resistência Total ou $Q_u$ (kN)	Embut. No Solo (solo + folhelho) (m)	Embut. No Folhelho (m)	FS (4800kN)
12-288	P13	9489	992	10481	57,72	14,00	2,18
13-001	P06	7515	6015	13530	61,62	14,00	2,82
13-001	P23	6627	3757	10384	55,60	14,00	2,16
13-001	P35	9536	3851	13387	58,20	14,00	2,79
$Q_{u\_PCE}$	T55A	14281,5	633,5	14915	54,18	13,90	3,11
13-177	T55A	9534	2016	11550	54,18	13,90	2,41

Alguns profissionais não contabilizam a contribuição da capacidade de atrito lateral gerado pelo trecho em solo quando existe trecho de perfuração em rocha. No entendimento do autor, até mesmo em casos de rochas fraturadas ou extremamente fraturadas, essa parcela do atrito lateral referente à parte da estaca em solo pode ser contabilizada. Por isso, foram feitas estimativas e interpretações dos resultados considerando a contribuição do trecho da estaca em solo.

Em relação à instalação e posicionamento da célula hidrodinâmica, o autor entende, após as análises efetuadas, que esta poderia ter sido instalada 2,0m acima da posição em que foi, de fato prevista, com intuito de aumentar a capacidade de carga do trecho inferior à célula, conforme descrito no APÊNDICE B. Além disso, o autor considera que a capacidade nominal da célula poderia ser reduzida de 14000 kN ( 2 vezes 7000kN) para 10000 kN (2 vezes 5000kN). Deste modo, seria possível reduzir a geometria da célula expansiva, facilitando a concretagem da estaca.

Outro aspecto importante, conforme já utilizado em outros ensaios, conforme apresentado em Thomas, Sinnreich e Bühler (2012), é a possibilidade de adoção de

células distribuídas ao longo do fuste com capacidades unitárias menores em cada nível. De qualquer forma as definições do posicionamento e capacidade da célula se mostram grandes desafios e fatores muito relevantes para o sucesso da PCE com célula expansiva, principalmente no caso de estacas longas executadas em perfis estratificados e em condições adversas, com as encontradas *near shore*.

A PCE com célula expansiva hidrodinâmica mostrou-se uma alternativa muito interessante para obras com grau de complexidade executiva grande, mesmo diante de possíveis dificuldades na interpretação dos resultados. São necessários, no entanto, alguns ajustes para os casos de estacas com comprimentos muito grandes. Deste modo, seguem algumas sugestões:

- Buscar uma geometria melhor para célula(s) expansiva(s) que não interfira com a limpeza e concretagem da estaca;
- Obter informações mais detalhadas que permitam definir a localização vertical da célula expansiva de maneira mais acurada, obtendo-se um melhor equilíbrio entre os trechos resistentes, superior e inferior, da estaca em relação à célula expansiva, possibilitando, deste modo, a ruptura de um trecho e a extrapolação da curva carga *versus* deslocamento do outro trecho;
- Obter diâmetros mínimos das estacas por faixa de comprimento, podendo ainda, como em outros estudos, apresentar soluções como adoção de 3 células menores na periferia da estaca em substituição à célula central;
- Avaliar a possibilidade de concretagem anterior do trecho inferior à célula conforme artigo de Pereira et al. (2017);
- Avaliar a possibilidade de adoção de células expansivas em 2 níveis diferentes da estaca, conforme descrito em Thomas, Sinnreich e Bühler (2012) e ilustrado na Figura 2.12;
- Instalação de um *tell-tale*, solidário à armadura da estaca, posicionado na ponta da mesma, com intuito de comparar os recalques nele medidos com os medidos na base das células, conforme sugestão de Alonso (2018) e citado na ASTM Standard D8169/D8169M – 18 (2018) Standard Test Methods for Deep Foundations Under Bi-Directional Static Axial Compressive Load. Também seria desejável instalar um *tell-tale* no topo da célula o que permitiria calcular, também, o encurtamento elástico do fuste.

Por fim, destaca-se que o Terminal de Regaseificação da Bahia (TRBA) está em operação, com sua capacidade definida em projeto de 14 milhões de m<sup>3</sup>/dia de regaseificação, sem que nenhum problema associado às fundações executadas tenha sido relatado. A Figura 5.1 ilustra o Terminal TRBA em atividade após a 1ª atracação.

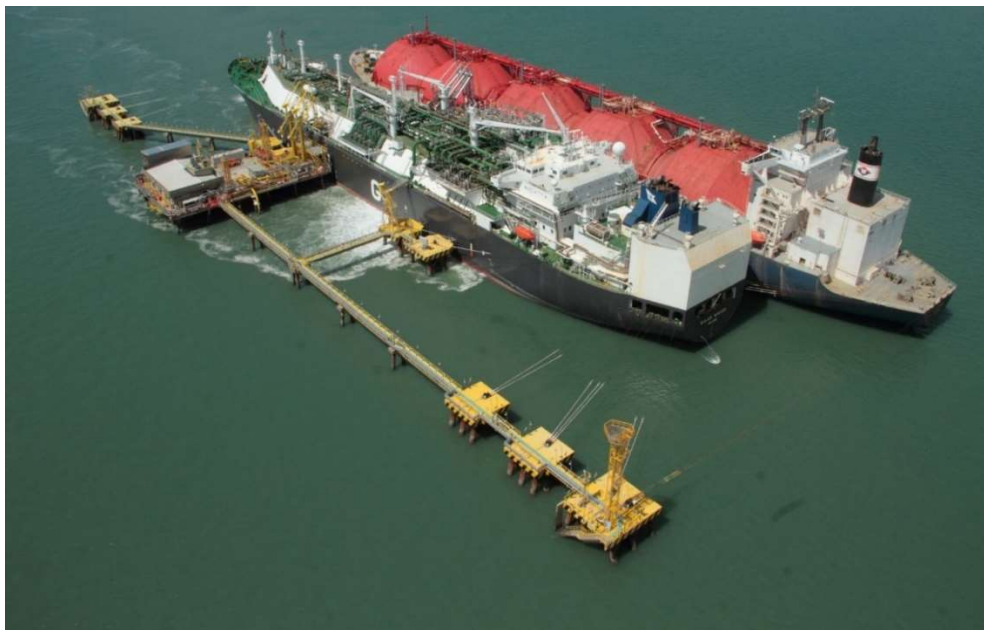


Figura 5.1 – Primeira atracação. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- PETROBRAS - 1ª Campanha – *RL-4100.00-6610-115-GMC-001=0 - Investigações geotécnicas para o Terminal Flexível de GNL*, 2011.
- PETROBRAS - 2ª Campanha - *PBR-23-SPM-21 e PBR-23-LAB-01*, 2012.
- AGUIAR, M. F. P. D., Moreira, J. P. R., & Oliveira, F. H. L. D. Determinação de capacidade de carga de estacas considerando a resistência por atrito lateral no amostrador spt. *Conexões-Ciência e Tecnologia*, v. 8, n. 3 (2014).
- ALONSO. U.R. - *Provas de Carga em Estacas – Evolução dos Sistemas de Reação e da Norma*, ABMS – São Paulo/SP (2013)
- ALONSO. U.R. - *Provas de carga estáticas, Evolução dos ensaios e cuidados a tomar para evitar acidentes, Prática brasileira até a NBR 6122:2010* - (2018). Disponível em <http://www.portaldageotecnia.com.br/wp-content/uploads/2018/10/Curso-de-provas-de-carga-est%C3%A1ticas.pdf> Acesso em 30 abril 2021, 11:00.
- AMENDOLA, C.D.E. - *Influência do Modelo de Transferência de Carga de Estacas Isoladas na Previsão do seu Comportamento* - Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia., 2018
- American Society for Testing and Materials - *ASTM D8169/D8169M – 18 - Standard Test Methods for Deep Foundations Under Bi-Directional Static Axial Compressive Load*. West Conshohocken, PA - United States, 2018.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: *5º Proceedings of Panamerican CSMFE5.*, 1975, Buenos Aires, Argentina, p.367-376.
- Arquivos do Consórcio GNL-Bahia*. - Documentos do Consórcio GNL-Bahia referentes à execução do TRBA nos anos de 2012 e 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 12131:2006 - Estacas – Prova de carga estática – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 16903:2020 - Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro, 2020.
- CRUZ, F.V.A.S., BASSO, R., BOTTINO, C.E. 2017. Aplicação do Ensaio de Prova de Carga Estática, realizado pelo Método Bidirecional - *Revista Fundações e Obras Geotécnicas* – edição 77 (Fevereiro/2017).



- CRUZ, F.V.A.S., LOPES, F. R., FREITAS, A. C., *Contribuição à interpretação de provas de carga em estacas, realizadas pelo método bidirecional* - Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil, 2019
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações*, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, p.45-53, v.1.
- FALCONI, F. F., MASET, V. L. - Análise Prática de Resultados de Ensaios Bidirecionais - *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG*, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil (2019)
- FERREIRA, T. R., DELALIBERA, R. G., SILVA, W. A. 2012. Rotina computacional para a previsão da capacidade de carga em estacas REEC – *Revista Eletrônica de Engenharia Civil* Vol 8 - nº 3 (2014) – UFG.
- FREITAS, A. C. **Comportamento à tração de Estaca-Torpedo Modelo em argila mole** Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro/RJ (2014).
- FREITAS, A. C., **Notas de aula da disciplina de Projeto de Estruturas de Fundações - Carga de Ruptura Extrapolada por Van Der Veen e Critério de ruptura convencional da NBR 6122 (ABNT 2010) – PPE/POLI - UFRJ**, Rio de Janeiro, Brasil (2017).
- GEO PUBLICATION No. 1 - **Foundation Design and Construction** - Geotechnical Engineering Office Civil Engineering and Development Department The Government of the Hong Kong Special Administrative Region (2006)
- HECKSHER, S. D. (2014). Terminal de Ragaseificação da Bahia (TRBA) - Artigos Técnicos da *Revista da Carioca Christiani Nielsen Engenharia* – edição 14 (Junho/2014);
- HECKSHER, S.D., FREITAS, A. C., Metodologia executiva de prova de carga estática em estaca moldada no local utilizando célula expansiva hidrodinâmica em obra *near shore* - *10º Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, CBPE*, Rio de Janeiro, Brasil (2018).
- JUVÊNCIO, E. L., *Avaliação do Comportamento de Estacas Parcialmente Embutidas em Rocha Gnáissica*. - Dissertação de Doutorado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro/RJ (2015)
- MASSAD, F, Ensaio de carga bidirecional: determinação da curva equivalente a uma prova de carga convencional – *SEFE8*, São Paulo, Brasil (2015).
- MASSAD F, LAZO G, Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas ou curtas - *XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG*, , Brasília, Brasil (1998).

- PEREIRA, M. V., MOREIRA, PINTO, S. E. L., BRAGANÇA, H. F. & VELLOSO FILHO, S. M. P.. Análise de Prova de Carga Bidirecional em Estaca Hélice Contínua na Região Metropolitana de Belo Horizonte (MG) - *Revista Fundações e Obras Geotécnicas* – edição 79 (Abril/2017).
- POULOS, H. G., DAVIS, E. H.. *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, New York (1980).
- PROMAR Engenharia - *MC-4100.25-6443-121-CA8-001=B - Memória de cálculo de fundações - Terminal de Regaseificação da Bahia* – revisão b (02/09/2013);
- Reference Manual Chapter 18 - *Static-pile-load-testing-o-cell-statnamic-pptx-budge* - Disponível em <http://www.piledrivers.org/files/db809e6a-2743-46e4-aca7-78a4a8ee0eb5--02d72af6-dcd6-4d67-b211-1e7d87cf4125/static-pile-load-testing-o-cell-statnamic-pptx-budge.pdf> Acesso em 30 abril 2021, 11:12.
- Relatório 12-288 – *Ensaio de Carregamento Dinâmico (PDA) – Estaca Tubular com concreto – 1ª Mobilização (09 a 12/10/2012)* - PDI Engenharia, 2012.
- Relatório 13-001 – *Ensaio de Carregamento Dinâmico (PDA) – Estaca Tubular com concreto – 2ª Mobilização (04 a 06/12/2012)* - PDI Engenharia, 2012.
- Relatório 13-177 – *Ensaio de Carregamento Dinâmico (PDA) – Estaca Tubular com concreto – 3ª Mobilização (06/06/2013)* - PDI Engenharia, 2013.
- Rusnak, J., Mark, C. - *Using the point load test to determine the uniaxial compressive strength of coal measure rock* – (2000) – Disponível em <https://www.cdc.gov/niosh/mining/userfiles/works/pdfs/utplt.pdf> Acesso em 30 abril 2021, 11:15.
- RPCE - RPC 015-2013 - *GNL-BAHIA - RELATÓRIO TÉCNICO - PROVA DE CARGA ESTÁTICA (Células Expansivas Hidrodinâmicas®)*, Arcos Engenharia, 2013.
- SCHULZE, T., ALBUQUERQUE, P. J. R.. *Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos*, Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP, 2013;
- SILVA, P. E. C. A. F. (1983). *Célula Expansiva Hidrodinâmica – Uma Nova Maneira de Executar Provas de Carga*. Publicação independente, Belo Horizonte, Brasil, 106pp.
- TEIXEIRA, A.H. Projeto e execução de fundações *SEFE III. III Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia*. v.1 São Paulo, 1996. v. 1.
- THOMAS, H.P, SINNREICH, J. AND BÜHLER, M.M. - *Load Test of a Large Bored Pile for the Golden Ears Bridge* (2012). Disponível em [https://www.researchgate.net/publication/268592108\\_Load\\_Test\\_of\\_a\\_Large\\_Bored\\_Pile\\_for\\_the\\_Golden\\_Ears\\_Bridge](https://www.researchgate.net/publication/268592108_Load_Test_of_a_Large_Bored_Pile_for_the_Golden_Ears_Bridge) Acesso em 30 abril 2021, 11:28.

TIMERMAN, G. - **Combustíveis Alternativos Compatíveis no Transporte Marítimo: O caso do GNL** – ISKRA (2019). Disponível em <  
[https://fgvenergia.fgv.br/sites/fgvenergia.fgv.br/files/arquivos/gabriela\\_timerman\\_iskra.pdf](https://fgvenergia.fgv.br/sites/fgvenergia.fgv.br/files/arquivos/gabriela_timerman_iskra.pdf)>. Acesso em 30 abril 2021, 11:30.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. – *Fundações - Volume 1* – Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. – *Fundações - Volume 2* – COPPE-UFRJ, 2002.

## 7. ANEXO A - ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DE MÉTODOS ESTÁTICOS - SEMI-EMPÍRICOS

---

### A.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi apresentado em contribuição ao 5.º Congresso Pan-Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações realizado em Buenos Aires em 1975 (AOKI e VELLOSO, 1975). O método foi originalmente concebido e desenvolvido a partir de correlações entre resultados de ensaios de penetração do cone (CPT), provas de carga em estacas e sondagens à percussão (SPT).

Como no Brasil o CPT não é tão utilizado quanto o SPT, foram empregadas correlações entre o valor da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e o índice de resistência à penetração NSPT, desenvolvidas por Costa Nunes e Fonseca (1959). A partir da retroanálise de resultados de 63 provas de carga em estacas, realizadas em vários estados do Brasil, e conhecidas todas as variáveis da equação (47), seria possível calcular os fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$ . No entanto, como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, as quais permitiriam separar a capacidade da ponta da capacidade do fuste, só seria possível obter um dos fatores. Dessa forma, como constatado que  $F_1 \leq F_2 \leq 2 F_1$ , adotou-se, de uma forma conservadora,  $F_2 = 2 F_1$  (AMENDOLA, 2018).

A equação (A.1) é utilizada para estimativa da capacidade de carga da fundação ( $Q_u$ ). Para o cálculo da resistência de ponta unitária ( $q_p$ ), emprega-se a equação (A.2). Já o atrito lateral unitário ( $q_l$ ) pode ser obtido a partir das equações (A.3 e A.4).

$$Q_u = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s \quad (A.1)$$

$$q_p = q_c / F_1 = (K \cdot N_{spt}) / F_1 \quad (A.2)$$

$$q_s = (\alpha \cdot q_c) / F_2 = (\alpha \cdot K \cdot N_{spt}) / F_2 \quad (A.3)$$

sendo:

$Q_u$  - carga de ruptura;

$q_p$  - tensão de ruptura de ponta;

$q_s$  - tensão de ruptura de atrito lateral;

$A_p$  - área de ponta da estaca;

$$A_s - \text{área lateral} = 2p \cdot L; \quad (\text{A.4})$$

2p - perímetro da estaca;

L – comprimento da estaca ou trecho do fuste estudado, de espessura  $\Delta L$ ;

$q_c$  - tensão de ponta do ensaio de penetração do cone (CPT);

$\alpha$  - coeficiente de correlação entre CPT e SPT estabelecido por Begemann (1965). Correlaciona o atrito lateral local do cone com luva Begemann e a resistência de ponta do cone (Tabela A.1);

K - coeficiente de correlação entre CPT e SPT, função do tipo de solo (Tabela 2.1);

$N_{spt}$  - número de golpes no ensaio de SPT. Deve-se considerar se a análise é correspondente ao fuste ou à ponta da estaca:  $N_p$  ou  $N_L$ . Assim,  $N_p$  é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e  $N_L$  é o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta L$ ;

F1 e F2 são fatores de correção (Tabela A.1);  $N_p$  é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

Tabela A.1 – Fatores e coeficientes referentes aos tipos de estacas e solos do Método Aoki-Velloso. Aoki e Velloso (1975)

Coeficiente K e razão de atrito $\alpha$			Fatores de correção F, e F2		
Solo	K (MPa)	$\alpha$ (%)	Tipo de estaca	F1	F2
<b>Areia</b>	1,00	1,4	Franki	2,50	5,00
Areia siltosa	0,80	2,0	Metálica	1,75	3,50
Areia siltoargilosa	0,70	2,4	Pré-moldada	1+D/0,80	2 F1
Areia argilosa	0,60	3,0	Escavada	3,00	6,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,8	Raiz, Hélice Contínua, Ômega	2,00	4,00
<b>Silte</b>	0,40	3,0			
Silte arenoso	0,55	2,2			
Silte arenoargiloso	0,45	2,8			
Silte argiloso	0,23	3,4			
Silte argiloarenoso	0,25	3,0			
<b>Argila</b>	0,20	6,0			
Argila arenosa	0,35	2,4			
Argila arenossiltosa	0,30	2,8			
Argila siltosa	0,22	4,0			
Argila siltoarenosa	0,33	3,0			

## A.2 Método de Décourt-Quaresma estendido

O método de Décourt e Quaresma (1978) foi concebido para determinação da capacidade de carga de estacas a partir do SPT e inicialmente desenvolvido para estacas de deslocamento. Posteriormente, em 1998, o método foi ajustado com os parâmetros F1 e F2 para outros tipos de estacas, recebendo a denominação de estendido.

Na sua segunda versão, Décourt (1982) aperfeiçoou o método no que tange à resistência lateral e foi mantida a proposta para a resistência de ponta. Além disso, Décourt (1996) introduziu os fatores  $\alpha$  (na parcela de resistência de ponta) e  $\beta$  (na parcela de resistência lateral). O valor dos fatores  $\alpha$  e  $\beta$  para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki é igual a 1,0. A equação (A.5) é utilizada para estimativa da capacidade de carga da fundação ( $Q_u$ ). Para o cálculo da resistência de ponta unitária ( $q_p$ ), emprega-se a equação (A.6). Já o atrito lateral unitário ( $q_s$ ) pode ser obtido a partir das equações (A.7 e A.8).

$$Q_u = \alpha \cdot q_p \cdot A_p + \beta \cdot q_s \cdot A_s, \text{ onde:} \quad (\text{A.5})$$

$$q_p = C \cdot N_p \quad (\text{A.6})$$

$$q_s = 10 \cdot [(N_L / 3) + 1] \text{ em kPa;} \quad (\text{A.7})$$

$Q_u$  - carga de ruptura;

$q_p$  - tensão de ruptura de ponta;

$q_s$  - tensão de ruptura de atrito lateral;

$A_p$  - área de ponta da estaca;

$$A_s - \text{área lateral} = 2p \cdot L; \quad (\text{A.8})$$

$2p$  - perímetro da estaca;

$L$  - comprimento da estaca;

$N_{spt}$  - número de golpes no ensaio de SPT ( $3 \leq N_{spt} \leq 50$ );

$N_p$  - valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtidos a partir do valor correspondente ao nível da ponta e os valores imediatamente anterior e posterior;

$N_L$  - valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

$C$  - Coeficiente característico do solo (Tabela A.2a);

$\alpha$  - Parâmetro de ajuste à parcela de ponta para estacas não cravadas (1 para estacas cravadas), conforme Tabela A.2b;

$\beta$  - Parâmetro de ajuste à parcela de atrito lateral para estacas não cravadas (1 para estacas cravadas), conforme Tabela A.2c.

Tabela A.2 – Fatores e coeficientes referentes aos tipos de estacas e solos do Método de Décourt-Quaresma estendido. Fonte: Décourt e Quaresma (1978) e Décourt (1996)

<b>(a) Coeficiente característico do solo (Décourt e Quaresma, 1978)</b>	
<b>Tipo de solo</b>	<b>C (kPa)</b>
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

<b>(b) Fator <math>\alpha</math> em função do tipo de estaca e do tipo de solo</b>					
<b>Tipo de solo</b>	<b>Escavada em geral</b>	<b>Escavada (betonita)</b>	<b>Hélice Contínua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetada</b>
Argilas	0,85	0,85	0,3 <sup>(*)</sup>	0,9 <sup>(*)</sup>	1,0 <sup>(*)</sup>
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3 <sup>(*)</sup>	0,6 <sup>(*)</sup>	1,0 <sup>(*)</sup>
Areias	0,5	0,5	0,3 <sup>(*)</sup>	0,5 <sup>(*)</sup>	1,0 <sup>(*)</sup>

(\*) valores orientativos em função do reduzido número de dados disponíveis. Fonte Décourt (1996).

<b>(c) Fator <math>\beta</math> em função do tipo de estaca e do tipo de solo</b>					
<b>Tipo de solo</b>	<b>Escavada em geral</b>	<b>Escavada (bentonita)</b>	<b>Hélice Contínua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetada</b>
Argilas	0,8 <sup>(*)</sup>	0,9 <sup>(*)</sup>	1,0 <sup>(*)</sup>	1,5 <sup>(*)</sup>	3,0 <sup>(*)</sup>
Solos intermediários	0,65 <sup>(*)</sup>	0,75 <sup>(*)</sup>	1,0 <sup>(*)</sup>	1,5 <sup>(*)</sup>	3,0 <sup>(*)</sup>
Areias	0,5 <sup>(*)</sup>	0,6 <sup>(*)</sup>	1,0 <sup>(*)</sup>	1,5 <sup>(*)</sup>	3,0 <sup>(*)</sup>

(\*) valores orientativos em função do reduzido número de dados disponíveis. Fonte Décourt (1996).

### A.3 Método de Teixeira (1996)

Este método baseou-se nos dois métodos apresentados anteriormente, tendo sido realizados ajustes nos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ , conforme equações A.9 e A.10.

$$Q_u = \alpha_{\text{tex}} \cdot N_P \cdot A_p + \beta_{\text{tex}} \cdot N_L \cdot A_s, \text{ onde:} \quad (\text{A.9})$$

$Q_u$  - carga de ruptura;

$A_p$  - área de ponta da estaca;

$A_s$  - área lateral =  $2p \cdot L$ ; (A.10)

$2p$  - perímetro da estaca;

$L$  - comprimento da estaca;

$N_{\text{spt}}$  - número de golpes no ensaio de SPT ( $4 \leq N_{\text{spt}} \leq 40$ );

$N_p$  - valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta e um diâmetro abaixo;

$N_L$  - valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

$\alpha_{tex}$ - Parâmetro de ajuste à parcela de ponta em função dos tipos de solo, conforme Tabela A.3b;

$\beta_{tex}$  - Parâmetro de ajuste à parcela de atrito lateral em função do tipo de estacas, conforme Tabela A.3a.

Tabela A.3 – Parâmetros referentes ao tipo de solos do Método de Teixeira. Fonte: Teixeira (1996)

<b>(a) Parâmetro <math>\beta</math> (kPa) (Resistência Lateral)</b>		
<b>Tipo de estaca</b>	<b>Nº</b>	<b><math>\beta</math> (kPa)</b>
Vibrada Concreto **	1	4
Centrifugada Concreto**	2	4
Madeira **	3	4
Metálica	4	4
Strauss **	5	4
Escavada	6	4
Estação **	7	4
Apilada **	8	5
Franki	9	5
Raiz	10	6
Hélice Contínua **	11	4

<b>(b) Parâmetro <math>\alpha</math> (kPa) (Resistência de ponta)</b>				
<b>Solo (4 &lt; SPT &lt; 40)</b>	<b>Tipos 1 a 4</b>	<b>Tipos 5 a 7 e 11</b>	<b>Tipos 8 e 9</b>	<b>Tipo 10</b>
<b>Areia</b>	400	270	340	260
Areia siltosa	360	240	300	220
Areia siltoargilosa*	330	220	270	205
Areia argilosa	300	200	240	190
Areia argilossiltosa*	330	220	270	205
<b>Silte*</b>	160	110	120	110
Silte arenoso	260	160	210	160
Silte arenoargiloso*	210	135	165	135
Silte argiloso	160	110	120	110
Silte argiloarenoso*	210	135	165	135
<b>Argila*</b>	110	100	100	100
Argila arenosa	210	130	160	140
Argila arenossiltosa*	160	115	130	120
Argila siltosa	110	100	100	100
Argila siltoarenosa*	160	115	130	120



## 8. APÊNDICE A – ASPECTOS EXECUTIVOS DA OBRA DO TRBA E INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS

---

Serão apresentadas neste apêndice, algumas informações adicionais sobre a execução da obra do TRBA, incluindo dificuldades técnicas, desafios logísticos, equipe e principais equipamentos utilizados e inovações tecnológicas que podem ser encontradas em obras *near shore* similares.

Os procedimentos executivos, além das especificações técnicas, continham um capítulo específico de Segurança, Meio Ambiente e Saúde. Além das normas ABNT pertinentes aos projetos, foram seguidas diversas normas ABNT e Petrobras ligadas à QSMS (Qualidade, Segurança, Meio Ambiente e Saúde).

O autor do presente trabalho atuou na equipe como coordenador de projetos civis, e utilizava todos os equipamentos de proteção individual, como luva, capacete e botas. Por entender a importância destas e de outras exigências, seguem, para exemplificar e ilustrar, alguns exemplos de normas utilizadas na obra:

- ABNT NBR 7678:1983 - Segurança na execução de obras e serviços de construção. Esta Norma fixa as condições exigíveis de segurança e higiene em obras e serviços de construção e os procedimentos e medidas, de caráter individual e coletivo, para manutenção dessas condições na execução de tarefas específicas;
- ABNT NBR 8221:2019 - Capacete de segurança para uso ocupacional - Especificação e métodos de ensaio. Esta Norma estabelece tipos e classes de capacetes de segurança para uso ocupacional, fixa os requisitos mínimos quanto às características físicas e de desempenho, e prescreve os ensaios para a avaliação dos referidos capacetes, os quais são destinados à proteção da cabeça contra impactos, penetração e riscos elétricos no uso ocupacional;
- ABNT NBR 13712:1996 - Luvas de proteção. Esta Norma estabelece os princípios gerais para a padronização de luvas de proteção confeccionadas em couro ou tecido;
- ABNT NBR ISO/IEC 31010:2012 - Gestão de riscos — Técnicas para o processo de avaliação de riscos. Esta Norma é uma norma de apoio à ABNT NBR ISO 31000 e fornece orientações sobre a seleção e aplicação de técnicas sistemáticas para o processo de avaliação de riscos;

- ABNT NBR 16337:2020 - Gerenciamento de riscos em projetos — Princípios e diretrizes gerais. Esta Norma fornece princípios e diretrizes gerais para o gerenciamento de riscos em projetos;
- ABNT NBR 18801:2010 - Sistema de Gestão da Segurança e Saúde no Trabalho – Requisitos. Esta Norma especifica condições de um Sistema de Gestão de Segurança e Saúde no Trabalho (SGSST) que permitem que uma organização controle os respectivos riscos de Segurança e Saúde no Trabalho (SST) e melhore o respectivo desempenho;
- Petrobras - N-2349 B - Segurança Nos Trabalhos De Soldagem E Corte;
- Petrobras - N-2420 A - Segurança Nas Manobras Com Coluna De Tubos;
- Petrobras - N-2637 A - Segurança No Trabalho Em Espaço Confinado;
- Petrobras - N-2644 C - Plano De Resposta A Emergências;
- Petrobras - N-2645 B - Critérios Mínimos Para Elaboração Do Plano De Gerenciamento De Resíduos;
- Petrobras - N-2752 A - Segurança De Poço Para Projetos De Perfuração Marítima;
- Petrobras - N-2768 0 - Segurança De Poço Nas Operações De Perfuração No Mar;
- Petrobras - N-2869 0 - Segurança Em Movimentação De Carga;
- Petrobras - N-2910 A - Critérios De Segurança Nos Trabalhos Em Altura.

Para visualização das dimensões dos elementos estruturais e de montagem eletromecânica, e quantidade de equipamentos e pessoas envolvidas na execução da obra, são apresentadas as Figuras Ap.1 a Ap.6 e Tabelas Ap.1 e Ap.2.

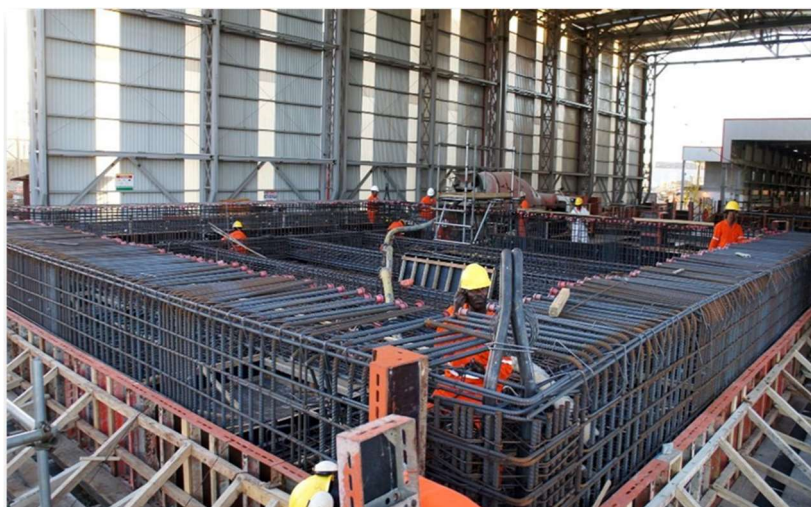


Figura Ap.1 – Fabricação de pré-moldado. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.



Figura Ap.2 – Pré-moldado concretado com pintura de proteção. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

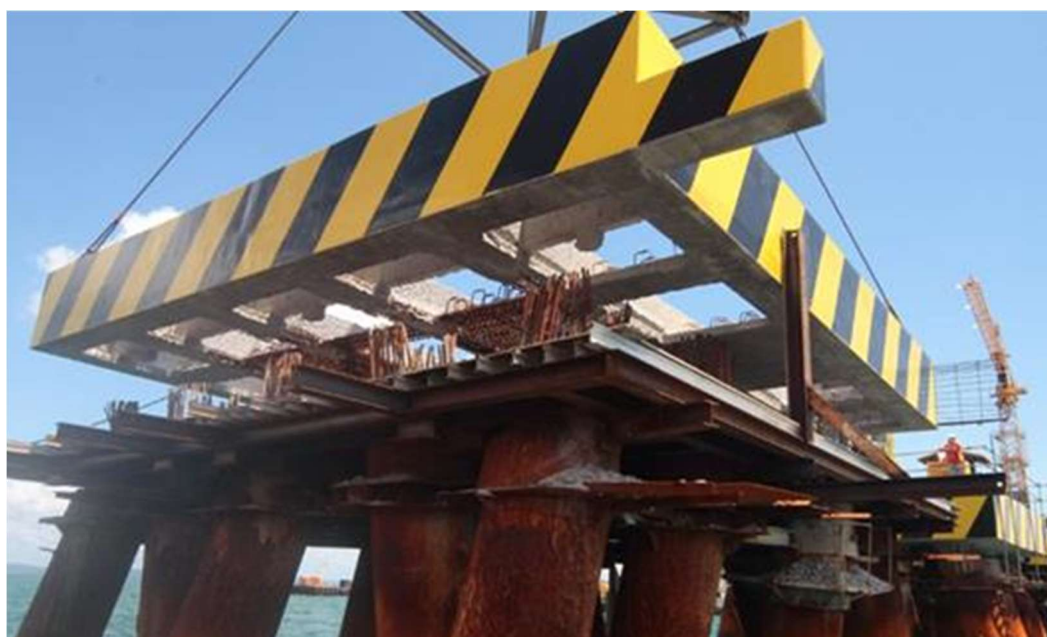


Figura Ap.3 – Montagem de pré-moldado. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

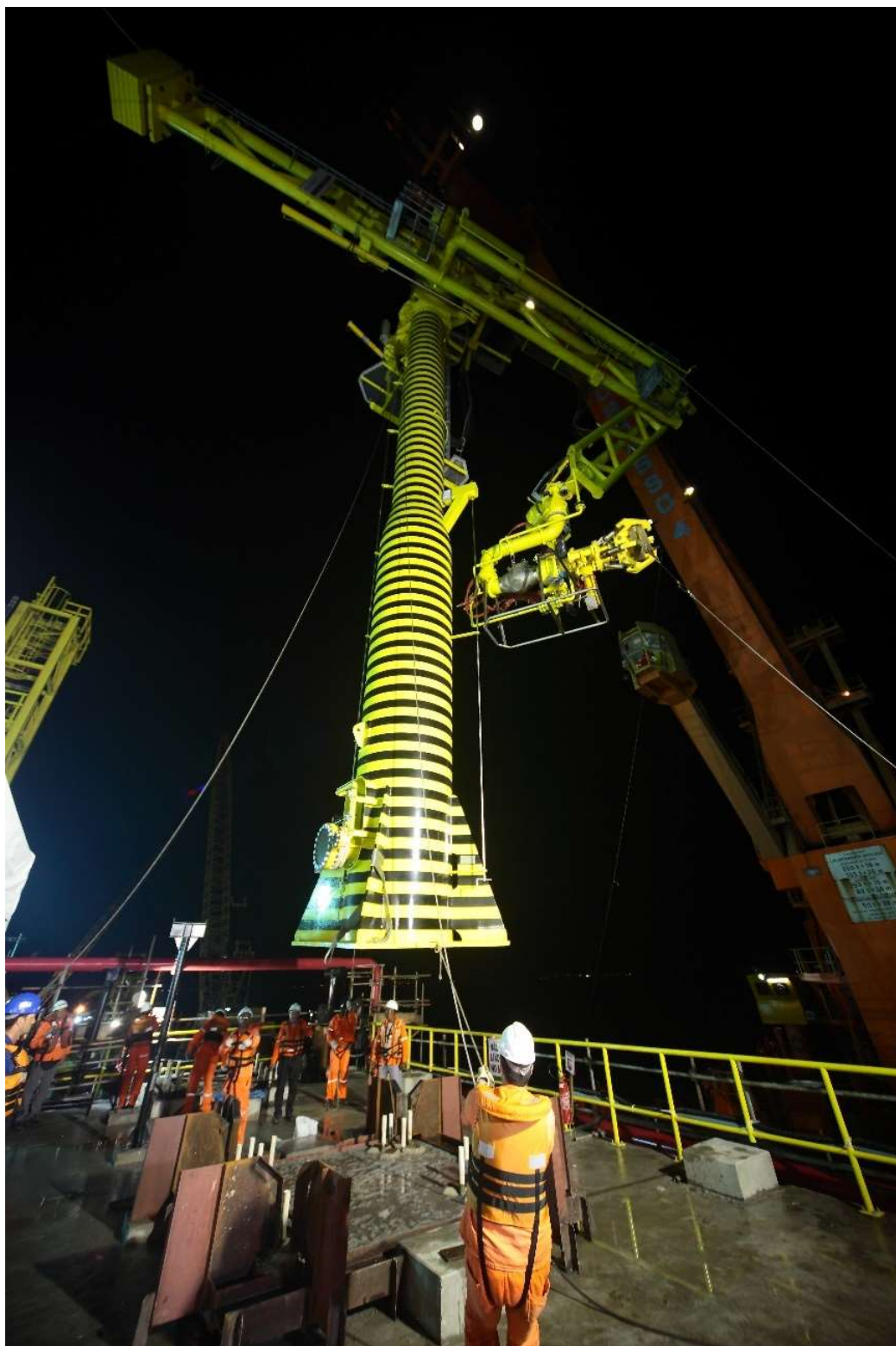


Figura Ap.4– Montagem de braço de carregamento. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

Tabela Ap.1 – Principais quantitativos de obra civil. - Fonte: Arquivos do Consórcio

GNL-Bahia.

Principais Quantitativos			
Descrição	Unidade	Projeto Exec.	Consumido
Camisa Metálica $\phi_{ext}850mm$ (t=3/8")	kg	586.963,0	
Camisa Metálica $\phi_{ext}1200mm$ (t=3/8")	kg	1.755.955,1	
Camisa Metálica $\phi_{ext}850mm$ (t=3/8")	m	2.973,5	
Camisa Metálica $\phi_{ext}1200mm$ (t=3/8")	m	6.280,2	
Perfuração $\phi 830mm$ (dentro da camisa)	m <sup>3</sup>	1.608,8	1.608,8
Perfuração $\phi 1180mm$ (dentro da camisa)	m <sup>3</sup>	6.868,0	6.868,0
Perfuração $\phi 750mm$ (abaixo da faca)	m <sup>3</sup>	360,6	942,7
Perfuração $\phi 1100mm$ (abaixo da faca)	m <sup>3</sup>	1.186,3	1.688,2
Perfuração $\phi 830mm$ (dentro da camisa)	m	2.973,5	
Perfuração $\phi 1180mm$ (dentro da camisa)	m	6.280,2	
Perfuração $\phi 750mm$ (abaixo da faca)	m	816,2	
Perfuração $\phi 1100mm$ (abaixo da faca)	m	1.248,3	
Aço CA-50 - Estacas	kg	2.446.930,3	
Aço CA-50 - Pré-moldados	kg	385.521,2	
Aço CA-50 - <i>in loco</i> (menos estacas)	kg	304.606,4	
Aço CA-50 - Total	kg	3.142.648,8	
Concreto Submerso - $f_{ck} \geq 40MPa$ (Estacas)	m <sup>3</sup>	10.023,7	11.107,7
Concreto dos Pré-moldados - $f_{ck} \geq 40MPa$	m <sup>3</sup>	1.392,8	
Concreto <i>in loco</i> - $f_{ck} \geq 40MPa$ (menos estacas)	m <sup>3</sup>	2.269,4	
Montagem de Estruturas Metálicas	kg		
Montagem de tubulação	kg		

Notas:

- 1 - Camisa metálica e perfuração dentro da camisa de projeto calculados considerando comprimento entre cota de arrasamento e faca
- 2 - Aço consumido informado com base nas medições dos subempreiteiros (Spontes e outros)
- 3- Concreto submerso e perfurações consumidos através dos boletins de concretagem da Brasfix

Tabela Ap.2 – Principais equipamentos utilizados durante a execução da obra.

Principais Equipamentos			
Descrição	Quant.	Descrição	Quant.
Ambulancha	1	Guindaste 250ton	2
Balsa Canteiro	1	Guindaste 60ton	1
Balsa de Concretagem	2	Guindaste 80ton	2
Balsa Guindaste	5	Guindaste 90ton	1
Balsa Topa Tudo	2	Lancha	10
Barcos de Fibra	6	Macaco hidráulico (Montagem das Passarelas)	4
Cábrea Rondônia 100ton	1	Máquina de solda	29
Cábrea Piauí 250ton	1	Martelete	14
Caminhão Munck	5	Martelo BSP-30B (Provas de Carga Dinâmica)	1
Caminhão	2	Martelo Vibratório PTC 50 (Recravação)	1
Caminhão Betoneira	1	Ônibus	24
Carreta	4	Oxicorte	2
Catamarã	3	Patrol	1
Compressor	12	Placa vibratória	2
Containers	144	Plataforma elevatória	1
Empilhadeira	3	Pórtico 30ton	2
Escavadeira	1	Ramlift V com martelo BSP-24B	1
Flutuante	13	Rebocador	8
Flutuante com braço mecânico (Chifrudo)	1	Retroescavadeira	1
Gerador	46	Rolo	1
Grua	2	Usina dosadora de concreto (2 mar + 1 terra)	3
Guindaste 150ton	3	Perfuratriz ( <i>Wirth</i> )	6
Guindaste 200ton	1		



- Flutuante - Dimensões (m) - 46x16x2,5;
- Calado máximo (m) – 1,0;
- Peso Total (kN) – 7500;
- Altura Total da torre (m) – 50;
- Altura Livre da torre (m) – 43;
- Inclinação da torre (p/frente e p/trás – 1/2,5);
- Capacidade de içamento (kN) – 2x500;

Obs.: Nesta obra foram utilizados os martelos BSP-24B (pilão de 120kN) para cravação das camisas metálicas e BSP-30B (pilão de 150kN) para PDAs.

Figura Ap.5 – Ramlift V e principais características. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

O prazo da obra era de 19 meses. Além de problemas executivos durante a execução das fundações, ocorreram algumas paralizações, como manifestações sociais de associações comunitárias, greve de trabalhadores filiados ao Sindicato da Construção Civil da Bahia (SITICCAN), paralisações dos trabalhadores com apoio da CIPA e embargo da Obra pela SUCOM. Devido aos acontecimentos citados, foram elaborados planos de ação para cumprimento dos prazos acordados e tanto a mão-de-obra como os equipamentos foram incrementados em relação ao previsto no orçamento original, chegando a pouco mais de 1000 funcionários do Consórcio nos meses de pico, distribuídos em 3 turnos, além dos trabalhadores terceirizados. O organograma representativo dos profissionais que atuaram na obra é apresentado na Figura Ap.6.

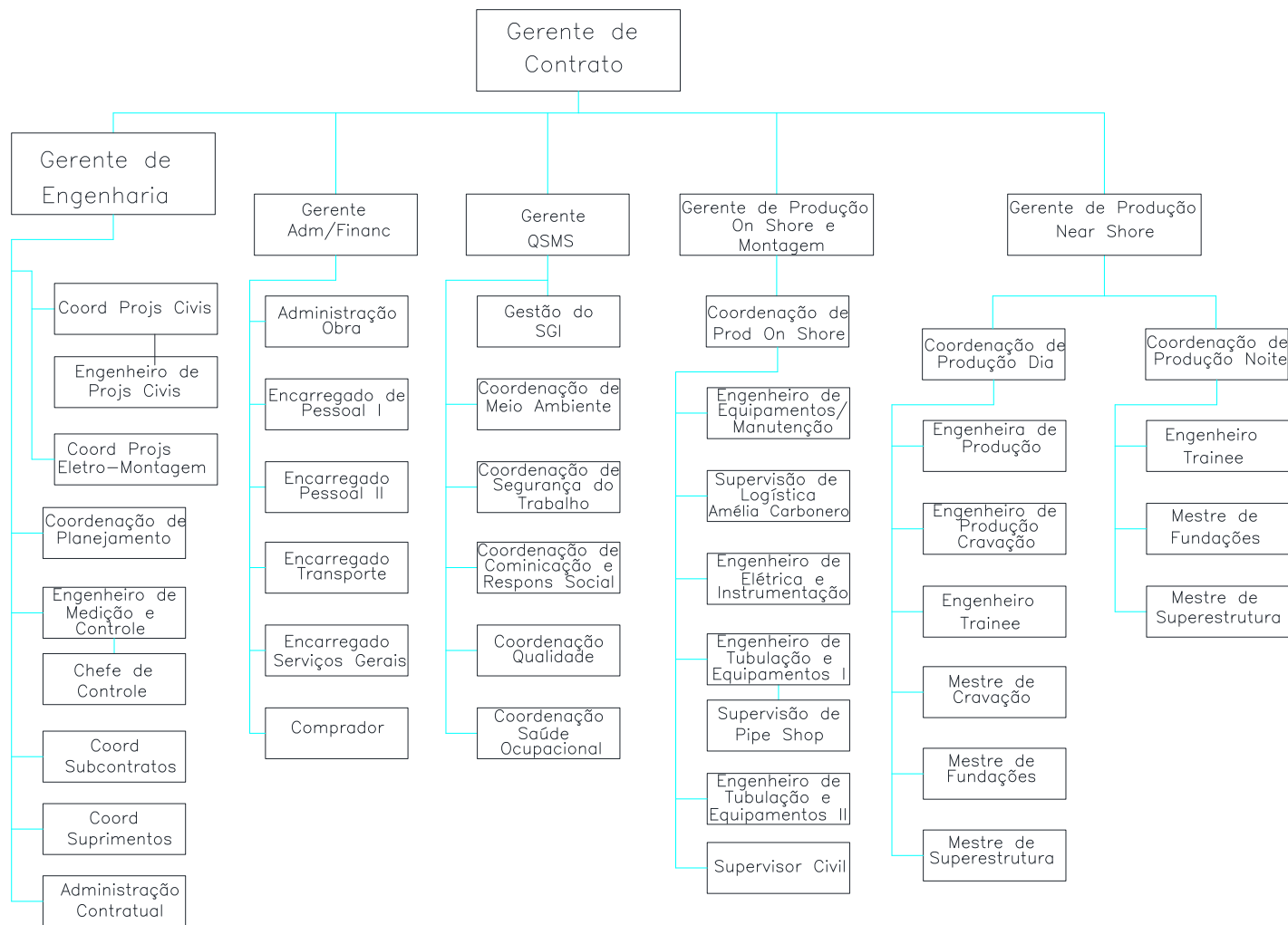


Figura Ap.6 – Organograma dos profissionais da obra. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.



A equipe do Consórcio, da qual o autor do presente trabalho fazia parte, incentivada pelas empresas formadoras do Consórcio, buscava soluções técnicas inovadoras para melhorias do processo executivo, denominadas Inovações Tecnológicas.

Segue relação dos destaques de Inovação Tecnológica percebidos na obra do TRBA, de acordo com a visão do autor: (i) sistema de movimentação dos pré-moldados de dolphins em terra; (ii) estrutura de apoio à grua provisória (Liebherr 200 HC com altura de 28,9m, alcance máximo de 36,7m e capacidade no alcance máximo de 640kN) na Plataforma de Operação; (iii) carrinho de transporte de armação; (iv) pré-montagem das defensas/paramentos e (v) procedimento de medição de ondas.

Na Tabela Ap.3, a seguir, são apresentadas as principais informações referentes às inovações citadas anteriormente.

Tabela Ap.3 – Resumo das principais Inovações Tecnológicas realizadas na obra.

Inovação Tecnológica	Descrição	Aspecto inovador	Principais vantagens	Limitações
(i) sistema de movimentação dos pré-moldados de Dolphins em terra	Sistema com utilização da grua de terra puxando os pré-moldados de Dolphins sobre vagonetas-trilhos (tartarugas) através de um sistema composto por patesca fixada a um tubo metálico preenchido com concreto dotado de olhais.	Ausência de utilização de equipamentos (guindaste e/ou pórtico) para retirada da forma e movimentação até a área de embarque.	Redução de equipamentos de içamento envolvidos nas operações.	Vagonetas-trilho com movimentação apenas em linha reta, pois curvas exigiriam raios muito longos.
(ii) estrutura de apoio à grua provisória na Plataforma de Operação;	Estrutura metálica provisória fixada (apoiada e ancorada) diretamente sobre 3 estacas da Plataforma	Normalmente são realizadas montagens por guindastes sobre balsas ou por guindastes menores, dependendo da capacidade da estrutura concluída da plataforma.	A grua permite trabalhos com maior acurácia e independentes das condições de mar em relação aos guindastes sobre balsas.	Dependendo dos pontos de apoio disponíveis, a estrutura provisória pode ter um custo alto.

(iii) carrinho de transporte de armação	Sistema de transporte constituído por vergalhões de aço soldados com aproximadamente 30m de comprimento	Normalmente os elementos de barras fabricados com solda topo e comprimentos superiores a 24m são transportadas por fileira de colaboradores.	Aumento da quantidade de barras transportadas por colaborador e redução da possibilidade de acidentes como tropeços.	Dificuldade de transpor obstáculos no piso.
(iv) pré-montagem das defensas/paramentos	Sistema com utilização de estruturas metálicas provisórias permitindo a montagem das defensas ainda em terra juntamente com os paramentos dos Dolphins de Atracação (DATs)	Normalmente são executadas estruturas de escoramento no local de montagem das defensas.	Redução/eliminação da estrutura de escoramento <i>near shore</i> .	Adequação do projeto executivo do paramento do DAT para pré-montagem da defesa.
(v) procedimento de medição de ondas	Metodologia automatizada para a medição de altura de ondas no interior da Baía de Todos os Santos, desenvolvida especificamente para região em que se situa o Terminal de Regaseificação da Bahia.	Normalmente as informações sobre as ondas são obtidas através de dados referentes a locais próximos, podendo apresentar diferenças em relação à realidade do local da obra.	Propicia informações mais confiáveis, com maior acurácia e em qualquer instante desejado pela equipe da obra.	Demora no desenvolvimento desse equipamento, mas que poderá ser utilizado em outros empreendimentos similares.

- i. Sistema de movimentação dos pré-moldados de dolphins em terra (Figura Ap.7) – Consistiu num sistema com utilização da grua de terra puxando os pré-moldados de dolphins sobre vagonetas/ trilhos através de um sistema composto por patesca fixada a um tubo metálico preenchido com concreto dotado de olhais;



Figura Ap.7 – Grua/tubo preenchido com concreto/patesca/vagonetas/trilhos. Retirada do berço através da Cábrea Rondônia (1000kN). (17/04/13). - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

- ii. Estrutura de apoio à grua provisória (Liebherr 200 HC com altura de 28,9m, alcance máximo de 36,7m e capacidade no alcance máximo de 64kN) na Plataforma de Operação (Figura Ap.8) - Consistiu numa estrutura metálica provisória fixada (apoiada e ancorada) diretamente sobre 3 estacas da Plataforma, evitando o descarregamento direto sobre vigas e lajes, as quais não foram dimensionadas para os esforços dessa grua;

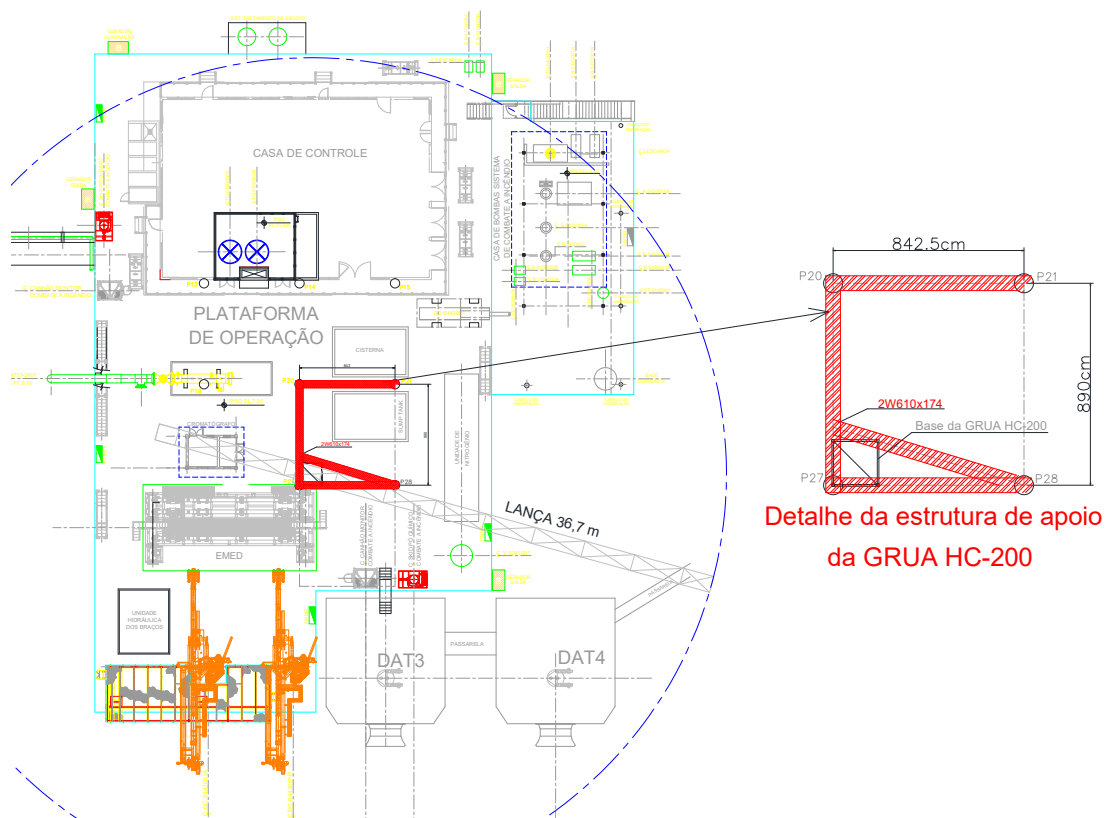


Figura Ap.8 – Plataforma de Operação com braços de Carregamento e grua 200 HC provisória. (27/08/13). - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

- iii. Carrinho de transporte de armação – Consistiu em sistema de transporte de vergalhões soldados de aço com aproximadamente 30 metros de comprimento, de forma a acelerar o processo produtivo e prevenir

ocorrências relativas a acidentes e lesões ergonômicas ao trabalhador envolvido ou não na atividade. Foram confeccionados carrinhos com duas rodas, feitos de barras de aço CA-25 cortado, dobrado e soldado na obra, com espaçamentos de 6 metros para distribuição adequada da carga e das pessoas envolvidas na atividade;

- iv. Pré-Montagem das defensas/paramentos (Figura Ap.9) - Consistiu num sistema com utilização de estruturas metálicas provisórias permitindo a montagem das defensas ainda em terra juntamente com os paramentos dos Dolphins de Atracação (DATs). Como essa montagem não foi prevista no projeto executivo, o pré-moldado dos DATs teve que receber uma estrutura de reforço para permitir essa montagem. Deve-se prever esse tipo de montagem durante a fase de projeto executivo;



Figura Ap.9 – Pré-Montagem das defensas dos DATs 3 e 4 no canteiro da Ponta da Laje. (23/08/13). - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

- v. Procedimento de medição de ondas (Figura Ap.10) – Consistiu numa metodologia automatizada para a medição de altura de ondas no interior da Baía de Todos os Santos, mais especificamente na região em que se situa o Terminal de Regaseificação da Bahia o TRBA, através de uma sistemática confiável e com maior acurácia.

O Sistema que foi proposto para a medição de ondas consiste dos seguintes equipamentos:

- 1 medidor de nível ultrassônico
- 1 Registrador Gráfico sem Papel FX1000
- 1 Circuito Elétrico de Alimentação/Proteção do Sistema
- Cabos de Sinal (4 a 20 $\mu$ A)
- Cabos de Alimentação 24V
- 2 Suportes de aço para instalação dos medidores e alimentação elétrica

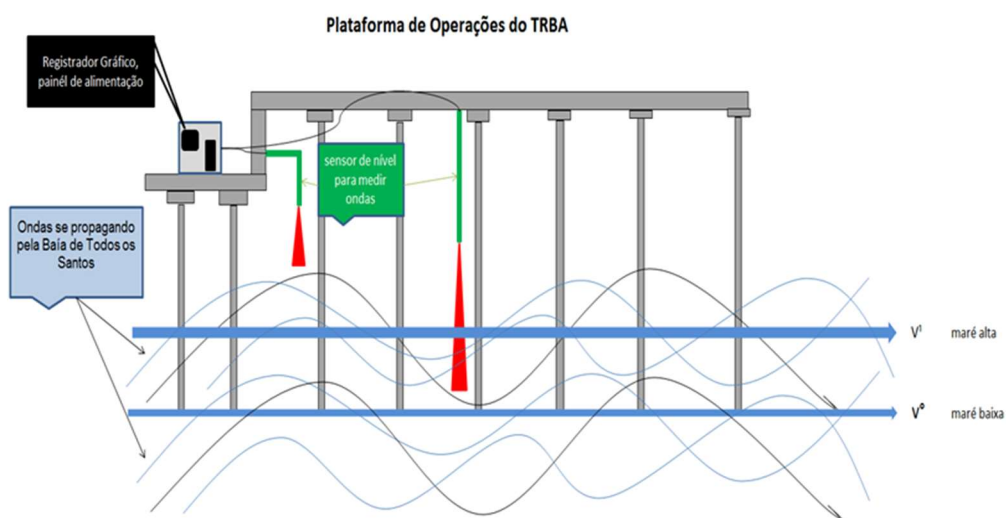


Figura Ap.10 – Esquema de funcionamento do sistema de medição de ondas. - Fonte: Arquivos do Consórcio GNL-Bahia.

O medidor de nível ultrassônico emite feixes sonoros continuamente, tais feixes atingem um anteparo/fluido, que neste caso é a água do mar, e são refletidos para o medidor. O medidor de nível mede eletronicamente o tempo decorrido entre a emissão da onda sonora e a recepção da onda refletida. Aliando esta informação à velocidade de propagação do som no ar (340 m/s), calcula-se a distância entre o medidor de nível e a água do mar, pois conforme já visto, esta distância variará conforme o balanço do mar, sendo possível traçar um gráfico.

O registrador gráfico, que está interligado ao medidor de nível, conforme arquitetura de sistema ilustrada acima, registrará estas medições de distância, e com o passar do tempo ter-se-á um gráfico do tipo “senóide”, o qual, representará a variação das ondas ao longo do tempo, este gráfico pode ser plotado por meio de planilha eletrônica do Microsoft Excel.

## 9. APÊNDICE B – SUGESTÃO DE POSICIONAMENTO DA CÉLULA EXPANSIVA

---

Neste apêndice será apresentado o desenvolvimento para a sugestão de adoção da nova posição da célula expansiva descrita no capítulo 5 e apresentada na Figura Ap. 11. Essa nova posição tem o objetivo de atingir a ruptura do trecho inferior à célula e proporcionar um deslocamento do trecho superior à célula que permitisse a obtenção da carga de ruptura a partir da curva carga *versus* deslocamento. No caso da estaca T55A, os resultados obtidos e a análise/interpretação dos mesmos, servem para confirmação ou redefinição dos parâmetros geotécnicos adotados para outras estacas. Lembrando que no TRBA existiam estacas com seções e comprimentos iguais e distintos da T55A.

Adotando como premissa os valores geotécnicos da rocha (folhelho) estimados no capítulo 4 ( $q_{Lu\_PCE} = 358,1 \text{ kN/m}^2$  e  $q_{Pu\_PCE} = 1432,6 \text{ kN/m}^2$ ) e os valores sugeridos para capacidade da célula expansiva ( 2 vezes 5000 kN) e posicionamento da célula expansiva 5m acima da ponta (base) da estaca no capítulo 5 deste trabalho, temos a nova carga de ruptura do trecho inferior ( $Q_{u\_PCEinf}$ ):

$$Q_{Lu\_PCEinf} = (\pi \cdot 0,75 \cdot 5) \cdot 358,1 = 4218,8 \text{ kN}; \quad (\text{Ap.1})$$

$$Q_{Pu\_PCE} = (\pi \cdot 0,75^2/4) \cdot 1432,6 = 633,5 \text{ kN}; \quad (\text{Ap.2})$$

$$Q_{u\_PCEinf} = Q_{Lu\_PCEinf} + Q_{Pu\_PCE} = 4852,3 \text{ kN} \quad (\text{Ap.3})$$

Onde:

$q_p$  - tensão máxima na base;

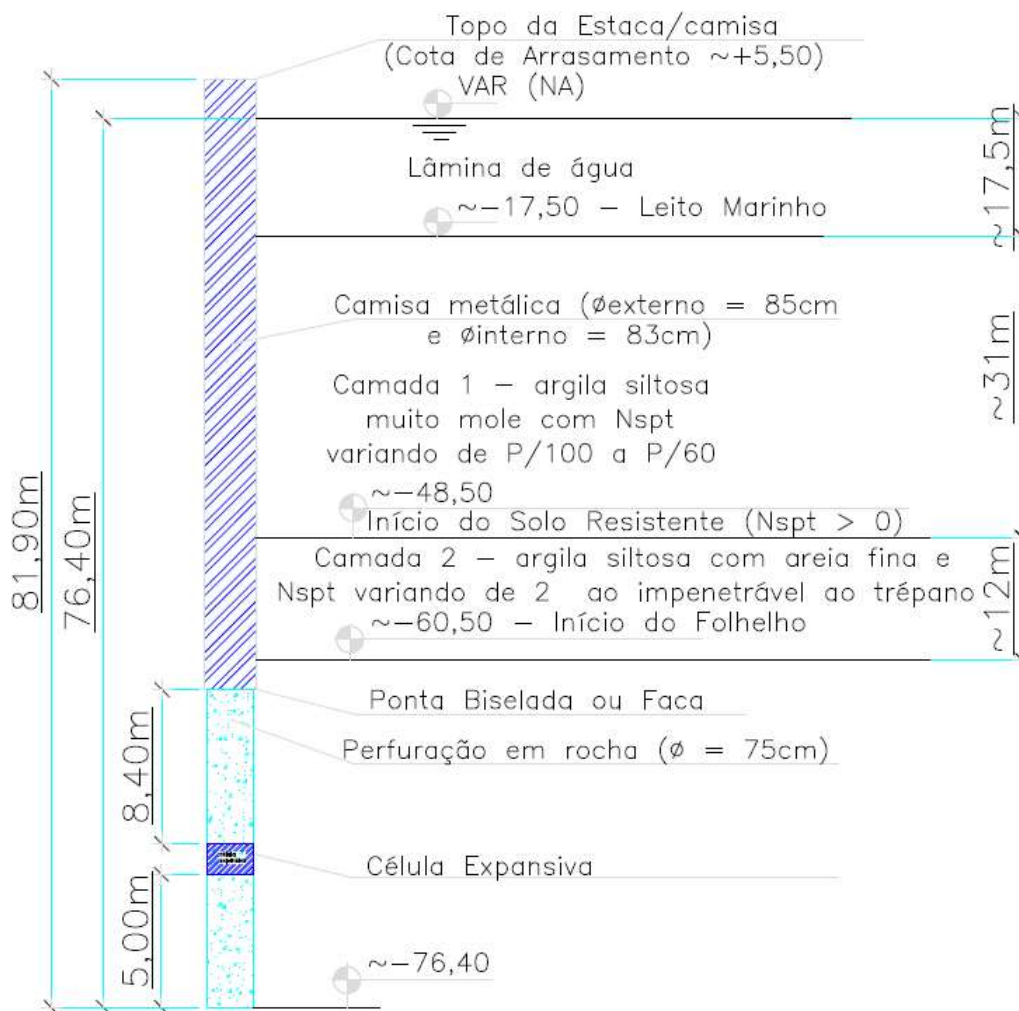
$q_L$  - resistência por atrito lateral ou adesão;

$Q_{Lu\_PCEinf}$  – Atrito lateral do trecho inferior à célula com base nos resultados obtidos na PCE e da posição sugerida da célula;

$Q_{Pu\_PCE}$  – carga de ruptura de ponta adotado com base nos resultados obtidos na PCE;

$Q_{u\_PCEinf}$  – Somatório do atrito lateral do trecho inferior à célula com resistência de ponta adotado com base nos resultados obtidos na PCE e da posição sugerida da célula.

Considerando que a nova carga aplicada ao trecho inferior seria de 5000 kN e o valor estimado de 4852,3 kN para  $Q_{u\_PCEinf}$ , provavelmente haveria a ruptura do trecho inferior à célula ou ficaria próximo à ruptura, com valor de carga muito próxima da carga de serviço estipulada em projeto (4800 kN) e um deslocamento maior do trecho superior à célula. Possivelmente seria viável a construção de uma curva equivalente e extrapolação para estimativa da carga de ruptura.



- $\phi$  85cm (diâmetro externo) no fuste e  $\phi$  75cm no pino (fora da camisa);
- comprimento escavado e concretado da estaca de 81,9m (com 43m embutidos em solo e 15,9m em rocha);
- comprimento do fuste da estaca (acima da célula) de 76,9m;
- comprimento da ponta da estaca (abaixo da célula) de 5,0m.

Figura Ap.11 – Esquema de sugestão de posicionamento para célula expansiva da PCE (representação sem escala).