

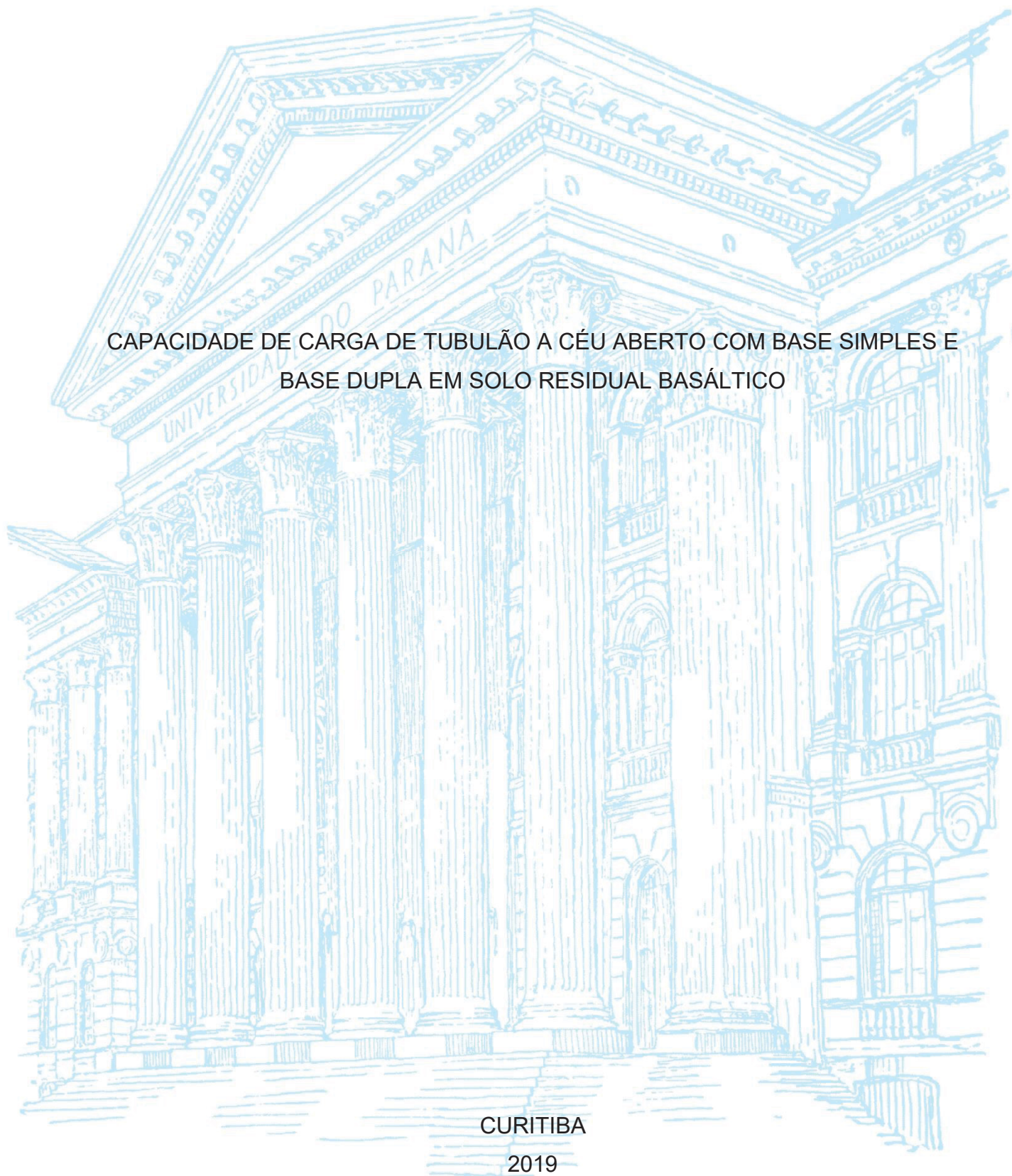
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

EDUARDO DAMIN

CAPACIDADE DE CARGA DE TUBULÃO A CÉU ABERTO COM BASE SIMPLES E
BASE DUPLA EM SOLO RESIDUAL BASÁLTICO

CURITIBA

2019



EDUARDO DAMIN

CAPACIDADE DE CARGA DE TUBULÃO A CÉU ABERTO COM BASE SIMPLES E
BASE DUPLA EM SOLO RESIDUAL BASÁLTICO

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Construção Civil, no curso de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, área de Concentração em Geotecnia, Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Vitor Pereira Faro

CURITIBA

2019

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

D159c

Damin, Eduardo

Capacidade de carga de tubulão a céu aberto com base simples e base dupla em solo residual basáltico [recurso eletrônico] / Eduardo Damin. – Curitiba, 2019.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2019.

Orientador: Vitor Pereira Faro.

1. Solos argilosos. 2. Recalque de estruturas. 3. Águas subterrâneas. I. Universidade Federal do Paraná. II. Faro, Vitor Pereira. III. Título.

CDD: 620.191

Bibliotecária: Vanusa Maciel CRB- 9/1928



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL - 40001016049P2

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **EDUARDO DAMIN** intitulada: **CAPACIDADE DE CARGA DE TUBULÃO A CÉU ABERTO COM BASE SIMPLES E BASE DUPLA EM SOLO RESIDUAL BASÁLTICO**, sob orientação do Prof. Dr. VITOR PEREIRA FARO, que após terem inquirido o aluno e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua **APROVAÇÃO** no rito de defesa.

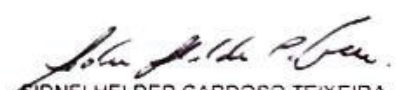
A outorga do título de mestre está sujeita a homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

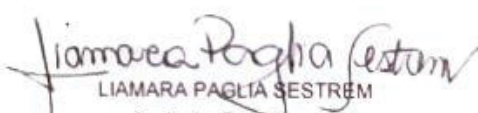
CURITIBA, 20 de Setembro de 2019.


VITOR PEREIRA FARO
Presidente da Banca Examinadora


CAROLINE TOMAZON SANTOS
Avaliador Externo (INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA)


DÉCIO LOPES CARDOSO
Avaliador Externo (UNIVERSIDADE ESTADUAL DO OESTE DO PARANÁ)


SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA
Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)


LIAMARA PAGLIA SESTREM
Avaliador Externo (null)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por ter me dado vida e a força necessária para vencer meus desafios.

À minha esposa, Graziela Pickler Cattani Damin, pela dedicação, apoio, companheirismo, amor e paciência, obrigado por enfrentar tantos desafios comigo e sempre manter a sua ternura e doçura.

À minha família, principalmente aos meus pais Ancelmo Damin e Anailce Dall’Alba Damin, pelo incentivo, carinho, paciência e amor incondicional.

Ao meu professor orientador Vitor Pereira Faro, sem o seu apoio esse trabalho não seria possível, obrigado pelas palavras de apoio e por sua dedicação.

Às amigas do mestrado, Gislaine Klenk, Maiely Minozzo e Milena Arruda Silva, que dividiram apoio, frustrações e alegrias.

Aos membros da minha banca de qualificação, Andrés Miguel González Acevedo, Décio Lopes Cardoso e Sidnei Helder Cardoso Teixeira obrigado pelo incentivo e imensa contribuição para o bom desenvolvimento desse trabalho.

Ao Joaquim, pela companhia durante as longas e exaustivas madrugadas.

Ao Centro Universitário UDC, principalmente aos meus colegas professores Adriano Risson e Everaldo Pletz e Laboratorista Wilson, pelo empréstimo de equipamentos, ajuda e compreensão.

Aos colegas de trabalho, pela ajuda na montagem do experimento e levantamentos de campo.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC), principalmente aos professores que se dedicaram em todo o processo de formação.

À Universidade Federal do Paraná pela estrutura ofertada e oportunidade de qualificação.

“Só se pode alcançar um grande êxito quando nos mantemos fiéis a nós mesmos.”

(Friedrich Wilhelm Nietzsche)

RESUMO

Os métodos de escolha do tipo de fundação avaliam além das cargas envolvidas, os parâmetros do solo, as condições do terreno, os equipamentos disponíveis e a prática local. Os solos residuais de basalto são predominantes na região Oeste do Paraná, onde apresenta-se como um dos maiores derrames basálticos que formaram a Bacia do Paraná. Uma das principais características é o alto teor de argila que estes solos apresentam devido à degradação do feldspato o qual contribui a apresentar uma coesão significativa. Além da coesão significativa, os solos da região caracterizam-se por apresentar um lençol freático profundo, o que permite a execução de tubulões a céu aberto. Um problema corriqueiro na execução de tubulões em solos residuais de basalto é a sua estratigrafia variada, com a presença de inserções moles, sendo que essas inserções podem impossibilitar a execução de tubulões devido ao custo e tempo de encamisamento, ou pelo alcance do bulbo de tensões na camada mole. Este trabalho tem como objetivo avaliar a alternativa de execução de uma base intermediária no fuste do tubulão com a finalidade de mobilizar as cargas laterais com o intuito de reduzir o bulbo de tensões. Para avaliar a solução foram executados dois tipos de tubulão com 6 metros de profundidade, sendo um com base somente na ponta e outro com base na ponta e no meio do fuste. Os tubulões foram submetidos a provas de carga estáticas, com o monitoramento das tensões na base por meio de placas de pressão elétrica, com o monitoramento do atrito lateral por meio de extensômetros de resistência elétrica imersos ao longo do fuste e verificação dos deslocamentos verticais com relógios comparadores no topo do tubulão. As investigações foram formadas por sondagens SPT, SPT-T e ensaios de prova de carga em placa. Os resultados das provas de carga foram comparados com os métodos de estimativa da capacidade de carga em função dos parâmetros obtidos do solo por meio de investigações geotécnicas. O modelo de Terzaghi (1943) e a extrapolação das provas de carga apresentaram o menor desvio entre o estimado e o obtido nas provas de carga. As provas de carga indicaram um aumento da capacidade de carga com o uso da base intermediária de aproximadamente 26%, sendo que a mobilização da ponta ocorreu após a mobilização do atrito lateral. A carga na ponta no momento de ruptura suportou cerca de 60,5% da carga aplicada no tubulão com base simples, enquanto o tubulão com base dupla apresentou 28,6% na ponta e 46,2% da carga no solo confinado entre as bases.

Palavras-chave: Prova de carga estática. Recalque. Base intermediária.

ABSTRACT

The methods of choosing the type of foundation evaluate beyond the loads involved, soil parameters, terrain conditions, available equipment, and local practice. Basalt residual soils are predominant in western Paraná, where it is one of the largest basaltic spills that formed the Paraná Basin. One of the main characteristics is the high clay content of these soils due to the degradation of feldspar which contributes to a significant cohesion. In addition to significant cohesion, the region's soils are characterized by a deep-water table, which allows for the operation of pillars in open caissons. A common problem in the execution of caissons in basalt residual soils is their varied stratigraphy, with the presence of soft inserts, and these insertions may make it impossible to carry out caissons due to the cost and time of jacking, or the reach of the stress bulb in the soft layer. The objective of this work is to evaluate the alternative of the execution of an intermediate base in the pipe shaft with the purpose of mobilizing the lateral loads in order to reduce the stress bulb. To evaluate the solution, two types of 6-meter deep caissons were made, one based on the tip only and the other based on the tip and middle of the shaft. The caissons were subjected to static load tests, monitoring the base stresses by means of electric pressure plates, monitoring the lateral friction by means of electric resistance strain gauges immersed along the shaft and checking vertical displacements with clocks comparators at the top of the caisson. The investigations were formed by SPT, SPT-T surveys, and plate load tests. The load test results were compared with the load capacity estimation methods as a function of the parameters obtained from the soil through geotechnical investigations. Terzaghi's (1943) model and the extrapolation of the load tests presented the smallest deviation between the estimated and the one obtained in the load tests. The load tests indicated an increase of the load capacity with the use of the intermediate base of approximately 26%, and the tip mobilization occurred after the lateral friction mobilization. The tip load at the moment of rupture supported about 60.5% of the load applied to the single base pipe, while the double base pipe had 28.6% at the tip and 46.2% of the ground load confined between the bases.

Key-words: Static load test. Settlement. Intermediate-base.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – VALOR DA MOEDA x CUSTO DE VIDA E CUSTO DE HABITAÇÃO	22
FIGURA 2 – DÉFICIT HABITACIONAL, MORADIAS EXISTENTES E MORADIAS ADEQUADAS	23
FIGURA 3 – CONSUMO DE MINERAIS PARA CONSTRUÇÃO CIVIL POR PESSOA	24
FIGURA 4 – PERFIL ESQUEMÁTICO DOS TIPOS DE FUNDAÇÃO (A) FUNDAÇÃO SUPERFICIAL (B) FUNDAÇÃO PROFUNDA	29
FIGURA 5 – TIPOS DE REVESTIMENTO: (A) SEM REVESTIMENTO, (B) COM REVESTIMENTO DE CONCRETO (C) COM REVESTIMENTO METÁLICO	32
FIGURA 6 – TIPOS DE TUBULÕES	33
FIGURA 7 – ABERTURA MANUAL DE BASE: (A) BASE ABERTA COM REMOÇÃO PARCIAL DE MATAÇÃO E (B) SARILHO PARA MOVIMENTAÇÃO DENTRO DO TUBULÃO	35
FIGURA 8 – ALARGADOR MECÂNICO DE BASE DE TUBULÃO	35
FIGURA 9 – ESQUEMA DE PROVA DE CARGA DE TUBULÃO COM BASE DUPLA	39
FIGURA 10 – TRANSMISSÃO DE CARGA (A) SUPERFICIAL E DIRETA, SAPATA (B) SUPERFICIAL E DIRETA, RADIER (C) PROFUNDA E INDIRETA, ESTACAS (D) PROFUNDA E DIRETA, TUBULÃO	40
FIGURA 11 – ESQUEMA DO CARREGAMENTO VERTICAL DE COMPRESSÃO	41
FIGURA 12 – RUPTURA GERAL	42
FIGURA 13 – RUPTURA LOCAL	43
FIGURA 14 – RUPTURA POR PUNCIONAMENTO	43
FIGURA 15 – TIPOS DE RUPTURA COM DIFERENTES RELAÇÕES D/B EM AREIA	44
FIGURA 16 – CONDIÇÕES DE OCORRÊNCIA DOS MODOS DE RUPTURA EM AREIA	45
FIGURA 17 – MODOS DE RUPTURA PARA SOLOS $c - \phi$	45
FIGURA 18 – SUPERFÍCIE POTENCIAL DE RUPTURA	47
FIGURA 19 – DIAGRAMA DE EQUILÍBRIO NA RUPTURA GERAL	49
FIGURA 20 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA	51

FIGURA 21 – COMPARAÇÃO ENTRE OS MECANISMOS DE RUPTURA.....	55
FIGURA 22 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA, MEYERHOF (1951)	55
FIGURA 23 – ÁREA EFETIVA	57
FIGURA 24 – INCLINAÇÃO DA BASE E DO TERRENO.....	59
FIGURA 25 – CRITÉRIO DE RUPTURA CONVENCIONAL	67
FIGURA 26 – CRITÉRIO DE RUPTURA CONVENCIONAL	68
FIGURA 27 – CRITÉRIO DE RUPTURA DA ABNT	69
FIGURA 28 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE DAVISSON	70
FIGURA 29 – RUPTURA FÍSICA COM EXTRAPOLAÇÃO	71
FIGURA 30 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE DAVISSON	72
FIGURA 31 – PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE UM SOLO RESIDUAL	73
FIGURA 32 – LOCALIZAÇÃO DA BACIA DO PARANÁ	74
FIGURA 33 – PERFIL GEOLÓGICO DO RIO PARANÁ EM FOZ DO IGUAÇU	75
FIGURA 34 – PERFIL DE SOLO RESIDUAL BASÁLTICO: (A) PERFIL TÍPICO E (B) PERFIL TÍPICO DA REGIÃO OESTE DO PARANÁ	78
FIGURA 35 – RESISTÊNCIA DOS SOLOS POR MEIO DE ENVOLTÓRIAS	79
FIGURA 36 – ENVOLTÓRIA DE RUPTURA MOHR-COULOMB	82
FIGURA 37 – FLUXOGRAMA DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO ..	86
FIGURA 38 – DETALHE DA INSTALAÇÃO DO TORQUÍMETRO	97
FIGURA 39 – TIPOS DE ENSAIO DE PLACA DE ACORDO COM A LOCALIZAÇÃO	101
FIGURA 40 – ESQUEMA DA UNIDADE DE ANÁLISE	104
FIGURA 41 – PERFIL DA UNIDADE DE ANÁLISE.....	105
FIGURA 42 – PLANTA DA UNIDADE DE ANÁLISE	106
FIGURA 43 – LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL	107
FIGURA 44 – PROTOCOLO DE COLETA DE DADOS	108
FIGURA 45 – LOCAÇÃO DA UNIDADE DE ANÁLISE.....	110
FIGURA 46 – CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO DE PLACA NA ESTACA DE REAÇÃO ER-01	111
FIGURA 47 - DETALHE DA EXTRAÇÃO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS DA ESTACA DE REAÇÃO ER-02.....	111
FIGURA 48 – LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS AO LONGO DO SUBSOLO	112
FIGURA 49 - EQUIPAMENTOS DE ESCAVAÇÃO E LIMPEZA UTILIZADOS.....	113
FIGURA 50 - DETALHES DO FUSTE E DAS BASES ESCAVADAS	113

FIGURA 51 – DETALHE DOS TUBULÕES INSTRUMENTADOS	113
FIGURA 52 – INSTALAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO	114
FIGURA 53 – INSTALAÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO	114
FIGURA 54 – CONCRETAGEM DOS TUBULÕES	115
FIGURA 55 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO DOS TUBULÕES	115
FIGURA 56 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO SISTEMA DE CARREGAMENTO E AQUISIÇÃO	116
FIGURA 57 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO SISTEMA DE REAÇÃO.....	116
FIGURA 58 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES DE TENSÃO DE RUPTURA.....	118
FIGURA 59 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL	118
FIGURA 60 – CARGA DE RUPTURA DO TUBULÃO, PRÉ-DIMENSIONAMENTO	119
FIGURA 61 – CARGA DE RUPTURA DAS ESTACAS DE REAÇÃO	121
FIGURA 62 – DETALHE DA MONTAGEM DOS TIRANTES	123
FIGURA 63 – CARGAS EM FUNÇÃO DOS COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO	124
FIGURA 64 – DETALHE DO POSICIONAMENTO ENRIJECEDORES NA VIGA ..	125
FIGURA 65 – DETALHE DA MONTAGEM DA VIGA COM ENRIJECEDORES	125
FIGURA 66 – DIAGRAMA DAS CÉLULAS DE PRESSÃO	126
FIGURA 67 – DIAFRAGMAS DAS CÉLULAS DE PRESSÃO ANTES E APÓS A PRECIPITAÇÃO	127
FIGURA 68 – ESQUEMA DE MONTAGEM DA CÉLULA DE PRESSÃO.....	128
FIGURA 69 – ESQUEMA DE MONTAGEM DAS CÉLULAS DE PRESSÃO.....	129
FIGURA 70 – CÉLULAS DE PRESSÃO E ESQUEMA DE CALIBRAÇÃO.....	130
FIGURA 71 – CURVAS DE AFERIÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO, CP-01 A CP- 08.....	131
FIGURA 72 – CURVAS DE AFERIÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO, CP-09 A CP- 10.....	132
FIGURA 73 – NÚCLEO DA MONOBARRA COM COLAGEM DOS STRAINGAGES	133
FIGURA 74 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO EXTENSÔMETRO DE IMERSÃO.....	134
FIGURA 75 – ACABAMENTO DO EXTENSÔMETRO DE IMERSÃO.....	135
FIGURA 76 – NÚCLEO DA MONOBARRA COM COLAGEM DOS STRAINGAGES	135

FIGURA 77 – RETAS DE AFERIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO, SG-04 A SG-07	136
FIGURA 78 – RETAS DE AFERIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO, SG-08 A SG-10	137
FIGURA 79 – AMOSTRAS COMPLETAS DE SOLO DO PERFIL ESTUDADO	139
FIGURA 80 – AMOSTRAS COLETADAS DA PRIMEIRA CAMADA HOMOGÊNEA DO SOLO.....	140
FIGURA 81 – AMOSTRAS COLETADAS DA SEGUNDA CAMADA HOMOGÊNEA DO SOLO.....	141
FIGURA 82 – VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE AO LONGO DO PERFIL.....	142
FIGURA 83 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA PRIMEIRA CAMADA.....	143
FIGURA 84 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA SEGUNDA CAMADA	143
FIGURA 85 – PERFIL DE SONDAGEM, NÚMERO DE GOLPES.....	145
FIGURA 86 – PERFIL DE SONDAGEM, NÚMERO DE GOLPES CORRIGIDOS..	146
FIGURA 87 – VALORES MÉDIOS DE TORQUE AO LONGO DO PERFIL	147
FIGURA 88 – PESO ESPECÍFICO APARENTE NATURAL E SECO DA PRIMEIRA CAMADA.....	150
FIGURA 89 - PROVA DE CARGA RÁPIDA A 1 METRO (PLQ-1).....	151
FIGURA 90 - PROVA DE CARGA RÁPIDA A 3 METROS (PLQ-3)	152
FIGURA 91 - PROVA DE CARGA LENTA A 1 METRO (PLS-1).....	153
FIGURA 92 - PROVA DE CARGA LENTA A 3 METROS (PLS-3).....	153
FIGURA 93 – COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS DE PLACA.....	154
FIGURA 94 – RESULTADOS DAS ITERAÇÕES PARA A PROFUNDIDADE DE 1 METRO	155
FIGURA 95 – RESULTADOS DAS ITERAÇÕES PARA A PROFUNDIDADE DE 3 METROS.....	155
FIGURA 96 – VALORES DE ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO ANALISADOS ...	156
FIGURA 97 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES DE TENSÃO DE RUPTURA (TEÓRICO - GERAL)	157
FIGURA 98 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES DE TENSÃO DE RUPTURA (TEÓRICO – REDUZIDO).....	158
FIGURA 99 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL (TEÓRICO)	158
FIGURA 100 – CARGA DE RUPTURA DO TUBULÃO, MÉTODOS TEÓRICOS...	159

FIGURA 101 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES DE TENSÃO DE RUPTURA (SEMIEMPÍRICO)	161
FIGURA 102 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL (SEMIEMPÍRICO)	161
FIGURA 103 – CARGA DE RUPTURA DO TUBULÃO, MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	162
FIGURA 104 – CURVA DE EXTRAPOLAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA	163
FIGURA 105 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DAS TENSÕES DE RUPTURA (SEMIEMPÍRICO)	163
FIGURA 106 - CURVA CARGA X RECALQUE DO TUBULÃO COM BASE SIMPLES	165
FIGURA 107 - CURVA CARGA X RECALQUE DO TUBULÃO COM BASE DUPLA	166
FIGURA 108 – CURVAS CARGA X RECALQUE DO TBS E TBD	167
FIGURA 109 – LEITURA DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO NO TBS.....	168
FIGURA 110 – LEITURA DAS CÉLULAS DE PRESSÃO NO TBS	169
FIGURA 111 – TRANSFERÊNCIA DE CARGA CORRIGIDA AO LONGO DO TBS	170
FIGURA 112 – LEITURA DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO NO TBD	171
FIGURA 113 – LEITURA DAS CÉLULAS DE PRESSÃO NA BASE INTERMEDIÁRIA DO TBD	172
FIGURA 114 – LEITURA DAS CÉLULAS DE PRESSÃO NA BASE DA PONTA DO TBD.....	172
FIGURA 115 – TRANSFERÊNCIA DE CARGA CORRIGIDA AO LONGO DO TBD	173
FIGURA 116 – COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL	174
FIGURA 117 – COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE RUPTURA	175

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – RELAÇÃO ENTRE REQUISITOS E CONDICIONANTES DE PROJETO	28
QUADRO 2 – FATORES DE INFLUÊNCIA.....	60
QUADRO 3 – COMPARAÇÃO ENTRE A NBR 6122 E EUROCODE 7	84

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS MOLDADOS <i>IN LOCO</i>	36
TABELA 2 – FATORES DE FORMA	51
TABELA 3 – FATORES DE FORMA (DE BEER, 1967)	53
TABELA 4 – COEFICIENTE K	64
TABELA 5 – FATOR DE REDUÇÃO α PARA ESTACAS ESCAVADAS	64
TABELA 6 – COEFICIENTE CARACTERÍSTICO DO SOLO	65
TABELA 7 – CARACTERÍSTICAS DAS CAMADAS DO SOLO RESIDUAL BASÁLTICO DA REGIÃO OESTE DO PARANÁ.....	78
QUADRO 3 – COMPARAÇÃO ENTRE A NBR 6122 E EUROCODE 7	84
TABELA 8 – CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DE ACORDO COM A NBR.....	92
TABELA 9 – CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DE ACORDO COM CLAYTON (1993)	92
TABELA 10 – CORRELAÇÃO T/N	98
TABELA 11 – RESUMO DO PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO ...	109
TABELA 12 – MÉTODOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO ADOTADOS	117
TABELA 13 – BULBOS DE INFLUÊNCIA ADOTADOS	117
TABELA 14 – RESUMO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO	119
TABELA 15 – MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DE REAÇÃO	120
TABELA 16 – COEFICIENTES UTILIZADOS NAS ESTACAS DE REAÇÃO	120
TABELA 17 – CARGAS E FATORES DE SEGURANÇA DAS ESTACAS DE REAÇÃO	122
TABELA 18 – CONSTANTES OBTIDAS NA AFERIÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO.....	132
TABELA 19 – CONSTANTES OBTIDAS NA AFERIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS	138
TABELA 20 – CARACTERÍSTICAS DAS CAMADAS DO PERFIL ESTUDADO ...	144
TABELA 21 – VALORES MÉDIOS DA PERCUSSÃO DA PRIMEIRA CAMADA....	146
TABELA 22 – VALORES MÉDIOS DA PERCUSSÃO DA SEGUNDA CAMADA ...	147
TABELA 23 - VALORES MÉDIOS DE TORQUE DA PRIMEIRA CAMADA	149

TABELA 24 – VALORES MÉDIOS DE TORQUE DA PRIMEIRA CAMADA.....	149
TABELA 25 – VALORES MÉDIOS DO ENSAIO SPT-T DAS CAMADAS	150
TABELA 26 – TENSÕES DE RUPTURA DO ENSAIO PLACA	154
TABELA 27 – MÉTODOS TEÓRICOS ADOTADOS	157
TABELA 28 – RESUMO DOS MÉTODOS TEÓRICOS.....	159
TABELA 29 – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS ADOTADOS	160
TABELA 30 – BULBOS DE INFLUÊNCIA ADOTADOS	160
TABELA 31 – RESUMO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	162
TABELA 32 – MÉTODOS EMPÍRICOS ADOTADOS PARA A DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES DE REFERÊNCIA DE RUPTURA.....	164
TABELA 33 – VALORES DE CARGA E RECALQUE OBTIDOS.....	165
TABELA 34 – COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE CARGA E RECALQUE OBTIDOS.....	166
TABELA 35 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA ESTIMADAS	175

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	PROBLEMA DA PESQUISA	19
1.2	OBJETIVOS	20
1.3	JUSTIFICATIVA	21
1.3.1	Justificativa econômica.....	21
1.3.2	Justificativa social.....	22
1.3.3	Justificativa ambiental	23
1.4	CONSIDERAÇÕES SOBRE ÉTICA	24
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	27
2.1	FUNDAÇÕES.....	27
2.1.1	Escolha do tipo de fundação	28
2.1.2	Tubulões	30
2.1.3	Bulbos de enrijecimento	38
2.1.4	Estimativa de capacidade de carga	39
2.1.5	Modos de ruptura	42
2.1.6	Métodos teóricos	46
2.1.7	Métodos semiempíricos.....	60
2.1.8	Métodos empíricos	66
2.2	SOLO	72
2.2.1	Formação dos solos	73
2.2.2	Classificação de solos moles.....	76
2.2.3	Solo residual basáltico.....	77
2.2.4	Resistência ao cisalhamento dos solos	79
2.2.5	Critério de resistência Mohr-Coulomb.....	81
2.3	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	83
2.3.1	Ensaio de campo	85
3	MATERIAL E MÉTODOS.....	104
3.1	UNIDADE DE ANÁLISE	104
3.1.1	Delimitação do trabalho	107
3.1.2	Protocolo de coleta de dados	107
3.2	INVESTIGAÇÃO DE SUBSOLO.....	109
3.3	TUBULÕES	112

3.3.1	Pré-dimensionamento do tubulão	117
3.4	SISTEMA DE REAÇÃO	120
3.4.1	Estacas de reação	120
3.4.2	Vigas de reação	124
3.5	INSTRUMENTAÇÃO	126
3.5.1	Células de pressão	126
3.5.2	Extensômetros de imersão	133
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	139
4.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	139
4.1.1	Sondagem à percussão	139
4.1.2	Prova de carga em placa	151
4.2	CAPACIDADE DE CARGA	156
4.2.1	Métodos teóricos	157
4.2.2	Métodos semiempíricos	160
4.2.3	Métodos empíricos	163
4.3	PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA	164
4.4	COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO	174
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	176
	REFERÊNCIAS	178

1 INTRODUÇÃO

A escolha da alternativa mais adequada como solução de fundação corresponde a análise técnica e econômica de cada caso. Dentre os dados analisados para tomada dessa decisão, sob esses dois aspectos, as informações mais relevantes são o tipo de subsolo, a grandeza das cargas e os equipamentos disponíveis para execução de fundações. O tubulão como solução de fundações apresenta-se como uma ferramenta eficaz e versátil no suporte de altas cargas, em subsolos variados e com pouca exigência de equipamentos complexos. A execução de tubulão pode ocorrer com presença ou não de lençol freático, em meio com solo mole ou rígido, dependendo da técnica de revestimento adequada para garantir a estabilidade do fuste. A maior exigência desse tipo de fundação é o apoio da sua base alargada sobre solo rígido, que suporte as tensões exigidas sem provocar deformações excessivas.

Os solos residuais de basalto apresentam estratigrafia variada, com a presença de inserções moles. Essas inserções, ou veios de solo mole (baixa competência), podem dificultar ou até tornar economicamente inviável a solução do tipo tubulão, dependendo da profundidade necessária e do revestimento solicitado. A possibilidade de transmissão direta de cargas ao longo do fuste promove o encurtamento do tubulão, bem como a redução da base da ponta, já que o atrito lateral ao longo do fuste de tubulões é desprezado. A redução da base da ponta acarreta a redução da profundidade do bulbo de tensões, possibilitando reduzir o deslocamento vertical do elemento de fundação ocasionado por camada de solo mole subsequente.

1.1 PROBLEMA DA PESQUISA

Entre os fatores que influenciam na escolha da solução de fundações estão o tipo de solo, o nível freático, as cargas envolvidas e as técnicas construtivas e os equipamentos regionais. De acordo com Albiero e Cintra (2011) a prática usual é desconsiderar o atrito lateral e o peso próprio do tubulão, sendo considerado que o atrito é anulado pelo peso do tubulão.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) o dimensionamento do tubulão deve ocorrer de forma similar ao dimensionamento de sapatas, porém se o atrito lateral for considerado, deve ser desprezado um comprimento igual ao diâmetro da base logo acima do início do alargamento. Os métodos teóricos para o dimensionamento de

fundações diretas levam em consideração os critérios de ruptura dos solos e como esses critérios abordam a superfície de cisalhamento formada na ruptura.

Solos residuais basálticos apresentam perfil estratigráfico variado, com camadas rijas e moles alternadas, devido ao processo geológico de derramamento de lava e intemperismo na formação do solo. A execução de tubulão em solo residual basáltico esbarra na profundidade do bulbo de tensões que pode alcançar as camadas moles compressíveis, apesar da base estar apoiada sobre solo firme. A alternativa atual para a solução da estabilidade de elementos de fundação é a execução de tubulão com maior profundidade, a execução de mais de um tubulão ou a substituição por fundação indireta. A redução do tamanho da base promove uma maior segurança na execução, pois a altura do tubulão é reduzida, garantindo a estabilidade do solo durante a escavação. A utilização de base intermediária para o aumento da capacidade de carga do tubulão permitiria a redução da base de ponta e consequentemente da profundidade de seu bulbo de tensões.

Tendo em vista o exposto, este trabalho aborda o seguinte problema: Qual é a influência do atrito lateral do tubulão convencional e do tubulão com base intermediária? É possível considerar o atrito lateral dos tubulões executados em solo residual basáltico no seu dimensionamento ou os recalques necessários para a mobilização impossibilitam a consideração?

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral a verificação do comportamento de tubulão com base dupla (base de ponta e intermediária), em função da capacidade de carga e a sua relação com o atrito lateral promovido pelo fuste.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Determinar a distribuição de carga ao longo do fuste do tubulão por meio da interpretação de dados de instrumentação das cargas presentes a cada metro, bem como de células de pressão instaladas na base do tubulão, com o intuito de obter a influência da base intermediária na mobilização do atrito lateral.
- Avaliar por meio dos métodos empíricos, semiempíricos e teóricos disponíveis na literatura a previsibilidade da capacidade de carga do tubulão de base simples em comparação com o tubulão de base dupla, bem como do recalque em

função das cargas aplicadas em prova de carga e de parâmetros obtidos em ensaio de campo e de laboratório.

- Verificar o comportamento de tubulões a céu aberto em solo residual basáltico.

1.3 JUSTIFICATIVA

O uso racional dos insumos na construção civil reflete diretamente no custo da edificação. A técnica de execução dos elementos de uma edificação influencia diretamente no custo e na velocidade de execução. O elemento de fundação do tipo tubulão apresenta-se como uma solução viável tecnicamente e economicamente para edificações verticais. A sua execução em solo residual basáltico é limitada pela presença de camadas compressíveis ao alcance dos bulbos de tensão, sendo necessária a redução do tamanho da base alargada na ponta do elemento. O aumento da capacidade de carga de tubulão por meio da execução de uma base intermediária pode reduzir a dimensão da base da ponta, bem como o número de elementos para suportar as cargas da edificação. Tanto a redução da base da ponta como a redução do número de elementos resultariam em acréscimo de desempenho da fundação em relação ao método tradicional, com possível redução dos volumes de escavação.

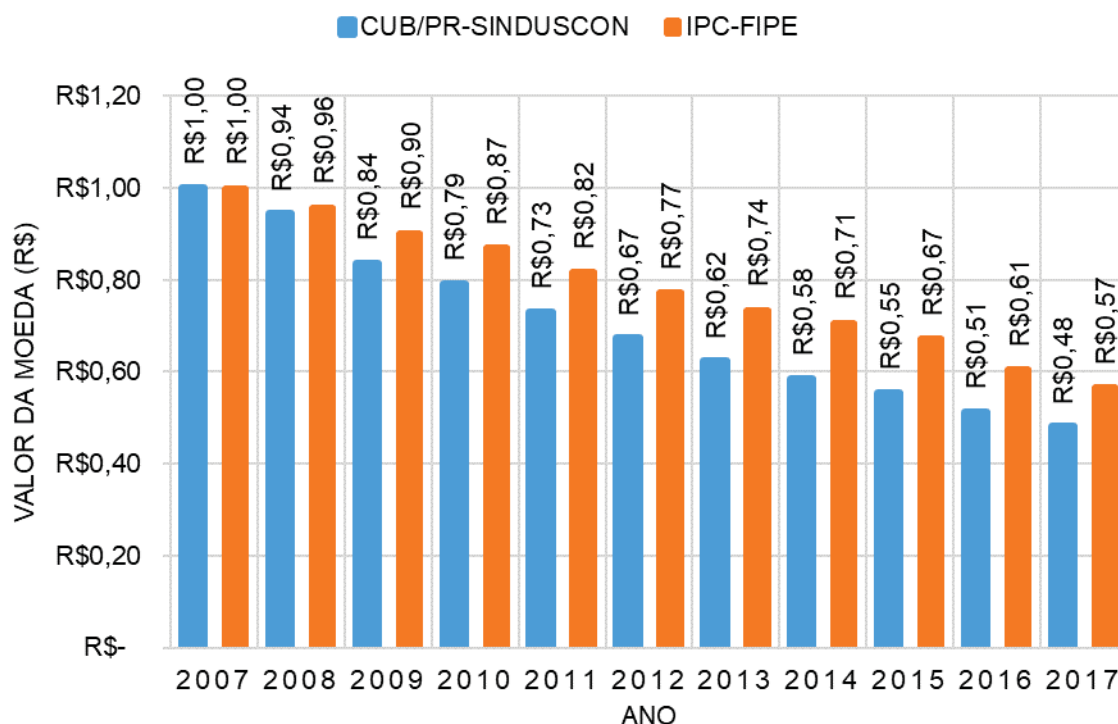
1.3.1 Justificativa econômica

O aumento da capacidade de carga do tubulão reduz o número de elementos de fundação na execução de edificações, com consequente redução nos custos de produção na construção civil. O custo da etapa de execução de fundação equivale a aproximadamente 7% do custo total da obra (MATTOS, 2006). O estudo realizado por Araújo e Moreira (2016), indica que a solução do tipo tubulão é, em média, aproximadamente 42% mais econômica do que a execução de sapata. De acordo com esses dados, a redução do custo de execução de tubulão, bem como a viabilidade de execução de tubulão em solo com perfil heterogêneo, pode refletir em economia de aproximadamente 3,5% do custo total da obra.

A FIGURA 1 ilustra o valor da moeda, sob o aspecto do poder de compra, por meio do índice IPC-FIPE e do CUB-PR. O CUB (custo unitário básico da construção

civil) expressa o custo médio da construção civil, enquanto o IPC (índice de preços ao consumidor) expressa o custo médio de vida.

FIGURA 1 – VALOR DA MOEDA x CUSTO DE VIDA E CUSTO DE HABITAÇÃO



FONTE: Adaptado de SINDUSCON-PR (2017).

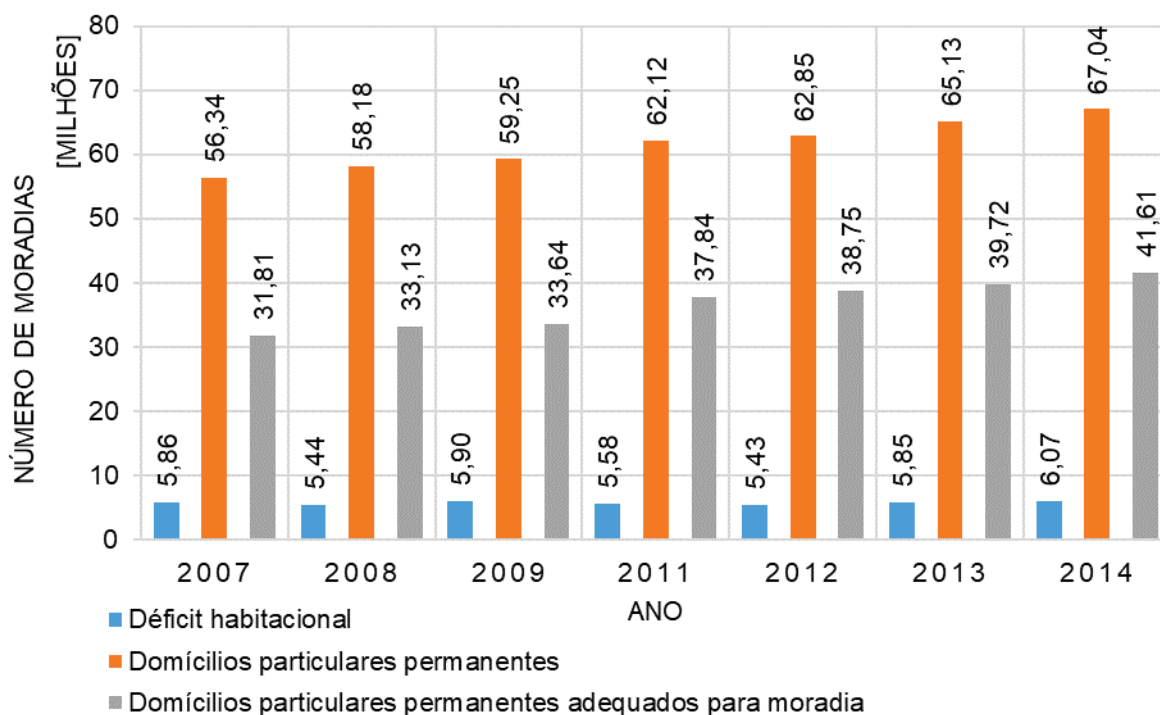
Nota-se que na última década o poder de compra médio, como indicado pelo IPC, sofreu uma redução de 43%, enquanto o poder de compra de uma habitação sofreu uma redução de 52%, como indica o CUB-PR. A variação do custo de vida em relação ao custo de habitação, indica um substancial aumento dos custos de construção. O custo básico do metro quadrado no Paraná passou de R\$ 672,94 em março de 2007 para R\$ 1.394,13 em março de 2017, ou seja, um aumento de 107,17% no custo da construção. O desenvolvimento de técnicas construtivas que reduzam o custo das fundações, apesar de representar uma parcela de 7% da construção, pode aumentar o poder de compra de uma habitação.

1.3.2 Justificativa social

Com a redução no custo da fundação, logo ocorre a maior viabilidade econômica de empreendimentos verticalizados, com a maior oferta de unidades habitacionais.

No que tange ao direito social de todo cidadão, considerando as garantias constitucionais, o direito a habitação é explicitamente ignorado, tendo em vista que o déficit habitacional atualmente no Brasil é de aproximadamente 6 milhões de moradias, como ilustra a FIGURA 2.

FIGURA 2 – DÉFICIT HABITACIONAL, MORADIAS EXISTENTES E MORADIAS ADEQUADAS



FONTE: Adaptado de IBGE (2017).

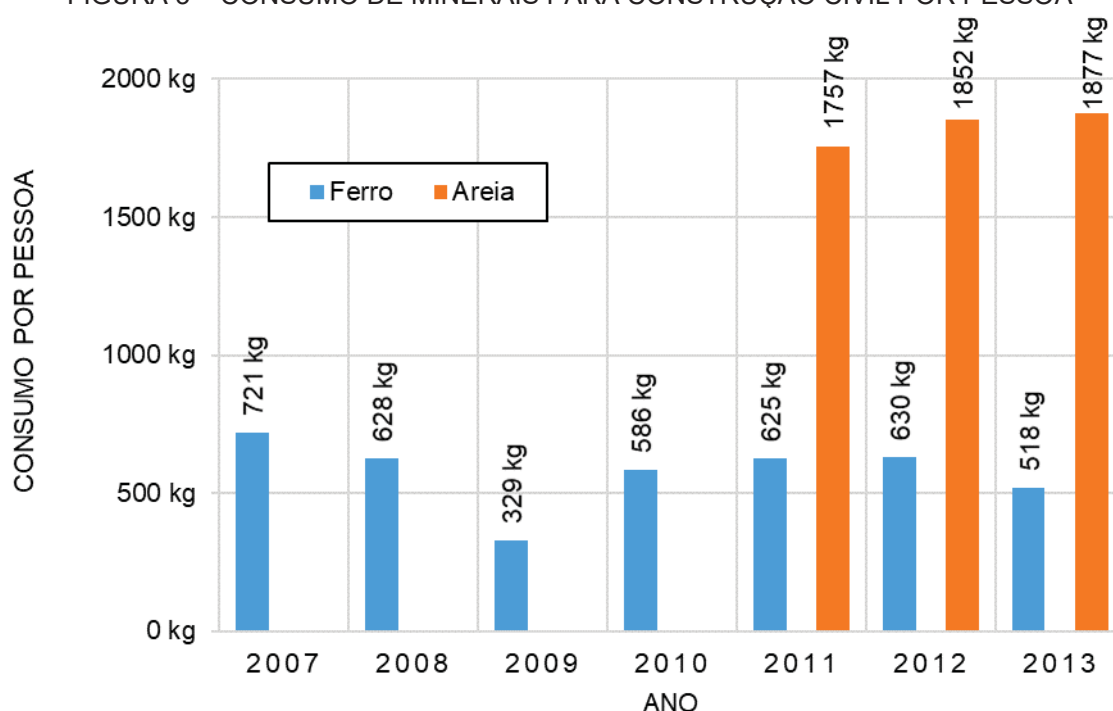
Dentre as moradias ocupadas, apesar do crescimento de aproximadamente 10 milhões de moradias na última década, a figura anterior indica que aproximadamente 47,9% das moradias não são adequadas de acordo com os parâmetros do IBGE (IBGE, 2017). Tendo em vista esse panorama, apesar de o déficit ser de aproximadamente 6 milhões de moradias, aproximadamente 25,5 milhões de moradias não atendem os parâmetros do IBGE para ocupação humana.

1.3.3 Justificativa ambiental

A redução da quantidade de elementos de fundação promove o uso racional dos insumos, principalmente o cimento. No Brasil, o consumo de insumos naturais na produção de concreto e argamassas é de 210 milhões de toneladas, sendo o setor responsável pelo consumo de até 50% dos recursos naturais extraídos (JOHN, 2000).

De acordo com o WRI – World Resources Institute (1998), o consumo de energia na produção de insumos para o uso nas edificações e no transporte das matérias primas foi responsável por 34,5% do consumo de energia total da economia mundial. O consumo de minerais também sofreu crescimento, sendo consumido um total de 1.877 kg de areia por pessoa em 2013 e 518 kg de ferro por pessoa no mesmo ano, conforme ilustra a FIGURA 3. A redução do consumo de minerais, bem como da energia de produção de insumos pode ser refletida pelo uso consciente de soluções tecnológicas que promovam essa redução.

FIGURA 3 – CONSUMO DE MINERAIS PARA CONSTRUÇÃO CIVIL POR PESSOA



FONTE: Adaptado de IBGE (2017).

1.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE ÉTICA

A pesquisa científica, quando realizada por meio de métodos científicos, é conduzida por uma atitude científica. Essa atitude científica é explicada por Robson (2002) como sendo a pesquisa realizada mediante preceitos sistemáticos, céticos e éticos.

A realização dessa pesquisa ocorre de forma sistemática, com revisão constante dos objetivos da pesquisa, bem como dos dados alcançados. A observação

dos dados dessa pesquisa tem natureza quantitativa, realizada exclusivamente pelo pesquisador por meio de instrumentos aferidos durante a execução dos ensaios.

A revisão dos dados pelo pesquisador, bem como por terceiros, integra o processo dessa pesquisa, mantendo o ceticismo exigido. Os resultados obtidos podem indicar a negação da hipótese inicial. A influência tanto do pesquisador como das empresas doadoras é nula no resultado, já que estes têm interesse exclusivo em constatar o comportamento da solução de fundação.

A elaboração desta pesquisa segue os preceitos éticos da profissão convencionados pelo Código de Ética do Profissional da Engenharia, da Agronomia, da Geologia, da Geografia e da Meteorologia, que descreve como deveres do profissional, no seu artigo 9º:

- I – Ante ao ser humano e a seus valores:
 - a. oferecer seu saber para o bem da humanidade;
 - b. harmonizar os interesses pessoais aos coletivos;
 - c. contribuir para a preservação da incolumidade pública;
 - d. divulgar os conhecimentos científicos, artísticos e tecnológicos inerentes à profissão (CONFEA, 2015).

A obtenção e análise dos dados seguem o preceito da imparcialidade, sem alteração ou indução dos dados para atender as hipóteses levantadas. A execução dos ensaios não envolve diretamente animais ou seres humanos, não sendo necessário parecer do Comitê de Ética em Pesquisa. A pesquisa não envolve organismos geneticamente modificados, sendo assim é nula a exigência de certificação de qualidade em biossegurança do laboratório. Os riscos envolvidos na execução dos ensaios são controlados, sendo que os envolvidos na execução são protegidos por equipamentos de segurança individual e coletivo durante todo o processo.

A utilização de tubulão escavado, tanto a céu aberto como sob ar comprimido, é considerada pelo meio técnico como uma solução em processo de desuso. Essa tendência é observada em resposta ao risco de soterramento dos trabalhadores durante a abertura das bases. Os princípios éticos presentes no artigo 8º do Código de Ética do Profissional da Engenharia, da Agronomia, da Geologia, da Geografia e da Meteorologia, que trata da eficácia profissional, da intervenção profissional sobre o meio e da liberdade e segurança profissionais, indicam que:

- IV) A profissão realiza-se pelo cumprimento responsável e competente dos compromissos profissionais, munindo-se de técnicas adequadas, assegurando os resultados propostos e a qualidade satisfatória nos serviços e produtos e observando a segurança nos seus procedimentos;
- VI) A profissão é exercida com base nos preceitos do desenvolvimento sustentável na intervenção sobre os ambientes natural e construído, e na incolumidade das pessoas, de seus bens e de seus valores;
- VII) A profissão é de livre exercício aos qualificados, sendo a segurança de sua prática de interesse coletivo. (CONFEA, 2015).

Como solução de engenharia, o tubulão apresenta-se como uma ferramenta versátil e de baixo custo para absorver grandes cargas verticais. O risco de soterramento não pode ser negligenciado sob o risco de atentar contra a vida dos trabalhadores, com isso novas técnicas de execução devem ser elaboradas para minorar os riscos envolvidos durante a execução. O maior risco de colapso ocorre durante a abertura da base, principalmente com bases altas, tanto que a NBR 6122 (ABNT, 2010) limita a altura da base em 1,80 m. A abertura mecanizada de bases já se apresenta como uma solução parcial do risco, pois é necessária a descida até a base para a limpeza antes da concretagem. Os procedimentos indicados na NBR 7678 (ABNT, 1983) e na NR-18 (BRASIL, 2017) visam minorar os riscos envolvidos na execução. Esses aspectos tornam a redução da base de ponta, com a abertura de uma base intermediária, uma solução que converge para o atendimento dos preceitos éticos de segurança durante a execução.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Esse capítulo apresenta as definições relacionadas com a base teórica do presente trabalho, sendo formado por tópicos que abordam os temas relacionados às fundações, tubulões, solos residuais, investigação geotécnica, prova de carga e instrumentação.

2.1 FUNDAÇÕES

As fundações de uma estrutura consistem em um ou mais elementos de fundação (SALGADO, 2006). Os elementos de fundação são os dispositivos que recebem todas as cargas provenientes da estrutura e, como qualquer outra parte de uma edificação, devem ser projetados e executados para garantir o desempenho desse conjunto durante as solicitações de serviço. O desempenho dos elementos de fundação é garantido mediante a verificação da segurança nos estados limites de serviço e último conforme preconiza a NBR 8681 (ABNT, 2003). A verificação dos estados limites de fundações é realizada conforme as indicações da NBR 6122 (ABNT, 2010).

De acordo com Velloso e Lopes (2012) os requisitos básicos para a elaboração de um projeto de fundação são:

- Limites de deformação em condição de trabalho verificados no estado-limite de serviço (ELS);
- Segurança ao colapso do sistema solo/fundação (estabilidade externa) verificada no estado-limite último (ELU);
- Segurança ao colapso do elemento estrutural de fundação (estabilidade interna) verificada no estado-limite último (ELU).

Dentre os requisitos básicos expostos, as condicionantes do projeto para a garantia desses requisitos estão relacionadas a intensidade das cargas, tipo de cargas da estrutura, ao tipo de fundação, seu método executivo, material constituinte e por fim ao solo do local da obra. O QUADRO 1 relaciona os requisitos básico com as condicionantes de projeto.

Quanto aos fatores que influenciam um projeto de fundações, Velloso e Lopes (2010) consideram as incertezas relativas as investigações geotécnicas, nos métodos

de cálculo, nas ações sobre a estrutura e na execução como primordiais para avaliação em cada projeto.

QUADRO 1 – RELAÇÃO ENTRE REQUISITOS E CONDICIONANTES DE PROJETO

REQUISITO DE PROJETO	CONDICIONANTE
Deformações limites (ELS)	Solo, tipo de fundação e cargas
Estabilidade externa (ELU)	Solo, tipo de fundação e cargas
Estabilidade interna (ELU)	Tipo de fundação e cargas

FONTE: O autor (2019).

Salgado (2008) define o projeto de fundações como sendo um processo de decisão sobre o tipo de fundação, a localização dos elementos de fundação, suas dimensões e as especificações de execução, sendo que esse processo deve acompanhar a seguinte sequência:

- Determinação das cargas de projeto;
- Investigação da subsuperfície;
- Seleção dos tipos de fundação adequados;
- Seleção final, locação e dimensionamento dos elementos de fundação;
- Construção e monitoramento.

Considerando a sequência de projeto apresentada, o conhecimento das técnicas de execução, do desempenho de cada tipo de fundação, bem como das cargas envolvidas e do solo da obra são imprescindíveis para um projeto econômico e assertivo.

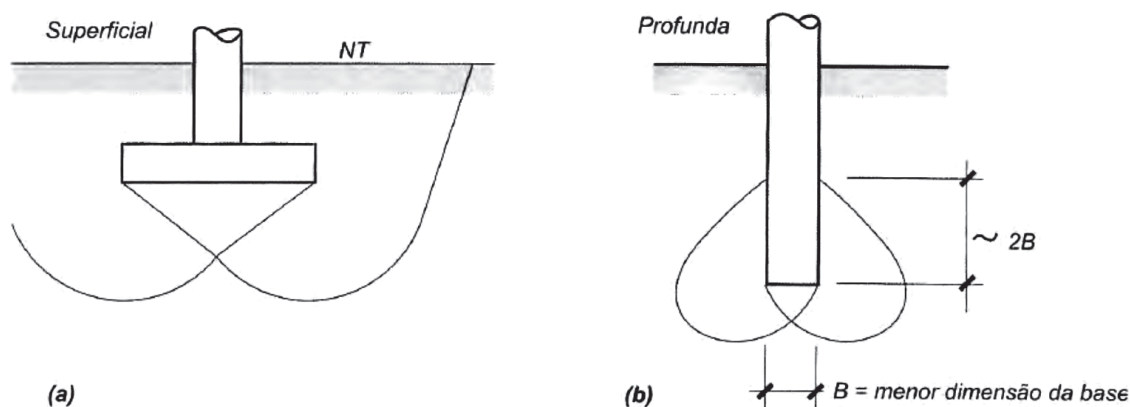
2.1.1 Escolha do tipo de fundação

A escolha do tipo de fundação, de acordo com as alternativas de fundação, é realizada em função do tipo de solo e das condições de carregamento. Velloso e Lopes (1998) distinguem os tipos de fundação em dois grandes grupos, fundações rasas ou diretas e fundações profundas, segundo critério arbitrário de que o mecanismo de ruptura de fundações profundas não atinge a superfície do terreno (FIGURA 4).

As fundações profundas são definidas, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), como aquelas cujas bases estão apoiadas a pelo menos 3 metros de profundidade ou a duas vezes a sua menor dimensão. Em contrapartida, as fundações

rasas estão situadas próximas a superfícies e a ruptura do solo atinge a superfície do terreno.

FIGURA 4 – PERFIL ESQUEMÁTICO DOS TIPOS DE FUNDAÇÃO (A) FUNDAÇÃO SUPERFICIAL
(B) FUNDAÇÃO PROFUNDA



FONTE: VELLOSO E LOPES, 2012.

Os tipos de fundação rasa ou superficial são divididos em sapatas, blocos e radiers, sendo que as sapatas podem ser associadas, corridas ou isoladas. Enquanto as fundações profundas são divididas em três grupos distintos formados por estacas, tubulões e caixões.

A escolha do tipo de fundação decorre da avaliação das cargas, tipo de solo e custo de execução. De acordo com Velloso e Lopes (2011) a escolha da solução de fundação deve ser realizada levando em consideração a alternativa com menor custo e menor prazo de execução. Alonso (2010) indica que a escolha é realizada por eliminação, partindo-se da hipótese de fundações rasas ou superficiais como solução inicial e de menor custo.

A escolha de fundações superficiais é justificada quando o solo superficial apresenta capacidade de carga de média a elevada, quando o nível do lençol freático estiver abaixo da cota de apoio ou quando a camada de apoio não for aterro ou solo compressível. Quando a área ocupada pela fundação for de no máximo 70% da área disponível, Alonso (2010) indica como vantajosa a utilização de fundações superficiais.

A alternativa por fundações profundas é amplamente utilizada quando as camadas superficiais são moles ou compressíveis. Velloso e Lopes (2011) indicam a solução de fundações profundas quando a camada de solo mole superficial apresenta

espessura considerável e a escavação de valas para a execução de sapatas inviabiliza a solução.

A escolha definitiva da solução de fundação é avaliada sob dois aspectos principais, custo e tempo de execução, enquanto a viabilidade técnica é obtida comparando as soluções e a capacidade de carga entre elas.

2.1.2 Tubulões

Os tubulões são elementos de fundação utilizados normalmente quando a camada superior não apresenta capacidade de carga suficiente para absorver os esforços solicitantes, porém a camada intermediária ou profunda é formada por solo com média ou alta capacidade de carga. A definição de tubulão se confunde com a de estacas escavadas com grandes diâmetros, podendo apresentar base alargada ou não (ALBIERO e CINTRA, 2011).

A definição de tubulão de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010, p 3.):

Elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta.

Berberian (1994) indica, por sua vez, que praticamente não há diferença entre estacas e tubulões, exceto pela obrigatoriedade da descida de pessoas para a escavação ou fiscalização da execução. De acordo com Salgado (2008), a diferença do tubulão para estacas é o alargamento da base, que altera o modo de transmissão das cargas, transmitindo as cargas ao solo preferencialmente pela ponta, sendo que essa solução de alargamento da base dos tubulões é frequentemente usada quando essa condição é necessária.

Kou *et al.* (2016) apresentaram os resultados de provas de carga de tubulão sem base alargada em solos estratificados, com base embutida em rocha. O autor realizou provas de carga em três tubulões com 34 metros de comprimento total, com o fuste instrumentado para dividir a carga suportada pelo atrito lateral e pela base da ponta. Os resultados foram comparados com métodos convencionais de estimativa de resistência de atrito lateral. Os ensaios demonstraram que 78% da resistência

obtida pelo fuste foi alcançada no fim do teste de compressão, quando a resistência da base não estava completamente mobilizada. A comparação com os métodos estimativos convencionais demonstrou que os métodos são conservadores, sendo que os métodos empíricos são limitados pelas condições geológicas diferenciadas. Entre os métodos avaliados, os métodos semiempíricos baseados nas correlações obtidas pelo SPT apresentaram os resultados estimados mais consistentes. A resistência lateral do fuste que é mobilizada próximo à ruptura reduz o recalque imediato dos tubulões.

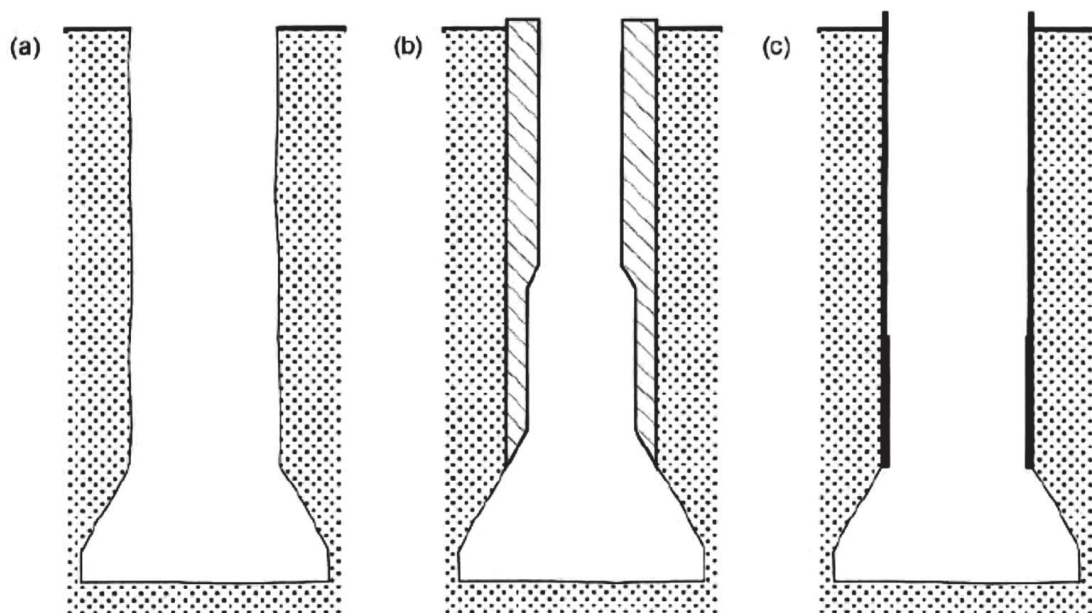
Gabrielaitis *et al.* (2013) estimaram o recalque de estacas escavadas de grandes diâmetros. O recalque foi calculado por meio de cinco métodos diferentes, sendo os métodos de Bowles, Schmertmann, EN 1997-2, NEN 6743 e método dos elementos finitos por intermédio do software Plaxis 3D. Os resultados obtidos por meio desses métodos foram comparados com os resultados experimentais de campo, obtidos por meio de carregamento estático. Os elementos de fundação foram avaliados por meio do recalque imediato, incluindo a análise do solo com a sondagem CPT, SPT, poço de investigação e ensaios de laboratório. A análise do recalque apontou para recalques entre 2,1 mm e 13,5 mm, sendo que a limitação do recalque era de 16 mm.

Rodarte (2014) analisou o recalque de quatro edifícios situados na cidade de Lavras-MG com fundação do tipo tubulão. Os recalques obtidos em campo foram comparados entre si e com os dados obtidos por meio dos métodos de estimativa de recalque. Foram estimados os recalques imediatos, diferenciais e as distorções angulares de cada uma das construções. Os dados obtidos em campo foram variados, porém todos os recalques reais estiveram dentro dos limites previstos pelos métodos estimativos.

Os tubulões podem ser classificados de acordo com o seu método executivo em tubulões a céu aberto e tubulões a ar comprimido ou pneumáticos. Em relação ao fuste o tubulão pode ser revestido com camisas metálicas, de concreto ou ser executado sem revestimento, conforme ilustra a FIGURA 5. O alargamento da base pode apresentar formato cilíndrico ou de falsa elipse quando houver limitações de espaço em planta. De acordo com Velloso e Lopes (2010) um dos limitantes para o alargamento da base está relacionado ao disparo da base representado por d , que deve ser no máximo 30 cm, conforme ilustra a FIGURA 6. Cesário (2005) analisou a influência do tempo em aberto dos furos de estacas escavadas a trado mecânico sem

fluido de estabilização na resistência a compressão axial. Foram submetidas a prova de carga axial quatro estacas com intervalo de concretagem de 24, 48, 96 e 114 horas após a escavação. Ensaio de sondagem do tipo SPT, PMT e DMT foram realizados no local do ensaio para determinação dos parâmetros do solo, juntamente com ensaios de caracterização com amostras indeformadas. A estimativa de capacidade de carga, obtida por meio de métodos semiempíricos foi comparada com os dados obtidos nas provas de carga. A influência observada no tempo em aberto do furo é muito pequena em comparação com os resultados absolutos, indicando a possibilidade de desprezar o desconfinamento do solo em detrimento do atrito lateral. Bessa (2005) confirmou os resultados com ensaios de tração axial de estacas no mesmo local com os mesmos diâmetros. A comparação entre a estimativa de capacidade de carga por meio dos métodos semiempíricos e as provas de carga indicaram variação entre 0,82 e 1,13 da resistência obtida pela prova de carga.

FIGURA 5 – TIPOS DE REVESTIMENTO: (A) SEM REVESTIMENTO, (B) COM REVESTIMENTO DE CONCRETO (C) COM REVESTIMENTO METÁLICO



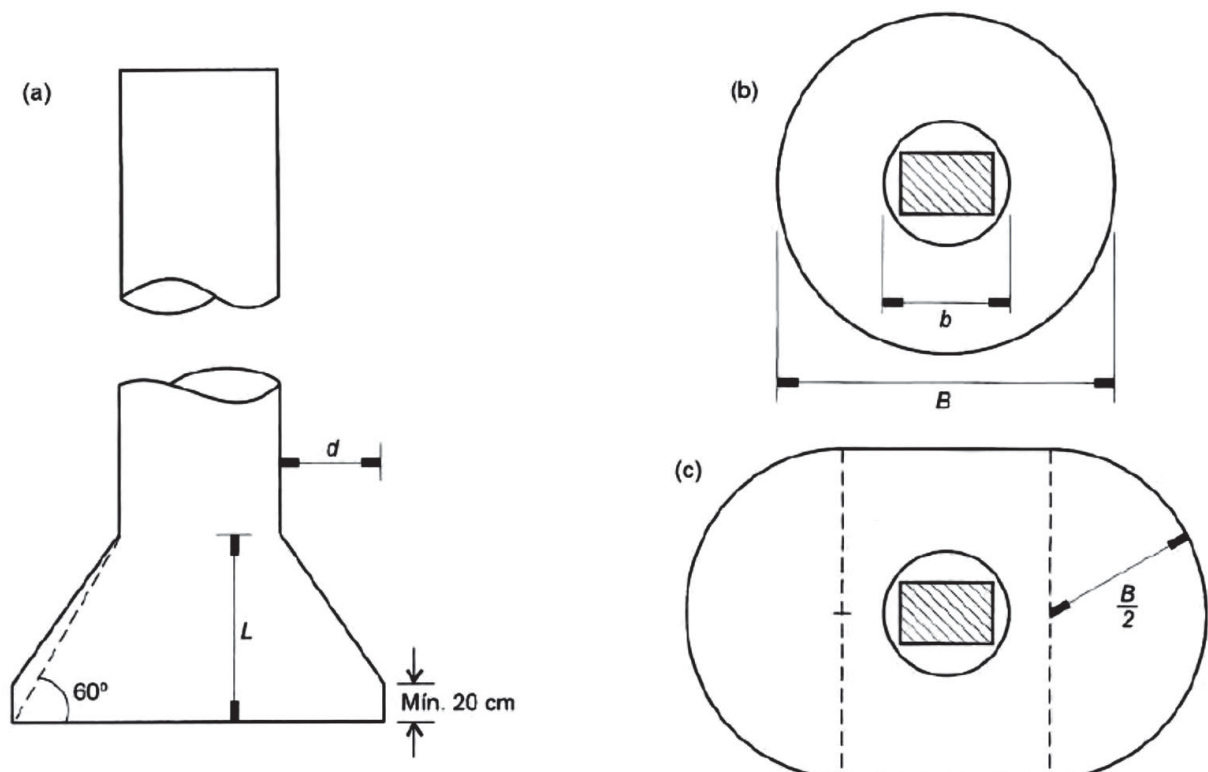
FONTE: VELLOSO E LOPES (2012).

Santos (2001) realizou provas de carga estáticas em tubulões a céu aberto, com o monitoramento do teor de umidade, em um maciço de solo não-saturado e colapsível. Executou dez provas de carga em um solo representativo da região centro-oeste do interior de São Paulo, com e sem inundação do terreno mediante carregamento rápido (QML). Foram utilizadas placas de isopor para separar o efeito

do atrito lateral da capacidade de carga da base alargada. O tempo em aberto do tubulão foi avaliado, com concretagem logo após a escavação e após 7 dias, com análise da influência da sucção. Observou que o efeito da sucção é significativo, com o aumento da sucção as parcelas de atrito lateral e capacidade de carga da base são maiores.

FIGURA 6 – TIPOS DE TUBULÕES

(A) EM PERFIL, SEM E COM ALARGAMENTO DE BAS, (B) BASE CIRCULAR E (C) BASE FALSA ELIPSE



FONTE: VELLOSO E LOPES (2012).

O revestimento do fuste com camisas metálicas ou de concreto é necessário principalmente em solos não coesivos, com risco de colapso. Velloso e Lopes (2010) indicam que quando o tubulão é executado acima do lençol d'água o revestimento pode ser prescindido, porém no topo do fuste (próximo à superfície) pode haver risco de desmoronamento, sendo assim recomendam a utilização de anéis de concreto quando a escavação é manual. A NBR 6122 (ABNT, 2010) indica que esse tipo de fundação é empregado acima do lençol freático, porém pode ser executado abaixo do lençol freático se o solo manter sua estabilidade e sem risco de desmoronamento com controle do nível d'água no interior do tubulão.

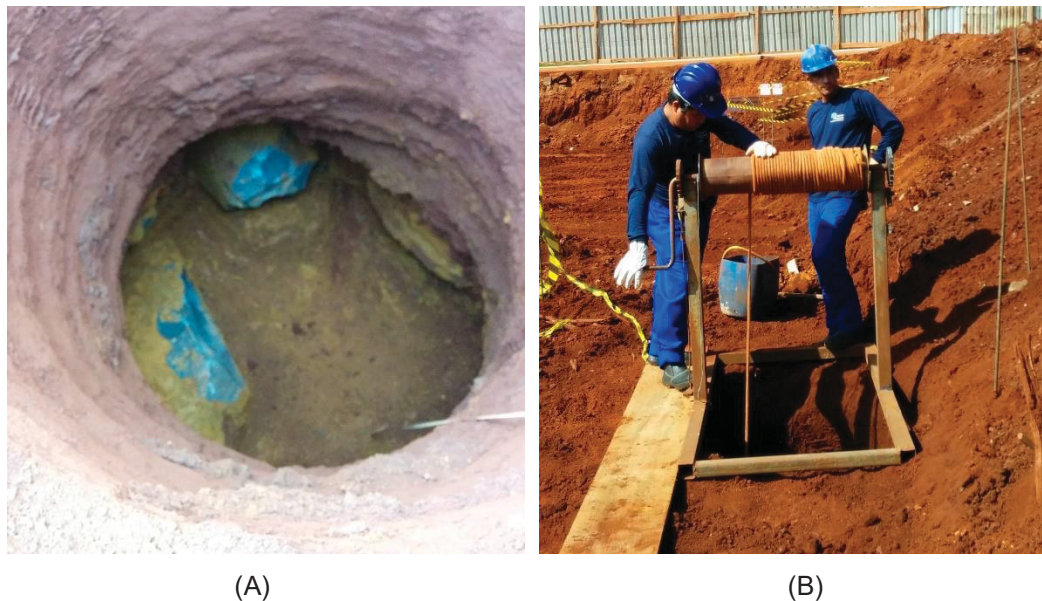
Kassouf (2012) avaliou a resposta de um tubulão escavado a céu aberto em um maciço de solo magmático básico com rochas intrusivas básicas (Diabásio), carregado horizontalmente. Foram obtidos por meio do carregamento horizontal os valores do coeficiente de reação horizontal do solo argilo siltoso arenoso de alta porosidade, nas condições natural e inundado. Os dados foram obtidos por intermédio de inclinômetros e strain gages, com análise da curva de carga em relação aos deslocamentos horizontais resultantes ao longo do tubulão. Esses dados foram comparados com os valores indicados na literatura, obtendo aproximadamente 12 MN/m³ de coeficiente de reação horizontal enquanto a literatura indica uma faixa entre 2,2 a 2,6 MN/m³. A condição inundada apresentou valores de coeficiente de reação horizontal com 50% de redução, ou seja, a presença de água reduz a capacidade de carga dos tubulões.

Carneiro (1999) avaliou o comportamento de tubulões a céu aberto em solo colapsível, não saturado. Foram executados seis tubulões e instrumentados, com o objetivo de obter as parcelas de resistência tanto de atrito lateral como da base. Os parâmetros de resistência do solo foram obtidos por meio de ensaios de campo e laboratório, bem como a verificação da variação do teor de umidade *in situ*. Os ensaios de capacidade de carga dos tubulões foram realizados com a variação do teor de umidade para quantificar a influência da variação da umidade na capacidade de carga e na colapsibilidade do solo. Os resultados obtidos vão de encontro com a bibliografia, indicando que a parcela de atrito lateral de tubulões não deve ser desprezada no dimensionamento geotécnico de fundações.

O fuste de um tubulão pode ser escavado manualmente, permitindo que o tubulão seja executado mesmo em obras concluídas sem acesso a máquinas, ou pode ser escavado mecanicamente com perfuratriz.

O alargamento da base de um tubulão pode ser realizado com escavação manual (FIGURA 7) ou mecânica (FIGURA 8), porém em qualquer um dos casos a NBR 6122 (ABNT, 2010) obriga a descida de um poceiro para a remoção do solo solto que o equipamento não consegue retirar. A inspeção da base do tubulão deve ser realizada por engenheiro antes da concretagem, podendo verificar a capacidade de suporte superficial da camada com penetrômetro de barra manual.

FIGURA 7 – ABERTURA MANUAL DE BASE: (A) BASE ABERTA COM REMOÇÃO PARCIAL DE MATAÇÃO E (B) SARILHO PARA MOVIMENTAÇÃO DENTRO DO TUBULÃO



FONTE: O autor (2019).

FIGURA 8 – ALARGADOR MECÂNICO DE BASE DE TUBULÃO



FONTE: SALGADO (2006).

De acordo com Albiero e Cintra (2011) as vantagens dos tubulões em relação aos outros métodos de execução de fundações são:

- Baixo custo de mobilização e desmobilização;
- Vibrações de baixa intensidade durante a escavação;

- Possibilidade de verificação do perfil do solo e remoção de amostras para ensaios;
- Possibilidade de modificação das dimensões dos tubulões durante a execução;
- As escavações podem superar as camadas com pedras e matacões;
- É possível apoiar cada pilar em um único tubulão sem a necessidade da execução de um bloco de coroamento.

A diferença entre tubulões e estacas, de acordo com Terzaghi *et al.* (1996), é basicamente o método executivo, porém a diferença no método de execução, por sua vez, promove diferenças significativas no comportamento dos elementos de fundação, principalmente em relação à capacidade de carga.

Os tubulões são elementos estruturais de fundação que não possuem armadura, porém a NBR 6122 (ABNT, 2010) indica no seu item 8.6.3 a taxa de armadura mínima e as características do concreto utilizado na execução de fundações moldadas *in loco*, conforme detalhado na TABELA 1.

TABELA 1 – PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS MOLDADOS *IN LOCO*

TIPO DE ESTACA	f_{ck} MÁXIMO DE PROJETO (MPa)	COMPRIMENTO ÚTIL MÍNIMO (INCLUINDO TRECHO DE LIGAÇÃO COM O BLOCO) E % DE ARMADURA MÍNIMA	
		ARMADURA (%)	COMPRIMENTO (M)
Hélice/hélice de deslocamento	20	0,5	4,0
Escavadas sem fluído	15	0,5	2,0
Escavadas com fluído	20	0,5	4,0
Strauss	15	0,5	2,0
Franki	20	0,5	Armadura integral
Tubulões não encamisados	20	0,5	3,0
Raiz	20	0,5	Armadura integral
Microestacas	20	0,5	Armadura integral
Estaca trado vazado segmentado	20	0,5	Armadura integral

FONTE: NBR 6122 (2010).

Anjos (2006) realizou um estudo experimental e numérico sobre o comportamento de tubulões, entre outras fundações, empregadas no Distrito Federal.

Utilizou ensaios de investigação de subsolo do tipo SPT e CPT na verificação da capacidade de carga, bem como o método de Fleming na análise da relação carga-deslocamento atingindo uma relação adequada. Foram avaliadas ferramentas automatizadas na previsão da carga de trabalho, com resultados satisfatórios quando comparados com os valores de carga e deslocamento de ensaios de prova de carga.

Soares (2002) verificou a resposta do ensaio de prova de carga dinâmica em tubulões a céu aberto em comparação com prova de carga estática no Campo Experimental de Fundações da USP/EESC. A análise realizada baseou-se em curvas de resistência x deslocamento e gráficos com a evolução da resistência mobilizada de acordo com a energia aplicada de forma crescente na prova de carga dinâmica. Os ensaios foram realizados inundados e não-inundados, sendo que a capacidade de carga encontrada foi confrontada com os resultados das investigações geotécnicas do tipo SPT e CPT. Os resultados demonstraram que a resposta do elemento de fundação ocorre de maneira distinta em cada nível de energia aplicada, indicando a grande influência da história de carregamento.

Benvenuti (2001) explorou o efeito da cravação de tubulões em solos porosos e colapsíveis com o intuito de verificar o possível acréscimo de capacidade de carga de tubulões após a cravação. Executaram-se dois tubulões com fuste de 0,50 m com base de 1,50 m de diâmetro apoiados a 6 metros de profundidade, escavados e concretados sendo posteriormente cravados. Os tubulões foram ensaiados com a cravação correspondente a 10%, 20% e 30% do diâmetro da base, na condição inundada e não-inundada. O autor verificou o aumento progressivo da capacidade de carga com a cravação, mediante prova de carga estática, mesmo na condição inundada. A condição inundada apresentou um resultado inferior, porém satisfatório em relação à cravação. A solução de cravação de tubulões demonstrou-se eficaz para o aumento da capacidade de carga em solos colapsíveis.

Murff (1989) avaliou o comportamento de estacas e tubulões existentes de uma plataforma petrolífera apoiados sobre arenito calcário não tratado. O comportamento dos elementos de fundação foi avaliado por meio do método dos elementos finitos, com parâmetros aferidos por meio de ensaio de laboratório e extensivos ensaios de campo. A avaliação dos elementos não drenados e parcialmente drenados foi utilizada para ponderar vários aspectos dos elementos de fundação, tais como, dimensões, drenagem, entre outros. O autor conclui que o método de elementos finitos utilizado

na análise dos elementos de fundação, por meio de modelos constitutivos avançados, promove uma perspectiva importante das condições geotécnicas.

2.1.3 Bulbos de enrijecimento

Os bulbos de enrijecimento são alargamentos do fuste das estacas que podem ocorrer tanto na base como ao longo do fuste. Os bulbos de enrijecimento ou alargamentos de fuste são executados com o intuito de aumentar a rigidez das estacas escavadas, proporcionando um aumento da carga de ruptura. Marques (2004) cita que Jain *et al.* (1969) indicam que esse método surgiu na Índia em 1955 com a execução de estacas escavadas a seco manualmente com abertura desses bulbos ao longo do fuste, denominando o método como estacas com múltiplas bases ou *underreamed piles*. De acordo com Marques (2004) os trabalhos com esse método executivo apresentados por Mohan e Jain (1961), Whitaker e Cooke (1965), Mohan *et al.* (1967), Gupta e Jain (1968), Jain *et al.* (1969) e Sonpal e Thakkar (1977) foram realizados com variações de diâmetro e espaçamento dos bulbos, sendo que os resultados das estacas com enrijecedores em comparação com as estacas lisas indicam um aumento significativo da capacidade de carga devido a sua geometria.

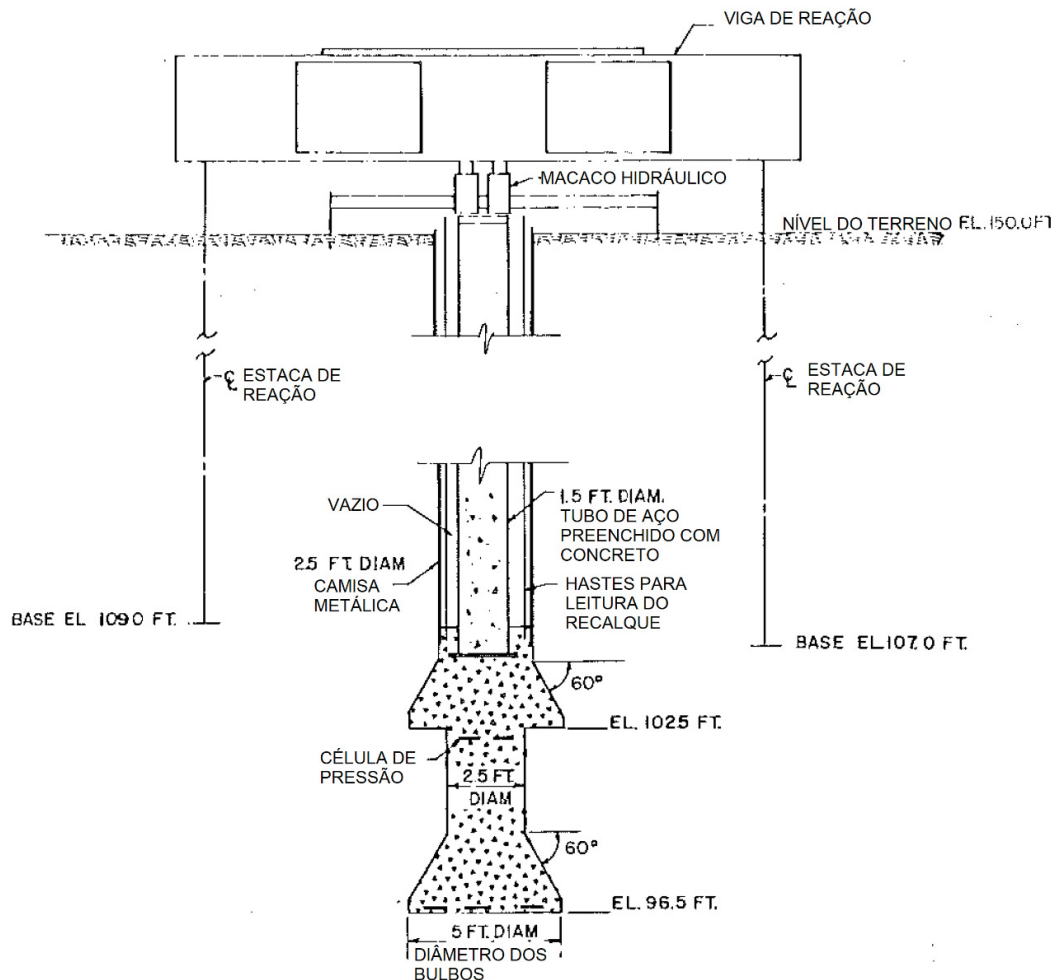
Jain *et al.* (1969) propuseram que a carga de ruptura de estacas com bulbos é definida por três parcelas distintas:

- Parcela de resistência lateral entre o fuste e o solo na região acima dos bulbos;
- Parcela de resistência ao cisalhamento do solo na região embutida entre os bulbos, promovendo área de ruptura de acordo com o diâmetro dos bulbos;
- Parcela de ponta ou direta da estaca e do último bulbo.

Martin e Destephen (1983) elaboraram provas de carga em tubulões com base intermediária (duas bases) para avaliar a forma de transferência de carga promovida pela base intermediária (bulbo) ou base dupla (*double underreamed*), conforme ilustra a FIGURA 9. Os autores verificaram que a mobilização do atrito lateral da superfície cilíndrica de solo formada pelos bulbos foi mobilizada com recalques de

aproximadamente 0,2% do diâmetro dos bulbos, sendo máxima com 0,4% do diâmetro dos bulbos.

FIGURA 9 – ESQUEMA DE PROVA DE CARGA DE TUBULÃO COM BASE DUPLA



FONTE: Adaptado de MARTIN e DESTEPHEN (1983)

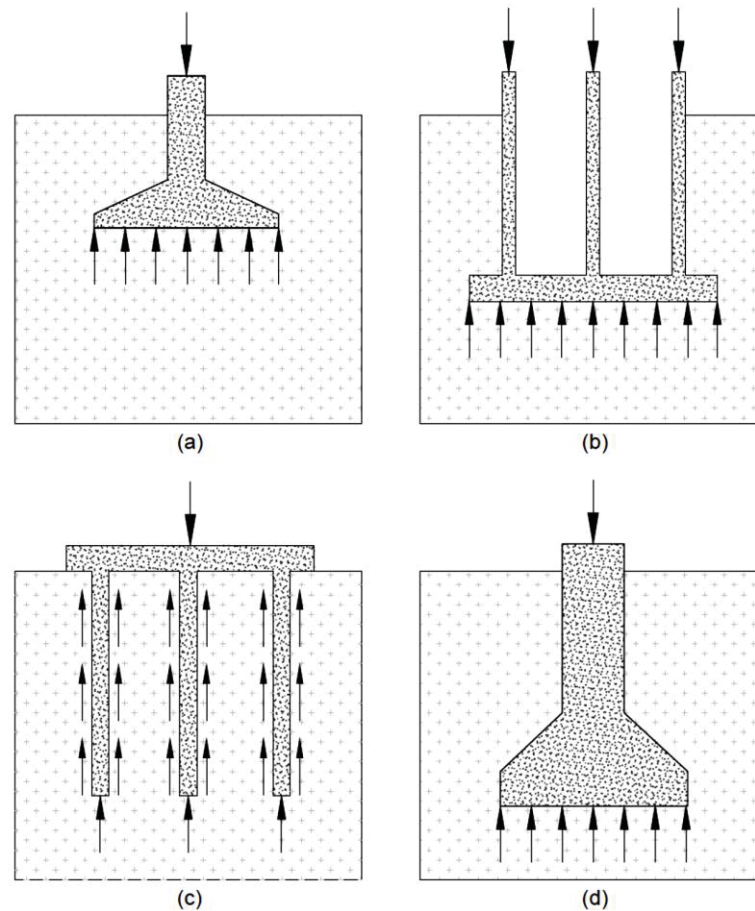
2.1.4 Estimativa de capacidade de carga

A capacidade de carga de elementos de fundação é vinculada ao tipo de fundação ou de sua transmissão de cargas para o solo. As cargas podem ser transmitidas de duas maneiras, de forma direta e indireta ao solo, conforme ilustra a FIGURA 10.

Albiero e Cintra (2011) comentam que tem sido uma prática usual desconsiderar o atrito lateral e o peso próprio do tubulão. A afirmativa leva em consideração que o peso anula o efeito do atrito lateral, porém vários trabalhos com prova de carga indicam que a parcela de atrito lateral é significativa e varia de acordo

com a deformação. A NBR 6122 (ABNT, 2010) aponta que o dimensionamento do tubulão deve ocorrer de forma similar ao dimensionamento de sapatas. Entretanto, a mesma norma indica que se o atrito lateral for considerado, deve ser desprezado um comprimento igual ao diâmetro da base logo acima do início do alargamento.

FIGURA 10 – TRANSMISSÃO DE CARGA (A) SUPERFICIAL E DIRETA, SAPATA (B) SUPERFICIAL E DIRETA, RADIER (C) PROFUNDA E INDIRETA, ESTACAS (D) PROFUNDA E DIRETA, TUBULÃO



FONTE: Adaptado de DAS (2012).

França (2011) estudou o comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro submetidas a carregamentos axiais de compressão, com instrumentação profunda. Foram utilizados métodos semiempíricos para determinação de capacidade de carga entre outros métodos de interpretação da curva de recalque. A parcela de resistência de ponta não apresentou valores próximos dos obtidos pelos métodos semiempíricos, porém os valores totais da capacidade de carga dos métodos semiempíricos foram próximos dos obtidos pela prova de carga.

Silva (2000) pesquisou a transferência de cargas laterais desenvolvida em um tubulão a céu aberto inserido em um solo residual de gnaiss. Foi instrumentado o tubulão em três segmentos com obtenção da contribuição de cada segmento e a sua transmissão de cargas para a base. Os dados obtidos foram avaliados em função dos parâmetros obtidos pelo SPT e por meio de ensaios com amostras deformadas.

Considerando todas as parcelas que resistem aos esforços em um tubulão a condição de equilíbrio (FIGURA 11) pode ser expressa, segundo Albiero e Cintra (2011), pela equação (1).

$$Q + G = Q_s + Q_b \quad (1)$$

onde,

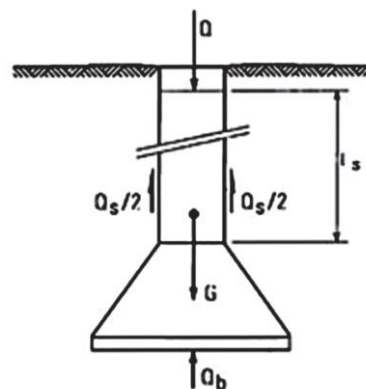
Q é a carga aplicada ao elemento de fundação;

G é a carga relacionada ao peso próprio do elemento de fundação;

Q_s é a parcela da resistência lateral do tubulão;

Q_b é a parcela da resistência da base tubulão.

FIGURA 11 – ESQUEMA DO CARREGAMENTO VERTICAL DE COMPRESSÃO



FONTE: ALBIERO E CINTRA, 2011.

A capacidade de carga é expressa em função da tensão admissível do solo, no caso de fundações diretas. Sendo que a tensão admissível do solo é obtida em função da tensão média de ruptura reduzida com um fator de segurança, sendo expressa pela equação (2) (CINTRA *et al.*, 2011).

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{FS} \quad (2)$$

onde,

σ_a é a tensão admissível do solo;

σ_r é a tensão média de ruptura do solo;

FS é o fator de segurança.

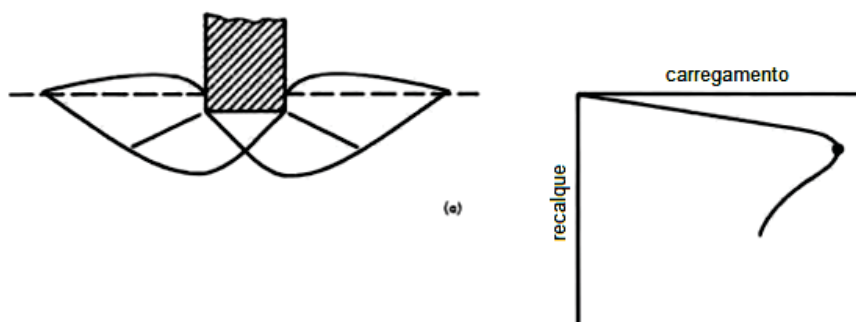
A tensão de ruptura citada pode ser considerada como a resistência máxima do sistema fundação-solo. Essa resistência máxima do sistema é denominada capacidade de carga do elemento de fundação. A determinação dessa resistência máxima ou tensão de ruptura (capacidade de carga) é estimada em função do modo de ruptura do sistema no caso de fundações diretas.

2.1.5 Modos de ruptura

A resistência máxima, ou capacidade de carga, está diretamente vinculada com o mecanismo de ruptura do sistema fundação-solo. Os estudos realizados por Terzaghi (1943) e Vesic (1975) propõem os modos de ruptura do sistema fundação-solo, distinguindo em três formas de ruptura distintas, com ruptura geral, local e por puncionamento. Essas observações foram realizadas pelos autores, por meio de ensaios em areia com variação da compactidade.

Em solos relativamente densos a ruptura ocorre de maneira brusca. A ruptura brusca indica um pico pronunciado da resistência da base, ocorrendo com aproximadamente 7% de recalque em relação ao diâmetro da base. Essa ruptura é acompanhada de sinais de deformação na superfície, quando tratamos de fundações rasas, com uma elevação de massa de solo cisalhada (VESIC, 1975). Esse tipo de ruptura é chamado por Terzaghi (1943) e Vesic (1975) de ruptura geral por cisalhamento, conforme ilustra a FIGURA 12.

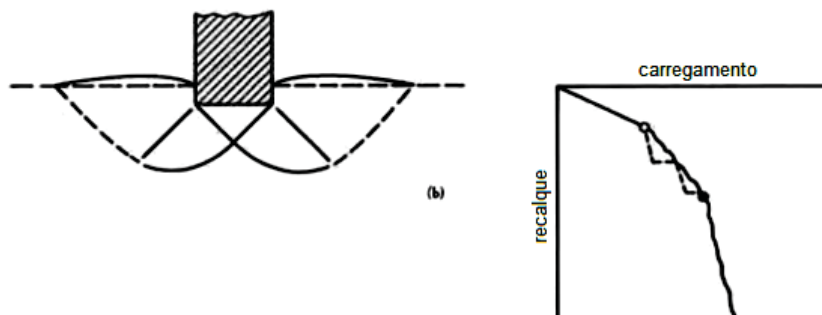
FIGURA 12 – RUPTURA GERAL



FONTE: Adaptado de VESIC, 1975.

A ruptura local, por sua vez, ocorre em solos de densidade média e não demonstra uma ruptura bem definida ou brusca, conforme ilustra a FIGURA 13.

FIGURA 13 – RUPTURA LOCAL.

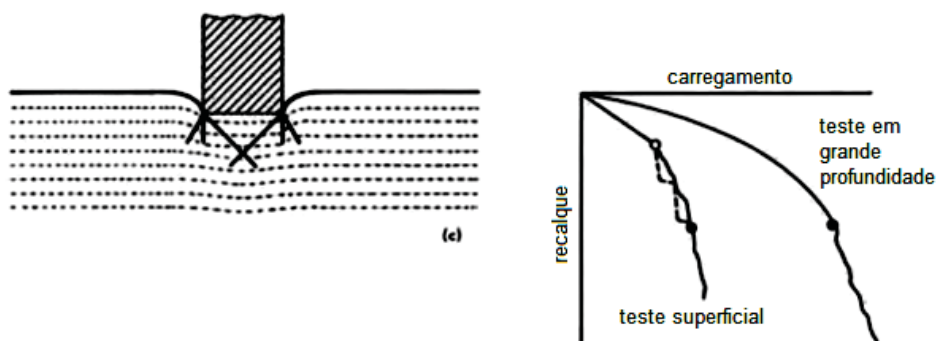


FONTE: Adaptado de VESIC, 1975.

Vesic (1975) indica a ocorrência desse tipo de ruptura com o surgimento de uma leve saliência superficial e recalque entre 8% e 15% do diâmetro da base, em fundações rasas. Como a deformação continua crescendo com o aumento do pico da resistência, esse tipo de ruptura pode nunca definir um limite claro da resistência da base. A resistência no caso de ruptura local é definida pelo limite de recalque da obra em questão.

Para solos com baixa densidade relativa, o elemento de fundação é cravado no maciço, sem deformação superficial (FIGURA 14). De acordo com Vesic (1975) a taxa de recalque sofre acréscimo e atinge o seu máximo entre 15% e 20% do diâmetro da fundação.

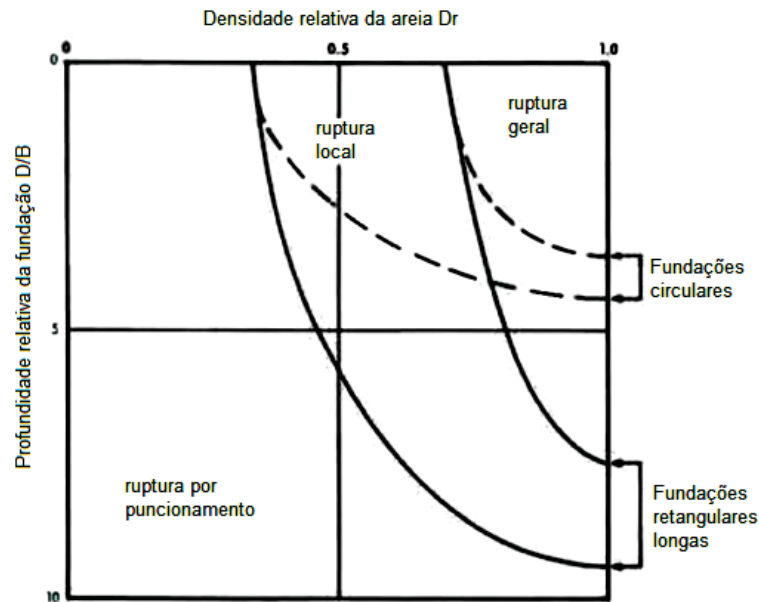
FIGURA 14 – RUPTURA POR PUNÇIONAMENTO.



FONTE: Adaptado de VESIC, 1975.

Vesic (1975) indica ainda que, de acordo com o aumento da profundidade, ou da relação da profundidade pelo diâmetro da base (D/B ou h/B), o comportamento de ruptura sofre alteração (FIGURA 15).

FIGURA 15 – TIPOS DE RUPTURA COM DIFERENTES RELAÇÕES D/B EM AREIA



FONTE: Adaptado de VESIC, 1975.

A tendência de que ocorra ruptura por puncionamento é maior de acordo com o aumento da profundidade (CINTRA *et al.*, 2011). Essa tendência é justificada principalmente pelo maior embutimento do elemento de fundação e do aumento da densidade relativa do solo com o aumento da profundidade. A tendência indicada por Vesic (1975) é de puncionamento com bases circulares com relação D/B a partir de 4, enquanto ocorre em bases retangulares com relação D/B de 8.

Cintra *et al.* (2011) indicam por sua vez que com uma relação h/B^* superior a 4,5 ocorre ruptura por puncionamento indiferente da densidade relativa (FIGURA 16). Sendo que B^* é a menor dimensão da base corrigida pelo embutimento, obtido por meio da equação (3), para fundações retangulares.

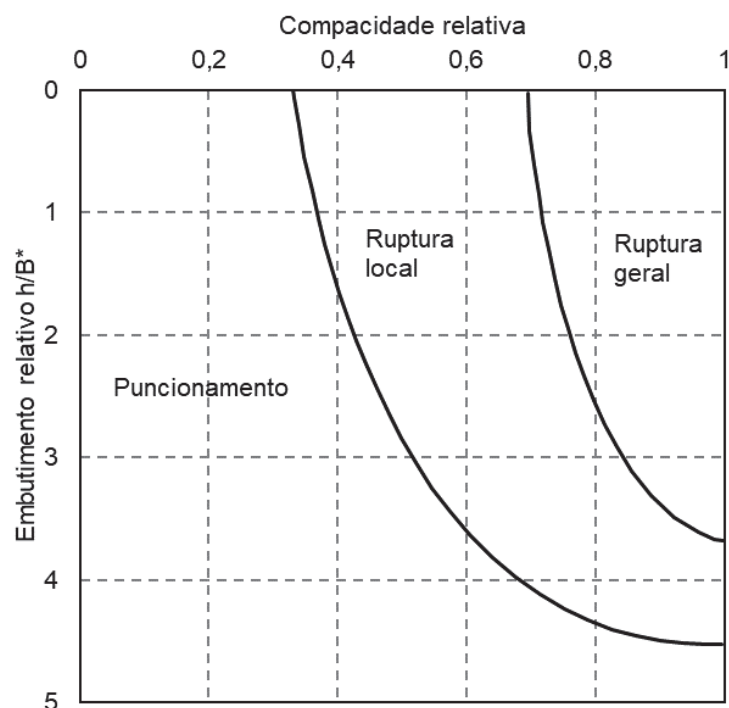
$$B^* = \frac{2 \times B \times L}{B + L} \quad (3)$$

onde,

B é a menor dimensão da base do elemento de fundação;

L é a maior dimensão da base do elemento de fundação.

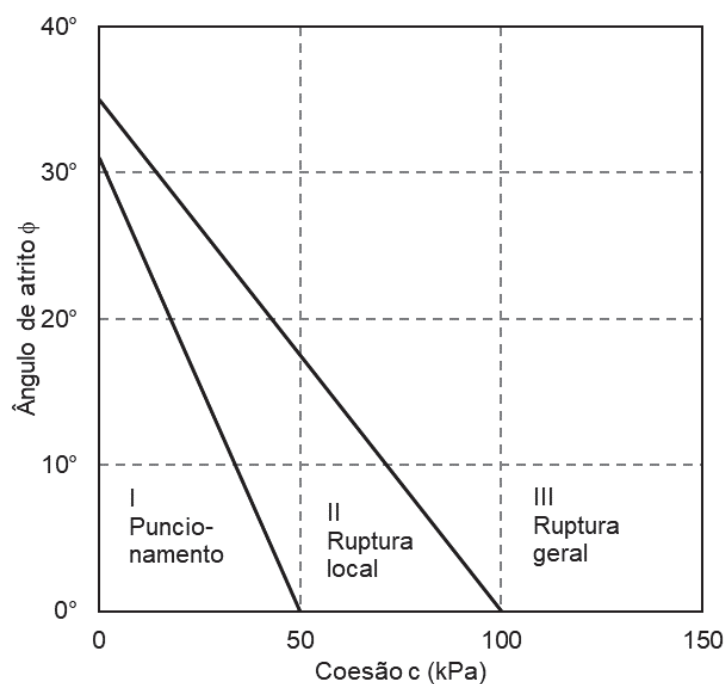
FIGURA 16 – CONDIÇÕES DE OCORRÊNCIA DOS MODOS DE RUPTURA EM AREIA



FONTE: Adaptado de CINTRA *et al.*, 2011.

Cintra *et al.* (2011) propõem um modo de identificar o modo de ruptura em solos com coesão e ângulo de atrito, em função das correlações com o ensaio SPT, conforme ilustra a FIGURA 17.

FIGURA 17 – MODOS DE RUPTURA PARA SOLOS $c - \phi$



FONTE: Adaptado de CINTRA *et al.*, 2011.

O modo de ruptura do sistema fundação-solo é necessário para a determinação da capacidade de carga da fundação, já que os métodos que estimam essa resistência máxima são baseados nas superfícies de ruptura. A NBR 6122 (ABNT, 2010) determina que a capacidade de carga de fundações pode ser obtida por meio de vários métodos, divididos em três grupos distintos: teóricos, semiempíricos e empíricos.

2.1.6 Métodos teóricos

No caso de capacidade de carga de tubulão, Cintra *et al.* (2011) indicam que os métodos teóricos (racionais) não preveem com satisfação a capacidade de carga do tubulão. Tendo em vista essa imprecisão, os mesmos autores admitem que o fator de segurança para métodos teóricos é adotado como sendo igual a 3, podendo aceitar então que a tensão admissível dos solos equivale a um terço da tensão média de ruptura. A NBR 6122 (ABNT, 2010) descreve que os métodos teóricos ou analíticos podem ser empregados nos domínios de validade de sua aplicação, desde que contemplem as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

2.1.6.1 Método de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) desenvolveu o método pioneiro para determinação da capacidade de carga e considerou:

- i. Uma sapata corrida com comprimento superior a cinco vezes a largura da sapata com o intuito de simplificar o caso para duas dimensões;
- ii. A profundidade de embutimento da sapata é inferior à sua largura, desprezando assim a resistência ao cisalhamento do solo de cobertura, acrescentando a tensão vertical efetiva causada por ele como sobrecarga (q);
- iii. O solo de apoio da sapata é rígido promovendo o modo de ruptura geral.

Podemos resumir as hipóteses de Terzaghi (1943), considerando que o solo de apoio da sapata sempre é rígido, por meio das equações (4) a (6).

$$L \geq 5 \times B \quad (4)$$

$$h \leq B \quad (5)$$

$$q = \sigma'_v = \gamma \times h \quad (6)$$

onde,

L é o comprimento da base do elemento de fundação;

B é a largura da base do elemento de fundação;

h é a profundidade da cota de apoio da base;

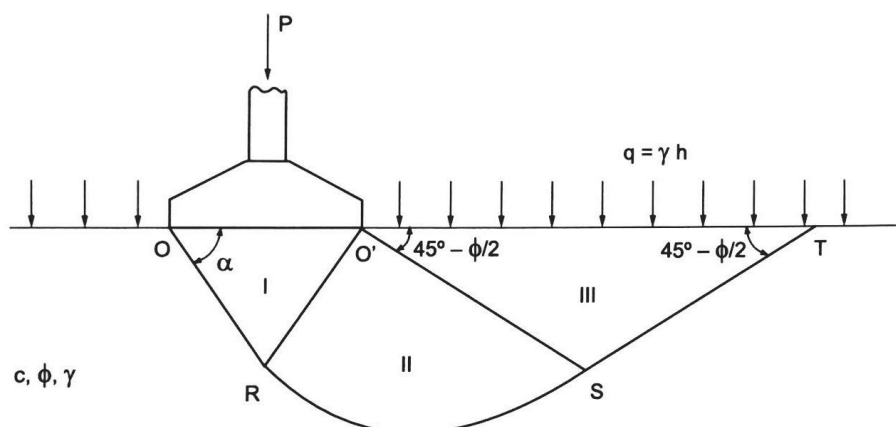
q é a sobrecarga do maciço de solo na cota de apoio;

σ'_v é a tensão vertical efetiva na cota de apoio (igual a q);

γ é o peso específico do solo sobre a cota de apoio.

A capacidade de carga estimada mediante esse critério, considerando as hipóteses citadas anteriormente, é determinada por intermédio do equilíbrio das forças verticais para as três superfícies ilustradas na FIGURA 18 no momento da ruptura.

FIGURA 18 – SUPERFÍCIE POTENCIAL DE RUPTURA



FONTE: CINTRA, AOKI E ALBIERO (2011).

Terzaghi considerou o peso do solo sobre a cota e apoio da sapata que pode ser obtido por meio da equação (7).

$$q = \gamma \cdot D_f \quad (7)$$

onde,

q é a sobrecarga promovida pelo solo ou tensão vertical (σ_v);

γ é o peso específico do solo sobre a cota da sapata;

D_f é a profundidade da cota de apoio da sapata.

O modelo utilizado por Terzaghi considera a zona I como uma cunha de comportamento elástico, a zona II com ruptura por cisalhamento radial e a zona III como zonas passivas de Rankine, conforme ilustra a FIGURA 19. A partir do diagrama de corpo livre da cunha formada na zona I da FIGURA 19 pode-se obter a equação de equilíbrio na ruptura. Partindo do princípio de equilíbrio das forças na cunha formada na zona I, considerando um comprimento unitário l da sapata, a equação geral de Terzaghi é dada pela equação (8).

$$\sigma_r = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (8)$$

onde,

σ_r é a tensão de ruptura ou tensão máxima suportada pelo solo (q_u);

c é a coesão do solo;

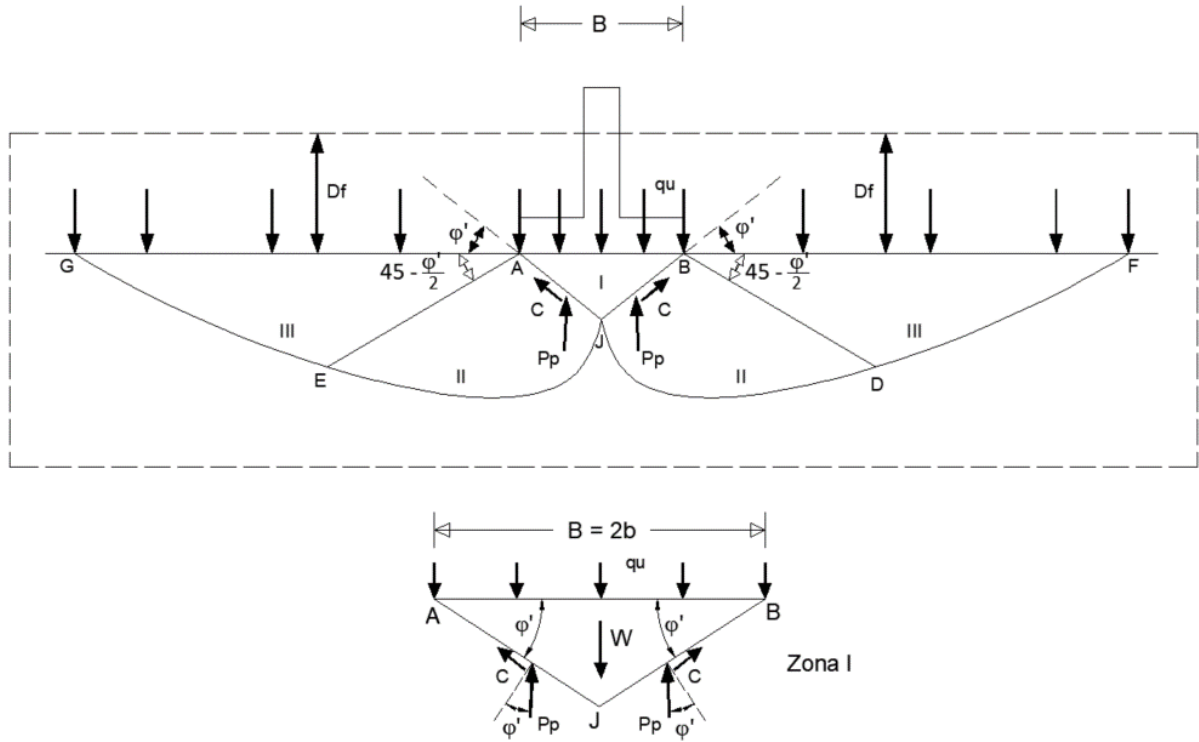
q é a tensão efetiva no nível da base, sobrecarga da equação (7);

γ é o peso específico do solo sobre a cota de apoio da sapata;

B é a menor dimensão da fundação direta;

N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga.

FIGURA 19 – DIAGRAMA DE EQUILÍBRIO NA RUPTURA GERAL



FONTE: O autor (2019).

Os fatores de capacidade de carga podem ser expressos em função da coesão, sobrecarga e peso específico, conforme as equações (9) a (11).

$$N_c = \tan \phi \times (K_c + 1) \quad (9)$$

$$N_q = \tan \phi \cdot K_q \quad (10)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \times (K_\gamma \times \tan \phi - 1) \quad (11)$$

onde,

ϕ é o ângulo de atrito do solo;

K_c , K_q e K_γ são os coeficientes de empuxo do solo em função do ângulo de atrito.

Das (2012) explica que é extremamente tedioso o cálculo dos coeficientes de empuxo, sendo assim Terzaghi usou um método de aproximação, sendo os seus princípios explicados a seguir.

Quando se considera o solo sem peso e sem coesão, a equação (8) pode ser escrita de acordo com as equações (12) e (13).

$$\sigma_r = q_u = q_q = qN_q \quad (12)$$

ou seja,

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (13)$$

Quando se considera, por sua vez, o solo sem peso com o elemento de fundação apoiado na superfície, ou seja, com sobrecarga nula, a equação (8) pode ser escrita conforme as equações (14) e (15).

$$\sigma_r = q_u = q_c = c'N_c \quad (14)$$

ou seja,

$$N_c = \cot\phi' \left(\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right) = \cot\phi' (N_q - 1) \quad (15)$$

Considerando o solo com coesão nula, peso nulo e o elemento de fundação na superfície a equação (8) pode ser escrita conforme as equações (16) e (17).

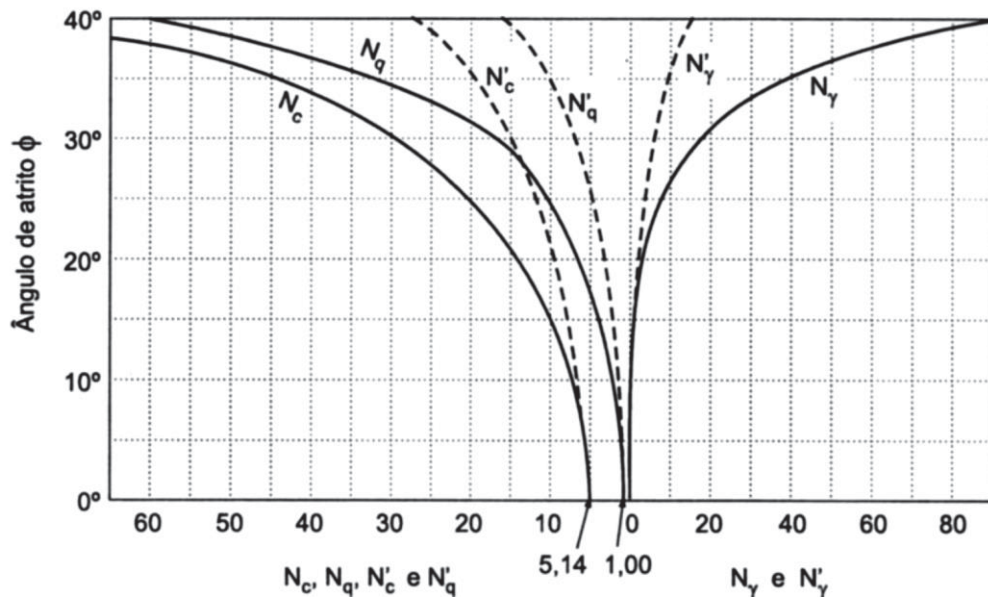
$$\sigma_r = q_u = q_\gamma = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (16)$$

ou seja,

$$N_\gamma = \frac{4E_p}{\gamma B^2} \cos(\alpha - \phi) \quad (17)$$

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), os fatores de carga são adimensionais e dependentes unicamente do ângulo de atrito, sendo assim Meyerhof (1955) em sua contribuição ao método apresentou os dados de N_γ , conforme ilustra a FIGURA 20.

FIGURA 20 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA



FONTE: CINTRA *et al.* (2003)

Terzaghi e Peck (1967) apresentam uma modificação da equação (8), que apresenta a ruptura geral de uma sapata contínua, inserindo fatores de forma do elemento de fundação com o intuito de generalizar a equação de ruptura geral, conforme a equação (18), sendo que os valores de forma estão dispostos na TABELA 2.

$$\sigma_r = cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad (18)$$

onde,

σ_r é a tensão de ruptura ou tensão máxima suportada pelo solo (q_u);

c é a coesão do solo;

q é a tensão efetiva no nível da base, sobrecarga da equação (7);

γ é o peso específico do solo;

B é a menor dimensão da fundação direta;

N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga;

S_c , S_q e S_γ são os fatores de forma.

TABELA 2 – FATORES DE FORMA

FORMA DA SAPATA	FATORES DE FORMA		
	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

FONTE: CINTRA *et al.*, 2003.

Quando se trata de solos moles Terzaghi (1943) propõe uma redução empírica dos parâmetros de resistência do solo para considerar a ruptura por punção, conforme as equações (19) e (20).

$$c^* = \frac{2}{3}c \quad (19)$$

$$\tan \phi^* = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (20)$$

Sendo assim a equação de ruptura por punção é dada pela equação (21).

$$\sigma'_r = c^*N'_cS_c + qN'_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma S_\gamma \quad (21)$$

onde,

σ'_r é a tensão de ruptura por punção;

c^* é a coesão do solo modificada (reduzida);

q é a tensão efetiva no nível da base, sobrecarga da equação (7);

γ é o peso específico do solo;

B é a menor dimensão da fundação direta;

N'_c , N'_q e N'_γ são os fatores de capacidade de carga obtidos com o ângulo de atrito reduzido;

S_c , S_q e S_γ são os fatores de forma.

Outros autores continuaram da equação de Terzaghi (1943), promovendo as contribuições e variações ao método clássico original.

2.1.6.2 Método de Vésic (1975)

O método de Vésic (1975) apresenta contribuições ao método original de Terzaghi (1943), alterando a forma de obtenção dos fatores de capacidade de carga, dos fatores de forma e uma nova proposição para a ruptura local.

Para os fatores de capacidade de carga Vésic (1975) utilizou a proposição de Caquot e Kérisel (1953, apud CINTRA *et al.*, 2011) sobre o N_γ , mantendo os outros fatores em função do ângulo de atrito, conforme as equações de (22) a (24).

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1) \quad (22)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (23)$$

$$N_\gamma \cong 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (24)$$

Os fatores de forma de Vésic (1975) foram desenvolvidos por De Beer (1967), sendo que eles não dependem somente da forma do elemento de fundação, mas também do ângulo de atrito do solo, conforme demonstra a TABELA 3.

TABELA 3 – FATORES DE FORMA (DE BEER, 1967)			
FORMA DA SAPATA	FATORES DE FORMA		
	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi$	$1 - 0,4 \left(\frac{B}{L} \right)$
Circular ou quadrada	$1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + \tan \phi$	0,60

FONTE: CINTRA, AOKI E ALBIERO, 2011.

2.1.6.3 Método de Skempton (1951)

No caso de argilas saturadas e não drenadas Skempton (1951, apud CINTRA *et al.*, 2003) simplifica a equação de Terzaghi, alterando o fator de forma do elemento de fundação, conforme as equações (25) e (26).

$$\sigma_r = cN_cS_c + q \quad (25)$$

$$S_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (26)$$

onde,

σ_r é a tensão de ruptura ou tensão máxima suportada pelo solo (q_u);

c é a coesão do solo;

q é a tensão efetiva ao nível da base, sobrecarga da equação (7);

B é a menor dimensão da fundação direta;

L é a maior dimensão da fundação direta;

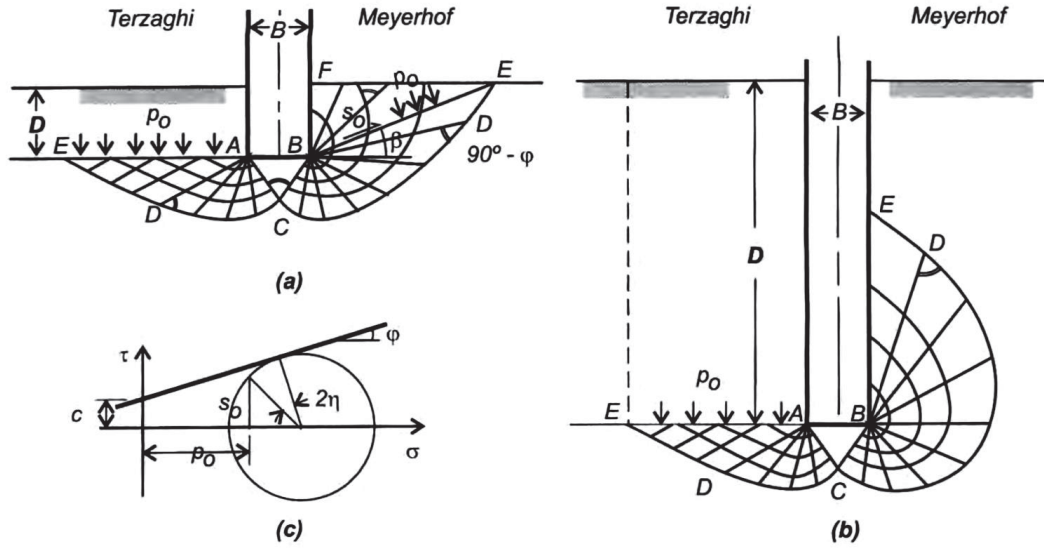
S_c é o fator de forma.

2.1.6.4 Método de Meyerhof (1951)

A evolução promovida por Meyerhof (1951) em relação à teoria básica de Terzaghi (1943) ocorreu com o intuito de não desprezar a resistência ao cisalhamento do solo sobre a cota de apoio do elemento de fundação. De acordo com Velloso e Lopes (1998) o modelo de Meyerhof prevê em fundações rasas que a superfície de deslizamento atinge a superfície do terreno, enquanto em fundações profundas ela fica completamente contida no solo; a FIGURA 21 ilustra a diferença entre as teorias de deslizamento.

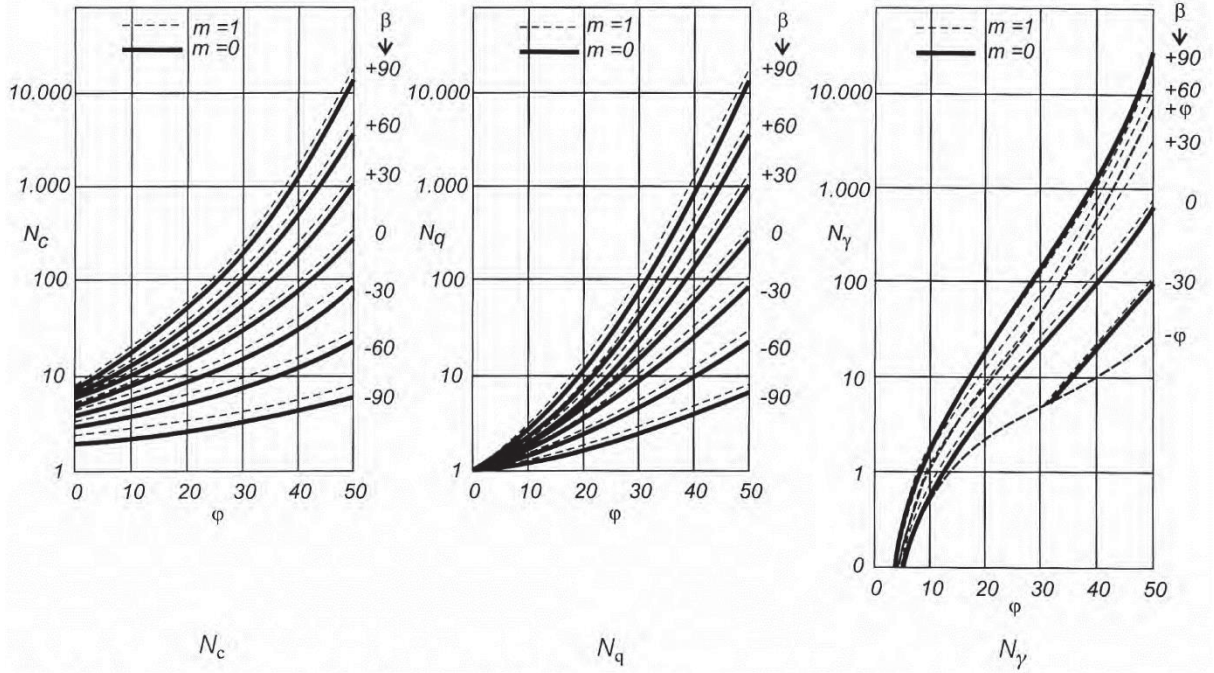
A equação (27) expressa a teoria apresentada, sendo que os fatores de capacidade de carga, apresentados na FIGURA 22, são alterados em função do ângulo de inclinação da superfície livre (β), do ângulo de atrito dos solos e do parâmetro m que apresenta pouca influência nos fatores de capacidade de carga, expresso pela equação (28).

FIGURA 21 – COMPARAÇÃO ENTRE OS MECANISMOS DE RUPTURA



FONTE: VELLOSO e LOPES, 1998.

FIGURA 22 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA, MEYERHOF (1951)



FONTE: VELLOSO e LOPES, 1998.

$$\sigma_r = cN_c + p_0N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (27)$$

$$m = \frac{s_0}{c + p_0 \tan \phi} \quad (28)$$

onde,

σ_r é a tensão de ruptura ou tensão máxima suportada pelo solo (q_u);

c é a coesão do solo;

ϕ é o ângulo de atrito do solo;

N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga;

p_0 é a componente normal de tensão sobre a superfície;

s_0 é a componente transversal de tensão sobre a superfície;

B é a menor dimensão da fundação direta;

m é o parâmetro que exprime o grau de mobilização da resistência ao cisalhamento na superfície ($0 \leq m \leq 1$).

2.1.6.5 Método de Brinch Hansen (1970)

A equação estendida da capacidade de carga por ruptura geral pode ser expressa de acordo com Brinch Hansen por meio da equação (29).

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + \bar{q} N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (29)$$

onde,

s_γ , s_q e s_c são os fatores de forma;

d_γ , d_q e d_c são os fatores de profundidade;

i_γ , i_q e i_c são os fatores de inclinação da carga;

b_γ , b_q e b_c são os fatores de inclinação da base;

g_γ , g_q e g_c são os fatores de inclinação do terreno;

N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga.

As dimensões B' , L' e A' são obtidas em função da área efetiva de distribuição de carga pela base. É considerada uma área efetiva por onde a resultante das forças aplicadas atue em seu centro de gravidade, conforme ilustra a FIGURA 23, expressa pela aproximação de Meyerhof (1953) em função da excentricidade, conforme as equações (30) e (31).

$$B' = B - 2e_B \quad (30)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (31)$$

onde,

B é a menor dimensão do elemento de fundação;

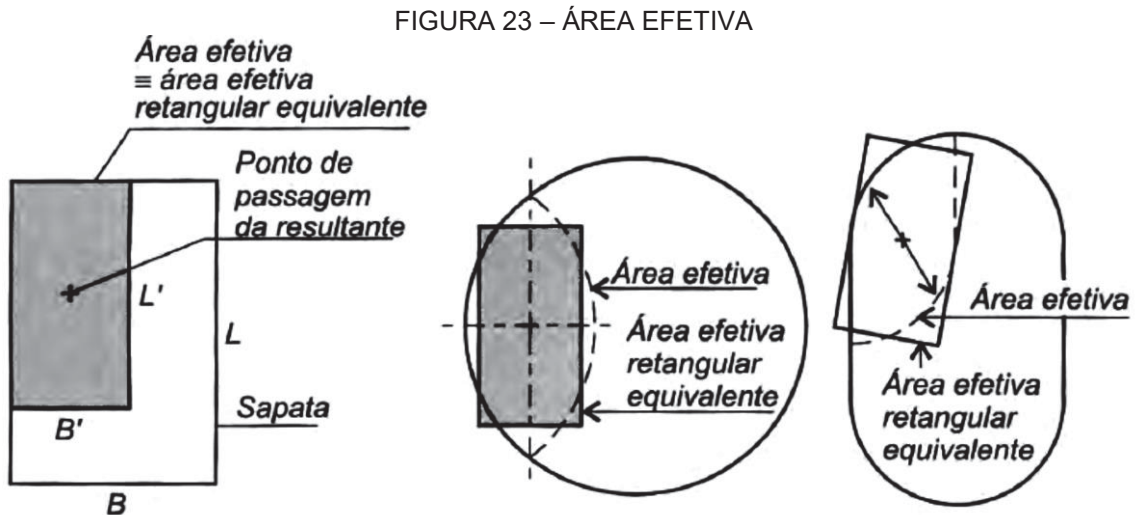
L é a maior dimensão do elemento de fundação;

B' é a menor dimensão efetiva do elemento de fundação;

L' é a maior dimensão efetiva do elemento de fundação;

e_B é a excentricidade da carga na direção da menor dimensão do elemento de fundação;

e_L é a excentricidade da carga na direção da maior dimensão do elemento de fundação.



Fonte: VELLOSO E LOPES (2010)

Os fatores de profundidade conferem à equação uma correção da relação de embutimento da fundação, de acordo com as equações de (32) a (37).

- Se a relação D/B for menor ou igual a 1

$$d_c = 1 + 0,4 \left(\frac{D}{B} \right) \quad (32)$$

$$d_q = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times \frac{D}{B} \quad (33)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (34)$$

- Se a relação D/B for maior a 1

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (35)$$

$$d_q = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \phi)^2 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (36)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (37)$$

Os fatores de inclinação da carga corrigem a excentricidade causada pela aplicação não vertical da carga sobre o elemento de fundação, em função das equações de (38) a (40).

$$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L' \cdot c \cdot N_c} \quad (38)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c \cdot \cot \phi} \right)^m \quad (39)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c \cdot \cot \phi} \right)^{m+1} \quad (40)$$

onde,

V é igual ao componente vertical da carga aplicada ao elemento de fundação;

H é igual ao componente horizontal da carga aplicada ao elemento de fundação;

m é o fator de forma em função do ângulo de aplicação da carga na sapata.

Quando a excentricidade da carga ocorre na direção do lado menor da sapata, o fator de forma é dado pela equação (41).

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad (41)$$

Quando a excentricidade da carga ocorre na direção do lado maior da sapata, o fator de forma é dado pela equação (42)(41).

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \quad (42)$$

Quando a excentricidade da carga ocorre nas duas direções da sapata, o fator de forma é dado pela equação (43).

$$m = m_n = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (43)$$

Os fatores de inclinação da base corrigem a influência da inclinação da carga distribuída pela sapata, conforme ilustra a FIGURA 24, são obtidos por meio das equações (44) e (45).

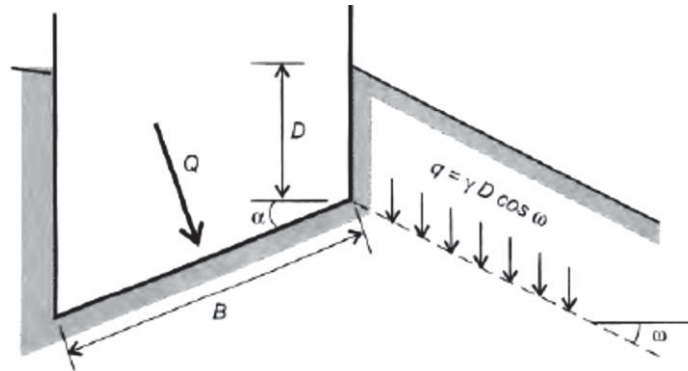
$$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{\pi + 2} \quad (44)$$

$$b_q = b_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\tan \phi}\right)^2 \quad (45)$$

onde,

α é o ângulo de inclinação da base expresso em radianos.

FIGURA 24 – INCLINAÇÃO DA BASE E DO TERRENO



Fonte: VELLOSO E LOPES (2010)

Quando a superfície do terreno sobre a sapata é inclinada, formando um talude com ângulo ω , a sobrecarga é corrigida em função das equações (46) e (47).

$$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{\pi + 2} \quad (46)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 \quad (47)$$

Os fatores que influenciam a equação geral de Brinch Hansen (1970), além dos expressos na própria equação (B' , $\bar{\gamma}$, $\bar{q}$ e c') podem ser resumidos de acordo com os dados do QUADRO 2.

QUADRO 2 – FATORES DE INFLUÊNCIA

FATOR	SIMBOLOGIA	INFLUÊNCIA
Capacidade de carga	$N_c N_q N_\gamma$	ϕ
Forma	$s_c s_q s_\gamma$	$B' L' \phi$
Profundidade	$d_c d_q d_\gamma$	$D B \phi$
Inclinação da carga	$i_c i_q i_\gamma$	$B' L' H V c \phi$
Inclinação da base	$b_c b_q b_\gamma$	$\alpha \phi$
Inclinação da superfície	$g_c g_q g_\gamma$	ω

FONTE: O autor (2019).

Nota-se que o principal fator considerado nos fatores de influência é o ângulo de atrito interno do solo, ou seja, a variação do ângulo de atrito interno do solo afeta diretamente praticamente todos os fatores da equação geral.

2.1.7 Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos são definidos pela NBR 6122 (ABNT, 2010) como os métodos que relacionam resultados de ensaios de campo com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. A norma ainda indica que devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos de cálculo.

Os cálculos da tensão admissível por meio dos métodos semiempíricos utilizam as equações teóricas com dados correlacionados entre os parâmetros do solo e os dados de sondagens do tipo SPT, SPT-T ou CPT.

Os métodos semiempíricos para o dimensionamento de tubulão podem ser elaborados em função do tipo de transmissão de carga como uma fundação direta profunda ou de acordo com os métodos de fundação indireta.

Amann (2010) pesquisou a precisão dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga de estacas em função das características distintas dos solos de cada região. A variabilidade das características dos solos incentivou a elaboração de uma Metodologia Semiempírica Unificada. O desenvolvimento do novo método foi realizado em três etapas distintas, sendo formadas pela estimativa inicial da

capacidade de carga por meio dos métodos convencionais, verificação do desempenho baseando-se no critério de ruptura com ensaios de prova de carga e, por fim, elaboração de uma retroanálise dos métodos convencionais. O autor propôs uma nova abordagem matemática da transferência de carga com a correção dos coeficientes tradicionais.

Mello (1975) indicou métodos semiempíricos de estimativa de recalques de fundações diretas ou profundas, reportando-se à experiência profissional brasileira, em comparação com os métodos teóricos de outros países. Utilizou o ensaio de investigação de subsolo do tipo SPT, amplamente difundido no Brasil, com ênfase em correções dos parâmetros obtidos por meio de ensaios de laboratório. Mediante a análise de grau de aproximação, discutiu os níveis de aceitação de recalques diferenciais.

2.1.7.1 Métodos baseados no SPT

Os métodos baseados no SPT são amplamente e indiscriminadamente utilizados para o dimensionamento de fundações. Cintra e Aoki (2010) indicam que os valores de correlação originais nos métodos devem ser substituídos por valores regionais. De acordo com os mesmos autores, o uso em grande escala dos métodos semiempíricos ocorre uma vez que as fórmulas teóricas geralmente não são confiáveis no dimensionamento de estacas.

- Método Teixeira (1996)

O método semiempírico de Teixeira (1996) para dimensionamento de tubulão, por meio da sondagem do tipo SPT, é uma derivação do método teórico de Skempton (1951) expresso na equação (25), com os parâmetros do solo obtidos por correlação. Com a equação de correlação de coesão e com fator de segurança igual a 3, temos as equações (48) e (49).

$$c = 0,01 \times N_{SPT} \quad (48)$$

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{50} + q \quad (49)$$

onde,

c é a coesão em MPa;

σ_a é a tensão admissível expressa em MPa;

N_{SPT} é o valor médio, do número de golpes do ensaio SPT, no bulbo de tensões;

q é a sobrecarga promovida pelos solos na cota de apoio da base do tubulão.

Esse método limita o valor do número de golpes do SPT entre 5 e 20 e apresenta um fator de segurança igual a 3.

- Método Alonso (1983)

De acordo com Alonso (1983) o método semiempírico para dimensionamento de tubulão por meio da sondagem do tipo SPT pode ser expresso pela equação (50), desprezando a sobrecarga.

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{30} \quad (50)$$

onde,

σ_a é a tensão admissível com fator de segurança igual a 3 expressa em MPa;

N_{SPT} é o valor médio, do número de golpes do ensaio SPT, no bulbo de tensões igual a duas vezes a menor dimensão do tubulão.

Esse método limita o valor do número de golpes do SPT entre 6 e 18 e apresenta um fator de segurança igual a 3. O método de Alonso foi elaborado a partir da proposta de Skempton (1951), utilizando a equação (25), considerando o embutimento obtendo a coesão da correlação com o SPT, considerando o fator de carregamento $N_c = 6$ e fator de segurança igual a 3.

- Método Meyerhof (1956)

Meyerhof (1956) dividiu a equação de capacidade de carga de acordo com o tipo de solo em função do valor médio do SPT formado com o bulbo de 1,5 vezes a menor dimensão do elemento de fundação, conforme as equações (51) e (52). O autor considera a redução da tensão última pela metade quando ocorrer presença de água.

$$q_u = 32N(B + D) \quad \text{Solos arenosos} \quad (51)$$

$$q_u = 16N \quad \text{Solos argilosos} \quad (52)$$

onde,

q_u é a tensão última expressa em kPa;

N é o valor médio do N_{SPT} no bulbo de tensões igual a 1,5 vezes a menor dimensão do elemento;

B é a menor dimensão do elemento de fundação direta;

D é a profundidade da cota de apoio do elemento de fundação direta.

- Método Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso foi originalmente desenvolvido para determinar a capacidade de carga de uma estaca, porém a sua formulação pode ser utilizada para verificar a capacidade de carga de um tubulão, como se o mesmo fosse uma estaca escavada com base alargada com carga somente de ponta (CINTRA *et al.*, 2011), conforme a equação (53).

$$\sigma_r = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} \quad (53)$$

onde,

σ_r é a tensão de ruptura da base do tubulão;

N_{SPT} é o valor do número de golpes do ensaio SPT na cota de apoio do tubulão;

F_1 é um fator adimensional de escala, sendo igual a 3 para estacas escavadas;

K é o coeficiente regional que depende do tipo de solo, conforme a TABELA 4.

TABELA 4 – COEFICIENTE K	
TIPO DE SOLO	K (MPa)
Areia	1,00
Areia siltosa	0,80
Areia siltoargilosa	0,70
Areia argilosa	0,60
Areia argilosiltosa	0,50
Silte	0,40
Silte arenoso	0,55
Silte arenoargiloso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silte argiloarenoso	0,25
Argila	0,20
Argila arenosa	0,35
Argila arenosiltosa	0,30
Argila siltosa	0,22
Argila siltoarenosa	0,33

FONTE: CINTRA *et al.*, 2011.

- Método Décourt e Quaresma (1978)

O método Décourt e Quaresma, também análogo à capacidade de carga de estacas, de acordo com a sua versão atualizada em 1996, pode exprimir a tensão de ruptura da base do tubulão por meio da equação (54). Os autores recomendam um fator de segurança igual 4 para a determinação da carga admissível.

$$\sigma_r = \alpha \cdot C \cdot N_p \quad (54)$$

onde,

σ_r é a tensão de ruptura da base do tubulão;

N_p é o valor médio do número de golpes do ensaio SPT em três cotas, na cota de apoio do tubulão, a imediatamente anterior e a imediatamente posterior;

α é um fator de redução em função do tipo de solo, conforme a TABELA 5;

C é o coeficiente característico do solo, conforme a TABELA 6.

TABELA 5 – FATOR DE REDUÇÃO α PARA ESTACAS ESCAVADAS

TIPO DE SOLO	α
Argila	0,85
Solos intermediários	0,60
Areias	0,50

FONTE: CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011.

TABELA 6 – COEFICIENTE CARACTERÍSTICO DO SOLO

TIPO DE SOLO	c (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areias	400

FONTE: CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011.

2.1.7.2 Métodos baseados no SPT-T

O método pioneiro de dimensionamento de estacas com os dados do ensaio SPT-T foi desenvolvido por Ranzini (2000), por meio das equações (55) a (57).

$$R = s_\lambda \times f_\lambda \times A_\lambda + s_p \times f_p \times A_p \quad (55)$$

onde

R é a carga de ruptura da estaca;

s_λ é o coeficiente empírico de Ranzini para atrito lateral;

f_λ é a tensão de atrito lateral no fuste da estaca;

A_λ é a área da superfície lateral da estaca enterrada;

s_p é o coeficiente empírico de Ranzini para a ponta;

f_p é a tensão na ponta da estaca;

A_p é a área da ponta da estaca.

Ranzini (2000) considerou para o cálculo do atrito lateral do fuste a condição de torque residual do ensaio SPT-T em função do deslocamento provocado pela prova de carga em estacas, assim a equação de atrito lateral é dada pela equação (56).

$$f_\lambda = \frac{\sum \Delta \lambda_i \times f_i}{\sum \Delta \lambda_i} \quad (56)$$

onde,

f_λ é a tensão de atrito lateral no fuste da estaca;

λ_i é o comprimento do trecho considerado do fuste;

f_i é a tensão de atrito lateral residual medida pelo torquímetro na altura do trecho do fuste considerado.

A carga da ponta da estaca é calculada por Ranzini (2000) por meio da média ponderada do torque obtido um metro acima da ponta, na cota da ponta e um metro abaixo da cota da ponta, conforme a equação (57).

$$f_p = \frac{f_{i-1} + 2 \times f_i + f_{i+1}}{4} \quad (57)$$

onde,

f_p é a tensão na ponta da estaca;

f_i é a tensão de atrito lateral residual medida pelo torquímetro na cota de apoio da ponta da estaca;

f_{i-1} é a tensão de atrito lateral residual medida pelo torquímetro na cota anterior à de apoio da ponta da estaca;

f_{i+1} é a tensão de atrito lateral residual medida pelo torquímetro na cota posterior à de apoio da ponta da estaca.

2.1.8 Métodos empíricos

Os métodos que utilizam as provas de carga direta são classificados como métodos empíricos, a prova de carga em placa permite a obtenção da curva carga e recalque da fundação na cota de apoio desejada (ver capítulo 2.3.1.3). De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011) o método de dimensionamento por provas de carga é análogo ao das sapatas, sendo esse ensaio não muito utilizado devido às dificuldades inerentes de aplicação de carga na profundidade desejada para o tubulão.

Costa (1999) comenta as dificuldades para definir a carga de ruptura do solo em provas de carga de placa, pois quando há ruptura generalizada a curva carga x recalque permite a obtenção direta da carga de ruptura, porém quando a ruptura é localizada a curva carga x recalque não expressa com clareza a carga de ruptura.

Niyama *et al.* (1996) classificaram os métodos de estimativa da carga de ruptura na condição local em quatro grupos distintos, sendo eles os critérios do deslocamento total limite, os critérios de deformabilidade limite, os critérios de interseção entre as fases elásticas e as plásticas e critérios matemáticos.

2.1.8.1 Método de Terzaghi (1943)

O método de Terzaghi (1943), baseado no critério de deslocamento total limite, apresenta-se como um dos mais simples para obtenção da carga de ruptura. Cintra *et al.* (2013) indicam que o autor não necessariamente contempla uma explicação racional para a sua adoção, porém o método é adotado pela norma britânica BS 8004 (BSI, 1986). Terzaghi (1943) adotou o critério de ruptura em estacas quando o deslocamento atinge 10% do diâmetro da ponta da estaca (D_p), conforme ilustra a FIGURA 25, de acordo com a equação (58).

$$P_r(\rho_r) \rightarrow \rho_r = 0,1 \times D_p \quad (58)$$

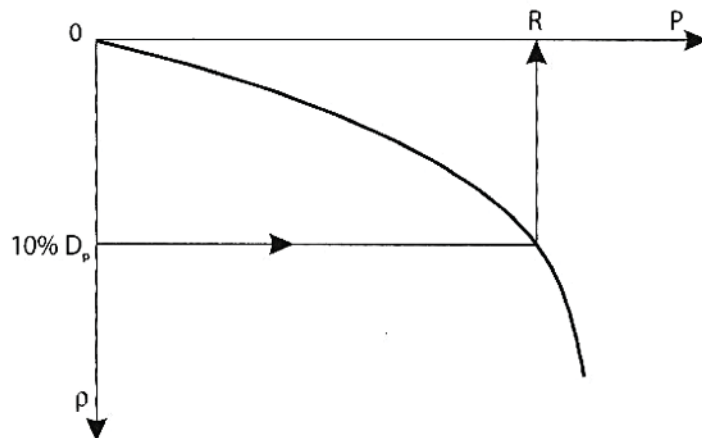
onde,

P_r é a carga de ruptura do ensaio;

ρ_r é o recalque limite, considerado de ruptura por Terzaghi (1943);

D_p é o diâmetro da ponta da estaca.

FIGURA 25 – CRITÉRIO DE RUPTURA CONVENCIONAL



FONTE: CINTRA *et al.*, 2013.

2.1.8.2 Método de Boston

O critério utilizado pelo código de obras da cidade norte-americana de Boston foi desenvolvido para uma placa quadrada com os lados de 30 cm, que também é um critério de deslocamento total limite, determina a tensão admissível no ensaio de placa como o menor valor de tensão obtido entre os recalques de 10 mm e a metade de 25

mm, de acordo com a (59), conforme ilustra a FIGURA 26. A tensão admissível obtida equivale ao fator de segurança igual a 2, de acordo com a equação (60).

$$\sigma_{adm} \leq \begin{cases} \sigma_{10} \rightarrow \sigma(\rho), & \rho = 10 \text{ mm} \\ \frac{\sigma_{25}}{2} \rightarrow \sigma(\rho), & \rho = 25 \text{ mm} \end{cases} \quad (59)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{2} \quad (60)$$

onde,

σ_a é a tensão admissível;

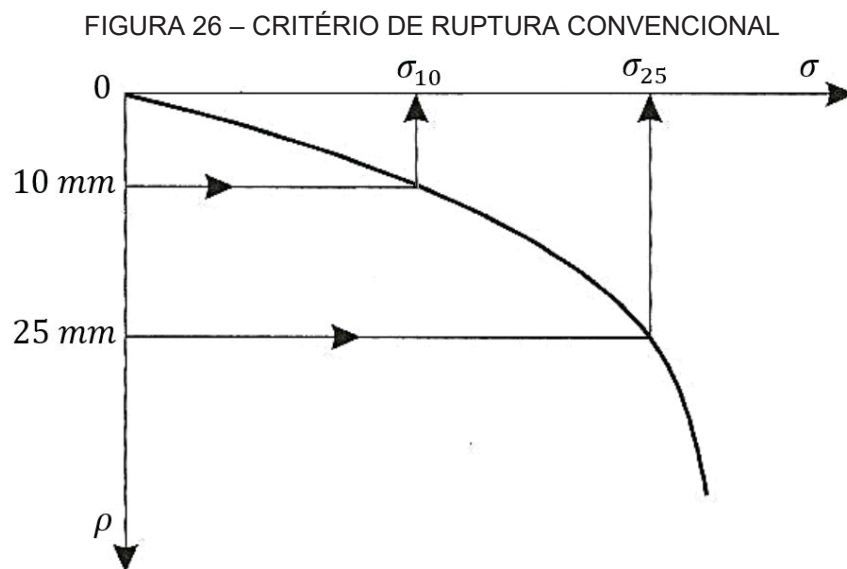
σ_r é a tensão de ruptura;

ρ é o recalque;

σ é a tensão vertical de ensaio;

σ_{10} é a tensão vertical de ensaio com recalque igual a 10 mm;

σ_{25} é a tensão vertical de ensaio com recalque igual a 25 mm.



FONTE: Adaptado de CINTRA *et al.*, 2013.

2.1.8.3 Método da ABNT (2010)

O método da ABNT, baseado no critério de deslocamento total limite, é definido pela NBR 6122 (ABNT, 2010) como a carga de ensaio obtida pela interseção da curva carga x recalque, que pode ser extrapolada, com a da reta definida pela equação (61).

$$P_r(\rho_r) \rightarrow \rho_r = \frac{D}{30} + \frac{P \cdot L}{A \cdot E} \quad (61)$$

onde,

P_r é a carga de ruptura do ensaio;

ρ_r é o recalque limite, considerado de ruptura pela ABNT;

D é o diâmetro da ponta da estaca;

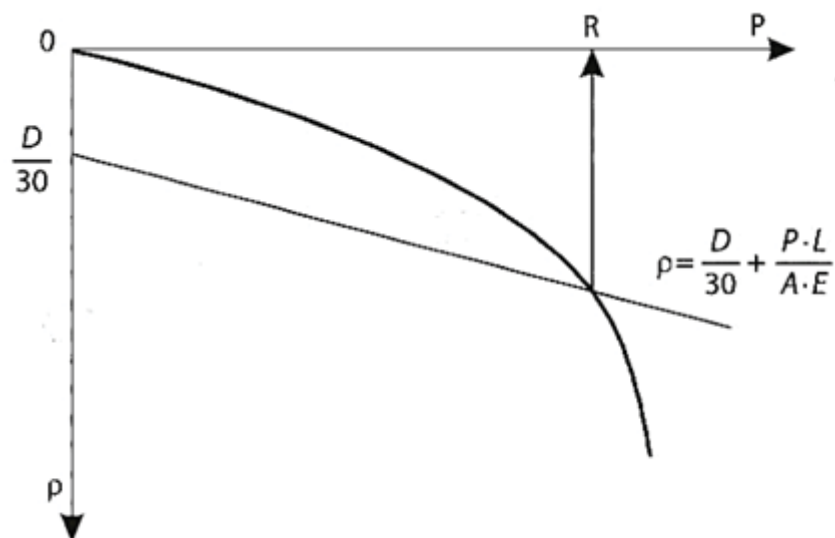
P é a carga aplicada durante o ensaio;

L é o comprimento da estaca;

A é a área da seção do fuste da estaca;

E é o módulo de elasticidade do material da estaca.

FIGURA 27 – CRITÉRIO DE RUPTURA DA ABNT

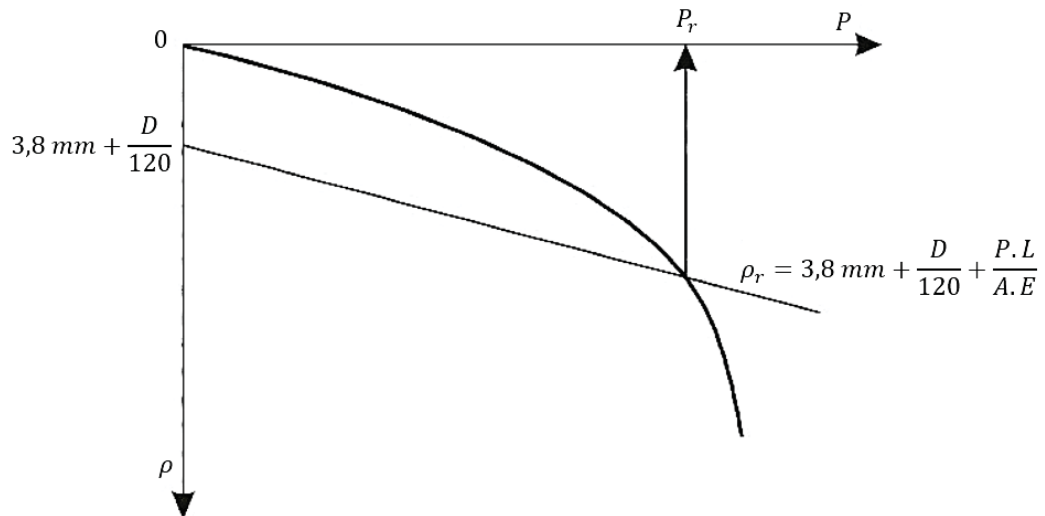


FONTE: CINTRA *et al.*, 2013.

2.1.8.4 Método de Davisson (1972)

De acordo com Cintra *et al.* (2013) o método da ABNT é baseado no método de Davisson, com diferença somente na constante da equação.

FIGURA 28 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE DAVISSON



FONTE: Adaptado de CINTRA *et al.*, 2013.

A constante adotada por Davisson (1972) desloca a reta de definição do recalque de ruptura, conforme ilustra a FIGURA 28, de acordo com a equação (62).

$$P_r(\rho_r) \rightarrow \rho_r = 3,8 \text{ mm} + \frac{D}{120} + \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} \quad (62)$$

onde,

P_r é a carga de ruptura do ensaio;

ρ_r é o recalque limite, considerado de ruptura;

D é o diâmetro da ponta da estaca;

P é a carga aplicada durante o ensaio;

L é o comprimento da estaca;

A é a área da seção do fuste da estaca;

E é o módulo de elasticidade do material da estaca.

2.1.8.5 Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) é classificado por Niyama *et al.* (1996) como um critério matemático e de acordo com Cintra *et al.* (2013) é classificado como um critério de ruptura física.

O método matemático de Van der Veen (1953) utiliza a equação (63) para extrapolar a curva carga x recalque e obter a ruptura física do elemento (FIGURA 29).

$$P(\rho) \rightarrow P = R(1 - e^{-a \cdot \rho}) \quad (63)$$

onde,

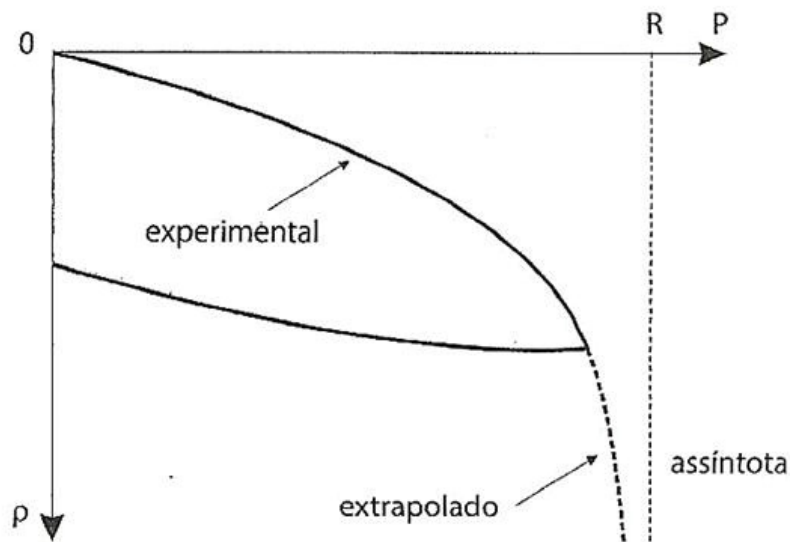
P é a carga vertical do ensaio

ρ é o recalque obtido com a carga P (mm)

a é o coeficiente que define a forma da curva

R indica a interseção da assíntota vertical com o eixo de cargas

FIGURA 29 – RUPTURA FÍSICA COM EXTRAPOLAÇÃO



FONTE: Adaptado de CINTRA *et al.*, 2013.

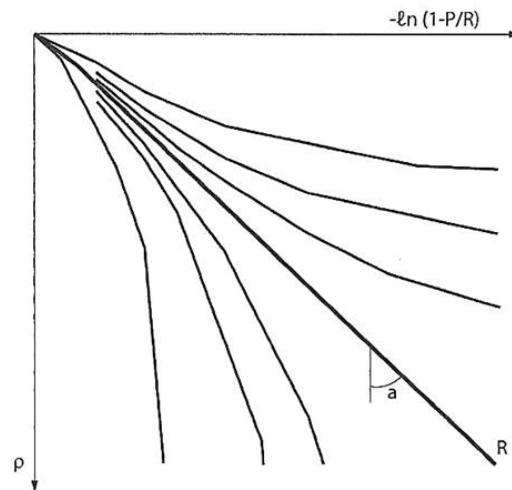
As constantes a e R são obtidas por iteração, adotando-se valores para R e desenhando curvas em um gráfico com eixos $\rho \times \ln\left(1 - \frac{P}{R}\right)$ ilustrado pela FIGURA 30, conforme a equação da reta modificada da equação (64).

$$a \cdot \rho + \ln\left(1 - \frac{P}{R}\right) = 0 \quad (64)$$

Após o processo de iteração, da iteração que apresentar uma reta serão extraídos os valores de R e de a que é o coeficiente angular da reta. Cintra *et al.* (2013)

recomendam o uso do método dos mínimos quadrados para a elaboração da regressão linear em cada tentativa.

FIGURA 30 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE DAVISSON



FONTE: Adaptado de CINTRA *et al.*, 2013.

O comportamento dos elementos de fundação está intrinsecamente ligado ao solo que os envolve, sendo assim o estudo do solo do local e da região tem importância primordial no bom desenvolvimento de projetos de fundação.

2.2 SOLO

O solo é o material mais utilizado na construção civil e engenharia civil em geral, principalmente na engenharia geotécnica, sendo assim é notadamente essencial conhecer as suas características e propriedades.

Os solos são formados por um agrupamento de partículas sólidas de tamanhos variados que apresentam vazios preenchidos por água ou ar. De acordo com Fiori (2015) uma massa de solo pode ser descrita por suas propriedades físicas e por suas propriedades mecânicas. Para Knappett e Craig (2016) o engenheiro civil entende o solo como um arranjo de partículas minerais soltas ou fracamente unidas, formada pela decomposição de rochas, sendo o espaço vazio entre essas partículas preenchido com ar ou água. Em ambas as definições a importância sobre as características dos solos e sua origem são denotadas, já que o tipo de formação influencia nessas condições.

2.2.1 Formação dos solos

Para entendermos as diferentes características dos solos existentes precisamos compreender como estes se formam. Terzaghi *et al.* (1996) indicam que os solos apresentam duas origens distintas, sendo oriundos do intemperismo das rochas e da decomposição de matéria orgânica. Os solos formados pela desagregação ou decomposição das rochas são divididos em residuais (autóctones) e sedimentares ou transportados (alóctones). Nesse contexto, os solos residuais são os solos que permanecem no local de formação e decomposição da rocha matriz, enquanto os solos sedimentares ou transportados são os solos que são removidos do local de formação e são depositados longe da rocha matriz.

FIGURA 31 – PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE UM SOLO RESIDUAL



FONTE: ORTIGÃO, 2007.

Os solos residuais podem se desenvolver em clima semiárido, com camada de solo estável e rija de pouca profundidade, ou em climas tropicais, com camada profunda de solo duro e estável, porém com camadas altamente compressíveis (TERZAGHI *et al.*, 1996). O perfil estratigráfico de um solo residual (FIGURA 31) é composto pela rocha sã, rocha alterada, solo residual jovem ou saprolito e solo residual maduro (ORTIGÃO, 2007).

A composição mineralógica dos solos está intimamente relacionada com a rocha matriz e o seu processo de formação. Segundo Guimarães (2006), na região sul do Brasil os solos residuais basálticos são comuns e chamados vulgarmente de terra roxa. A rocha denominada basalto é formada pelos sucessivos derramamentos de lava, com resfriamento rápido de seu maciço. Classificada como rocha ígnea extrusiva, a sua composição mineralógica é constituída principalmente de plagioclásio (feldspato), piroxênios e olivina, que de acordo com Das (2012) apresentam grande quantidade de ferro. O resfriamento rápido sob baixa pressão (pressão atmosférica), do fluxo de lava promove a cristalização dos minerais com granulação fina, microscópica. O intemperismo químico dessas rochas promove a degradação da rocha em partículas de argila com alto teor de hematita e limonita (DAS, 2012). De acordo com Pinto (2006), as rochas basálticas, com alto teor de feldspato, são mais suscetíveis ao intemperismo químico, dando origem aos argilominerais constituintes do solo.

FIGURA 32 – LOCALIZAÇÃO DA BACIA DO PARANÁ



FONTE: Adaptado de REIS *et al.*, 2014.

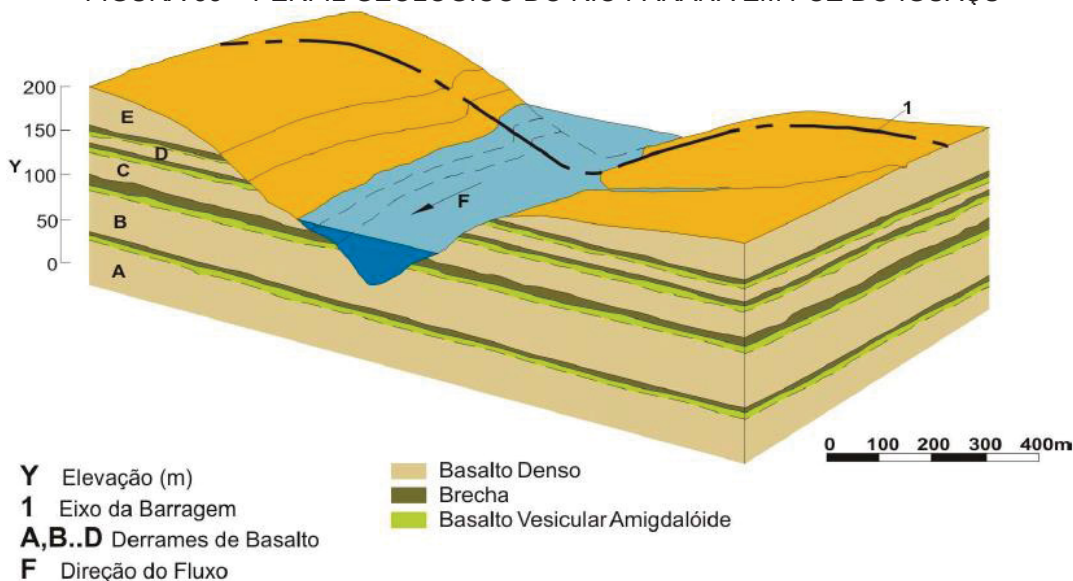
O terceiro planalto Paranaense está inserido na bacia do Paraná. Reis *et al.* (2014) indicam que a bacia do Paraná apresenta uma área de aproximadamente

1.400.000 km² (FIGURA 32), com perfil estratigráfico formado basicamente por cinco seqüências. Os mesmos autores registram o derramamento basáltico da bacia como uma das maiores manifestações vulcânicas, com espessura da camada de basalto de aproximadamente 2.000 m, intercalada com sedimentos, rochas ácidas e básicas.

Thá (2007) descreve os derrames da Bacia do Paraná, com origem no período Jurássico, como derrames relativamente uniformes, com cor cinza escuro e granulometria fina, com características geológicas conforme ilustrado na FIGURA 33, divididas em:

- Derrames basálticos horizontais com espessura de 20 a 60 metros;
- Camadas de brecha entre os derrames com espessura de 1 a 30 metros;
- Descontinuidades paralelas aos planos basálticos no contato entre o derrame e a transição.

FIGURA 33 – PERFIL GEOLÓGICO DO RIO PARANÁ EM FOZ DO IGUAÇU



FONTE: THÁ, 2007.

Desta forma, os solos da região oeste do Paraná são predominantemente residuais de origem basáltica e laterizados, podendo apresentar camadas (inserções) de solos moles (baixa competência) ao longo do perfil geotécnico.

2.2.2 Classificação de solos moles

A utilização do solo como material de construção exige, como todos os materiais, o conhecimento de seu comportamento mecânico e dos parâmetros que indiquem esse comportamento. O processo de formação dos solos, bem como a rocha matriz determinam as suas características. Nagaraj e Miura (2001) indicam que “a inerente natureza e diversidade dos processos geológicos envolvidos na formação dos solos são responsáveis pela grande variabilidade do estado dos solos em campo”. Principalmente na formação de solos residuais onde:

A ocorrência de perfis geotécnicos com solos moles é muito comum, tornando-se preocupantes a medida que utilizações civis das mais diversas acontecem nesses terrenos e, inúmeras vezes, causam problemas de suporte e recalque. (NASCIMENTO e BRANDI, 2009).

Sanches (2013) destaca que os solos argilosos, por causa da reduzida permeabilidade e o grau de saturação elevado, apresentam potencial de recalque diferencial ao longo do tempo com consequente redução da segurança com o acréscimo das solicitações. De acordo com Machado (2016), “no Brasil, os solos muito moles compressíveis são encontrados com frequência ao longo das regiões costeiras, entretanto muitas vezes também estão presentes no interior”.

A classificação dos solos como moles pode ser obtida por meio de ensaios de caracterização, porém como indicam Lambe e Whitman (1969) a natureza e o arranjo atômico das partículas de solo têm influência significativa nas propriedades dos solos, especialmente em solos finos, ainda, exemplificam os solos com grande quantidade de montmorilonita, que pode apresentar grande expansão e retração, como solos moles. Terzaghi *et al.* (1996) indicam a bentonita como um exemplo de uma argila com alta concentração de montmorilonita, apresentando por isso expansão e contração superiores a outros solos argilosos. “Um conhecimento da estrutura das argilas é um prelúdio essencial para o entendimento de seu comportamento mecânico. (CARDOSO, 2000).

Os solos moles podem ser definidos como solos com baixa capacidade de suporte. O termo mole é uma classificação de consistência do solo, sendo um parâmetro exclusivo de solos coesivos, ou seja, os solos moles são predominantemente argilosos. As areias, por sua vez, apresentam compacidade fofa como correlação com os solos argilosos.

A classificação dos estados de compacidade ou de consistência dos solos nas camadas típicas, durante uma investigação geotécnica, segue os critérios expostos na ABNT NBR 6484 (2001), mais precisamente a tabela presente no Anexo A, ou mesmo a tabela de classificação de solos da ABNT NBR 7250 (1982). No Brasil, o método mais utilizado de classificação de consistência de solos coesivos, argilas ou siltes argilosos, por meio de investigação de subsolo, é obtida por meio do N_{SPT} da camada. O valor do N_{SPT} pode variar a classificação da consistência de muito mole (N_{SPT} inferior a 2) à dura (N_{SPT} superior a 19), ou seja, a classificação não é subjetiva, pois segue preceitos das normas vigentes relacionados aos valores de penetração. Os solos moles são amplamente classificados no Brasil pela sondagem de simples reconhecimento com SPT, classificando solos coesivos como moles se o índice de penetração for menor ou igual a 5.

2.2.3 Solo residual basáltico

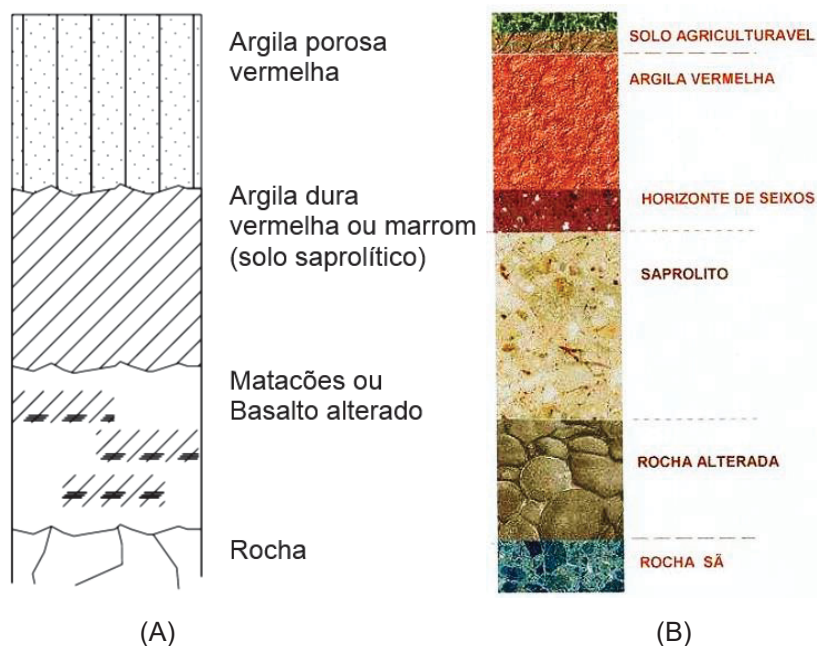
O solo residual basáltico apresenta como característica marcante a predominância de argila além de exibir a heterogeneidade da rocha matriz. Sua origem está relacionada aos processos de intemperismo químico e físico típicos de regiões tropicais úmidas.

Thá (2007) descreve o perfil do solo da região oeste do Paraná com uma divisão em três camadas, em função do grau de intemperismo, em argila vermelha, silte argiloso amarelo e solo saprolítico, conforme ilustra a FIGURA 34. As principais características das camadas típicas obtidas por Thá (2007) estão reunidas na TABELA 7.

Massad (2005) indica que para um clima tropical úmido a alteração da rocha basáltica em solo residual ocorre com a formação de basicamente argila, pela grande concentração de feldspatos da rocha matriz basáltica. A espessura típica desse solo residual na região oeste do Paraná é de aproximadamente 16 metros de acordo com Thá (2007).

A camada superficial de solo residuais pode sofrer processos pedológicos como a lixiviação de sílica, bases e até mesmo de argilominerais para as regiões mais profundas. Segundo Massad (2005), esse processo é chamado de laterização e promove uma maior concentração de óxidos hidratados de ferro nas camadas superficiais, formando os solos “enferrujados”.

FIGURA 34 – PERFIL DE SOLO RESIDUAL BASÁLTICO: (A) PERFIL TÍPICO E (B) PERFIL TÍPICO DA REGIÃO OESTE DO PARANÁ



FONTE: Adaptado de MASSAD, 2005 e THÁ, 2007.

TABELA 7 – CARACTERÍSTICAS DAS CAMADAS DO SOLO RESIDUAL BASÁLTICO DA REGIÃO OESTE DO PARANÁ

CARACTERÍSTICA	ARGILA VERMELHA	SILTE ARGILOSO AMARELO	SOLO SAPROLÍTICO
LL(%)	63	62	73
LP(%)	38	22	27
Umidade natural (%)	28		46
Umidade do solo saturado (%)	39		49
Índice de vazios	1,49		1,62
Porosidade (%)	59,8		68
Grau de saturação natural (%)	51		89
Classificação unificada	CH		MH
Massa específica natural (g/cm ³)	1,54		1,76
Massa específica seca (g/cm ³)	1,23		1,22
Massa específica saturada (g/cm ³)	1,82		1,84
Massa específica dos grãos (g/cm ³)	2,95	2,97	3,03
GRANULOMETRIA			
Argila (%)	68	30	42
Silte (%)	19	38	36
Areia (%)	12	22	20
Pedregulho (%)	1	10	2
ENSAIO EDOMÉTRICO			
Pressão de pré-adensamento (kgf/cm ²)	1,81		8,4
Índice de compressão	0,58		0,75
ENSAIO CU			
Ângulo de atrito (°)	23		
Coesão (kgf/cm ²)	0,1		
ENSAIO CD			
Ângulo de atrito (°)	25		
Coesão (kgf/cm ²)	0		

FONTE: Adaptado de THÁ, 2007.

Damin *et al.* (2017) classificaram o solo superficial da região Oeste do Paraná, por meio da metodologia MCT desenvolvida Nogami e Villibor (1980), como sendo uma argila laterítica LG'. Os mesmos autores realizaram ensaios triaxiais consolidados não drenados em amostras indeformadas de solo da região e obtiveram valores de ângulo de atrito variando de 10° a 18° e coesão variando de 5 a 10 KPa.

2.2.4 Resistência ao cisalhamento dos solos

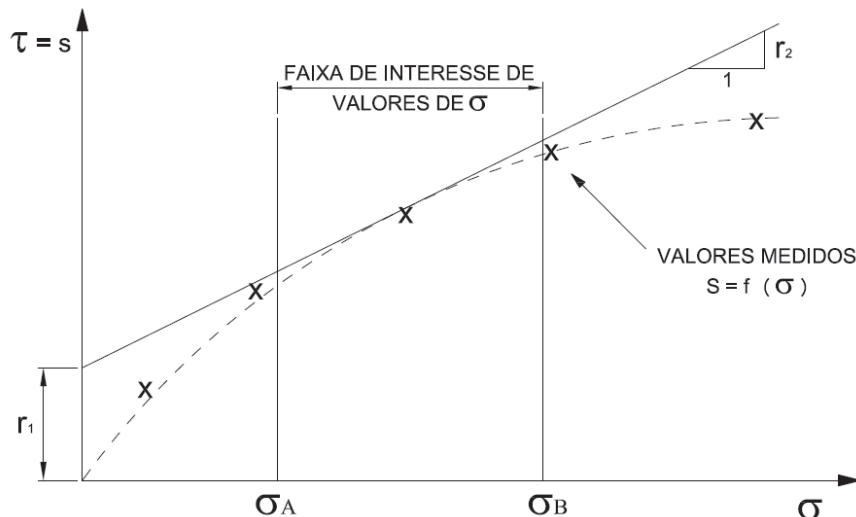
O solo apresenta várias características que interferem na sua resistência, sendo uma equação geral da resistência do solo representada pela equação (65).

$$s = f(\sigma', e, w, \phi, C, H, S, \varepsilon, T, \dots) \quad (65)$$

onde w , C , H , S e T são respectivamente teor de umidade, composição, histórico de tensões, estrutura e temperatura. Denota-se que é praticamente impossível quantificar as interferências citadas.

A resistência ao cisalhamento dos solos é representada mais comumente com o auxílio de envoltórias, como a de Mohr (VILAR e BUENO, 1985). O solo, do ponto de vista de resistência, pode ser representado com um sistema cartesiano onde nas abscissas têm-se as tensões normais (σ) e nas ordenadas estão dispostas as tensões de cisalhamento (τ), conforme a FIGURA 35.

FIGURA 35 – RESISTÊNCIA DOS SOLOS POR MEIO DE ENVOLTÓRIAS



FONTE: O autor (2019).

A inclusão de uma reta tangente (critério de Coulomb) aos pontos na faixa de tensões de interesse permite obter uma envoltória expressa pela equação (66).

$$s = r_1 + \sigma \cdot r_2 \quad (66)$$

Costuma-se determinar os parâmetros r_1 e r_2 como sendo coesão e coeficiente de atrito respectivamente (HVORSLEV, 1937), de acordo com as equações (67) e (68).

$$r_1 = c \quad (67)$$

$$r_2 = \operatorname{tg} \phi \quad (68)$$

Com isso tem-se que a equação geral de resistência do solo é representada pela substituição das equações (67) e (68) em (66), temos a equação (69).

$$s = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (69)$$

Esta equação é chamada de envoltória de Mohr-Coulomb, que mascara uma série de características do solo, porém constata-se que a sua utilização é uma maneira, apesar de simples, eficiente e confiável de representação da resistência do solo. Na simplicidade da equação da envoltória de Mohr-Coulomb reside o grande atrativo para a sua aplicação na prática (VILAR e BUENO, 1985). Os principais fatores que compõem a equação da envoltória de Mohr-Coulomb para um solo específico são os parâmetros coesão e atrito entre partículas.

A denominação genérica de atrito interno de um solo não é composta somente pelo atrito físico entre as partículas de solo, mas é composto também pelo atrito fictício proveniente do entrosamento das partículas (CAPUTO, 1988). O contato entre as partículas não ocorre por meio de uma superfície nítida de contato, mas por meio de uma infinidade de contatos pontuais entre partículas. Quando o solo apresenta partículas grossas, como a areia, as altas tensões nos contatos implicam um aumento

das áreas reais de contato e consequentemente da resistência, ou seja, o maior contato entre partículas gera ângulos de atrito altos (VILAR e BUENO, 1985).

A coesão é dividida normalmente entre coesão aparente e coesão verdadeira, sendo a coesão aparente gerada pela capilaridade na água intersticial em solos parcialmente saturados, quando a pressão neutra negativa atrai as partículas formando novamente um fenômeno de atrito (CAPUTO, 1988). A coesão verdadeira pode ser formada por forças de atração e repulsão inter-partículas causadas pela cimentação proporcionada, por exemplo, por carbonato. As forças de atração e repulsão são o resultado da ação de muitas variáveis no sistema solo-água-ar-eletrólitos, destacando-se as forças eletrostáticas, eletromagnéticas e as propriedades da água adsorvida (VILAR e BUENO, 1985). A atração eletrostática ocorre pela interação entre partículas de solo de cargas opostas e a repulsão eletrostática quando as partículas apresentam carga de mesma natureza. As atrações inter-partículas são complementadas com ligações do tipo pontes de hidrogênio e de potássio. Em suma o aumento da coesão é comumente relacionado com a quantidade de argila e atividade coloidal, a relação de pré-adensamento e com a diminuição da umidade.

É necessário ressaltar que os parâmetros de coesão e ângulo de atrito não são constantes para um dado solo, pois esses parâmetros são dependentes de uma série de fatores como o histórico de tensões e faixa de tensões de interesse.

2.2.5 Critério de resistência Mohr-Coulomb

A teoria de Mohr (1900, apud DAS, 2012) para ruptura em materiais afirmava que a ruptura é alcançada com a combinação das tensões de cisalhamento e normal e não da máxima tensão de cisalhamento ou da máxima tensão normal isoladas. A equação de Mohr é expressa pela equação (70).

$$\tau = f(\sigma) \quad (70)$$

A equação de Mohr define uma linha curva, porém a determinação de uma reta tangenciando a curva de Mohr atende a maioria dos problemas de mecânica dos

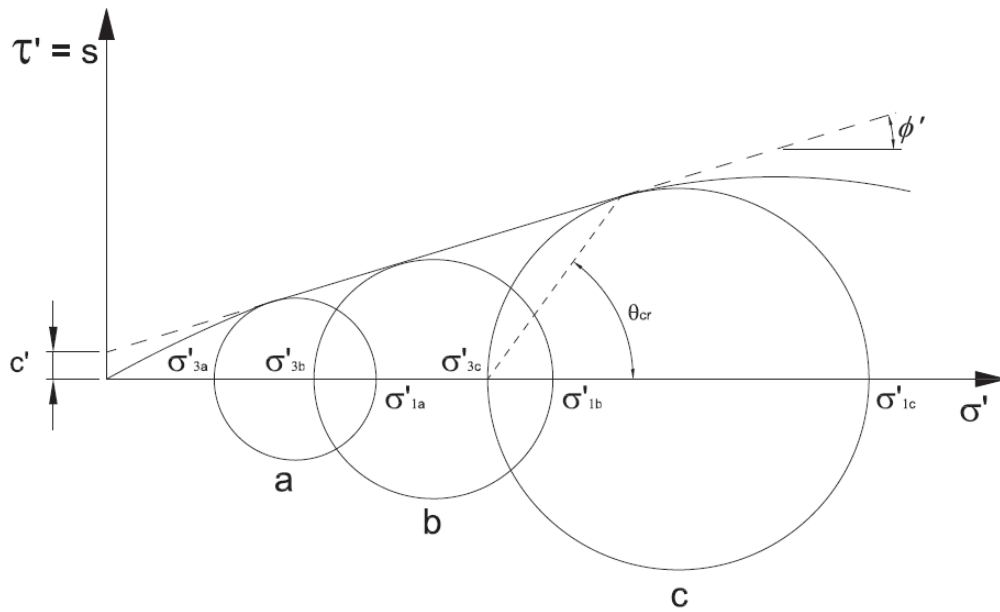
solos, formando assim uma função linear (COULOMB, 1776 apud DAS, 2012), conforme a equação (71).

$$\tau = c + \sigma . \operatorname{tg} \phi \quad (71)$$

A equação da reta precedente admitida é denominada de critério de ruptura de Mohr-Coulomb em termos de tensões totais. A tensão normal total é descrita pela equação (72).

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad (72)$$

FIGURA 36 – ENVOLTÓRIA DE RUPTURA MOHR-COULOMB



FONTE: O autor (2019).

Quando é necessária a tensão suportada pelos sólidos do solo a equação do critério de ruptura pode ser expressa em termos de tensões efetivas pela equação (73).

$$\tau = c' + \sigma' . \operatorname{tg} \phi' \quad (73)$$

A coesão para solos com partículas grossas como areia e silte inorgânico é considerada nula quando não existe cimentações entre partículas. Para argilas

normalmente adensadas a coesão é aproximadamente nula, porém para argilas sobreadensadas a coesão apresenta valores maiores que zero.

O critério de Mohr-Coulomb tem como característica desconsiderar o efeito da tensão principal intermediária (σ_2), então a resistência depende apenas das tensões principais maior e menor (VILAR e BUENO, 1985).

Nota-se que a teoria de Mohr-Coulomb, conforme a FIGURA 36, define que o ângulo entre o plano de ruptura e o plano principal maior corresponde à equação (74).

$$\varphi_r = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \quad (74)$$

Existem situações onde a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb é igual a coesão quando o solo é puramente coesivo ou onde a equação é igual a tensão normal vezes o coeficiente de atrito quando o solo é puramente arenoso, mas são casos particulares.

A determinação das tensões normais e de cisalhamento em solos é realizada com o auxílio de ensaios de resistência ao cisalhamento, mas principalmente por meio de ensaios de compressão triaxial em suas diversas configurações. O ensaio triaxial cilíndrico apresenta uma configuração que descarta a tensão principal intermediária (σ_2) das variáveis do ensaio, pois a tensão principal intermediária é igualada à tensão principal menor (σ_3).

2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A realização de obras de engenharia exige o conhecimento dos materiais envolvidos no projeto e na execução. No caso particular de obras geotécnicas a investigação do subsolo é imperativa para um projeto adequado. Tanto a NBR 6122 (ABNT, 2010) como a NBR 8036 (ABNT, 1983) exigem campanhas de investigações geotécnicas e geológicas para projeto e execução de obras. Para Knappett e Craig (2016) os principais objetivos da investigação são determinar a sequência, as espessuras, e a extensão dos substratos do solo, determinar o nível do topo rochoso, obter amostras representativas para classificação de ensaios complementares e determinar as condições das águas subterrâneas. De acordo com Hunt (2007) o

objetivo da investigação de subsolo e seu programa é de identificar todas as características geológicas e geotécnicas que possam impactar no projeto e na execução das obras em questão. O mesmo autor indica três tipos de investigação de acordo com a abordagem, sendo elas o mapeamento superficial das condições geológicas, verificação das seções da sub-superfície e com recolhimento de amostras superficiais e profundas.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) divide as investigações geológicas e geotécnicas em reconhecimento inicial, investigação preliminar e complementar. A investigação geológica é citada como uma ferramenta adicional em função das necessidades da obra, sem citar procedimentos ou normas de investigação.

A investigação preliminar é realizada pela NBR 6122 (ABNT, 2010) somente com sondagens do tipo SPT, indicando a investigação complementar somente quando as condições encontradas durante a execução da obra apresentarem divergência com os dados da investigação preliminar.

O Eurocode 7 (1997), por sua vez, recomenda que o programa de investigação deve ser baseado no tipo de estrutura, dividindo em três categorias de acordo com a complexidade da edificação. O QUADRO 3 ilustra a diferença entre a norma brasileira e a norma europeia.

QUADRO 3 – COMPARAÇÃO ENTRE A NBR 6122 E EUROCODE 7		
TIPO DE INVESTIGAÇÃO	NBR 6122/2010	EUROCODE 7
Sondagem SPT	Preliminar	Preliminar**
Sondagens mistas e rotativas	Complementar *	Preliminar**
Sondagem SPT-T	Complementar *	Preliminar**
Sondagem CPT	Complementar	Preliminar**
Ensaio de palheta (Vane test)	Complementar	Preliminar**
Ensaio de placa	Complementar	Preliminar**
Ensaio pressiométrico	Complementar *	Preliminar**
Ensaio dilatométrico	Complementar *	Preliminar**
Ensaio sísmicos	Complementar *	Complementar
Ensaio de permeabilidade	Complementar *	Complementar
Ensaio de perda de água em rocha	Complementar *	Complementar
Ensaio de caracterização	Complementar	Complementar
Ensaio de cisalhamento direto	Complementar *	Complementar
Ensaio triaxial	Complementar *	Complementar
Ensaio de adensamento	Complementar	Complementar
Ensaio de expansibilidade	Complementar *	Complementar
Ensaio de colapsibilidade	Complementar *	Complementar
Ensaio químicos	Complementar *	Complementar

* Os ensaios citados não apresentam normalização do processo executivo da ABNT

** De acordo com o Eurocode 7 os ensaios preliminares devem ser escolhidos em função da EM ISSO 22476

FONTE: Adaptado de ABNT, 2010 e EUROCODE 7, 1997.

Massad (2010) entende que as investigações geotécnicas são separadas em ensaios de campo e ensaios de laboratório, sendo os ensaios de campo utilizados quando não é possível a retirada de amostras indeformadas ou quando os ensaios de laboratório são pouco representativos.

2.3.1 Ensaios de campo

Os ensaios de campos podem ser divididos de acordo com o método de levantamento dos dados sobre o solo em estudo e com o método de interpretação dos dados levantados.

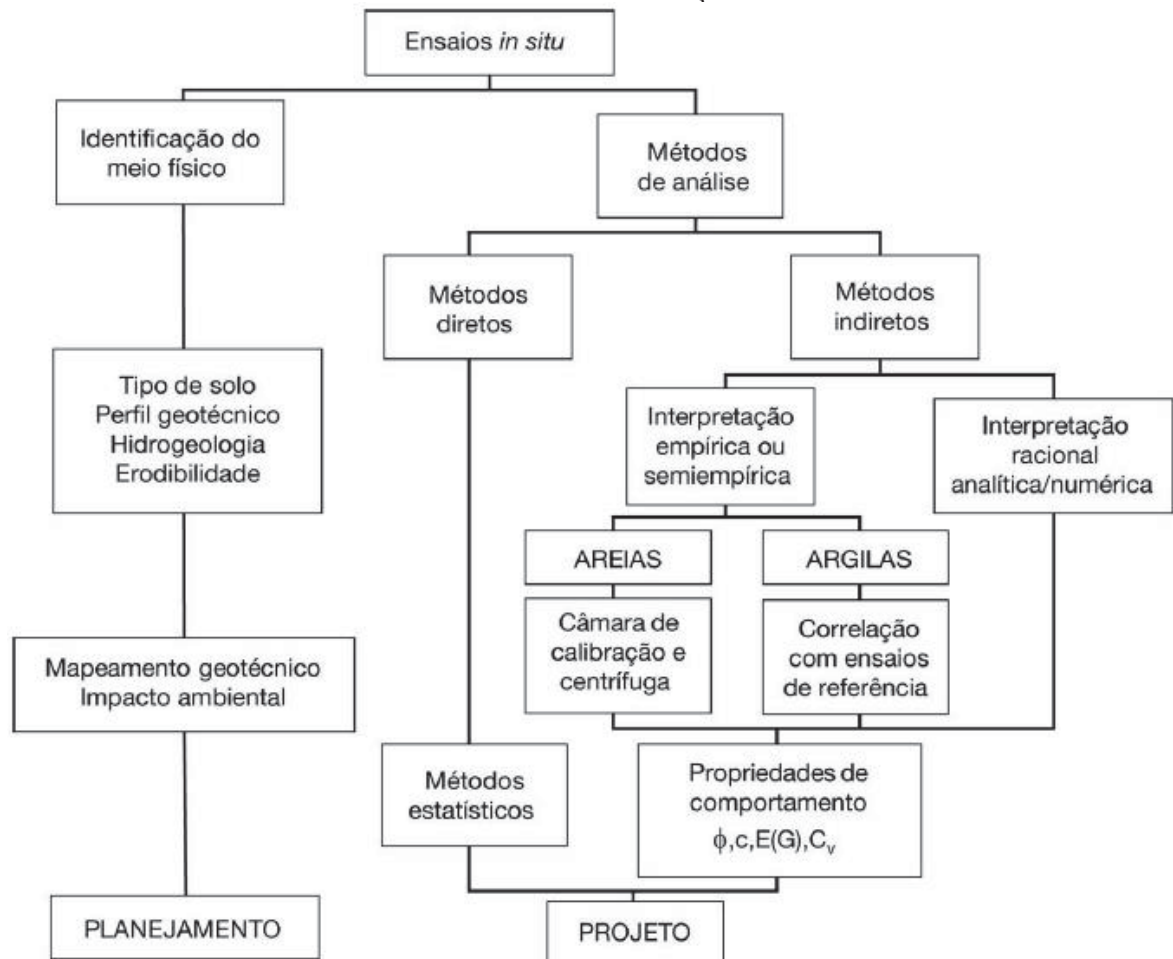
Hunt (2007) divide os métodos de levantamento de dados em duas categorias gerais, os métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos de levantamento ou de investigação permitem a inspeção dos materiais, usualmente com recuperação de amostras, como escavações entre outros. Os métodos indiretos de levantamento fornecem as propriedades dos materiais por meio de leituras superficiais ou de penetração, sem a extração de amostras, sendo estimado o tipo de material por correlações. Enquanto os métodos diretos são mais precisos no reconhecimento dos solos por extraírem amostras para ensaios complementares, os métodos indiretos são mais precisos no levantamento das condições dos materiais no seu local original.

Por sua vez, Schnaid e Odebrecht (2012) indicam duas abordagens distintas em relação a análise dos resultados, sendo os métodos diretos de interpretação e os métodos indiretos de interpretação, conforme ilustra a FIGURA 37.

Os métodos diretos de interpretação têm fundamentação estatística e são de origem empírica ou semiempírica, sendo basicamente obtidos valores dos ensaios de campo que são correlacionados diretamente com o desempenho do elemento de fundação ou obra geotécnica. As correlações são realizadas com observação do comportamento dos elementos de fundação, mediante provas de carga ou monitoramento de obra, em função dos valores obtidos em campo. Ensaio de laboratório podem ser utilizados para obter parâmetros complementares e aferir as correlações. Os métodos indiretos de interpretação dos resultados utilizam as formulações clássicas de mecânica dos solos para determinar os parâmetros do solo em função dos esforços aplicados pelo ensaio. Esse método utiliza então de conceitos físicos e mecânicos para atribuir características aos solos em função das cargas e deformações medidas durante a investigação.

Dentre as técnicas de ensaio em campo, Knappett e Craig (2016) e Schnaid e Odebrecht (2012) destacam o Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT, *Standard Penetration Test*), o Ensaio de Palheta (FVT, *Field Vane Test*), o Ensaio de Pressiômetro (PMT, *Pressurometer Test*), o Ensaio de Penetração de Cone (CPT, *Cone Penetration Test*), o Ensaio de Dilatômetro (DMT, *Dilatometer Test*) e o Ensaio de Placa de Carregamento (PLT, *Plate Loading Test*). O Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT) e suas variações são amplamente utilizados, principalmente no Brasil, aliando o seu custo com a simplicidade de operação dos equipamentos.

FIGURA 37 – FLUXOGRAMA DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO



FONTE: SCHNAID E ODEBRECHT, 2012.

2.3.1.1 Sondagem SPT

O ensaio de sondagem a percussão do tipo SPT apresenta-se como um dos mais usados no mundo, de acordo com Knappett e Craig (2016), por ser

principalmente de baixo custo, de simples execução e rápido. As normas mais representativas que regem sua execução são a NBR 6484 no Brasil, a EN ISO 22476-3 na Europa e a ASTM D1586 nos EUA. O ensaio dinâmico de penetração é constituído pela leitura de uma resistência dinâmica juntamente com a extração de amostras para simples reconhecimento, porém apresenta diferenças na energia aplicada de acordo com cada país, que podem ocorrer até por região.

O padrão do ensaio consiste basicamente em um martelo com uma massa de 65 kg sendo lançado a uma altura de 750 mm para atingir a energia dinâmica teórica de cravação. Um amostrador padrão com diâmetro de 50 mm é cravado por três trechos de 15 cm totalizando 45 cm de cravação no solo com a energia dinâmica aplicada a cada metro do subsolo. O valor da cravação ou índice de resistência à penetração (IRP) é obtido de acordo com a ABGE (2013) como sendo o número de golpes necessários para cravar o amostrador 30 cm após 15 cm iniciais que são desprezados, ou seja, após a cravação de 45 cm e exclusão do número de golpes para os primeiros 15 cm. De acordo com a ABGE (2013) o número de golpes pode ser obtido por meio da equação (75).

$$N_{SPT} = X - Y \quad (75)$$

onde,

X é o número de golpes para a cravação dos 45 cm em três trechos de 15 cm;

Y é o número de golpes para a cravação do primeiro trecho de 15 cm.

A NBR 6484 (ABNT, 2001) indica que frequentemente não é possível a obtenção em campo de exatamente 15 cm de cravação para cada trecho, sendo necessário registro do número de golpes e a penetração em forma de fração, conforme ilustra a equação (76).

$$\frac{N_1}{P_1}; \frac{N_2}{P_2}; \frac{N_3}{P_3} \therefore N_{SPT} = N_2 + N_3 \quad (76)$$

onde,

N_1 é o número de golpes realizado na cravação do primeiro trecho (0 a 15 cm);

P_1 é a penetração realizada no primeiro trecho (15 cm);

N_2 é o número de golpes realizado na cravação do segundo trecho (15 a 30 cm);

P_2 é a penetração realizada no segundo trecho (15 cm);

N_3 é o número de golpes realizado na cravação do terceiro trecho (30 a 45 cm);

P_3 é a penetração realizada no terceiro trecho (15 cm).

Para solos moles, quando o amostrador supera os 15 cm iniciais a ABGE (2013) indica a correção de Y por interpolação de acordo com a equação (77).

$$Y = \frac{N_1 \times 15}{P_1} \quad (77)$$

onde,

Y é o número de golpes corrigido para a cravação do primeiro trecho de 15 cm;

N_1 é o número de golpes realizado na cravação que superou os primeiros de 15 cm;

P_1 é a penetração real realizada no primeiro trecho de 15 cm.

Quando a penetração do amostrador supera 45 cm, ou seja, excesso de penetração no terceiro trecho, a ABGE (2013) indica a correção do valor de X de acordo com a equação (78).

$$X = N_t - \left[\frac{N_3 \times (P_t - 45)}{P_3} \right] \quad (78)$$

onde,

X é o número de golpes corrigido para a cravação dos três trechos de 15 cm;

N_t é o número de golpes total realizado na cravação que superou os 45 cm;

N_3 é o número de golpes realizado na cravação que superou os últimos de 15 cm;

P_t é a penetração total real realizada nos três trechos de 15 cm;

P_3 é a penetração real realizada no último trecho de 15 cm.

Os valores decimais obtidos no cálculo do N_{SPT} são arredondados de acordo com a ABGE (2013) para cima quando forem usados para escavações e desprezados quando forem usados em fundações. No caso de cravação somente com o peso do martelo sem impacto a ABGE (2013) aconselha conforme ilustrado a seguir:

- Fundações
 - Areia: $N_{SPT} = 1$
 - Argila: $N_{SPT} = 0$

- Escavações: $N_{SPT} = 1$

A energia aplicada no ensaio pode ser medida partindo-se do Princípio de Hamilton, onde a energia aplicada é igual a energia transmitida pelo conjunto. Sendo assim, de acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), a força real aplicada pelo amostrador é dada pela equação (79).

$$Fd = \frac{E_{amostrador}}{\Delta\rho} \quad (79)$$

onde,

F_d é a força dinâmica aplicada pelo amostrador;

$E_{amostrador}$ é a energia do amostrador decorrente dos golpes;

$\Delta\rho$ é a cravação decorrente dos golpes.

Os resultados do ensaio dinâmico do SPT devem ser corrigidos para uma melhor estimativa das correlações, sendo essas correções consideradas imprescindíveis por Schnaid e Odebrecht (2012) para uma interpretação racional do ensaio. A penetração de referência internacional ($N_{SPT,60}$) é obtida por meio da equação (80). Salgado (2008) indica que, se a correção do número de golpes ocorrer com sucesso, o valor de $N_{SPT,60}$ expressa somente a condição do solo no momento do ensaio, desprezando os efeitos do procedimento e equipamento. Peixoto (2001) indica que após uma intensa pesquisa sobre a energia dos ensaios SPT realizados no Brasil, a energia média aplicada no ensaio é de 72% da teórica, ou seja, N_{72} .

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \times E_{aplicada}}{0,60} \quad (80)$$

onde,

N_{SPT} é o número de golpes para a cravação dos 30 cm finais;

$E_{aplicada}$ é o percentual da energia teórica de queda livre realmente aplicada no conjunto.

Como exposto anteriormente o valor do $N_{SPT,60}$ tem relação somente com a condição do solo e o tipo de solo, assim as correlações podem ser realizadas desprezando a dissipação de energia no equipamento. As correlações podem ser

obtidas por intermédio dos métodos diretos e indiretos, em função do tipo de solo. Os métodos diretos estão expostos no capítulo 2.1.7.1 (página 61) desse trabalho. Os métodos indiretos, de onde são extraídos dados em relação ao solo, exigem correções no valor do N_{SPT} de acordo com o tipo de solo e condição de ensaio.

A resistência das areias tem influência direta da densidade relativa, sendo que quanto maior a densidade relativa maior será a sua resistência, consequentemente o número de golpes do SPT. Salgado (2008) utiliza a mesma relação entre a tensão vertical efetiva na cota do ensaio e a resistência à penetração que ocorre no ensaio estático (CPT) para obter o valor do SPT normalizado em função da tensão vertical efetiva $N_{SPT,1}$. A equação (81) desenvolvida por Liao e Whitman (1986) corrige o valor do SPT em função da tensão vertical efetiva para solos normalmente adensados.

$$N_{SPT,1} = N_{SPT} \sqrt{\frac{p_A}{\sigma'_v}} \quad (81)$$

onde,

$N_{SPT,1}$ é o número de golpes normalizado em função da tensão vertical efetiva na cota do ensaio;

N_{SPT} é o número de golpes para a cravação dos 30 cm finais;

p_A é a tensão de referência (100 kPa);

σ'_v é a tensão vertical efetiva na cota do ensaio.

Para solos sobreadensados a normalização do número de golpes ocorre por meio da equação (82) desenvolvida por Salgado.

$$N_{SPT,1} = N_{SPT} \sqrt{\frac{p_A}{\sigma'_v} \times \frac{K_{0,NC}}{K_0}} \quad (82)$$

onde,

$N_{SPT,1}$ é o número de golpes normalizado em função da tensão vertical efetiva na cota do ensaio;

N_{SPT} é o número de golpes para a cravação dos 30 cm finais;

p_A é a tensão de referência (100 kPa);

σ'_v é a tensão vertical efetiva na cota do ensaio;

K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso;

$K_{0,NC}$ é o coeficiente de empuxo em repouso normalmente consolidado.

De forma resumida, de acordo com Salgado (2008), as correlações para areias são dependentes dos valores normalizados do número de golpes. Em função da correlação, o número de golpes deverá ser normalizado conforme a lista a seguir:

- N_{SPT} ou N é o número de golpes para a cravação dos 30 cm finais realmente ocorrido;
- $N_{SPT,1}$ ou N_1 é o número de golpes normalizado considerando a influência da tensão vertical efetiva;
- $N_{SPT,60}$ ou N_{60} é o número de golpes normalizado considerando a influência do equipamento;
- $(N_{SPT,1})_{60}$ ou $(N_1)_{60}$ é o número de golpes normalizado considerando a influência da tensão vertical e do equipamento.

A densidade relativa de areias pode ser expressa pela equação (83) desenvolvida por Meyerhof (1957) e Skempton (1986).

$$\frac{D_R}{100\%} = \sqrt{\frac{N_{60}}{A + BC \frac{\sigma'_v}{p_A}}} \quad (83)$$

onde,

D_R é a densidade relativa das areias, quando a densidade relativa varia entre 35% e 85%;

σ'_v é a tensão vertical efetiva na cota do ensaio;

p_A é a tensão de referência (100 KPa);

A e B são coeficientes de correlação que dependem do material, sendo que A varia de 27 a 46 e B é aproximadamente 27;

C é o coeficiente de correção da consolidação, sendo 1 para solos normalmente adensado (NA) e maior que 1 para solos sobre adensados (SA).

De acordo com a NBR 7250 (ABNT, 1982), a classificação de acordo com a compacidade relativa das areias é dada em função do N_{SPT} , conforme a TABELA 8.

TABELA 8 – CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DE ACORDO COM A NBR

SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N_{72})	DESIGNAÇÃO
Areia e silte arenoso	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argila e silte argiloso	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

FONTE: NBR 7250 (ABNT, 1982)

Em função dos valores corrigidos de penetração Clayton (1993 apud SALGADO, 2008) definiu a classificação dos solos e rochas de acordo com a TABELA 9.

TABELA 9 – CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DE ACORDO COM CLAYTON (1993)

SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	DESIGNAÇÃO
Areias ($N_{SPT,1}$) ₆₀	0 a 3	Muito fofa
	3 a 8	Fofa
	8 a 25	Média
	25 a 42	Densa
	42 a 58	Muito densa
Argilas $N_{SPT,60}$	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Firme
	11 a 19	Muito rija
	> 19	Dura

FONTE: Adaptado de CLAYTON (1993)

Os parâmetros obtidos por intermédio dos métodos indiretos, utilizando os dados do SPT, para solos granulares são:

- A densidade relativa (D_R)
- O ângulo de atrito interno (ϕ')
- O módulo de cisalhamento (G_0)

A densidade relativa dos solos granulares pode ser obtida por meio da equação (83), ou pelas relações derivadas expressas pelas equações (84) e (85).

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{0,23 \cdot \sigma'_{v0} + 16}} \quad \text{Gibbs e Holtz (1957)} \quad (84)$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{0,28 \cdot \sigma'_{v0} + 27}} \quad \text{Skempton (1986)} \quad (85)$$

O ângulo de atrito dos solos granulares pode ser obtido por meio da relação com a densidade relativa, conforme as equações de (86) a (89).

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{0,712}{1,49 - D_R} \right) \quad \text{Mello (1971)} \quad (86)$$

$$\phi' = 33 + \{3[(10 - \ln p' - 1)]\} \quad \text{Bolton (1986)} \quad (87)$$

$$\phi' \approx 15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{SPT}} \quad \text{Teixeira (1996)} \quad (88)$$

$$\phi' \approx 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT,60}} \quad \text{Hatanaka e Uchida (1996)} \quad (89)$$

Apesar da cautela indicada por Schnaid e Odebrecht (2012), é possível obter o módulo cisalhante por intermédio das correlações com o SPT. A preocupação com os módulos de deformação elásticos em ensaios do tipo SPT apresentam fundamentação no tipo de deformação brusca e plástica promovida pelo amostrador. As correlações entre o índice de resistência à penetração e o módulo cisalhante podem ser obtidas, de forma estimativa, de acordo com as equações (90) e (91).

$$G_0 = 450 \sqrt[3]{N_{SPT,60} \cdot \sigma'_{v0} \cdot p_a^2} \quad \text{Limite superior} \quad (90)$$

$$G_0 = 200 \sqrt[3]{N_{SPT,60} \cdot \sigma'_{v0} \cdot p_a^2} \quad \text{Limite inferior} \quad (91)$$

Os parâmetros obtidos pelos métodos indiretos, utilizando os dados do SPT, para solos coesivos são:

- A resistência não drenada (S_U);
- O ângulo de atrito interno (ϕ);
- A coesão não drenada (c_U);
- O módulo de Young não drenado (E_U);
- O coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_V);
- O módulo de elasticidade para carga admissível (E).

Schnaid e Odebrecht (2012) limitam a utilização das correlações em solos argilosos com SPT superior a 5, já que abaixo desse valor os valores encontrados são dispersos e não representam satisfatoriamente a condição do solo.

Utilizando-se da força de cravação do amostrador é possível obter a resistência não drenada do solo pela equação (92).

$$S_U = \frac{F_e - \gamma L A_b}{(N_c A_b + \alpha A_l)} \quad (92)$$

onde,

F_e é a força de reação do amostrador obtida por meio da equação (93);

L é a profundidade do ensaio;

γ é o peso específico do solo;

A_b é a área da base do amostrador (anel);

A_l é a área lateral do amostrador (conforme cravação);

α é a adesão do amostrador-solo que é obtida a partir de correlações com a literatura;

N_c é obtido por meio da equação de Vésic (1975).

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) a relação entre os resultados obtidos em campo e laboratório para resistência não drenada é da ordem de 1,5 maior, assim a equação (93) expressa a força de reação do amostrador.

$$F_e = \frac{E_{amostrador}}{1,5 \cdot \Delta \rho} \quad (93)$$

Sendo que a energia do amostrador para argila normalmente adensada dada pela equação (94).

$$E_{amostrador} = (M_m + M_h) \cdot g \cdot \Delta\rho \quad (94)$$

onde,

M_m, M_h são a massa do martelo e da haste respectivamente;

$g, \Delta\rho$ são a aceleração da gravidade e a altura cravada do amostrador, respectivamente.

A correlação empírica do ângulo de atrito interno pode ser obtida, na condição não drenada pelas equações (95) e (96).

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N_{SPT} \quad \text{Godoy (1983)} \quad (95)$$

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad \text{Teixeira (1996)} \quad (96)$$

Teixeira e Godoy (1998) indicam, na equação (97), uma correlação entre a coesão não drenada e o ensaio de SPT quando não dispomos de ensaio de laboratório, como medida estimativa.

$$c_u = 10 \times N_{SPT} [kPa] \quad (97)$$

onde,

c_u coesão não drenada em kPa;

N_{SPT} é o número de golpes da camada estudada.

O módulo de Young não drenado (E_u) e o coeficiente de compressibilidade volumétrica para argilas pré-adensadas (m_v) podem ser obtidos por meio das equações (98) e (99) desenvolvidas por Stroud e Butler (1975, apud SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

$$E_u = N_{SPT,60} [MPa] \quad (98)$$

$$m_v = 450 \cdot N_{SPT,60} [m^2 \cdot MN^{-1}] \quad (99)$$

Quando a relação da carga com a carga de ruptura for próxima de 10%, a rigidez do solo aumenta, sendo regida pela equação (100).

$$E_u = (6,3 \text{ a } 10,4)N_{SPT,60}[MPa] \quad (100)$$

Para solos residuais Ruver e Consoli (2006) realizaram provas de carga e obtiveram o módulo de elasticidade baseando-se na carga admissível, com fator de segurança igual a 2, conforme as equações (101), (102) e (103).

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60}[MPa] \quad (101)$$

Limite superior:

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} + 0,611 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} [MPa] \quad (102)$$

Limite inferior:

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} - 0,611 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} [MPa] \quad (103)$$

As correlações obtidas com o ensaio do tipo SPT não devem ser utilizadas indiscriminadamente, devendo sempre levar em conta a prática local, já que não apresentam relação física direta. Outros ensaios e sondagem complementares devem ser realizadas com o intuito de verificar as correlações utilizadas e convergir para valores assertivos, como, por exemplo, o atrito lateral obtido pelo ensaio SPT-T.

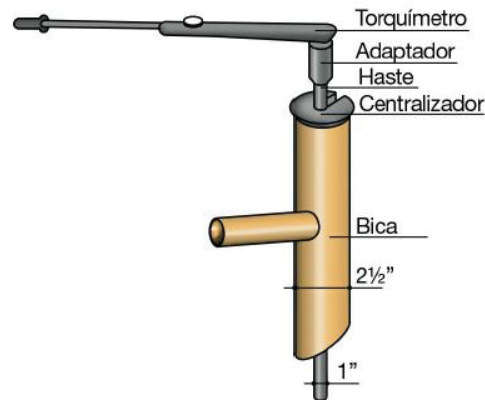
2.3.1.2 Sondagem SPT-T

A busca por ensaios de campo que apresentem uma padronização dos resultados provocou o surgimento de diversos equipamentos, causando uma grande diversidade dos resultados, provocando o descrédito da sondagem SPT (PEIXOTO, 2001).

A sondagem do tipo SPT-T é um complemento a sondagem SPT que foi proposto por Ranzini (1988) com a variação que é a associação do torque após a

conclusão da cravação, sem alterar o procedimento de penetração. A resistência ao torque é dada em função do atrito lateral entre o amostrador e o solo, podendo ser indicada a resistência máxima e a residual. O torque é aplicado com o auxílio de um torquímetro fixado na haste superior e centralizado para evitar excentricidades, conforme ilustra a FIGURA 38.

FIGURA 38 – DETALHE DA INSTALAÇÃO DO TORQUÍMETRO



FONTE: SCHNAID E ODEBRECHT, 2012.

A equação (104), de Ranzini (1988), considera uma variação do atrito lateral, sendo nula no centro da base e máxima na lateral do amostrador.

$$F_t = \frac{T}{(40,5366 \times h - 17,4060)} \quad (104)$$

onde,

F_t é o atrito lateral ou adesão (kgf/cm²);

T é o torque aplicado no topo da haste (kgf.cm);

h é a penetração do amostrador (cm).

Ranzini (1994) corrigiu essa equação mantendo constante o atrito lateral tanto na base como na face do amostrador, conforme a equação (105).

$$F_t = \frac{T}{(40,5366 \times h - 3,1711)} \quad (105)$$

onde,

F_t é o atrito lateral ou adesão (kgf/cm²);

T é o torque aplicado no topo da haste (kgf.cm);

h é a penetração do amostrador (cm).

Lutenegger e Kelley (1998), propuseram uma modificação nas equações de Ranzini, por meio de ensaios de prova de carga com o amostrador, obtendo a equação (106).

$$F_t = \frac{2 \times T}{\pi \times d^2 \times L} \quad (106)$$

onde,

F_t é o atrito lateral ou adesão (kgf/cm²);

T é o torque aplicado no topo da haste (kgf.cm);

d é o diâmetro do amostrador (cm²);

L é a penetração do amostrador (cm).

Peixoto (2001) verificou as correlações entre o N_{SPT} , mais precisamente o N_{72} , e o T na literatura, a TABELA 10 apresenta de forma resumida os valores característicos encontrados em função dos solos.

TABELA 10 – CORRELAÇÃO T/N		
TIPO DE SOLO	T/N_{72}	REFERÊNCIA
Sedimentar terciário de São Paulo	1,20	Décourt e Quaresma Filho (1991)
Residual de granito	1,84	
Areias finas de Santos, acima do NA	1,00	
Areias finas de Santos, abaixo do NA	0,50 a 1,00	
Areias sedimentares camadas inferiores	0,3	Décourt (1998)
Areias sedimentares camadas superiores	10	
Sedimentar terciário de São Paulo	1,2	
Saprolito de São Paulo	2,0	
Argilas porosas colapsíveis	2,5 a 5,0	
Argila mole de Santos	3,0 a 4,0	

FONTE: Peixoto (2001).

Peixoto (2001) descreve em seus ensaios que o SPT-T pode ser utilizado na classificação indireta dos solos em função do torque máximo ($T_{máx}$), do ângulo de rotação de pico e do torque residual (T_{res}). A autora indica que principalmente o ângulo

de pico expressa o tipo de solo. Sobre o torque residual a autora indica que os valores residuais devem ser medidos no instante em que completa 720° de rotação.

2.3.1.3 Ensaio de placa de carregamento (PLT)

Os ensaios de placa de carregamento são simulações em campo com tamanho reduzido de prova de carga de fundações diretas. Esse método de ensaio em campo é considerado por Barata (1984) como o mais antigo ensaio em campo, já Teixeira e Godoy (1996) indicam que a prova de carga em placa era realizada antes mesmo do surgimento dos conceitos iniciais de mecânica dos solos.

A NBR 6489 (ABNT, 1984) é a norma brasileira que preconiza o ensaio, está em revisão pela comissão especial de solos da ABNT CEE-221. A prova de carga em placa é realizada de acordo com a NBR 6489 (ABNT, 1984), sendo que a sua instalação e aparelhamento deve seguir as recomendações a seguir.

- A cota de aplicação da carga deverá ser igual a cota da fundação a ser executada;
- A placa deve ser rígida com área superior a 0,50 m² ($\phi = 80\text{ cm}$);
- O apoio da placa no fundo do solo deve ser realizado com a execução de cava sem perturbar o solo ou alterar a umidade natural do mesmo;
- A transmissão de carga para a placa deverá ser vertical, sendo que a placa precisará ser apoiada em superfície aplainada, normalmente com uma camada de areia;
- A relação entre a profundidade do poço e a largura da placa deverá ser a mesma da fundação a ser executada;
- A medição do deslocamento da placa deverá ser realizada com 4 extensômetros opostos com precisão de 0,1 mm;
- A distância entre as ancoragens ou estacas de reação deverá ser superior a 1,5 vezes o diâmetro da placa;
- As trepidações no terreno devem ser evitadas durante a execução do ensaio.

Em relação ao método de carregamento da placa a NBR 6489 (ABNT, 1984) indica que deve ser seguido o seguinte processo:

- A prova de carga deverá ser executada com carregamentos sucessivos com estágios de tensão de 20% da tensão admissível provável do solo;
- O deslocamento vertical deverá ser lido imediatamente após a aplicação de carga e sucessivamente após 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, sendo encerrada a leitura do deslocamento no estágio após a estabilização do recalque, considerada com recalque inferior a 5% do total previsto entre leituras;
- A carga máxima aplicada deverá ser duas vezes a carga admissível, se a carga admissível for estimada com fator de segurança igual a 2 essa carga equivale a carga de ruptura de projeto;
- Se o carregamento não atingir a ruptura ele deverá ser mantido por pelo menos 12 horas;
- A descarga deverá ser realizada em estágio de 25% da carga total, com leitura dos deslocamentos verticais de forma análoga ao carregamento.

Os resultados devem ser apresentados em um gráfico de tensão por recalque, com indicação dos tempos decorridos em cada estágio. De acordo com Milititski (1991) os ensaios de placa podem ser classificados em função do seu tipo de carregamento. A NBR 6489 (ABNT, 1984) que preconiza o ensaio de placa não apresenta especificações para essas variações apresentadas por Milititski (1991), porém a NBR 12131 (ABNT, 2006) disserta sobre o assunto, podendo ser adotada na realização dessas variações.

O Ensaio Lento (SML, *Slow Mainteined Load Test*), é o ensaio similar ao prescrito pela NBR 6489 (1984), podendo apresentar variações de acordo com as normas regionais.

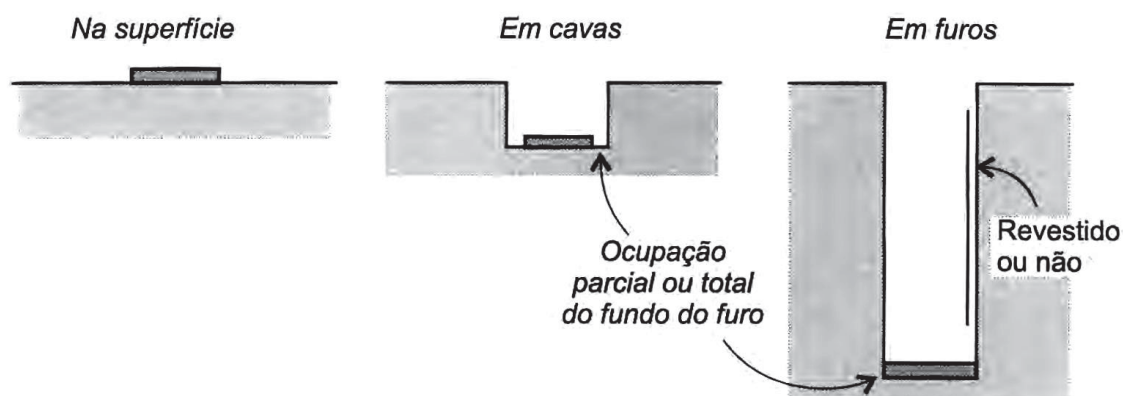
O Ensaio Rápido (QML, *Quick Mainteined Test*), fixa um intervalo de tempo em cada estágio de carregamento independente da estabilização dos recalques. Nesse ensaio as cargas são aplicadas em estágios de 10% da tensão admissível com manutenção da carga e leitura dos recalques por um período de 10 minutos, independente da estabilização dos deslocamentos. A continuação do ensaio é realizada se o ensaio não apresentar ruptura ou recalque acentuado. Quando atingida, a carga máxima do ensaio deverá ser mantida por 120 minutos com cinco leituras no tempo de 10, 30, 60, 90 e 120 minutos. O descarregamento é realizado em cinco

estágios após decorridos os 120 minutos de carga máxima, com leituras durante os 10 minutos de manutenção da carga. Quando a fundação for completamente descarregada os deslocamentos devem ser lidos no tempo de 10, 30 e 60 minutos após a remoção da carga.

O Ensaio de Carregamento Misto é uma variação prevista pela NBR 12131 (ABNT, 2006) que indica a possibilidade de após o carregamento lento ultrapassar 20% da carga de trabalho prevista o carregamento pode ser rápido. As condições de descarregamento permanecem as mesmas do ensaio de carregamento lento.

O Ensaio de Carregamento Cíclico (CLT, *Cyclic Load Test*) é realizado com carga e descarga em ciclos sucessivos com incremento de carga de 20% entre ciclos. Em cada ciclo de carregamento são realizadas as leituras até a estabilização de forma idêntica ao ensaio de carregamento lento, sendo o procedimento de descarregamento análogo ao carregamento lento.

FIGURA 39 – TIPOS DE ENSAIO DE PLACA DE ACORDO COM A LOCALIZAÇÃO



FONTE: Velloso e Lopes (2010)

Quando o ensaio de placa é realizado com a manutenção de uma taxa de recalque de 0,5 mm/min (FELLENIOUS, 1975), ou seja, com acréscimo constante de deslocamento vertical, Velloso e Lopes (2010) classificam o ensaio como ensaio de deformação controlada. Os mesmos autores classificam também os ensaios em função da profundidade de carregamento, conforme ilustra a FIGURA 39.

Costa (1999) realizou algumas considerações sobre a dimensão da placa nos resultados de recalque numa prova de carga direta, indicando que a extrapolação dos resultados do modelo reduzido para o protótipo deve ser realizada. O mesmo autor

considerou o módulo de Young e o coeficiente de Poisson constantes ao longo da profundidade de um solo argiloso, realizando a extrapolação do modelo pela equação (107).

$$\frac{s_B}{s_b} = \frac{B \times I_{S,B}}{b \times I_{S,b}} \quad (107)$$

onde,

B é a menor dimensão da base do protótipo;

b é a menor dimensão da base do modelo;

s_B é o recalque do protótipo;

s_b é o recalque do modelo;

$I_{S,B}$ é o fator de forma do protótipo;

$I_{S,b}$ é o fator de forma do modelo.

Décourt e Quaresma Filho (1996), por sua vez, indicam que não há necessidade de correção do efeito escala se os recalques foram normalizados pelo diâmetro da placa. Os ensaios de placa em solos residuais realizados por Consoli *et al.* (1998) corroboram com a afirmação anterior.

Utilizando os métodos indiretos, os resultados do ensaio de placa podem ser usados para estimar os parâmetros de resistência e de deformação do solo ensaiado. Costa (1999) indica que as provas de cargas por placa podem fornecer dados de módulo de Young e coeficiente de Poisson por meio das fórmulas da Teoria da Elasticidade para cálculo de recalque, como demonstra a equação (108).

$$s = \sigma \times B \times \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) \times I_s \times I_d \times I_h \quad (108)$$

onde,

s é o recalque obtido pelo ensaio de placa;

σ é a tensão média aplicada no contato com o solo;

B é a menor dimensão da placa ou o diâmetro;

ν é o coeficiente de Poisson;

E é o módulo de Young;

I_s é o fator de forma e de rigidez da placa;

I_d é o fator de profundidade/embutimento;

I_h é o fator de espessura da camada compressível.

A equação (108) nos permite descobrir um dos parâmetros de deformação citados, sendo necessário estimar o outro. A estimativa pode ser realizada através de ensaios prévios de sondagem no solo ou admitindo o solo como um modelo homogêneo e isotrópico com pouca influência do coeficiente de Poisson (COSTA, 1999).

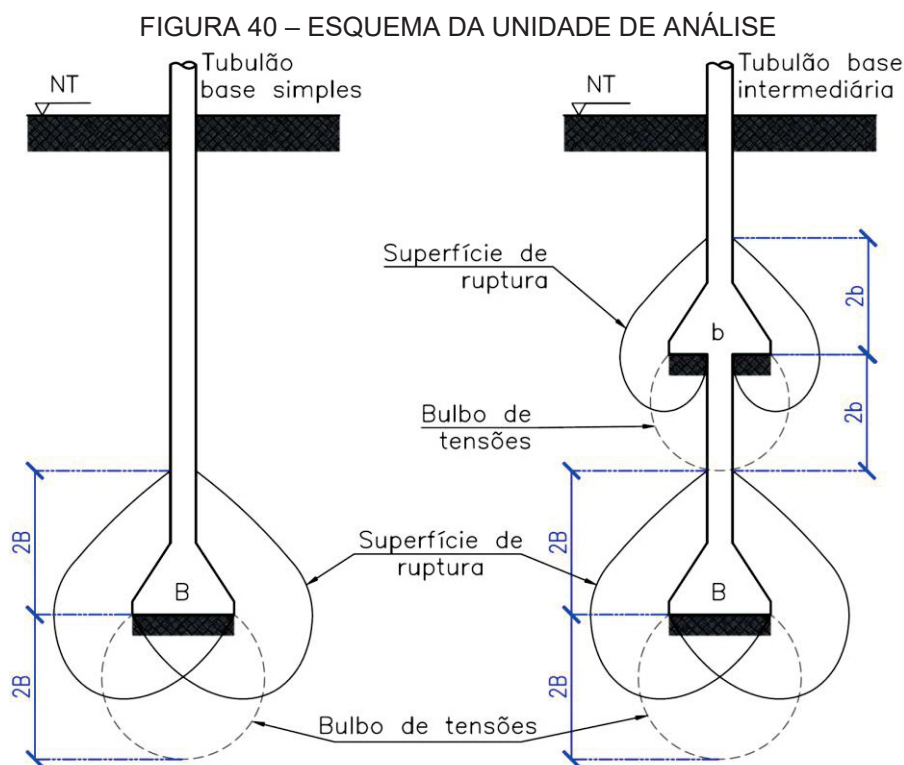
Os parâmetros de resistência podem ser obtidos por meio de retro análise das provas de carga de placas utilizando as equações teóricas de capacidade de carga descrita no capítulo 2.1.6 deste trabalho.

3 MATERIAL E MÉTODOS

O presente estudo propões avaliar o comportamento de tubulões em solo residual basáltico submetidos a prova de carga estática, especialmente quando utiliza-se uma base intermediária. Inicialmente foi realizada uma campanha de investigação para obtenção de parâmetros de dimensionamento utilizados nas metodologias atuais. O programa experimental utilizado foi dividido em investigação de subsolo, definição e pré-dimensionamento dos tubulões, definição do sistema de reação e produção e montagem de instrumentação dos tubulões. A descrição das etapas é realizada a seguir.

3.1 UNIDADE DE ANÁLISE

A unidade de análise deste trabalho é o tubulão com base intermediária em solo residual basáltico, de ocorrência na região Oeste do Paraná, como ilustra a FIGURA 40.



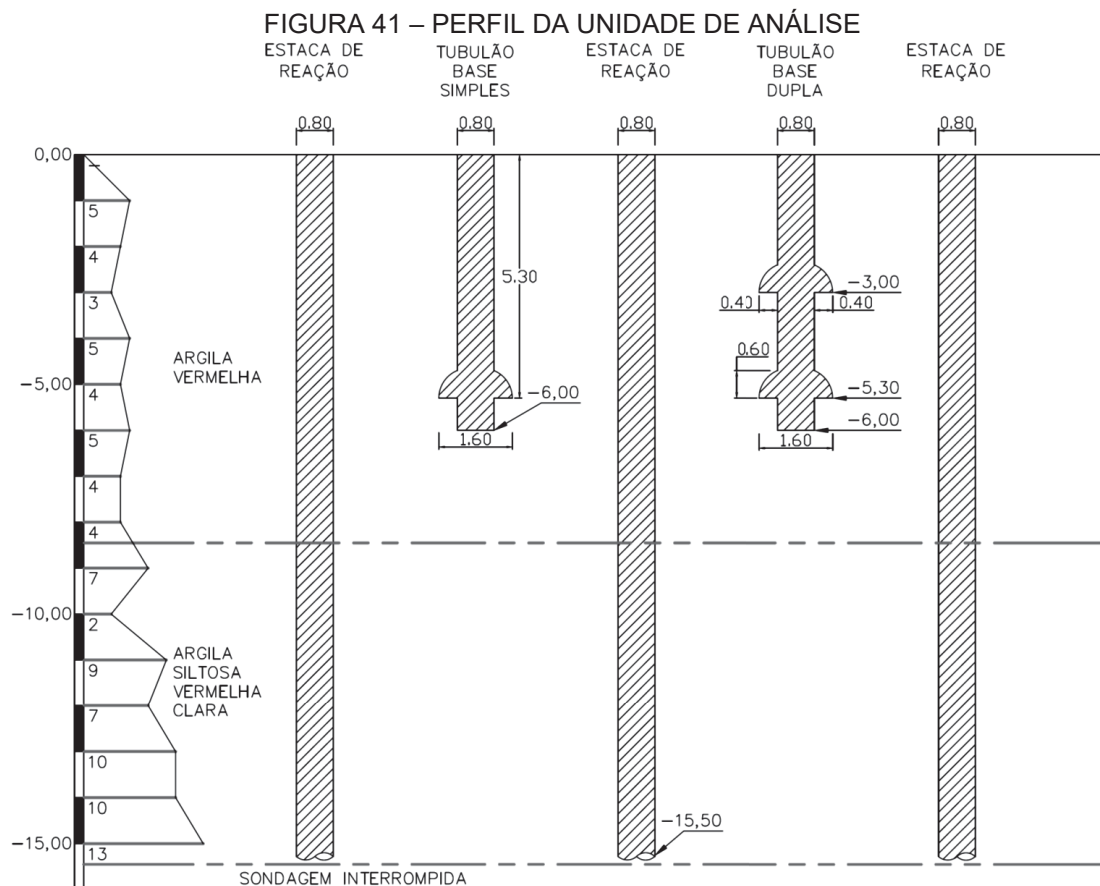
FONTE: O autor (2019).

O comportamento do objeto de estudo, quando submetido a carregamentos axiais, foi comparado com o tubulão de base simples. A unidade de análise foi submetida a esforços axiais de compressão com verificação das tensões ao longo do

fuste e verificação do deslocamento vertical. A FIGURA 40 ilustra a unidade de análise e a unidade de referência para comparação.

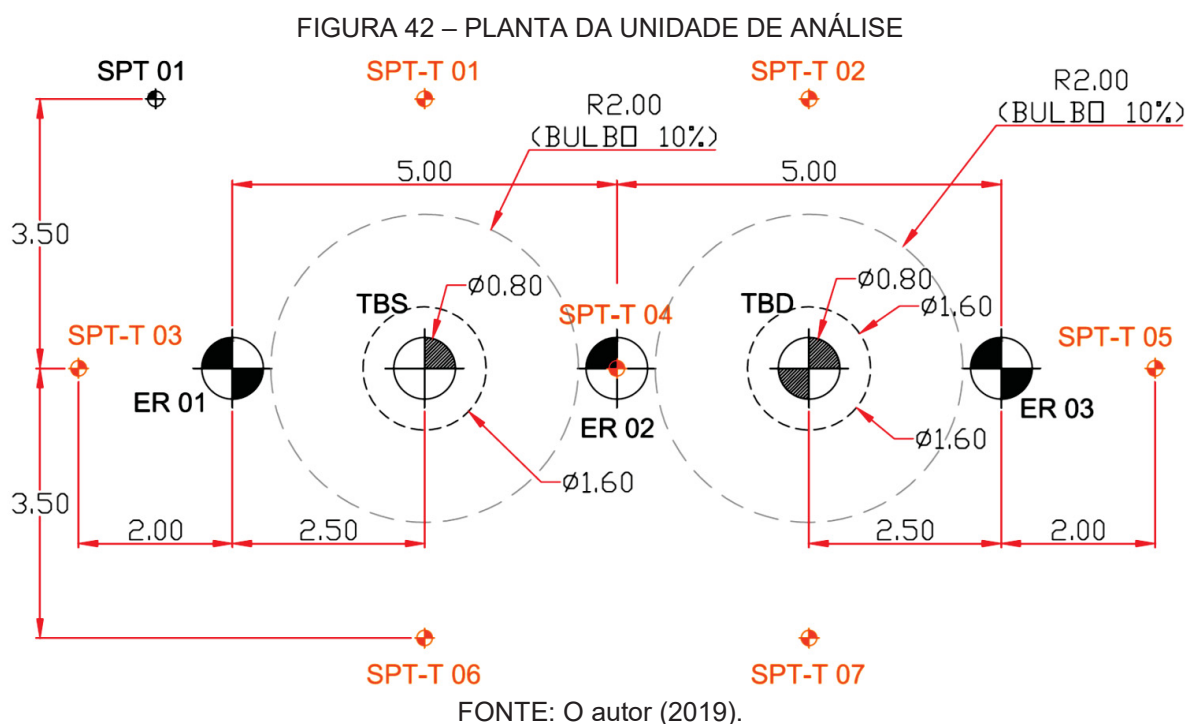
O programa de ensaios de caracterização do subsolo contemplou ensaios com amostras deformadas e indeformadas, entre eles os ensaios de caracterização. A sondagem do subsolo foi realizada pelo método SPT-T com furos no entorno do local de execução dos tubulões. Ensaios de prova de carga sobre placa foram realizados em dois níveis distintos para caracterização da capacidade da camada de apoio dos tubulões em função da profundidade.

A verificação da capacidade de carga dos tubulões foi realizada pelos métodos tradicionais empíricos, semiempíricos e teóricos, baseando-se nos resultados de ensaios de caracterização do subsolo e valores típicos da região. Os tubulões foram executados com escavação do fuste e alargamento da base com trado hidráulico mecanizado, com diâmetro mínimo do fuste que permita a descida para limpeza da base e instalação dos instrumentos antes da concretagem. Uma sondagem do tipo SPT foi realizada previamente para verificar a viabilidade da execução dos modelos no terreno escolhido, conforme a FIGURA 41.



FONTE: O autor (2019).

O programa de ensaios sobre o tubulão abrange: carregamento axial de compressão por meio de macaco hidráulico com controle de carga, medição dos deslocamentos verticais com relógio comparador e LVDT, leitura das cargas a cada metro ao longo do fuste com *straingages* instalados em monobarras posicionadas no eixo do tubulão e leitura da pressão transmitida da base com células de pressão elétricas. A planta com a localização dos tubulões está apresentada na FIGURA 42.



O intuito dos instrumentos é permitir a separação das cargas transmitidas pelo atrito lateral do fuste do tubulão das cargas transmitidas diretamente ao solo pela área de contato da base alargada. A separação dessas cargas, para a comparação dos tubulões de base simples e intermediária, permitirá comparar os resultados de campo com os dados previstos na literatura.

O campo experimental utilizado para a execução das provas de carga estáticas nos tubulões está localizado na área rural do município de Foz do Iguaçu, Paraná. O local apresenta topografia levemente inclinada, com presença de nível freático a uma profundidade superior a 18 metros de profundidade, sendo que o solo não apresenta raízes profundas que possam alterar as condições de ensaio, por se tratar de antiga área de plantio. As coordenadas do campo experimental e a sua elevação estão indicadas na FIGURA 43.

FIGURA 43 – LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL



FONTE: Adaptado de Google (2019).

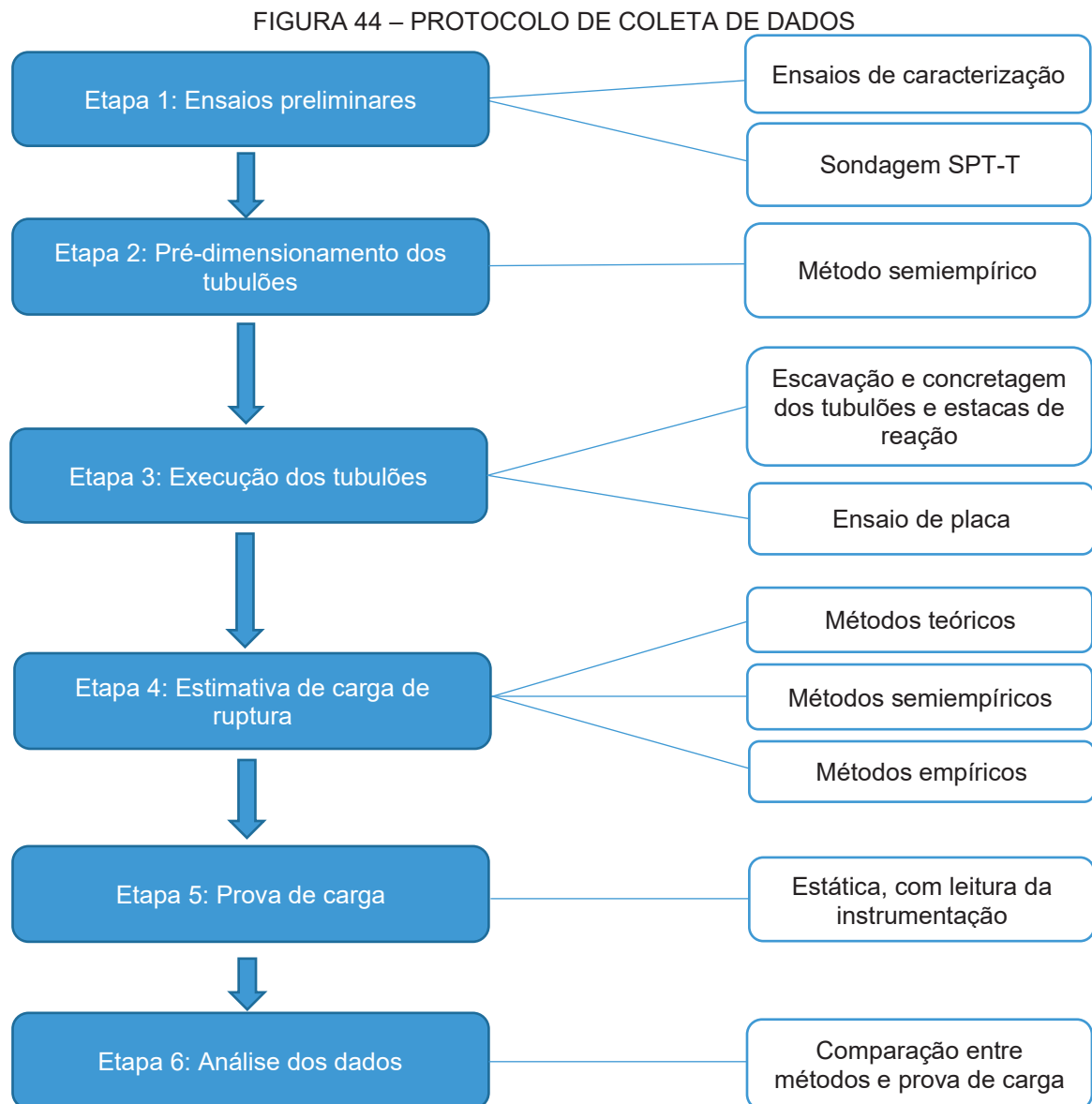
3.1.1 Delimitação do trabalho

O escopo da pesquisa restringe-se somente a comparação entre o tubulão convencional com uma única base na ponta com o tubulão proposto com duas bases, sendo uma na ponta e outra intermediária. A influência da base intermediária na capacidade de carga do elemento de fundação será obtida por meio de experimento em campo, com um subsolo residual de basalto, típico da região Oeste do Paraná. As parcelas de capacidade de carga serão avaliadas para justificar a utilização da base intermediária.

3.1.2 Protocolo de coleta de dados

O protocolo da coleta de dados tem a finalidade de sistematizar os procedimentos da pesquisa. A principal função é identificar as etapas da pesquisa avaliando questões e hipóteses que podem surgir, de acordo com o viés, no decorrer

do estudo. Os procedimentos foram adotados conforme etapas descritas a seguir e esquematizados conforme FIGURA 44.



FONTE: O autor (2019)

- **Primeira etapa: Ensaios preliminares**

Antes da extração das amostras foram realizados ensaios preliminares de caracterização do perfil estratigráfico do terreno escolhido. Os ensaios preliminares foram realizados basicamente por meio da sondagem do tipo SPT-T e ensaios de caracterização das camadas de solo com amostras extraídas durante a sondagem.

- **Segunda etapa: Pré-dimensionamento dos tubulões**

Para execução e planejamento do experimento em campo, foram dimensionados os tubulões com base simples e com base dupla por métodos semiempíricos, bem como as estacas de reação.

- Terceira etapa: Execução dos tubulões

Os tubulões foram executados com escavação mecânica do fuste com trado helicoidal e escavação mecânica da base alargada com alargador hidráulico. As estacas de reação foram escavadas mecanicamente com trado helicoidal, porém durante a escavação serão extraídas amostras indeformadas a cada metro da estaca de reação ER2, além da execução do ensaio de placa em duas profundidades nas estacas de reação ER1 e ER3. Os tubulões foram instrumentados e concretados nessa etapa.

- Quarta etapa: Estimativa de carga e recalque

Com os dados obtidos pela sondagem SPT-T e provas de carga de placa, foram estimadas a capacidade de carga e recalque. Para estimativa da capacidade de carga e recalque foram utilizados os métodos teóricos, semiempíricos e empíricos.

- Quinta etapa: Prova de carga

Os tubulões executados no campo experimental foram submetidos à carregamento axial estático, com leitura dos recalques e das cargas ao longo do fuste, bem como da leitura da pressão nas bases.

- Sexta etapa: Análise dos dados

Os resultados da prova de carga foram comparados com os dados de estimativa de carga por métodos variados.

3.2 INVESTIGAÇÃO DE SUBSOLO

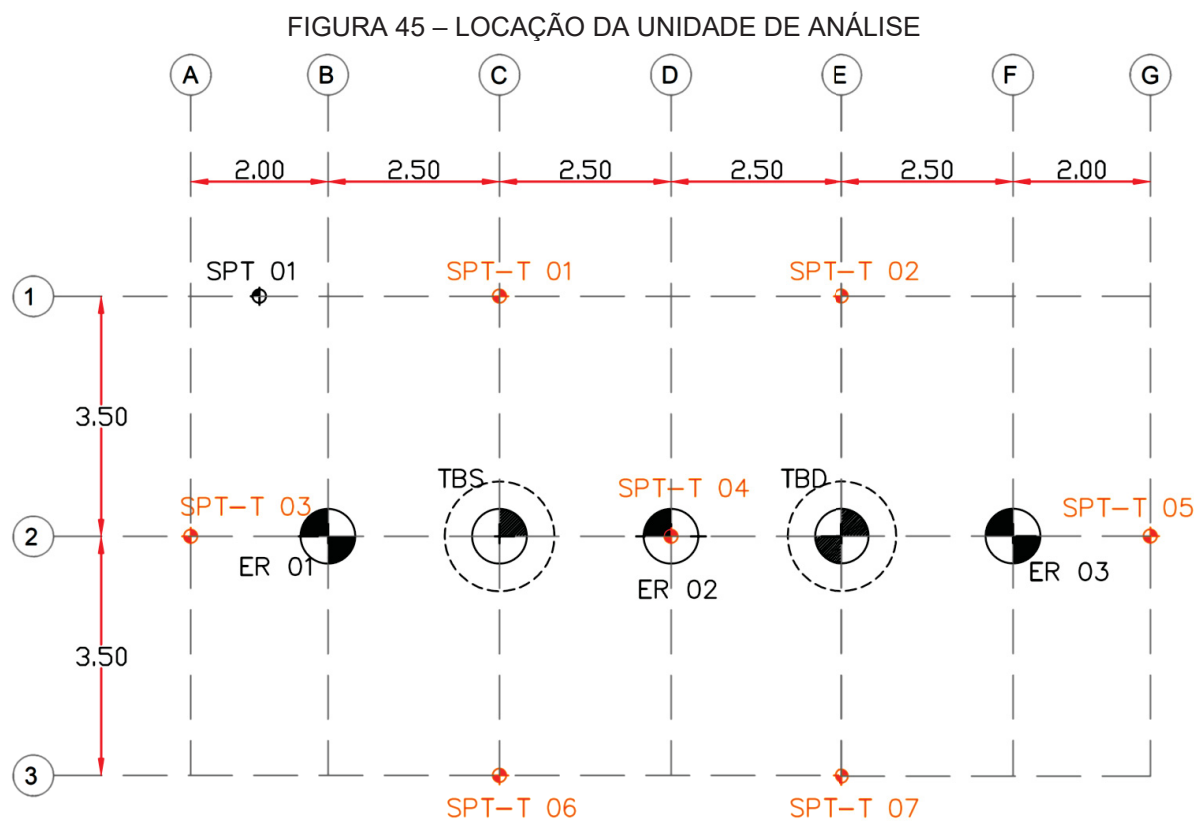
O plano de investigação de subsolo foi realizado com o auxílio de três tipos de investigação, sendo eles sondagem do tipo SPT, sondagem do tipo SPT-T e ensaios de placa. A TABELA 11 resume o número total de ensaios no programa de investigação do subsolo.

TABELA 11 – RESUMO DO PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

ENSAIO	REPETIÇÕES
SPT	1
SPT-T	7
Ensaio de placa (PL)	4

FONTE: O autor (2019).

A investigação de subsolo foi realizada por meio de sondagens do tipo SPT-T, localizadas no entorno da área de interesse conforme ilustra a FIGURA 45. A profundidade das sondagens foi fixada em 15,45 metros, sendo que a base do tubulão foi projetada para ser apoiada a 6 metros da superfície.



FONTE: O autor (2019).

Os ensaios de placa foram executados com placa circular de diâmetro de 60 cm ao longo do fuste das estacas de reação ER-01 e ER-03 ilustradas na FIGURA 45. O ensaio foi executado em dois níveis distintos com o intuito de obter o comportamento carga recalque dos solos em função da sua profundidade. O ensaio de placa foi realizado por meio do carregamento rápido (PLQ) na estaca de reação ER 01 e carregamento lento (PLS) na estaca de reação ER 02, conforme o processo descrito no capítulo 2.3.1.3.

O sistema de reação foi montado com estacas de reação de 30 cm de diâmetro com 12 metros de profundidade, com armadura longitudinal formada por 4 barras de 12,5 mm travando uma viga de reação metálica em perfil W200x22,5. A aplicação da carga foi realizada com macaco hidráulico acionado por bomba elétrica, atuando em um tubo metálico com diâmetro de 30 cm apoiado na placa de carga de 60 cm de

diâmetro. A leitura do carregamento foi realizada com célula de carga de 100 toneladas e o recalque foi obtido com as leituras de deslocamento de um LVDT, conforme ilustra a FIGURA 46. A aquisição dos dados foi realizada com o sistema de aquisição de dados QuantumX da HBM através do software Catman Easy, conectado a um microcomputador.

FIGURA 46 – CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO DE PLACA NA ESTACA DE REAÇÃO ER-01



FONTE: O autor (2019).

Foram extraídas amostras indeformadas (AMI) da estaca de reação ER-02, com o auxílio de um sarilho seguindo as instruções da NBR 9604 (ABNT, 2016), conforme ilustra a FIGURA 47. As amostras foram extraídas a cada metro para a determinação do peso específico aparente do solo de acordo com a NBR 10838 (ABNT, 1988). Os resultados do peso específico foram utilizados para o cálculo da sobrecarga na cota de apoio da base do tubulão.

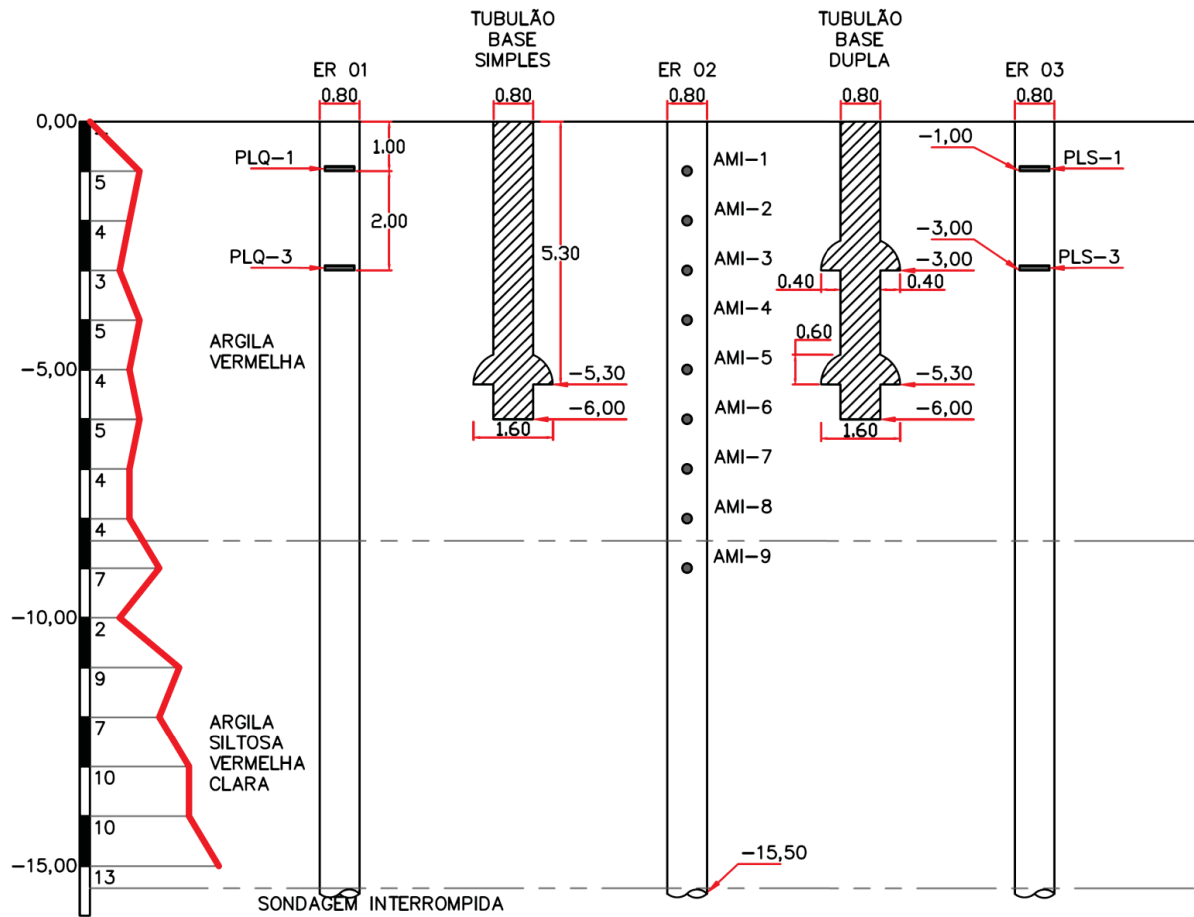
FIGURA 47 - DETALHE DA EXTRAÇÃO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS DA ESTACA DE REAÇÃO ER-02



FONTE: O autor (2019).

A FIGURA 48 ilustra a posição dos ensaios ao longo do subsolo em relação aos tubulões.

FIGURA 48 – LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS AO LONGO DO SUBSOLO



FONTE: O autor (2019).

Os ensaios de investigação do subsolo foram utilizados para alimentar os métodos de dimensionamento descritos no capítulo 2.1, por meio das correlações e valores diretos obtidos pelos ensaios conforme descrito no capítulo 2.3.

3.3 TUBULÕES

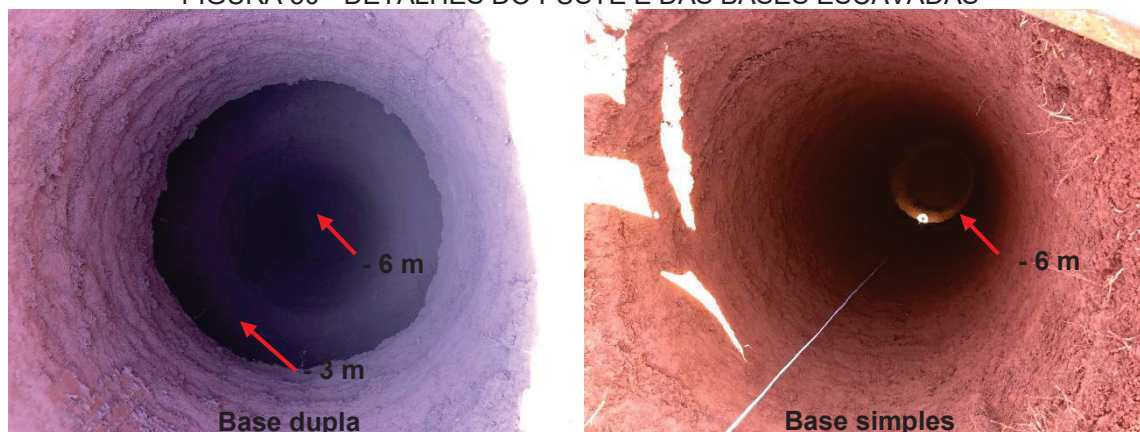
Os tubulões foram executados com perfuratriz sobre caminhão, com escavação mecânica do fuste com trado helicoidal e escavação mecânica da base alargada com alargador hidráulico com limpeza manual com auxílio de sarilho, conforme ilustra a FIGURA 49 e a FIGURA 50. Os tubulões foram instrumentados com extensômetros de imersão (SG1 a SG7) e células de pressão (CP1 a CP6), conforme ilustra a FIGURA 51.

FIGURA 49 - EQUIPAMENTOS DE ESCAVAÇÃO E LIMPEZA UTILIZADOS



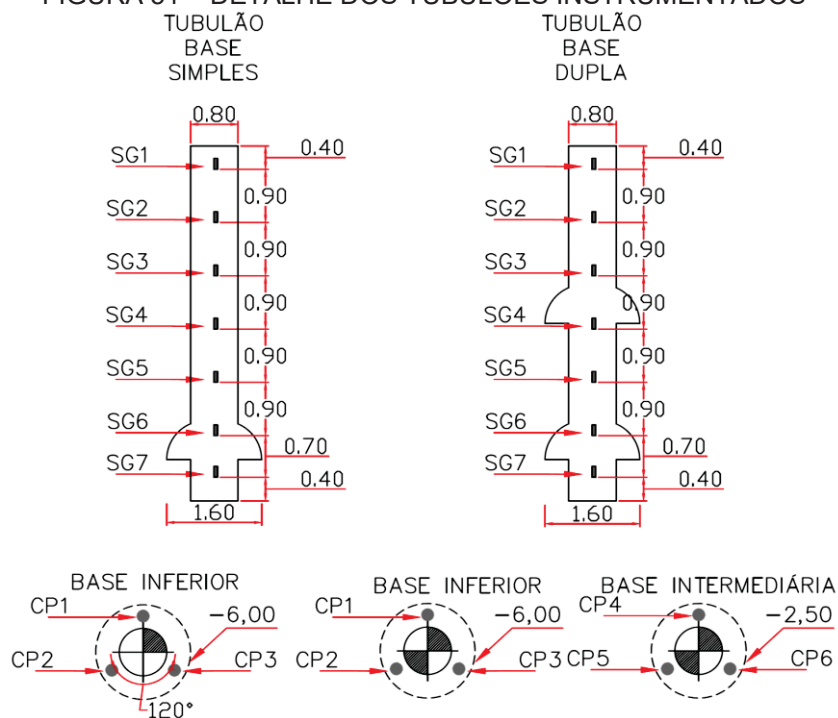
FONTE: O autor (2019).

FIGURA 50 - DETALHES DO FUSTE E DAS BASES ESCAVADAS



FONTE: O autor (2019).

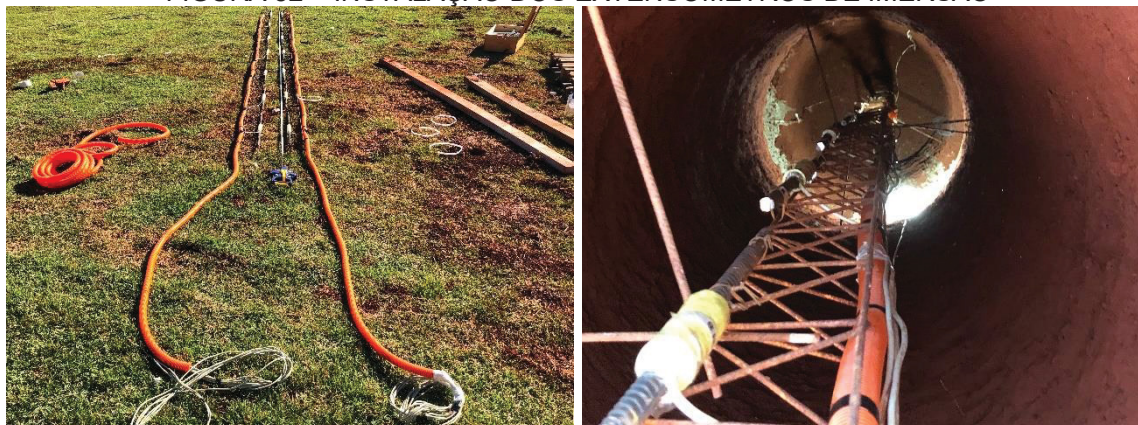
FIGURA 51 – DETALHE DOS TUBULÕES INSTRUMENTADOS



FONTE: O autor (2019).

As cargas ao longo do fuste foram obtidas a partir das deformações medidas com os extensômetros de imersão, em função do módulo de elasticidade do concreto dos tubulões. Os extensômetros de imersão foram fixados em treliças metálicas em aço CA-60 do tipo TB12M para posicionar corretamente ao longo do fuste no eixo do tubulão, conforme ilustra a FIGURA 52.

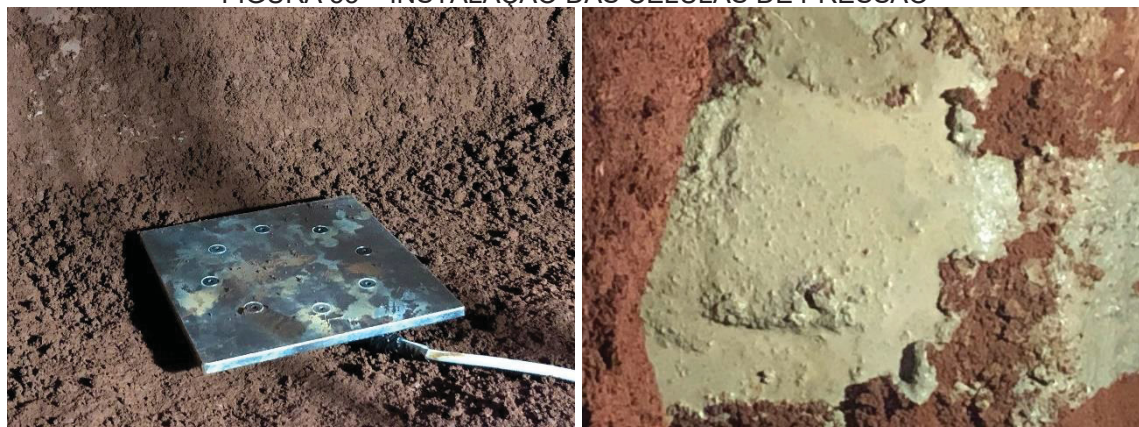
FIGURA 52 – INSTALAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO



FONTE: O autor (2019).

A carga da base foi obtida com células de pressão do tipo elétricas instaladas na base, radialmente distribuídas com ângulo de 120° entre elas. A instalação das células de pressão foi realizada com a escavação de um sulco na base, posicionamento do diafragma no sulco, preenchimento das laterais com areia e fixação com grauteamento para evitar o deslocamento durante a concretagem, a FIGURA 53 ilustra a instalação das mesmas.

FIGURA 53 – INSTALAÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO



FONTE: O autor (2019).

Os tubulões foram executados com concreto convencional com brita 1 e 2, resistência característica de 20 MPa e abatimento do tronco de cone com aproximadamente 12 ± 2 cm. A concretagem foi realizada com lançamento lento do concreto diretamente do caminhão betoneira, sem o auxílio de funil ou mangote, conforme ilustra a FIGURA 54.

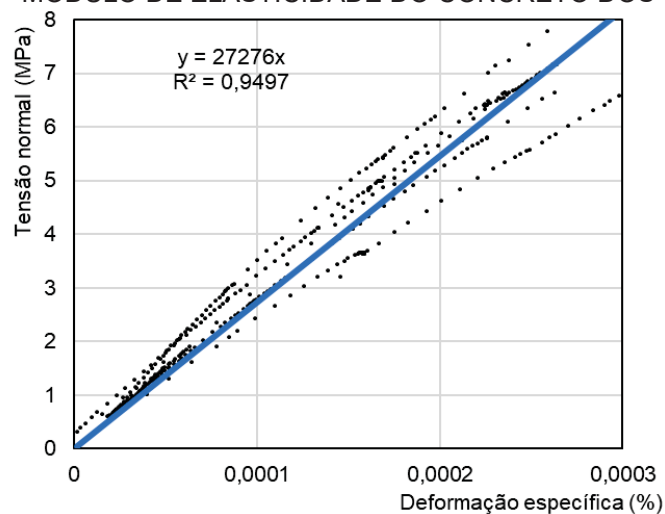
FIGURA 54 – CONCRETAGEM DOS TUBULÕES



FONTE: O autor (2019).

Foram moldados seis corpos-de-prova do concreto utilizado na concretagem dos tubulões para a realização de ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade. A resistência a compressão média obtida do concreto foi de 24,02 MPa, enquanto o módulo de elasticidade encontrado foi de 27276 MPa com coeficiente de determinação (R^2) de 0,9497, conforme a FIGURA 55.

FIGURA 55 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO DOS TUBULÕES



FONTE: O autor (2019).

Os tubulões foram submetidos à carregamento axial estático rápido, conforme descrito no capítulo 2.3.1.3, com leitura dos recalques e das tensões ao longo do fuste, bem como da leitura da pressão nas bases. O carregamento foi realizado com dois macacos hidráulicos e duas células de carga com capacidade de 100 toneladas no topo do tubulão, com monitoramento remoto e aplicação de carga controlada por bombas manuais. A leitura dos recalques foi realizada com LVDT no eixo do tubulão e por quatro relógios comparadores com capacidade de 100 mm dispostos no topo dos tubulões. A aquisição dos dados foi realizada com o sistema de aquisição de dados QuantumX da HBM através do software Catman Easy, conectado a um microcomputador. A FIGURA 56 ilustra o sistema de carregamento com dois macacos e duas células de carga, bem como o sistema de aquisição de dados. A estrutura de reação foi composta por estacas de reação com vigas metálicas reforçadas ancoradas nas mesmas por tirantes em monobarras, dimensionadas de acordo com as cargas de pré-dimensionamento dos tubulões, conforme ilustra a FIGURA 57.

FIGURA 56 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO SISTEMA DE CARREGAMENTO E AQUISIÇÃO



FONTE: O autor (2019).

FIGURA 57 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO SISTEMA DE REAÇÃO



FONTE: O autor (2019).

3.3.1 Pré-dimensionamento do tubulão

O pré-dimensionamento do tubulão foi elaborado com os dados da sondagem preliminar do tipo SPT, para dimensionamento do sistema de reação formado por estacas escavadas, tirantes em monobarra e vigas de reação. Os métodos utilizados para o pré-dimensionamento foram os semiempíricos conforme resume a TABELA 12, considerando um fator de segurança igual a 3 para obtenção da tensão de ruptura.

TABELA 12 – MÉTODOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO ADOTADOS

MÉTODO	EQUAÇÃO	
Teixeira (1996)	$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{50} + q$	(49)
Alonso (1983)	$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{30}$	(50)
Aoki Velloso (1975)	$\sigma_r = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1}$	(53)
Décourt Quaresma (1978)	$\sigma_r = \alpha \cdot C \cdot N_p$	(54)

FONTE: O autor (2019).

Os bulbos de influência utilizados na obtenção da média dos índices de penetração da sondagem do tipo SPT estão descritos na TABELA 13, considerando o valor do diâmetro do tubulão (B) igual a 1,60 metros.

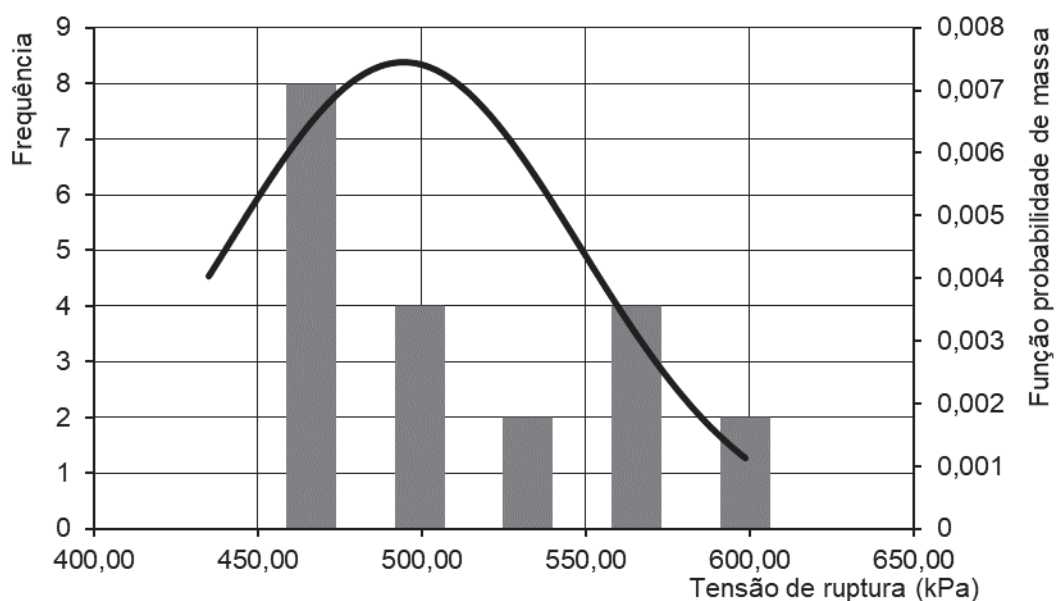
TABELA 13 – BULBOS DE INFLUÊNCIA ADOTADOS

RELAÇÃO Z/B	Z (M)	BULBO ADOTADO (M)
1	1,6	2
1,5	2,4	3
2	3,2	3*
2,5	4	4
3	4,8	5

FONTE: O autor (2019).

As tensões de ruptura estimadas pelos métodos citados, para cada uma das médias dos índices de penetração de acordo com os bulbos considerados, considerando os bulbos de influência anteriores, totalizam 20 resultados dispostos na curva de distribuição normal da FIGURA 58. Os resultados do pré-dimensionamento apontam para um valor médio de tensão de ruptura de 494,4 kPa.

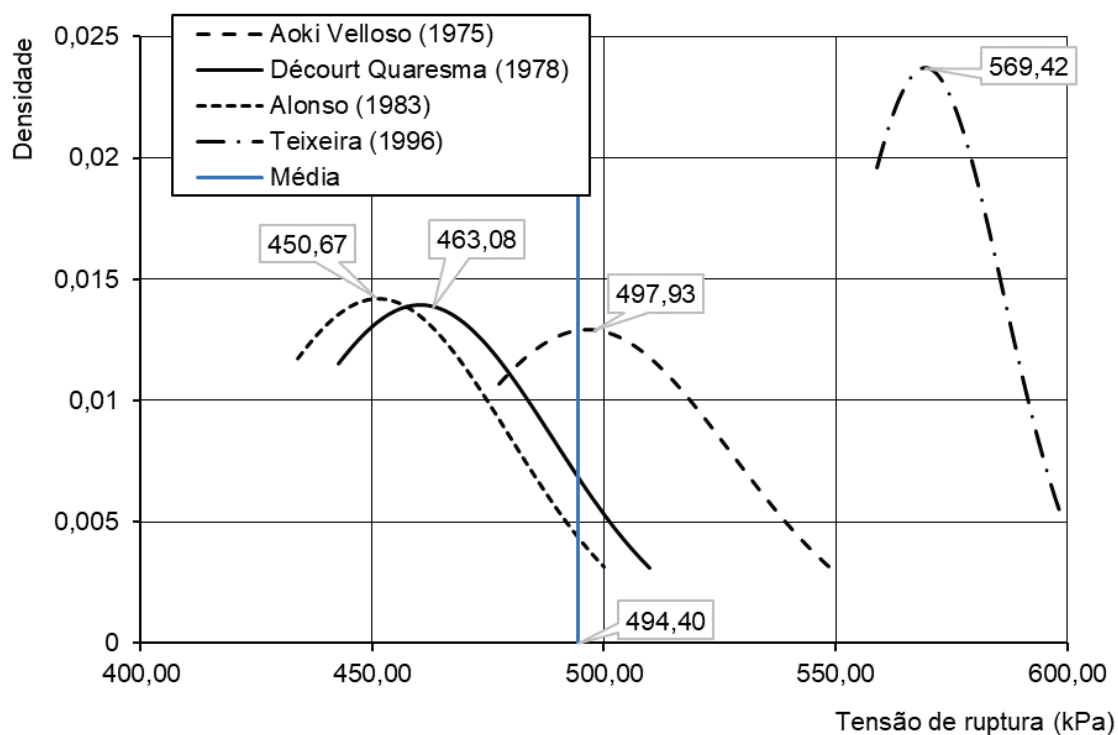
FIGURA 58 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES GLOBAIS DE TENSÃO DE RUPTURA



FONTE: O autor (2019).

A FIGURA 59 ilustra a curva de distribuição normal dos métodos de dimensionamento semiempíricos utilizados no pré-dimensionamento, demonstrando que o método de Aoki Velloso (1975) apresenta a média mais próxima da geral, porém, o método Teixeira (1996) apresenta o menor desvio padrão dos resultados.

FIGURA 59 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL



FONTE: O autor (2019).

Os valores médios obtidos e os desvios estão resumidos na TABELA 14.

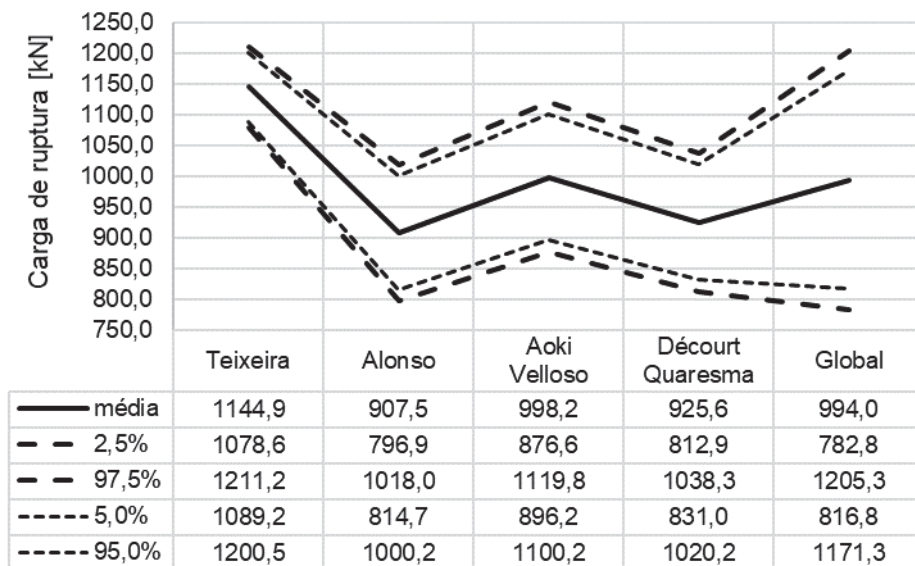
TABELA 14 – RESUMO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Método	σ_R (kPa)	Desvio padrão (kPa)	Coeficiente de variação	σ_R 95% de confiança (kPa)
Teixeira (1996)	569,42	16,83	3,0%	541,74
Alonso (1983)	451,33	28,05	6,2%	405,20
Aoki Velloso (1975)	496,47	30,85	6,2%	445,72
Décourt Quaresma (1978)	460,36	28,61	6,2%	413,30
Global	494,40	53,60	10,8%	406,23

FONTE: O autor (2019).

Considerando a base circular do tubulão de 1,60 m de diâmetro, em função das tensões de ruptura dos métodos semiempíricos, a FIGURA 60 resume as faixas de carga de ruptura de acordo com a probabilidade de ocorrência. Os valores encontrados indicam que a carga de ruptura pode ser encontrada entre a faixa de 782,8 kN e 1211,2 kN, com confiança de até 97,5%.

FIGURA 60 – CARGA DE RUPTURA DO TUBULÃO, PRÉ-DIMENSIONAMENTO



FONTE: O autor (2019).

Considerando os valores médios encontrados com o SPT preliminar, o valor adotado para o dimensionamento dos sistemas de reação e dos instrumentos é de 2000 kN de carga de ruptura, sendo que esse valor apresenta um fator de segurança variando entre 1,6 e 2,55. A NBR 6122 (ABNR, 2010) indica um fator de segurança para o dimensionamento do sistema de reação variando de 1,2 a 1,5, sendo assim os

fatores de segurança encontrados são adequados para elaboração dos ensaios em campo.

3.4 SISTEMA DE REAÇÃO

O sistema de reação utilizado para a execução da prova de carga foi composto por estacas de reação escavadas a céu aberto conectadas à viga de reação metálica por tirantes de monobarra.

3.4.1 Estacas de reação

O dimensionamento das estacas de reação foi realizado com o uso dos dados da sondagem do tipo SPT preliminar, em função dos dados de pré-dimensionamento do tubulão. Os métodos utilizados para o dimensionamento foram os semiempíricos conforme resume a TABELA 15, sendo considerada somente a resistência lateral da estaca tracionada e o peso próprio do elemento de fundação.

TABELA 15 – MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DE REAÇÃO

MÉTODO	EQUAÇÃO
Teixeira (1996)	$R_L = \beta \times N_L \times U \times L$
Aoki Velloso (1975)	$R_L = \frac{U}{F_2} \times \sum_1^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta L)$
Décourt Quaresma (1978)	$R_L = \beta \times 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \times U \times L$

FONTE: O autor (2019).

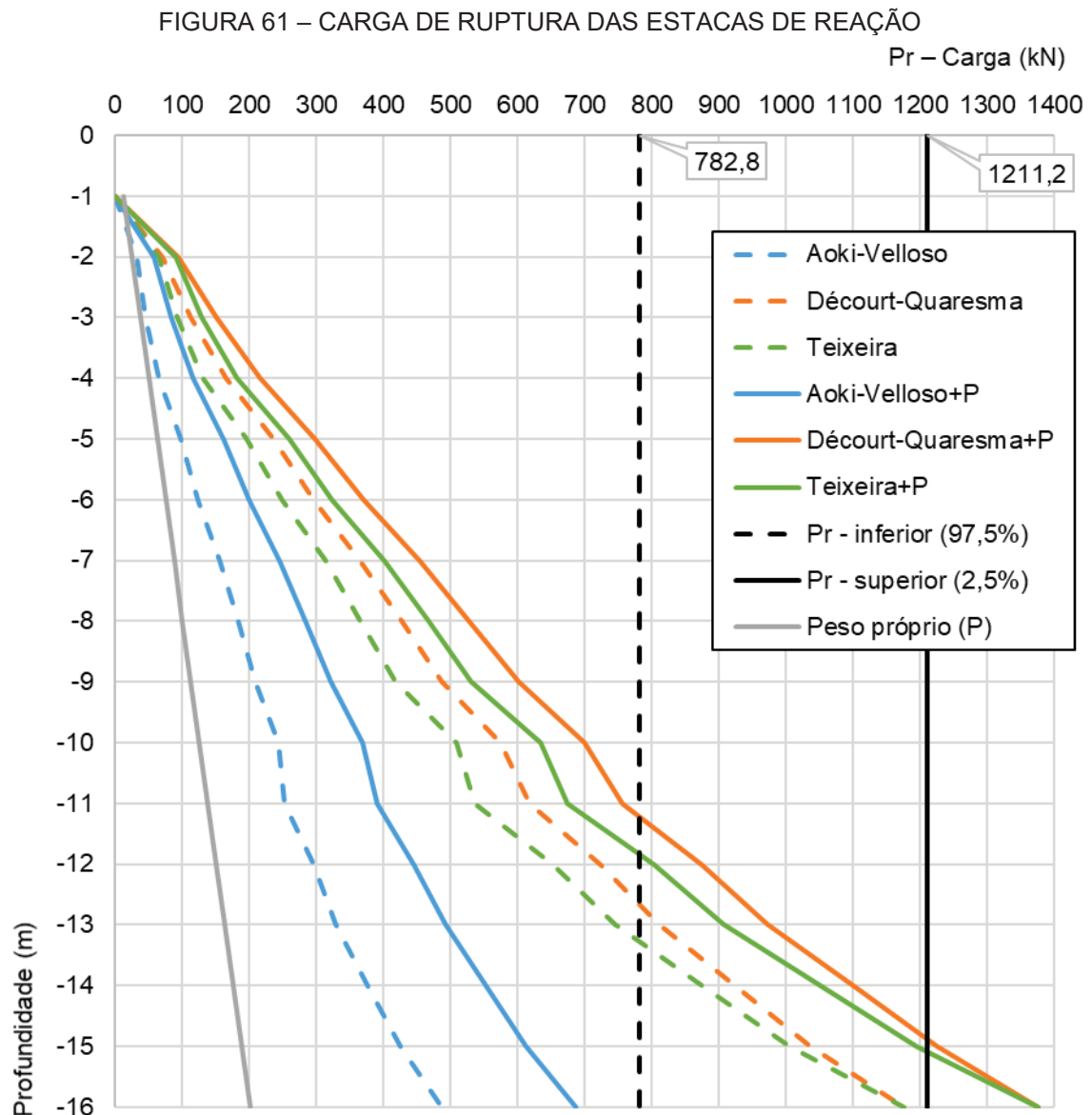
Os valores das constantes de cada método estão dispostos na TABELA 16.

TABELA 16 – COEFICIENTES UTILIZADOS NAS ESTACAS DE REAÇÃO

MÉTODO	ARGILA VERMELHA	ARGILA SILTOSA VERMELHA CLARA
Teixeira (1996)	$\beta = 4 \text{ kPa}$	$\beta = 4 \text{ kPa}$
Aoki Velloso (1975)	$F_2 = 6$ $\alpha = 6,0\%$ $K = 200 \text{ kPa}$	$F_2 = 6$ $\alpha = 4,0\%$ $K = 220 \text{ kPa}$
Décourt Quaresma (1978)	$\beta = 0,80$	$\beta = 0,80$

FONTE: O autor (2019).

Considerando que as estacas de reação foram utilizadas para a execução de ensaios de placa e remoção de amostras indeformadas, o diâmetro mínimo das estacas de reação foi de 80 cm, conforme FIGURA 41. As cargas de ruptura estimadas pelos métodos citados, utilizando os dados da sondagem SPT preliminar e estacas escavadas com diâmetro de 80 cm, estão dispostas na FIGURA 61.



FONTE: O autor (2019).

Os métodos utilizados apontam para uma ruptura superior aos 782 kN estimados como limite inferior de ruptura do tubulão, com exceção do método Aoki Velloso (1975). Considerando o peso próprio da estaca, que age como reação à carga aplicada ao tubulão, os métodos Teixeira (1996) e Décourt Quaresma (1978) apresentam carga de ruptura superior ao limite superior do pré-dimensionamento do

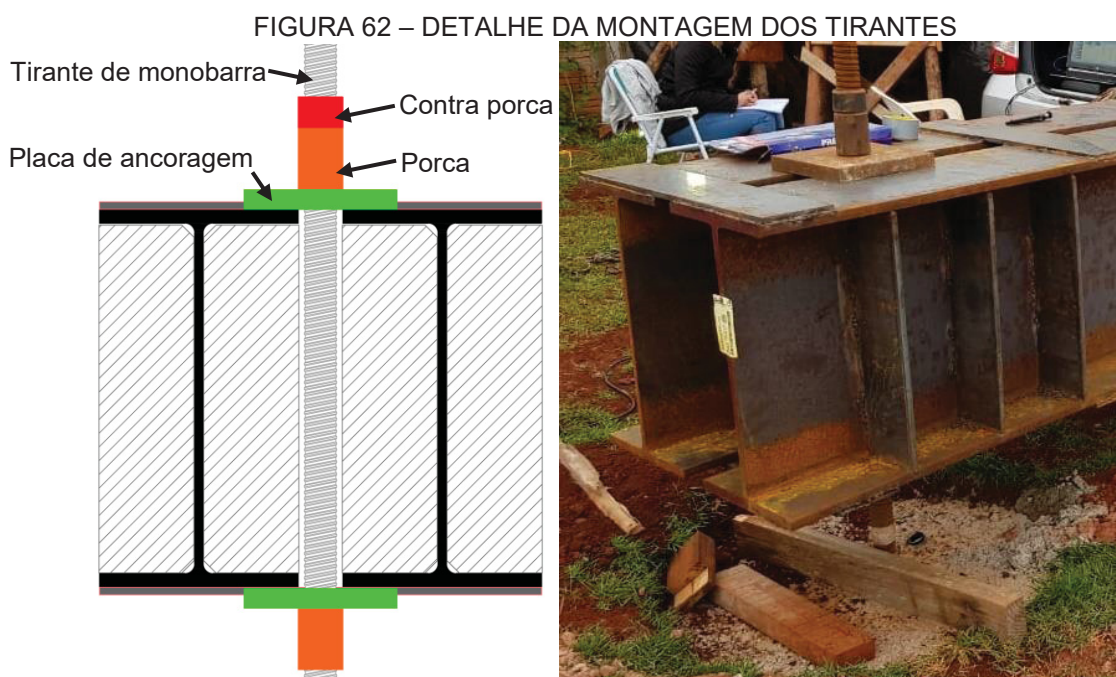
tubulão. Considerando que para suportar a carga de ruptura do tubulão cada estaca de reação deve suportar somente metade desse valor, o coeficiente de segurança é superior a 2 quando a estaca apresenta aproximadamente 16 metros de profundidade, conforme detalha a TABELA 17.

TABELA 17 – CARGAS E FATORES DE SEGURANÇA DAS ESTACAS DE REAÇÃO			
PARÂMETRO	TEIXEIRA (1996)	AOKI VELLOSO (1975)	DÉCOURT QUARESMA (1978)
R_L (kN)	1176,21	487,04	1176,21
Peso próprio, P (kN)		201,06	
$R_L + P$ (kN)	1377,27	688,10	1377,24
<i>FS</i> 97,5% probabilidade (782,8 kN)			
R_L (kN)	3,01	1,24	3,01
$R_L + P$ (kN)	3,52	1,76	3,52
<i>FS</i> 2,5% probabilidade (1211,2 kN)			
R_L (kN)	1,94	0,80	1,94
$R_L + P$ (kN)	2,27	1,14	2,27
<i>FS</i> carga adotada (2000 kN)			
R_L (kN)	1,18	0,49	1,18
$R_L + P$ (kN)	1,38	0,69	1,38
FONTE: O autor (2019).			

Considerando os valores obtidos por meio dos métodos e os fatores de segurança, quando a carga de ruptura do tubulão apresenta probabilidade de 97,5% de ser maior que 782,8 kN os fatores de segurança variam de 1,24 a 3,52, quando a probabilidade de ocorrência da carga de ruptura é de somente 2,5% maior que 1211,2 kN os fatores de segurança variam de 0,80 a 2,27, quando consideramos a carga adotada para o pré-dimensionamento de 2000 kN os fatores de segurança variam de 0,49 a 1,38. Como o método de Aoki Velloso (1975) apresentou valores de fator de segurança inferiores a 1, foram executados anéis de enrijecimento com diâmetro de 1,00 a cada metro das estacas de reação, com o intuito de promover um aumento da capacidade de carga. A prática regional indica um aumento de aproximadamente 30% da carga de ruptura, sendo exatamente o valor necessário para resistência no método Aoki-Velloso quando consideramos a carga de pré-dimensionamento adotada.

Os tirantes utilizados para travamento das vigas de reação foram definidos de acordo com o catálogo da Incotep, fabricante dos tirantes de monobarra. Foi definida a utilização de tirantes de monobarra do tipo INCO 60D com comprimento de 18 metros formado por três barras de 6 metros emendadas com luvas de emenda, disposto ao longo de todo o fuste das estacas de reação com uma sobra acima do

nível do terreno de aproximadamente 3 metros. O sistema INCO 60D apresenta carga limite de escoamento de 116,7 tf, com carga de ensaio de aproximadamente 105 tf de acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018), sendo o suficiente para a realização das provas de carga. A FIGURA 62 ilustra o esquema de montagem dos tirantes com placa de ancoragem, porca e contra porca, sendo que foi utilizada uma placa de ancoragem e uma porca para apoiar a viga e nivelá-la.

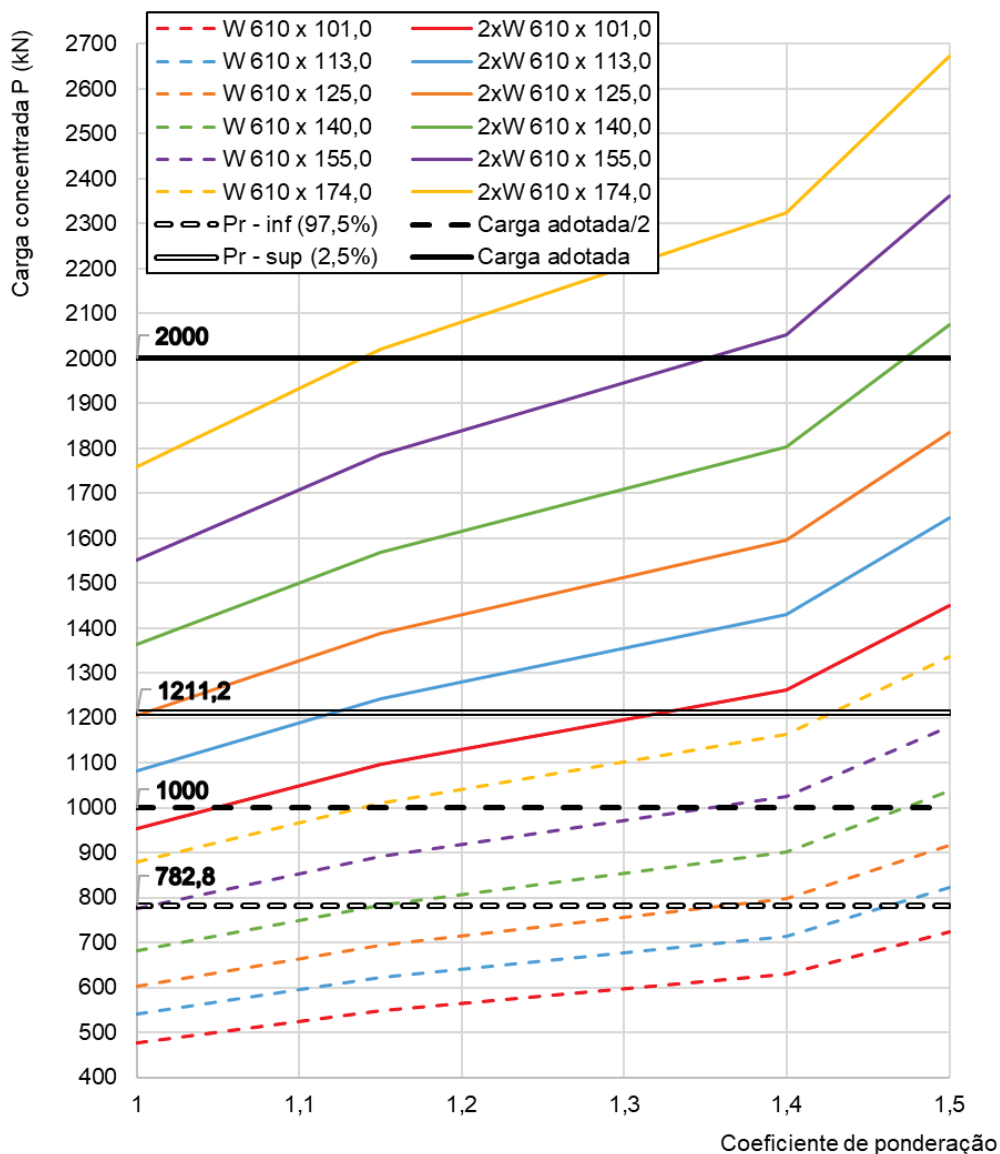


FONTE: O autor (2019).

3.4.2 Vigas de reação

As vigas de reação foram dimensionadas de acordo com a carga de catálogo do fabricante dos perfis metálicos. Os perfis de aço utilizados para compor as vigas de reação foram do tipo W, com seção transversal em I, com aço de alta resistência mecânica do tipo ASTM A 572 Grau 50. O catálogo Gerdau de vão e cargas indica as cargas admissíveis dos perfis metálicos em função dos vãos típicos. A FIGURA 63 apresenta as configurações dos perfis com 610 mm de altura, em função do peso por metro e coeficiente de ponderação. De acordo com o apresentado, um perfil duplo de W610x155,0 já suporta as configurações estudadas.

FIGURA 63 – CARGAS EM FUNÇÃO DOS COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO



FONTE: O autor (2019).

Foram utilizadas duas vigas W610x174,0 fixadas em perfil duplo, com placas de reforço contra torção e cisalhamento e placas de ligação das vigas, conforme ilustram a FIGURA 64 e a FIGURA 65.

FIGURA 64 – DETALHE DO POSICIONAMENTO ENRIJECEDORES NA VIGA



FONTE: O autor (2019).

FIGURA 65 – DETALHE DA MONTAGEM DA VIGA COM ENRIJECEDORES



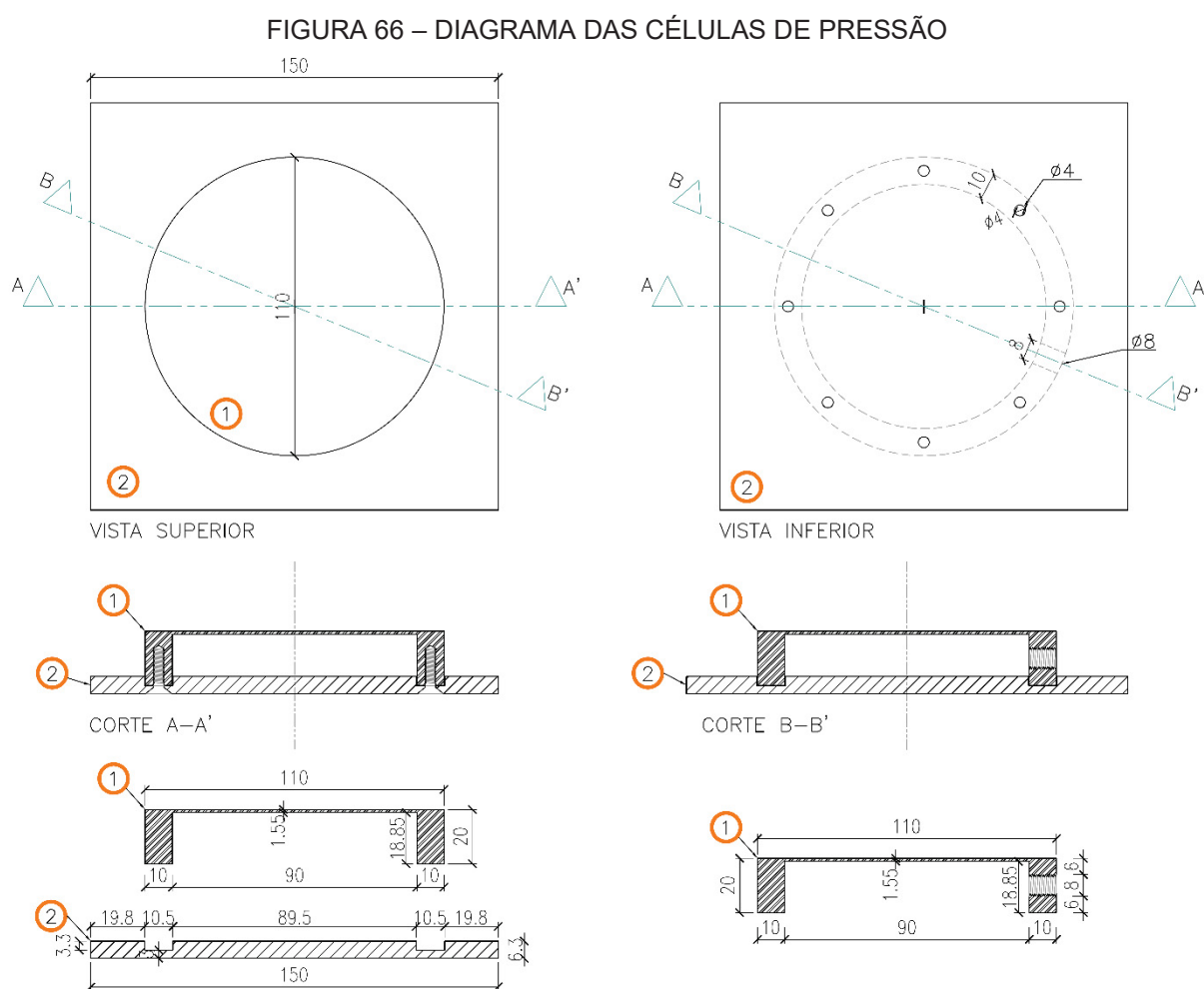
FONTE: O autor (2019).

3.5 INSTRUMENTAÇÃO

Os instrumentos que serão utilizados no tubulão são as células de pressão localizadas nas bases do tubulão, bem como os extensômetros instalados em monobarras imersas no concreto ao longo do fuste. Tanto as células de pressão como os extensômetros de imersão foram dimensionados e confeccionados para a execução do presente trabalho.

3.5.1 Células de pressão

As células de pressão foram dimensionadas por meio da teoria de placas, com diafragma engastado em anel rígido que sofre flexão quando solicitado por carregamentos máximos de aproximadamente 350 kPa e apresentam dimensões de conforme ilustra a FIGURA 66.



FONTE: O autor (2019).

As células de pressão foram confeccionadas em aço inoxidável martensítico endurecível por precipitação, com dureza de 4 a 42 HRC da empresa Villares de código V630, sendo que após a usinagem em torno de precisão foram submetidas ao tratamento térmico para precipitação.

O tratamento térmico foi utilizado para promover o envelhecimento que provoca a precipitação de compostos intermetálicos de cobre, que produzem um acréscimo de resistência mecânica e da dureza do aço. O envelhecimento do tipo E 480 foi realizado com aquecimento das peças a 480 ± 8 °C por um período de uma hora, sendo que o resfriamento ao ar ocorreu lentamente até a estabilização da temperatura com o ambiente. O envelhecimento do tipo E 480 promove o endurecimento da liga metálica para a dureza Rockwell C 40, conforme ilustra a FIGURA 67.

FIGURA 67 – DIAFRAGMAS DAS CÉLULAS DE PRESSÃO ANTES E APÓS A PRECIPITAÇÃO



(a) após usinagem



(b) após a precipitação

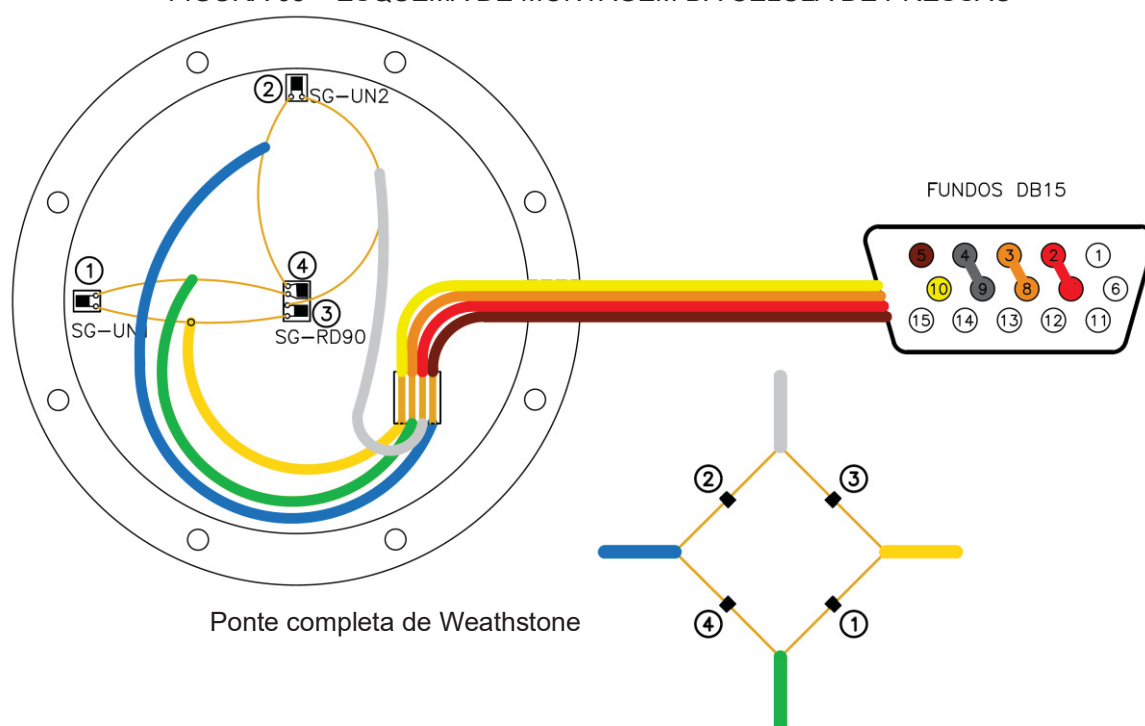
FONTE: O autor (2019).

As deformações dos diafragmas das células de pressão podem ser relacionadas a pressão aplicada sobre eles. Essa deformação foi obtida por meio da instalação de extensômetros resistivos colados no interior do diafragma em configuração de ponte completa de Weathstone com quatro ramos ativos. A posição de colagem dos extensômetros está ilustrada na FIGURA 68.

Foram utilizados dois tipos de extensômetros resistivos (*straingages*), o extensômetro do modelo roseta dupla a 90° posicionado no centro do diafragma (SG-RD90) do tipo PA-09-125TG-350L e dois extensômetros do modelo unidirecional

simples posicionados nas bordas do diafragma (SG-UN1 e SG-UN2) do tipo PA-09-125AC-350L, sendo ambos os sensores fornecidos pela Excel Sensores, os quais apresentam *gage factor* igual a 2,1 ($k = 2,1$), resistência de 350 ohms e fios de cobre soldados nos terminais. Os extensômetros foram conectados em uma trilha de cobre em placa, sendo que os fios foram protegidos com fita isolante e os extensômetros foram protegidos por uma camada de cobertura de silicone neutro transparente.

FIGURA 68 – ESQUEMA DE MONTAGEM DA CÉLULA DE PRESSÃO



FONTE: O autor (2019).

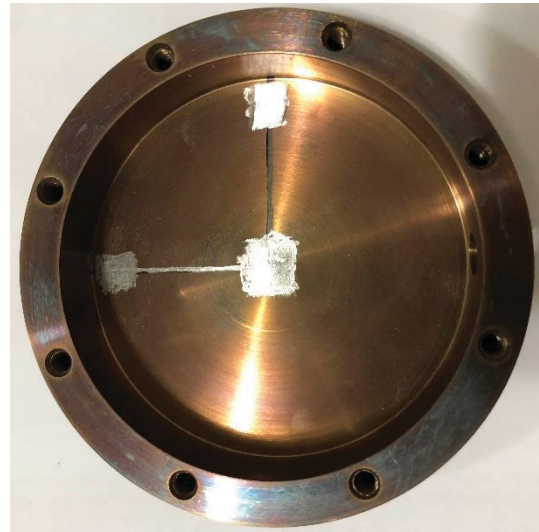
Os extensômetros foram colados com adesivo epóxi bicomponente de alta resistência com cura a frio de duas horas à pressão constante de compressão, com procedimento prévio de escarificação da superfície, lixamento e limpeza de superfície com isopropanol com 99,8% de pureza, conforme ilustra FIGURA 69.

A ligação da célula de pressão foi executada com conector do tipo DB15 para ligação em sistema de aquisição da HBM modelo Quantum X MX840A.

FIGURA 69 – ESQUEMA DE MONTAGEM DAS CÉLULAS DE PRESSÃO



(a) Marcação das posições



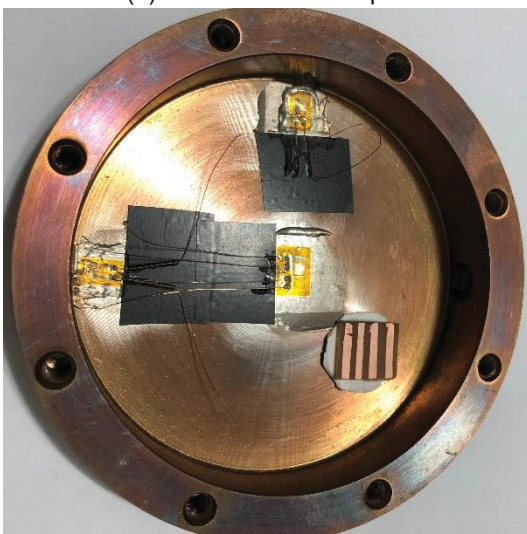
(b) Escarificação da superfície



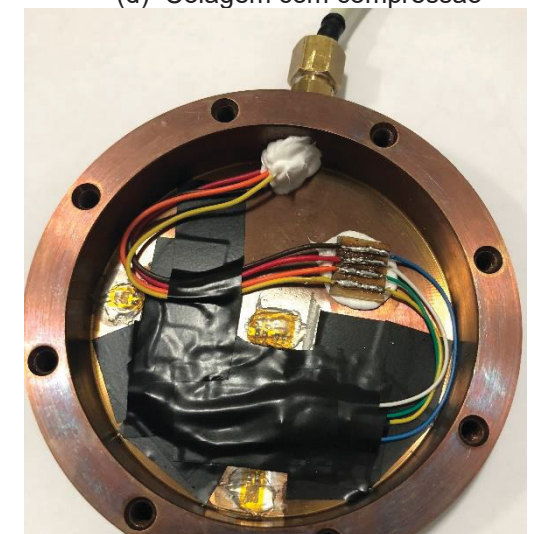
(c) Lixamento da superfície



(d) Colagem com compressão



(e) Colagem finalizada

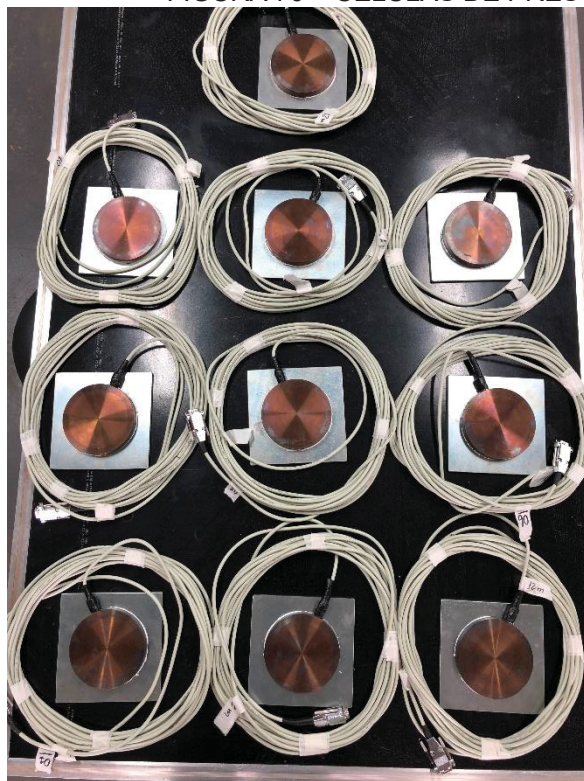


(f) Ligação finalizada

FONTE: O autor (2019).

As células de pressão foram calibradas após montagem com impermeabilização dos parafusos e encaixes com cola de silicone. A calibração foi realizada por meio do carregamento das células de pressão sobre uma caixa com solo compactado e areia para regularização da superfície, conforme ilustra a FIGURA 70. A medição da carga aplicada foi realizada por meio de célula de carga do tipo Z de classe II, com capacidade de carga de 1 tf, conectada no mesmo equipamento de aquisição da célula de pressão, sendo a pressão obtida em função da área total do diafragma e do anel de engastamento, ou seja, da área total de contato com o solo da caixa.

FIGURA 70 – CÉLULAS DE PRESSÃO E ESQUEMA DE CALIBRAÇÃO



(a) Células de pressão montadas

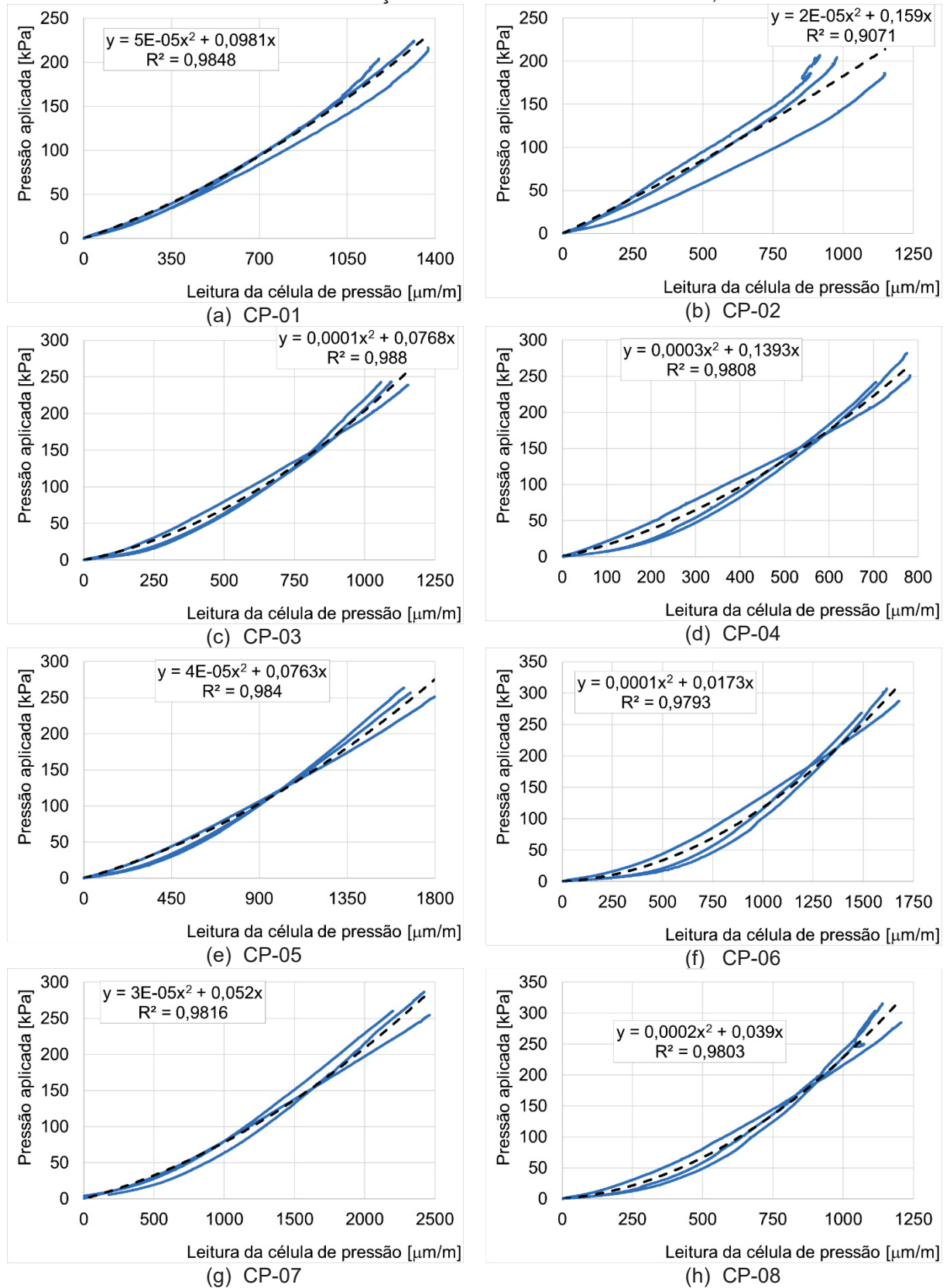


(b) Esquema de calibração

FONTE: O autor (2019).

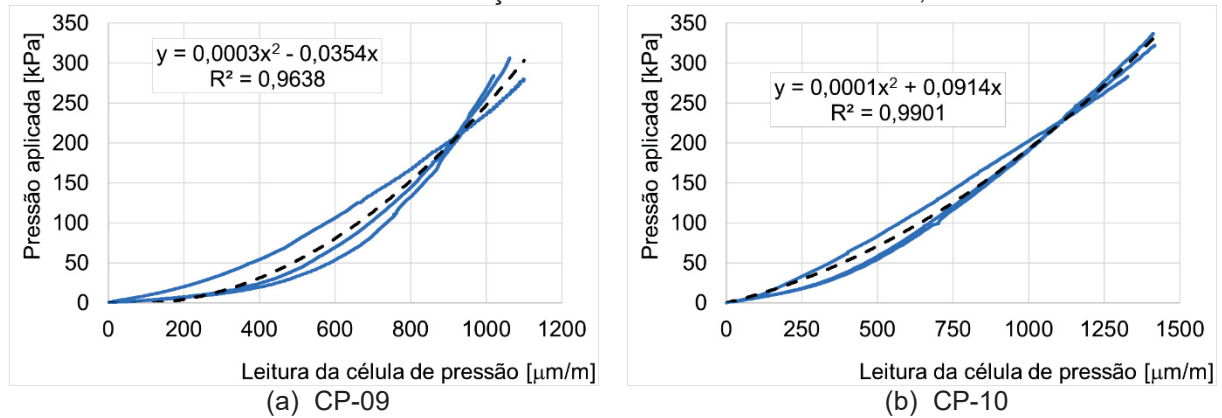
A aferição foi realizada por meio de três carregamentos e descarregamentos consecutivos, sendo obtidos mais de 2500 pontos por carregamento. Os carregamentos foram realizados com o auxílio de uma prensa de CBR, obtendo-se os dados de deformação do anel como método de redundância das pressões aplicadas. A FIGURA 71 e a FIGURA 72 apresentam as curvas de calibração das células de pressão produzidas para este trabalho.

FIGURA 71 – CURVAS DE AFERIÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO, CP-01 A CP-08



FONTE: O autor (2019).

FIGURA 72 – CURVAS DE AFERIÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO, CP-09 A CP-10



FONTE: O autor (2019).

As curvas de calibração foram interpoladas com o intuito de obter as curvas médias dos carregamentos por meio de curvas de polinomiais de segunda ordem, apresentando um coeficiente de determinação médio ($\overline{R^2}$) superior a 0,97. Os valores das constantes da equação polinomial de segunda ordem (109) estão dispostos na TABELA 18. O valor da constante C é nulo, pois durante a aferição o deslocamento inicial medido foi zerado, mantendo o gráfico partindo da interseção dos eixos com valores nulos.

$$\sigma(\varepsilon)[kPa] \rightarrow \sigma = A \cdot \varepsilon^2 + B \cdot \varepsilon + C \quad (109)$$

TABELA 18 – CONSTANTES OBTIDAS NA AFERIÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO

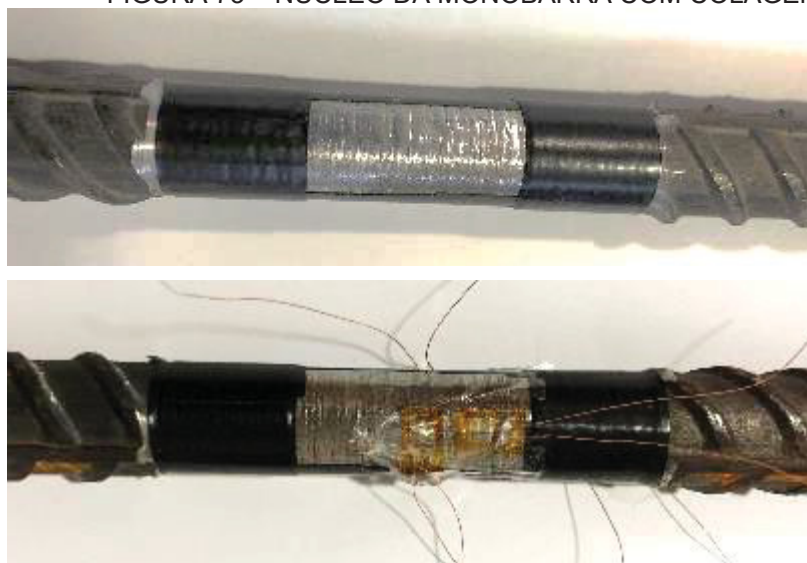
CÉLULA DE PRESSÃO	CONSTANTE A [$\mu m/m$]	CONSTANTE B [$\mu m/m$]	CONSTANTE C [$\mu m/m$]	COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO (R^2)
CP-01	5,00E-05	0,0981	0	0,9848
CP-02	2,00E-05	0,1590		0,9071
CP-03	1,00E-04	0,0768		0,9880
CP-04	3,00E-04	0,1393		0,9808
CP-05	4,00E-05	0,0763		0,9840
CP-06	1,00E-04	0,0173		0,9793
CP-07	3,00E-05	0,0520		0,9816
CP-08	2,00E-04	0,0390		0,9803
CP-09	3,00E-04	-0,0354		0,9638
CP-10	1,00E-04	0,0914		0,9901

FONTE: O autor (2019).

3.5.2 Extensômetros de imersão

Os extensômetros instalados em monobarras foram dimensionados em função da deformação máxima sofrida pelas armaduras submetidas a tensão de ruptura dos tubulões. As monobarras foram confeccionadas com aço CA-50 com 16 mm de diâmetro e 70 cm de comprimento. Do núcleo da monobarra foram removidas as nervuras em torno mecânico para a colagem dos extensômetros resistivos conforme ilustrado pela FIGURA 73.

FIGURA 73 – NÚCLEO DA MONOBARRA COM COLAGEM DOS STRAINGAGES



(a) Núcleo da monobarra sem nervuras e delimitado para colagem dos *straingages*.

(b) Núcleo da monobarra com os *straingages* instalados e protegidos com silicone.

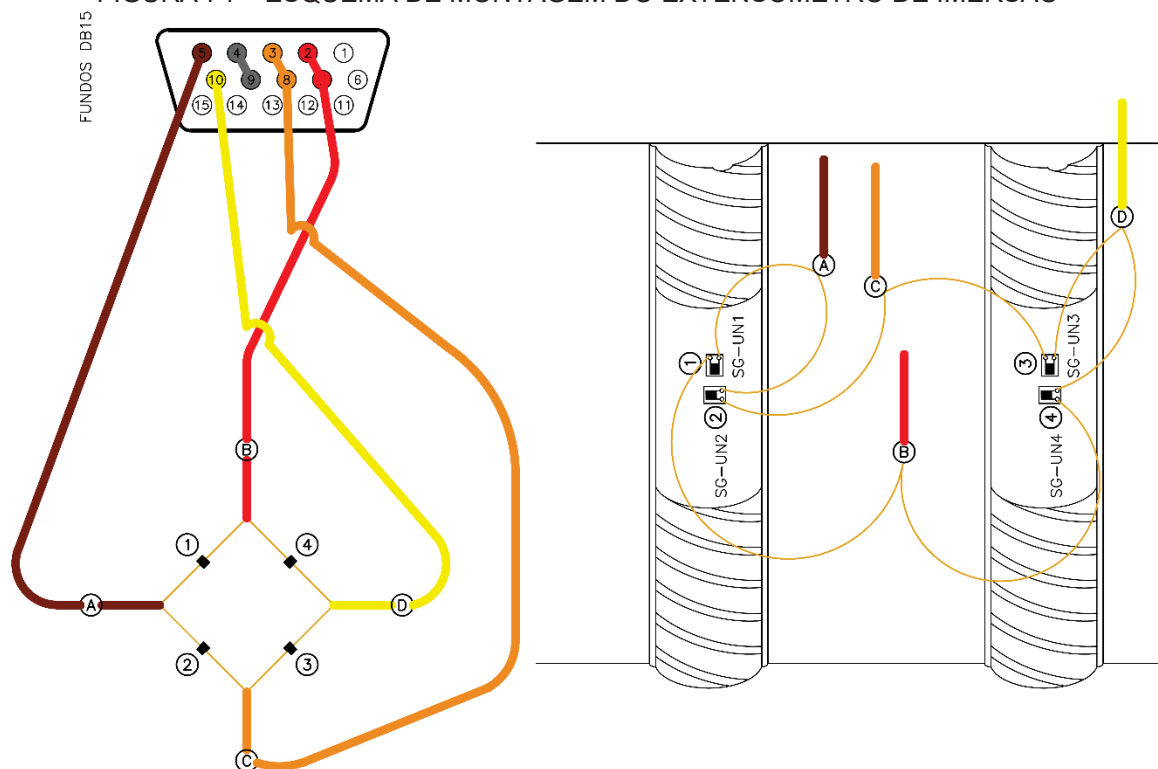
FONTE: O autor (2019).

Os extensômetros de imersão foram utilizados para medir as deformações ao longo do fuste e obter, através do módulo de elasticidade do concreto utilizado, as cargas em cada profundidade. Essa deformação foi obtida através da instalação de extensômetros resistivos colados em duas faces diametralmente opostas na região lisa da monobarra em configuração de ponte completa de Weathstone com quatro ramos ativos. Os extensômetros foram colados com adesivo epóxi bicomponente de alta resistência com cura a frio de duas horas à pressão constante de compressão, com procedimento prévio de escarificação da superfície, lixamento e limpeza de superfície com isopropanol com 99,8% de pureza.

A posição de colagem dos extensômetros está ilustrada na FIGURA 74. Foram utilizados quatro extensômetros resistivos (*straingages*) do modelo unidirecional simples posicionados nas faces opostas da monobarra (SG-UN1, SG-UN2, SG-UN3

e SG-UN4) do tipo PA-06-125AC-350L fornecidos pela Excel Sensores, os quais apresentam *gage factor* igual a 2,1 ($k = 2,1$), resistência de 350 ohms e fios de cobre soldados nos terminais. A ligação do extensômetro de imersão foi executada com conector do tipo DB15 para ligação em sistema de aquisição da HBM modelo Quantum X MX840A.

FIGURA 74 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO EXTENSÔMETRO DE IMERSÃO



FONTE: O autor (2019).

Os fios foram protegidos com fita isolante e os extensômetros foram protegidos por uma camada de cobertura de silicone neutro transparente. Foi utilizada fita de autofusão para impermeabilizar o circuito, sendo posteriormente protegido por um segmento de eletroduto, conforme ilustra a FIGURA 75.

Os extensômetros de imersão foram calibrados após montagem com impermeabilização do circuito. A calibração foi realizada através do carregamento da monobarra em prensa com carregamento lento. A medição da carga aplicada foi realizada através de célula de carga do tipo Z de classe II, com capacidade de carga de 1 tf, conectada através do mesmo equipamento de aquisição das leituras do extensômetro de imersão, conforme ilustra a FIGURA 76.

FIGURA 75 – ACABAMENTO DO EXTENSÔMETRO DE IMERSÃO



(a) circuito isolado

(b) circuito impermeabilizado

(c) circuito protegido

FONTE: O autor (2019).

A aferição foi realizada através de três carregamentos e descarregamentos consecutivos, sendo obtidos mais de 500 pontos por carregamento, de acordo com a FIGURA 76.

FIGURA 76 – NÚCLEO DA MONOBARRA COM COLAGEM DOS STRAINGAGES



(a) Extensômetros de imersão montados

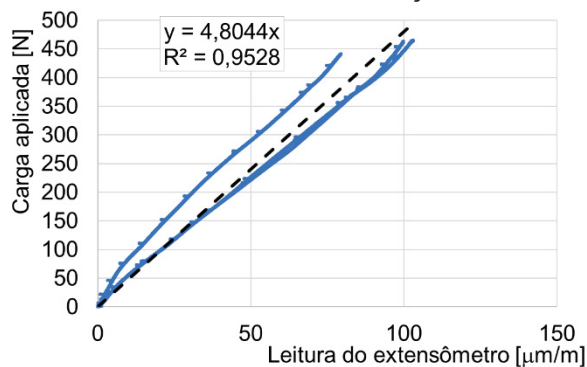


(b) Esquema de calibração

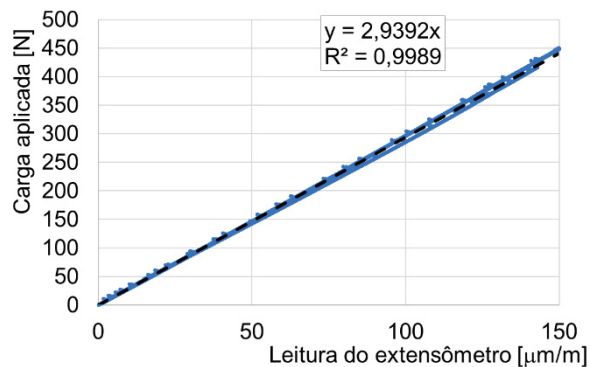
FONTE: O autor (2019).

As FIGURA 77 e FIGURA 78 apresentam as curvas de calibração dos extensômetros produzidos para este trabalho.

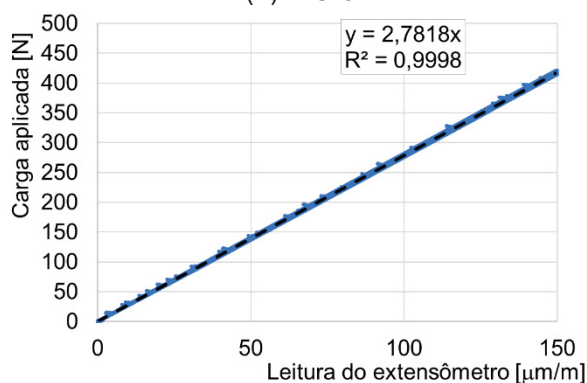
FIGURA 77 – RETAS DE AFERIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO, SG-04 A SG-07



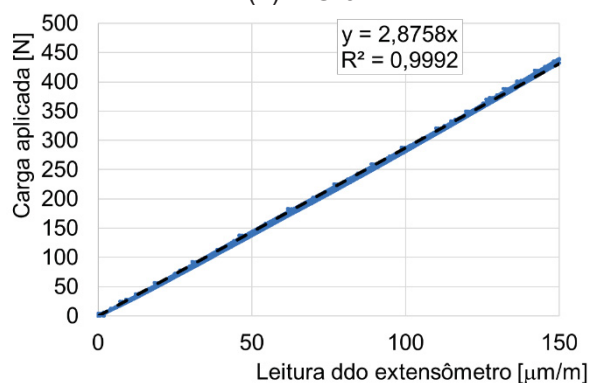
(a) SG-04A



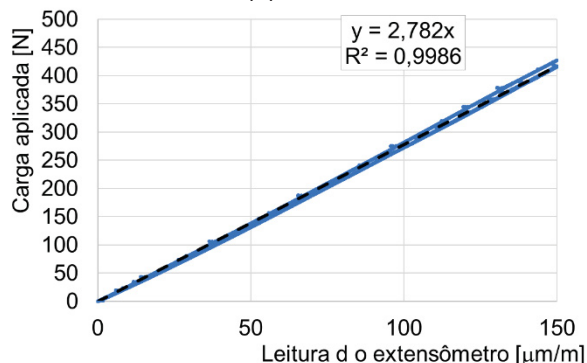
(b) SG-04B



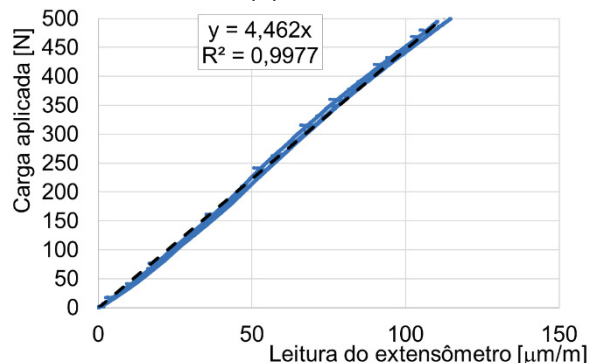
(c) SG-05A



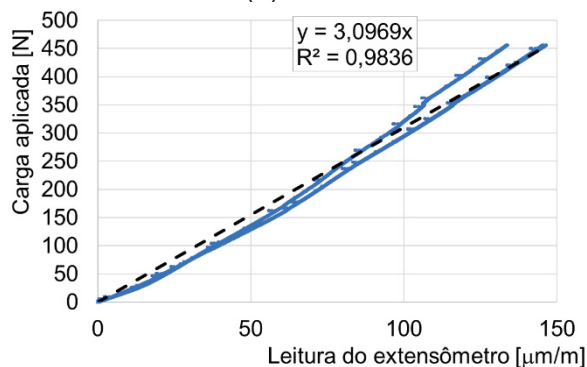
(d) SG-05B



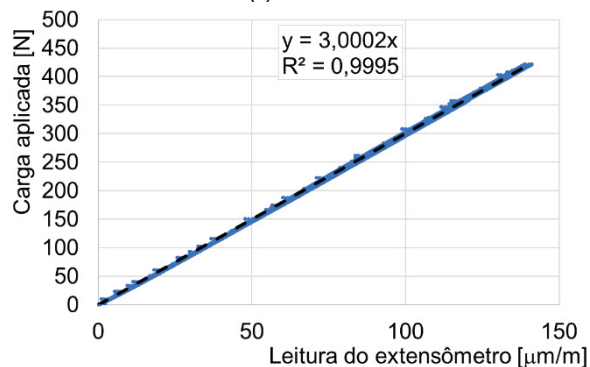
(e) SG-06A



(f) SG-06B



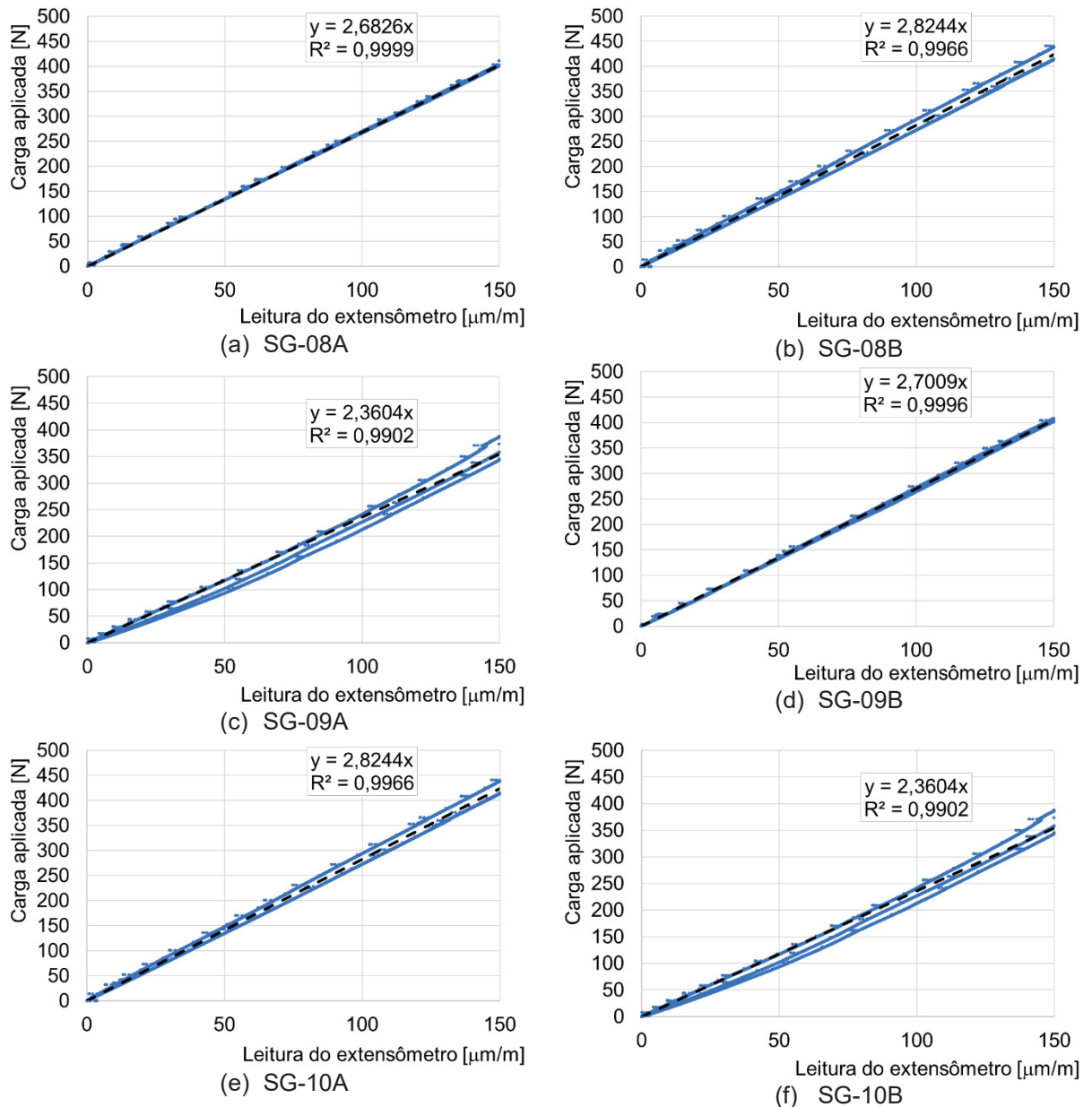
(g) SG-07A



(h) SG-07B

FONTE: O autor (2019).

FIGURA 78 – RETAS DE AFERIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO, SG-08 A SG-10



FONTE: O autor (2019).

As retas de calibração foram interpoladas com o intuito de obter as curvas médias dos carregamentos por meio de retas com origem na interseção dos eixos, apresentando um coeficiente de determinação médio ($\overline{R^2}$) superior a 0,99. Os valores da constante da equação linear (110) estão dispostos na TABELA 19. O valor da constante B é nulo, pois durante a aferição a deformação inicial medida foi zerada, mantendo o gráfico partindo da interseção dos eixos com valores nulos.

$$F(\varepsilon)[N] \rightarrow F = A \cdot \varepsilon + B \quad (110)$$

TABELA 19 – CONSTANTES OBTIDAS NA AFERIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS

EXTENSÔMETRO DE IMERSÃO	CONSTANTE $A [\mu m/m]$	CONSTANTE $B [\mu m/m]$	COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO (R^2)
SG-04A	4,8044	0	0,9528
SG-04B	2,9392		0,9989
SG-05A	2,7818		0,9998
SG-05B	2,8758		0,9992
SG-06A	2,782		0,9986
SG-06B	4,462		0,9977
SG-07A	3,0969		0,9836
SG-07B	3,0002		0,9995
SG-08A	2,6826		0,9999
SG-08B	2,8244		0,9966
SG-09A	2,3604		0,9902
SG-09B	2,7009		0,9996
SG-10A	2,8244		0,9966
SG-10B	2,3604		0,9902

FONTE: O autor (2019).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados estão divididos de acordo com os ensaios realizados e com os dados obtidos na investigação geotécnica, determinação da capacidade de carga e prova de carga monitorada.

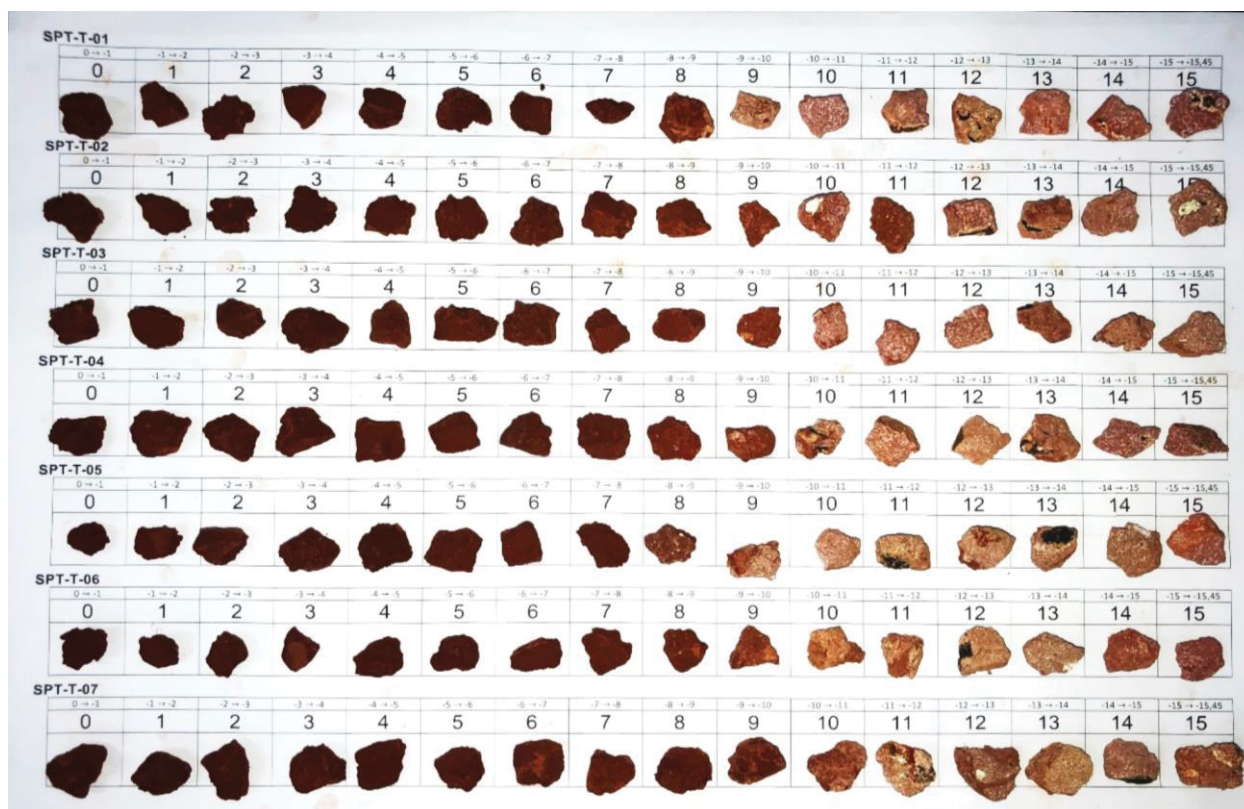
4.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação geotécnica foi realizada para o levantamento dos perfis de acordo com os ensaios do tipo SPT-T e a caracterização das amostras coletadas.

4.1.1 Sondagem à percussão

As sondagens a percussão do tipo SPT-T foram realizadas com a coleta de solo parcialmente deformado pelo amostrador. As amostras de solo foram utilizadas para a classificação tátil-visual, bem como para ensaios de caracterização, sendo que a FIGURA 79 ilustra as amostras obtidas.

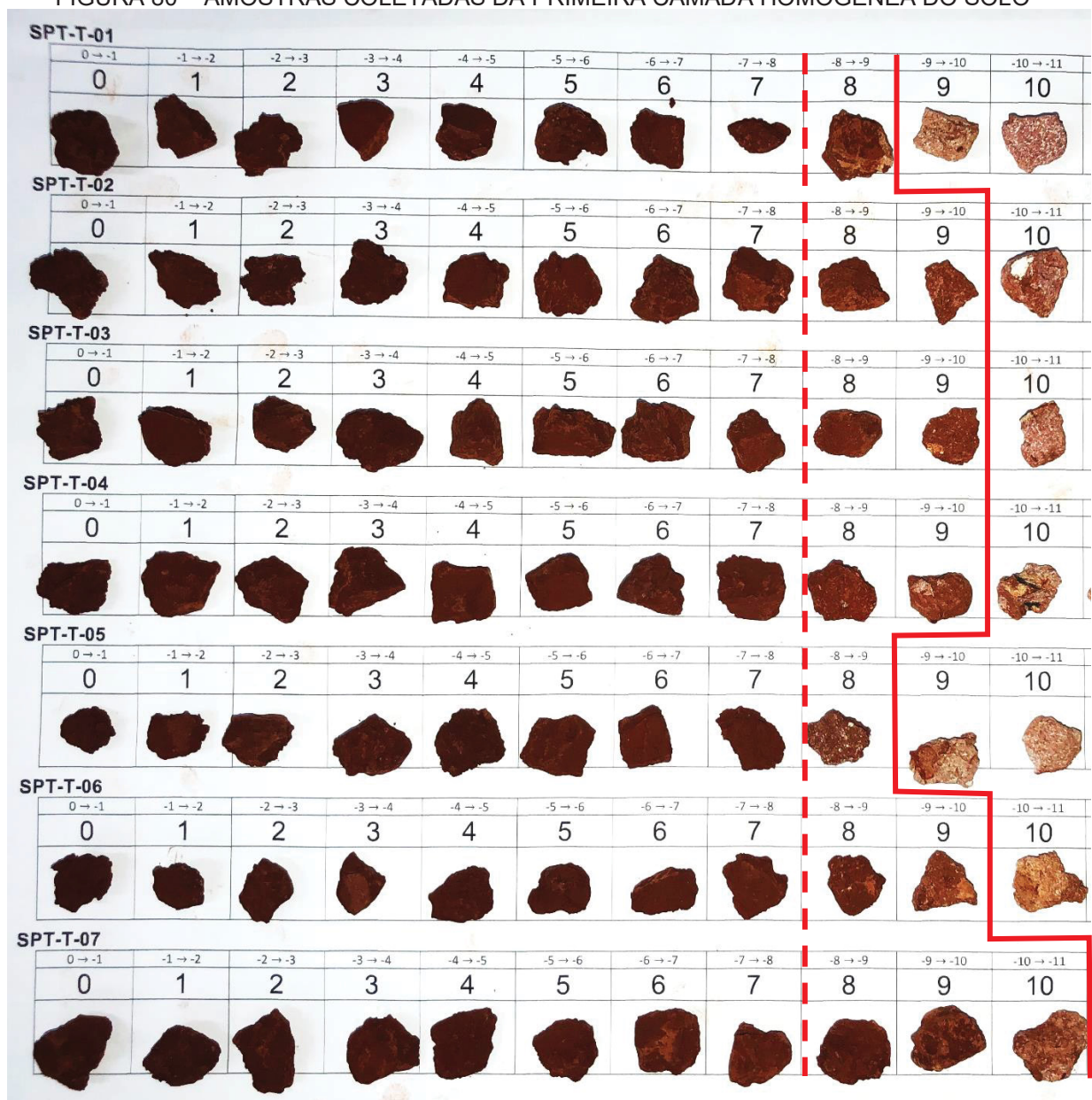
FIGURA 79 – AMOSTRAS COMPLETAS DE SOLO DO PERFIL ESTUDADO



FONTE: O autor (2019).

A classificação tátil-visual das amostras coletadas indica que o perfil do solo apresenta uma primeira camada homogênea de argila de cor marrom avermelhado variando até uma argila de cor marrom avermelhado claro de acordo com a profundidade. Essa primeira camada homogênea apresenta uma espessura de 8 metros seguida por uma camada transitória entre a profundidade de 8 a 11 metros. A camada transitória apresenta variação textural podendo apresentar a presença de areia e intrusões da camada posterior, principalmente com amígdalas de quartzo. A FIGURA 80 ilustra o limite homogêneo da camada e a faixa transitória entre camadas.

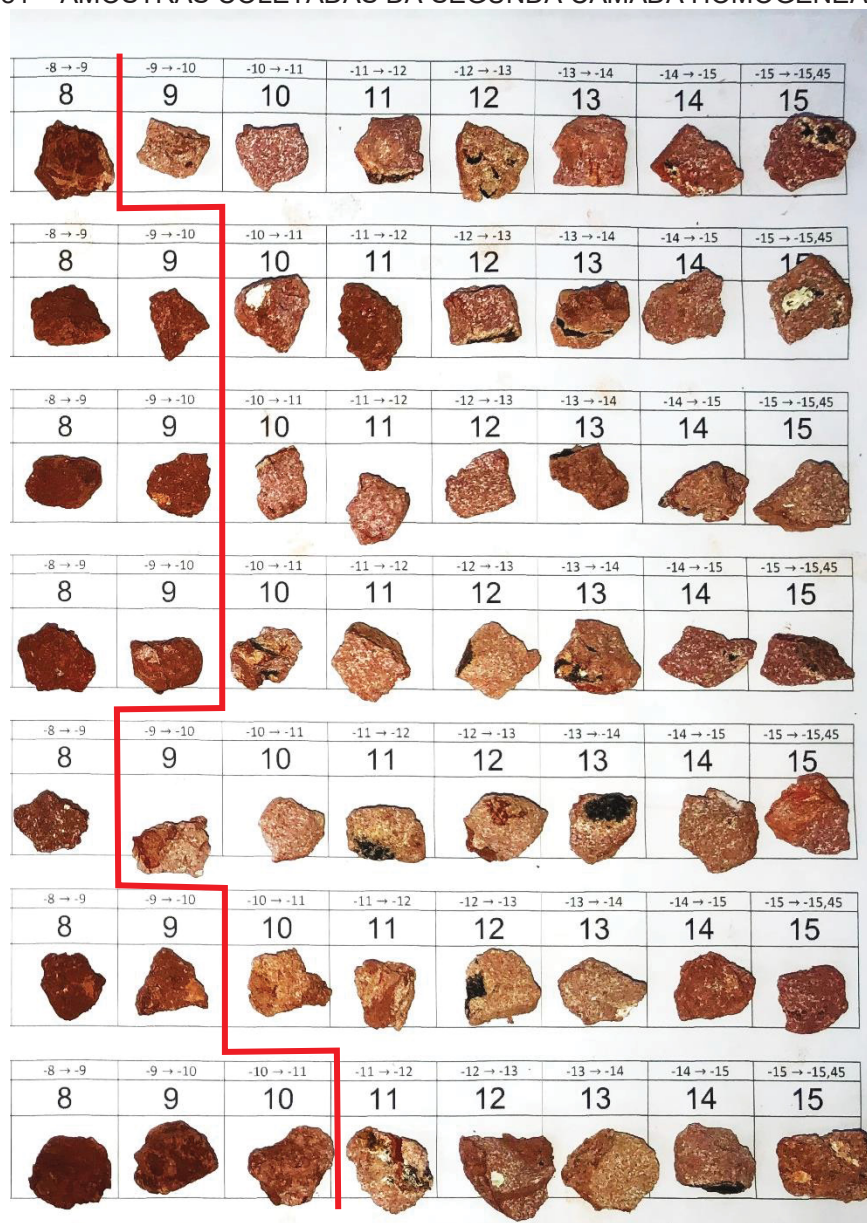
FIGURA 80 – AMOSTRAS COLETADAS DA PRIMEIRA CAMADA HOMOGÊNEA DO SOLO



FONTE: O autor (2019).

Após a camada transitória o perfil apresenta uma camada com classificação tátil-visual de argila siltosa de cor marrom avermelhado claro variando de acordo com a profundidade até a argila siltosa de cor marrom avermelhado claro esbranquiçado, conforme ilustra a FIGURA 81. Essa última camada estudada apresenta porções escuras de ferro do piroxênio e mais claras e esbranquiçadas do intemperismo do plagioclásio. Essa camada apresenta a estrutura e os minerais da rocha de origem bem delineados, típico de um solo residual jovem. A sondagem foi interrompida aos 15,45 metros, sendo a profundidade de investigação suficiente para a avaliação do bulbo de tensões dos tubulões.

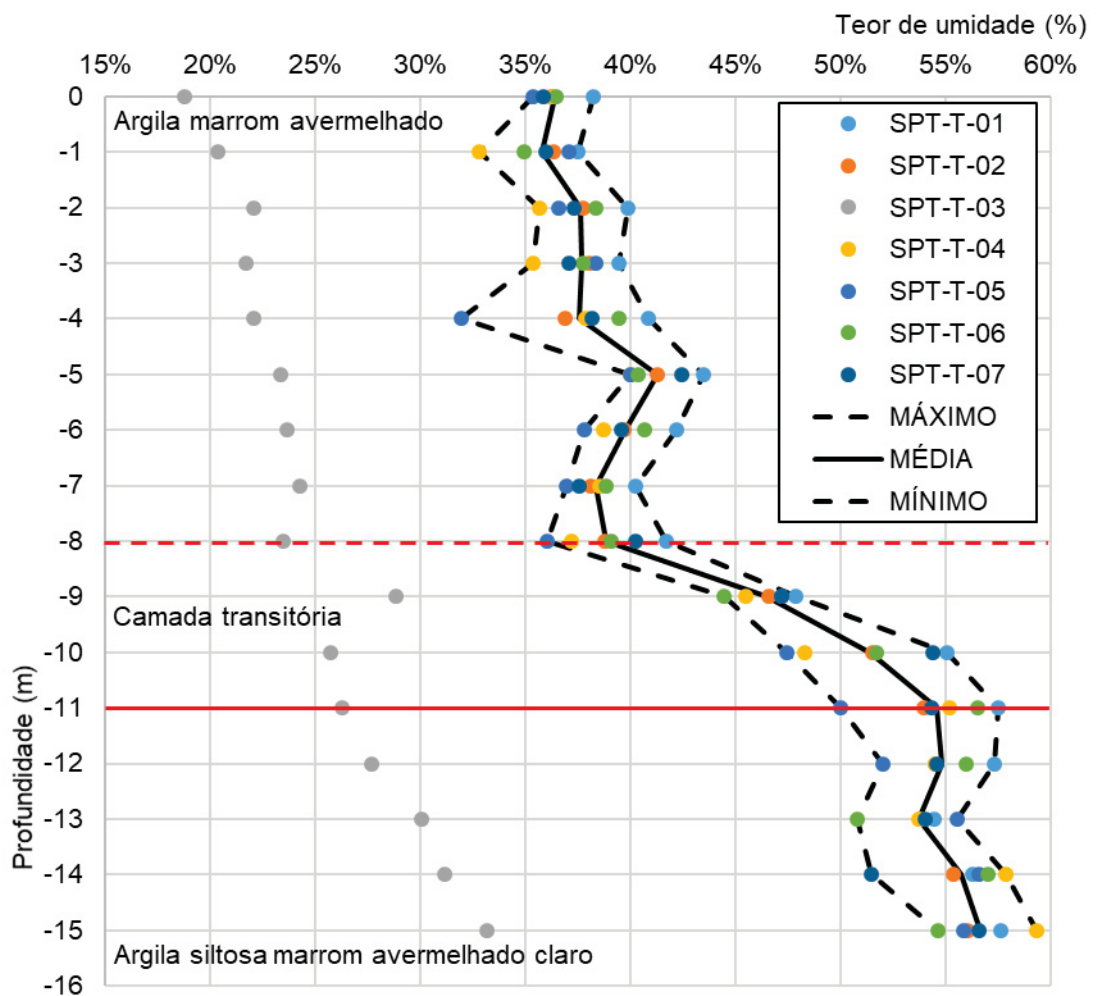
FIGURA 81 – AMOSTRAS COLETADAS DA SEGUNDA CAMADA HOMOGÊNEA DO SOLO



FONTE: O autor (2019).

O teor de umidade foi obtido a cada metro ao longo do perfil estudado, sendo que o furo de sondagem SPT-T-03 foi realizado em um período de estiagem, apresentando um teor de umidade inferior, enquanto os outros furos foram realizados com data próxima, em período chuvoso. O teor de umidade da primeira camada variou entre 31,93% e 43,46% enquanto a segunda camada apresentou um teor de umidade variando de 47,46% a 59,30%, conforme ilustra a FIGURA 82.

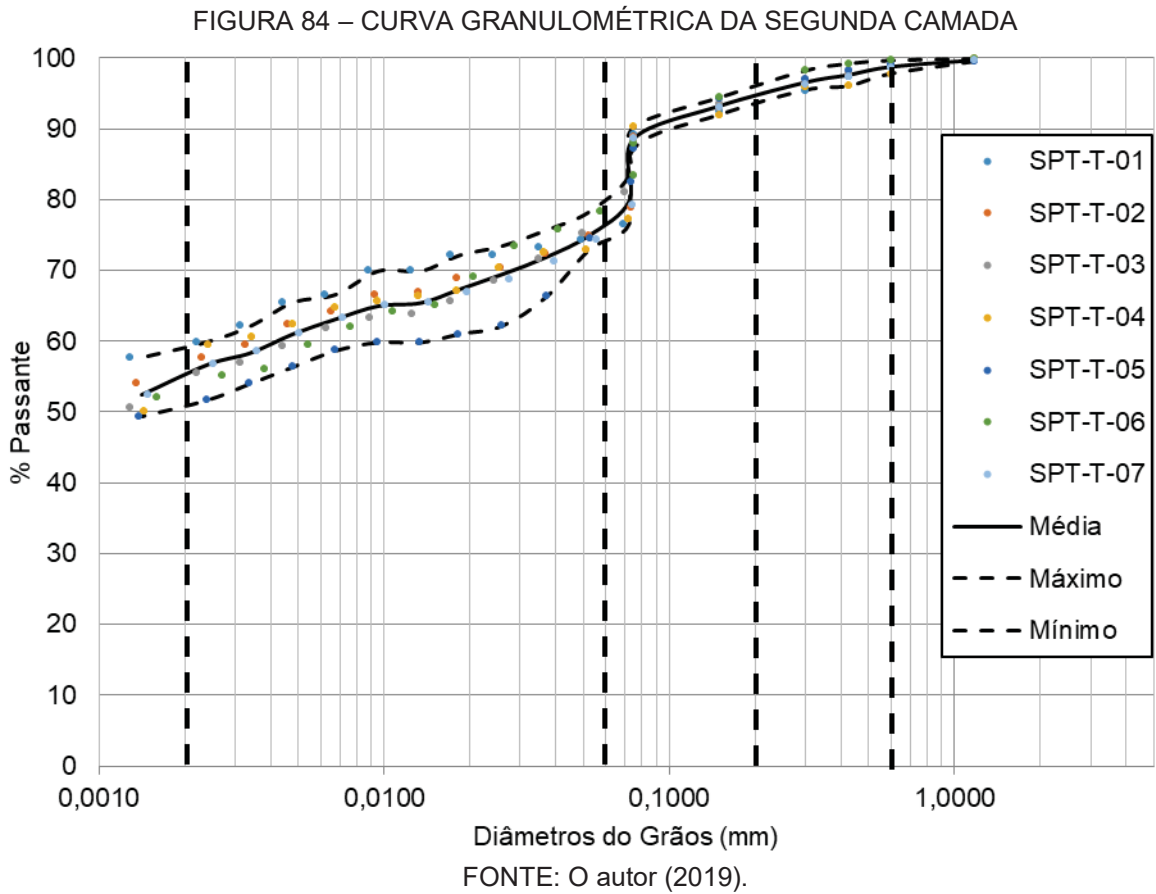
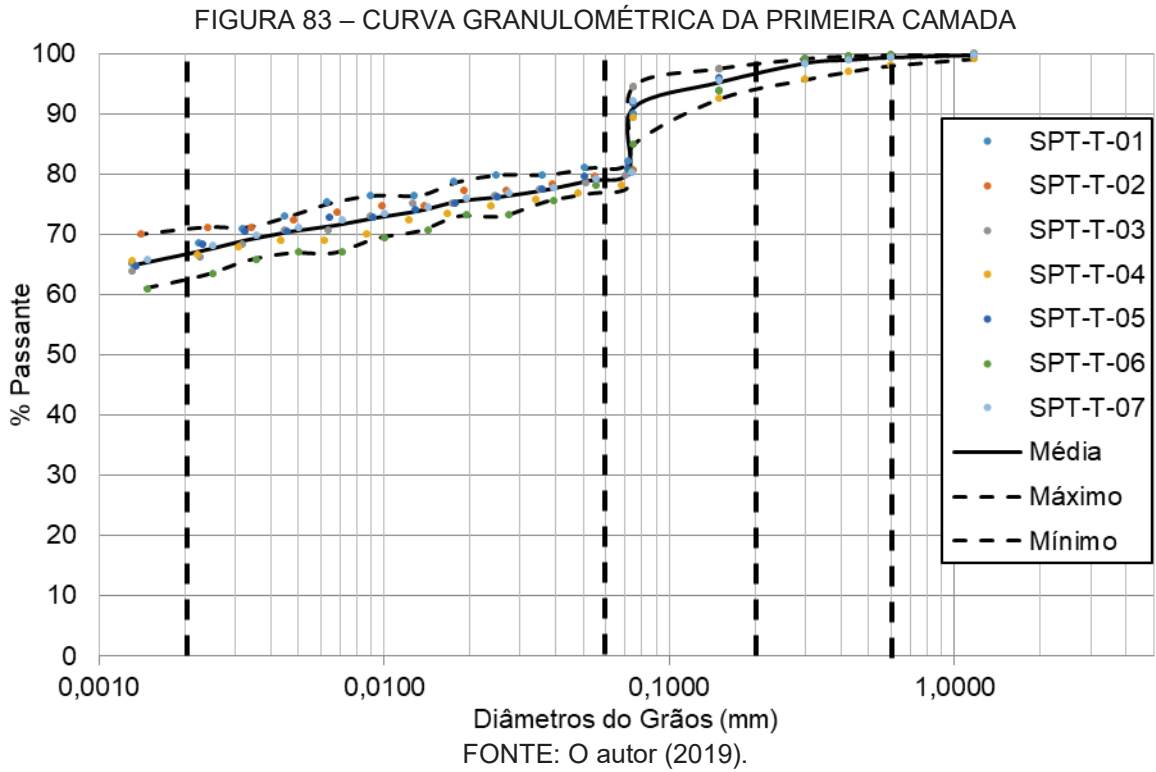
FIGURA 82 – VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE AO LONGO DO PERFIL



FONTE: O autor (2019).

Foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento e por sedimentação das camadas homogêneas encontradas. As camadas encontradas apresentaram a predominância de argila, como aumento do tamanho das partículas conforme a profundidade. A primeira camada de argila de cor marrom avermelhado apresentou em média 66,58% de argila, 12,82% de silte e 20,61% de areia, enquanto a segunda camada de argila siltosa marrom avermelhado claro apresenta em torno

de 54,91% de argila, 21,78% de silte e 23,31% de areia, como ilustram a FIGURA 83 e a FIGURA 84.



Foram realizados ensaios complementares de classificação das camadas de solo, por meio dos ensaios de consistência de Atterberg e da massa específica dos grãos de acordo com as normas vigentes. A TABELA 20 apresenta os dados obtidos de forma resumida.

TABELA 20 – CARACTERÍSTICAS DAS CAMADAS DO PERFIL ESTUDADO

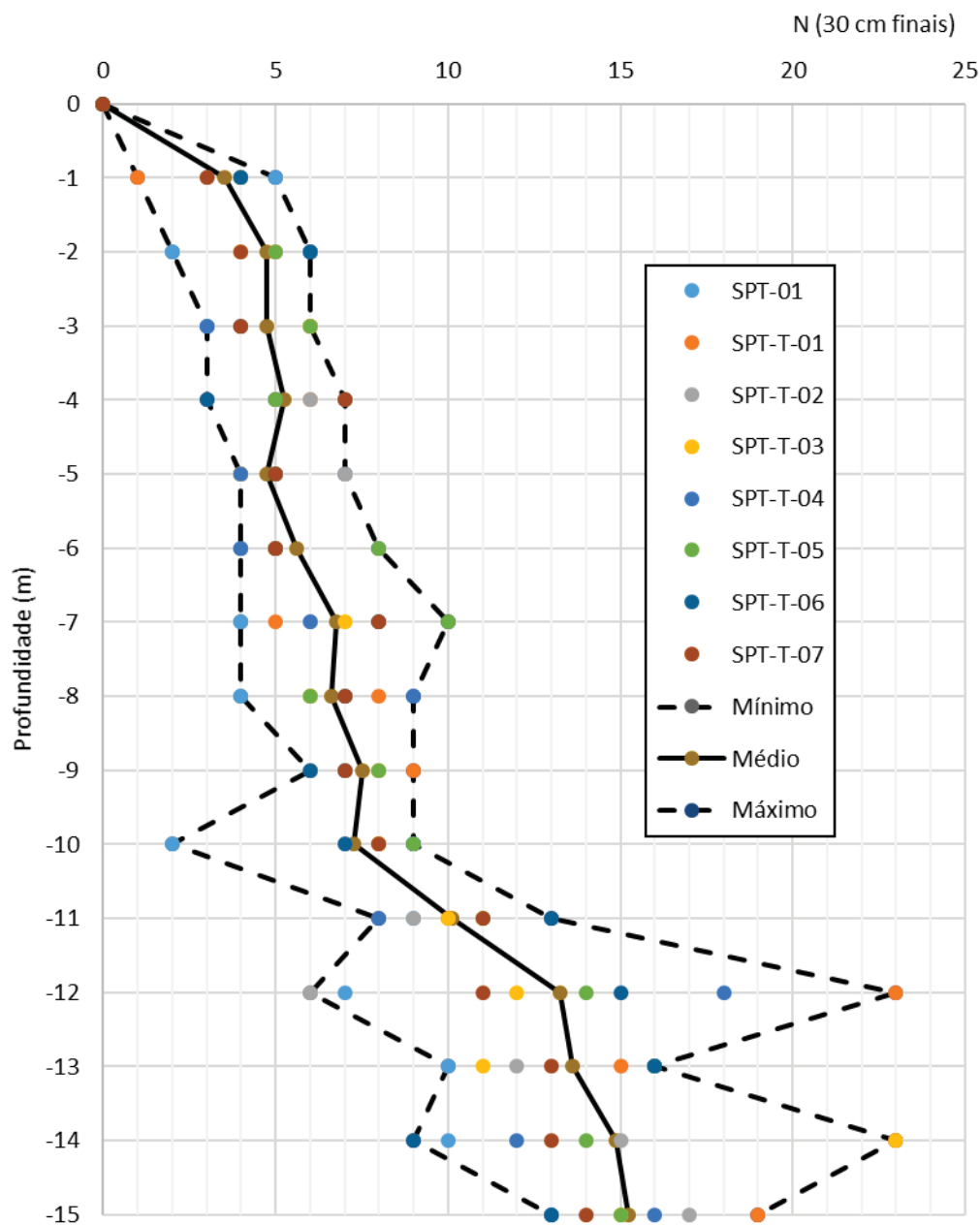
CARACTERÍSTICA	ARGILA MARROM AVERMELHADO	ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADO CLARO
CAMADA	1	2
LL (%) (NBR 6459/2017)	56,47	51,21
LP (%) (NBR 7180/2016)	21,74	19,11
Umidade natural (%)	38,12	54,48
Classificação unificada	CH	CH
Massa específica dos grãos (g/cm ³) (NBR 6458/2016)	3,03	2,92
GRANULOMETRIA		
Argila (%)	66,58	54,91
Silte (%)	12,82	21,78
Areia (%)	20,61	23,31

FONTE: O autor, 2019.

O solo encontrado nas investigações do subsolo é um solo residual de basalto típico da região oeste do Paraná, sendo que os resultados encontrados convergem como os apresentados por Thá (2007) na TABELA 7.

Os resultados da sondagem à percussão traduzidos em número de golpes estão apresentados a seguir, com as devidas correções de energia. A primeira camada de argila marrom avermelhada apresentou uma consistência de acordo com a NBR 7250 (1982) variando de mole a média, enquanto a classificação de acordo com os critérios de Clayton (1993) indica uma consistência variando de mole a firme. A segunda camada de argila siltosa marrom avermelhada clara apresentou por sua vez uma consistência classificada como rija conforme a NBR 7250 (1982), enquanto por meio dos critérios de Clayton (1993) a consistência da segunda camada é classificada como muito rija. A FIGURA 85 apresenta o resultado sem correção dos números de golpes em função dos 30 cm finais de cravação do amostrador padrão, de todos os furos de sondagem realizados, apresentando as retas de limite máximo e mínimo bem como a média de golpes.

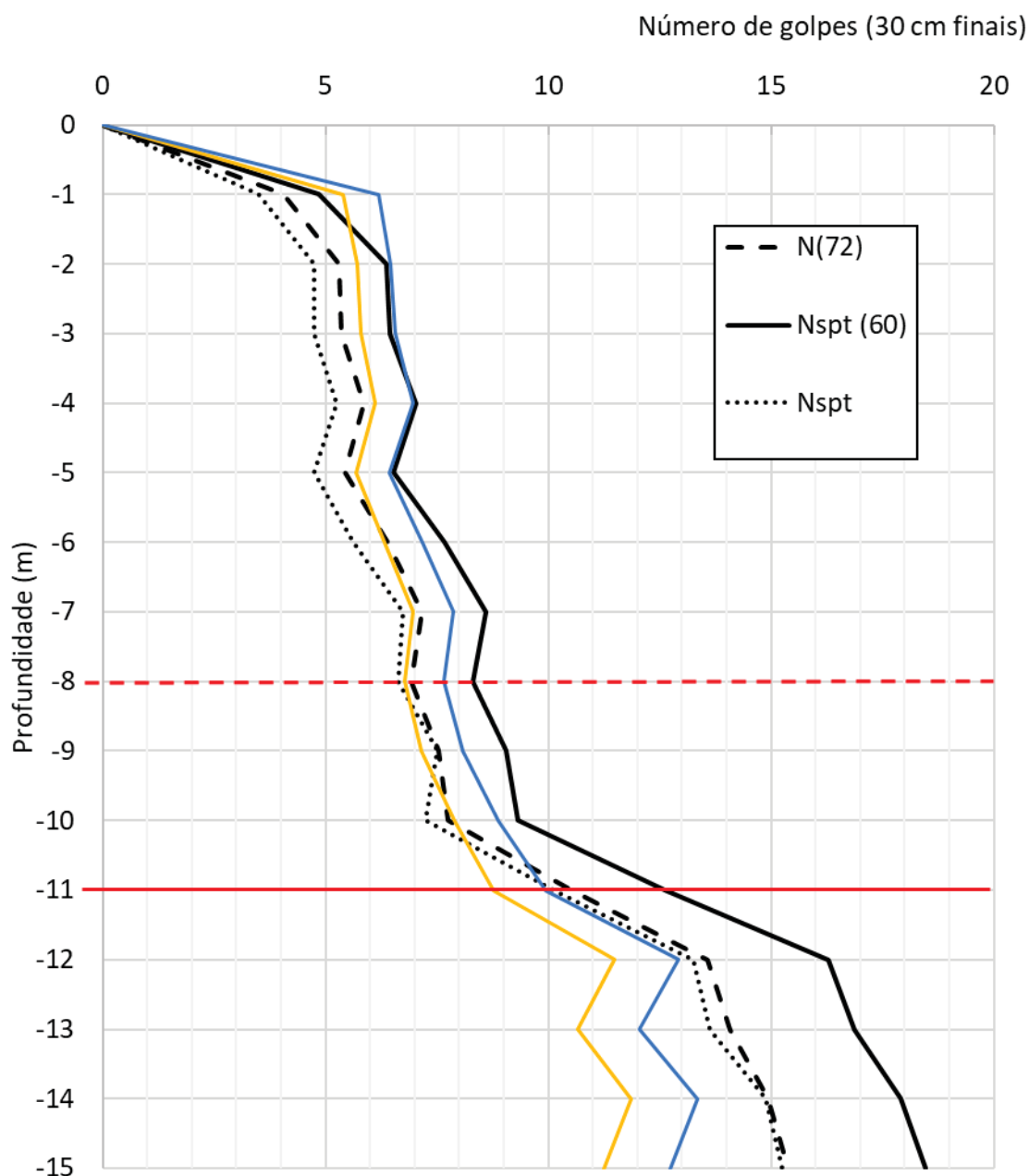
FIGURA 85 – PERFIL DE SONDAGEM, NÚMERO DE GOLPES



FONTE: O autor (2019).

Os valores da sondagem foram corrigidos de acordo com os métodos apresentados no capítulo 2.3.1.1 e estão dispostos na FIGURA 86. Os valores do $N(72)$ são os dados médios decimais do número de golpes utilizado. A primeira camada apresenta valores de N_{SPT} entre 4 e 7 enquanto a segunda camada apresenta valores de N_{SPT} entre 10 e 15. Nota-se nas curvas obtidas no ensaio à percussão que o comportamento do solo é alterado após a profundidade de 10 metros, corroborando com a divisão apontada pela classificação tátil visual do perfil.

FIGURA 86 – PERFIL DE SONDAGEM, NÚMERO DE GOLPES CORRIGIDOS



FONTE: O autor (2019).

Os valores médios do ensaio à percussão da primeira camada de argila marrom avermelhado estão dispostos na TABELA 21, enquanto os valores médios da segunda camada de argila siltosa marrom avermelhada clara estão dispostos na TABELA 22. Os coeficientes de variação de cada camada variam entre 11,05% e 23,01%, apresentando os resultados das camadas com dispersão média dos dados e precisão boa.

TABELA 21 – VALORES MÉDIOS DA PERCUSSÃO DA PRIMEIRA CAMADA

COTA	N_{SPT}	N_{72}	$N_{SPT,60}$	$N_{SPT,1}$	$N_{SPT,1,60}$	$Fd (kN)$
-1	3,50	4,05	4,86	5,38	6,19	4,89
-2	4,75	5,31	6,38	5,72	6,47	6,25
-3	4,75	5,36	6,44	5,81	6,57	6,29
-4	5,25	5,85	7,02	6,13	6,95	6,79
-5	4,75	5,44	6,53	5,68	6,44	6,33
-6	5,63	6,40	7,67	6,34	7,19	7,32
-7	6,75	7,18	8,61	6,98	7,88	8,11
-8	6,63	6,92	8,30	6,79	7,66	7,80
-9	7,50	7,54	9,05	7,14	8,08	8,41
-10	7,25	7,76	9,31	7,90	8,87	8,59
Média	5,68	6,18	7,42	6,39	7,23	7,08
Desvio Padrão	1,31	1,18	1,42	0,80	0,87	1,18
Coeficiente de variação	23,01%	19,09%	19,09%	12,50%	12,05%	16,60%

FONTE: O autor (2019).

Os coeficientes de variação dos valores corrigidos são de aproximadamente 12%, sendo que a segunda camada apresenta valores inferiores de coeficiente de variação quando comparado com a primeira camada. A maior homogeneidade da segunda camada ocorre pela profundidade da camada, que diminui a influência da variação da tensão vertical geostática.

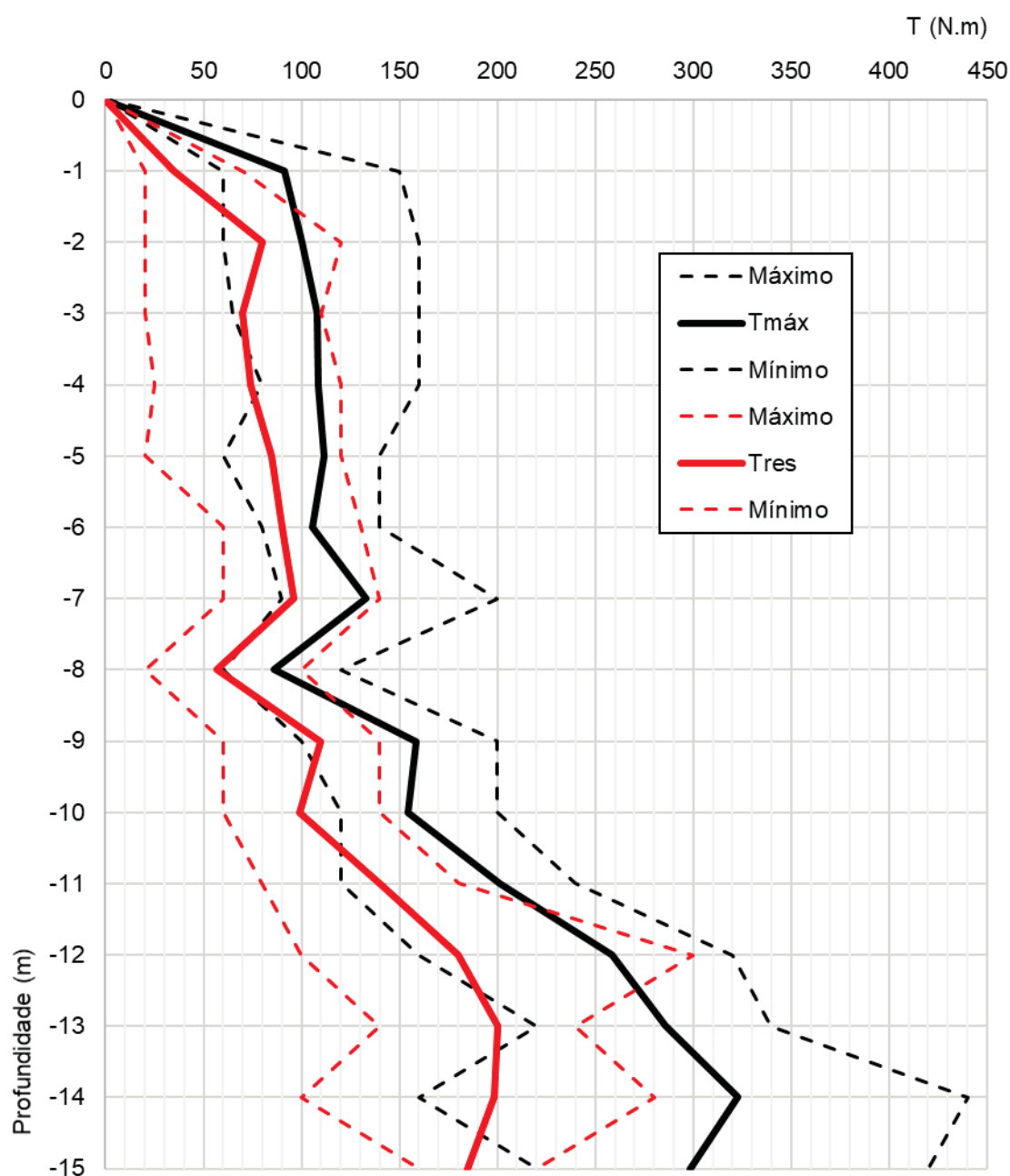
TABELA 22 – VALORES MÉDIOS DA PERCUSSÃO DA SEGUNDA CAMADA

COTA	N_{SPT}	N_{72}	$N_{SPT,60}$	$N_{SPT,1}$	$N_{SPT,1,60}$	$Fd (kN)$
-11	10,13	10,51	12,62	8,78	9,94	11,34
-12	13,25	13,56	16,28	11,50	12,91	14,34
-13	13,63	14,07	16,88	10,66	12,05	14,75
-14	14,88	14,94	17,92	11,86	13,36	15,52
-15	15,25	15,39	18,47	11,26	12,73	15,86
Média	13,43	13,69	16,43	10,81	12,20	14,36
Desvio Padrão	2,02	1,92	2,30	1,22	1,35	1,79
Coeficiente de variação	15,08%	13,99%	13,99%	11,25%	11,05%	12,49%

FONTE: O autor (2019).

Os valores do ensaio de torque SPT-T foram realizados a cada metro após a cravação do amostrador em pelo menos 45 cm, com a obtenção do torque máximo e do torque residual. Os valores médios do torque máximo e residual estão dispostos na FIGURA 87, sendo que o valor do torque permanecesse praticamente constante na primeira camada, apresentando variação crescente na segunda camada.

FIGURA 87 – VALORES MÉDIOS DE TORQUE AO LONGO DO PERFIL



FONTE: O autor (2019).

A primeira camada de argila marrom avermelhado apresentou um torque variando de 85 a 159 N.m, com variação de aproximadamente 22%, conforme a TABELA 23. A segunda camada de argila siltosa marrom avermelhado claro apresentou um torque variando de 200 a 323 N.m, com variação de aproximadamente 17%, de acordo com o apresentado na TABELA 24.

TABELA 23 - VALORES MÉDIOS DE TORQUE DA PRIMEIRA CAMADA

COTA	$T_{m\acute{a}x}$ (N.m)	$T_{m\acute{a}x}$ (kgf.m)	T_{res} (N.m)	T_{res} (kgf.m)	$\frac{T}{N_{72}}$	RANZINI (1994) (kgf/cm ²)		LUTENEGGER E KELLEY (1998) (kgf/cm ²)	
						$Ft_{m\acute{a}x}$	Ft_{res}	$Ft_{m\acute{a}x}$	Ft_{res}
-1	91,43	9,32	35,00	3,57	2,66	0,51	0,24	0,51	0,24
-2	100,00	10,19	80,00	8,15	2,15	0,56	0,41	0,56	0,41
-3	107,86	10,99	70,00	7,14	2,31	0,60	0,35	0,60	0,35
-4	108,57	11,07	74,17	7,56	2,11	0,61	0,40	0,61	0,40
-5	111,43	11,36	85,00	8,66	2,39	0,62	0,46	0,62	0,46
-6	105,71	10,78	90,00	9,17	1,92	0,59	0,48	0,59	0,48
-7	132,86	13,54	95,83	9,77	2,01	0,74	0,54	0,74	0,54
-8	85,71	8,74	56,67	5,78	1,32	0,48	0,30	0,48	0,30
-9	158,57	16,16	110,00	11,21	2,16	0,89	0,59	0,89	0,59
-10	154,29	15,73	99,17	10,11	2,17	0,86	0,56	0,86	0,56
Média	115,64	11,79	79,58	8,11	2,12	0,65	0,43	0,65	0,43
DP	24,91	2,54	21,97	2,24	0,35	0,14	0,11	0,14	0,11
CV (%)	21,54	21,54	27,61	27,61	16,55	21,54	26,44	21,54	26,44

FONTE: O autor (2019).

Os valores de atrito lateral ou adesão obtidos de acordo com Ranzini (1994) e com Lutenegger e Kelley (1998) apresentam valor médio de 0,65 kgf/cm² para a primeira camada e de 1,53 kgf/cm² para a segunda camada, com valores estatisticamente iguais entre eles.

TABELA 24 – VALORES MÉDIOS DE TORQUE DA PRIMEIRA CAMADA

COTA	$T_{m\acute{a}x}$ (N.m)	$T_{m\acute{a}x}$ (kgf.m)	T_{res} (N.m)	T_{res} (kgf.m)	$\frac{T}{N_{72}}$	RANZINI (1994) (kgf/cm ²)		LUTENEGGER E KELLEY (1998) (kgf/cm ²)	
						$Ft_{m\acute{a}x}$	Ft_{res}	$Ft_{m\acute{a}x}$	Ft_{res}
-11	201,43	20,53	140,00	14,27	2,03	1,13	0,78	1,13	0,77
-12	258,57	26,36	180,00	18,35	1,99	1,45	0,98	1,44	0,97
-13	285,71	29,12	200,00	20,39	2,14	1,60	1,14	1,60	1,13
-14	322,86	32,91	198,33	20,22	2,21	1,81	1,08	1,80	1,08
-15	298,57	30,44	185,00	18,86	2,00	1,67	1,00	1,67	1,00
Média	273,43	27,87	180,67	18,42	2,07	1,53	0,99	1,53	0,99
DP	46,45	4,74	24,28	2,48	0,10	0,26	0,14	0,26	0,14
CV (%)	16,99	16,99	13,44	13,44	4,74	16,99	13,82	16,99	13,82

FONTE: O autor (2019).

Os valores médios encontrados pelo ensaio à percussão e de torque nas camadas de solo indicadas pela classificação tátil visual estão resumidos na TABELA 25.

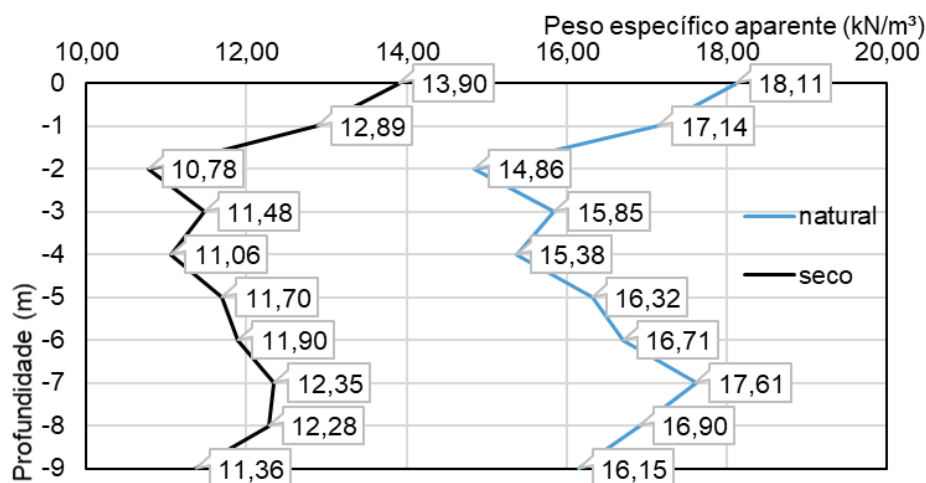
TABELA 25 – VALORES MÉDIOS DO ENSAIO SPT-T DAS CAMADAS

CARACTERÍSTICA	ARGILA MARROM AVERMELHADO	ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADO CLARO
CAMADA	1	2
N_{SPT}	5,68	13,43
N_{72}	6,18	13,69
$N_{SPT,60}$	7,42	16,43
$N_{SPT,1}$	6,39	10,81
$N_{SPT,1,60}$	7,23	12,20
Fd (kN)	7,08	14,36
$T_{máx}$ (N.m)	115,64	273,43
$T_{máx}$ (kgf.m)	11,79	27,87
T_{res} (N.m)	79,58	180,67
T_{res} (kgf.m)	8,11	18,42
T/N_{72} (kgf.m/golpes)	2,12	2,07
RANZINI (1994)		
$Ft_{máx}$ (kgf/cm ²)	0,65	1,53
Ft_{res} (kgf/cm ²)	0,43	0,59
LUTENEGGER E KELLEY (1998)		
$Ft_{máx}$ (kgf/cm ²)	0,65	1,53
Ft_{res} (kgf/cm ²)	0,43	0,59

FONTE: O autor (2019).

O peso específico aparente da primeira camada foi obtido com a extração de amostras indeformadas na estaca de reação ER-2, sendo que os ensaios foram executados de acordo com as prescrições da NBR 10838 (ABNT, 1988), como ilustra a FIGURA 88.

FIGURA 88 – PESO ESPECÍFICO APARENTE NATURAL E SECO DA PRIMEIRA CAMADA



FONTE: O autor (2019).

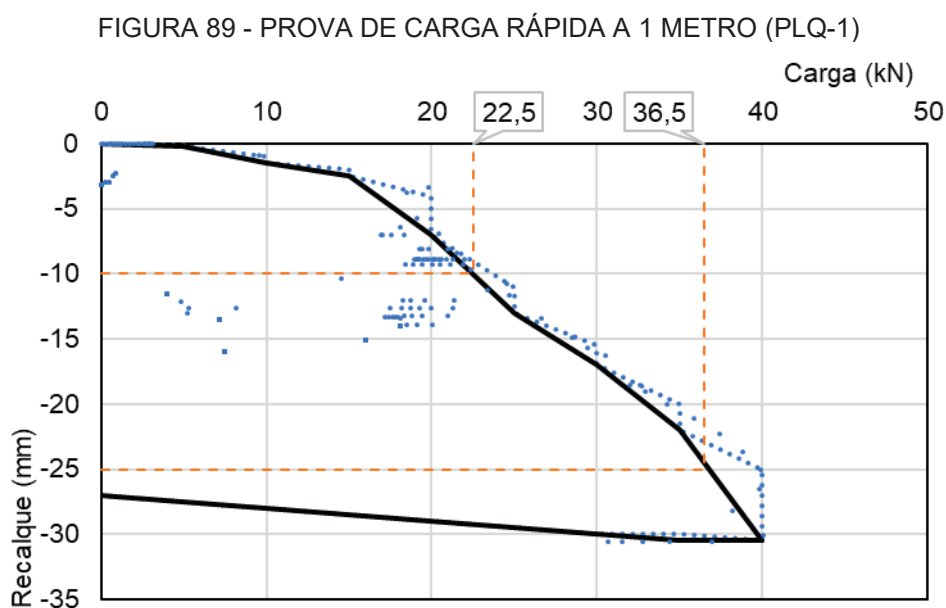
Na distribuição dos pesos específicos com umidade natural e seco é possível notar que a variação dos pesos específicos aparentes após os dois primeiros metros é pequena, sendo de aproximadamente 5%.

As camadas apresentaram valores médios representativos que indicam a homogeneidade verificada por meio da classificação tátil visual. O solo encontrado na segunda camada apresenta características de um solo mais jovem que o solo da primeira camada, essas características se expressam em um comportamento mecânico distinto. Face os resultados de Ranzini (2000), a relação entre o torque e o número de golpes do SPT, descrita na TABELA 10 indica que o solo da região apresenta comportamento próximo dos solos residuais de granito e dos saprolitos de São Paulo.

4.1.2 Prova de carga em placa

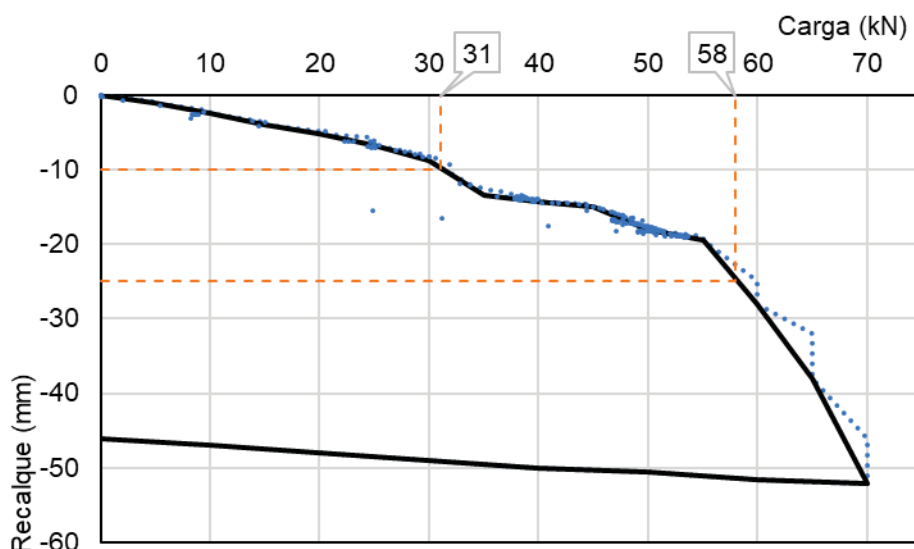
As provas de carga em placa foram realizadas em dois níveis diferentes ao longo do fuste das estacas de reação, com recalques totais superiores a 25 mm, conforme prescreve a NBR 6489 (ABNT, 1984), com carregamento lento e rápido.

As provas de carga realizadas com carregamento rápido não apresentaram ruptura nítida, apresentando comportamento típico de ruptura por puncionamento, conforme ilustra a FIGURA 89 e a FIGURA 90.



FONTE: O autor (2019).

FIGURA 90 - PROVA DE CARGA RÁPIDA A 3 METROS (PLQ-3)



FONTE: O autor (2019).

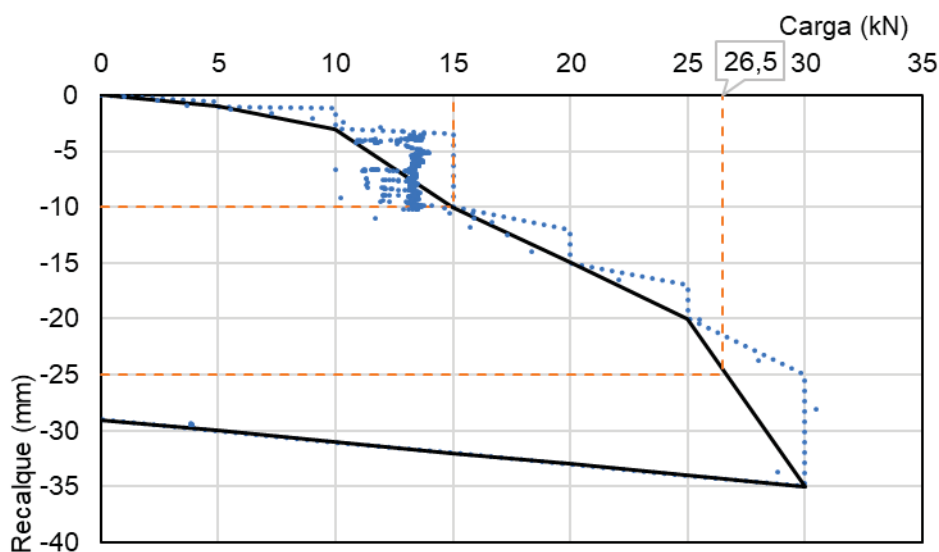
De acordo com os critérios de ruptura convencional de Boston, para o carregamento rápido as cargas admissíveis sofreram um acréscimo entre 37,8% e 58,9% de acordo com a profundidade do ensaio. Considerando as equações (59) e (60) do critério de Boston e o fator de segurança igual a 2, as cargas de ruptura para a profundidade de 1 metros variam de 36,5 a 45 kN, enquanto as cargas de ruptura para a profundidade de 3 metros variam de 58 a 62 kN.

As provas de carga realizadas com carregamento lento também não apresentaram ruptura nítida, apresentando comportamento típico de ruptura por punção, conforme ilustra a FIGURA 91 e a FIGURA 92.

De acordo com os critérios de ruptura convencional de Boston, para o carregamento lento as cargas admissíveis sofreram um acréscimo entre 3,8% e 13,3% de acordo com a profundidade do ensaio, indicando uma influência menor da profundidade quando o carregamento é realizado lentamente.

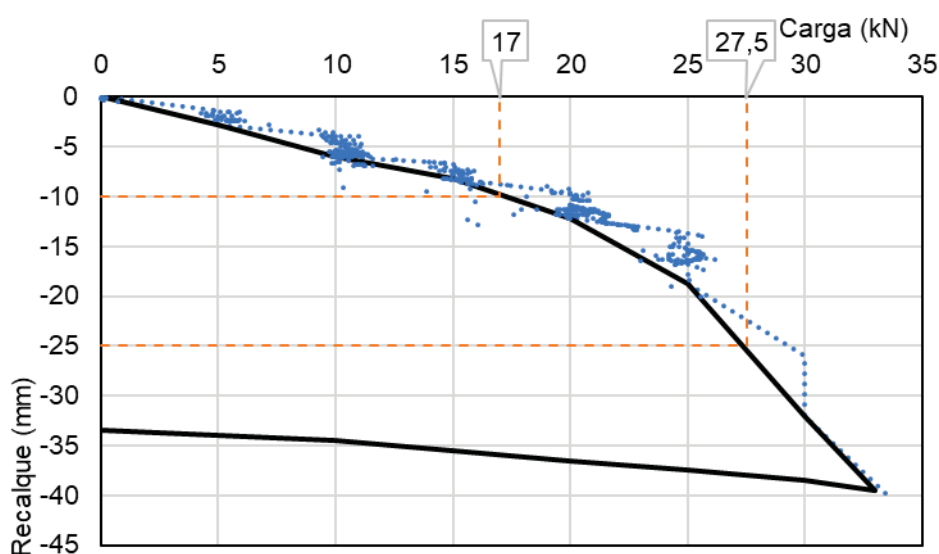
Considerando as equações (59) e (60) do critério de Boston e o fator de segurança igual a 2, as cargas de ruptura para a profundidade de 1 metros variam de 26,5 a 30 kN, enquanto as cargas de ruptura para a profundidade de 3 metros variam de 27,5 a 34 kN. É possível notar que a profundidade do ensaio não apresentou muita influência na capacidade de carga quando o carregamento ocorre lentamente, com estabilização dos recalques.

FIGURA 91 - PROVA DE CARGA LENTA A 1 METRO (PLS-1)



FONTE: O autor (2019).

FIGURA 92 - PROVA DE CARGA LENTA A 3 METROS (PLS-3)

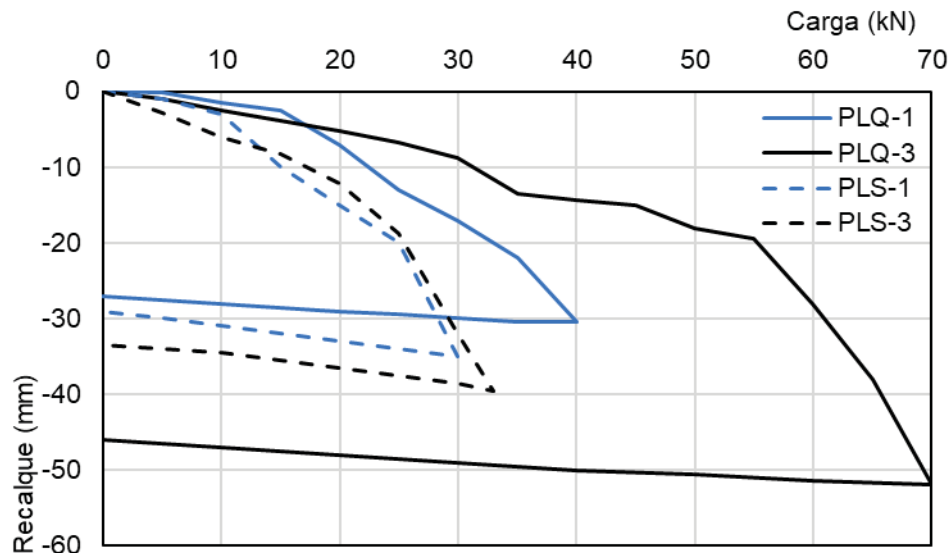


FONTE: O autor (2019).

De acordo com o apresentado no capítulo 2.1.5 a relação entre a profundidade do ensaio e a largura da placa chamado de embutimento relativo (h/B) pode indicar de acordo com a compacidade ou consistência do solo o modo de ruptura da fundação. Considerando o diâmetro da placa de 60 cm e as profundidades de ensaio, o embutimento relativo dos ensaios foram aproximadamente 1,7 e 3,8. Como o solo da primeira camada apresentou um N_{SPT} de aproximadamente 5, considerado um solo mole, de acordo com a FIGURA 16 a ruptura será por puncionamento em ambos os casos. A FIGURA 93 ilustra as curvas de carga x recalque obtidas nos ensaios de placa,

sendo que o comportamento em função da profundidade converge com o comportamento apontado por Vésic (1975) que ocorre na ruptura por punçãoamento ilustrado na FIGURA 14.

FIGURA 93 – COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS DE PLACA



FONTE: O autor (2019).

O comportamento da curva carga x recalque do carregamento lento, com pouca influência da profundidade, pode ser explicado pelos índices de vazios muito próximos ao longo da camada analisada, sendo que o carregamento lento permite a estabilização dos recalques com a redução dos índices de vazios pelo acréscimo de tensão vertical. Os valores das tensões de ruptura obtidos através do ensaio de placa estão dispostos na TABELA 26.

TABELA 26 – TENSÕES DE RUPTURA DO ENSAIO PLACA

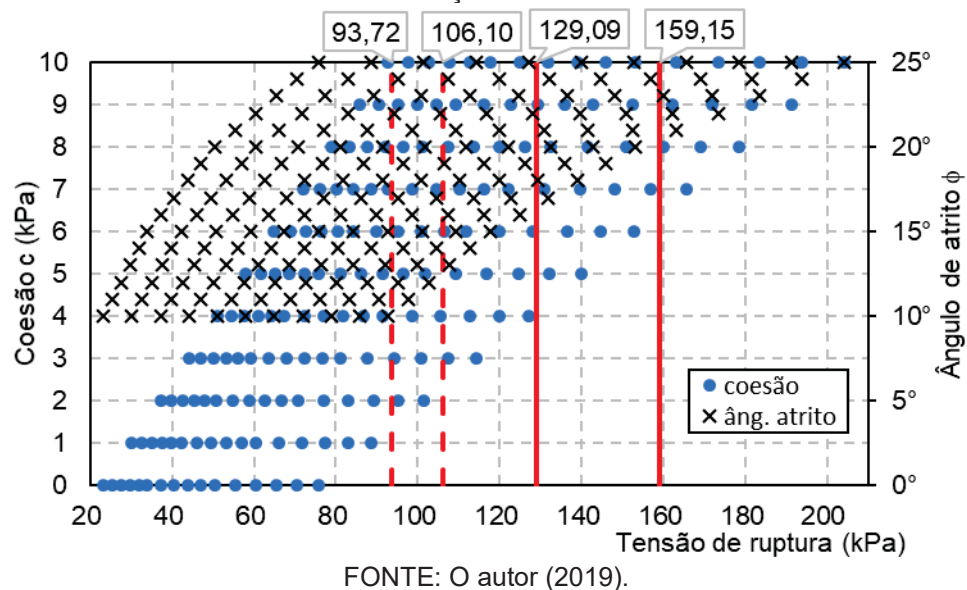
REFERÊNCIA	ENSAIO RÁPIDO (PLQ) [kPa]	ENSAIO LENTO (PLS) [kPa]
NÍVEL	-1,00 M	
$\sigma_{10} \times 2$	159,15	106,10
σ_{25}	129,09	93,72
NÍVEL	-3,00 M	
$\sigma_{10} \times 2$	219,28	120,25
σ_{25}	205,13	97,26

FONTE: O autor (2019).

Utilizando as tensões de ruptura é possível estimar o ângulo de atrito e a coesão do solo em questão, por meio de iterações da equação (21) de Terzaghi (1948)

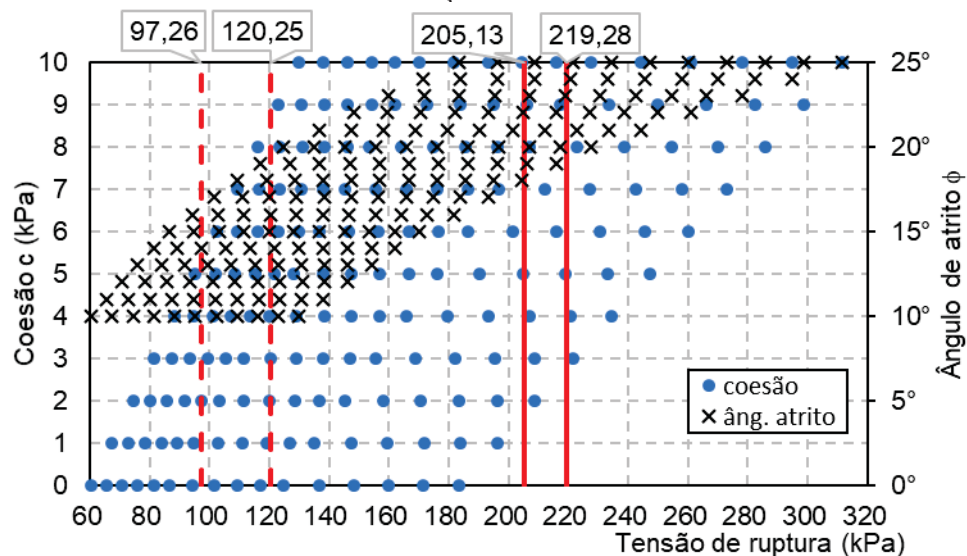
considerando a ruptura por punçãoamento. O ângulo de atrito e a coesão foram determinados de acordo com os valores obtidos na bibliografia indicada no capítulo 2.2.3, obedecendo a faixa de 10° a 25° para o ângulo de atrito e 0 a 10 kPa para a coesão. Os valores das sobrecargas e dos pesos específicos utilizados nas iterações foram extraídos da FIGURA 88 anterior e o valor de B o diâmetro de 0,6 metros da placa utilizada. Os resultados das 352 iterações estão dispostos na FIGURA 94 para a profundidade de 1 metro e na FIGURA 95 para a profundidade de 3 m.

FIGURA 94 – RESULTADOS DAS ITERAÇÕES PARA A PROFUNDIDADE DE 1 METRO



FONTE: O autor (2019).

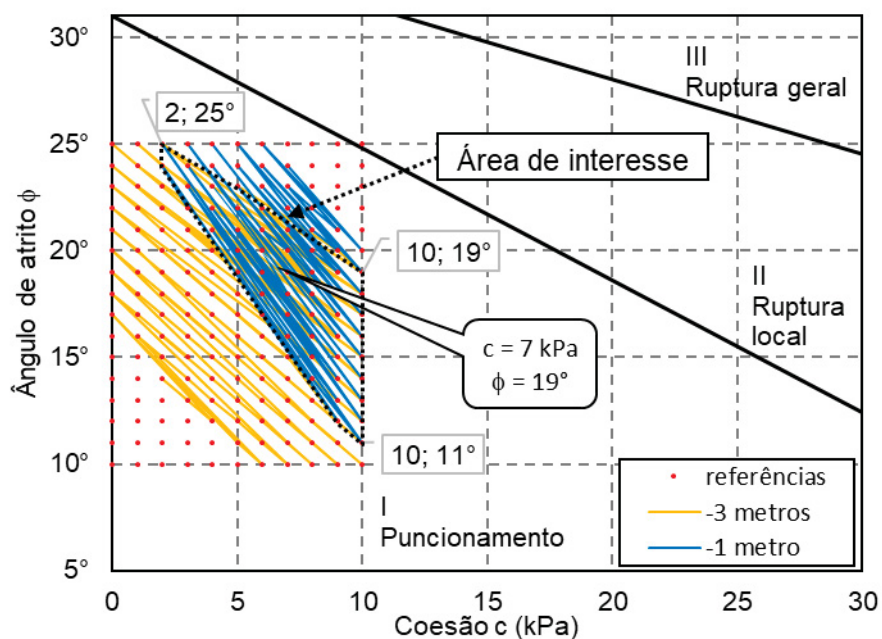
FIGURA 95 – RESULTADOS DAS ITERAÇÕES PARA A PROFUNDIDADE DE 3 METROS



FONTE: O autor (2019).

Na FIGURA 96 estão ilustradas as regiões, com os dados das combinações entre coesão e ângulo de atrito aplicados aos modelos teóricos, onde as iterações apresentaram resultados dentro das faixas de tensão de ruptura obtidos pelos ensaios de placa. Nota-se que a região que compreende os valores de referência foi reduzida pelos valores da iteração que atende as faixas de tensão de ruptura obtidas. A região das iterações para a profundidade de 1 metro está sobreposta com a parte da região das iterações de 3 metros, indicado na FIGURA 96 como área de interesse.

FIGURA 96 – VALORES DE ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO ANALISADOS



FONTE: Adaptado de CINTRA *et al.*, 2011.

Os valores médios das iterações para cada profundidade convergem para os valores de referência da literatura (LIT), sendo que os valores encontrados que atendem ambos os casos estão na área de interesse (AI) com extremidades indicadas. O ponto médio que atende com o menor desvio ambas as provas de carga e está mais próximo dos dados da literatura apresentada é de 19° para o ângulo de atrito e 7 kPa de coesão.

4.2 CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga dos tubulões foi verificada tanto pelos métodos semiempíricos, como pelos métodos teóricos e empíricos, com o uso dos dados de campo, laboratório e bibliográfico.

4.2.1 Métodos teóricos

Os métodos teóricos utilizados estão dispostos na TABELA 27, para obtenção da tensão de ruptura.

TABELA 27 – MÉTODOS TEÓRICOS ADOTADOS

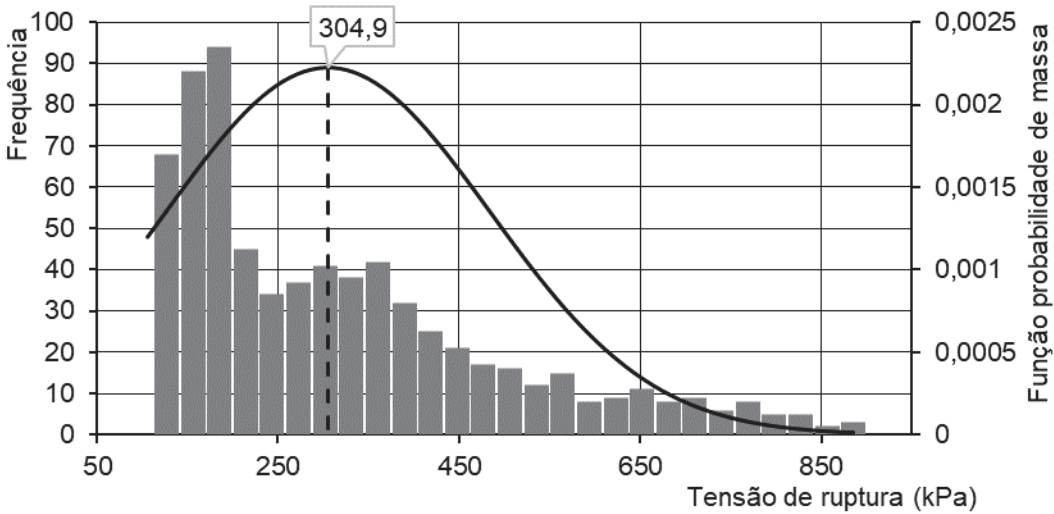
MÉTODO	EQUAÇÃO
Terzaghi (1943)	$\sigma'_r = c^*N'_cS_c + qN'_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma S_\gamma$ (21)
Vésic (1975)	$\sigma'_r = c^*N'_cS_c + qN'_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma S_\gamma$ (21)
Skempton (1951)	$\sigma_r = cN_cS_c + q$ (25)

FONTE: O autor (2019).

Os valores de coesão e ângulo de atrito utilizados para obtenção da capacidade de carga foram variados nos limites encontrados na literatura (LIT) e na área de interesse (AI) obtida pelos ensaios de placa, obtendo 176 e 57 resultados respectivamente.

As tensões de ruptura estimadas pelos métodos citados, para cada um dos resultados de estimativa de ângulo de atrito e coesão, totalizam 699 resultados dispostos na curva de distribuição normal da FIGURA 97. Os resultados dos métodos teóricos adotados apontam para um valor médio de tensão de ruptura de 304,9 kPa.

FIGURA 97 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES DE TENSÃO DE RUPTURA (TEÓRICO - GERAL)

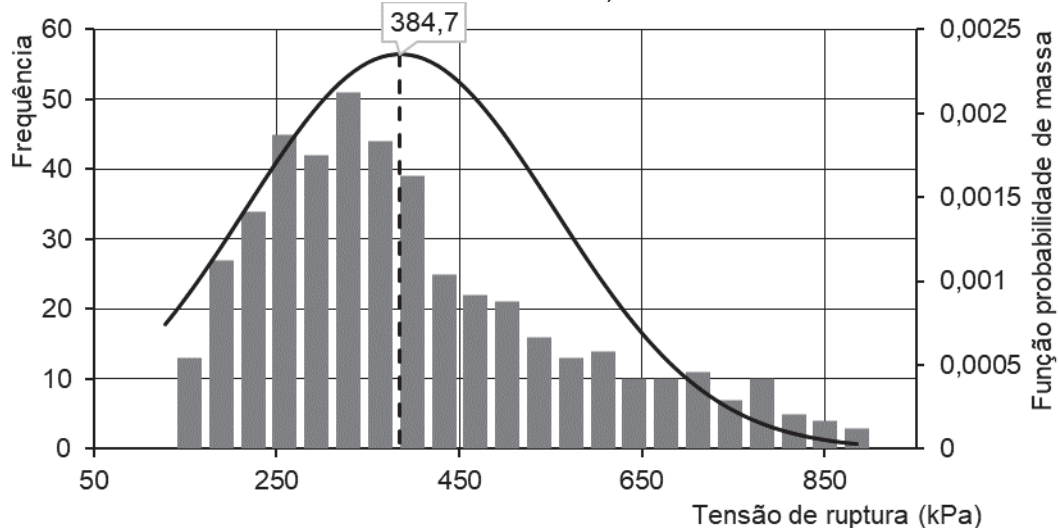


FONTE: O autor (2019).

O método de Skempton (1951) considera somente a coesão dos solos, apresentando tensões de ruptura muito inferiores aos outros métodos em solos

residuais, assim seus resultados foram removidos totalizando 466 resultados dispostos na curva de distribuição normal da FIGURA 98. Os resultados dos métodos teóricos adotados apontam para um valor médio de tensão de ruptura de 384,7 kPa.

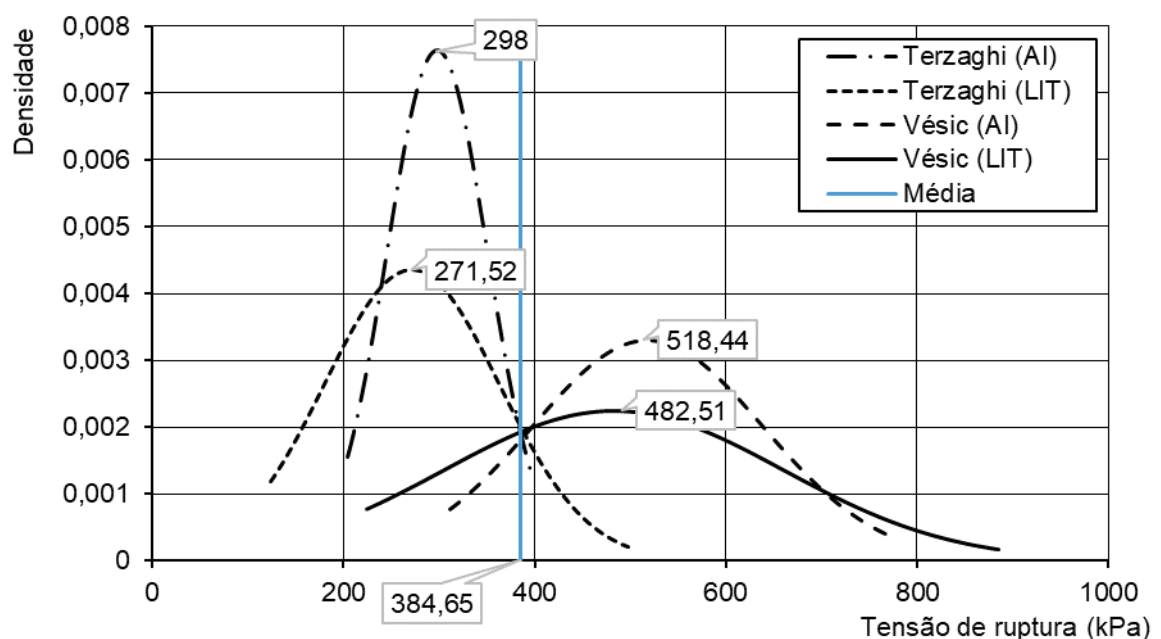
FIGURA 98 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES DE TENSÃO DE RUPTURA (TEÓRICO – REDUZIDO)



FONTE: O autor (2019).

A FIGURA 99 ilustra a curva de distribuição normal dos métodos de dimensionamento teóricos utilizados, demonstrando que o método de Terzaghi (1943) apresenta o menor desvio padrão e a média mais próxima da geral.

FIGURA 99 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL (TEÓRICO)



FONTE: O autor (2019).

Os valores médios obtidos e os desvios estão resumidos na TABELA 28, sendo que a tensão de ruptura com probabilidade de 5% de ocorrência inferior varia entorno de 210,91 kPa. Os coeficientes de variação encontram-se entre 17,54% e 36,76%, que de acordo com Ferreira (1991) são classificados entre médio (entre 15% e 20%) e alto (entre 20% e 30%), com precisão variando de regular a péssima.

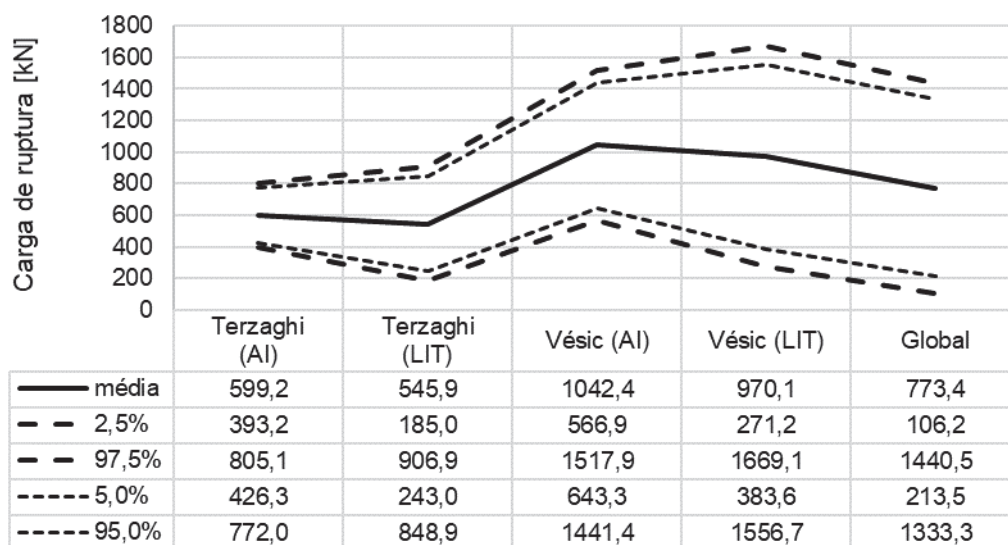
TABELA 28 – RESUMO DOS MÉTODOS TEÓRICOS

Método	σ_R (kPa)	Desvio padrão (kPa)	Coeficiente de variação	σ_R 95% de confiança (kPa)
Terzaghi – AI (1943)	298,00	52,27	17,54%	212,03
Terzaghi – LIT (1943)	271,53	91,59	33,73%	120,87
Vésic – AI (1975)	518,44	120,66	23,27%	319,98
Vésic – LIT (1975)	482,51	177,36	36,76%	190,77
Global	384,65	169,29	44,01%	106,18

FONTE: O autor (2019).

Considerando a base circular do tubulão de 1,60 m de diâmetro, em função das tensões de ruptura dos métodos semiempíricos, a FIGURA 100 resume as faixas de carga de ruptura de acordo com a probabilidade de ocorrência. Os valores encontrados indicam que a carga de ruptura pode ser encontrada entre a faixa de 106,2 kN e 1669,1 kN, com confiança de até 97,5%.

FIGURA 100 – CARGA DE RUPTURA DO TUBULÃO, MÉTODOS TEÓRICOS



FONTE: O autor (2019).

4.2.2 Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos utilizados estão dispostos na TABELA 29, considerando um fator de segurança igual a 3 para obtenção da tensão de ruptura.

TABELA 29 – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS ADOTADOS

MÉTODO	EQUAÇÃO	
Teixeira (1996)	$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{50} + q$	(49)
Alonso (1983)	$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{30}$	(50)
Aoki Velloso (1975)	$\sigma_r = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1}$	(53)
Décourt Quaresma (1978)	$\sigma_r = \alpha \cdot C \cdot N_p$	(54)

FONTE: O autor (2019).

Os bulbos de influência utilizados na obtenção da média dos índices de penetração da sondagem do tipo SPT estão descritos na TABELA 30, considerando o valor do diâmetro do tubulão (B) igual a 1,60 metros.

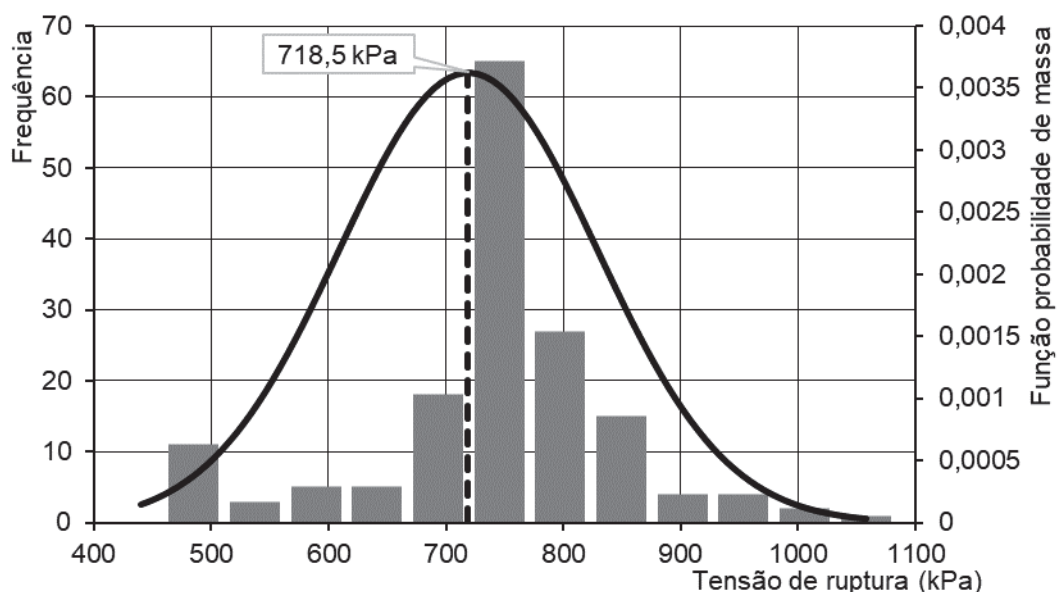
TABELA 30 – BULBOS DE INFLUÊNCIA ADOTADOS

RELAÇÃO Z/B	Z (M)	BULBO ADOTADO (M)
1	1,6	2
1,5	2,4	3
2	3,2	3*
2,5	4	4
3	4,8	5

FONTE: O autor (2019).

As tensões de ruptura estimadas pelos métodos citados, para cada um dos resultados obtidos das sondagens do tipo SPT, considerando os bulbos de influência anteriores, totalizam 160 resultados dispostos na curva de distribuição normal da FIGURA 101. Os resultados dos métodos semiempíricos adotados apontam para um valor médio de tensão de ruptura de 718,5 kPa.

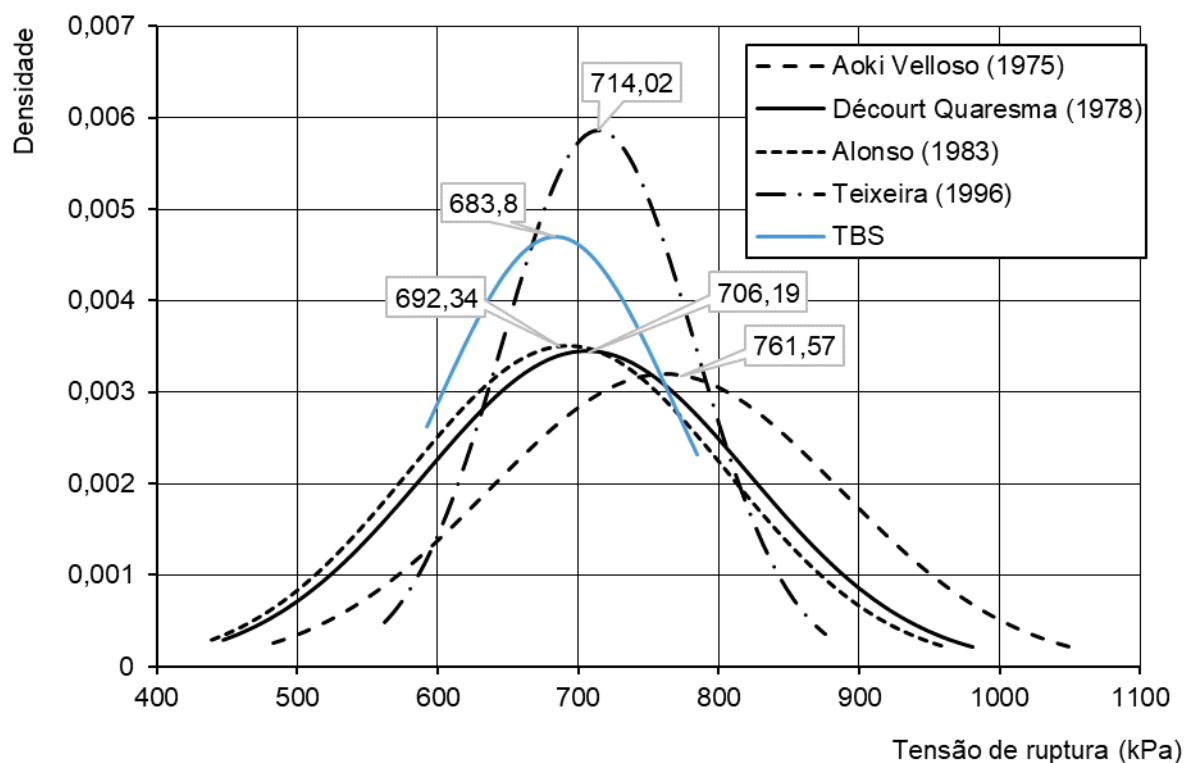
FIGURA 101 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES DE TENSÃO DE RUPTURA (SEMIEMPÍRICO)



FONTE: O autor (2019).

A FIGURA 102 ilustra a curva de distribuição normal dos métodos de dimensionamento semiempíricos utilizados, demonstrando que o método de Teixeira (1996) apresenta o menor desvio padrão e a média mais próxima da geral.

FIGURA 102 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL (SEMIEMPÍRICO)



FONTE: O autor (2019).

Os valores médios obtidos e os desvios estão resumidos na TABELA 31, sendo que a tensão de ruptura com probabilidade de 5% de ocorrência inferior varia entorno de 537,59 kPa. Os coeficientes de variação encontram-se entre 9,54% e 16,40%, que de acordo com Ferreira (1991) são classificados entre baixo (entre 10% e 15%) e médio (entre 15% e 20%), com precisão variando de ótima a boa.

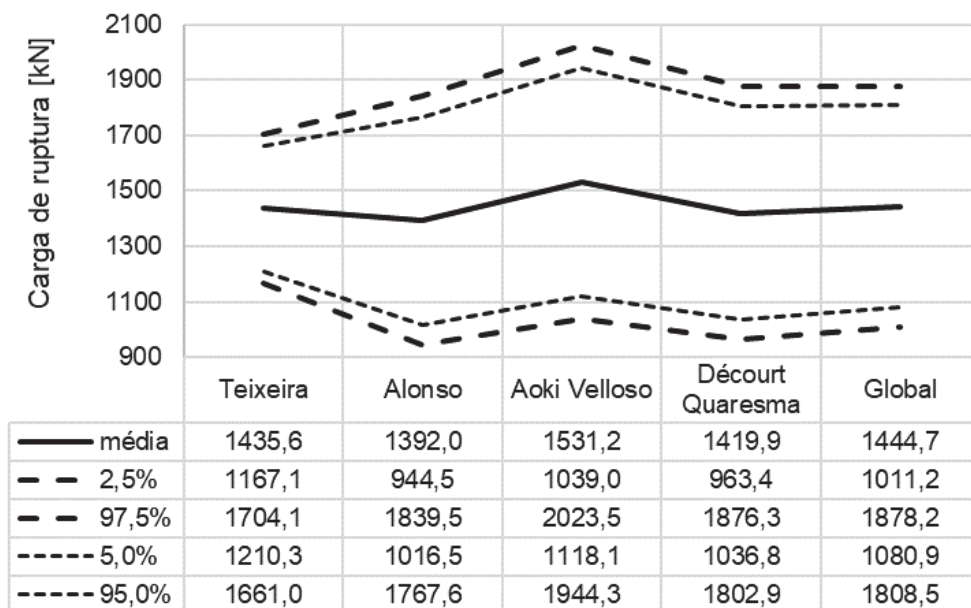
TABELA 31 – RESUMO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Método	σ_R (kPa)	Desvio padrão (kPa)	Coeficiente de variação	σ_R 95% de confiança (kPa)
Teixeira (1996)	714,02	68,13	9,54%	601,96
Alonso (1983)	692,34	113,55	16,40%	505,56
Aoki Velloso (1975)	761,57	124,91	16,40%	556,12
Décourt Quaresma (1978)	706,19	115,83	16,40%	515,67
Global	718,50	110,01	15,31%	537,59

FONTE: O autor (2019).

Considerando a base circular do tubulão de 1,60 m de diâmetro, em função das tensões de ruptura dos métodos semiempíricos, a FIGURA 103 resume as faixas de carga de ruptura de acordo com a probabilidade de ocorrência. Os valores encontrados indicam que a carga de ruptura pode ser encontrada entre a faixa de 944,5 kN e 2023,5 kN, com confiança de até 97,5%.

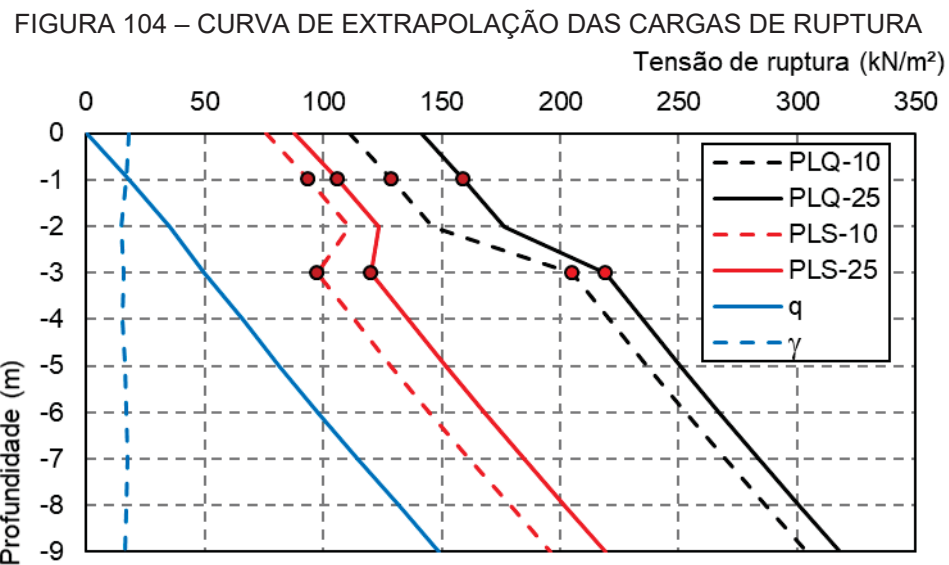
FIGURA 103 – CARGA DE RUPTURA DO TUBULÃO, MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS



FONTE: O autor (2019).

4.2.3 Métodos empíricos

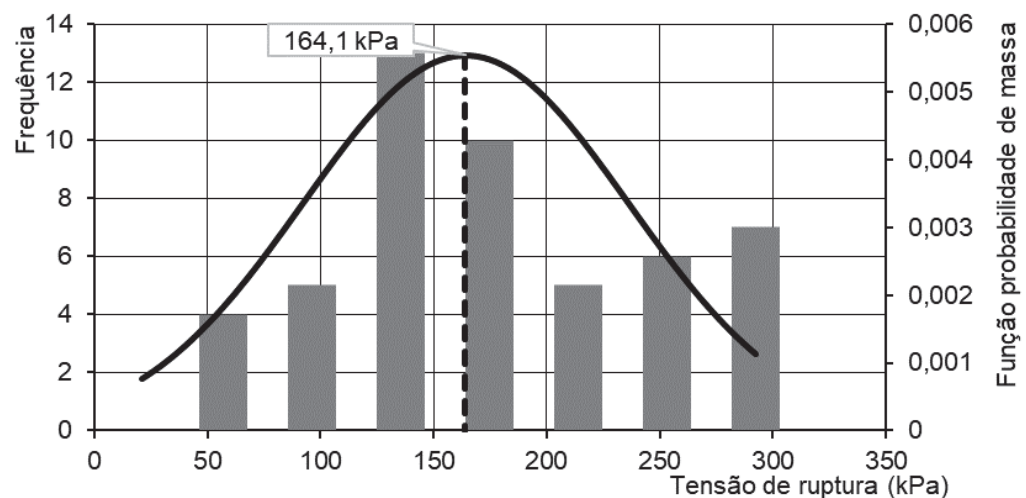
O método empírico utilizado baseia-se nas tensões de ruptura obtidas nos ensaios de carregamento de placa do capítulo 4.1.2. Os valores de ruptura obtidos pelo método de Boston foram extrapolados adicionando-se o acréscimo de tensão vertical geostática do solo, em função dos valores de peso específico encontrados a cada metro, conforme ilustra a FIGURA 104.



FONTE: O autor (2019).

Os valores obtidos a cada metro foram distribuídos na curva de distribuição normal da FIGURA 105, com valor médio de 164,1 kPa.

FIGURA 105 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL DAS TENSÕES DE RUPTURA (EMPÍRICO)



FONTE: O autor (2019).

Considerando somente os valores extrapolados abaixo da cota de apoio do tubulão o valor médio da tensão de ruptura é de 220,8 kPa, com uma carga de ruptura do tubulão de aproximadamente 443,85 kN, podendo alcançar uma carga de ruptura de 587,87 kN no máximo estimado.

4.3 PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA

A prova de carga instrumentada foi realizada com carregamento rápido, com incrementos de 100 kN mantidos por 10 minutos, nos dois tubulões com configurações distintas (TBD e TBS). O comportamento dos tubulões foi analisado em função dos métodos de ruptura indicados no capítulo 2.1.8, com o objetivo de padronizar a obtenção das cargas para cada recalque indicado como ruptura. Os métodos utilizados estão dispostos na TABELA 32 juntamente com os recalques utilizados como referência para a avaliação do comportamento. Para o método de Terzaghi (1943) foi utilizado o diâmetro do fuste do tubulão de 80 cm, já que o carregamento não foi realizado para atender a condição com recalque de 10% do diâmetro da base (160 mm), sendo que nos métodos seguintes foi utilizado o diâmetro da base de 160 cm.

TABELA 32 – MÉTODOS EMPÍRICOS ADOTADOS PARA A DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES DE REFERÊNCIA DE RUPTURA

MÉTODO	EQUAÇÃO	RECALQUES DE REFERÊNCIA
Terzaghi	$P_r(\rho_r) \rightarrow \rho_r = 0,1 \times D_p$ (58)	80 mm
Boston	$\sigma_{adm} \leq \begin{cases} \sigma_{10} \rightarrow \sigma(\rho), & \rho = 10 \text{ mm} \\ \frac{\sigma_{25}}{2} \rightarrow \sigma(\rho), & \rho = 25 \text{ mm} \end{cases}$ (59)	10 mm 25 mm
ABNT	$P_r(\rho_r) \rightarrow \rho_r = \frac{D}{30} + \frac{P.L}{A.E}$ (61)	~ 53,4 mm
Davisson	$P_r(\rho_r) \rightarrow \rho_r = 3,8 \text{ mm} + \frac{D}{120} + \frac{P.L}{A.E}$ (62)	~ 17,2 mm

FONTE: O autor (2019).

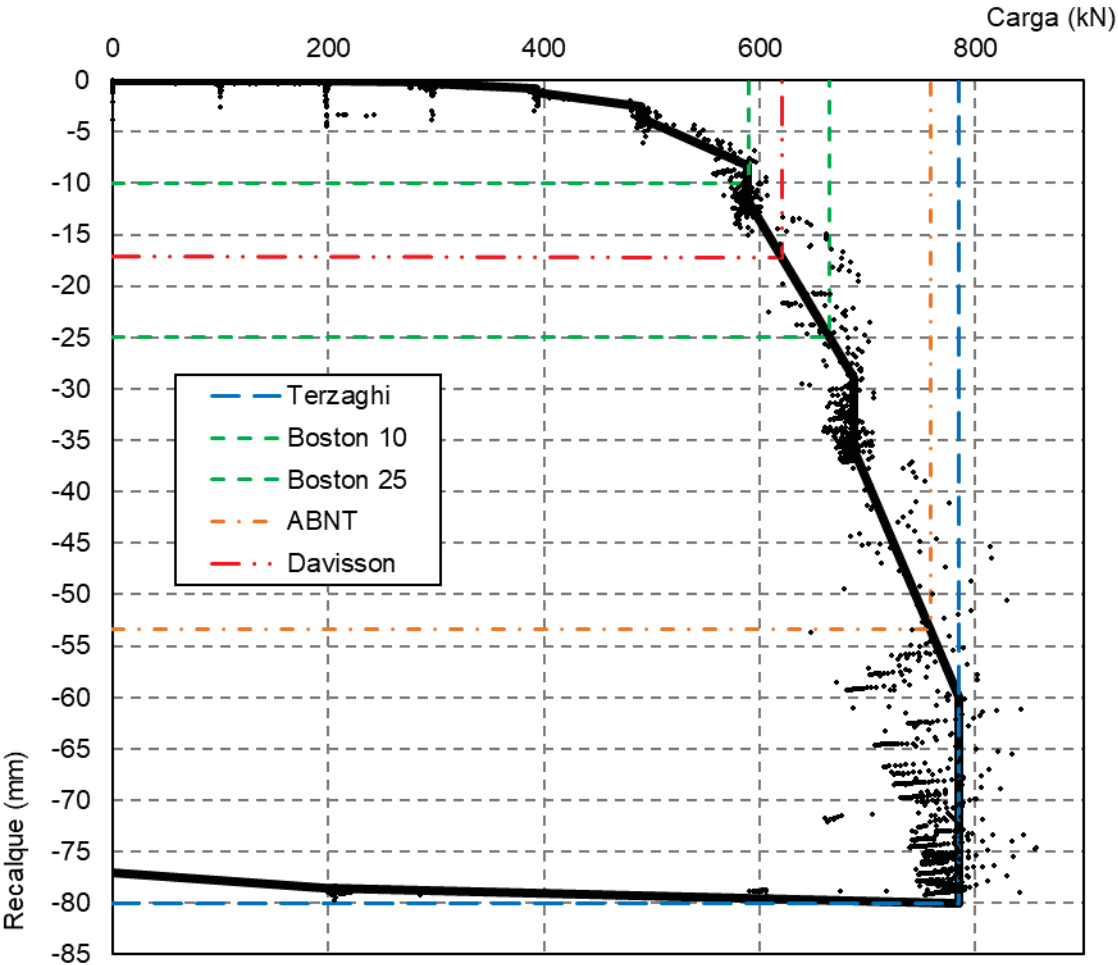
Os resultados obtidos estão apresentados na TABELA 33, sendo que as curvas de carregamento com indicação dos recalques e cargas dos métodos de referência estão ilustradas na FIGURA 106 e na FIGURA 107. A carga de ruptura média do tubulão de base simples é de aproximadamente 683,8 kN, sendo que o carregamento

máximo é de 785 kN. O tubulão de base dupla apresenta uma carga de ruptura média de 845,6 kN enquanto o carregamento máximo é de 988 kN.

TABELA 33 – VALORES DE CARGA E RECALQUE OBTIDOS			
MÉTODO	RECALQUES	CARGA (kN)	
		TBS	TBD
Terzaghi	80 mm	785	988
	10 mm	590	690
	25 mm	665	810
ABNT	~ 53,4 mm	758	955
Davisson	~ 17,2 mm	621	785
Recalque máximo		80 mm	83 mm
Carga Máxima		785	988
Carga média de ruptura		683,8	845,6

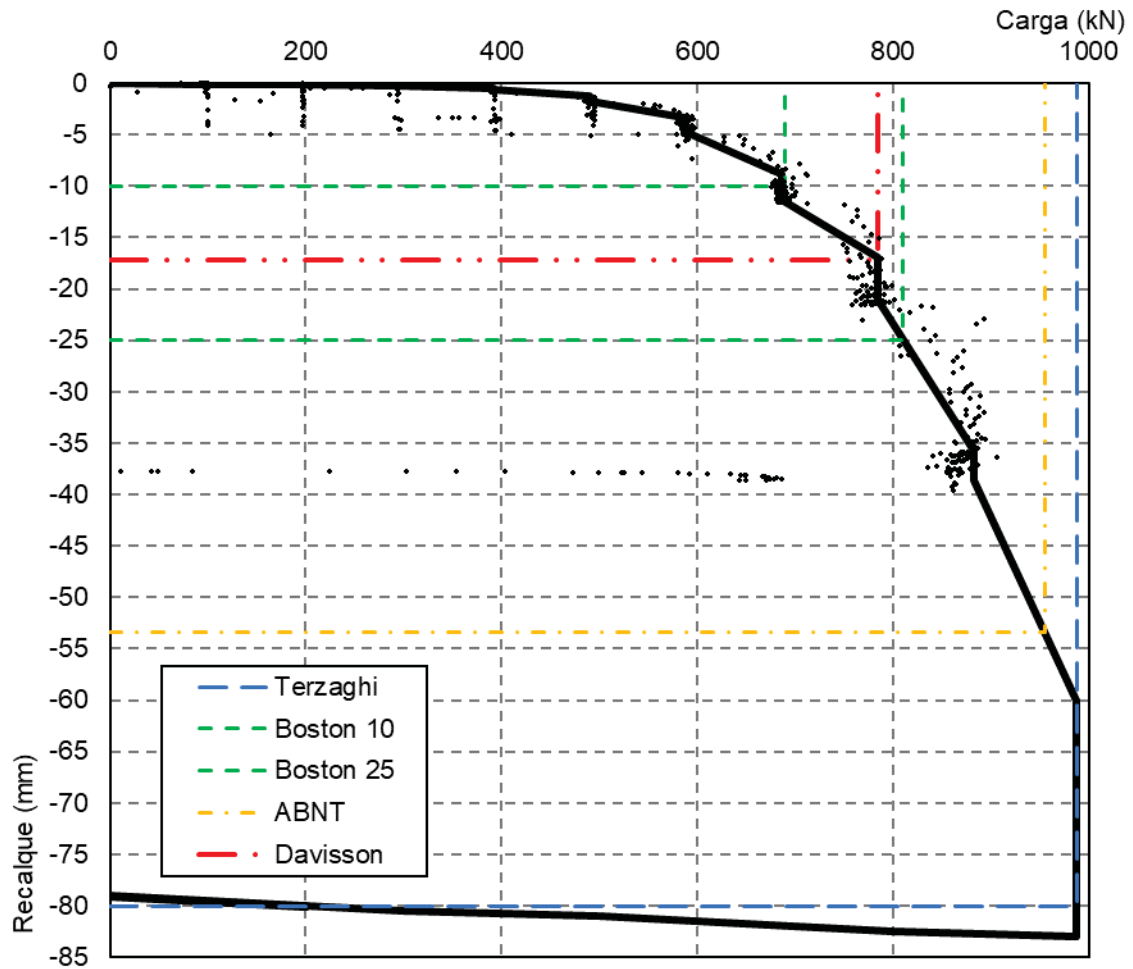
FONTE: O autor (2019).

FIGURA 106 - CURVA CARGA X RECALQUE DO TUBULÃO COM BASE SIMPLES



FONTE: O autor (2019).

FIGURA 107 - CURVA CARGA X RECALQUE DO TUBULÃO COM BASE DUPLA



FONTE: O autor (2019).

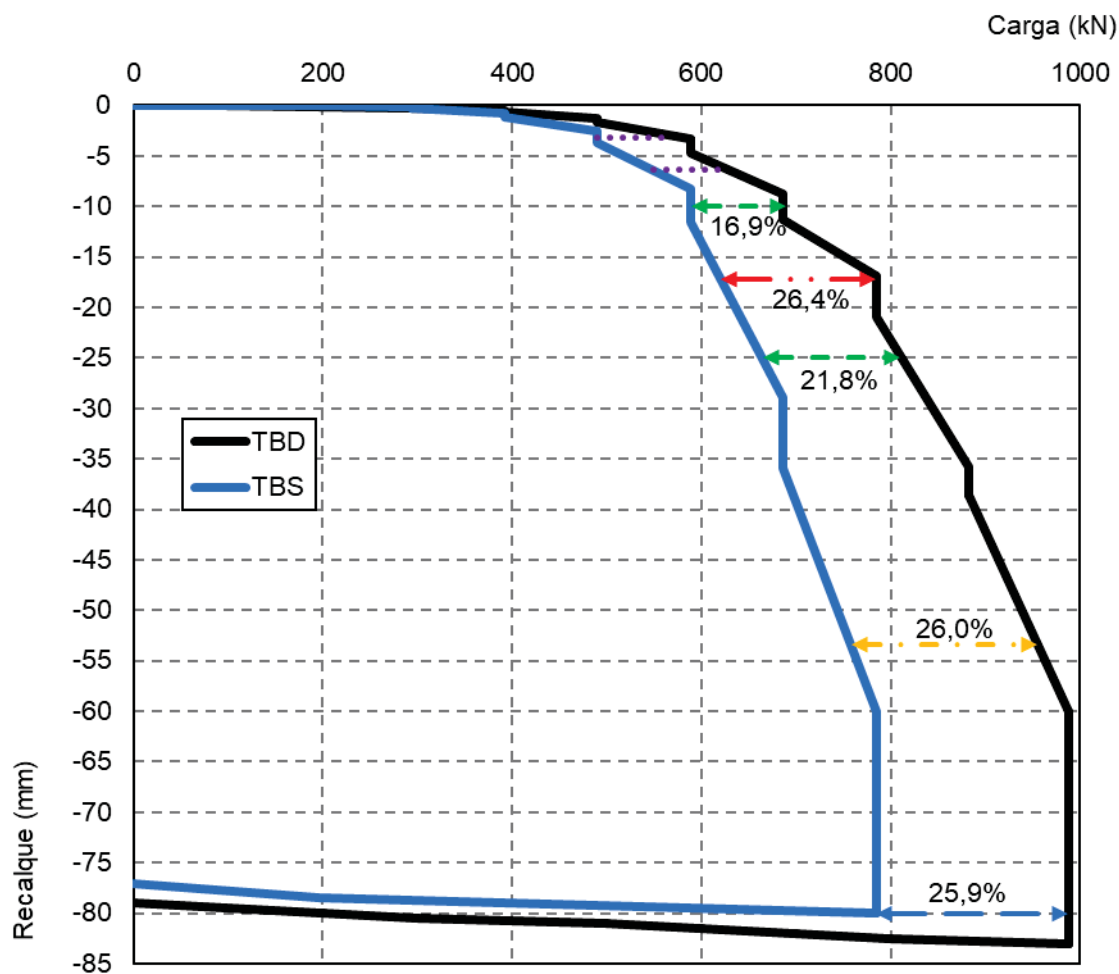
O comportamento do tubulão com base dupla em relação ao tubulão com base simples está ilustrado na FIGURA 108, com os valores de acréscimo de carga descritos na TABELA 34. É evidente o ganho de rigidez do tubulão com base dupla em relação com o tubulão com base simples, sendo que a carga de ruptura é de aproximadamente 26% maior que a referência.

TABELA 34 – COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE CARGA E RECALQUE OBTIDOS

MÉTODO	RECALQUES	CARGA (kN)		DIFERENÇA
		TBS	TBD	
Terzaghi	80 mm	785	988	+ 25,9%
Boston	10 mm	590	690	+ 16,9%
	25 mm	665	810	+ 21,8%
ABNT	~ 53,4 mm	758	955	+ 26,0%
Davisson	~ 17,2 mm	621	785	+ 26,4%
Recalque máximo		80 mm	83 mm	+ 3,8%
Carga Máxima		785	988	+ 25,9%

FONTE: O autor (2019).

FIGURA 108 – CURVAS CARGA X RECALQUE DO TBS E TBD



FONTE: O autor (2019).

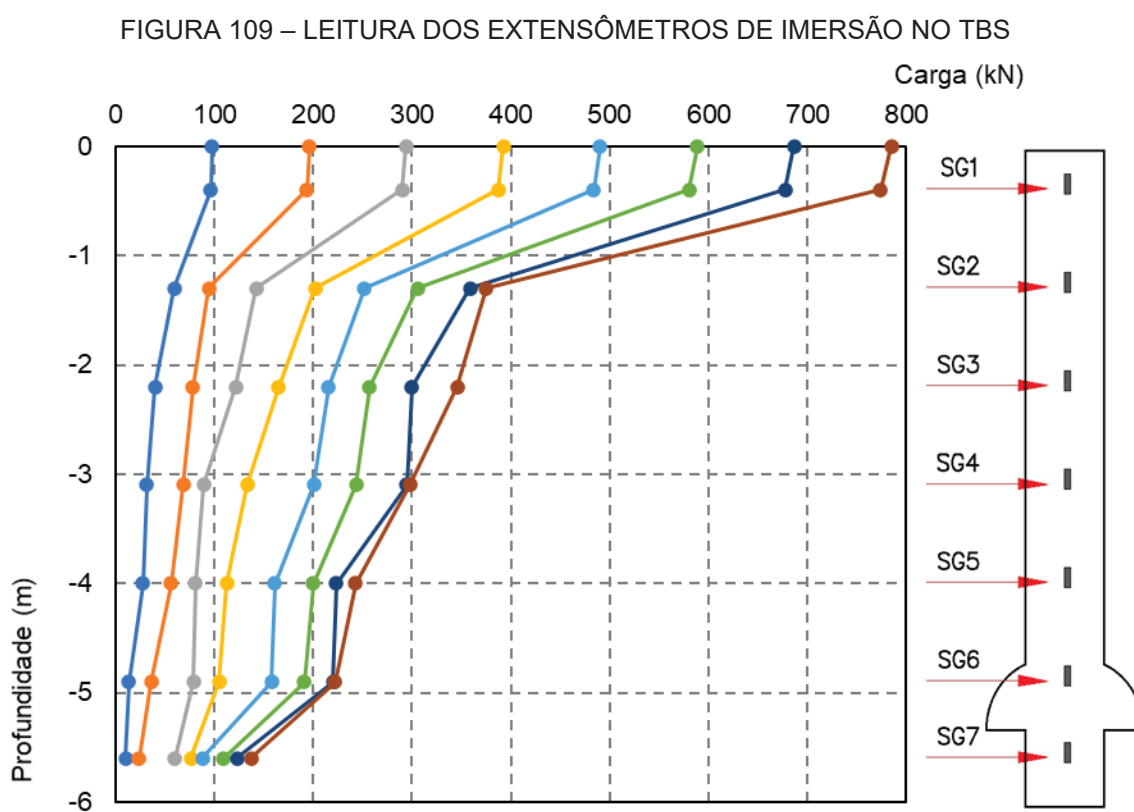
O deslocamento para a direita da curva carga x recalque indica que a base intermediária promoveu um acréscimo de aproximadamente 200 kN na carga de ruptura do tubulão.

De acordo com Jain *et al.* (1969) esse acréscimo de carga de ruptura ocorre principalmente pela superfície confinada entre as bases com diâmetro de 1,6m, apresentando uma tensão cisalhante entre o solo confinado e o entorno que varia de 17,3 a 23,4 kPa.

Martin e Destephen (1983) indicam que a mobilização dessa tensão ocorre a partir do recalque de 3,2 mm com mobilização máxima da superfície com recalque de 6,4 mm. A diferença entre as curvas em ambos os recalques cotados é de aproximadamente 80 kN, ou seja, promovendo um acréscimo de carga de aproximadamente 16% nesse intervalo. De acordo com os valores de atrito lateral obtidos pelo SPT-T por meio dos métodos de Ranzini (1994) e Lutenege e Kelley

(1998), dispostos na TABELA 23, a mobilização desse atrito variou de 29,4 a 59,6% na região de solo confinado.

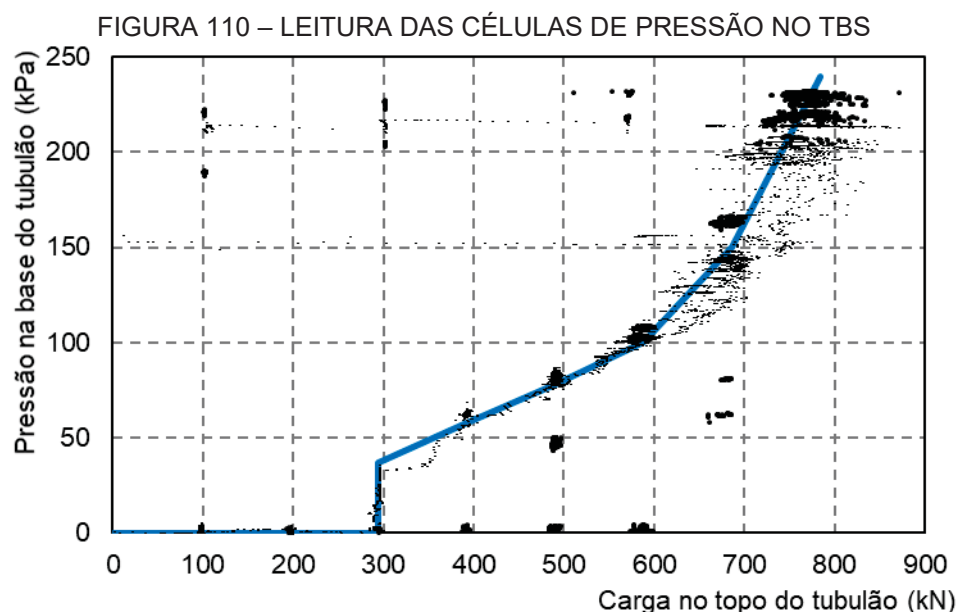
A leitura dos extensômetros de imersão apresentou os valores de carga indicados na FIGURA 109, de acordo com as correções realizadas pelas curvas de aferição bem como pelo módulo de elasticidade do concreto. Os extensômetros de imersão apresentaram uma redução acentuada da carga axial a partir do primeiro metro de profundidade. O efeito apontado ocorre basicamente pela grande rigidez do elemento de fundação, sendo que a carga resultante na ponta do tubulão é de aproximadamente 19% da carga aplicada no topo do elemento de acordo com os dados desses instrumentos.



FONTE: O autor (2019).

A curva apresentada na FIGURA 110 indica a transmissão de carga pela ponta do tubulão em função do carregamento realizado no topo. As células de pressão instaladas na base do tubulão apresentaram leitura a partir da carga de 300 kN, com recalque da ordem de 0,23 mm ou de aproximadamente 0,3% do diâmetro do fuste. A curva apresenta uma mudança de inclinação entre 600 e 700 kN, indicando uma maior mobilização da carga na ponta da base a partir desse nível de carregamento. A

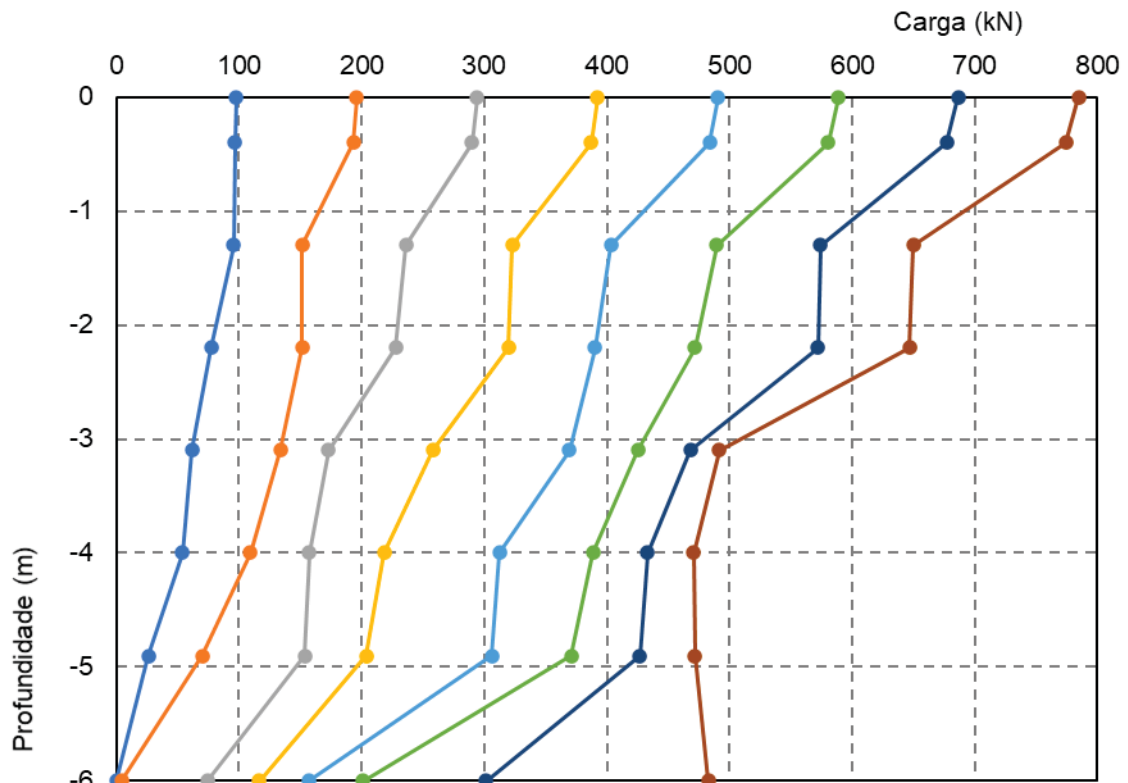
tensão máxima aplicada à base de acordo com as células de pressão é de aproximadamente 240 kPa, que indicaria uma carga na ponta do tubulão de aproximadamente 482,5 kN.



FONTE: O autor (2019).

O valor da carga na ponta do tubulão de 482,5 kN indicada pelas células de pressão é consideravelmente superior aos valores indicados pelos extensômetros de imersão de 137,1 kN, sendo que tanto o módulo de elasticidade como a seção de concreto têm influência direta na leitura. Tendo em vista a imprecisão desses dados quando se trata de execução da geometria, cura do concreto, adensamento do concreto, entre outros fatores, foi realizada a correção dos valores indicados pelos extensômetros de imersão, em função da pressão real medida pelas células de pressão. A correção da distribuição das cargas pelos valores medidos pela célula de pressão podem ser considerados mais coerentes, já que a célula de pressão não apresenta a influência de parâmetros externos à sua confecção, sendo que a sua aferição foi realizada no capítulo 3.5.1. O único fator que influencia a medição da célula de pressão é o diâmetro da base, sendo que ele foi medido antes da concretagem para aferição da sua área. A correção da leitura dos extensômetros foi realizada também em função do extensômetro de controle, instalado a 40 cm do topo do tubulão, onde pode ser praticamente descartada a dissipação de carga pelo fuste. A FIGURA 111 apresenta os dados de transferência das cargas para o solo, com os valores já corrigidos pelo extensômetro de controle e pelas células de pressão.

FIGURA 111 – TRANSFERÊNCIA DE CARGA CORRIGIDA AO LONGO DO TBS

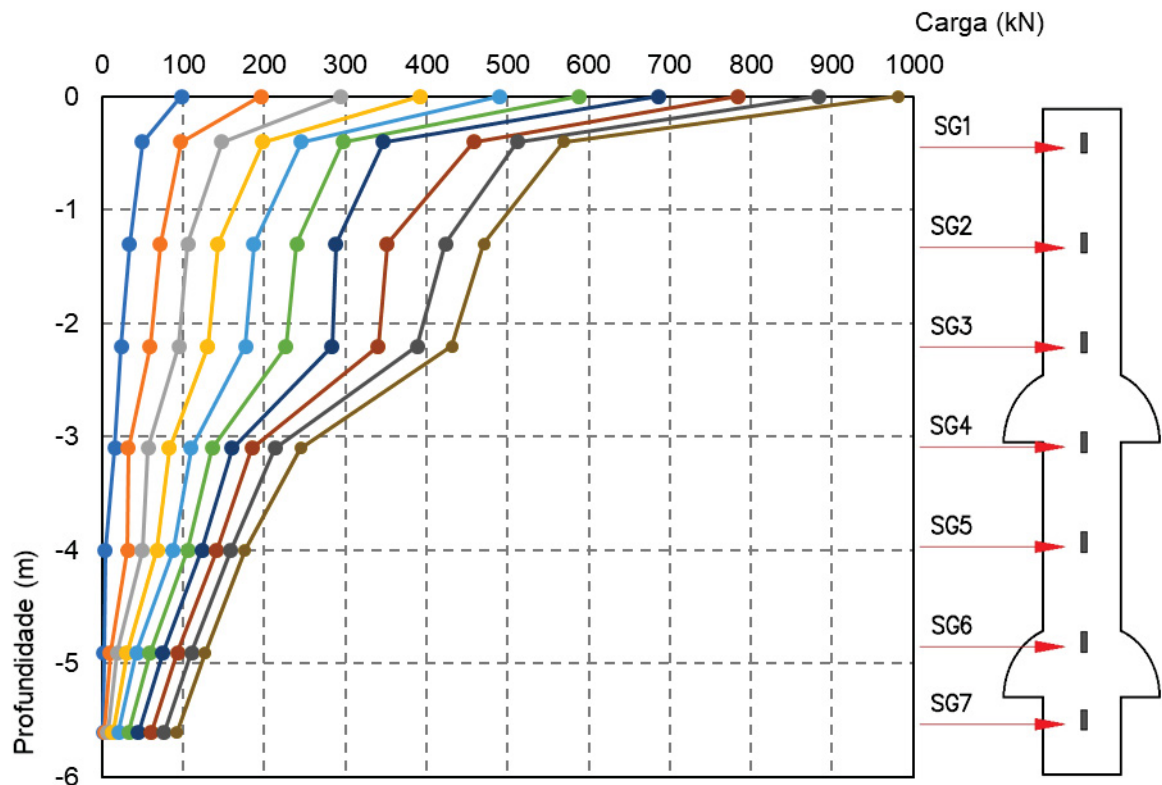


FONTE: O autor (2019).

O comportamento do tubulão com base simples apontado na FIGURA 111 indica a mobilização da base após 300 kN de carregamento, sendo que até esse nível de carregamento o atrito lateral do tubulão suporta integralmente a carga aplicada. Após a carga média de ruptura indicada na TABELA 33 nota-se que praticamente somente a base suporta o acréscimo de carga no topo, mesmo tratando-se de um solo de consistência variando de mole a média. A ponta do tubulão de base simples suportou acima de 25% da carga no tubulão quando o carregamento foi superior a 300 kN, atingindo 61,5% do carregamento máximo aplicado.

Os extensômetros de imersão aplicados ao tubulão de base dupla apresentaram um comportamento semelhante aos extensômetros do tubulão com base simples. A FIGURA 112 apresenta as curvas de transferência de carga ao longo do tubulão com base dupla, sendo que a redução considerável no extensômetro de controle próximo a superfície também foi notada. As curvas de transferência indicam uma redução brusca da carga axial a partir do terceiro metro do tubulão, sendo a região onde foi instalada a base intermediária.

FIGURA 112 – LEITURA DOS EXTENSÔMETROS DE IMERSÃO NO TBD

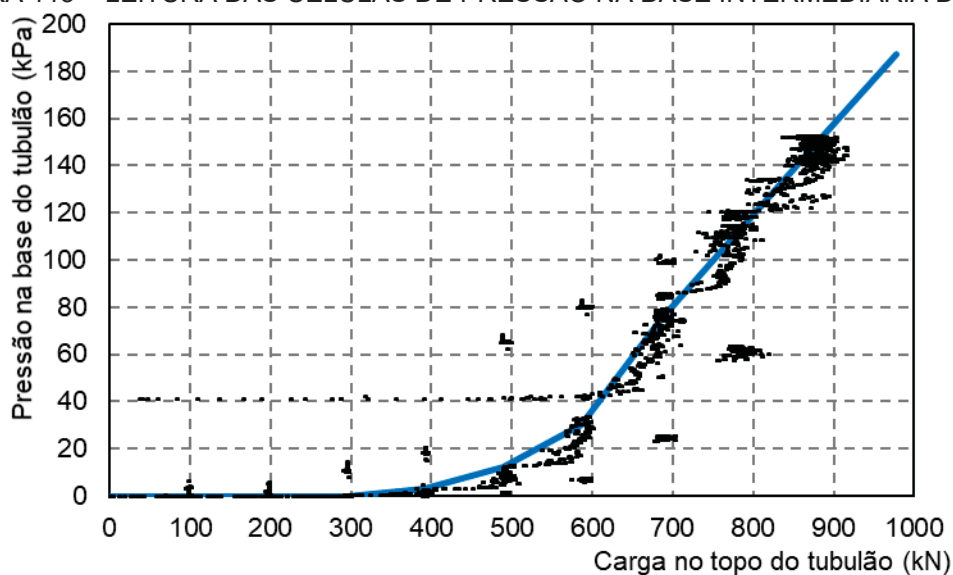


FONTE: O autor (2019).

As curvas apresentadas na FIGURA 113 e na FIGURA 114 indicam a transmissão de carga pela base intermediária e de ponta do tubulão, respectivamente, em função do carregamento realizado no topo. As células de pressão instaladas na base intermediária do tubulão apresentaram leitura a partir da carga de 300 kN, enquanto as células de pressão da ponta apresentaram leitura a partir de 400 kN. Ambas as curvas apresentam uma mudança de direção com estabilização da inclinação a partir de 600 kN, indicando uma maior mobilização das cargas tanto da superfície confinada como da ponta da base a partir desse nível de carregamento.

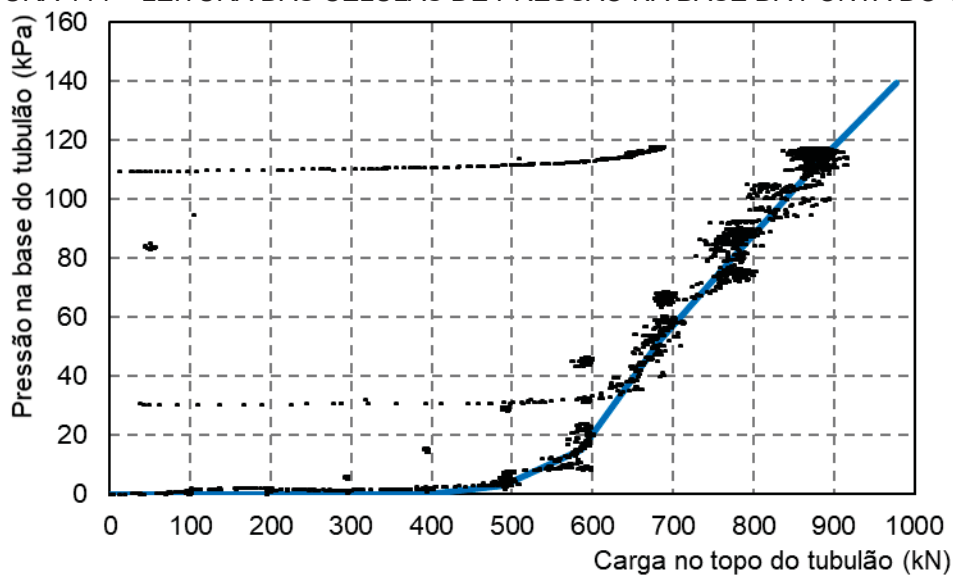
A tensão máxima aplicada à base de acordo com as células de pressão é de aproximadamente 187,5 kPa para a base intermediária e de 139,5 kPa para a base da ponta, que indicaria uma carga na ponta do tubulão de aproximadamente 280,5 kN. Em comparação com o tubulão de base simples a ponta do tubulão com base dupla apresenta uma tensão muito inferior, indicando uma menor mobilização da ponta nas condições de ruptura indicadas.

FIGURA 113 – LEITURA DAS CÉLULAS DE PRESSÃO NA BASE INTERMEDIÁRIA DO TBD



FONTE: O autor (2019).

FIGURA 114 – LEITURA DAS CÉLULAS DE PRESSÃO NA BASE DA PONTA DO TBD

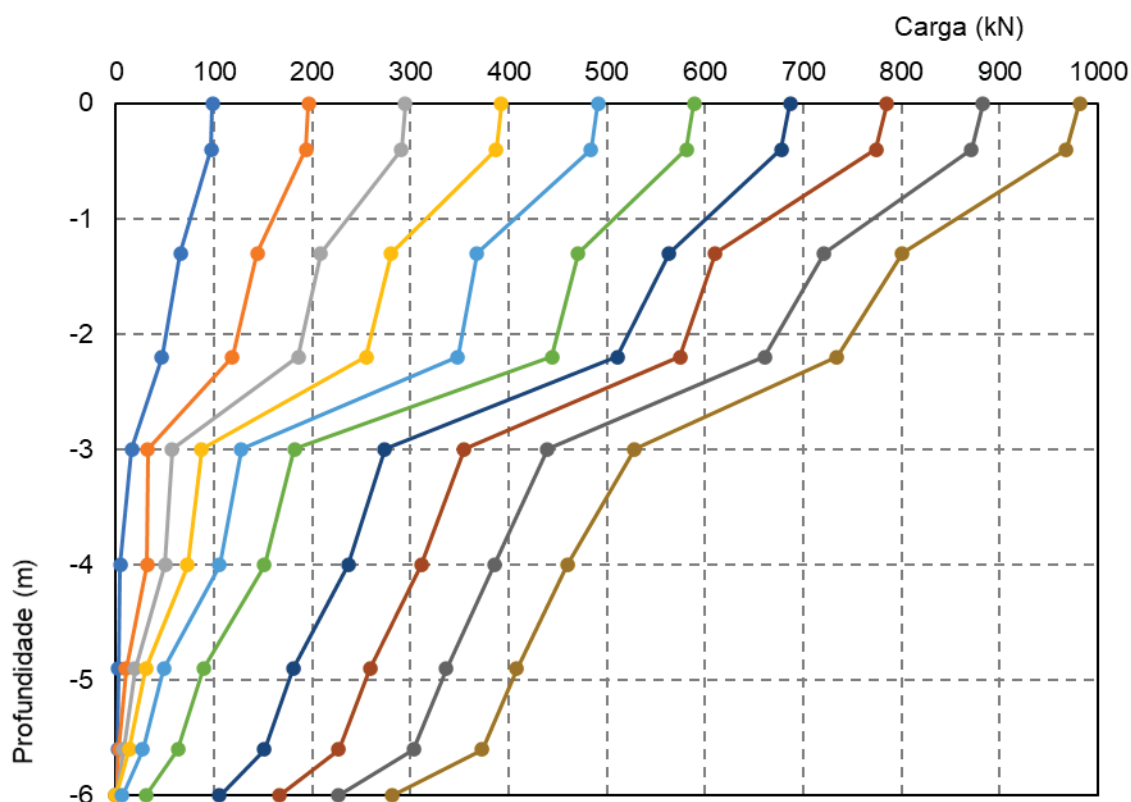


FONTE: O autor (2019).

O valor da carga na ponta do tubulão de 280,5 kN indicada pelas células de pressão é consideravelmente superior aos valores indicados pelos extensômetros de imersão de 92,1 kN. Tendo em vista as diferenças indicadas foi realizada a correção da leitura dos extensômetros em função do extensômetro de controle e dos valores das células de pressão, de forma idêntica a realizada no tubulão com base simples.

A FIGURA 115 apresenta os dados de transferência das cargas para o solo realizada pelo tubulão com base dupla, com os valores já corrigidos pelo extensômetro de controle e pelas células de pressão.

FIGURA 115 – TRANSFERÊNCIA DE CARGA CORRIGIDA AO LONGO DO TBD

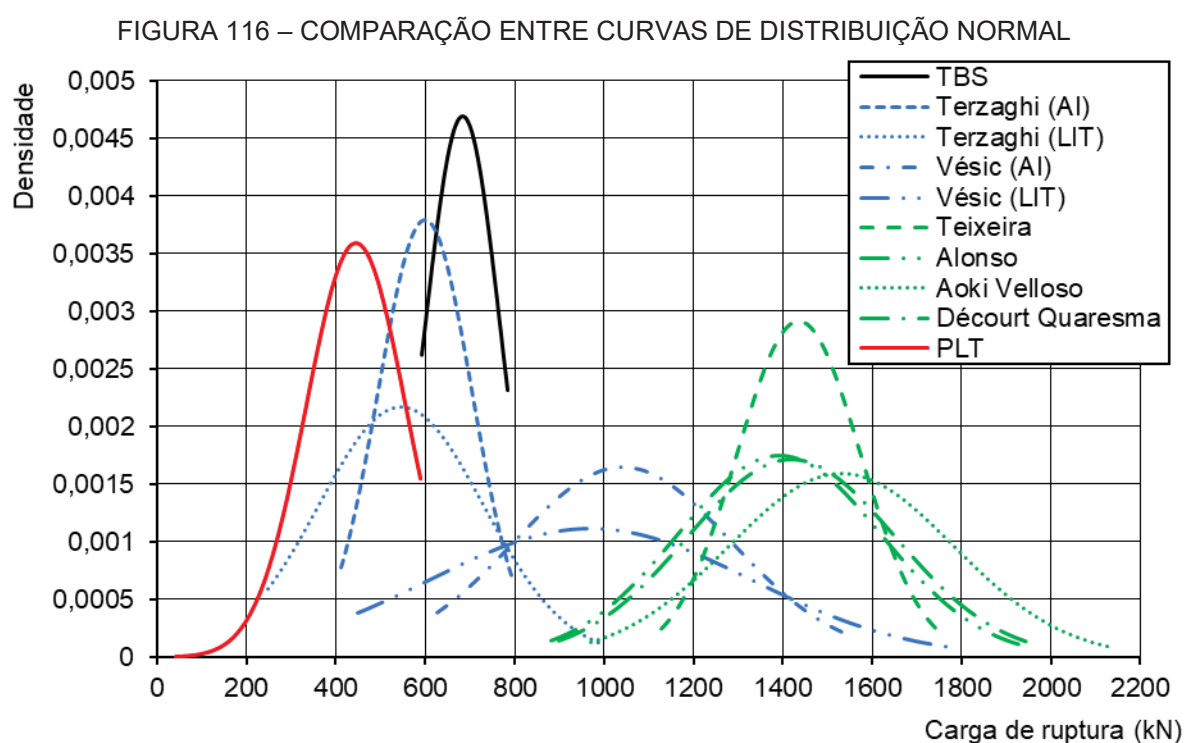


FONTE: O autor (2019).

O comportamento do tubulão com base dupla apontado na FIGURA 115 indica a mobilização da base após praticamente 500 kN de carga aplicada no topo, sendo que até esse nível de carregamento o atrito lateral do tubulão juntamente com a superfície confinada entre as bases suportam integralmente a carga aplicada. Nota-se que o tubulão com base dupla apresenta um comportamento distinto do tubulão com base simples, já que após a mobilização das cargas na base o acréscimo de carga no topo provoca um aumento proporcional de transferência de carga ao longo do tubulão. A ponta do tubulão de base dupla suportou acima de 5% quando o carregamento foi superior a 600 kN, atingindo 28,6% do carregamento máximo aplicado. A base intermediária, através da superfície de ruptura do solo confinado entre as bases, suportou aproximadamente 46,2% da carga máxima aplicada no topo, compondo assim cerca de 75% da carga aplicada suportada pelas bases do tubulão.

4.4 COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO

Os dados de capacidade de carga obtidos pelos métodos teóricos, empíricos e semiempíricos foram utilizados para verificação das cargas de ruptura estimadas e comparação com o resultado obtido com a prova de carga. Somente a prova de carga com o tubulão de base simples foi utilizada na comparação, já que para a base dupla não foram utilizados métodos estimativos. A FIGURA 116 apresenta as curvas de distribuição normal dos valores encontrados, sendo que o método mais aproximado da prova de carga foi o de Terzaghi (1943) utilizando os valores da área de influência obtidos na prova de carga em placa. Os métodos teóricos apresentaram valores mais próximos da curva de distribuição da prova de carga, sendo que o método empírico utilizado apresentou valores inferiores de carga de ruptura.

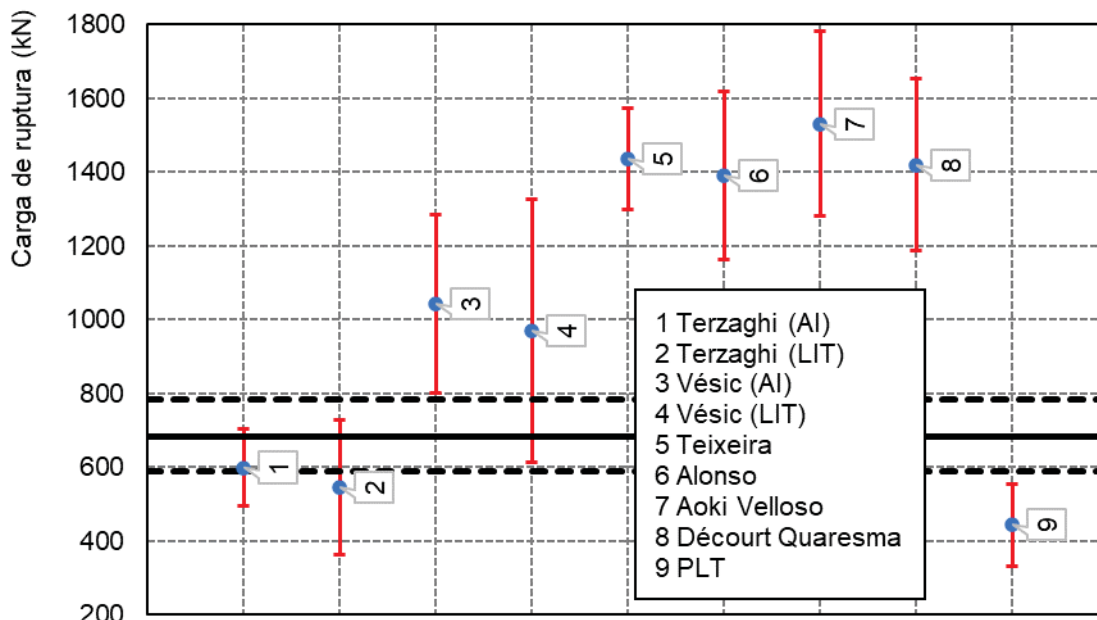


FONTE: O autor (2019).

Os dados de carga de ruptura indicados na FIGURA 117 apresentam os valores médios e a faixa de erro para cada método escolhido. Somente o método teórico de Terzaghi (1943) apresentou valores médios dentro da faixa de variação da carga de ruptura estimada pela prova de carga. O método de Vésic (1975) com os dados da literatura apresenta uma faixa de dados inferior à média dentro da faixa de variação

da carga de ruptura encontrada, porém essa sobreposição de faixas ocorre devido ao desvio padrão alto da estimativa realizada.

FIGURA 117 – COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE RUPTURA



FONTE: O autor (2019).

A relação entre as cargas de ruptura médias encontradas e as estimadas está disposta na TABELA 35, sendo que somente as estimativas realizadas pelo método de Terzaghi (1943) e pela extrapolação da prova de carga em placa (PLT) apresentaram relação maior que 1. Todos os métodos semiempíricos apresentaram valores estimados superiores em quase o dobro do encontrado com a prova de carga.

TABELA 35 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA ESTIMADAS

MÉTODO	CARGA DE RUPTURA (KN)				$\frac{P_{rup}}{P_{est}}$
	MÍNIMO	MÉDIA	MÁXIMO	DESVIO	
Terzaghi (AI)	407,5	599,2	795,4	105,1	1,14
Terzaghi (LIT)	241,0	545,9	1001,9	184,2	1,25
Vésic (AI)	618,1	1042,4	1561,4	242,6	0,66
Vésic (LIT)	436,7	970,1	1780,2	356,6	0,70
Teixeira	1123,1	1435,6	1760,3	137,0	0,48
Alonso	871,2	1392,0	1933,2	228,3	0,49
Aoki Velloso	958,5	1531,2	2126,6	251,1	0,45
Décourt Quaresma	888,7	1419,9	1972,0	232,9	0,48
PLT	36,4	443,9	587,9	111,0	1,54
TBS	590,0	683,8	785,0	84,92	1,00

FONTE: O autor (2019).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A investigação do subsolo do campo experimental indica que o solo do local do experimento apresenta características típicas de um solo residual basáltico. A camada ou horizonte encontrado na profundidade de influência do experimento indica um solo residual maduro relativamente homogêneo, com nível de lençol freático profundo, de consistência variando de mole a média, predominantemente argiloso, com argila de baixa atividade, de cor marrom avermelhado, com atrito lateral de aproximadamente 0,65 kg/cm², peso específico de aproximadamente 16,5 kN/m³, ângulo de atrito de aproximadamente 19° e coesão de 7 kPa.

Os ensaios de placa realizados com velocidades de carregamento lenta e rápida indicaram a mudança de comportamento do solo em função da velocidade. O carregamento lento aponta para deformações ao longo do tempo que praticamente anulam a influência da profundidade do ensaio, indicando um solo com deformações viscosas e ruptura predominantemente por puncionamento.

As provas de carga realizadas nos dois tubulões (TBS e TBD) indicam uma considerável influência da base intermediária. O tubulão com base simples de referência apresentou uma carga de ruptura de aproximadamente 785 kN, enquanto o tubulão com base dupla apresentou uma carga de ruptura de aproximadamente 988 kN. O aumento de rigidez do tubulão com base dupla em relação ao tubulão com base simples é indicado pelo acréscimo de carga nos recalques de referência, variando de 16,9% a 26,4%. O aumento de aproximadamente 26% da carga de ruptura entre os tipos de tubulão demonstra o potencial da base dupla, mesmo em solos de consistência mole como o apresentado.

Dentre os métodos de estimativa da carga de ruptura avaliados, sendo eles divididos em teóricos, semiempíricos e empíricos, o método de Terzaghi (1943) para ruptura por puncionamento foi o método que obteve o menor desvio do valor de ruptura. O método empírico com extrapolação da tensão de ruptura por ensaio em placa apresentou um valor de ruptura inferior ao medido pela prova de carga nos tubulões. Os métodos semiempíricos apresentaram valores muito superiores aos valores de ruptura encontrados pela prova de carga dos tubulões. Os métodos semiempíricos em sua grande maioria punem a parcela de ponta em função do processo executivo, porém mesmo com o fator de segurança parcial dos métodos

variarem de 2 a 4, ainda assim a capacidade de previsão das cargas de ruptura pelos métodos indicados não foi satisfatória.

A transferência da carga aplicada no topo do tubulão ao solo apresentou diferenças significativas entre os modelos indicados. O tubulão com base simples mobilizou a ponta somente após 300 kN, sendo que na ruptura a ponta do tubulão suportou 61,5% da carga aplicada, restando 38,5% para o atrito lateral do fuste. O tubulão com base dupla mobilizou a sua ponta acima de 500 kN, sendo que a base intermediária obteve resposta a partir de 400 kN. A distribuição das cargas ao longo do tubulão de base dupla na ruptura é de 28,6% na ponta do tubulão e 46,2% na superfície de ruptura por cisalhamento entre as bases. Ao contrário do apresentado por Kou et al. (2016) os tubulões deste experimento mobilizaram a ponta após um recalque de 0,23 mm e uma carga de 37,5% da ruptura para o tubulão com base simples, enquanto o tubulão com base dupla mobilizou a ponta após um recalque de 1,24 mm e 49,6% da carga de ruptura. Sendo assim, principalmente no caso do tubulão com base dupla, é considerável a influência do atrito lateral na carga de ruptura de tubulões em solos residuais basálticos, sendo que a mobilização do atrito ocorre com recalque inferiores aos necessários para mobilizar a ponta.

O tubulão com base dupla (base de ponta e intermediária), em função da capacidade de carga e a sua relação com o atrito lateral promovido pelo fuste, apresentou um comportamento mais rígido que o tubulão de base simples, sendo que ambos mobilizaram o atrito lateral com uma parcela considerável. Sendo assim é possível indicar que o tubulão de base dupla é um elemento de fundação viável tecnicamente, com aumento de rigidez e de capacidade de carga em relação ao modelo convencional.

REFERÊNCIAS

- ALBIERO, J. H.; CINTRA J. C. A. Tubulões e Caixões. In: ABMS, ABEF. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, p. 302-322. 2011.
- ALONSO, Urbano Rodrigues. **Exercícios de fundação**. Editora Edgard Blucher LTDA, 2010.
- AMANN, Kurt André Pereira. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- ANJOS, Gérson Jacques Miranda dos. **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. 370 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília. 2006.
- ARAUJO, Sara Reis; MOREIRA, Maria de Lourdes Teixeira. Estudo de viabilidade econômica de diferentes tipos de fundação em edifício em Teresina–PI. In: Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia – CONTECC, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: CONTECC, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, ABGE. **Manual de sondagens**. Boletim n.º 3, 5ª edição, São Paulo, 75p. 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7678: Segurança na execução de obras e serviços de construção**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2006.

BARATA, F. E. **Uma introdução ao projeto de fundações**. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1984.

BENVENUTTI, Márcio. **Cravação de tubulões a céu aberto para melhoria da capacidade de carga em solos colapsíveis**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2001.

BERBERIAN, D. **Fundações em solo-cimento: aplicação em mini-tubulões**. Brasília. 64p. 1994.

BESSA, A. O. **Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas à tração**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 2005.

BRASIL, Ministério do Trabalho e Emprego. **NR 18: condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção**. Brasília, DF, 2017. Disponível em: <<http://www.mte.gov.br>>. Acesso em: 08 mai. 2017.

BSI. BS 8004: 1986: **Code of practice for foundations**. 1986.

CABETTE, Jean Felix. **Análise dos métodos semiempíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. LTC, 1988.

CARDOSO, Décio Lopes. **Uma abordagem unificada dos aspectos reológicos e físico-químicos do comportamento de um solo caulinitico**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2000.

CESÁRIO, Douglas Ferraz. **Estacas escavadas com trado mecânico: análise da resistência lateral sob solicitação de compressão**. 177 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 2005.

CINTRA, C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos. 2011.

CINTRA, C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

CONFEA. **Código de Ética do Profissional da Engenharia, da Agronomia, da Geologia, da Geografia e da Meteorologia**. 9 ed. 2015. Disponível em: <http://www.confea.org.br/media/codigo_etica_sistemaconfea_8edicao_2015.pdf>. Acesso em: 23 abr. 2015.

COSTA, Yuri Daniel Jatobá. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. 160 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo. 1999.

DAMIN, E.; CARDOSO, D. L.; MOREIRA, E. B.; TEIXEIRA, H. S.; CARDOSO, A.; VICENTINI, D. **Pavimento econômico com base alternativa de argila laterítica reforçada com lodo de esgoto calcinado** In: Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste, 2017, Goiânia. Anais do Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro Oeste (GEOCENTRO 2017), 2017. p.825 - 830

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Thomson Learning, 2012.

DAVISSON, M. T. High capacity piles. **Proceedings, Lecture Series. Innovations in Foundation Construction**. ASCE, Illinois, v. 52, 1972.

DE BEER, E. E. Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het gransdraagvermogen van zand onder funderingen op staal; Bepaling von der vormfactor sb. In: **Annales des Travaux Publics de Belgique**. p. 481-506. 1967.

DÉCOURT, L. e QUARESMA, A R. Capacidade de Carga em Estacas a Partir de Valores de SPT. In: **VI COBRAMSEF**. vol. 1. p.45-53. 1978.

EN, B. S. 1 (2004). Eurocode 7: Geotechnical design-Part 1: General rules. **British Standards, UK**, 1997.

FERREIRA, Paulo Vanderlei. **Estatística experimental aplicada à agronomia**. Edufal, 1991.

FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FRANÇA, Danilo Costa de. **Provas de cargas estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (Estações)**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

GABRIELAITIS, Linas; PAPINIGIS, Vytautas; ŽARŽOJUS, Gintaras. **Estimation of settlements of bored piles foundation**. Procedia Engineering, v. 57, p. 287-293, 2013.

GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. G. Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. Proceedings of the 4th **International Conference of Soil Mechanics e Foundation Engineering**, London, v. 1, p. 35-39, 1957.

GODOY, N.S. Interpretação de Provas de Carga em Estacas. Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré- Moldadas. São Paulo. **Anais ABMS**. p.25-60. 1983.

GUIMARÃES, Elisete. **Caracterização de solos basálticos através de análises química e espectroscópica em laboratório e por satélite**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná. 2006.

GUPTA, S.P. e JAIN, G.S. A Comparative Study of Multi- Underreamed Pile with Large Diâmeter Pile in Sandy Soils, 3rd Budapest **Conference of Soil Mechanics e Foundation Engineering**. Budapest, vol 1, p.563- 570. 1969.

HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. **Soils Foundation**, v. 36, n. 4, p. 1-9, 1996.

HUNT, R. E. **Geotechnical investigation methods: a field guide for geotechnical engineers**. CRC Press: Taylos e Francis Group, 2006.

IBGE. **Indicadores de Desenvolvimento Sustentável**. 2017. Disponível em: <<https://sidra.ibge.gov.br/pesquisa/ids/tabelas>>. Acesso em: 26 mar. 2017.

ILAMPARUTHI, K.; DICKIN, E. A. **The influence of soil reinforcement on the uplift behaviour of belled piles embedded in sand**. Geotextiles and Geomembranes, v. 19, p. 1-22, 2001.

JAIN, G.S.; MURTHY, V.N.S.; MOHAN, D. Design and Construction of Multi-underreamed Piles, Proc. 7th Int. **Conference of Soil Mechanics e Foundation Engineering**, México. vol 2, p.183-186. 1969.

JOHN, V. M. **Reciclagem de resíduos na construção civil: contribuição à metodologia de pesquisa e desenvolvimento**. (Tese de Livre Docência). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.

KASSOUF, Roberto. **Análise de prova de carga em tubulão a céu aberto submetido a esforço horizontal em solo não saturado de diabásio da região de Campinas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas. 2012.

KNAPPET, J. A e CRAIG R. F. **Mecânica dos solos**. Tradução Amir Elias Abdalla Kurban. 8. Ed. Rio de Janeiro:LTC, 2016.

KOU, Hai-lei; GUO, Wei; ZHANG, MING-yi; XU, Yi-qing. **Axial resistance of long rock-socketed bored piles in stratified soils**. Ocean Engineering, n. 114, p. 58-65, 2016.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert. **Soil Mechanics**. John Wiley and Sons. 553p., 1969.

LIAO, S.; WHITMAN, R. V. Overburden correction factors for SPT in sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division.**, ASCE, v. 112, n. 3, p. 373-377, 1986.

LUTENEGGER, A. J.; KELLEY, S. P. Standard Penetration Tests With Torque Measurement. In: **Geotechnical Site Characterization**. Proceedings. Balkema. Atlanta, USA. p. 939-945. 1998.

MACHADO, Michelle Christini de Brito. **Tratamento de solos argilosos moles por mistura de cimento em profundidade**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2016.

MARQUES, Juliane Andréia Figueiredo. **Estudos de estacas escavadas de pequeno diâmetro, com bulbos, instrumentadas em profundidade, em terrenos sedimentares**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

MARTIN, R.E. e DESTEPHEN, R.A. Large Diameter Double Underreamed Drilled Shafts. **Journal of Geotechnical Engineering** (ASCE), vol.109, n 8, p.1082-1098. 1983.

MASSAD, Façal. **Escavações a céu aberto em solos tropicais**. Oficina de textos, 2005.

MASSAD, Façal. **Mecânica dos solos experimental**. Oficina de Textos, 2016.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. Oficina de textos, 2010.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudos de caso, exemplos**. Pini, 2006.

MELLO, VICTOR F.B. DE. **Deformações como base fundamental de escolha da fundação**. Geotecnia, v. 5, n. 12, p. 55-75, 1975.

MILITITSKY, J. Provas de carga estáticas. In: **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, 2., São Paulo, 1991. Anais. V.2, p.203-228. 1991.

MOHAN, D. e JAIN, G.S. Bearing Capacity of Bored Piles in Expansive Clays, 5th **ICSMFE**, Paris, vol 2, p.117-121. 1961.

MOHAN, D., JAIN, G.S.; SHARMA, D. Bearing Capacity of Multipli Underreamed Bored Piles, Proc. 3rd Asian Region. **Conference of Soil Mechanics e Foundation Engineering**. Haifa, vol 1, p.103-106. 1967.

MURFF, J. D. **Undrained and partially drained behaviour of end bearing piles and bells founded in untreated calcarenite**. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v. 13, n. 3, p. 327-330, 1989.

NAGARAJ, T. S.; MIURA, N. **Soft Clay Behaviour: Analysis and Assessment**. A. A. Balkema. 303p., 2001.

NASCIMENTO, Ney Augusto; BRANDI, José Luiz Gonçalves. **Solos moles reforçados com estacas de areia: do experimento ao canteiro de obra**. In: Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, V, 2009. Pelotas. Anais... Pelotas: UCPEL, 2009.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECHI, P.R. Verificação de desempenho. In: Hachich *et al.* editores; **Fundações Teoria e Prática**, ed. PINI. Cap. 20. p.723-751. 1996.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação; limitações do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática**. In 15ª Reunião de Pavimentação, Belo Horizonte – Minas Gerais. 1980.

ORTIGÃO, José A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. LTC, 2007.

PEIXOTO, Anna Silvia Pacheco. **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações**. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RANZINI, S.M.T. **Capacidade-de-carga de estacas a partir da medida do atrito lateral no SPTF**. Palestra. Instituto de Engenharia. ABMS. São Paulo. 2000.

RANZINI, S.M.T. SPTF : 2ª parte. **Solos e Rochas**. Vol. 17, p. 189-190.1994.

RANZINI, S.M.T. SPTF. **Solos e Rochas**. Vol. 11, p. 29-30. 1988.

REIS, Gleice S.; MIZUSAKI, Ari; ROISENBERG, Ari; RUBERT, Rogério R. **Formação Serra Geral (Cretáceo da Bacia do Paraná): um análogo para os reservatórios ígneo-básicos da margem continental brasileira**. Pesquisas em Geociências, v. 41, n. 2, p. 155-168, 2014.

ROBSON, Colin. **Real World Research: a resource for social scientists and practitioner researches**. 2 ed. Blackwell. 2002.

RODARTE, Luciano Serra. **Estimativa de deslocamentos verticais de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da cidade de Lavras, MG**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola), Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2014.

RUVER, C. A.; CONSOLI, N. C. Estimativa do módulo de elasticidade em solos residuais através de resultados de sondagens SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13., 2006, Curitiba. **Anais**. São Paulo: ABMS, p. 601-606. 2006.

SALGADO, Rodrigo. **The engineering of foundations**. New York: McGraw-Hill, 2008.

SANCHES, Sara Inês Diegues Pimentel. **Reforço de solos moles de fundação de aterro em deep soil mixing: modelação de caso de estudo**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2013.

SANTOS, Túlia Ribeiro da Silva. **Atrito lateral e resistência da base em tubulões a céu aberto em solos colapsíveis**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. 2001.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, Carlos Eduardo Ferreira da. **Estudo da distribuição de cargas ao longo do fuste e na base do tubulão**. 88 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2000.

SILVA, Edna Lúcia da; MENEZES, Estera Muszkat. **Metodologia da pesquisa e elaboração de dissertação**. 3 ed. Florianópolis: Laboratório de Ensino a Distância UFSC, 2001.

SKEMPTON, A.W. Standard Penetration Test Procedures and effects in Sands of overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Over Consolidation. **Géotechnique**, Vol. 36, n.3, p. 425-447. 1986.

SKEMPTON, A.W. The bearing capacity of clays. **Proc. Building Research Congress**, p. 180-189, London. 1951.

SOARES, Fábio Lopes. **Análise de provas de carga dinâmica em tubulões a céu aberto no campo experimental de fundações da EESC/USP**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2002.

SONPAL, R. C. e THAKKAR, N.S. Model Under-Reamed Pile Load Tests, 5th **Southeast Asian Conference on Soil Engineering**. Thailand. p.133-140. 1977.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH *et al.* eds. **Fundações Teoria e Prática**. São Paulo, PINI. Cap. 7, p. 227-264. 1998.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical soil mechanics**. Nova Iorque. John Wiley and Sons. 510p., 1943.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph Brazelton; MESRI, Gholamreza. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3rd ed. John Wiley and Sons. 512p., 1996.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2nd Edition, John Wiley, New York. 1967.

THÁ, Pedro de Carvalho. **Estudo das condições de fluxo pela barragem de terra da margem esquerda de Itaipu**. 117 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

VAN DER VEEN. The Bearing Capacity of a Pile. In: 3 rd **ICSMFE**. vol. 2. p.84-90. 1953.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

VELLOSO, D.; LOPES F. R. Concepção de obras de fundação. In: ABMS, ABEF. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, 2011. p. 211-226.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**. Nova Edição. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. **Foundation Engineering Handbook**. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold, Cap. 3, p. 121-147. 1975.

VILAR, O. M.; BUENO, B. S. **Mecânica dos solos**. SP: USP, 1985.

WHITAKER, T. e COOKE, R.W. Bored Piles with Bases in London Clay, Proc. of 6th **ICSMFE**, Montreal, vol 2, p.342-346. 1965.

WRI – 1998. World Resources 1998-99: **Environmental Change and Human Health**. World Resources Institute. Washington, WRI. 1998.