

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

PEDRO DANIEL UCHÔA DANTAS

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS DO TIPO HÉLICE
CONTÍNUA EXECUTADAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

**Recife
2018**

PEDRO DANIEL UCHÔA DANTAS

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS DO TIPO HÉLICE
CONTÍNUA EXECUTADAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

Dissertação apresentada ao Programa de
Pós-graduação de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Pernambuco
para obtenção do título de Mestre

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Professor Dr. Roberto Quental
Coutinho

**Recife
2018**

Catálogo na fonte
Bibliotecária: Neide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

- D192a Dantas, Pedro Daniel Uchôa.
Análise de provas de carga estática em estacas do tipo Hélice Contínua executadas na Região Metropolitana do Recife / Pedro Daniel Uchôa Dantas. – Recife, 2018.
223 f., il., figs., gráfs., tabs.
- Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.
- Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências, Apêndices e Anexo.
1. Engenharia Civil. 2. Capacidade de Carga. 3. Estaca Hélice Contínua. 4. Prova de Carga Estática (PCE). I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS DO TIPO HÉLICE
CONTÍNUA EXECUTADAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

defendida por

Pedro Daniel Uchôa Dantas

Considera o candidato APROVADO

Recife, 09 de março de 2018

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho – UFPE
(orientador)

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão – UPE
(examinador externo)

Prof. Dr. Wilson Cartaxo Soares – UNIPÊ
(examinador externo)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pelo seu amor incondicional e por estar sempre ao meu lado. A conclusão desta etapa somente foi possível graças a Ele.

A minha esposa Yasmin Menezes Castro, por seu carinho durante essa caminhada, além das constantes palavras de incentivo e encorajamento nos momentos em que estive extenuado.

Aos meus Pais que sempre priorizaram a minha educação familiar e escolar, não medindo esforços e recursos para que eu dispusesse de um ensino de qualidade. Aos irmãos e amigos por toda confiança depositada em mim.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) e ao Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres (GEGEP) pela estrutura e assessoria disponibilizada.

Ao Professor Roberto Quental Coutinho, pelo apoio e orientação nesta dissertação, como também pelos grandes ensinamentos passados em suas aulas.

Aos Engenheiros Jamesson Poroca e Leandro Ignacio da Ensolo – Engenharia de Solos e Fundações LTDA, pela disponibilização dos dados para esta pesquisa. Ao Professor Alexandre Duarte Gusmão da Gusmão Engenheiros Associados LTDA, por também fornecer materiais que viabilizaram este estudo. Ao Engenheiro Philippe Beno da Rincen BTP Brasil, ao permitir a conciliação do meu cargo na empresa com os estudos, além da grande contribuição na disposição de dados para pesquisa.

Por fim, agradeço a todos que colaboraram direta ou indiretamente para minha formação profissional e conclusão deste mestrado.

RESUMO

Este trabalho objetiva a avaliação de desempenho dos métodos de cálculo de capacidade de carga em estacas Hélice Contínua Monitorada (HCM) localizadas na Região Metropolitana do Recife (RMR). Inicialmente, se coletaram dados de obras distribuídas na RMR, dentre os quais destacam-se as sondagens aliadas ao *Standard Penetration Test* (SPT) e os resultados de Provas de Carga Estáticas (PCE), que são informações essenciais para os cálculos de capacidade de carga do sistema solo-fundação e interpretação da curva carga x recalque, respectivamente. Para cálculos de capacidade de carga foram adotados os métodos semi-empíricos mais difundidos no cenário geotécnico e os específicos para estacas HCM: Aoki & Velloso (1975); o mesmo método com contribuições de Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1997); Décourt & Quaresma (1978, 1996a); Antunes & Cabral (1996); e o método de Alonso (1996). Para análise das provas de carga foram aplicados métodos consagrados de interpretação do ensaio e extrapolação da carga de ruptura: Van der Veen (1953); o mesmo método modificado por Aoki (1976); e o método da Rigidez (1996b, 2008). Previamente à realização dos cálculos, foram definidas algumas etapas da metodologia da pesquisa, que consistiu no processamento dos dados, na caracterização geológica e geotécnica da área de estudo e, por fim, na aplicação dos métodos supracitados. O processamento dos dados visou eliminar possíveis *outliers* e dados inconsistentes; a caracterização da área de estudo resultou na divisão das unidades geológicas de depósitos flúvio-Lagunares (Qfl), as praias holocênicas (Qh) e as praias pleistocênicas modificadas (Qpm), nas quais cada unidade foi subdividida de acordo com os perfis geotécnicos de distribuição de camadas (P1, P2 e P3). Por fim, foram realizados os procedimentos de cálculos com auxílio de planilha Excel. Os resultados de previsão da capacidade de carga foram comparados com o obtido pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976), que foi escolhido por apresentar ajustes mais adequados e confiáveis em relação aos outros métodos. Essa avaliação ocorreu mediante a análise de gráficos de dispersão e de barra, além de informações estatísticas do tipo média, desvio padrão e coeficiente de variação, sendo avaliada a acurácia do cálculo e dispersão dos resultados. Ainda foram incorporadas novas provas de carga, do banco de dados de Oliveira (2013), que permitiram um acréscimo à análise estatística. A metodologia de Aoki & Velloso (1975) demonstrou maior imprecisão nos cálculos, e consequentemente, menor confiabilidade em relação aos outros métodos. As contribuições de Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1997) proporcionaram melhoria na metodologia de Aoki & Velloso (1975), mediante a redução da dispersão e aumento da acurácia do cálculo, contudo, as previsões ainda se mostraram superiores à carga de ruptura extrapolada, e, portanto, contra a segurança. O método de Alonso (1996) demonstrou uma redução da dispersão, porém, com previsões de capacidade de carga ainda superiores a carga de ruptura extrapolada. As metodologias de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) e Antunes & Cabral produziram resultados com maior acurácia e convergência, demonstrando bons comportamentos nas análises parciais (cada grupo geológico) e na avaliação geral.

Palavras-chave: Capacidade de carga. Estaca hélice contínua. Prova de carga estática (PCE).

ABSTRACT

This work aims to evaluate the performance of load capacity calculating methods in Continuous Flight Auger (CFA) piles located in the Metropolitan Region of Recife. Initially, data was collected from constructions distributed in the Metropolitan Region of Recife, among which it was highlighted the Standard Penetration Test and the results of Static Load Tests, as information for the respective calculation of load capacity of the soil-foundation system and interpretation of the load-settlement curve. At the calculations of load capacity, it was chosen the most widespread methods in the geotechnical scenario and the specific methods for CFA cuttings: Aoki & Velloso (1975); the same method with contributions from Laprovitera (1988), Benegas (1993) and Monteiro (1997); Décourt & Quaresma (1978, 1996a); Antunes & Cabral (1996); and the Alonso method (1996). For the analysis of the load tests, it was applied methods of interpretation of the test and extrapolation of the load of rupture: Van der Veen (1953); the same method modified by Aoki (1976); and the Rigidity method (1996b, 2008). Prior to the calculation, some stages of the research methodology were defined, which consisted of data processing, geological and geotechnical characterization of the study area and, finally, application of the methods already mentioned. Data processing was aimed at eliminating possible outliers and inconsistent data; the characterization of the study area resulted in the division of the geological units of fluvio-Lagunares deposits (Qfl), holocenic beaches (Qh) and modified pleistocênica beaches (Qpm), in which each unit was subdivided according to geotechnical profiles of the distribution of layers (P1, P2 and P3); finally, the calculation procedures were carried out with the aid of an Excel spreadsheet. Load capacity prediction results were compared with those obtained by the Van der Veen method modified by Aoki (1976), which was chosen because it presented more adequate and reliable adjustments in relation to the other methods. This comparative evaluation was performed through the analysis of dispersion graphs, bar graphs and statistical information: average, standard deviation and coefficient of variation. The accuracy of the calculation and dispersion results were also evaluated. New load tests were incorporated from the Oliveira database (2013), which allowed an improvement in the statistical analysis. The Aoki & Velloso (1975) methodology demonstrated greater imprecision in the calculations, and, consequently, less reliability in relation to the other methods. The contributions of Laprovitera (1988), Benegas (1993) and Monteiro (1997) provided an improvement in the methodology of Aoki & Velloso (1975), by reducing the dispersion and increasing the accuracy of the calculation, however, the forecasts were still higher than the load of extrapolated rupture, and thus against safety. The Alonso method (1996) demonstrated a reduction of the dispersion, however, with load capacity predictions still higher than the extrapolated rupture load. The methodologies of Décourt & Quaresma (1978, 1996a) and Antunes & Cabral produced results with greater accuracy and convergence, showing good behavior in the partial analyzes (each geological group) and in the general evaluation.

Keywords: Load capacity. Continuous flight auger. Static load tests.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Equipamento para sondagem SPT automatizada	28
Figura 2 - Procedimento da sondagem SPT	31
Figura 3 - Processo de cravação do amostrador	32
Figura 4 - Sistema manual de sondagem SPT	34
Figura 5 - Perfil de sondagem SPT	35
Figura 6 - Perfil característico da obra em Igarassu	37
Figura 7 - Perfil característico da obra do Cabo de Santo Agostinho	38
Figura 8 - Tipos de fundações superficiais	39
Figura 9 - Tipos de fundações profundas	40
Figura 10 - Tipos de fundações mistas.....	40
Figura 11 - Execução da estaca HCM.....	43
Figura 12 - Processo executivo da estaca HCM.....	44
Figura 13 - Perfil de execução da estaca HCM	45
Figura 14 - Distribuição das cargas em estacas (informação pessoal)	47
Figura 15 - Resistência de ponta segundo Monteiro (1997)	52
Figura 16 - Tipos de sistemas de reação para ensaio PCE.....	59
Figura 17 - Equipamentos de ensaio PCE	61
Figura 18 - Carga de ruptura convencional segundo ABNT NBR 6122 (2010)	69
Figura 19 - Mapa geral das provas de carga	74
Figura 20 - Mapa local das provas de carga - Cabo de Santo Agostinho e Reserva do Paiva.....	75
Figura 21 - Mapa local das provas de carga – Barra de Jangada, Candeias e Piedade.....	75
Figura 22 - Mapa local das provas de carga – Boa Viagem e Pina	76
Figura 23 - Mapa local das provas de carga – Centro do Recife, Torre, Graças, Poço da Panela, Casa Forte, Parnamirim, Tamarineira, Rosarinho, Encruzilhada e Boa Vista.....	76
Figura 24 - Mapa local das provas de carga – Igarassu	77
Figura 25 - Tipos de perfis geotécnicos.....	79
Figura 26 - Distribuição das unidades geológicas e perfis geotécnicos	91
Figura 27 - Perfil de distribuição das camadas tipo 1	92

Figura 28 - Perfil de distribuição das camadas tipo 2	93
Figura 29 - Perfil de distribuição das camadas tipo 3	94

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva carga x recalque.....	60
Gráfico 2 - Comportamentos em Provas de Carga.....	63
Gráfico 3 - Representação do método de Van der Veen (1953)	64
Gráfico 4 - Representação do método de Van der Veen modificado por Aoki (1976)	66
Gráfico 5 - Conversão da PCE para o gráfico de rigidez	67
Gráfico 6 - Solução gráfica do método de Van der Veen (1953)	84
Gráfico 7 - Solução gráfica do método de Van der Veen modificado por Aoki (1976)	85
Gráfico 8 - Ponto de regressão do método da Rigidez (1996b, 2008)	86
Gráfico 9 - Extrapolação pelo método da Rigidez (1996b, 2008)	87
Gráfico 10 - Limite inferior do atrito lateral do método da Rigidez (1996b, 2008)	87
Gráfico 11 - Curva da PCE ajustada pelo método da Rigidez (1996b, 2008)	88
Gráfico 12 - Ajuste linear pelo método da Rigidez (1996b)	89
Gráfico 13 - Comparativo entre extrapolação e prova de carga	89
Gráfico 14 - Conceito de carga convencionada da ABNT NBR 6122 (2010)	90
Gráfico 15 - Curva carga x recalque da PCE-54	98
Gráfico 16 - Análise da PCE-54 por Van der Veen (1953)	98
Gráfico 17 - Análise da PCE-54 por Van der Veen modificado por Aoki (1976).....	99
Gráfico 18 - Análise da PCE-54 pelo método da Rigidez (1996b, 2008)	99
Gráfico 19 - Análise da PCE-54 pelo conceito da ABNT NBR 6122 (2010).....	100
Gráfico 20 - Comparativo entre os métodos de extrapolação para PCE-54	100
Gráfico 21 - Comparativo entre os métodos de extrapolação para PCE-47 e PCE-97	106
Gráfico 22 - Comparativo geral dos métodos de extrapolação	107
Gráfico 23 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qfl, GS....	108
Gráfico 24 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qfl, SP	109
Gráfico 25 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qfl, GS e SP	109
Gráfico 26 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qfl, GS.....	110

Gráfico 27 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qfl, SP	111
Gráfico 28 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qfl, GS e SP	111
Gráfico 29 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qfl, GS	112
Gráfico 30 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qfl, SP	113
Gráfico 31 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qfl, GS e SP	113
Gráfico 32 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qfl, GS	114
Gráfico 33 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qfl, SP	115
Gráfico 34 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qfl, GS e SP	115
Gráfico 35 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qfl, GS	116
Gráfico 36 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qfl, SP	117
Gráfico 37 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qfl, GS e SP	117
Gráfico 38 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qfl, GS	118
Gráfico 39 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qfl, SP	119
Gráfico 40 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qfl, GS e SP	119
Gráfico 41 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qh, GS ...	122
Gráfico 42 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qh, SP	123
Gráfico 43 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qh, GS e SP	123
Gráfico 44 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qh, GS	124
Gráfico 45 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qh, SP	125
Gráfico 46 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qh, GS e SP	125
Gráfico 47 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qh, GS	126

Gráfico 48 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qh, SP	127
Gráfico 49 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qh, GS e SP	127
Gráfico 50 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qh, GS.....	128
Gráfico 51 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qh, SP	129
Gráfico 52 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qh, GS e SP	129
Gráfico 53 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qh, GS	130
Gráfico 54 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qh, SP	131
Gráfico 55 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qh, GS e SP	131
Gráfico 56 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qh, GS	132
Gráfico 57 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qh, SP	133
Gráfico 58 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qh, GS e SP	133
Gráfico 59 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qpm, GS	136
Gráfico 60 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qpm, SP.	137
Gráfico 61 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qpm, GS e SP	137
Gráfico 62 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qpm, GS.....	138
Gráfico 63 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qpm, SP	139
Gráfico 64 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qpm, GS e SP	139
Gráfico 65 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qpm, GS ..	140
Gráfico 66 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qpm, SP...	141
Gráfico 67 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qpm, GS e SP	141
Gráfico 68 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qpm, GS.....	142

Gráfico 69 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qpm, SP	143
Gráfico 70 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qpm, GSP.....	143
Gráfico 71 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qpm, GS	144
Gráfico 72 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qpm, SP	145
Gráfico 73 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qpm, GS e SP	145
Gráfico 74 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qpm, GS	146
Gráfico 75 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qpm, SP	147
Gráfico 76 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qpm, GS e SP	147
Gráfico 77 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) após adição de novos dados – Qfl, GS	153
Gráfico 78 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) após adição de novos dados – Qfl, SP	153
Gráfico 79 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) após adição de novos dados – Qfl, GS.....	154
Gráfico 80 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) após adição de novos dados – Qfl, SP	154
Gráfico 81 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) após adição de novos dados – Qfl, GS	155
Gráfico 82 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) após adição de novos dados – Qfl, SP	155
Gráfico 83 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) após adição de novos dados – Qfl, GS	156
Gráfico 84 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) após adição de novos dados – Qfl, SP	156
Gráfico 85 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) após adição de novos dados – Qfl, GS	157
Gráfico 86 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) após adição de novos dados – Qfl, SP.....	157

Gráfico 87 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) após adição de novos dados – Qfl, GS	158
Gráfico 88 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) após adição de novos dados – Qfl, SP	158
Gráfico 89 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) após adição de novos dados – Qfl, GS e SP	159
Gráfico 90 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) após adição de novos dados – Qfl, GS e SP	159
Gráfico 91 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) após adição de novos dados – Qfl, GS e SP	160
Gráfico 92 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) após adição de novos dados – Qfl, GS e SP	160
Gráfico 93 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) após adição de novos dados – Qfl, GS e SP	161
Gráfico 94 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Alonso (1996) após adição de novos dados – Qfl, GS e SP	161

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo dos ensaios <i>in Situ</i>	27
Tabela 2 - Estados de compacidade e de consistência	33
Tabela 3 - Vantagens e desvantagens da estaca HCM	46
Tabela 4 - Valores de k e α – 1º método	49
Tabela 5 - Valores de F_1 e F_2 – 1º método	49
Tabela 6 - Valores de k e α – 2º método	50
Tabela 7 - valores de F_1 e F_2 – 2º método	50
Tabela 8 - Valores de k e α – 3º método	51
Tabela 9 - Valores de F_1 e F_2 – 3º método	51
Tabela 10 - valores de k – 4º método	53
Tabela 11 - valores de α' – 4º método	54
Tabela 12 - valores de β' – 4º método	54
Tabela 13 - Valores de β'_1 e β'_2 – 5º método	55
Tabela 14 - Valores de β' – 6º método	56
Tabela 15 - Resumo das PCEs	71
Tabela 16 - Unidades geológicas do Recife	78
Tabela 17 - Caracterização geológica/ geotécnica do estudo	80
Tabela 18 - Valores de β'_1 e β'_2 adotados	83
Tabela 19 - Capacidade de carga pelos Métodos semi-empíricos - Parte A	95
Tabela 20 - Capacidade de carga pelos Métodos semi-empíricos - Parte B	96
Tabela 21 - Análise das Provas de Carga	101
Tabela 22 - Extrapolação por Van der Veen	103
Tabela 23 - Confiabilidade para o método de Van der Veen	103
Tabela 24 - Confiabilidade para o método da Rigidez	105
Tabela 25 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} (Q_{fl} , GS e SP)	120
Tabela 26 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} (Q_h , GS e SP)	134
Tabela 27 - Cenário sem PCE-65 e PCE-77	135
Tabela 28 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} (Q_{pm} , GS e SP)	148
Tabela 29 - Informações extraídas da dissertação de Oliveira (2013)	150
Tabela 30 - Capacidade de carga pelos Métodos semi-empíricos para novos dados - Parte A	151

Tabela 31 - Capacidade de carga pelos Métodos semi-empíricos para novos dados - Parte B.....	152
Tabela 32 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} para novo conjunto (Q_{fl} , GS e SP).....	162
Tabela 33 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} – União Q_{fl} e Q_h	167
Tabela 34 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} – União Q_{fl} , Q_h e Q_{pm}	167

LISTA DE SÍMBOLOS

Q_{UC}	capacidade de carga calculada
Q_{UE}	carga de ruptura extrapolada
Q_{CV}	carga de ruptura convencionada
Q_{ult}	carga de ruptura
Q_{ENS}	carga de ensaio da prova de carga estática
ε	eficiência
GS	grupo de sondagens
N_1	índice de resistência na ponta da estaca (NSPT)
N_2	índice de resistência lateral da estaca (NSPT)
Δl	variação do comprimento da estaca
k e α	coeficientes em função do tipo de solo
F_1 e F_2	fatores de segurança do método de Aoki & Velloso (1975)
Q_P	capacidade de carga da ponta da estaca
Q_S	capacidade de carga por atrito lateral
A_p	área de ponta da estaca
A_s	área da superfície lateral da estaca
α' e β'	coeficientes em função do tipo de solo e estaca
U	perímetro da estaca
β'_1 e β'_2	coeficientes em função do tipo de solo
$q_{p,ult}$	resistência de ponta pelo método de Alonso (1996)
T_{ult}	resistência lateral
S ou ρ	recalques na prova de carga estática
a	coeficiente que define o formato da curva do método de Van der Veen (1953)
b	coeficiente relativo ao intercepto no eixo dos recalques, proposto por Aoki (1976)
e	base dos logaritmos naturais
$\ln$	logaritmo natural

RIG	relação do recalque com a respectiva carga, proveniente da prova de carga estática
Δr	recalque de ruptura convencional
L	comprimento da estaca
A	área da seção transversal da estaca
E	módulo de elasticidade do material da estaca
D ou $\varnothing$	diâmetro do círculo circunscrito à estaca
R^2	coeficiente de correlação
Qfl	unidade geológica – depósitos flúvio-lagunares
Qh	unidade geológica – praias holocênicas
Qpm	unidade geológica – praias pleistocênicas modificadas
C1	relação entre a carga de ruptura extrapolada pela carga de ensaio
GS	grupo de sondagens em torno da prova de carga
SP	sondagem próxima da prova de carga

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	APRESENTAÇÃO GERAL	20
1.2	IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA	21
1.3	OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	22
1.3.1	Objetivo Geral	22
1.3.2	Objetivo Específico	22
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	23
2	INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO E SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO	24
2.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	24
2.1.1	Sondagem à Percussão com Medidas de N_{SPT}.....	28
2.1.1.1	Visão Geral.....	28
2.1.1.2	Procedimentos	31
2.2	BREVE CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA.....	36
2.3	FUNDAÇÕES.....	39
2.3.1	Estaca Hélice Contínua Monitorada.....	42
2.3.2	Capacidade de Carga	46
2.3.2.1	Método de Aoki & Velloso (1975)	48
2.3.2.2	Contribuição de Laprovitera (1988); Benegas (1993)	50
2.3.2.3	Contribuição de Monteiro (1997)	51
2.3.2.4	Método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a)	52
2.3.2.5	Método de Antunes & Cabral (1996)	54
2.3.2.6	Método de Alonso (1996)	55
2.3.3	Prova de Carga Estática (PCE)	57
2.3.4	Análise e Interpretação da PCE.....	61
2.3.4.1	Método de Van der Veen (1953).....	64
2.3.4.2	Contribuição de Aoki (1976)	65
2.3.4.3	Método da Rigidez (1996b, 2008).....	66
2.3.4.4	Consideração da ABNT NBR 6122 (2010)	68
3	METODOLOGIA DO ESTUDO	70
3.1	PROCESSAMENTOS DOS DADOS	70

3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DA ÁREA DE PESQUISA	77
3.3	CÁLCULOS DE CAPACIDADE DE CARGA.....	81
3.4	ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA.....	83
4	ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA E RESULTADOS.....	91
4.1	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS BASEADOS EM SONDAgens SPT.....	95
4.2	MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE	97
4.3	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS NA UNIDADE GEOLÓGICA DE DEPÓSITOS FLÚVIO-LAGUNARES (Q _{fl})	108
4.4	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS NA UNIDADE GEOLÓGICA DE PRAIAS HOLOCÊNICAS (Q _h)	121
4.5	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS NA UNIDADE GEOLÓGICA DE PRAIAS PLEISTOCÊNICAS MODIFICADAS (Q _{pm})	136
4.6	INCORPORAÇÃO DO BANCO DE DADOS DE OLIVEIRA (2013)	149
4.7	AVALIAÇÃO DA AMOSTRA TOTAL	166
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	169
5.1	CONCLUSÕES	169
5.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	172
	REFERÊNCIAS.....	173
	APÊNDICE A – Tabelas da amostra total	176
	APÊNDICE B – Gráficos de dispersão da amostra total	181
	APÊNDICE C – Gráficos de barra da amostra total	187
	APÊNDICE D – Comparativo entre os métodos de extrapolação	193
	ANEXO – Resultados de Provas de Carga Estáticas	201

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO GERAL

A execução de fundações profundas é uma prática usual da engenharia devido às elevadas cargas frequentes nas construções e, conseqüentemente, da necessidade de garantir fundações seguras que tenham bom desempenho. Esta utilização está ligada diretamente às condições geológicas/geotécnicas da obra, logo, as fundações indiretas são usualmente adotadas em detrimento das diretas em áreas cujos solos possuem as primeiras camadas de baixa resistência, e camadas profundas que geralmente possuem boa capacidade de carga de suporte. Nestas situações, a escolha por estacas se torna a melhor opção, sendo a Hélice Contínua Monitorada (HCM) um tipo de estaca amplamente utilizada na Região Metropolitana do Recife (RMR).

Previamente à execução das estacas é necessário calcular a capacidade de carga do sistema solo-estaca, procedimento este realizado em nosso país, costumeiramente, através de métodos semi-empíricos, divulgados há décadas no Brasil. Embora não exista um método específico para a região do Recife, faz-se uso dos mais difundidos e que mostram bons desempenhos em pesquisas e projetos de engenharia, ficando a critério do projetista qual método se enquadra melhor nas características regionais.

Para realização destes cálculos é necessário ter os índices de resistência do solo, que na prática da engenharia de fundações é obtido através dos ensaios *Standard Penetration Test* (SPT) aliados a sondagens. O índice em questão é o N_{SPT} , que é uma medida de resistência indireta e funciona como dado de entrada para os métodos semi-empíricos de cálculo da capacidade de carga. Além desse índice, é preciso informar o tipo de solo no qual o elemento está inserido e esta informação é obtida também através das sondagens. Dessa forma, é evidente a importância do programa de investigação geotécnica, que é o alicerce para a escolha do tipo de fundação, cálculo da capacidade de carga e desenvolvimento do projeto.

Após estas etapas, inicia-se a execução propriamente dita das fundações, que podem ser do tipo rasas e/ou profundas a depender das diretrizes do projeto de fundações.

A posteriori, ou durante a construção das fundações, realizam-se ensaios para atestar o desempenho dos elementos no solo e neste cenário, a Prova de Carga Estática (PCE) se mostra como ensaio mais tradicional e ainda muito adotado pelos projetistas. A partir dela, podemos ter as informações de deslocamentos mediante a aplicação de carga em estágios pré-definidos com uma determinada duração. É neste momento que se verifica o desempenho dos elementos mediante as solicitações (carregamentos) para realizar eventuais ajustes e revisões no projeto.

Além deste ensaio podemos citar outros, como a prova de carga dinâmica (PDA), o ensaio de integridade (PIT) e o ensaio de auscultação sônica, como instrumentos importantes no controle de qualidade das fundações, mas que não são objetos desta dissertação e por isso não serão descritos.

1.2 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA

O cenário apresentado é a rotina de projetistas e engenheiros geotécnicos, porém, o conjunto de informações coletadas para esta dissertação viabiliza uma verificação de desempenho dos métodos de cálculo de capacidade de carga, mediante a avaliação de 45 PCEs em estacas HCM localizadas na RMR. Além de permitir uma análise estatística que nem sempre é possível, devido à pequena quantidade de ensaios realizados nas obras, uma vez que, na maioria das vezes, somente um ensaio é feito por empreendimento.

O resultado do estudo, em princípio, fornece informações primordiais sobre a utilização de estacas HCM e sobre os resultados das provas de carga, a partir de um diagnóstico do comportamento deste tipo de fundação em uma área delimitada e conhecida.

Apesar do uso da estaca HCM ser uma prática recorrente da região e das condições geológicas/geotécnicas serem mais entendidas, o estudo apresenta indicações de quais os melhores métodos de cálculo de capacidade de carga a serem empregados na RMR e se há necessidade de modificações ou ajustes nas

formulações originais a fim de adequá-los à área de aplicação, portanto, esta dissertação fornece informações prévias para previsão da capacidade de carga, que constitui uma das principais decisões nos projetos de fundações.

Outra abordagem importante, diz respeito ao comportamento das provas de carga que compõem o banco de dados deste estudo, onde foram avaliados os métodos para interpretação e extrapolação do gráfico carga x recalque, fornecendo, por conseguinte, informações alusivas à confiabilidade na extrapolação da carga de ruptura.

1.3 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

1.3.1 Objetivo Geral

Essa pesquisa tem como propósito principal verificar o desempenho dos métodos de previsão de capacidade de carga, a partir da avaliação dos resultados, obtidos pelos cálculos das sondagens geotécnicas, com as análises das provas de carga estática.

1.3.2 Objetivo Específico

- A. Obter a capacidade de carga (Q_{UC}) pelos métodos semi-empíricos, baseado nas sondagens geotécnicas;
- B. Obter a carga de ruptura extrapolada (Q_{UE}) e carga de ruptura convencionada (Q_{CV}), a partir da extrapolação da curva carga x recalque;
- C. Comparar os resultados de capacidade de carga (Q_{UC}) e da carga de ruptura extrapolada (Q_{UE});
- D. Verificar o desempenho dos métodos em subgrupos da amostra, separados pelas características geológicas/geotécnicas;

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este documento está dividido em cinco capítulos dissertativos.

O capítulo 1 refere-se à introdução da dissertação, apresentando uma visão geral sobre o assunto tratado, a importância da pesquisa, os objetivos que se deseja alcançar e a estrutura do documento.

No capítulo 2 são abordados os principais conceitos do estudo das fundações, iniciando pelo tema da investigação geotécnica, com enfoque nas sondagens a percussão e ensaios SPT. O tema seguinte compreende uma breve caracterização geológica e geotécnica de Recife. Na sequência são descritas as fundações com ênfase na estaca do tipo hélice contínua monitorada e são apresentados os métodos semi-empíricos adotados para o cálculo de capacidade de carga (Q_{uc}), como método de Aoki & Velloso (1975); o mesmo método com contribuição de Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1997); método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a); método de Antunes & Cabral (1996); e o método de Alonso (1996). O próximo tópico trata das Provas de Carga Estática (PCE), abordando a importância do ensaio, os procedimentos executivos e os métodos escolhidos para interpretação e/ou extrapolação da curva carga x recalque, como o método de Van der Veen (1953); o mesmo método modificado por Aoki (1976); o método da Rigidez (1996b, 2008); e o conceito descrito na ABNT NBR 6122 (2010).

No capítulo 3 é detalhada a metodologia aplicada na dissertação, que se estrutura na coleta de dados; filtragem da amostra; descarte inicial de dados inconsistentes; breve introdução dos grupos geológicos/geotécnicos dos subsolos que compõem o estudo; realização dos cálculos de capacidade de carga (Q_{uc}), com base nas sondagens SPT; interpretação das provas de carga e aplicação dos métodos de extrapolação da curva carga x recalque.

No capítulo 4 são analisados os métodos de previsão de capacidade de carga, a partir de um comparativo entre estes resultados e os estimados pela interpretação e extrapolação das provas de carga. Inicialmente, são avaliados os comportamentos dos métodos semi-empíricos em grupos, divididos em função das unidades geológicas, e posteriormente, são analisados os resultados para a amostra total.

O capítulo 5 trata das conclusões da pesquisa, onde são apresentados os objetivos atingidos e sugestões para futuras pesquisas.

2 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO E SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO

Neste capítulo, são descritos os principais conceitos para elaboração da metodologia de pesquisa desenvolvida. Inicialmente, é abordada a parte fundamental e base para execução dos projetos, a investigação geotécnica, dando ênfase às sondagens com medidas do *Standard Penetration Test* (SPT).

Na sequência, são introduzidos conceitos gerais a respeito dos tipos de fundações e suas características, com a devida atenção à estaca Hélice Contínua Monitorada (HCM), apresentando suas propriedades, processo executivo, vantagens e desvantagens. Em seguida, é descrito o conceito de capacidade de carga e quais os métodos de cálculo de capacidade de carga (Q_{UC}) a partir do N_{SPT} .

Por fim, são demonstradas as diretrizes para o ensaio de Prova de Carga Estática (PCE), as considerações das normas, o processo de interpretação do resultado e os métodos para extrapolação da curva carga x recalque.

2.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação geotécnica é a primeira ação de campo necessária para elaboração de um projeto de fundação eficiente. Este processo consiste na execução de ensaios de campo e/ou laboratório pré-determinados, a fim de ter conhecimento das características do subsolo.

Diferentemente de materiais pré-fabricados, que não se originam na natureza e são produzidos com controle prévio, o solo faz parte de um universo inicialmente desconhecido e cheio de variabilidade, portanto é de extrema importância maximizar a coleta de informações.

“Por isso, em cada projeto de fundações devemos proceder previamente a uma análise do maciço de solos, a chamada investigação geotécnica, com o objetivo de descobrir, caso a caso, as condições que a natureza oferece.” (CINTRA *et al.*, 2013, p.17).

A elaboração de um programa de investigação depende da definição de algumas premissas, como o nível de grandeza da obra, os riscos envolvidos, se há

conhecimento prévio das características do subsolo, e qual a disponibilidade de equipamentos para ensaios visando atender questões técnicas e econômicas.

Uma forma de definir as condições de contorno e nortear como proceder no programa de investigação, é indicada pelo Eurocode 7 *apud* Schnaid e Odebrecht (2012) por meio de três categorias:

- A. Categoria I: Estruturas pequenas e simples, sem risco envolvido, o projeto é baseado na rotina (experiência) e com investigação geotécnica qualitativa;
- B. Categoria II: Estruturas e fundações convencionais, sem riscos excepcionais, com carregamentos e condições geotécnicas dentro dos padrões conhecidos;
- C. Categorias III: Estruturas de grande porte, onde há riscos envolvidos, com carregamentos e condições geotécnicas excepcionais, localizadas ou não em áreas sísmicas.

Outra proposta é apresentada por Peck *apud* Schnaid e Odebrecht (2012), onde o programa de investigação se enquadra em um dos três métodos:

- A. Método I: Limitação da prospecção geotécnica, projeto com abordagem conservativa e fatores de segurança majorados;
- B. Método II: Limitação da prospecção geotécnica e projeto em conformidade com a prática regional;
- C. Método III: Prospecção geotécnica detalhada.

Após definição dessas premissas iniciais o programa de investigação poderá ser desenvolvido de maneira mais clara, e, nesse cenário o engenheiro geotécnico tem papel fundamental, pois possui o conhecimento dos ensaios e das respostas que precisam ser obtidas. Este conhecimento técnico faz a diferença, principalmente quando o profissional compreende bem as peculiaridades da região.

Em consonância com a experiência, a consulta das normas e da literatura contribui na conceituação do programa de investigação. No âmbito deste trabalho, a norma da ABNT NBR 8036 (1983) trata da programação de sondagens para fundações de edifícios, desde a distribuição das sondagens até sobre qual a profundidade que deve ser obtida nos ensaios. A norma condiciona a quantidade de sondagens e sua localização em função de variáveis como o tipo de estrutura, a distribuição das cargas e características geotécnicas dos subsolos, a fim de fornecer um cenário com as possíveis alternâncias do subsolo. A respeito das profundidades

das sondagens, devem ser observadas as mesmas variáveis, além de garantir que a prospecção ultrapasse as camadas de solo de baixa resistência, alcance faixas do subsolo com capacidade de suporte ou que não sofram influência significativa dos carregamentos.

O programa de investigação pode ser dividido em três etapas: preliminar, complementar e de verificação. A etapa preliminar permite uma identificação inicial dos perfis geotécnicos, fornece informações para o anteprojeto e indica possíveis áreas que necessitem de melhor investigação. A prospecção complementar visa dar um melhor embasamento ao projeto, fornecendo parâmetros necessários não determinados na primeira fase e investigando áreas pontuais cujo subsolo apresente condições nebulosas ou críticas. A fase de verificação ocorre geralmente durante a execução da obra, e, como sugere o termo, deve ser realizada para averiguar se o projeto tem o desempenho esperado e se há necessidade de ajustes.

Os ensaios investigativos de campo são constituintes fundamentais do programa de prospecção, pois é por meio deles, que são coletadas as informações necessárias para desenvolvimento do projeto. Abaixo, são listados os principais ensaios:

- Poços;
- Sondagens: a trado, a percussão, rotativa, mista;
- *Standard Penetration Test* (SPT);
- *Standard Penetration Test* com medida de torque (SPT-T);
- Ensaio de penetração de cone (CPT);
- Ensaio de penetração de cone com medida de pressões neutras, piezocone (CPT-U);
- Ensaio de Palheta – *Vane Test*;
- Pressiômetros (Ménard e auto-perfurantes);
- Dilatômetro de Marchetti;
- Ensaios geofísicos.

De acordo com Lunne, Robertson e Powell *apud* Schnaid e Odebrecht (2012), o uso dos ensaios *in situ* e sua aplicabilidade são resumidos na tabela 1.

Tabela 1 - Resumo dos ensaios *in Situ*

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	u	ϕ'	Su	Dr	Mv	Cv	K ₀	G ₀	σ_h	OCR	σ - ϵ
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/ SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de Placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa Helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura Hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Fonte: Lunne, Robertson e Powell

Aplicabilidade: (A) alta; (B) moderada; (C) Baixa; (-) Inexistente

Parâmetros: u = poropressão in situ; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; Su = resistência ao cisalhamento não drenada; Dr = densidade relativa; Mv = módulo de variação volumétrica; Cv = coeficiente de consolidação; K₀ = coeficiente de empuxo no repouso; G₀ = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; σ - ϵ = relação tensão-deformação.

Dentre essa gama de ensaios, a sondagem associada com o SPT é largamente utilizada na engenharia brasileira para fins de projetos de fundações, visto que são ensaios simples, de técnica difundida e com resultados aplicados nos cálculos de capacidade de carga. A sondagem SPT está presente em todas as obras que compõem o banco de dados desta dissertação e, por isso, será melhor detalhada na sequência.

2.1.1 Sondagem à Percussão com Medidas de N_{SPT}

2.1.1.1 Visão Geral

A sondagem à percussão é um ensaio de simples reconhecimento das camadas do subsolo que podem ser aliadas a medições de resistência através do ensaio SPT, se mostrando um ensaio simples, de fácil execução e preço baixo. Em um único processo é possível ter informações do tipo de solo, uma ideia inicial da compacidade e coesão, se há nível d'água e o N_{SPT} a cada metro, sendo este último uma medida indireta da resistência do solo.

Figura 1 - Equipamento para sondagem SPT automatizada¹



¹ Fonte: <http://www.damascopenna.com.br/>

A praticidade de execução e custo baixo justificam o fato deste ensaio ser um dos mais utilizados nos programas de investigação, e muitas vezes, erroneamente, o único a compor o programa.

Esta problemática da adoção de apenas um ensaio pode ser agravada pela falta de qualidade na execução dos testes por empresas não comprometidas, que desconsideram os procedimentos e normas técnicas. Por isso, a escolha dos profissionais não deve ser norteadada somente pelo custo, deve se optar por entidades sérias e de credibilidade que possam fornecer dados confiáveis ao engenheiro geotécnico.

Segundo Alonso (2011, p. 3): “Pouco adianta realizarmos ensaios sofisticados e, depois, utilizarmos métodos de cálculo, também sofisticados, se as amostras utilizadas foram retiradas sem os necessários cuidados”. Fica claro o quão é importante uma prospecção bem executada, cujas medições e coletas em campo retratem a realidade, para que, conseqüentemente, a obra obtenha o desempenho esperado.

Outro fator que contribui negativamente para o processo de investigação é a variedade de equipamentos e ausência de uma padronização a nível mundial. Há diferentes composições que apresentam desempenhos desiguais e uma alternância na eficiência do teste. De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), existem diferentes técnicas de perfuração, tipos de equipamentos e metodologia de execução entre os países, devido a fatores locais e do nível de desenvolvimento tecnológico no setor, gerando uma heterogeneidade de significância dos resultados.

Aoki *et al.* *apud* Cintra *et al.* (2013) relata que, embora a sondagem SPT seja normatizada, foram realizadas medidas de energia em ensaios no Brasil que indicam uma variação no valor da eficiência em função da empresa executora, chegando a incríveis valores de até 37%. Ensaio cujos equipamentos proporcionem uma eficiência cada vez menor, tendem a possuir maiores valores de N_{SPT} , pois essas grandezas são inversamente proporcionais.

A norma da ABNT NBR 6484 (2001) prescreve:

Qualquer mudança nas condições preconizadas nesta Norma (por exemplo: tipo de haste e martelo, não uso de coxim de madeira, uso de cabo de aço, sistema mecanizado de acionamento do martelo, etc.), que altere o nível de energia incidente disponível para cravação amostrador-padrão, só deve ser aceita se acompanhada da respectiva correlação, obtida pela medida desta energia incidente através de sistema devidamente aferido (constituído de célula de carga, acompanhada ou não de acelerômetros), instalado na composição de cravação. (ABNT NBR 6484 (2001), p.12, item 6.3.11).

Por isso, se deve ter muito cuidado na interpretação dos dados, considerando os tipos de equipamentos adotados e como a eficiência do sistema afeta os resultados. A situação ideal seria aquela em que cada empresa controlasse rigorosamente a composição do seu instrumento, medindo a energia do sistema e fornecendo valor de eficiência do ensaio, porém isto ainda não se mostra uma prática usual no meio corporativo.

Para o sistema manual de ensaio, largamente empregado no Brasil, a eficiência ($\mathcal{E}$) de 70% é aceita como valor médio, enquanto que a nível internacional, no sistema mecanizado americano, é da ordem de 60%. (VELLOSO; LOPES, 2010).

De acordo com Cintra *et al.* (2013), é possível uniformizar os valores de N_{SPT} para uma determinada eficiência, através da equação 1:

$$N_{60} \times 60\% = N_{\mathcal{E}} \times \mathcal{E}\% \quad (1)$$

$$N_{60} \times 60\% = N_{72} \times 72\% \quad (2)$$

$N_{60} = N_{SPT}$ para um conjunto com eficiência de 60% (valor que se deseja determinar);

$N_{72} = N_{SPT}$ para um conjunto com eficiência de 72% (valor conhecido);

$N_{\mathcal{E}} = N_{SPT}$ para um conjunto com eficiência conhecida;

$\mathcal{E}$ = Eficiência conhecida.

A conversão do N_{SPT} a partir de resultados obtidos no sistema manual Brasileiro é indicada na equação 2.

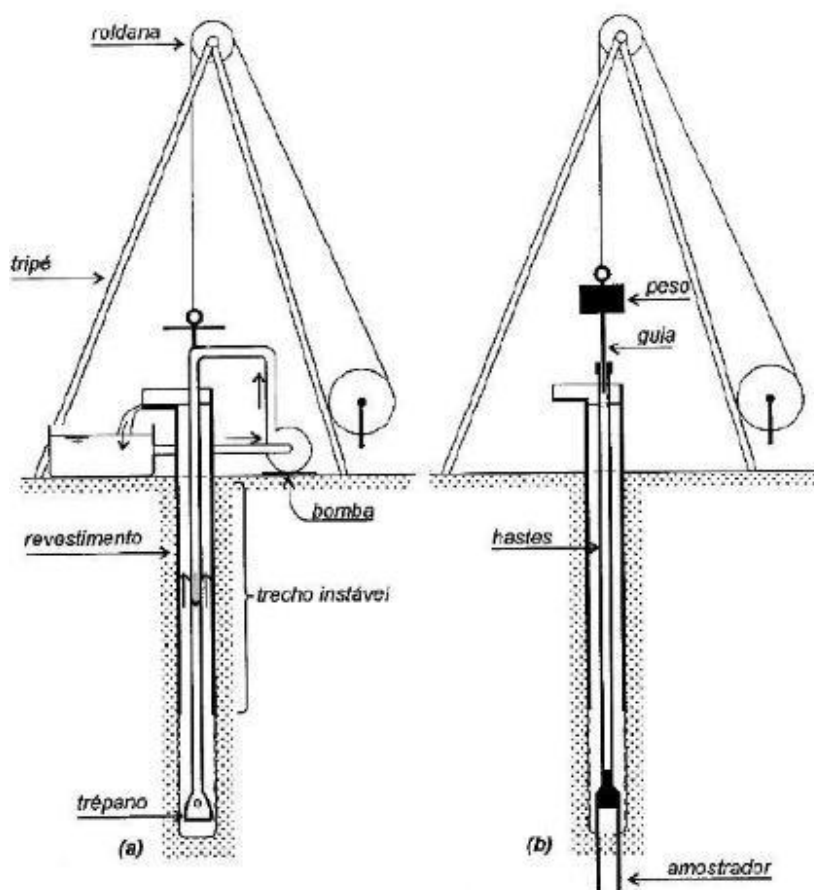
Embora seja um ensaio empregado com equipamento simples, o SPT é capaz de sondar as camadas de solo e coletar amostras, identificar a presença do nível d'água e medir a resistência do solo a cada metro (N_{SPT}), obtendo, assim, informações valiosas para projetos de fundações.

2.1.1.2 Procedimentos

Os materiais para realização do ensaio convencional, são:

- Equipamentos para perfuração (trépano, trados e cavadeira);
- Tripé com roldana;
- Tubos de revestimento;
- Martelo de 65 kgf;
- Haste guia para queda do martelo;
- Hastes para alongamento do sistema;
- Amostrador padrão;
- Medidor de nível d'água;
- Equipamento para bombeamento d'água.

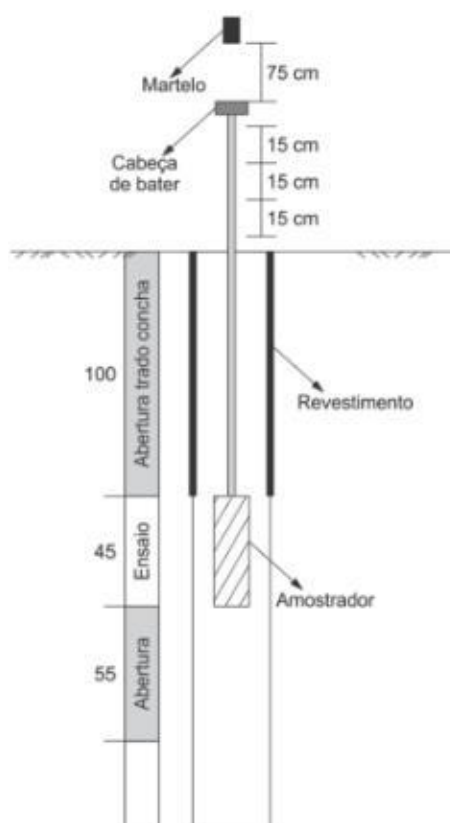
Figura 2 - Procedimento da sondagem SPT²



² Fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAgG2sAF/aula-4-solos-fundacoes>

O ensaio consiste na escavação, até a cota inicial, de um metro abaixo do terreno natural, onde será posicionado o amostrador padrão. Aplicam-se golpes consecutivos com o martelo, a uma altura específica de 75 cm e após avanço de 15 cm do amostrador, o número de golpes deve ser anotado. Na sequência, repete-se o procedimento mais duas vezes, para o avanço de 15 cm em cada repetição, até que seja obtida a cravação total de 45 cm. A soma do número de golpes dos dois últimos avanços representa uma medida de resistência do solo, o N_{SPT} . A figura 3 representa simplificada o processo.

Figura 3 - Processo de cravação do amostrador³



Em seguida, retira-se o amostrador e acondiciona-se a amostra de solo retida no seu corpo, pois essa amostra servirá para caracterização do solo. Na sequência, deve-se avançar com o processo de escavação (a seco ou com circulação de água) até o metro seguinte e repetir o procedimento.

A execução dessa metodologia, não se aplica quando há presença de blocos de rochas e matacões, devido à enorme dificuldade na perfuração destes elementos.

³ Fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAgG2sAF/aula-4-solos-fundacoes>

Quando isto ocorre, a sondagem pode ser suspensa de acordo com critérios estabelecidos nas normas, ou substituída por uma sondagem rotativa.

A classificação das amostras de solo coletadas avalia as características de granulometria, plasticidade, cor e origem (solos residuais, transportados ou aterros). A tabela 2, apresenta os estados de compactidade e consistência:

Tabela 2 - Estados de compactidade e de consistência		
Solo	Índice de resistência à penetração (N_{SPT})	Designação ¹
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: ABNT NBR 6484 (2001), p.17, Anexo A

¹as expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

O processo de escavação pode ser auxiliado por tubos de revestimento nos casos em que o furo apresente instabilidade, ou logo que se perceba a presença do nível d'água. É recomendado que a perfuração inicie por meio de trado manual até a presença do nível d'água, para que seja definida a profundidade deste, sem influência da sondagem. Caso haja dificuldade para penetrar camadas resistentes, substitui-se o trado pela circulação de água para avanço no processo de perfuração e execução do ensaio, e simultaneamente, verificam-se as elevações do lençol subterrâneo no revestimento. (VELLOSO; LOPES, 2010).

O profissional deve registrar a profundidade estimada do lençol freático, e após finalização do ensaio, observar após 24 horas, o seu comportamento. Outras eventualidades devem ser registradas, a fim de garantir o máximo de informações possíveis.

Os procedimentos e equipamentos utilizados devem seguir recomendações das normas vigentes, de acordo com as especificações de cada país. No Brasil, é utilizada a ABNT NBR 6484 (2001).

Figura 4 - Sistema manual de sondagem SPT⁴



Resumidamente, tem-se:

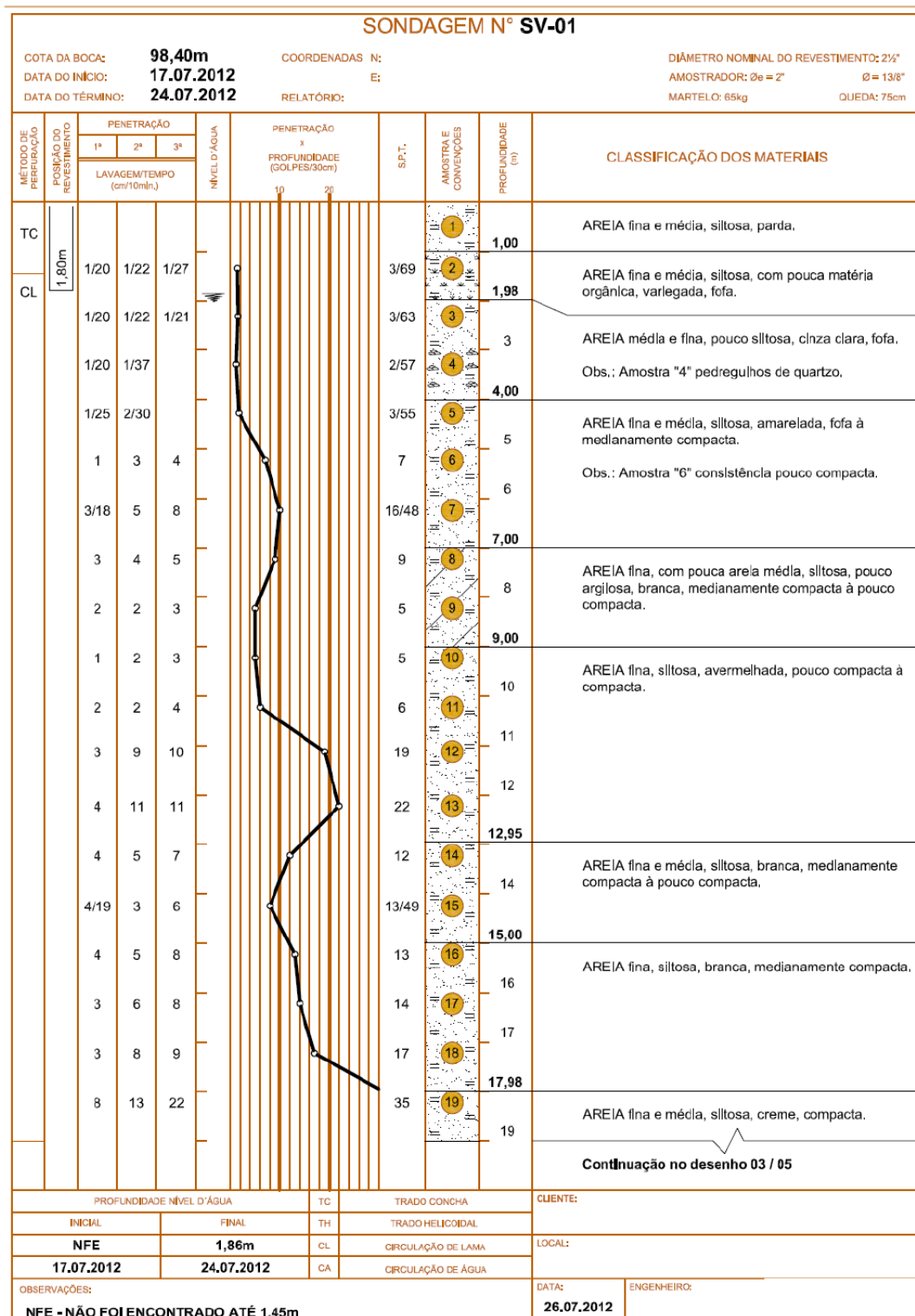
- A. Escavação do solo para posicionar o amostrador;
- B. Aplicação de golpes com o martelo a uma altura de 75 cm;
- C. Cravação de 45 cm do amostrador em três etapas, de 15 em 15 cm, anotando o número de golpes para cada etapa;
- D. Retirada do amostrador e acondicionamento da amostra de solo deformada;
- E. Avanço no processo de escavação por mais 55 cm;
- F. Repetem-se os itens B, C, D e E no metro seguinte;
- G. Registro da presença e do comportamento do nível d'água, caso exista;

⁴ Fonte: http://www.riscadoengenharia.com.br/sondagem_percussao_1.jpg

- H. Registro de ocorrências excepcionais;
I. Classificação do solo e emissão de resultado.

A figura 5 exibe um perfil de sondagem SPT:

Figura 5 - Perfil de sondagem SPT⁵



⁵ Fonte: autor.

É evidente que a praticidade do ensaio e a experiência adquirida favorecem o seu uso em larga escala, porém há certos pontos que devem ser considerados:

- Preferivelmente, adotar equipamentos automatizados, com medição de energia/ eficiência;
- Padronizar os procedimentos de execução e características dos equipamentos;
- Investir em acompanhamento técnico, evitando possíveis erros de execução do ensaio;
- Prezar por empresas de confiança, mesmo que represente um custo maior em relação a outras;
- Analisar os resultados com extremo critério, considerando a aplicação ou omissão dos pontos apresentados acima.

2.2 BREVE CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

De acordo com Gusmão (1998), os eventos geológicos do Recife se desenvolveram sequencialmente: falhamento do embasamento cristalino, criando uma superfície rebaixada a leste; deposição dos sedimentos provenientes da bacia cretácea; erosão e deposição da Formação Barreiras no litoral; e Formação da planície do Recife. Esta última etapa é relativa ao período Quaternário e é caracterizada pela sedimentação dos solos arenosos, argilosos e siltsos, ocasionada pelos cíclicos avanços e recuos do mar e oriunda das deposições aluviais, fluviais e flúvio-lagunares. Portanto, se encontram na Planície do Recife áreas compostas por mangues, terraços marinhos, terraços fluviais e aluviões, cujas localizações foram mapeadas por Alheiros *et al.* (1995).

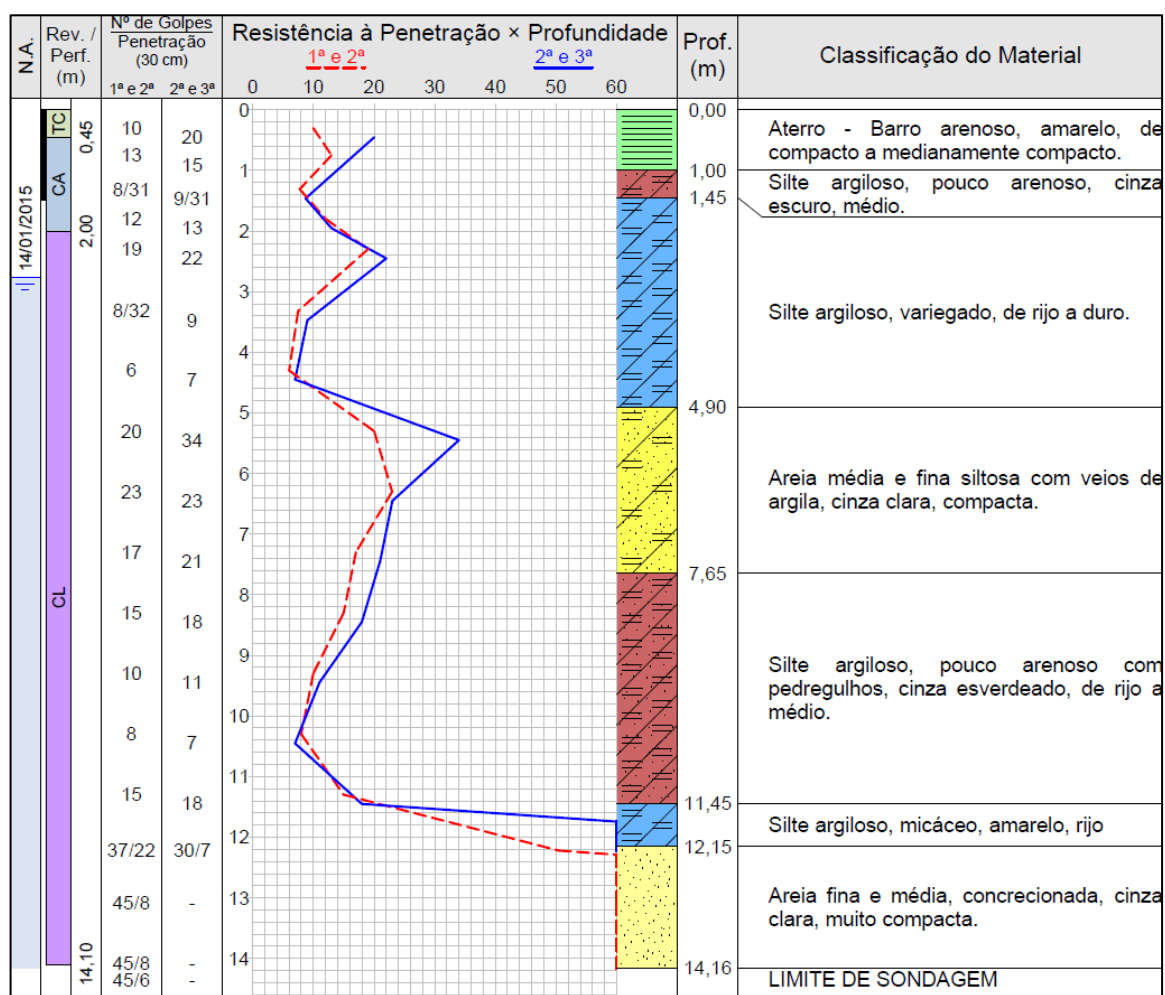
Pela proximidade com o oceano e por estarem rodeados por canais, mangues, rios ou lagos, há uma certa similaridade nas áreas delimitadas pelos bairros de Barra de Jangada, Candeias e Reserva do Paiva, com o bairro de Boa Viagem. Esta

situação orienta o entendimento de que estes locais sofreram sedimentação pelo mesmo processo, descrito anteriormente, de progressão e regressão do mar.

Uma consulta ao banco de dados digital (informação verbal)⁶ do Grupo de Engenharia Geotécnica de Desastres e Planícies (GEGEP) indica as características dos bairros de Igarassu e Cabo de Santo Agostinho.

De acordo com o mapa digital no bairro de Igarassu a geologia é caracterizada por Depósitos Flúvio-Marinhos, com áreas vizinhas cujas formações são constituídas por Arenitos. A figura 6 apresenta o perfil de sondagem da região.

Figura 6 - Perfil característico da obra em Igarassu⁷

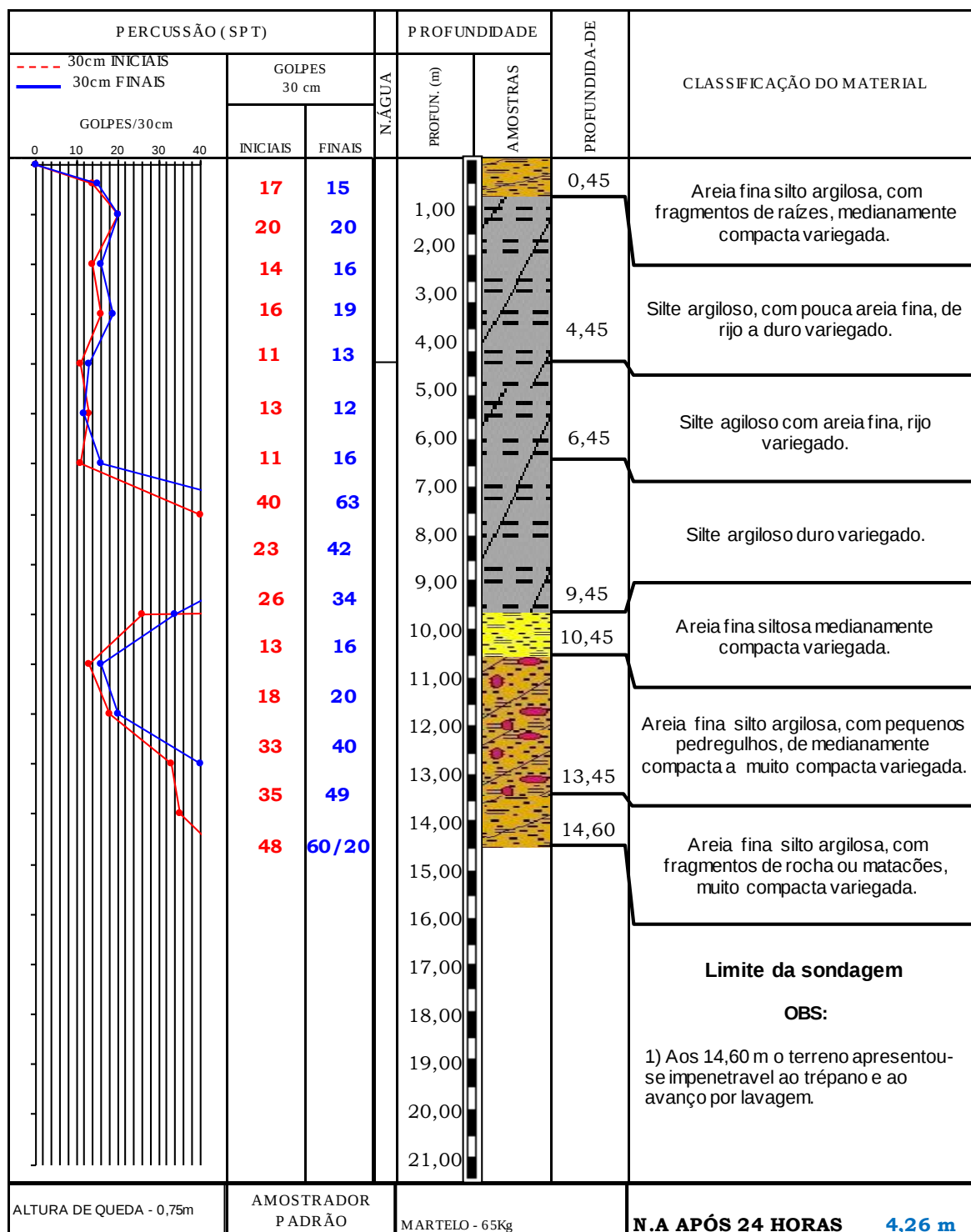


⁶ Informação disponibilizada pelo Professor Roberto Quental Coutinho, Recife, 21 de fevereiro de 2018.

⁷ Fonte: autor.

Para o centro do Cabo de Santo Agostinho o mapa digital indicou uma formação geológica a partir de Depósitos Aluvionares com embasamento Granito/Gnaiss. A figura 7 apresenta o perfil de sondagem próprio da obra, que demonstra coerência com a caracterização adotada.

Figura 7 - Perfil característico da obra do Cabo de Santo Agostinho⁸



⁸ Fonte: autor.

2.3 FUNDAÇÕES

As fundações de uma obra são elementos de transferência dos esforços da superestrutura para o subsolo, o qual deve ter capacidade suficiente para suportar estes carregamentos e garantir estabilidade, conforto e segurança da edificação.

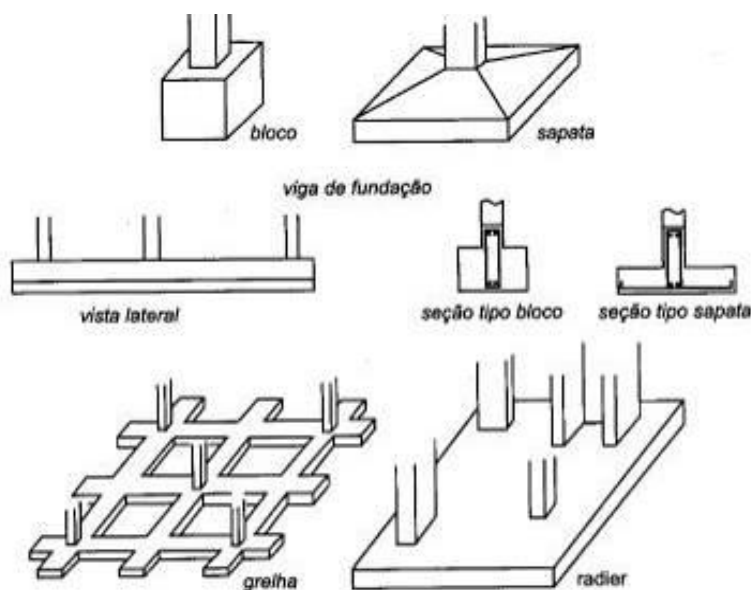
De acordo com Gusmão Filho (1998):

Entende-se em geral por fundação de uma obra de engenharia o elemento transmissor dos esforços de uma estrutura ao terreno. Por este conceito, as fundações são peças enterradas, como as sapatas, as estacas, etc., que intermediam entre a estrutura e o terreno. (GUSMÃO FILHO, 1998, p. 153).

Há uma variedade de tipos de fundações e sua adoção está relacionada preliminarmente com critérios técnicos, como as características do subsolo e o tipo de solicitação da superestrutura. Estas informações são obtidas, respectivamente, pelas investigações geotécnicas e projetos estruturais.

Quando os carregamentos das obras são pequenos e/ou a prospecção geotécnica indica a existência de camadas superficiais resistentes, se mostra uma escolha sensata a opção por fundações superficiais (fundações rasas ou diretas): sapatas (individuais ou associadas), tipo bloco, grelha e radier.

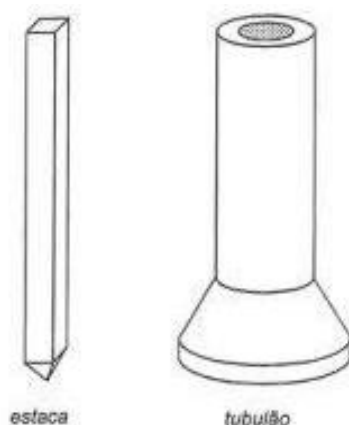
Figura 8 - Tipos de fundações superficiais⁹



⁹ Fonte: (VELLOSO, LOPES, 2010, p. 12)

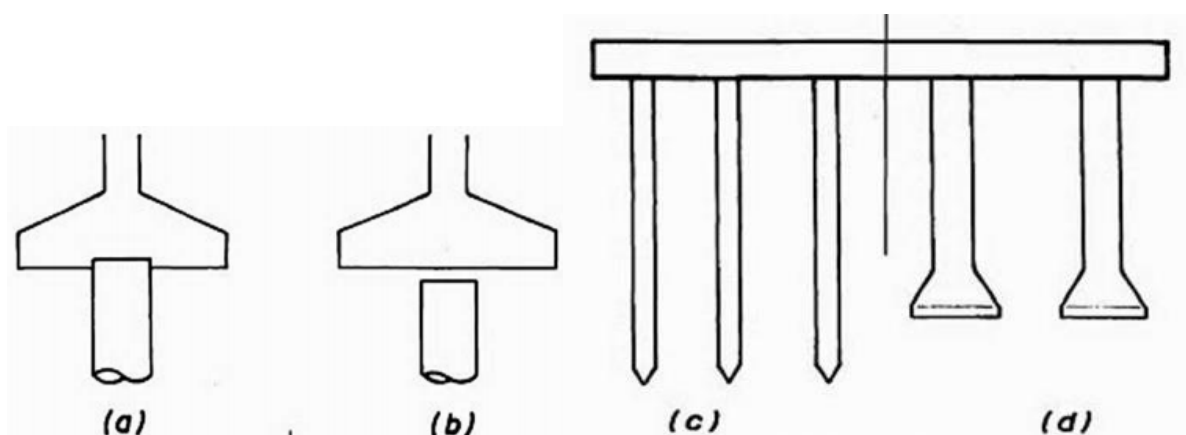
Se os carregamentos das obras são significativos e/ou as camadas superficiais não possuem capacidade de carga para suportar as solicitações, torna-se necessária a transmissão dos esforços para as camadas mais profundas e em função disso, a fundação do tipo profunda surge como melhor opção. Este tipo de fundação é formado por tubulões e estacas, sendo esta última variada em formas (circular, circular vazada, quadrada, seção tipo “I” ou “H”, etc.) e materiais (aço, concreto, madeira, argamassa, etc.).

Figura 9 - Tipos de fundações profundas¹⁰



É possível combinar fundações quando se deseja minimizar custos e melhorar desempenho, sendo comum as seguintes associações: sapata estaqueada tipo “T” (a e b); radier com estacas (c) e tubulões (d); estacas mistas de materiais distintos, como aço e concreto; estacas com seções diferentes; etc.

Figura 10 - Tipos de fundações mistas¹¹



¹⁰ Fonte: (VELLOSO, LOPES, 2010, p. 13)

¹¹ Fonte: (VELLOSO, LOPES, 2010, p. 13)

Falconi *et al.* (2016) definem três critérios para escolha das fundações: técnico, econômico e de mercado, e relatam que o processo de seleção decorre de vários fatores além dos carregamentos da estrutura e das características geotécnicas do local. Logo, deve-se considerar aspectos como disponibilidade de materiais, equipamentos e empresas com capacidade técnica na região; se o processo executivo está em consonância com o cronograma que se define para a obra; se existem restrições ambientais ou da legislação local. No fim, é indispensável que as fundações designadas garantam segurança à ruptura e permitam recalques admissíveis para estrutura, além de evitar danos nas construções vizinhas.

Esses entendimentos contribuem na concepção do projeto de fundações, mas ao mesmo tempo, é necessário coletar dados essenciais, tais como: levantamento topográfico do terreno e adjacências; projetos com características da edificação e indicações dos carregamentos; dados das investigações geotécnicas; e perfil das construções vizinhas (tipo de estrutura, fundações adotadas, desempenho ao longo do tempo, etc.).

Segundo Gusmão Filho (1998), o projeto deve ser concebido considerando o binômio segurança e economia, garantindo que a obra atenda aos quesitos de estabilidade, funcionalidade e aparência.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) o projeto de fundações precisa atender aos seguintes requisitos primários: deformações aceitáveis da construção, segurança adequada ao colapso das fundações e ao colapso dos elementos estruturais.

Entretanto, não se deve confundir estabilidade e segurança com ausência de risco, pois em toda obra de engenharia existe uma probabilidade de insucesso, especialmente na geotecnia. Casagrande *apud* Velloso e Lopes (2010) trata dos riscos de engenharia em três possibilidades: riscos desconhecidos, riscos calculados e riscos humanos (organização deficiente, uso insuficiente do conhecimento e bom senso, corrupção). Entre esses se destaca o risco calculado, por envolver duas questões nas quais o projetista se depara corriqueiramente e precisa corresponder de forma reativa. A primeira é a estimativa das variações dos parâmetros geotécnicos para solução de problemas, a partir do uso de um conhecimento imperfeito baseado na sensatez e prática. A segunda envolve a tomada de decisão apoiada em uma margem de segurança, considerando aspectos econômicos e danos advindos de eventuais colapsos.

Diante da possibilidade de sucesso ou fracasso da obra, torna-se importante que cada componente contribua evitando erros e minimizando incertezas: o projetista deve elaborar campanhas investigativas eficientes, adotar parâmetros fidedignos e efetuar os cálculos com o máximo de precisão possível; é recomendada a contratação de empresas idôneas e compromissadas em executar serviços qualificados; além de realizar adequado controle de qualidade na obra, verificando as informações coletadas com as previsões admitidas em projetos. Por essa razão, Alonso (2011) alerta que não se deve confundir controle de qualidade com o registro de eventos e que este controle existe somente quando há previsão no projeto:

O controle é muito mais abrangente, pois é um acompanhamento, passo a passo, daquilo que se previu durante o projeto. Sua finalidade básica é detectar, o mais rapidamente possível, fatos que permitam concluir se o que está sendo executado atende ou não às premissas de projeto e, nesse caso, disparar todo o processo para readaptação do mesmo. (ALONSO, 2011, p. 5 e 6).

2.3.1 Estaca Hélice Contínua Monitorada

A estaca Hélice Contínua Monitorada (HCM) faz parte do grupo das fundações profundas e sua tecnologia e metodologia surgiram nos anos 1950, nos Estados Unidos, e depois se dispersou pela Europa, chegando ao Brasil de forma tímida, apenas no fim da década de 1980. A partir da segunda metade da década de 1990 houve uma maior disseminação e utilização deste tipo de estaca nas obras, especialmente na região sudeste do país. A adoção deste tipo de fundação aumentou, consideravelmente, em todo o território nacional com o passar dos anos, por causa da ampla aceitação no mercado Brasileiro e da evolução tecnológica dos equipamentos, resultando em uma das estacas mais executadas no Brasil. (FALCONI *et al.*, 2016).

A norma ABNT NBR 6122 (2010) define a estaca HCM como:

Estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após concretagem da estaca (ABNT NBR 6122 (2010), p.05, item 3.21).

A estaca HCM despontou como uma ótima solução para as obras, devido à sua metodologia prática, elevada velocidade de execução e baixa emissão de ruído, proporcionando um acréscimo da produtividade e melhor aceitação nas áreas em que há construções nas vizinhanças.

O processo executivo inicia pela perfuração do solo, por meio da inserção do trado helicoidal em movimentos rotacionais até a cota definida no projeto. Para isso o trado precisa ter garras que auxiliam no corte do solo.

Na sequência, é iniciada a concretagem da estaca enquanto o trado é removido simultaneamente, sem rotação ou girando lentamente no sentido da perfuração. O trado não pode ser removido antes do início da concretagem a fim de evitar o alívio do solo nas superfícies laterais. Este procedimento demanda uma contínua limpeza e remoção do solo proveniente da ascensão da hélice.

Figura 11 - Execução da estaca HCM¹²



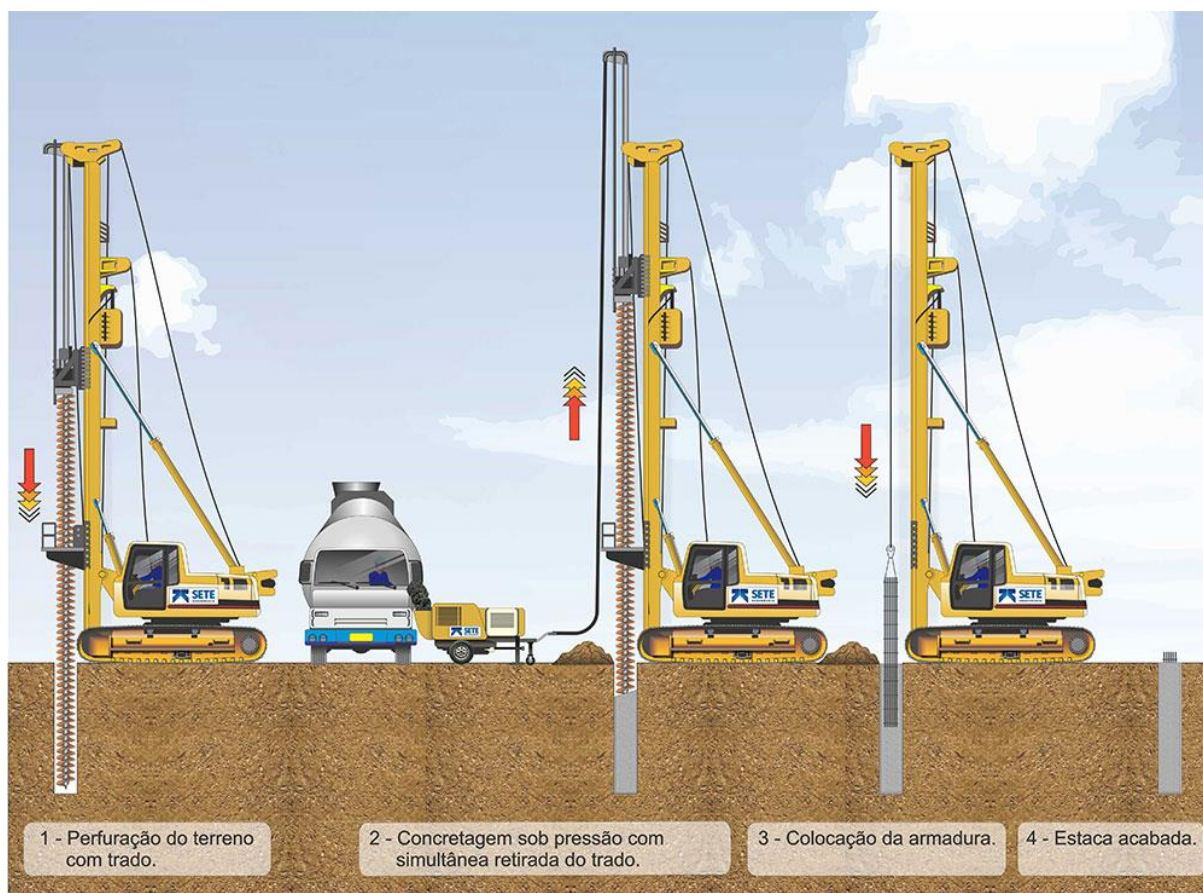
¹² Fonte: <http://www.inacioestaqueamento.com.br/area/img/servicos/13624917835135f987650a4.jpg>

O processo de concretagem deve garantir uma pressão do concreto que preencha os vazios e impossibilite estrangulamentos na seção do elemento, por isso é preciso ter cautela na execução deste tipo de estaca em solos muito moles.

O concreto deve atender recomendações da ABNT NBR 6122 (2010) no que diz respeito ao consumo de cimento, fator água/cimento, fck, tipo de agregado a ser utilizado, etc. Outra recomendação da norma é sobre a execução de estacas vizinhas contidas num raio de cinco diâmetros, situação na qual, após execução da primeira, deve-se aguardar por 12 horas, no mínimo, para executar a seguinte.

Após a finalização da concretagem e remoção do trado, é inserida a armadura da estaca manualmente, por operários, ou com auxílio de um peso ou vibrador. O comprimento da gaiola de armação pode variar de acordo com os tipos de esforços atuantes no elemento de fundação.

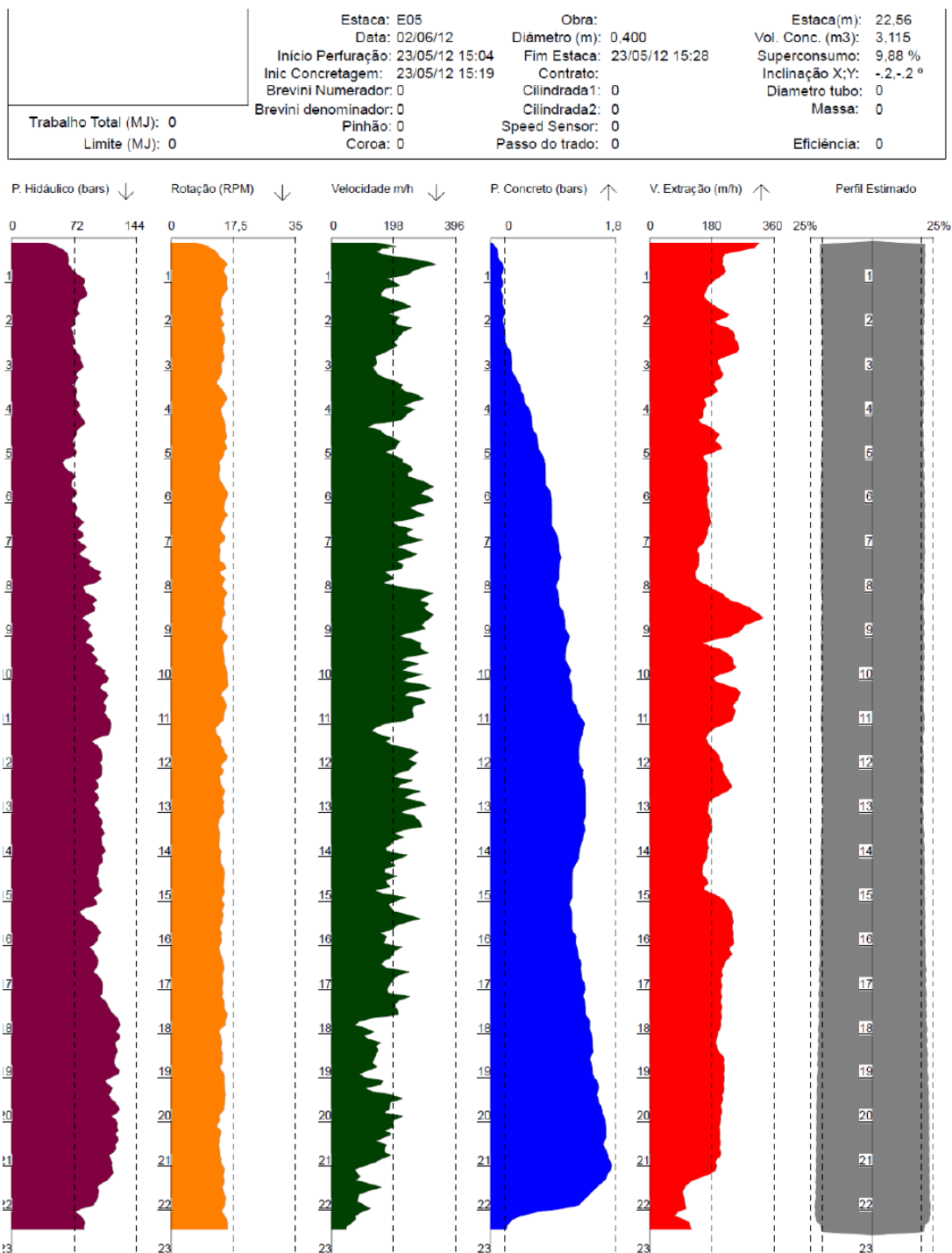
Figura 12 - Processo executivo da estaca HCM¹³



¹³ Fonte: <http://www.fundacoessete.com.br/fundacao/fundacoes-em-estacas-helice-continua-monitoradas/>

Durante todo o procedimento, há monitoramento de informações pelo equipamento, especialmente nos modelos mais novos. São registradas informações do tipo: comprimento da estaca, inclinação, torque, velocidade de rotação, pressão do concreto, volume de concreto consumido, etc. O perfil de cada estaca é gerado conforme figura 13.

Figura 13 - Perfil de execução da estaca HCM¹⁴



¹⁴ Fonte: autor.

Resumidamente, são apresentadas algumas vantagens e desvantagens desta solução de fundação na tabela 3.

Tabela 3 - Vantagens e desvantagens da estaca HCM

Vantagens

Elevada produtividade, aproximadamente 100 m de estaca por dia;
 Processo executivo ausente de distúrbios e vibrações, característicos dos equipamentos à percussão;
 Não possui emendas, nem perda de tempo/ custo no corte da parte não cravada.

Desvantagens

Limitação nos comprimentos (até 34 m);
 Área de execução deve ser plana e permitir fácil movimentação, devido ao porte dos equipamentos;
 Exige concretagem contínua, sem interrupções;
 Limitações em terrenos com espessos depósitos de solos moles;
 Atentar para áreas com águas agressivas ao concreto ou fluxo d'água (que lava o concreto).

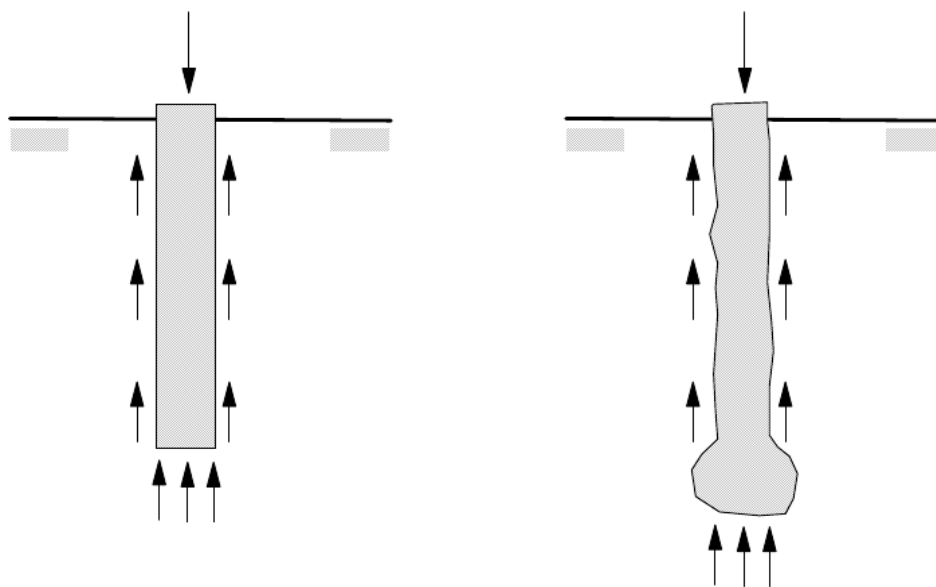
Em um mercado cada vez mais competitivo e com diversas opções de estacas, os benefícios deste tipo de fundação proporcionam uma velocidade maior de produtividade, redução de tempo no cronograma, menor investimento na mobilização dos equipamentos e, conseqüentemente, uma maior economia para a obra. Embora possua limitações, esse tipo de fundação ainda é uma solução atrativa e barata para execução de estacas.

2.3.2 Capacidade de Carga

Uma das definições mais importantes no projeto de fundações é a capacidade de carga do sistema solo-elemento de fundação. Esta decisão visa garantir que as solicitações de cargas impostas às fundações sejam transmitidas e suportadas pelo conjunto solo-fundação. Para isso, o projetista deve conhecer as características geotécnicas e a grandeza das cargas da superestrutura.

Para o caso de estacas e tubulões, as cargas são suportadas pelas tensões cisalhantes e normais do solo em contato, respectivamente, com o fuste e ponta do elemento de fundação. A figura 14 ilustra o caso em estacas pré-moldadas e moldadas *in loco*, respectivamente. Costumeiramente, a capacidade de carga é composta pela resistência de ponta e pelo atrito lateral, mas, em casos específicos, pode ocorrer a presença de apenas um destes.

Figura 14 - Distribuição das cargas em estacas (informação pessoal)¹⁵



De acordo com Alonso (2011) a capacidade de carga é definida pelo menor valor entre a resistência do solo que suporta o elemento e a resistência estrutural do material que compõe a fundação. Normalmente o valor é obtido pela resistência do solo, por ser o menor entre os dois.

Por isso, é de extrema importância a realização dos cálculos de capacidade de carga, a fim de minimizar equívocos que comprometam o desempenho da construção no futuro. Estes cálculos podem ser efetuados por meio de métodos teóricos ou semi-empíricos, o primeiro dos quais se fundamenta em formulação teórica ou experimental aliado à realização de algum ensaio de laboratório (medidas de coesão e atrito, por exemplo) e o segundo, se baseia em correlações empíricas e/ou semi-empíricas com algum ensaio “*in situ*”.

A escolha pelo segundo método é prática comum nas empresas de projetos e profissionais da área, pois a partir de ensaios CPT ou sondagens SPT e das

¹⁵ Figura fornecida pelo Professor Alexandre Duarte Gusmão, Recife, 09 de março de 2018.

formulações conhecidas no meio geotécnico, é possível calcular a capacidade de carga.

Por ser usual a opção pelo segundo método e como esta metodologia foi adotada em todas as obras coletadas para o presente trabalho, serão apresentados alguns métodos semi-empíricos mais difundidos no cenário geotécnico.

2.3.2.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

Este método foi elaborado com base em resultados de prova de carga estática e ensaios CPT, mas também é possível empregar resultados do ensaio SPT para realização dos cálculos. Utiliza-se dados do SPT na equação 3.

$$Q_{UC} = A \times \frac{k \times N_1}{F_1} + \sum \left(\frac{\alpha \times k \times N_2}{F_2} \times \Delta l \right) \quad (3)$$

Q_{UC} = capacidade de carga calculada;

A = área da ponta da estaca;

N_1 = índice de resistência na ponta da estaca (N_{SPT});

N_2 = índice de resistência na lateral da estaca (N_{SPT}) referente ao Δl ;

Δl = variação do comprimento da estaca;

k e α = valores que variam de acordo com o solo, vide tabela 4;

F_1 e F_2 = fatores sugeridos pelos autores, vide tabela 5.

Na equação 3, o 1º termo se refere à resistência de ponta da estaca, enquanto que o 2º termo trata da resistência por atrito lateral. A formulação fornece a contribuição da parcela de ponta de forma pontual (cota de assentamento da ponta da estaca), enquanto que a colaboração de atrito lateral deriva do somatório das partes discretizadas (Δl).

Tabela 4 - Valores de k e α – 1º método

Tipo de Solo	k (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Areia argilosa	600	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte	400	3,0
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Silte argiloso	230	3,4
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila silto-arenosa	330	3,0
Argila siltosa	220	4,0
Argila	200	6,0

Fonte: Aoki e Velloso *apud* Velloso e Lopes (2010)

A partir da retroanálise das PCEs, foram indicados os seguintes fatores:

Tabela 5 - Valores de $F1$ e $F2$ – 1º método

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00

Fonte: Aoki e Velloso *apud* Velloso e Lopes (2010)

Não se deve confundir os fatores $F1$ e $F2$ com o fator de segurança para definição da carga admissível. A formulação proposta fornece a capacidade de carga última, ou seja, a provável carga de ruptura do elemento isolado.

Avaliações do método de Aoki & Velloso (1975) surgiram no intuito de propor adequações e modificações para os parâmetros $F1$, $F2$, k e α , visto que o comportamento da fundação se modifica por causa das diferentes condições geológicas/ geotécnicas e características físicas do elemento.

2.3.2.2 Contribuição de Laprovitera (1988); Benegas (1993)

Uma contribuição despontou a partir de dois trabalhos realizados por Laprovitera (1988) e Benegas (1993). Nesta proposta a formulação é mantida, mas foi preconizada uma mudança no índice de resistência N_1 , que agora é obtido pela média dos valores de N_{SPT} , numa faixa de um diâmetro ($1x\varnothing$) da estaca para cima e para baixo ou, no mínimo, um metro para cima e para baixo.

Sucederam mudanças nos valores de $F1$ e $F2$, e os coeficientes k e α admitidos nesta análise decorreram dos valores modificados por Danziger (1982) e Laprovitera (1988). Os novos parâmetros são expressos nas tabelas 6 e 7:

Tabela 6 - Valores de k e α – 2º método

Tipo de Solo	k (kPa)	α (%)
Areia	600	1,4
Areia siltosa	530	1,9
Areia silto-argilosa	530	2,4
Areia argilo-siltosa	530	2,8
Areia argilosa	530	3,0
Silte arenoso	480	3,0
Silte areno-argiloso	380	3,0
Silte	480	3,0
Silte argilo-arenoso	380	3,0
Silte argiloso	300	3,4
Argila arenosa	480	4,0
Argila areno-siltosa	300	4,5
Argila silto-arenosa	300	5,0
Argila siltosa	250	5,5
Argila	250	6,0

Fonte: Dazinger e Laprovitera *apud* Velloso e Lopes (2010)

Tabela 7 - valores de $F1$ e $F2$ – 2º método

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,50	3,00
Metálica	2,40	3,40
Pré-moldada	2,00	3,50
Escavada	4,50	4,50

Fonte: Laprovitera e Benegas *apud* Velloso e Lopes (2010)

2.3.2.3 Contribuição de Monteiro (1997)

Outra proposta, apresentada por Monteiro (1997), definiu novos valores para os parâmetros F_1 , F_2 , k e α , limitou o máximo valor de N_{SPT} em 40 e propôs uma nova forma de calcular a contribuição da resistência de ponta, alterando o valor de N_1 .

Os novos valores de F_1 , F_2 , k e α são apresentados nas tabelas 8 e 9:

Tabela 8 - Valores de k e α – 3º método

Tipo de Solo	k (kPa)	α (%)
Areia	730	2,1
Areia siltosa	680	2,3
Areia silto-argilosa	630	2,4
Areia argilo-siltosa	570	2,9
Areia argilosa	540	2,8
Silte arenoso	500	3,0
Silte areno-argiloso	450	3,2
Silte	480	3,2
Silte argilo-arenoso	400	3,3
Silte argiloso	320	3,6
Argila arenosa	440	3,2
Argila areno-siltosa	300	3,8
Argila silto-arenosa	330	4,1
Argila siltosa	260	4,5
Argila	250	5,5

Fonte: Monteiro *apud* Velloso e Lopes (2010)

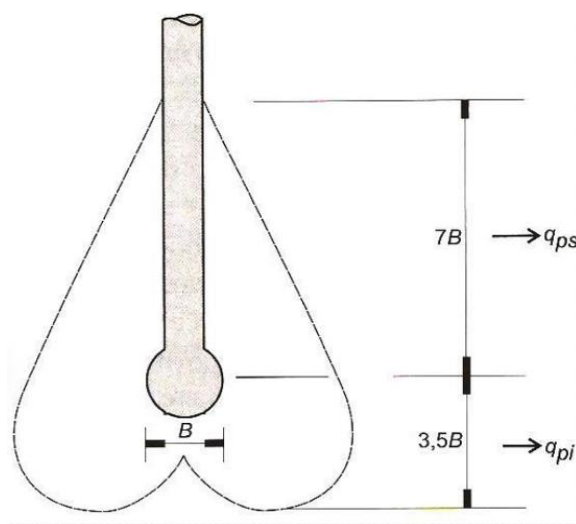
Tabela 9 - Valores de F_1 e F_2 – 3º método

Tipo de estaca	F_{1B}	F_{2B}
Franki de fuste apilado	2,30	3,00
Franki de fuste vibrado	2,30	3,20
Metálica	1,75	3,50
Premoldada de concreto ¹	2,50	3,50
Premoldada de concreto ²	1,20	2,30
Escavada com lama	3,50	4,50
Hélice contínua	3,00	3,80
Raiz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90

Fonte: Monteiro *apud* Velloso e Lopes (2010)

A contribuição da resistência de ponta advém de duas parcelas, a primeira (q_{ps}) considera o valor médio do N_{SPT} em uma faixa de sete vezes o diâmetro ($7 \times \varnothing$) da estaca para cima, a segunda (q_{pi}) se baseia no valor médio do N_{SPT} em uma faixa de três virgula cinco vezes o diâmetro ($3,5 \times \varnothing$) da estaca para baixo.

Figura 15 - Resistência de ponta segundo Monteiro (1997)¹⁶



Por fim, o valor do N_1 é calculado pela fórmula 4.

$$N_1 = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (4)$$

2.3.2.4 Método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a)

Em 1978 foi apresentado por Décourt e Quaresma um método para cálculo de capacidade de carga com base nas sondagens SPT, previamente para estacas de deslocamento. Em 1982, visando a melhoria do método, os autores propuseram a modificação no cálculo da parcela de atrito lateral e estipularam restrições ao uso do N_{SPT} , logo, valores abaixo de três devem ser considerados iguais a três e valores acima de 50 devem ser considerados iguais a 50. O cálculo da estaca padrão é apresentado nas equações 5, 6 e 7.

¹⁶ Fonte:

<https://reader001.docslide.net/reader001/html5/20170904/545aadb2af795994188b5f12/bg20.png>

$$Q_{UC} = Q_P \times A_P + Q_S \times A_S \quad (5)$$

$$Q_P = k \times N_1 \quad (6)$$

$$Q_S = 10 \times \left(\frac{N_2}{3} + 1 \right) \quad (7)$$

Q_{UC} = capacidade de carga calculada;

Q_P = capacidade de carga de ponta;

Q_S = capacidade de carga por atrito lateral;

A_P = área da ponta da estaca;

A_S = área da superfície lateral da estaca;

N_1 = índice de resistência (N_{SPT}) na ponta da estaca;

N_2 = Média do índice de resistência (N_{SPT}) ao longo da superfície lateral da estaca;

k = parâmetro que varia de acordo com o tipo de solo, vide tabela 10.

Tabela 10 - valores de k – 4º método

Tipo de Solo	k (kPa)	k (kPa)*
Argilas	120	100
Siltes argilosos	200	120
Siltes arenosos	250	140
Areias	400	200

Fonte: Falconi *et al.* (2016)

*Estacas escavadas com lama bentonítica

No decorrer dos anos, tornou-se necessária a realização de alguns ajustes no método, a fim de adequá-lo às estacas do tipo moldada *in loco*. Em 1996, Décourt propôs o acréscimo de coeficientes α' e β' , que convertem a formula de cálculo de uma estaca padrão para outro tipo de estaca, conforme tabelas 11 e 12.

Tabela 11 - valores de α' – 4º método

Solo \ Estaca	Hélice	Escavada ¹	Escavada ²	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,30	0,85	0,85	0,85	1,00
Solos intermediarios	0,30	0,60	0,60	0,60	1,00
Areias	0,30	0,50	0,50	0,50	1,00

Fonte: Falconi *et al.* (2016)

1 - com lama/ 2 - em geral

Tabela 12 - valores de β' – 4º método

Solo \ Estaca	Hélice e Ômega	Escavada ¹	Escavada ²	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	1,00	0,90	0,80	1,50	3,00
Solos intermediarios	1,00	0,75	0,65	1,50	3,00
Areias	1,00	0,60	0,50	1,50	3,00

Fonte: Falconi *et al.* (2016)

1 - com lama/ 2 - em geral

Após adição destes dois coeficientes têm-se a equação 8.

$$Q_{UC} = \alpha' \times k \times N_1 \times A_P + \beta' \times 10 \times \left(\frac{N_2}{3} + 1 \right) \times A_S \quad (8)$$

2.3.2.5 Método de Antunes & Cabral (1996)

Este método de cálculo possui uma melhor aplicabilidade em estacas Hélice Contínua Monitorada (HCM), a partir da equação 9.

$$Q_{UC} = (\beta'_2 \times N_1) \times A_P + U \times \Sigma(\beta'_1 \times N_2) \times \Delta l \quad (9)$$

Q_{UC} = capacidade de carga calculada;

A_P = área da ponta da estaca;

N_1 = índice de resistência (N_{SPT}) na ponta da estaca;

N_2 = índice de resistência na lateral da estaca (N_{SPT}) referente ao ΔL ;

ΔL = variação do comprimento da estaca;

U = perímetro da estaca;

β'_1 e β'_2 = parâmetros que dependem do tipo de solo, vide tabela 13.

Os fatores β'_1 e β'_2 variam em função do tipo de solo conforme tabela 13.

Tabela 13 - Valores de β'_1 e β'_2 – 5º método		
Tipo de Solo	β'_1 (%)	β'_2
Areia	4 - 5	2 - 2,5
Silte	2,5 - 3,5	1 - 2
Argila	2 - 3,5	1 - 1,5

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

($\beta'_1 \cdot N$ e $\beta'_2 \cdot N_B$ em kgf/cm² e $\beta'_2 \cdot N_B \leq 40$ kgf/cm²)

2.3.2.6 Método de Alonso (1996)

Este método propõe o uso de resultados do ensaio SPT-T a fim de estimar a capacidade de carga em estacas HCM, utilizando as formulações 10, 11 e 12.

Resistência lateral (T_{ult}):

$$\tau_{ult} = \alpha' \times f \leq 200 \text{ kPa} \quad (10)$$

$$f = \frac{100 \times T_{máx}}{0,041 \times h - 0,032} \text{ (kPa)} \quad (11)$$

$\alpha = 0,65$;

T = torque (kgf.m);

h = comprimento cravado do amostrador (cm).

Resistência de ponta ($q_{p,ult}$):

$$q_{p,ult} = \beta' \times \frac{T_{1,mín} + T_{2,mín}}{2} \quad (12)$$

$T_{1,\min}$ = média dos valores de torque mínimos numa faixa de oito diâmetros ($8 \times \emptyset$) da estaca para cima, em relação à cota de ponta;

$T_{2,\min}$ = média dos valores de torque mínimos numa faixa de três diâmetros ($3 \times \emptyset$) da estaca para baixo, em relação a cota de ponta.

O parâmetro β' é modificado em função do tipo de solo, conforme explicito na tabela 14.

Tabela 14 - Valores de β' – 6º método

Região	Tipo de Solo	B' (kPa/kgf.m)
Bacia sedimentar de São Paulo	Areia	200
	Silte	150
	Argila	100

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

($T_{1,\min}$ e $T_{2,\min}$ tem como limite superior 40 kgf.m)

Alonso *apud* Oliveira (2013) sugere, em casos que não há ensaios SPT-T à disposição, a adoção dos valores através das equações 13 e 14.

$$T_{\max} \cong 1,22 \times N_{\text{SPT}} \quad (13)$$

$$T_{\min} \cong N_{\text{SPT}} \quad (14)$$

Finalmente, é obtida a equação 15.

$$Q_{\text{UC}} = q_{\text{p,ult}} \times A_{\text{P}} + U \times \Sigma (\tau_{\text{ult}} \times \Delta L) \quad (15)$$

Q_{UC} = capacidade de carga calculada;

A_{P} = área da ponta da estaca;

ΔL = variação do comprimento da estaca;

U = perímetro da estaca;

$q_{\text{p,ult}}$ = resistência de ponta;

τ_{ult} = resistência lateral.

A resistência de ponta e lateral são definidas através das equações 10 e 12. Alonso *apud* Magalhães (2005) indica que a aplicação do método com o uso de resultados SPT de outros locais, diferentes da região estudada pelo autor, precisa de correlações entre este e o ensaio SPT-T.

2.3.3 Prova de Carga Estática (PCE)

O crescente emprego das fundações profundas nas construções expôs a necessidade de aferir o desempenho destes elementos. Simultaneamente, houve um estímulo à realização de ensaios que justificassem a opção por esse tipo de fundação e oferecessem segurança aos projetistas e construtores.

A Prova de Carga Estática (PCE) surge, nesse contexto, com uma abordagem teórica e metodologia de execução, relativamente simples, mas que foi se aprimorando no que tange à capacitação dos profissionais, melhoria dos equipamentos e normatização de procedimentos. De acordo com Falconi *et al.* (2016), o ensaio vem passando por uma contínua evolução a fim de torna-lo mais acurado, rápido e econômico.

Para execução dos ensaios, o engenheiro deve seguir recomendações das normas ABNT NBR 12131 (2006) e 6122 (2010). A primeira trata das diretrizes da PCE e nela estão contidos os princípios do ensaio, aparelhagem necessária e metodologia de execução. A ABNT NBR 6122 (2010) indica a quantidade mínima de ensaios em uma obra, define cargas que serão aplicadas nos testes e aborda sobre a interpretação dos resultados.

Inicialmente, devem ser estabelecidos os propósitos e objetivos desejados com a realização do ensaio. Posteriormente, é elaborado o programa de carregamento, fixando a carga máxima a ser aplicada, o número de estágios e duração do teste. Os carregamentos podem diversificar, sendo do tipo lento, rápido, misto ou cíclico. Os sentidos de aplicação da carga também são variados, podendo ter carregamentos empregados nas direções verticais, horizontais ou inclinadas. Os ensaios mais convencionais são os de carregamento lento, cujo sentido de aplicação é na direção vertical e com carga de ensaio igual ao dobro da carga admissível em projeto.

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), em geral, a quantidade mínima de ensaios a serem realizados é estimada em torno de 1% do total das estacas ou, no mínimo, um teste por obra, podendo ser substituídos, em determinados casos, por ensaios de carregamento dinâmicos. Apesar do quantitativo não ser o suficiente para uma análise estatística adequada, a exigência de sua realização evidencia o quão é importante o ensaio de prova de carga.

O teste pode ser executado com carga máxima de 1,6 vezes a carga admissível em situações de avaliação de desempenho das fundações no início da obra, fato que, de acordo com Cintra *et al.* (2013), representa um retrocesso e dificulta a obtenção da carga de ruptura do sistema solo-estaca no ensaio, evidenciando outra característica da prova de carga, a de que as rupturas costumam ser inatingíveis na maioria dos ensaios.

Sequencialmente, é preciso definir um sistema de reação adequado que garanta o máximo de segurança e permita o desenvolvimento natural do ensaio até a sua conclusão. Podem ser citados como exemplos de sistemas: as plataformas cargueiras, estacas, tirantes, a superestrutura em casos especiais (reforço de fundações) e o próprio elemento de fundação em provas de carga bidirecionais. Vide figura 16.

Figura 16 - Tipos de sistemas de reação para ensaio PCE¹⁷



Plataforma cargueira (esquerda superior); Tirantes tipo cordoalha (direita superior); Estacas com monobarras de aço (esquerda inferior); Superestrutura da obra como reação (direita inferior).

O procedimento de ensaio consiste na aplicação de carregamentos no elemento de fundação em estágios pré-definidos e durante intervalos de tempo estabelecidos, nos quais são medidos os deslocamentos das fundações.

A metodologia para ensaio lento, geralmente empregada, divide o carregamento em 10 estágios com incrementos de 10% da carga de ensaio à medida que se evolui nas etapas do teste, enquanto o descarregamento é dividido em, no mínimo, 4 estágios. Durante o carregamento, as leituras são realizadas em 0, 2, 4, 8, 15 e 30 min. No descarregamento são efetuadas leituras em 0, 2, 4, 8 e 15 min, desde que sejam observadas estabilizações dos recalques nas duas etapas.

¹⁷ Fontes: <https://dynamistechne.files.wordpress.com/2016/06/plataforma-cargueira.jpg> (superior esquerda)

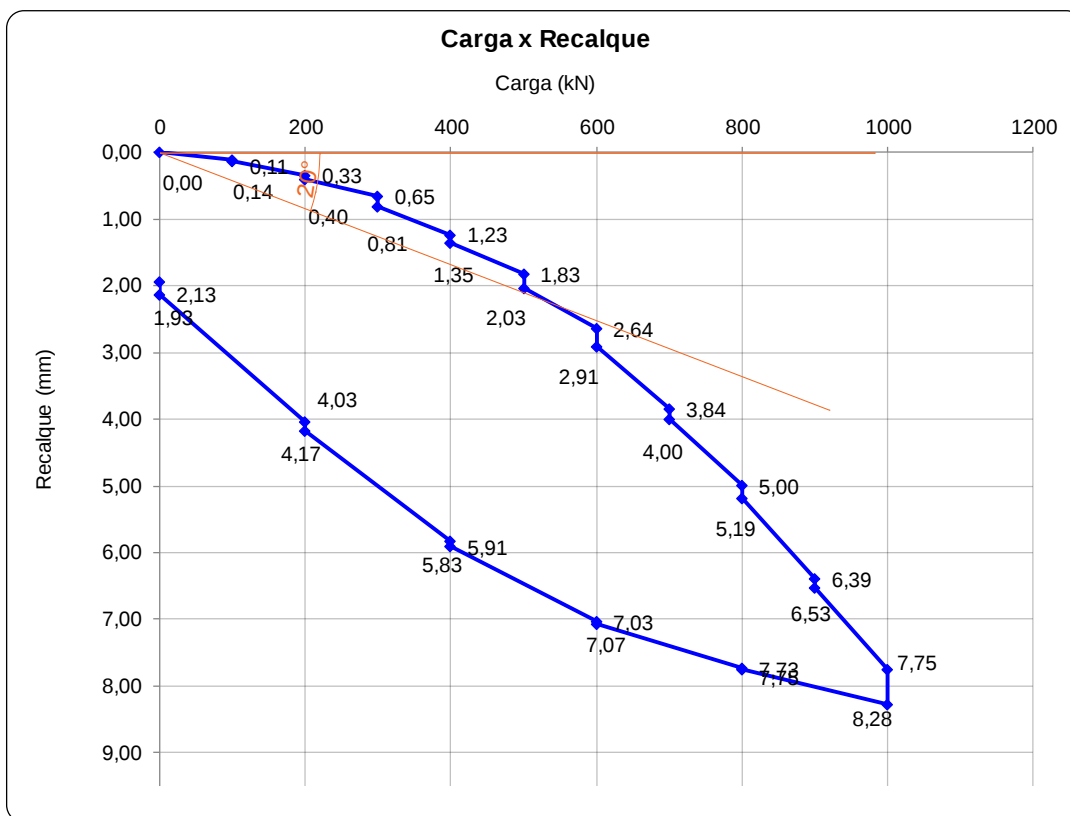
https://sites.google.com/site/naresifundacoesgeotecnicas/_/rsrc/1454639984448/103-prova-de-carga/PCE-HC-3.jpg (superior direita)

autor (inferior esquerda) / (LIMA, 2008, p. 62) (inferior direita)

Sobre o critério da estabilização, a ABNT NBR 12131 (2006) (p.05, item 3.5.2, letra b) relata: “a estabilização dos deslocamentos está atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio”.

O resultado do ensaio fornece os recalques da fundação em função das cargas aplicadas, representado conforme gráfico 1.

Gráfico 1 - Curva carga x recalque



Para execução das provas de carga são necessários os seguintes materiais:

- Conjunto de vigas (referenciais dos deflectômetros e composições do sistema de reação);
- Outros materiais que integram o sistema de reação: luvas, porcas, barras e chapas;
- Conjunto bomba e macaco hidráulico;
- Relógios comparadores (deflectômetros);
- Célula de carga e visor digital;
- Ferramentas para montagem.

Figura 17 - Equipamentos de ensaio PCE¹⁸



Célula de carga (esquerda superior); Relógio comparador (direita superior); Conjunto bomba e macaco hidráulico (esquerda inferior); Conjunto de vigas (direita superior).

A PCE se mostra como um importante ensaio para controle de qualidade das fundações, auxiliando na verificação de desempenho de elementos predominantemente enterrados e em que há dificuldade na percepção dos problemas construtivos. É indispensável a execução dos ensaios em conformidade com os procedimentos normativos, e a seleção de profissionais competentes e sérios.

2.3.4 Análise e Interpretação da PCE

A avaliação dos ensaios é uma importante etapa do projeto de fundações cujo objetivo é validar as premissas adotadas, em especial a respeito da capacidade de carga estimada dos elementos que compõem o alicerce da obra. Esta análise pode resultar diretamente na alteração dos quantitativos das fundações, modificação da

¹⁸ Fonte: autor.

disposição delas no layout da edificação ou até mesmo, em determinados casos, substituição da solução admitida previamente.

Por esse motivo, a realização dos ensaios na fase inicial da execução das fundações se mostra fundamental, pois permite adequações do projeto no início da obra visando garantir a segurança e estabilidade da edificação, além de reduzir custos consideráveis em comparação com a hipótese de detecção do problema após finalização da construção.

A norma permite reduções nos coeficientes de segurança mediante a realização de ensaios das fundações na fase inicial da obra. Isso garante uma resposta rápida sobre o desempenho da fundação, possibilitando revisões no projeto e alterações na fase executiva. Em um primeiro momento, essa proposta se mostra atrativa por incentivar a realização dos testes nos estágios preliminares, porém, a permissividade na redução dos coeficientes de segurança requer atenção e cuidado. Admissão de coeficientes incoerentes em situações de significativo grau de incerteza pode trazer sérios riscos ao bom desempenho da obra, portanto, compete ao projetista sobre qual será a tomada de decisão neste último caso.

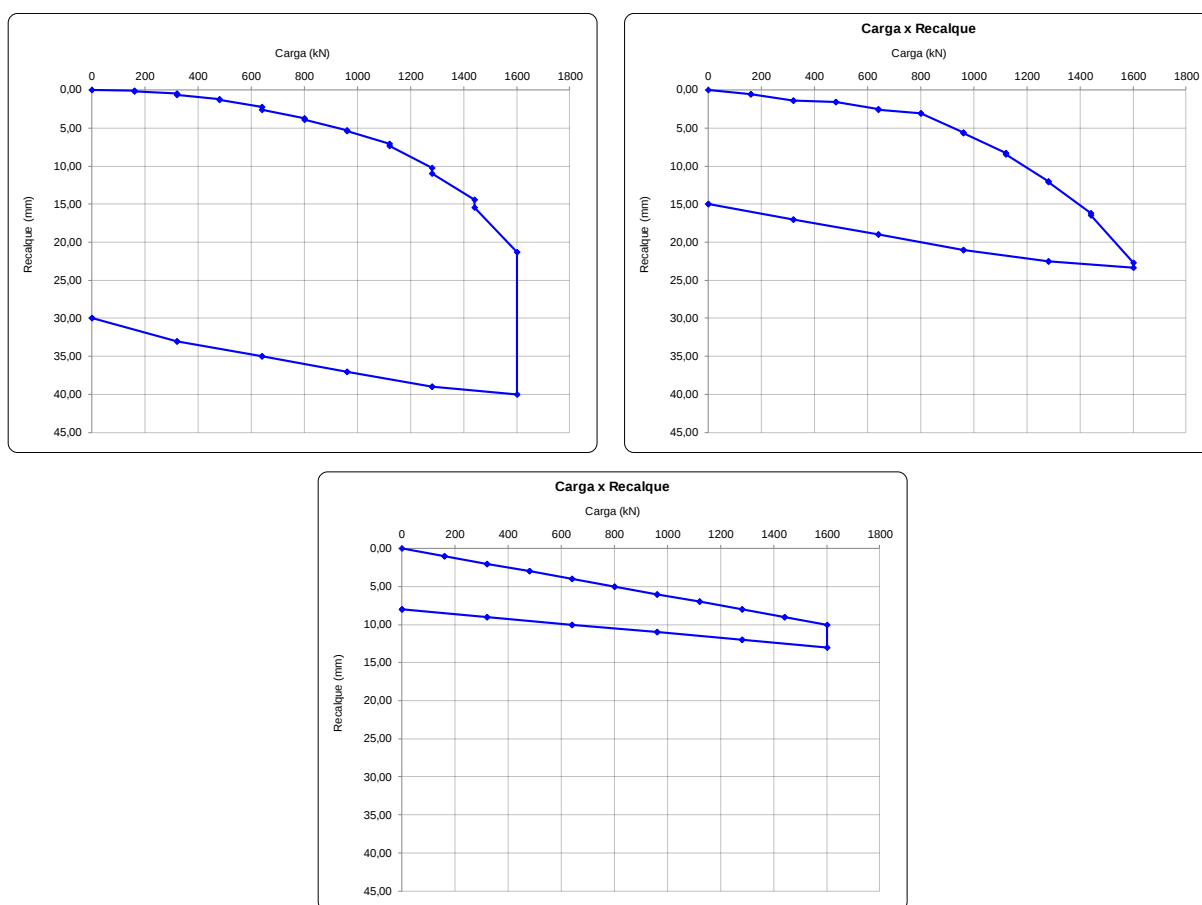
Desse modo, torna-se evidente a relevância e os ganhos obtidos com a aplicação dos testes, e que esta escolha não deve se resumir somente ao cumprimento de uma exigência normativa, devendo o profissional objetivar a campanha de ensaios com a finalidade de obter respostas de situações mais extremas e/ou circunstâncias de maior incerteza, como, por exemplo, ensaiar fundações mais carregadas ou em locais de menor capacidade de resistência do solo.

A Prova de Carga Estática (PCE) apresenta os resultados de deslocamentos por carga do elemento de fundação, e pode ser representado graficamente conforme gráfico 1. Além de se verificar a capacidade de carga do sistema solo-fundação, é possível interpretar o gráfico carga x recalque com o intuito de definir a carga de ruptura, chamada também de carga última. Cintra *et al.* (2013) apresentam os modos de ruptura geotécnica, considerando elementos íntegros e, portanto, o colapso exclusivamente do solo. O comportamento de ruptura nítida (ruptura geral) pode ocorrer de forma clara durante o ensaio no momento em que se aplicam esforços ao elemento e este se desloca de forma contínua sem estabilização dos recalques. Outro tipo de ruptura acontece mediante o incremento das cargas e simultâneo surgimento de deslocamentos expressivos, porém estabilizados,

caracterizando assim uma ruptura física (ruptura local). O gráfico 2 demonstra os tipos de ruptura.

Outro possível resultado do ensaio surge quando os deslocamentos são lineares à medida que evolui o carregamento, não se observando recalques expressivos e nem indicativos de ruptura, gerando a priori, dados pouco conclusivos do ensaio e que tornam difíceis a interpretação e estimativa da carga de ruptura física, podendo ser convencionada uma carga.

Gráfico 2 - Comportamentos em Provas de Carga



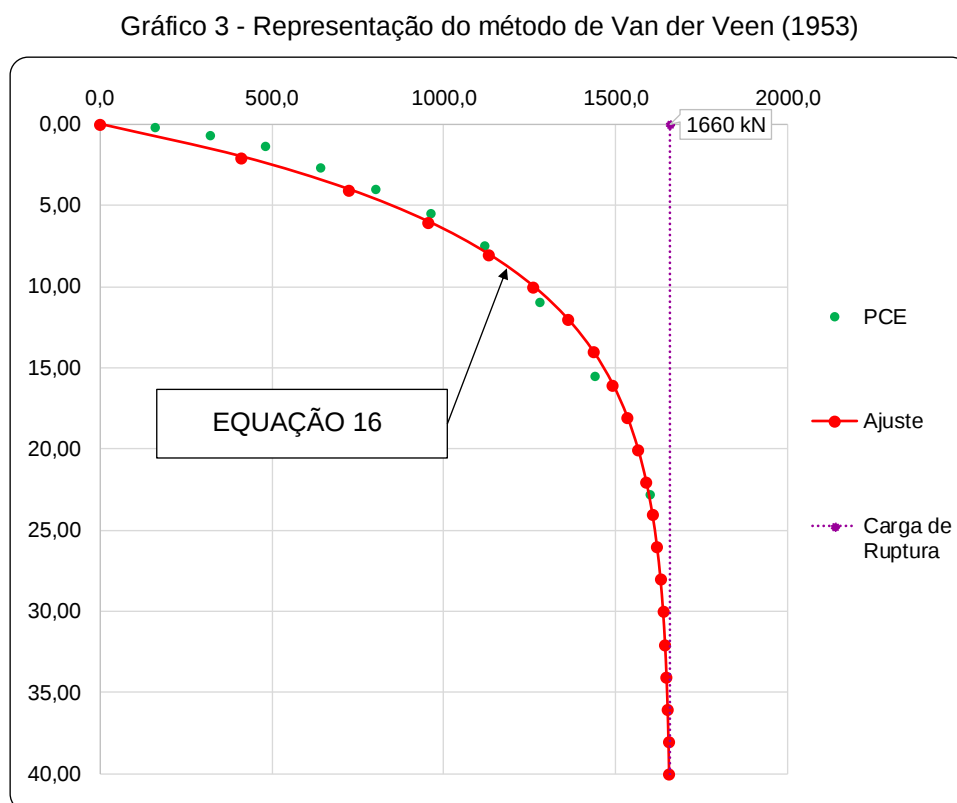
Ruptura nítida (esquerda); Ruptura física (direita); sem indícios de ruptura (centralizada abaixo).

A primeira situação não exige uma interpretação sofisticada, pois o teste obteve o resultado ideal e a carga de ruptura do sistema solo-fundação é de mesmo valor da carga máxima aplicada. A obtenção deste resultado não é alcançada frequentemente, na maioria dos ensaios, devido às limitações dos sistemas de reação e do elevado custo da prova de carga, simultaneamente a um aumento no carregamento empregado. A segunda situação ocorre com maior frequência e exige

duas possibilidades de interpretação, uma decorre da extrapolação do gráfico carga x recalque para estimativa da carga de ruptura, a outra pela determinação de uma carga convencional. Portanto, serão apresentados alguns métodos e conceitos que contribuem para análises das PCEs, para estimativas de carga de ruptura física e convencional.

2.3.4.1 Método de Van der Veen (1953)

Este método propõe o ajuste de uma curva no formato exponencial ao gráfico original da PCE, no qual o trecho final da curva apresenta recalques tendendo ao infinito e, conseqüentemente, a provável carga de ruptura (Q_{ult}) ou a carga última extrapolada (Q_{UE}), como pode ser observado no gráfico 3.



O ajuste é realizado por meio da equação 16.

$$Q_{ENS} = Q_{ult} \times (1 - e^{-a \times S}) \quad (16)$$

Q_{ult} = carga de ruptura;

Q_{ENS} = carga de ensaio;

S = deslocamento referente à aplicação da carga (Q_{ENS});

e = base dos logaritmos naturais;

a = coeficiente que define formato da curva.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o método deve ser utilizado em casos nos quais foram obtidos níveis de carregamento e deslocamentos além do trecho elástico, cujo comportamento é linear e geralmente está localizado na faixa inicial do gráfico. A análise de um resultado com estas características pode sugerir valores de carga de ruptura exorbitantes e não condizentes com a realidade.

2.3.4.2 Contribuição de Aoki (1976)

Aoki *apud* Cintra *et al.* (2013) propõe uma modificação no método de Van der Veen (1953) ao determinar que a curva ajustada inicie no eixo das abscissas. Desta forma, adiciona-se um coeficiente “b”, resultando na equação 17.

$$Q_{ENS} = Q_{ult} \times (1 - e^{-(a \times S + b)}) \quad (17)$$

Q_{ult} = carga de ruptura;

Q_{ENS} = carga de ensaio;

S = deslocamento referente à aplicação da carga (Q_{ENS});

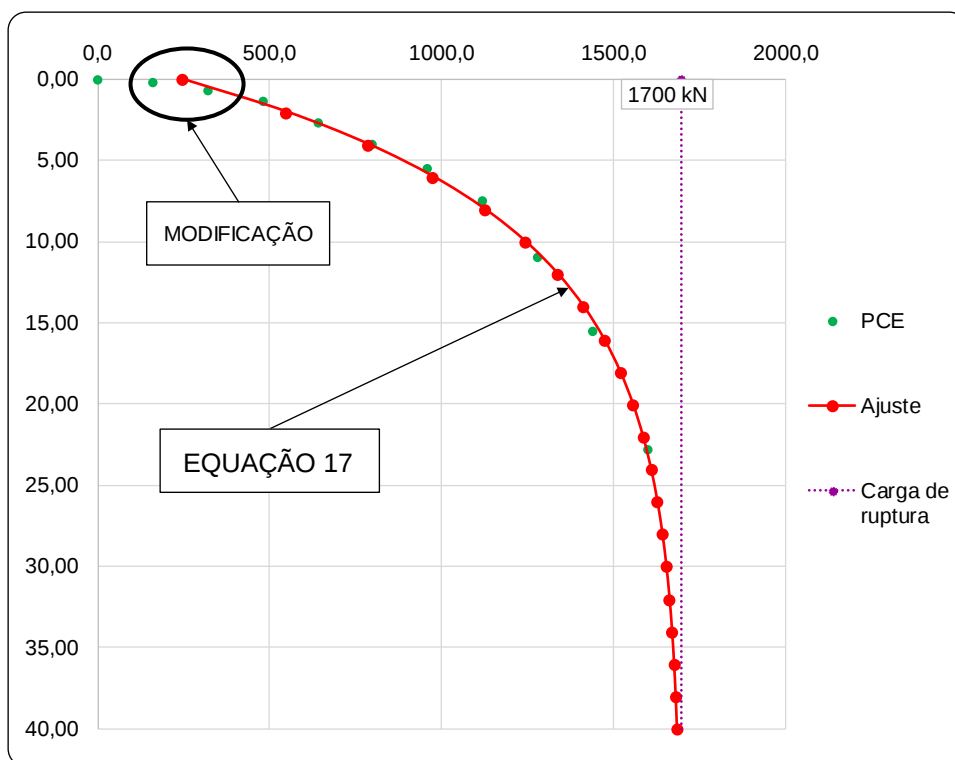
e = base dos logaritmos naturais;

a = coeficiente que define formato da curva;

b = coeficiente relativo ao intercepto no eixo dos recalques.

Dessa forma, a aplicação do método é apresentada no gráfico 4.

Gráfico 4 - Representação do método de Van der Veen modificado por Aoki (1976)

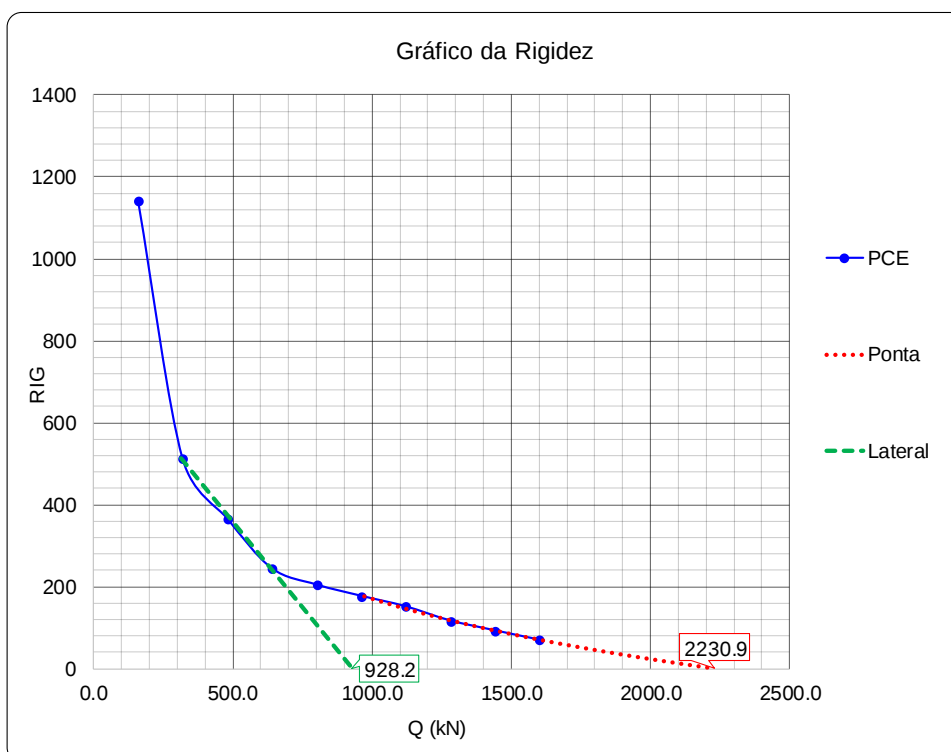
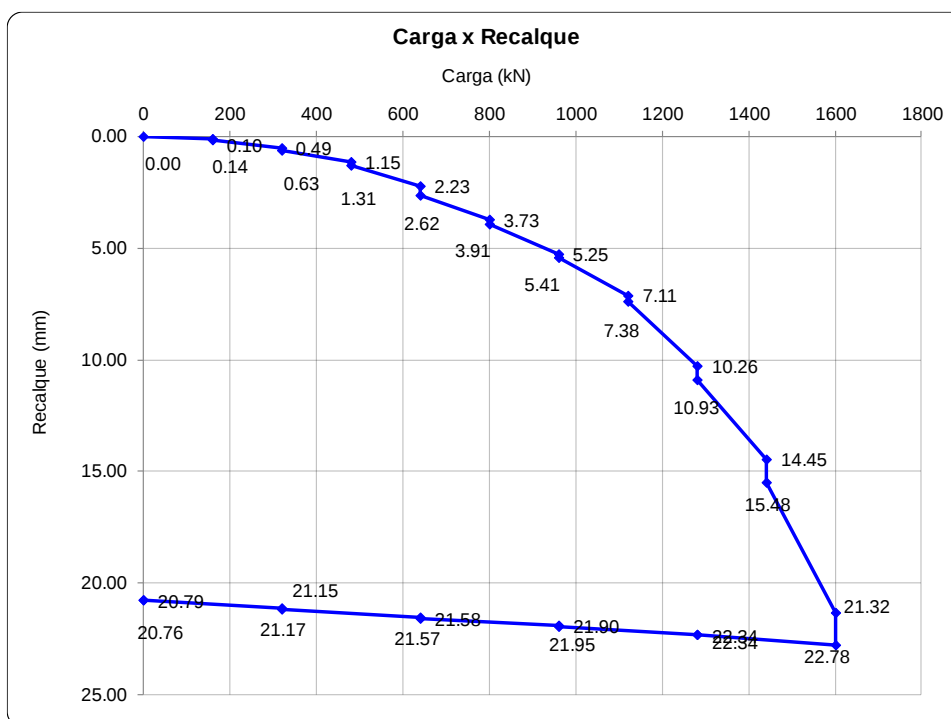


2.3.4.3 Método da Rigidez (1996b, 2008)

Uma abordagem alternativa foi apresentada por Décourt (1996b) com o intuito de prever a carga de ruptura do elemento fundação e avaliar o seu comportamento no decorrer do ensaio, a partir da conversão do resultado da PCE para o gráfico de rigidez. A rigidez do elemento (RIG) é definida pela razão entre a carga aplicada e o respectivo deslocamento medido. Sequencialmente, plota-se os valores de rigidez no eixo das ordenadas e os valores do carregamento no eixo das abscissas, resultando no gráfico da página seguinte.

De acordo com Falconi *et al.* (2016), o método se destinava, inicialmente, à extrapolação da curva para estimativa da carga de ruptura física, sendo esta última determinada no cenário em que a rigidez for nula. Ou seja, à medida que os carregamentos e deslocamentos crescem, a rigidez tende a diminuir e se aproximar cada vez mais do eixo das abscissas ($RIG \rightarrow 0$), mas como a hipótese de nulidade da rigidez não ocorre, a extrapolação se torna necessária.

Gráfico 5 - Conversão da PCE para o gráfico de rigidez



Décourt *apud* Melo (2009) indica duas situações características obtidas pelo gráfico de rigidez, a primeira diz respeito às fundações que quase não rompem (estacas escavadas) e por isso carecem de extrapolação para definição da ruptura física. A segunda refere-se às fundações que rompem (estacas de deslocamento), no qual se determina claramente a ruptura convencional e a ruptura física.

Originalmente, o método indicava as extrapolações lineares como mais adequadas na maioria dos casos, porém Décourt propôs em 2008 uma complementação do método no sentido de interpretação da prova de carga, sendo possível avaliar contribuições do atrito lateral e ponta atuantes no elemento de fundação para situações de elevadas deformações. Desta forma, a análise da primeira parcela sucede por ajustes lineares, em geral no trecho intermediário da curva, enquanto que a segunda apresenta melhor adequação por ajuste logarítmico, geralmente no trecho final do gráfico.

O resultado da interpretação sugere faixas de domínios do atrito lateral e da resistência de ponta, visto que é pouco provável a atuação exclusiva de uma dessas parcelas na capacidade de carga. Com a finalidade de aprimorar a interpretação deve-se ter atenção na qualidade dos ajustes, que é apreciada através dos coeficientes de correlação (R^2) e tendem a melhorar à medida que se incorpora o maior número de pontos possíveis na análise (FALCONI *et al.*, 2016). A avaliação se torna mais confiável ao passo que os valores de rigidez diminuam e se aproximem da nulidade, por isso a situação ideal aponta para execução de provas de carga até grandes carregamentos e deslocamentos elevados.

2.3.4.4 Consideração da ABNT NBR 6122 (2010)

A norma ABNT NBR 6122 (2010), em seu item 8.2.1.1, trata das provas de carga como recurso para definição da carga admissível a partir da avaliação de duas situações. A primeira diz respeito aos ensaios em que se atinge a ruptura nítida, ou seja, quando as deformações são contínuas sem acréscimos de cargas, resultando em uma carga de ruptura de mesmo valor à máxima alcançada no teste. A segunda situação é caracterizada pela ausência de ruptura no ensaio, devido a limitações do sistema de reação da PCE ou pelo próprio comportamento do solo, onde se observam recalques elevados sem indicativos de rompimento.

Neste último caso, a norma sugere a extrapolação do gráfico carga x recalque por métodos consagrados da engenharia geotécnica e/ou adoção de uma carga convencionada baseada na equação e ilustração apresentadas na sequência.

$$\Delta_r = \frac{P \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (18)$$

Δ_r = é o recalque de ruptura convencional;

P ou Q_{cv} = carga de ruptura convencional;

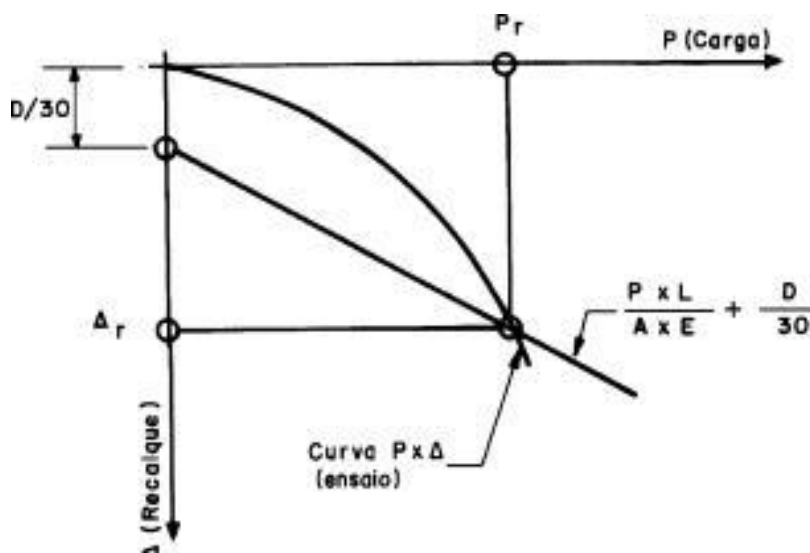
L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

Figura 18 - Carga de ruptura convencional segundo ABNT NBR 6122 (2010)¹⁹



Desta forma, a carga admissível aceitável pela norma é aquela cujo fator de segurança contra ruptura é igual a 2 e que, simultaneamente, não é superior a 1/1,5 da carga que produz o recalque admissível.

Nesse processo de interpretação do ensaio devem ser considerados fatores como a natureza do terreno, velocidade de carregamento do ensaio e estabilização dos recalques. Alguma anormalidade em uma dessas condições pode influenciar na determinação da relação carga x recalque.

¹⁹ Fonte: ABNT NBR 6122 (2010), p.26, item 8.2.1.1

3 METODOLOGIA DO ESTUDO

O estudo teve início na coleta de dados com destaque para 103 Provas de Carga Estática (PCE) em estacas espalhadas em 62 obras distribuídas na Região Metropolitana do Recife (RMR), além das informações complementares de sondagens SPT, projetos de fundações, memoriais de cálculos de capacidade de carga e controle de execução das estacas. Entretanto, não foi possível coletar este conjunto completo de informações, devido à elevada distribuição das obras e ausência de alguns dados em determinados casos.

3.1 PROCESSAMENTOS DOS DADOS

O principal conjunto de dados é constituído por PCEs executadas em estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada (HCM), com diâmetros de 400, 500 e 600 mm e com comprimentos que variam de 10,5 m até 27,5 m.

O tratamento da amostra teve início na avaliação das informações coletadas com o objetivo de exclusão dos dados inconsistentes que causariam perturbação na análise estatística.

Em um primeiro momento, foram excluídas as PCEs que sofreram alguma interferência externa, como complicações na execução do ensaio ou identificação de problemas estruturais no bloco de coroamento, na própria fundação ou no sistema de reação, evitando assim ensaios cujos resultados possam ter sofrido alterações, mesmo que tenham sido mínimas.

Baseado na experiência de Velloso e Lopes (2010), as análises de PCE pelo método de Van der Veen (1953) são viabilizadas mediante o alcance de um recalque máximo de, ao menos, 1% do diâmetro da estaca. Segundo Gusmão e Oliveira (2013), as extrapolações dos ensaios PCEs são confiáveis à medida que os deslocamentos máximos atinjam pelo menos 3% do diâmetro da estaca, a fim de evitar o superdimensionamento da capacidade de carga das fundações. Dantas (2014) admitiu como critério o percentual de 1%, que resultou em estimativas de capacidade de carga exageradas para alguns casos. Diante desse cenário, o autor

adotou como critérios para o presente trabalho, o alcance do percentual mínimo de 1,5% e exclusão dos resultados cujos gráficos tipo carga x recalque apresentassem comportamento linear (informação verbal)²⁰, no intuito de reduzir dispersões na análise estatística.

Portanto, identificou-se o deslocamento máximo para cada PCE, a fim de eliminar dados nos quais o valor se mostrou inferior a 1,5% do diâmetro nominal da estaca. Dessa forma, o recalque mínimo para estacas de 400 mm é de 6,0 mm, nas estacas de 500 mm é de 7,5 mm e nas estacas de 600 mm é de 9,0 mm.

A tabela 15 sintetiza o procedimento adotado.

Tabela 15 - Resumo das PCEs

PCE	Diâmetro (φ)	Comprimento (L)	Recalque (ρ) do Ensaio PCE			ρ/φ (%)	% mín=1.50% Aceitável?
			Total	Residual	Elástica		
PCE-1	400 mm	22,6 m	4.68	1.66	3.02	1.17%	NÃO
PCE-2	400 mm	21,3 m	8.24	1.86	6.38	2.06%	SIM*
PCE-3	400 mm	16,5 m	5.74	1.94	3.80	1.44%	NÃO
PCE-4	400 mm	19,0 m	5.72	0.82	4.90	1.43%	NÃO
PCE-5	400 mm	19,0 m	5.92	0.83	5.09	1.50%	SIM
PCE-6	400 mm	18,0 m	3.47	1.11	2.36	0.87%	NÃO
PCE-7	400 mm	15,0 m	6.47	2.09	4.38	1.62%	SIM
PCE-8	400 mm	15,0 m	4.61	0.19	4.42	1.16%	NÃO
PCE-9	400 mm	13,2 m	5.57	3.18	2.39	1.40%	NÃO
PCE-10	400 mm	13,2 m	7.95	3.93	4.02	1.99%	SIM
PCE-11	400 mm	14,9 m	6.31	4.90	1.41	1.58%	SIM*
PCE-12	400 mm	14,9 m	5.82	2.37	3.45	1.46%	NÃO
PCE-13	400 mm	15,6 m	5.06	2.31	2.75	1.27%	NÃO
PCE-14	400 mm	15,6 m	6.18	3.22	2.96	1.55%	SIM
PCE-15	400 mm	12,5 m	12.76	8.89	3.87	3.19%	SIM
PCE-16	400 mm	12,5 m	6.52	4.03	2.49	1.63%	SIM
PCE-17	400 mm	17,5 m	8.28	1.93	6.35	2.07%	SIM
PCE-18	400 mm	17,5 m	13.55	8.65	4.90	3.39%	SIM
PCE-19	400 mm	11,5 m	11.18	8.91	2.27	2.80%	SIM
PCE-20	400 mm	11,5 m	22.78	20.76	2.02	5.70%	SIM
PCE-21	400 mm	11,5 m	9.03	6.36	2.67	2.26%	SIM
PCE-22	400 mm	11,5 m	23.30	20.40	2.90	5.83%	SIM

continua

²⁰ Orientação fornecida pelo Professor Paulo José Rocha de Albuquerque no curso de capacitação de prova de carga estática, Recife, 18 e 19 de outubro de 2017.

PCE	Diâmetro (ϕ)	Comprimento (L)	Recalque (ρ) do Ensaio PCE			ρ/ϕ (%)	% mín=1.50%
			Total	Residual	Elástica		Aceitável?
PCE-23	400 mm	11,5 m	6.91	3.62	3.29	1.73%	SIM*
PCE-24	400 mm	19,0 m	7.12	5.55	1.57	1.78%	SIM
PCE-25	400 mm	19,0 m	6.07	3.90	2.17	1.52%	SIM
PCE-26	400 mm	27,0 m	2.99	0.74	2.25	0.75%	NÃO
PCE-27	400 mm	11,0 m	5.56	3.30	2.26	1.39%	NÃO
PCE-28	400 mm	12,0 m	3.39	0.92	2.47	0.85%	NÃO
PCE-29	400 mm	20,0 m	6.52	3.22	3.30	1.63%	SIM*
PCE-30	400 mm	20,0 m	3.29	0.84	2.45	0.83%	NÃO
PCE-31	400 mm	29,0 m	3.19	1.22	1.97	0.80%	NÃO
PCE-32	500 mm	18,0 m	18.79	15.04	3.75	3.76%	SIM
PCE-33	500 mm	18,0 m	9.93	6.70	3.23	1.99%	SIM
PCE-34	500 mm	21,0 m	5.94	1.91	4.03	1.19%	NÃO
PCE-35	500 mm	21,0 m	6.66	2.91	3.75	1.34%	NÃO
PCE-36	500 mm	15,7 m	7.50	3.20	4.30	1.50%	SIM*
PCE-37	500 mm	27,0 m	7.57	3.04	4.53	1.52%	SIM*
PCE-38	500 mm	19,0 m	5.92	1.88	4.04	1.19%	NÃO
PCE-39	500 mm	15,5 m	6.25	1.76	4.49	1.25%	NÃO
PCE-40	500 mm	16,5 m	8.23	2.88	5.35	1.65%	SIM*
PCE-41	500 mm	16,5 m	7.16	3.34	3.82	1.44%	NÃO
PCE-42	500 mm	28,0 m	6.35	2.50	3.85	1.27%	NÃO
PCE-43	500 mm	25,0 m	5.40	1.00	4.40	1.08%	NÃO
PCE-44	500 mm	25,0 m	4.81	1.03	3.78	0.97%	NÃO
PCE-45	500 mm	20,0 m	11.76	6.37	5.39	2.36%	SIM
PCE-46	500 mm	14,0 m	7.48	3.13	4.35	1.50%	SIM
PCE-47	500 mm	24,0 m	8.26	3.01	5.25	1.66%	SIM
PCE-48	500 mm	15,0 m	8.10	3.74	4.36	1.62%	SIM
PCE-49	500 mm	25,5 m	10.15	4.86	5.29	2.03%	SIM
PCE-50	500 mm	12,4 m	2.99	0.83	2.16	0.60%	NÃO
PCE-51	500 mm	11,4 m	4.20	2.34	1.86	0.84%	NÃO
PCE-52	500 mm	11,6 m	10.01	7.18	2.83	2.01%	SIM
PCE-53	500 mm	10,5 m	19.08	16.17	2.91	3.82%	SIM
PCE-54	500 mm	18,5 m	24.30	17.22	7.08	4.86%	SIM
PCE-55	500 mm	30,0 m	9.16	3.38	5.78	1.84%	SIM*
PCE-56	500 mm	12,0 m	4.10	1.99	2.11	0.82%	NÃO
PCE-57	500 mm	12,0 m	18.59	14.79	3.80	3.72%	SIM
PCE-58	500 mm	20,0 m	16.49	10.17	6.32	3.30%	SIM
PCE-59	500 mm	23,0 m	6.58	2.37	4.21	1.32%	NÃO
PCE-60	500 mm	23,0 m	5.74	2.38	3.36	1.15%	NÃO
PCE-61	500 mm	30,0 m	5.78	1.33	4.45	1.16%	NÃO
PCE-62	500 mm	27,0 m	5.45	1.48	3.97	1.09%	NÃO
PCE-63	500 mm	27,0 m	6.51	2.53	3.98	1.31%	NÃO
PCE-64	500 mm	26,0 m	7.56	3.47	4.09	1.52%	SIM*
PCE-65	500 mm	26,0 m	8.29	3.40	4.89	1.66%	SIM
PCE-66	500 mm	28,0 m	3.06	1.01	2.05	0.62%	NÃO
PCE-67	500 mm	19,5 m	2.68	0.87	1.81	0.54%	NÃO
PCE-68	500 mm	17,0 m	23.06	19.55	3.51	4.62%	SIM

continuação

PCE	Diâmetro (ϕ)	Comprimento (L)	Recalque (ρ) do Ensaio PCE			ρ/ϕ (%)	% mín=1.50%
			Total	Residual	Elástica		Aceitável?
PCE-69	500 mm	23,0 m	3,99	1,16	2,83	0,80%	NÃO
PCE-70	500 mm	18,0 m	15,81	10,78	5,03	3,17%	SIM
PCE-71	500 mm	18,0 m	8,18	3,82	4,36	1,64%	SIM
PCE-72	500 mm	12,0 m	8,80	4,19	4,61	1,76%	SIM
PCE-73	500 mm	28,0 m	3,80	1,35	2,45	0,76%	NÃO
PCE-74	500 mm	24,0 m	17,10	10,73	6,37	3,42%	SIM
PCE-75	500 mm	22,0 m	8,17	2,18	5,99	1,64%	SIM
PCE-76	500 mm	25,0 m	8,28	4,70	3,58	1,66%	SIM*
PCE-77	500 mm	18,0 m	10,00	6,20	3,80	2,00%	SIM
PCE-78	600 mm	24,0 m	5,12	1,60	3,52	0,86%	NÃO
PCE-79	600 mm	20,8 m	9,62	4,04	5,58	1,61%	SIM*
PCE-80	600 mm	20,8 m	14,68	9,75	4,93	2,45%	SIM
PCE-81	600 mm	18,5 m	11,92	7,02	4,90	1,99%	SIM
PCE-82	600 mm	19,0 m	8,93	3,56	5,37	1,50%	SIM
PCE-83	600 mm	20,0 m	7,26	2,41	4,85	1,21%	NÃO
PCE-84	600 mm	18,0 m	9,44	4,46	4,98	1,58%	SIM*
PCE-85	600 mm	20,0 m	10,16	5,24	4,92	1,70%	SIM
PCE-86	600 mm	19,0 m	10,61	5,02	5,59	1,77%	SIM
PCE-87	600 mm	28,0 m	8,26	3,46	4,80	1,38%	NÃO
PCE-88	600 mm	27,0 m	7,64	1,40	6,24	1,28%	NÃO
PCE-89	600 mm	17,0 m	13,06	7,03	6,03	2,18%	SIM
PCE-90	600 mm	16,0 m	7,40	2,67	4,73	1,24%	NÃO
PCE-91	600 mm	15,0 m	10,14	6,63	3,51	1,69%	SIM
PCE-92	600 mm	19,0 m	5,93	2,38	3,55	0,99%	NÃO
PCE-93	600 mm	25,5 m	11,45	4,36	7,09	1,91%	SIM
PCE-94	600 mm	25,5 m	8,35	1,22	7,13	1,40%	NÃO
PCE-95	600 mm	25,5 m	20,85	13,51	7,34	3,48%	SIM
PCE-96	600 mm	27,5 m	19,92	9,60	10,32	3,32%	SIM
PCE-97	600 mm	16,0 m	22,66	17,39	5,27	3,78%	SIM
PCE-98	600 mm	15,0 m	11,42	8,11	3,31	1,91%	SIM
PCE-99	600 mm	22,0 m	8,36	1,47	6,89	1,40%	NÃO
PCE-100	600 mm	15,0 m	4,11	1,78	2,33	0,69%	NÃO
PCE-101	600 mm	16,0 m	6,78	5,19	1,59	1,13%	NÃO
PCE-102	600 mm	20,9 m	17,48	12,94	4,54	2,92%	SIM
PCE-103	600 mm	22,0 m	17,41	10,53	6,88	2,91%	SIM

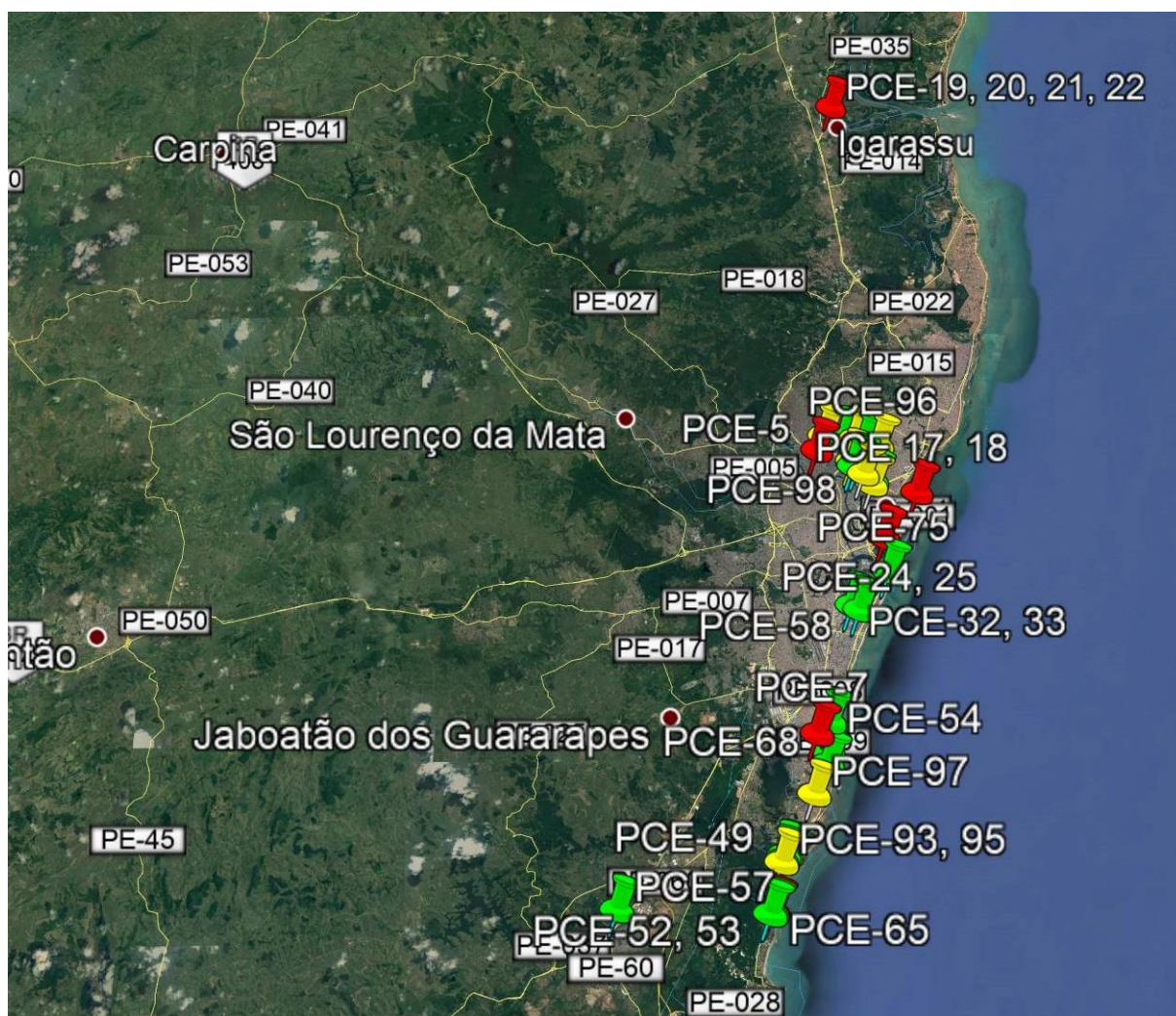
* Dados não considerados devido ao comportamento linear do gráfico

conclusão

A triagem foi complementada pela exclusão de outras 3 provas de carga, a PCE-72 e PCE-89 por falta de informações geotécnicas suficientes para análise, e a PCE-103, pela identificação do rompimento estrutural do bloco de coroamento durante o ensaio. Portanto, restaram 45 provas de carga enquadradas como aceitáveis para a avaliação pretendida neste trabalho, sendo 14 nas estacas de 400 mm, 19 nas estacas de 500 mm e 12 nas estacas de 600 mm.

O conjunto final dos dados foi locado em um mapa, para melhor visualização da distribuição dos ensaios na RMR, de acordo com a figura 19.

Figura 19 - Mapa geral das provas de carga



Os bairros incluídos no estudo são: Cabo de Santo Agostinho, Reserva do Paiva, Barra de Jangada, Candeias, Piedade, Boa Viagem, Pina, Centro do Recife, Torre, Graças, Poço da Panela, Casa Forte, Parnamirim, Tamarineira, Rosarinho, Encruzilhada, Boa Vista e Igarassu. Nas figuras 20, 21, 22, 23 e 24²¹ são apresentados mapas com os locais mais aproximados.

²¹ Fonte: Google Earth Pro.

Figura 20 - Mapa local das provas de carga - Cabo de Santo Agostinho e Reserva do Paiva

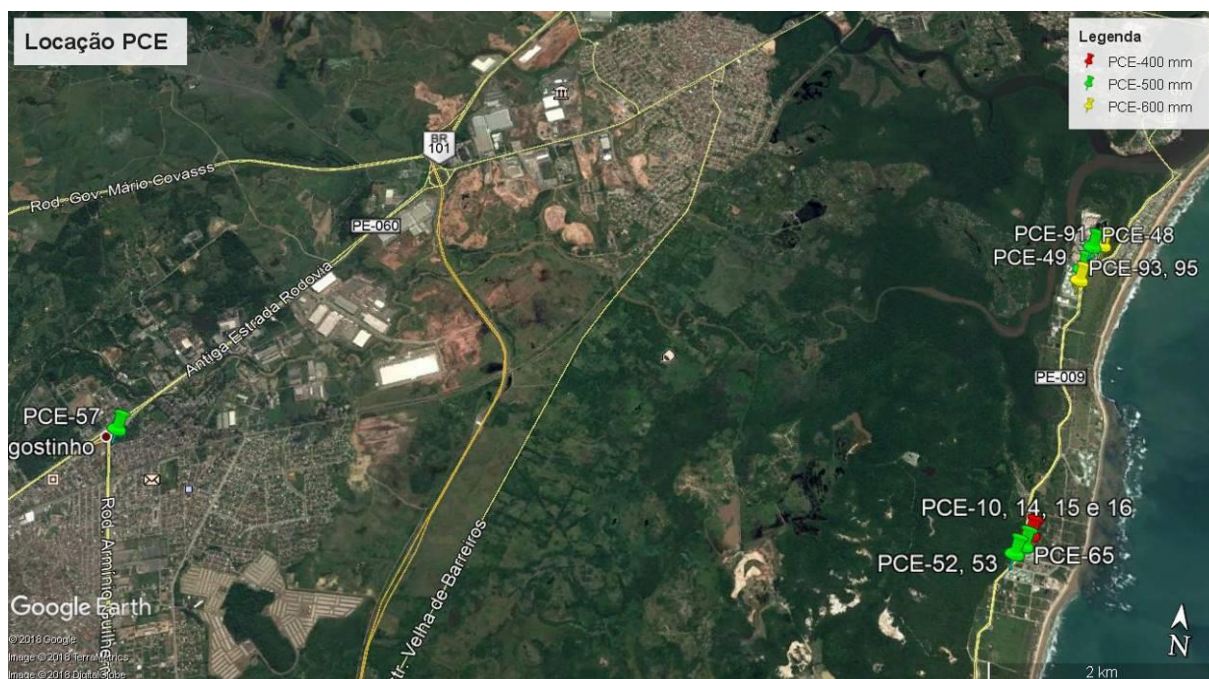


Figura 21 - Mapa local das provas de carga – Barra de Jangada, Candeias e Piedade

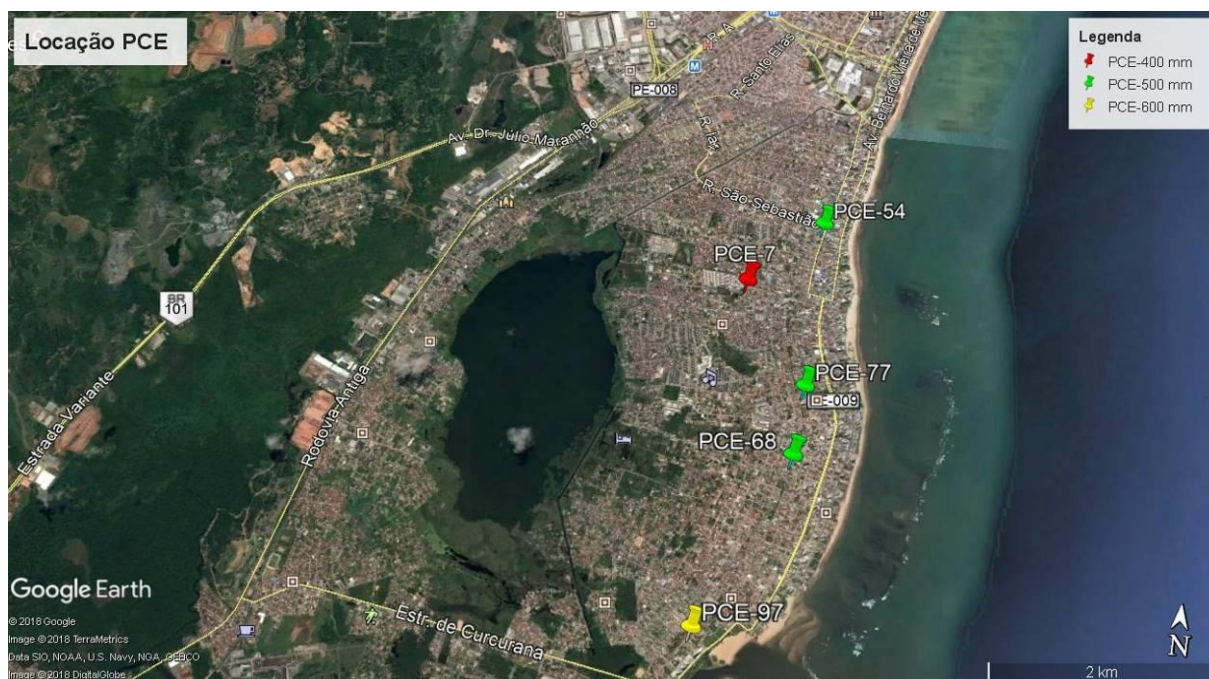
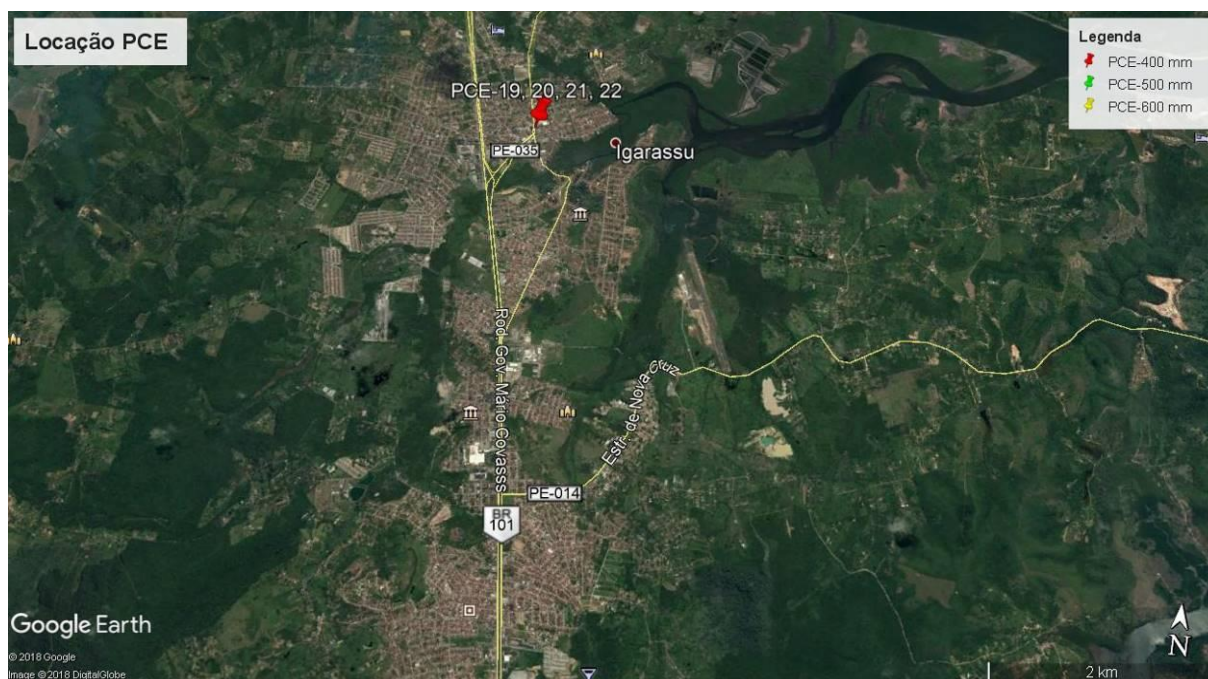


Figura 24 - Mapa local das provas de carga – Igarassu



3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DA ÁREA DE PESQUISA

Em um primeiro momento, procurou-se de forma simplificada e objetiva caracterizar as unidades geológicas dos locais das provas de carga, e, posteriormente, identificar perfis geotécnicos para cada grupo geológico. Com o auxílio do mapa geológico do Recife (informação impressa)²² foram realizadas as classificações para cada prova de carga, no qual as unidades são classificadas conforme tabela 16.

Como o mapa utilizado não abrange os municípios do Cabo de Santo Agostinho, Jaboatão dos Guararapes e Igarassu, foi necessária a adoção de outro procedimento para caracterização geológica destas áreas situadas no entorno do Recife. Por isso, foram definidas as unidades geológicas através da interpretação das sondagens e associações de suas unidades geológicas com o mapa do Recife.

²² Mapa impresso disponibilizado pelo Professor Roberto Quental Coutinho, Recife, 08 de fevereiro de 2018.

Tabela 16 - Unidades geológicas do Recife

Quaternário	Qr	Recifes	Arenitos com cimentação carbonática
	Qm	Mangues	Areias finas, siltes e argilas orgânicas com vegetação típica
	Qfl	Depósitos flúvio-lagunares	Areias, siltes e argilas orgânicas
	Qh	Praias holocênicas	Areias de praia com fragmentação de conchas
	Qpm	Praias pleistocênicas modificadas	Areias de praia com intercalações de argilas orgânicas
	Qp	Praias pleistocênicas	Areias de praia com cimentação por ácido húmico e Fe_2O_3
Terciário	Tb	Formação Barreiras	Areias e argilas com laterização
Cretáceo	Kg	Formação Gramame	Calcarenitos e calcários fossilíferos
	Kb	Formação Beberibe	Areias, arenitos carbonáticos e siltitos fossilíferos
	Ke	Formação Cabo	Conglomerados, arcósios e argilitos
Pré-cambriano	P	Embasamento cristalino	Gnaisses, migmatitos, granitos e cataclasitos

Fonte: Alheiros *et al.* (1995)

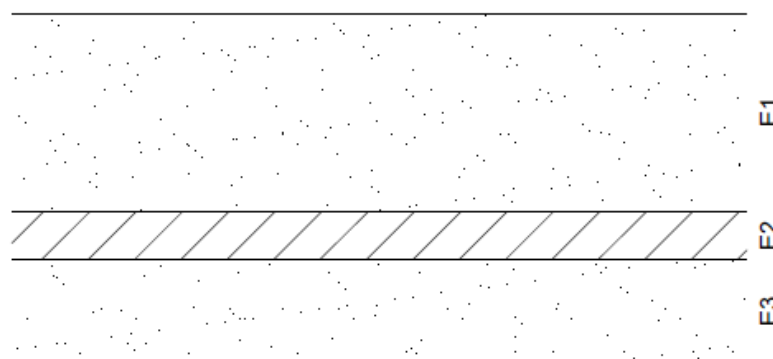
A caracterização dos três bairros proporcionou uma classificação mais próxima das demais provas de carga da pesquisa.

Após essa classificação inicial, se buscou definir características geotécnicas similares dos locais que compõem o estudo. Desta forma, foi proposta uma divisão pela distribuição das camadas do subsolo, ilustrada pela figura 25.

O perfil do tipo “P1” é caracterizado pela predominância de solos arenosos, podendo conter, ou não, camadas insignificantes de outros materiais ($E1 \gg E2$). O perfil tipo “P2” é identificado pela intercalação entre camadas de areias, siltes, argilas, etc., cujas espessuras são aproximadamente iguais ($E1 \approx E2 \approx E3 \approx E4$). O perfil do tipo “P3” é composto por camadas de solos argilosos ou siltosos com maior espessura e significância em relação a outros materiais ($E1 \gg E2$).

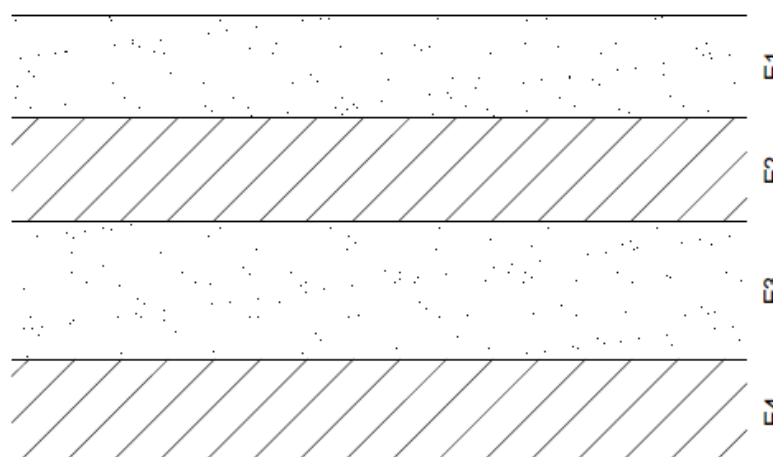
Figura 25 - Tipos de perfis geotécnicos²³

PERFIL DE CAMADAS TIPO 1



$$E1 \gg E2$$

PERFIL DE CAMADAS TIPO 2



$$E1 \approx E2 \approx E3 \approx E4$$

PERFIL DE CAMADAS TIPO 3



$$E1 \gg E2$$

²³ Fonte: autor.

O produto da classificação geológica e caracterização geotécnica são apresentados na tabela 17.

PCE	Unidade geológica	Perfil de camadas do subsolo	Bairro
PCE-7 ^A	Qfl	P2	Candeias*
PCE-32 ^A		P2	Boa Viagem
PCE-33		P2	Boa Viagem
PCE-58		P1	Boa Viagem
PCE-57		P3	Cabo de Stº Agostinho
PCE-19 ^A		P2	Igarassu*
PCE-20 ^A		P2	Igarassu*
PCE-21 ^A		P2	Igarassu*
PCE-22 ^A		P2	Igarassu*
PCE-54		P2	Piedade*
PCE-10		P2	Reserva do Paiva*
PCE-15 ^A		P2	Reserva do Paiva*
PCE-16		P2	Reserva do Paiva*
PCE-49 ^B		P2	Reserva do Paiva*
PCE-52 ^A		P3	Reserva do Paiva*
PCE-53		P2	Reserva do Paiva*
PCE-91		P1	Reserva do Paiva*
PCE-93		P2	Reserva do Paiva*
PCE-95		P2	Reserva do Paiva*
PCE-97 ^B	Qh	P1	Barra de Jangada*
PCE-75		P1	Boa Viagem
PCE-68 ^B		P1	Candeias*
PCE-77		P1	Candeias*
PCE-24 ^B		P1	Pina
PCE-25 ^B		P1	Pina
PCE-65 ^{AB}		P1	Reserva do Paiva*
PCE-70 ^A	Qpm	P2	Boa Vista
PCE-71		P2	Boa Vista
PCE-102		P2	Boa Vista
PCE-81		P1	Casa Forte
PCE-17		P1	Centro do Recife
PCE-18		P1	Centro do Recife
PCE-96		P1	Encruzilhada
PCE-45		P2	Graças
PCE-98		P2	Graças
PCE-46		P2	Parnamirim
PCE-5		P2	Poço da Panela

continua

PCE	Unidade geológica	Perfil de camadas do subsolo	Bairro
PCE-14 ^B	Qpm	P2	Reserva do Paiva*
PCE-48 ^B		P1	Reserva do Paiva*
PCE-47		P2	Rosarinho
PCE-82		P2	Tamarineira
PCE-85		P2	Tamarineira
PCE-86		P2	Tamarineira
PCE-74		P2	Torre
PCE-80		P2	Torre

* Dados estimados pelo autor, por não estarem enquadrados no Mapa geológico do Recife

A – Presença de pedregulho ou rocha na ponta da estaca

B – Presença de fragmentos de conchas

conclusão

3.3 CÁLCULOS DE CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga do sistema solo-fundação foi determinada por meio de formulações semi-empíricas descritas no item 2.2.1 deste trabalho, as quais se tem: o método de Aoki & Velloso (1975), o mesmo método associado às contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), o mesmo método associado à contribuição de Monteiro (1997), o método de Décourt & Quarema (1978, 1996a), o método de Antunes & Cabral (1996) e o método de Alonso (1996).

Os dados de entrada para realização das operações advêm das sondagens com medidas de SPT, nas quais são extraídas duas informações principais: descrição da camada de solo e o N_{SPT} por metro de profundidade. Outras informações auxiliam na realização dos cálculos, tais como a posição do nível d'água, a cota do furo e a data de execução do ensaio.

Outra definição necessária diz respeito ao critério de escolha da sondagem de referência para realização dos cálculos: costumeiramente, utiliza-se a sondagem mais próxima da prova de carga devido ao claro entendimento de que esta prospecção retratará melhor o perfil de subsolo no qual está inserida à estaca. A ABNT NBR 12131 (2006, p. 4, item 3.3.3) corrobora com esta ideia: “A estaca deve estar situada dentro da área de abrangência da sondagem mais próxima, definida

por um círculo com centro no eixo da estaca e raio de 10 vezes seu diâmetro e, no máximo, de 5,0 m.". Embora o pensamento sugira isto (a adoção da sondagem mais próxima), o autor avaliou a influência de um grupo de sondagens sobre a estaca e por isso, ao procedimento foram incorporadas outras sondagens com a finalidade de determinar a média dos resultados, ou seja, com o intuito de obter uma previsão de capacidade de carga representativa do grupo de sondagens (GS).

Este critério não resultou em um processo enrijecido e partiu do uso do bom senso na escolha de quantas e de quais sondagens constituiriam o grupo final. Mesmo assim, são apresentadas algumas diretrizes adotadas para melhor compreensão do processo:

- A. Um quantitativo de 54 obras, do total de 62, são de edifícios imobiliários (construções verticais). Nestes casos, foram admitidas as sondagens incluídas na lâmina do prédio;
- B. Nos empreendimentos com conjunto de vários prédios, se adotaram as sondagens englobadas em cada lâmina;
- C. Nas obras horizontais, tais como hospitais, fábricas, shoppings, etc., foram escolhidas 3 ou mais sondagens relativamente próximas, evitando a seleção de todas as sondagens da obra.

Para o cálculo propriamente dito, foram utilizadas planilhas no formato excel com as equações referentes a cada metodologia, em consonância com as propostas originais dos autores. Entretanto, algumas modificações foram adotadas para esta pesquisa:

- N_{SPT} máximo de 40 golpes, salve os métodos que possuem restrição inferior a esta;
- Camadas com presença de pedregulhos ou fragmentos de conchas, geralmente arenosas, foram consideradas como areia pura;
- Os valores de F1 e F2 do método de Aoki & Velloso (1975) foram admitidos segundo Gusmão e Oliveira (2013), respectivamente 3 e 6;
- Os valores de F1 e F2 para as propostas de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) foram admitidos de acordo com Velloso e Lopes (2010), respectivamente 2 e 4;
- Para o método de Antunes & Cabral (1996) foram considerados os valores $\beta'1$ e $\beta'2$ expressos na tabela 18.

Tabela 18 - Valores de β'_1 e β'_2 adotados

Tipo de Solo	β'_1 (%)	β'_2
Areia	5,0	2,5
Areia argilosa	4,0	2,0
Areia siltosa	4,5	2,3
Silte	3,0	1,5
Silte arenoso	3,5	2,0
Silte argiloso	2,5	1,0
Argila	2,0	1,0
Argila siltosa	2,8	1,3
Argila arenosa	3,5	1,5

3.4 ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA

As avaliações das provas de carga estáticas foram realizadas com base nos métodos descritos no item 2.2.4 deste trabalho, os quais tem-se: método de Van der Veen (1953), o mesmo método associado à contribuição de Aoki (1976), o método da Rigidez de Décourt (1996b, 2008) e conceito abordado na norma NBR 6122:2010. A análise consistiu, em um primeiro momento, na extrapolação do gráfico carga x recalque por meio dos métodos supracitados. Em uma segunda etapa, pela interpretação da PCE através do conceito da Rigidez (1996b, 2008), neste caso com o intuito de verificar o desempenho da prova de carga e de avaliar as contribuições individuais do atrito lateral e da resistência de ponta. Finalizando numa avaliação das provas de carga à luz da NBR 6122:2010.

Desta forma, foram empregadas planilhas no formato excel, elaboradas pelo próprio autor na aplicação do método original de Van der Veen (1953) e na contribuição de Aoki (1976). No caso do método da Rigidez (1996b, 2008) manusearam-se duas tabelas fornecidas ao autor (informação pessoal)²⁴. Na aplicação dos 03 métodos, os dados de entrada são provenientes das provas de carga em forma de deslocamentos medidos e do respectivo carregamento aplicado.

²⁴ Planilhas fornecidas pelo Professor Paulo José Rocha de Albuquerque no curso de capacitação de prova de carga estática, Recife, 18 e 19 de outubro de 2017.

Velloso e Lopes (2010) apresentam uma forma simplificada para extrapolação pelo método de Van der Veen (1953), através da reformulação da equação 16 na equação 19.

$$\ln \left(1 - \frac{Q_{ENS}}{Q_{ult}} \right) + a \times S = 0 \quad (19)$$

Q_{ult} = carga de ruptura;

Q_{ENS} = carga de ensaio;

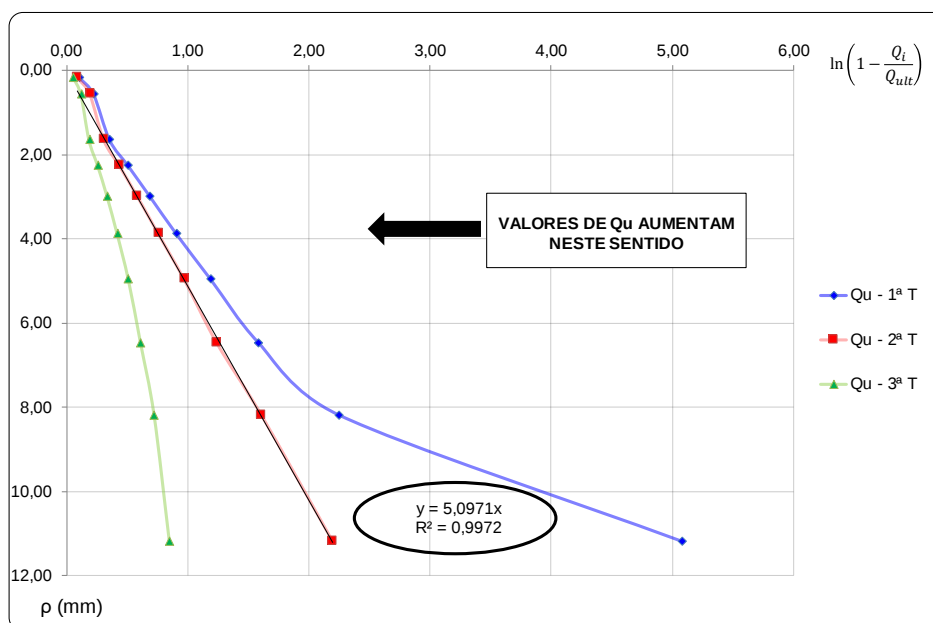
S = deslocamento referente à aplicação da carga (Q_{ENS});

$\ln$ = logaritmo natural;

a = coeficiente que define formato da curva.

A definição da carga de ruptura extrapolada (Q_{UE}) parte da estimativa dos valores de ruptura (Q_{ult}) e “ a ”, por processo iterativo, até que os dois componentes da equação se anulem. Este processo pode ser facilitado através da representação gráfica a seguir:

Gráfico 6 - Solução gráfica do método de Van der Veen (1953)

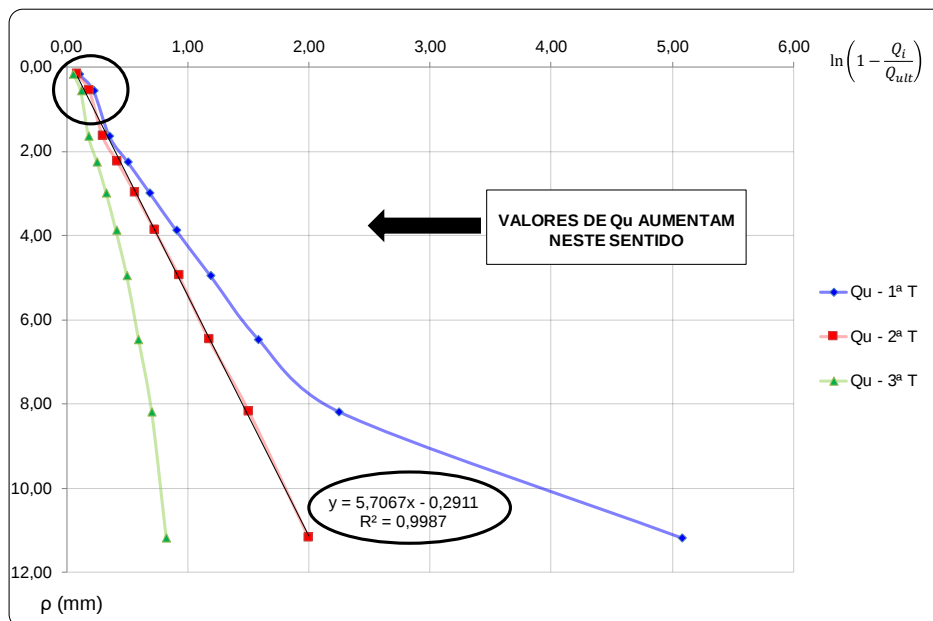


É possível verificar que vários conjuntos de dados são plotados no mesmo gráfico. O primeiro componente da equação 19 condiz ao eixo das abscissas e os deslocamentos (ρ) ao eixo das ordenadas. O conjunto que mais se assemelha a

uma reta e, conseqüentemente, apresenta o R^2 mais próximo de 1,0 (2ª T nos gráficos 6 e 7), corresponde à carga de ruptura do sistema solo-fundação.

O procedimento é similar para o método modificado por Aoki (1976), com a diferença de que é adicionado um coeficiente “b” que estabelece a interceptação do gráfico no eixo das abscissas. O gráfico 7 demonstra as diferenças.

Gráfico 7 - Solução gráfica do método de Van der Veen modificado por Aoki (1976)



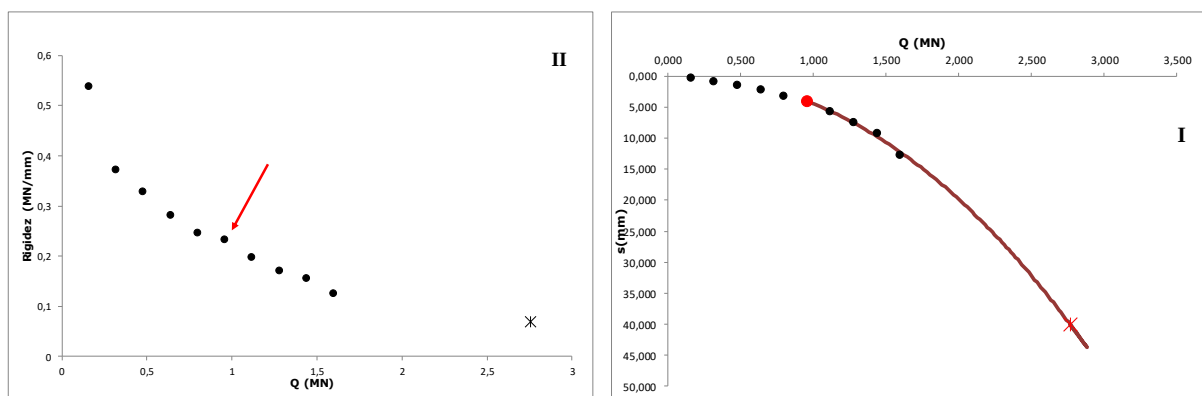
O novo ajuste proposto ao método apresentou melhoria na obtenção do valor de R^2 mais próximo de um (1), e proporcionou um melhor ajuste da curva carga x recalque com os pontos intermediários e finais do carregamento, o que é mais relevante na análise de capacidade de carga (CINTRA *et al.* 2013).

Para a aplicação do método da Rigidez (1996b, 2008) foram utilizadas duas planilhas já elaboradas e as diretrizes expostas no Anexo E da dissertação de Melo (2009, p. 209), que são apresentadas de forma simplificada na sequência.

A primeira planilha permite ao usuário a extrapolação do gráfico carga x recalque, além de apresentar os domínios de contribuição do atrito lateral e resistência de ponta. Inicialmente, são inseridas as características da estaca como comprimento, diâmetro e módulo de elasticidade do material, posteriormente são introduzidos os dados da prova de carga, que são os deslocamentos e o carregamento correspondente.

Na sequência, deve-se escolher o ponto de regressão da curva a partir de correlações lineares entre os logaritmos da carga (Q) e do recalque (ρ) do ensaio. Este ponto caracteriza uma inflexão perceptível no gráfico e simultânea redução do R^2 (vide ponto central em destaque no gráfico 8).

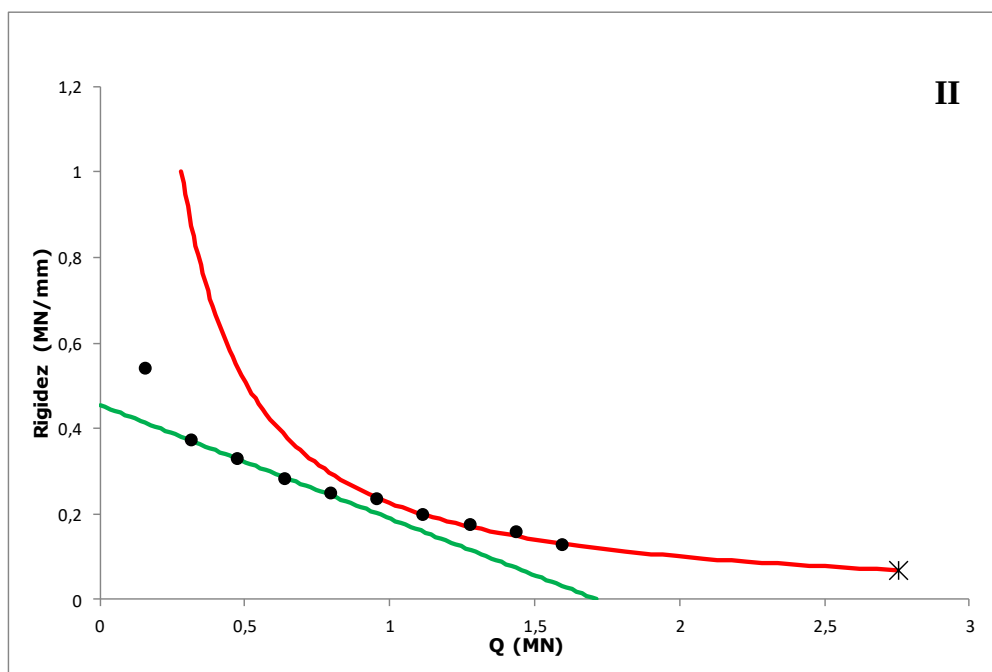
Gráfico 8 - Ponto de regressão do método da Rigidez (1996b, 2008)



O próximo passo consiste na definição da carga convencionada, arbitrada como a carga correspondente a um recalque de 10% do diâmetro da estaca, visto que a carga de ruptura real implicaria em recalques infinitos, fato que não ocorre na prática. Essa definição carece de avaliação caso a caso, visto que há ensaios com recalques maiores que este percentual e com estabilização da carga.

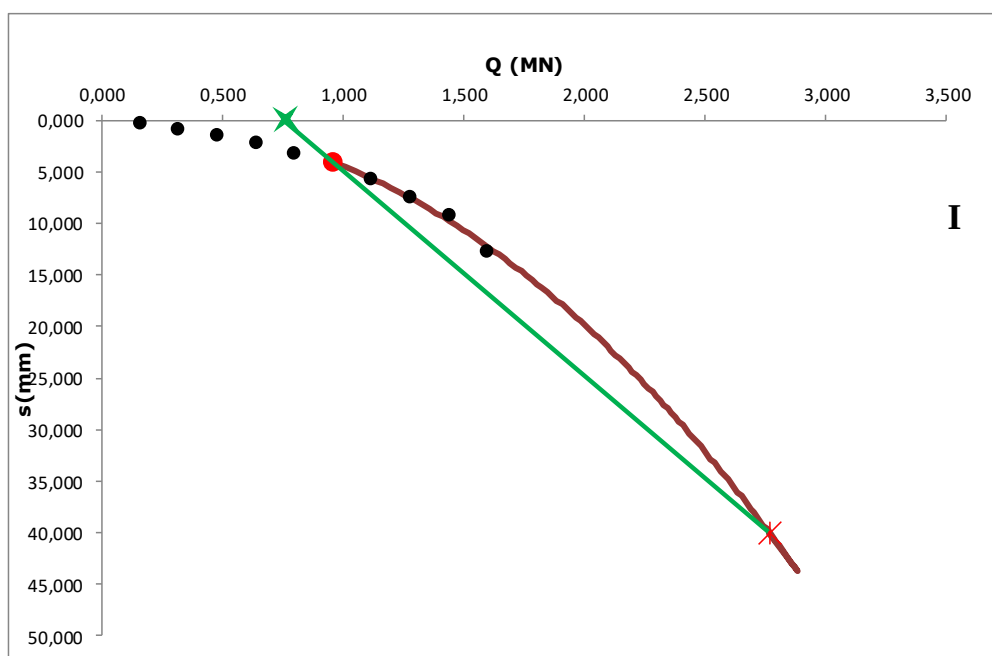
Este valor é obtido pela extrapolação no gráfico da rigidez, onde os pontos que antecedem o ponto de regressão são ajustados por meio de uma reta e correspondem ao domínio do atrito lateral, enquanto que os pontos posteriores são relativos ao domínio da resistência de ponta e são ajustados numa curva logarítmica, conforme é demonstrado no gráfico 9.

Gráfico 9 - Extrapolação pelo método da Rigidez (1996b, 2008)



A faixa de contribuição do atrito lateral é restringida por limites inferior e superior, o primeiro é definido a partir da interceptação no eixo das abscissas por uma reta composta pelos pontos da carga convencionalizada e do ponto de regressão (vide gráfico 10), e o segundo limite é determinado pela extrapolação linear no gráfico da rigidez, citada anteriormente.

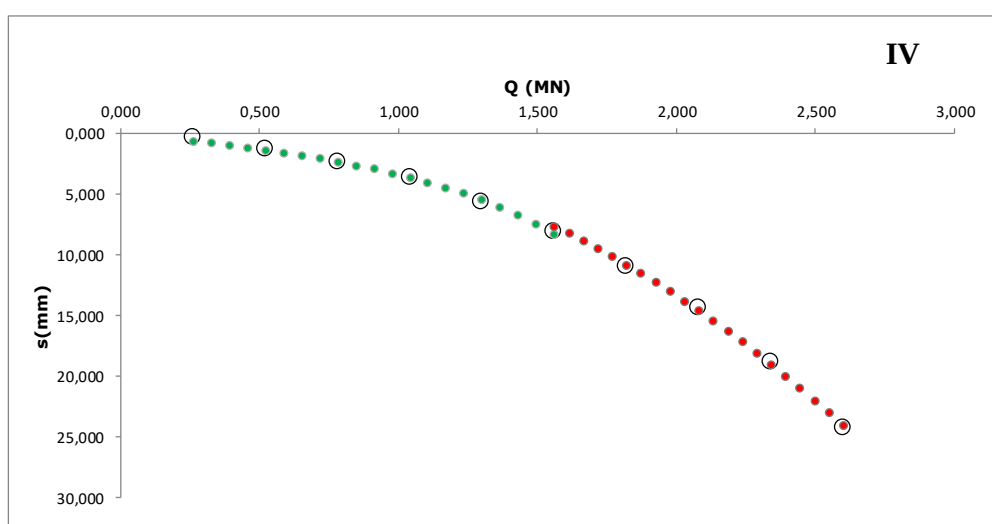
Gráfico 10 - Limite inferior do atrito lateral do método da Rigidez (1996b, 2008)



Afere-se a qualidade dos ajustes realizados conforme maior for R^2 , considerando como confiáveis extrapolações com $R^2=0,99$ e aceitáveis para no mínimo $R^2=0,95$. A confiabilidade deste método cresce à medida que os valores de rigidez diminuem e se aproximam da nulidade, isto decorre da execução de ensaios que alcancem deformações elevadas.

Por fim, uma boa análise proporciona uma representação gráfica onde os ajustes propostos se adequam aos pontos da prova de carga, conforme é demonstrado no gráfico 11.

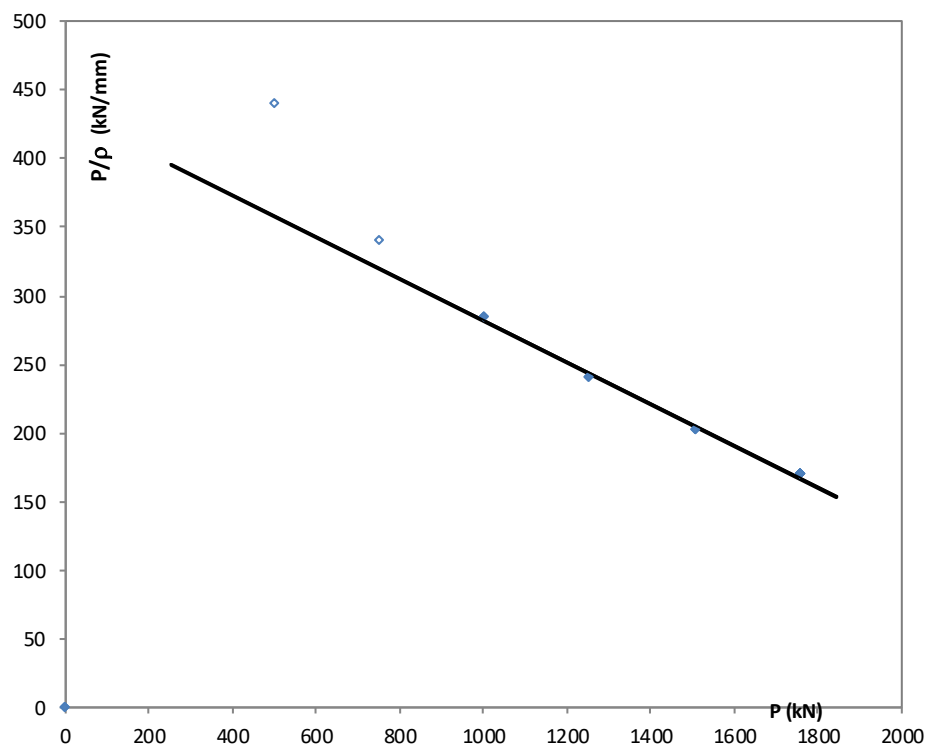
Gráfico 11 - Curva da PCE ajustada pelo método da Rigidez (1996b, 2008)



A segunda planilha foi utilizada em circunstâncias nas quais a extrapolação não apresentou bom ajuste devido à finalização precoce do gráfico de rigidez, ou em situações que o gráfico tem o comportamento linear diante de baixos valores de rigidez. No primeiro caso, não há uma conclusão clara, visto que o gráfico foi interrompido em uma faixa de rigidez elevada e a extrapolação pode ser comprometida, enquanto que a segunda ocorrência indica uma ruptura por atrito lateral com uma maior confiabilidade.

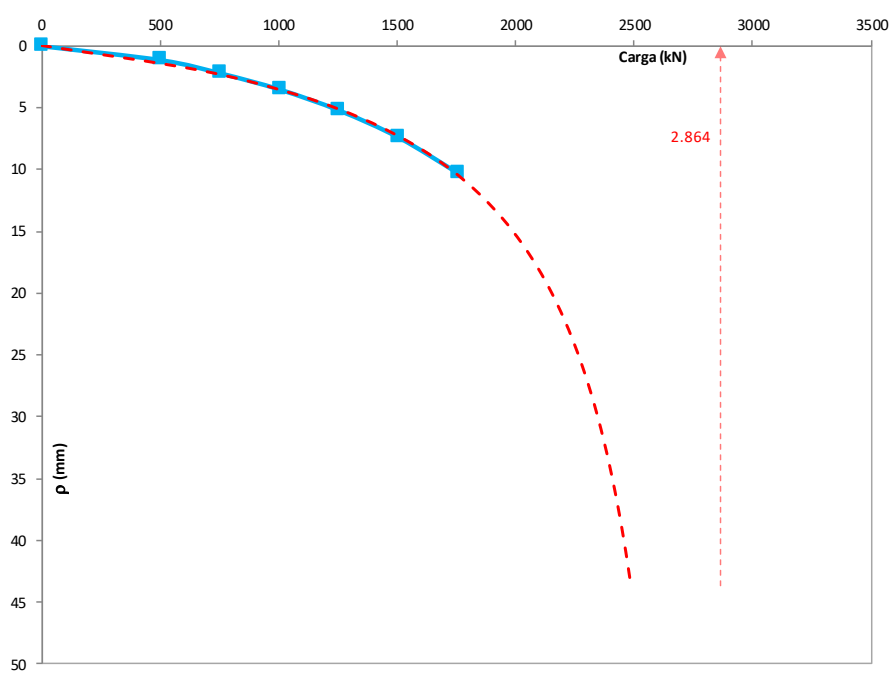
Esta análise demanda um procedimento mais simplificado em comparação com o da primeira planilha, e cabe ao usuário incluir na extrapolação o maior número de pontos possíveis, desde que o ajuste se mostre adequado (maior R^2).

Gráfico 12 - Ajuste linear pelo método da Rigidez (1996b)



O resultado gerado pela extrapolação é expresso no gráfico 13.

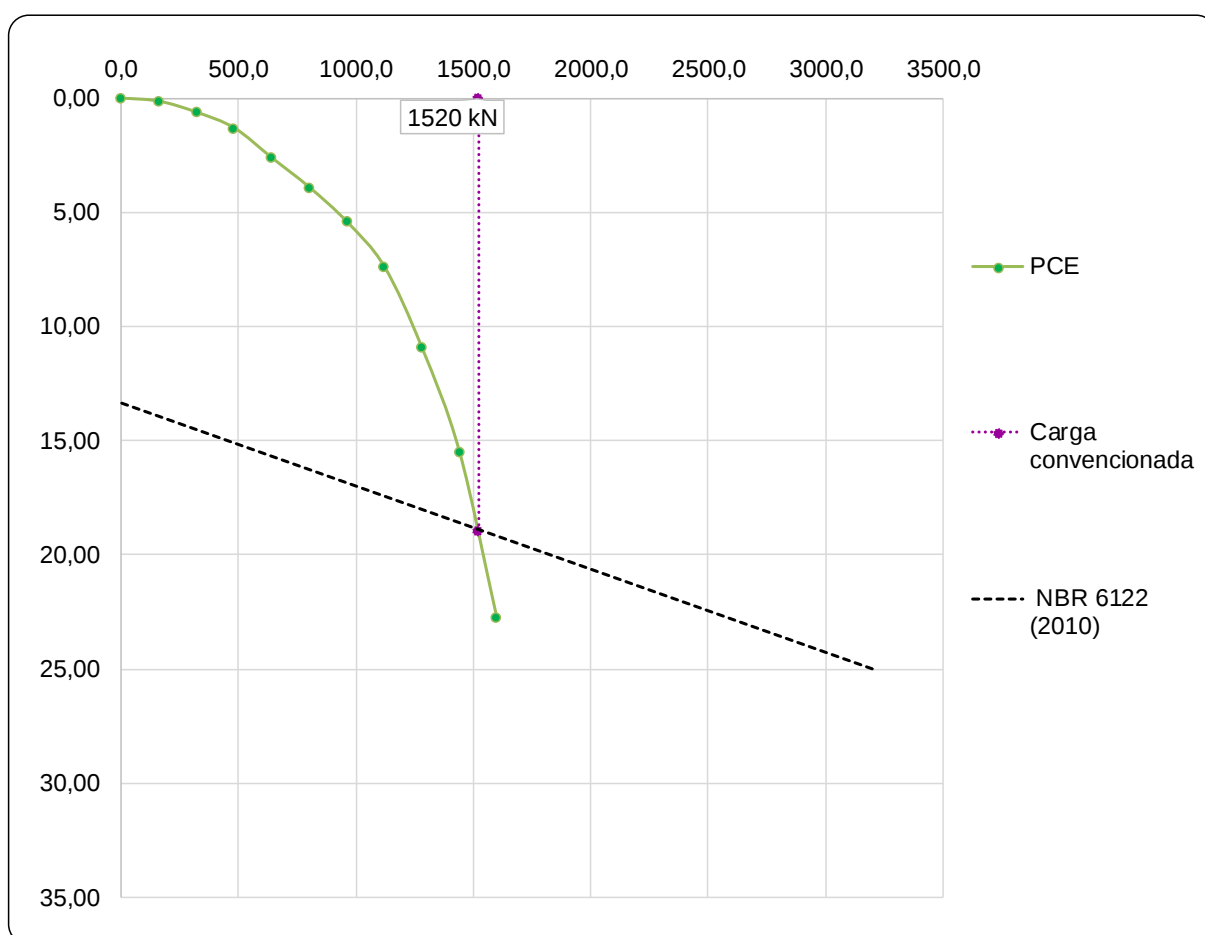
Gráfico 13 - Comparativo entre extrapolação e prova de carga



Para aplicação do conceito da norma plota-se uma reta no gráfico da prova de carga, conforme gráfico 14. Essa reta é gerada pela equação 18, mediante a inserção das informações da estaca: módulo de elasticidade do material, comprimento, diâmetro e área da seção transversal. O ponto de interseção da reta com o gráfico da prova de carga resulta na carga convencionada.

É importante ressaltar que este procedimento não extrapola a carga de ruptura, mas apenas convencionada uma carga como carga limitante para trabalho. Essa metodologia, portanto, difere das apresentadas anteriormente e seus resultados servem apenas para orientação do funcionamento do método.

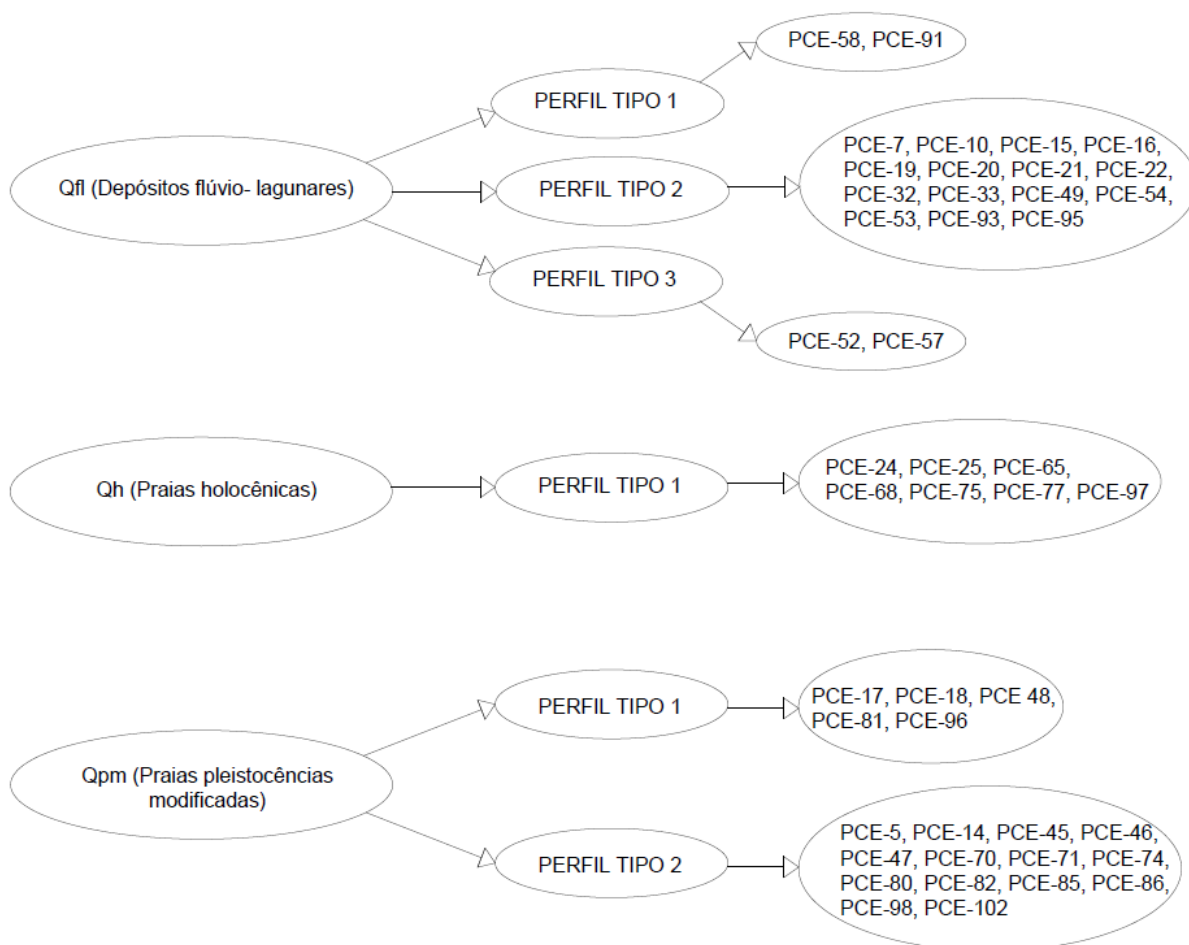
Gráfico 14 - Conceito de carga convencionada da ABNT NBR 6122 (2010)



4 ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA E RESULTADOS

Em um primeiro momento a amostra foi dividida de acordo com as unidades geológicas, observando as similaridades na constituição e formação dos perfis de camadas do subsolo, surgindo três grupos: depósitos flúvio-lagunares (Qfl), praias holocênicas (Qh) e praias pleistocênicas modificadas (Qpm), nos quais existe subdivisões no tocante a distribuição das camadas, resultando nos perfis do tipo P1, P2 ou P3. O fluxograma apresentado na figura 26 resume a tabela 17 e ilustra as divisões supracitadas.

Figura 26 - Distribuição das unidades geológicas e perfis geotécnicos

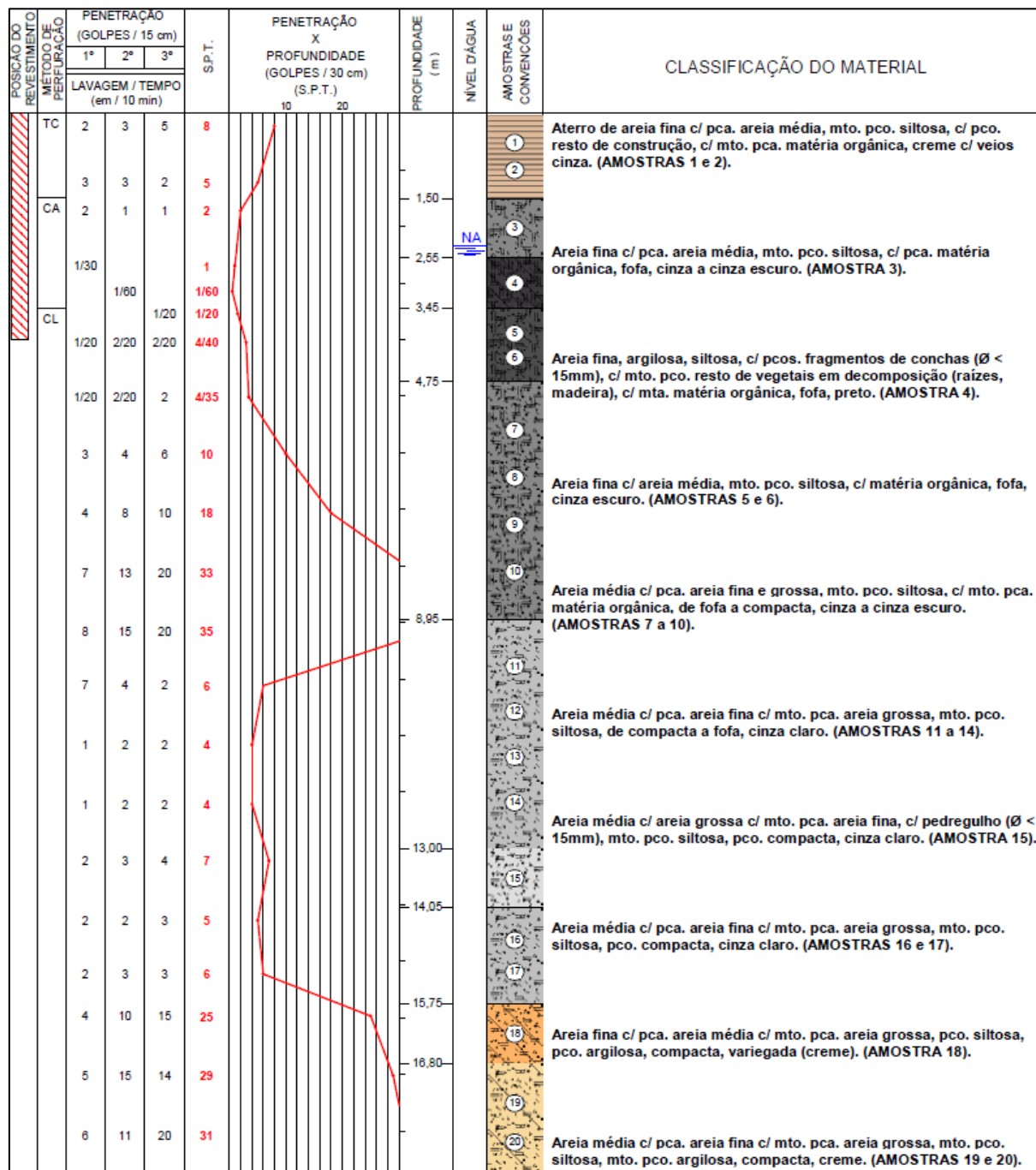


Fonte: autor.

Na subdivisão realizada foram consideradas a disposição das camadas de solo, não sendo traçado perfis de resistência pelo difícil agrupamento das sondagens em perfis característicos de valores de N_{SPT} .

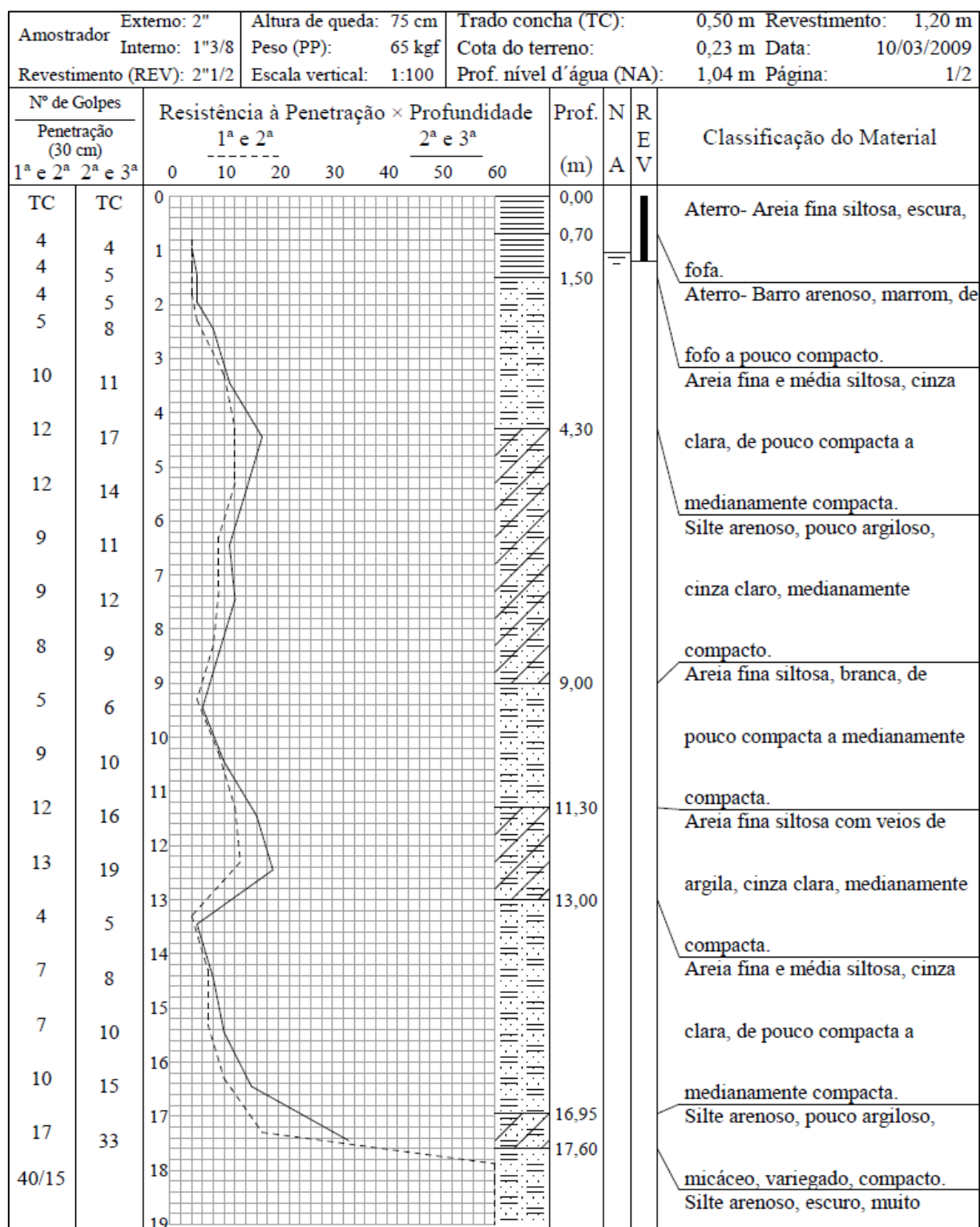
As figuras 27, 28 e 29 mostram sondagens representativas para cada tipo de perfil, cujos dados fornecidos foram empregues nos cálculos de capacidade de carga.

Figura 27 - Perfil de distribuição das camadas tipo 1



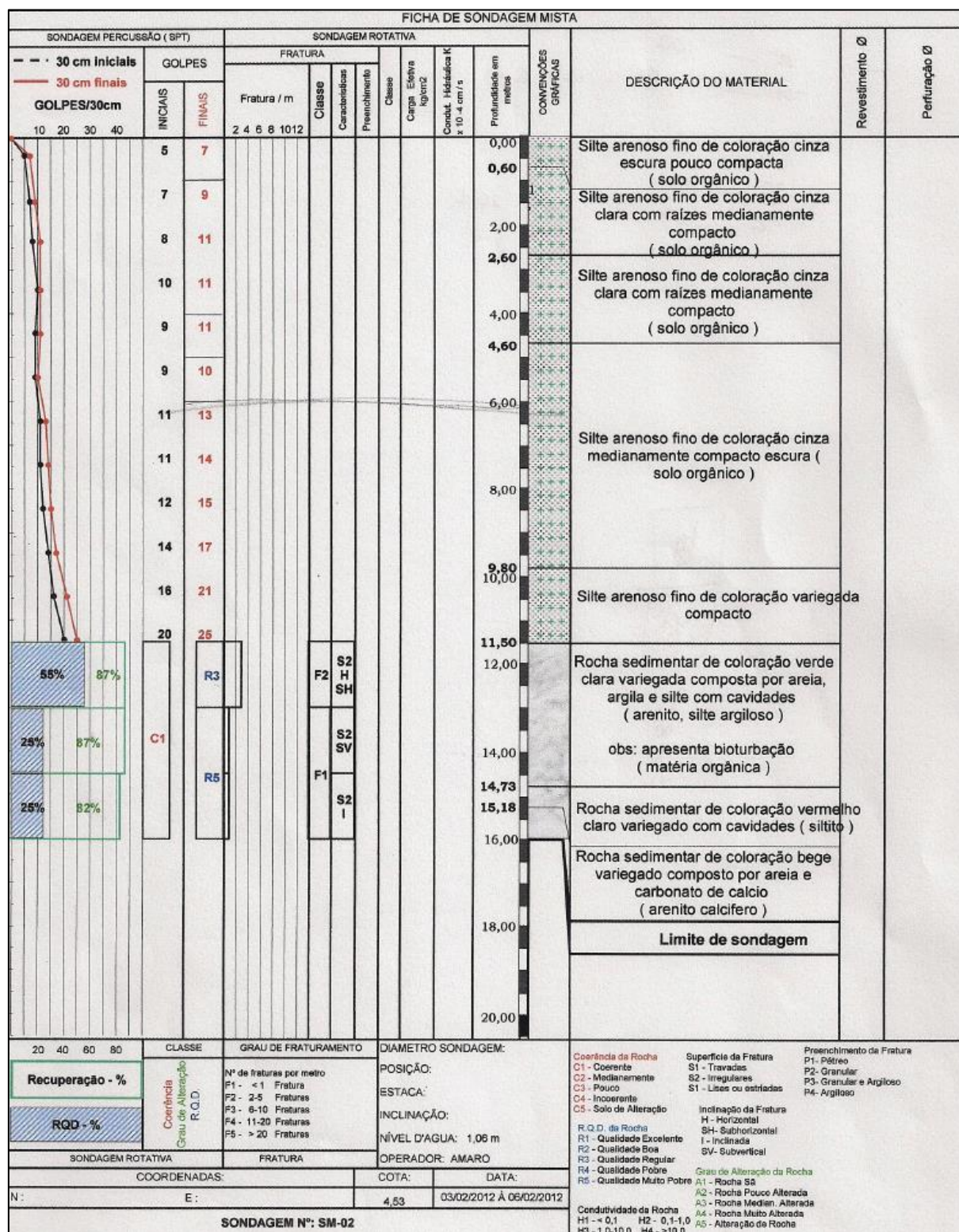
Fonte: autor.

Figura 28 - Perfil de distribuição das camadas tipo 2



Fonte: autor.

Figura 29 - Perfil de distribuição das camadas tipo 3



Fonte: autor.

4.1 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS BASEADOS EM SONDAGENS SPT

A partir de informações extraídas das sondagens geotécnicas se desenvolveram os cálculos de capacidade de carga, aplicando-se os métodos descritos nas seções anteriores (item 2.3.2 e 3.3), e cujos valores são expostos tabelas 19 e 20. Nesta etapa das operações a análise ocorreu para toda a amostra, sem distinção ou separação.

Tabela 19 - Capacidade de carga pelos Métodos semi-empíricos - Parte A

PCE	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988); Benegas (1993)		Monteiro (1997)	
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)
PCE-5	1644,0	1074,2	1770,0	1329,8	2185,7	1852,6
PCE-7	1578,2	1944,9	1603,7	1463,6	1289,7	1254,5
PCE-10	1364,2	1009,4	1727,6	1299,1	1965,0	1482,3
PCE-14	1229,5	1371,8	1888,8	1919,7	2109,0	2332,7
PCE-15	1760,5	2006,2	1999,1	2111,9	1938,9	2179,2
PCE-16	1556,1	2006,2	1977,7	2111,9	1910,7	2179,2
PCE-17	1884,7	1902,0	1725,3	1599,0	1695,2	1577,7
PCE-18	1884,7	1842,6	1725,3	1669,8	1695,2	1640,0
PCE-19	2376,4	2339,1	2311,4	2255,9	2270,3	2281,8
PCE-20	2376,4	2261,3	2311,4	2239,0	2270,3	2122,3
PCE-21	2376,4	2462,6	2311,4	2326,7	2270,3	2405,5
PCE-22	2376,4	2310,1	2311,4	2179,2	2270,3	2193,2
PCE-24	1055,5	892,7	978,7	930,1	1545,1	1622,7
PCE-25	1055,0	1575,8	978,7	1259,2	1545,1	1680,3
PCE-32	2690,2	2721,9	2843,1	2834,0	2950,9	2847,4
PCE-33	2690,2	2380,2	2843,1	2553,6	2950,9	2715,0
PCE-45	3919,3	3977,7	3813,9	3920,9	4044,2	4124,4
PCE-46	2472,4	2280,0	2331,7	2251,2	2778,9	2888,4
PCE-47	2647,7	1851,5	3148,1	2549,4	3006,1	2599,8
PCE-48	3126,1	3241,7	3073,7	3217,0	3451,7	3492,9
PCE-49	3234,9	3970,9	3934,9	4156,1	4492,2	4937,4
PCE-52	2919,8	3261,9	2791,2	3081,4	2521,2	2648,4
PCE-53	1431,4	1012,4	2266,8	2096,4	1829,3	1540,9
PCE-54	3137,0	3110,8	3930,2	4010,9	3510,9	3506,2
PCE-57	2085,1	2640,5	2596,0	2958,4	2470,8	2899,9
PCE-58	3499,8	3222,8	2975,1	2883,4	3307,8	3420,9
PCE-65	4211,1	3465,0	4080,9	3093,6	5453,6	4469,5
PCE-68	3506,8	3547,9	3335,1	3453,5	3591,4	3628,6
PCE-70	3349,4	3554,9	3056,3	3309,0	2951,9	3302,3
PCE-71	3349,4	3767,2	3056,3	3535,9	2951,9	3685,8

continua

PCE	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988); Benegas (1993)		Monteiro (1997)	
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)
PCE-74	3979,2	3945,8	3561,2	3635,5	3805,0	3806,6
PCE-75	3113,0	2683,7	3239,1	3098,4	3457,3	3167,3
PCE-77	4683,3	4578,9	4205,2	4101,3	5346,1	4990,8
PCE-80	3394,3	3875,5	4746,9	4975,3	4200,6	4051,2
PCE-81	4244,8	5393,7	4194,7	4868,0	5106,3	5541,7
PCE-82	2549,9	3455,9	3467,8	4674,9	3046,2	3964,3
PCE-85	2966,7	3327,7	4188,5	4383,3	3618,6	3505,6
PCE-86	2358,2	3158,9	3043,5	3190,0	2918,2	3026,7
PCE-91	4066,9	3827,7	4018,2	3775,9	4018,9	3813,3
PCE-93	3361,8	2355,4	4487,3	3848,6	4822,2	4120,7
PCE-95	3351,7	2722,3	4483,0	4194,4	4679,7	4831,2
PCE-96	5036,6	4939,8	3823,8	3482,1	2976,6	2677,3
PCE-97	5227,8	5414,8	4791,8	4845,1	5205,3	5578,8
PCE-98	2058,7	1210,8	2641,2	1989,6	2339,0	1816,7
PCE-102	4095,8	4103,7	3783,1	3715,6	4866,1	4698,6

GS = capacidade de carga média dos resultados do grupo de sondagens;

SP = capacidade de carga a partir da sondagem mais próxima da PCE

conclusão

Tabela 20 - Capacidade de carga pelos Métodos semi-empíricos - Parte B

PCE	Décourt & Quaresma (1978; 1996a)		Antunes & Cabral (1996)		Alonso (1996)	
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)
PCE-5	1831,5	1701,9	2217,3	2006,2	2243,2	2012,7
PCE-7	1129,2	981,4	1138,7	1058,7	1406,9	1222,7
PCE-10	1684,6	1313,7	1953,8	1753,0	2259,9	1755,7
PCE-14	1891,0	2059,6	2095,4	2432,8	2564,8	2790,6
PCE-15	1581,1	1769,4	1735,7	1798,2	1988,9	2225,5
PCE-16	1534,1	1769,4	1625,9	1798,2	1954,1	2225,5
PCE-17	1325,4	1249,2	1456,4	1411,8	1555,6	1469,4
PCE-18	1325,4	1254,3	1456,4	1413,4	1555,6	1468,6
PCE-19	1808,7	1742,2	1877,2	1863,6	2234,9	2197,4
PCE-20	1808,7	1710,4	1877,2	1683,3	2234,9	2158,1
PCE-21	1807,7	1846,6	1877,2	2011,9	2234,9	2342,8
PCE-22	1808,7	1665,0	1877,2	1808,3	2234,9	2103,2
PCE-24	1473,3	1575,1	1834,5	1876,5	1623,0	1722,4
PCE-25	1473,3	1529,5	1834,5	2099,2	1623,0	1730,8
PCE-32	2332,5	2273,5	2505,8	2357,0	2884,4	2780,1
PCE-33	2332,5	2177,9	2505,8	2426,9	2884,4	2701,0
PCE-45	2965,2	3047,9	3199,2	3250,8	3914,6	4007,6
PCE-46	2309,1	2275,4	2691,0	2729,3	2967,9	3000,8

continua

PCE	Décourt & Quaresma (1978; 1996a)		Antunes & Cabral (1996)		Alonso (1996)	
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)
PCE-47	2748,7	2503,0	2584,6	2981,0	3189,2	3159,5
PCE-48	2661,0	2627,9	2965,7	2805,4	3404,9	3430,8
PCE-49	3802,8	4019,1	3179,8	3335,2	4534,9	4633,8
PCE-52	1925,1	1959,1	2024,0	1962,7	2527,2	2509,2
PCE-53	1513,4	1340,9	1795,2	1496,2	2018,1	1814,8
PCE-54	2840,4	2855,2	2841,8	2814,1	3550,3	3562,9
PCE-57	2213,5	2379,0	2043,9	2210,1	2621,7	3136,0
PCE-58	2505,7	2522,4	3017,3	3061,5	3146,8	3211,3
PCE-65	5235,4	4011,6	4800,9	4611,1	4574,7	4310,1
PCE-68	2837,5	2900,4	3229,8	3238,2	3515,7	3543,4
PCE-70	2339,4	2433,8	2630,3	2645,2	2845,7	3113,2
PCE-71	2339,4	2683,3	2630,3	2936,6	2845,7	3442,5
PCE-74	2914,9	2926,8	2984,3	3167,5	3606,2	3681,2
PCE-75	2828,7	2711,0	3185,4	3012,8	3402,3	3216,3
PCE-77	4130,4	3961,6	5211,1	4987,3	5263,2	4929,9
PCE-80	3586,2	3674,2	3797,2	3645,5	4331,0	4304,6
PCE-81	3586,4	3910,1	4310,4	4579,5	4679,2	5115,8
PCE-82	2538,8	3110,2	2872,1	3501,3	3284,1	4055,5
PCE-85	3104,3	2925,0	3476,5	3358,0	4082,4	3745,9
PCE-86	2578,0	2498,8	3023,6	2725,6	3325,8	2921,1
PCE-91	3200,7	3056,6	3461,9	3396,7	4085,5	3881,8
PCE-93	4391,7	3972,6	3544,2	3923,1	5415,4	5263,1
PCE-95	4237,6	4900,1	3668,5	3691,7	5098,6	5891,6
PCE-96	3182,8	2937,5	2642,2	2426,9	3187,2	3005,1
PCE-97	3778,8	3877,1	4489,3	4655,8	4833,1	5105,7
PCE-98	1882,5	1617,3	2241,3	1860,5	2508,4	2248,4
PCE-102	3694,5	3658,7	4696,4	4643,1	4844,3	4749,5

GS = capacidade de carga média dos resultados do grupo de sondagens;

SP = capacidade de carga a partir da sondagem mais próxima da PCE

conclusão

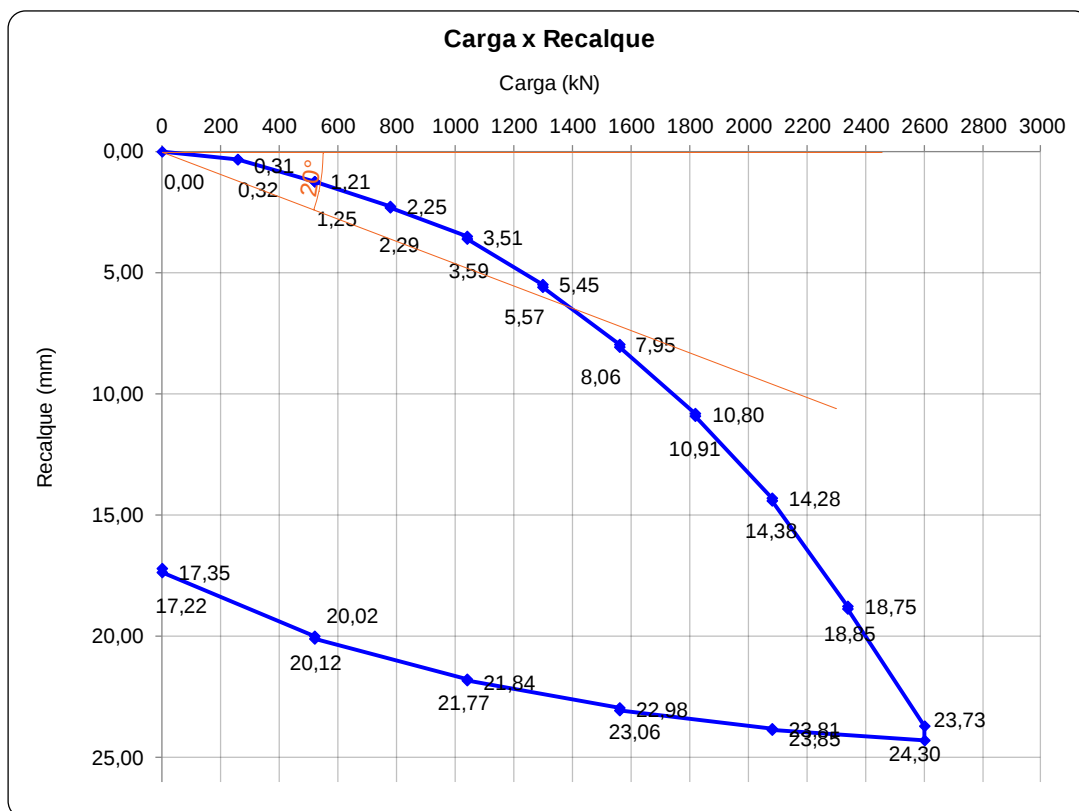
4.2 MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

A etapa seguinte consistiu no emprego dos métodos de extrapolação da curva x recalque a partir dos dados das provas de carga, onde foram considerados os recalques estabilizados em função da carga aplicada.

O gráfico 15 apresenta o resultado do ensaio da PCE-54, cujas informações serão utilizadas nos métodos de Van der Veen (1953), o mesmo método modificado

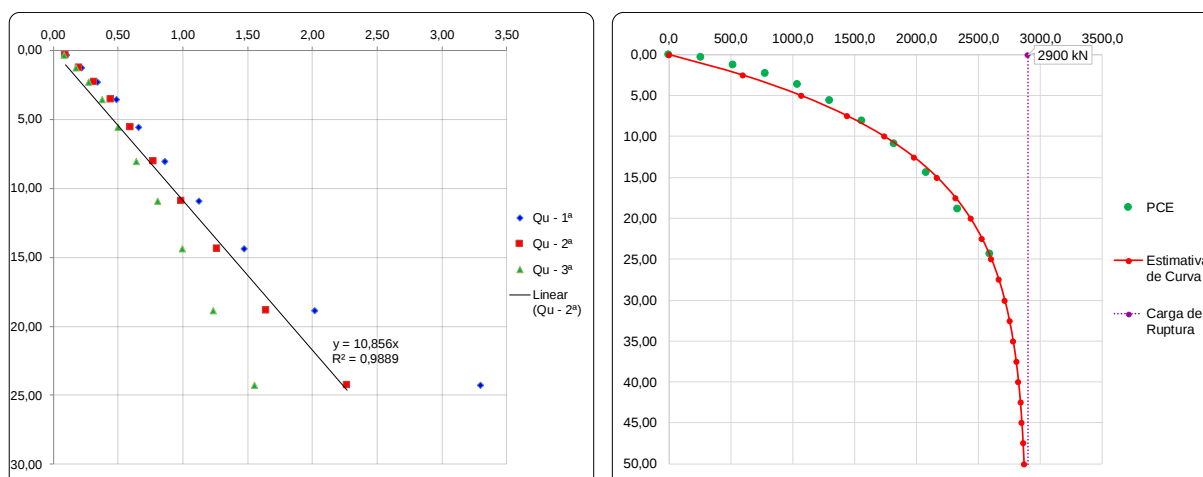
por Aoki (1976) e o método da Rigidez (1996b; 2008), além da aplicação do conceito indicado na NBR 6122:2010. Todos os gráficos resultantes das provas de carga estão contidos no anexo.

Gráfico 15 - Curva carga x recalque da PCE-54



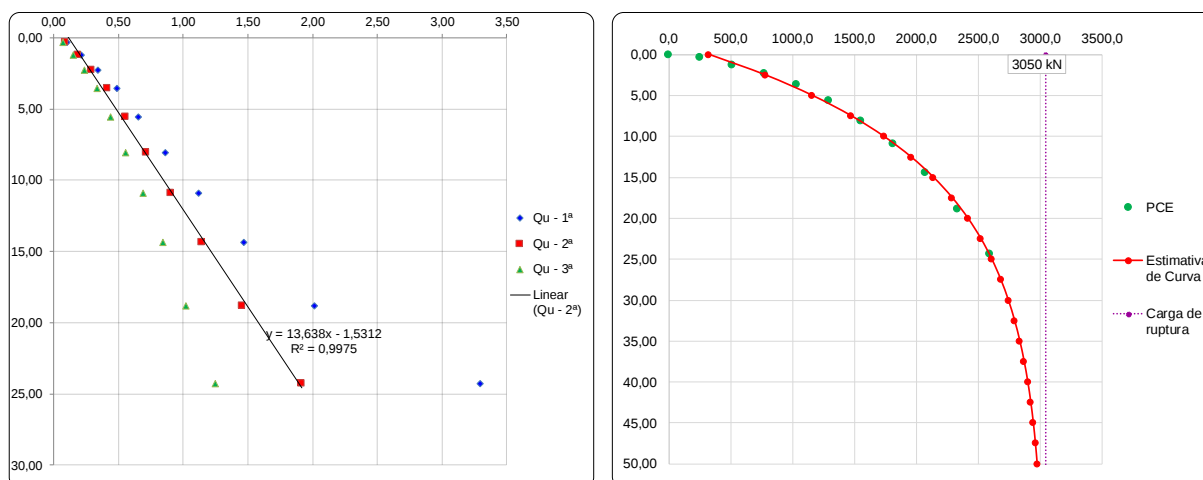
O uso do método de Van der Veen (1953) para análise da PCE-54 indicou os melhores ajustes conforme os gráficos seguintes.

Gráfico 16 - Análise da PCE-54 por Van der Veen (1953)



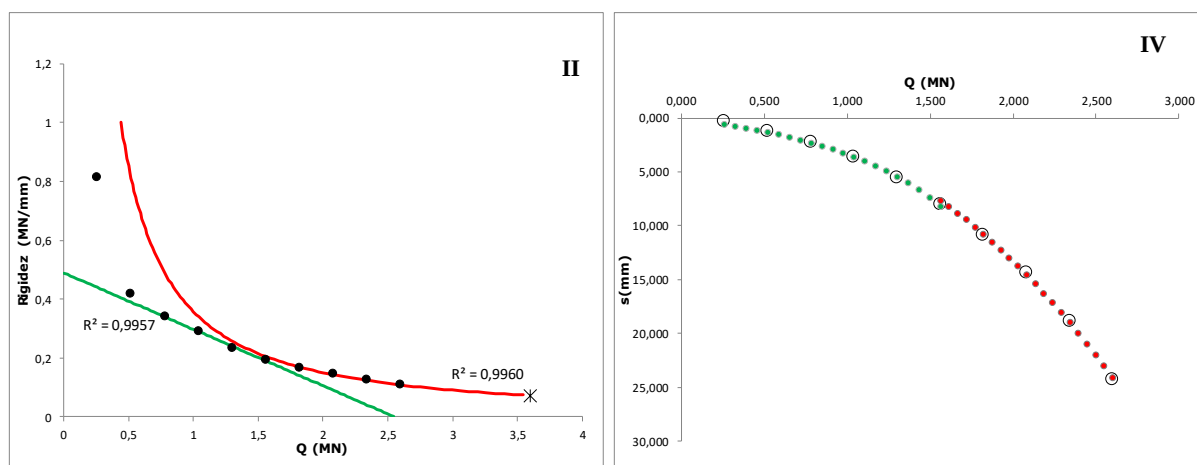
O uso do método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) para análise da PCE-54 indicou os melhores ajustes conforme os gráficos seguintes.

Gráfico 17 - Análise da PCE-54 por Van der Veen modificado por Aoki (1976)



O uso do método da Rigidez (1996b, 2008) para análise da PCE-54 indicou os melhores ajustes conforme os gráficos seguintes.

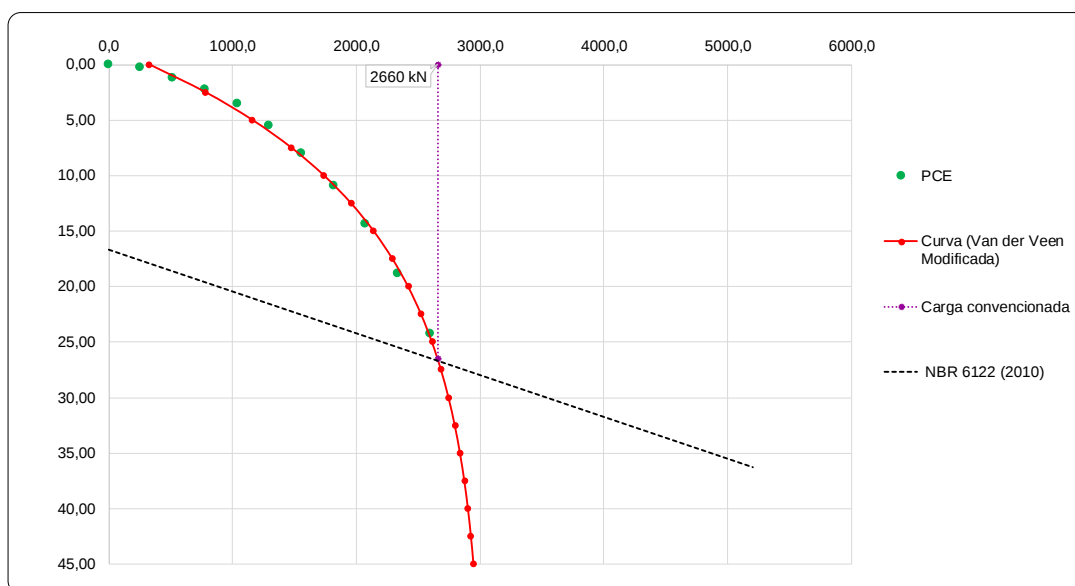
Gráfico 18 - Análise da PCE-54 pelo método da Rigidez (1996b, 2008)



A aplicação do conceito da ABNT NBR 6122 (2010) para análise da PCE-54 necessitou previamente da extrapolação do gráfico carga x recalque, visto que não houve a interseção da reta com o gráfico original da PCE. Este processo se repetiu em 96% dos casos deste estudo, implicando em uma estimativa da curva carga x recalque para, conseqüentemente, outra estimativa da carga convencional. Esse fato não é visto pela norma como um obstáculo, mas evidencia um maior grau de

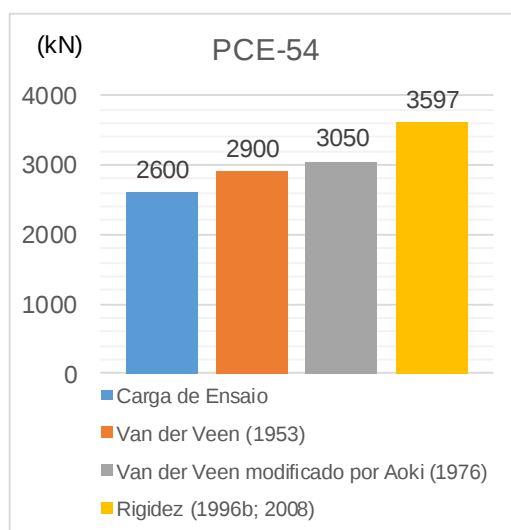
incerteza na sua utilização. O gráfico 19 apresenta o resultado advindo desta metodologia.

Gráfico 19 - Análise da PCE-54 pelo conceito da ABNT NBR 6122 (2010)



Os resultados alcançados para os três principais métodos aplicados foram plotados em um gráfico de barras para simples visualização dos valores estimados de carga de ruptura extrapolada (Q_{UE}) e carga de ruptura convencional (Q_{CV}) em comparação com a carga de ensaio. Os valores da aplicação da norma ABNT NBR 6122 (2010) não foram incluídos nesse comparativo por não terem sido obtidos diretamente, conforme foi explicado anteriormente.

Gráfico 20 - Comparativo entre os métodos de extrapolação para PCE-54



Desta forma é possível visualizar o quanto divergiu os métodos em relação aos valores propostos em projeto. No apêndice D estão contidos todos os gráficos comparativos para as provas de carga que compõe esta pesquisa.

A tabela 21 resume os resultados da extrapolação pelos métodos escolhidos. Para os dois primeiros métodos são estimadas as cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UE}) enquanto que nos outros dois são estipuladas as cargas de ruptura convencionadas (Q_{CV}).

Tabela 21 - Análise das Provas de Carga

PCE	Van der Veen (1953)		Van der Veen modificado por Aoki (1976)		Rigidez (1996b; 2008)		ABNT NBR 6122 (2010)
	Q_{UE} (kN)	R^2	Q_{UE} (kN)	R^2	Q_{CV} (kN)	R^2	Q_{CV} (kN)
PCE-5	1880,0	0,992	2070,0	0,998	3563,0	0,948	2070,0
PCE-7	1320,0	0,997	1340,0	0,997	2386,0	0,990	1340,0
PCE-10	1870,0	0,993	1990,0	0,998	3568,0	0,988	1960,0
PCE-14	1760,0	0,995	1740,0	0,996	3188,0	0,997	1760,0
PCE-15	1780,0	0,997	1850,0	0,999	2685,0	0,963	1770,0
PCE-16	1800,0	0,991	1880,0	0,995	3596,0	0,950	1870,0
PCE-17	1130,0	0,988	1240,0	0,997	2122,0	0,992	1210,0
PCE-18	1160,0	0,976	1320,0	0,990	1818,0	0,945	1140,0
PCE-19	1800,0	0,997	1850,0	0,999	2678,0	0,964	1800,0
PCE-20	1660,0	0,987	1700,0	0,997	1904,0	0,989	1550,0
PCE-21	2040,0	0,993	1870,0	0,998	3144,0	0,962	2010,0
PCE-22	1680,0	0,981	1720,0	0,989	1952,0	0,989	1540,0
PCE-24	1296,4	0,972	1396,4	0,991	2554,0	0,971	1390,0
PCE-25	1336,4	0,990	1406,4	0,996	2723,0	0,990	1410,0
PCE-32	1680,0	0,985	1740,0	0,996	2228,0	0,989	1650,0
PCE-33	1760,0	0,999	1780,0	0,999	2956,0	0,972	1770,0
PCE-45	3030,0	0,994	3180,0	0,999	5361,0	0,981	3120,0
PCE-46	3040,0	0,999	3120,0	0,999	5868,0	0,962	3120,0
PCE-47	3560,0	0,997	3610,0	0,999	7680,0	0,975	3540,0
PCE-48	2870,0	0,996	3020,0	0,999	5648,0	0,964	3000,0
PCE-49	3110,0	0,995	3300,0	0,997	4460,0	0,998	3289,0
PCE-52	1520,0	0,985	1630,0	0,997	2879,0	0,968	1590,0
PCE-53	1590,0	0,990	1690,0	0,997	2333,0	0,947	1420,0
PCE-54	2900,0	0,989	3050,0	0,998	3597,0	0,996	2670,0
PCE-57	2650,0	0,978	2660,0	0,987	3283,0	0,996	2650,0
PCE-58	2420,0	0,990	2530,0	0,995	3257,0	0,962	2400,0

continua

PCE	Van der Veen (1953)		Van der Veen modificado por Aoki (1976)		Rigidez (1996b; 2008)		ABNT NBR 6122 (2010)
	Q _{UE} (kN)	R ²	Q _{UE} (kN)	R ²	Q _{CV} (kN)	R ²	Q _{CV} (kN)
PCE-65	2860,0	0,997	2920,0	0,998	4295,0	0,998	2920,0
PCE-68	2901,2	0,989	3131,2	0,999	3760,0	0,964	2700,0
PCE-70	2070,0	0,958	2160,0	0,988	2757,0	0,994	2120,0
PCE-71	2160,0	0,984	2250,0	0,993	4047,0	0,993	2240,0
PCE-74	1909,8	0,990	1899,8	0,992	2550,0	0,971	1900,0
PCE-75	3008,0	0,998	3108,0	0,999	5753,0	0,945	3120,0
PCE-77	2372,0	0,992	2412,0	0,996	3858,0	0,953	2420,0
PCE-80	3780,0	0,986	4010,0	0,989	6303,0	0,965	3860,0
PCE-81	5010,0	0,999	5210,0	0,999	8752,0	0,970	5000,0
PCE-82	3550,0	0,998	3670,0	0,999	5926,0	0,995	3650,0
PCE-85	3480,0	0,998	3640,0	0,999	6702,0	0,983	3620,0
PCE-86	3390,0	0,999	3410,0	0,999	5979,0	0,960	3400,0
PCE-91	2970,0	0,992	3040,0	0,997	5028,0	0,985	3040,0
PCE-93	4750,0	0,999	5010,0	0,999	7432,0	0,985	4870,0
PCE-95	4110,0	0,994	4310,0	0,998	5791,0	0,979	4100,0
PCE-96	4080,0	0,992	4280,0	0,997	6075,0	0,991	4100,0
PCE-97	3810,0	0,998	3850,0	0,999	4873,0	0,991	3740,0
PCE-98	2500,0	0,989	2550,0	0,995	4161,0	0,999	2550,0
PCE-102	4044,0	0,984	4434,0	0,996	6531,0	0,968	4200,0

Q_{UE} = carga de ruptura extrapolada; Q_{CV} = carga de ruptura convencional.

conclusão

A qualidade de aplicação dos métodos pode ser aferida pelo R², onde os valores mais próximos de 1 indicam excelência nas extrapolações. A média do R² para o método de Van der Veen (1953) é 0,991, para o mesmo método modificado por Aoki (1976) o valor médio é 0,996 e para o método de Rigidez resultou no R² médio de 0,976, logo, a primeira impressão é de que o segundo método teve em média melhor qualidade na aplicação.

Não é possível aferir o conceito abordado na norma pelo fato de que sua aplicação ocorre na curva original da prova de carga quando está se desenvolve com recalques elevados, ou por vias de extrapolação da curva carga x recalque.

Cintra *et al.* (2013) recomenda cautela na utilização do método de Van der Veen (1953) através da comparação da carga de ruptura extrapolada pela carga de ensaio à luz dos critérios estabelecidos da tabela 22, a fim de evitar extrapolações exageradas.

Tabela 22 - Extrapolação por Van der Veen

$C1 = ((Q_{UE} / Q_{ENS}) - 1) \times 100$	Extrapolação
$\leq 25\%$	Confiável
25% - 50%	Aceitável
50% - 75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Inaceitável

Fonte: Cintra *et al.* (2013)

Onde,

Q_{UE} = carga de ruptura extrapolada pelo método;

Q_{ENS} = carga máxima de ensaio.

Portanto a partir deste critério é possível avaliar os resultados para o método de Van der Veen (1953) e o modificado por Aoki (1976), expressos na tabela 23.

Tabela 23 - Confiabilidade para o método de Van der Veen

PCE		Van der Veen (1953)			Van der Veen modificado por Aoki (1976)		
Nº	Q_{ENS} (kN)	Q_{UE} (kN)	C1	Extrapolação	Q_{UE} (kN)	C1	Extrapolação
PCE-5	1600,0	1880,0	17,5%	Confiável	2070,0	29,4%	Aceitável
PCE-7	1200,0	1320,0	10,0%	Confiável	1340,0	11,7%	Confiável
PCE-10	1600,0	1870,0	16,9%	Confiável	1990,0	24,4%	Confiável
PCE-14	1600,0	1760,0	10,0%	Confiável	1740,0	8,7%	Confiável
PCE-15	1600,0	1780,0	11,3%	Confiável	1850,0	15,6%	Confiável
PCE-16	1600,0	1800,0	12,5%	Confiável	1880,0	17,5%	Confiável
PCE-17	1000,0	1130,0	13,0%	Confiável	1240,0	24,0%	Confiável
PCE-18	1000,0	1160,0	16,0%	Confiável	1320,0	32,0%	Aceitável
PCE-19	1600,0	1800,0	12,5%	Confiável	1850,0	15,6%	Confiável
PCE-20	1600,0	1660,0	3,8%	Confiável	1700,0	6,3%	Confiável
PCE-21	1600,0	2040,0	27,5%	Aceitável	1870,0	16,9%	Confiável
PCE-22	1600,0	1680,0	5,0%	Confiável	1720,0	7,5%	Confiável
PCE-24	1206,0	1296,4	7,5%	Confiável	1396,4	15,8%	Confiável
PCE-25	1206,0	1336,4	10,8%	Confiável	1406,4	16,6%	Confiável
PCE-32	1600,0	1680,0	5,0%	Confiável	1740,0	8,7%	Confiável
PCE-33	1600,0	1760,0	10,0%	Confiável	1780,0	11,3%	Confiável
PCE-45	2600,0	3030,0	16,5%	Confiável	3180,0	22,3%	Confiável
PCE-46	2600,0	3040,0	16,9%	Confiável	3120,0	20,0%	Confiável
PCE-47	2600,0	3560,0	36,9%	Aceitável	3610,0	38,8%	Aceitável
PCE-48	2520,0	2870,0	13,9%	Confiável	3020,0	19,8%	Confiável
PCE-49	2600,0	3110,0	19,6%	Confiável	3300,0	26,9%	Aceitável
PCE-52	1400,0	1520,0	8,6%	Confiável	1630,0	16,4%	Confiável

continua

PCE		Van der Veen (1953)			Van der Veen modificado por Aoki (1976)		
Nº	Q _{ENS} (kN)	Q _{UE} (kN)	C1	Extrapolação	Q _{UE} (kN)	C1	Extrapolação
PCE-53	1400,0	1590,0	13,6%	Confiável	1690,0	20,7%	Confiável
PCE-54	2600,0	2900,0	11,5%	Confiável	3050,0	17,3%	Confiável
PCE-57	2600,0	2650,0	1,9%	Confiável	2660,0	2,3%	Confiável
PCE-58	2160,0	2420,0	12,0%	Confiável	2530,0	17,1%	Confiável
PCE-65	2600,0	2860,0	10,0%	Confiável	2920,0	12,3%	Confiável
PCE-68	2600,0	2901,2	11,6%	Confiável	3131,2	20,4%	Confiável
PCE-70	2010,0	2070,0	3,0%	Confiável	2160,0	7,5%	Confiável
PCE-71	2010,0	2160,0	7,5%	Confiável	2250,0	11,9%	Confiável
PCE-74	1859,0	1909,8	2,7%	Confiável	1899,8	2,2%	Confiável
PCE-75	2618,0	3008,0	14,9%	Confiável	3108,0	18,7%	Confiável
PCE-77	2262,0	2372,0	4,9%	Confiável	2412,0	6,6%	Confiável
PCE-80	3240,0	3780,0	16,7%	Confiável	4010,0	23,8%	Confiável
PCE-81	3600,0	5010,0	39,2%	Aceitável	5210,0	44,7%	Aceitável
PCE-82	3000,0	3550,0	18,3%	Confiável	3670,0	22,3%	Confiável
PCE-85	3000,0	3480,0	16,0%	Confiável	3640,0	21,3%	Confiável
PCE-86	3000,0	3390,0	13,0%	Confiável	3410,0	13,7%	Confiável
PCE-91	2800,0	2970,0	6,1%	Confiável	3040,0	8,6%	Confiável
PCE-93	3600,0	4750,0	31,9%	Aceitável	5010,0	39,2%	Aceitável
PCE-95	3600,0	4110,0	14,2%	Confiável	4310,0	19,7%	Confiável
PCE-96	3600,0	4080,0	13,3%	Confiável	4280,0	18,9%	Confiável
PCE-97	3600,0	3810,0	5,8%	Confiável	3850,0	6,9%	Confiável
PCE-98	2400,0	2500,0	4,2%	Confiável	2550,0	6,3%	Confiável
PCE-102	3634,0	4044,0	11,3%	Confiável	4434,0	22,0%	Confiável

Q_{UE} = carga de ruptura extrapolada; Q_{ENS} = carga de ensaio; C1 = equação da tabela 4.4

conclusão

Nota-se que ambos os métodos apresentaram em suma resultados confiáveis de extrapolação, com exceção das PCEs nº 21, 47, 81 e 93 para Van der Veen (1953) e das PCEs nº 5, 18, 47, 49, 81 e 93 para o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976), que se enquadram como aceitáveis. Embora seja importante ressaltar que as extrapolações pelo método modificado por Aoki (1976) apresentaram melhores ajustes (maior R²).

A relação deslocamento máximo da prova de carga pelo diâmetro da estaca (ρ/ϕ) das provas de carga supracitadas variaram de 1,50% a 3,39% (vide tabela 15), evidenciando o fato de que uma boa extrapolação depende do comportamento exponencial da curva e não exclusivamente do recalque máximo obtido no ensaio.

O critério apresentado não é válido para o método da Rigidez (1996b; 2008), porém pode ser aplicado a título de comparação, conforme se expressa na tabela 24.

Tabela 24 - Confiabilidade para o método da Rigidez

PCE		Rigidez (1996b; 2008)		
Nº	Q _{ENS} (kN)	Q _{CV} (kN)	C1	Extrapolação
PCE-5	1600,0	3563,0	122,69%	Inaceitável
PCE-7	1200,0	2386,0	98,83%	Inaceitável
PCE-10	1600,0	3568,0	123,00%	Inaceitável
PCE-14	1600,0	3188,0	99,25%	Inaceitável
PCE-15	1600,0	2685,0	67,81%	Tolerável
PCE-16	1600,0	3596,0	124,75%	Inaceitável
PCE-17	1000,0	2122,0	112,20%	Inaceitável
PCE-18	1000,0	1818,0	81,80%	Inaceitável
PCE-19	1600,0	2678,0	67,38%	Tolerável
PCE-20	1600,0	1904,0	19,00%	Confiável
PCE-21	1600,0	3144,0	96,50%	Inaceitável
PCE-22	1600,0	1952,0	22,00%	Confiável
PCE-24	1206,0	2554,0	111,77%	Inaceitável
PCE-25	1206,0	2723,0	125,79%	Inaceitável
PCE-32	1600,0	2228,0	39,25%	Aceitável
PCE-33	1600,0	2956,0	84,75%	Inaceitável
PCE-45	2600,0	5361,0	106,19%	Inaceitável
PCE-46	2600,0	5868,0	125,69%	Inaceitável
PCE-47	2600,0	7680,0	195,38%	Inaceitável
PCE-48	2520,0	5648,0	124,13%	Inaceitável
PCE-49	2600,0	4460,0	71,54%	Tolerável
PCE-52	1400,0	2879,0	105,64%	Inaceitável
PCE-53	1400,0	2333,0	66,64%	Tolerável
PCE-54	2600,0	3597,0	38,35%	Aceitável
PCE-57	2600,0	3283,0	26,27%	Aceitável
PCE-58	2160,0	3257,0	50,79%	Tolerável
PCE-65	2600,0	4295,0	65,19%	Tolerável
PCE-68	2600,0	3760,0	44,62%	Aceitável
PCE-70	2010,0	2757,0	37,16%	Aceitável
PCE-71	2010,0	4047,0	101,34%	Inaceitável
PCE-74	1859,0	2550,0	37,17%	Aceitável
PCE-75	2618,0	5753,0	119,75%	Inaceitável
PCE-77	2262,0	3858,0	70,56%	Tolerável
PCE-80	3240,0	6303,0	94,54%	Inaceitável
PCE-81	3600,0	8752,0	143,11%	Inaceitável
PCE-82	3000,0	5926,0	97,53%	Inaceitável
PCE-85	3000,0	6702,0	123,40%	Inaceitável
PCE-86	3000,0	5979,0	99,30%	Inaceitável
PCE-91	2800,0	5028,0	79,57%	Inaceitável

continua

PCE-93	3600,0	7432,0	106,44%	Inaceitável
PCE-95	3600,0	5791,0	60,86%	Tolerável
PCE-96	3600,0	6075,0	68,75%	Tolerável
PCE-97	3600,0	4873,0	35,36%	Aceitável
PCE-98	2400,0	4161,0	73,38%	Tolerável
PCE-102	3634,0	6531,0	79,72%	Inaceitável

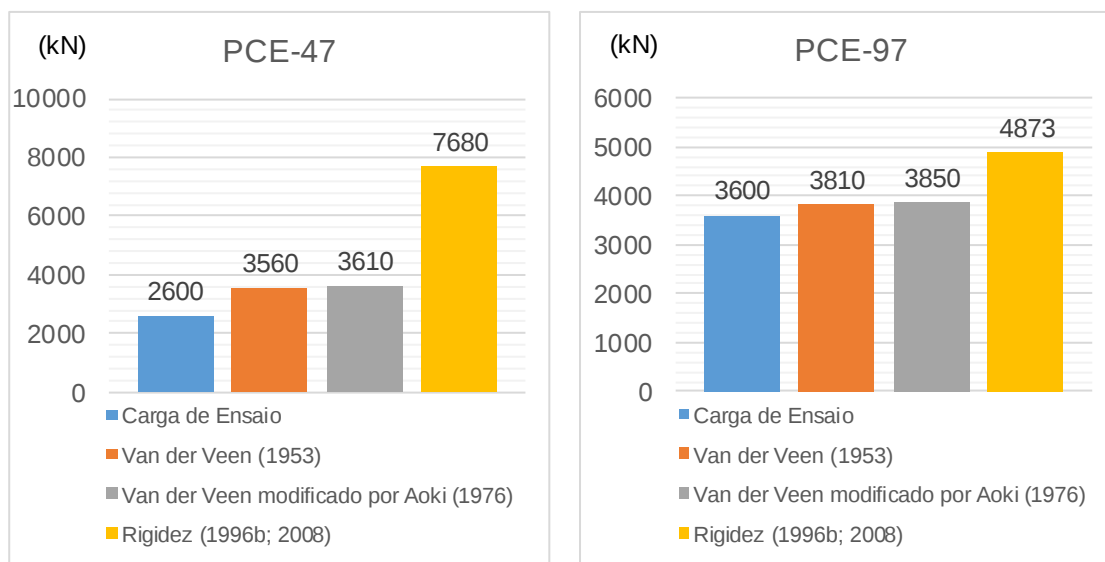
Q_{cv} = carga convencionada;

conclusão

Se este critério fosse válido resultaria em extrapolações, na maioria dos casos, inaceitáveis para este método, com exceção das PCEs nº 20, 22, 32, 54, 57, 68, 70, 74 e 97 que se enquadram como aceitáveis e confiáveis. Nestes casos a relação deslocamento máximo da prova de carga pelo diâmetro da estaca (ρ/ϕ) das provas de carga supracitadas variaram de 3,17% a 5,83% (vide tabela 15) e com R^2 entre 0,964 e 0,996, salientando o fato de que para uma boa extrapolação por este método os deslocamentos obtidos no ensaio devem ser elevados, o que implica em menores valores de rigidezes.

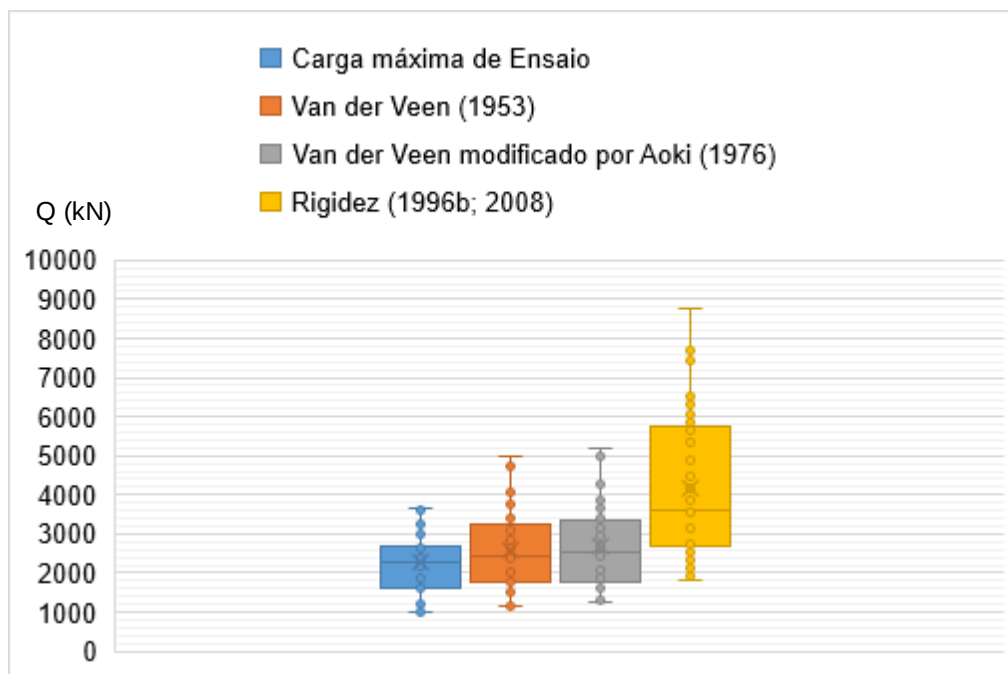
Para ilustração são apresentados abaixo (gráfico 21) dois casos extremos, o da esquerda reflete as extrapolações consideradas como aceitáveis pelos dois primeiros métodos e inaceitáveis pelo método da Rigidez (1996b, 2008), enquanto que o gráfico da direita ilustra extrapolações confiáveis pelos dois métodos e aceitável para o método da Rigidez (1996b, 2008), respectivamente.

Gráfico 21 - Comparativo entre os métodos de extrapolação para PCE-47 e PCE-97



Os resultados dos três métodos podem ser plotados em um diagrama de caixa com intuito de comparar, no âmbito geral da amostra, o comportamento das extrapolações em relação a carga máxima de ensaio, explícitos pelo gráfico 22.

Gráfico 22 - Comparativo geral dos métodos de extrapolação



Neste gráfico verifica-se que o comportamento do método da Rigidez (1996b; 2008) se mostra mais elevado do que os outros dois métodos e da carga máxima de ensaio, apresentando também uma maior dispersão (caixa mais alongada), enquanto que os outros dois métodos se encontram próximo da caixa que representa a carga de ensaio e com uma dispersão menor (caixa encurtada).

Dentre os três principais métodos, o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresentou melhores ajustes em qualidade e confiabilidade, aferido respectivamente pelos valores R^2 e pelo critério indicado na tabela 22. Portanto este método foi selecionado para avaliação de desempenho dos métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga.

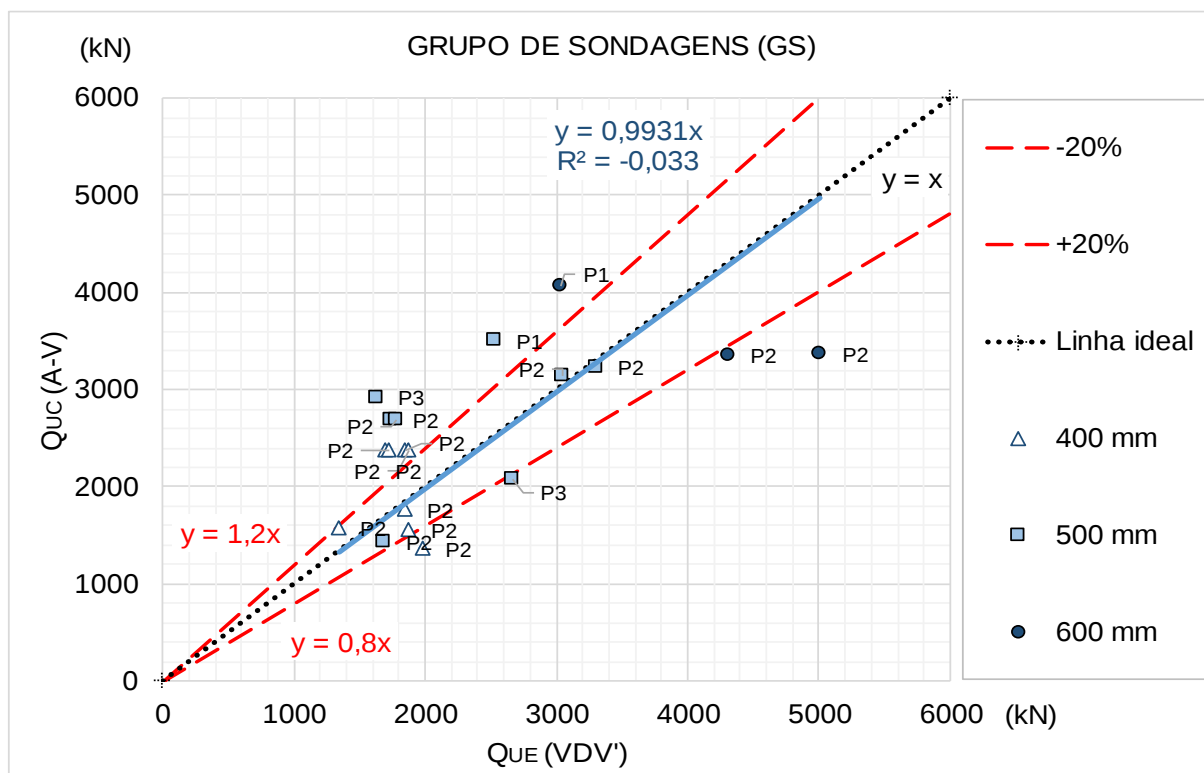
4.3 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS NA UNIDADE GEOLÓGICA DE DEPÓSITOS FLÚVIO-LAGUNARES (Q_{fl})

Esse grupo é constituído por 19 das 45 provas de carga, caracterizadas por perfis de subsolo com presença de areias, siltes e argilas orgânicas. Dentro deste conjunto há provas de carga enquadradas nos três tipos de perfis geotécnicos (P1, P2 e P3) referente a distribuição das camadas de solo apresentados na figura 25. Na sequência são apresentados os resultados obtidos para cada método semi-empírico (Q_{UC}) em comparação com o método de extrapolação adotado (Q_{UE}), que no caso foi o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

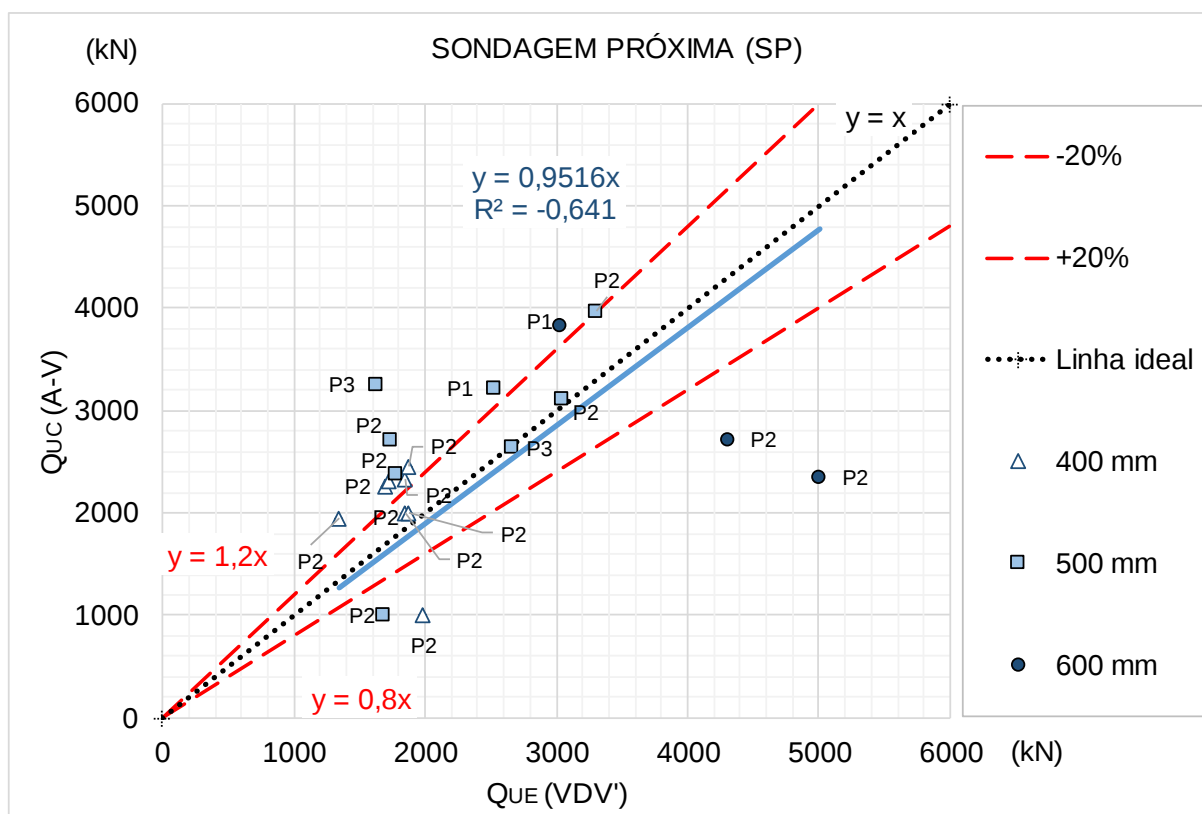
O gráfico seguinte exibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 23 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Q_{fl}, GS



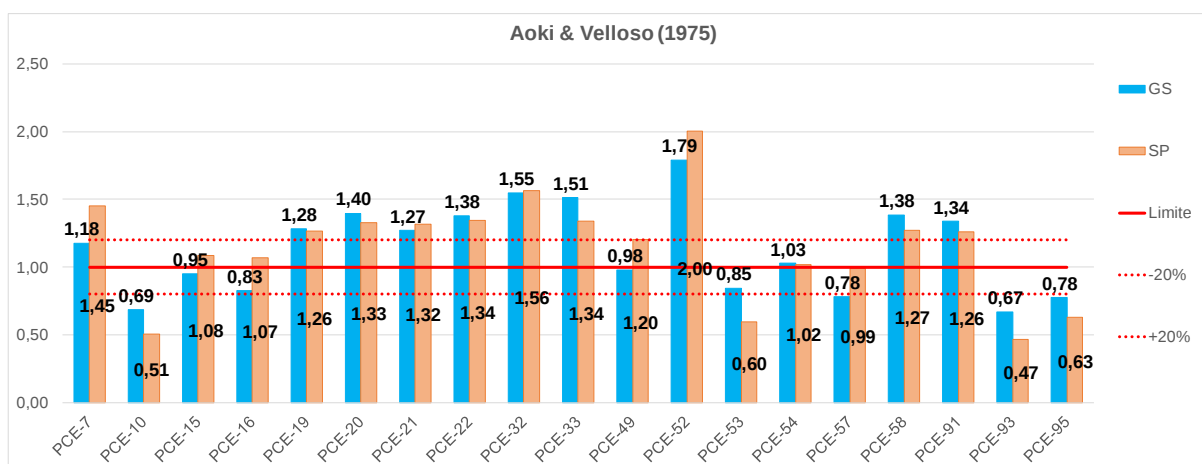
O próximo gráfico mostra os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 24 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qfl, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 25 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qfl, GS e SP



Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados, com um maior número de dados distribuídos aleatoriamente e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$ (destacada pela linha vermelha nos gráficos).

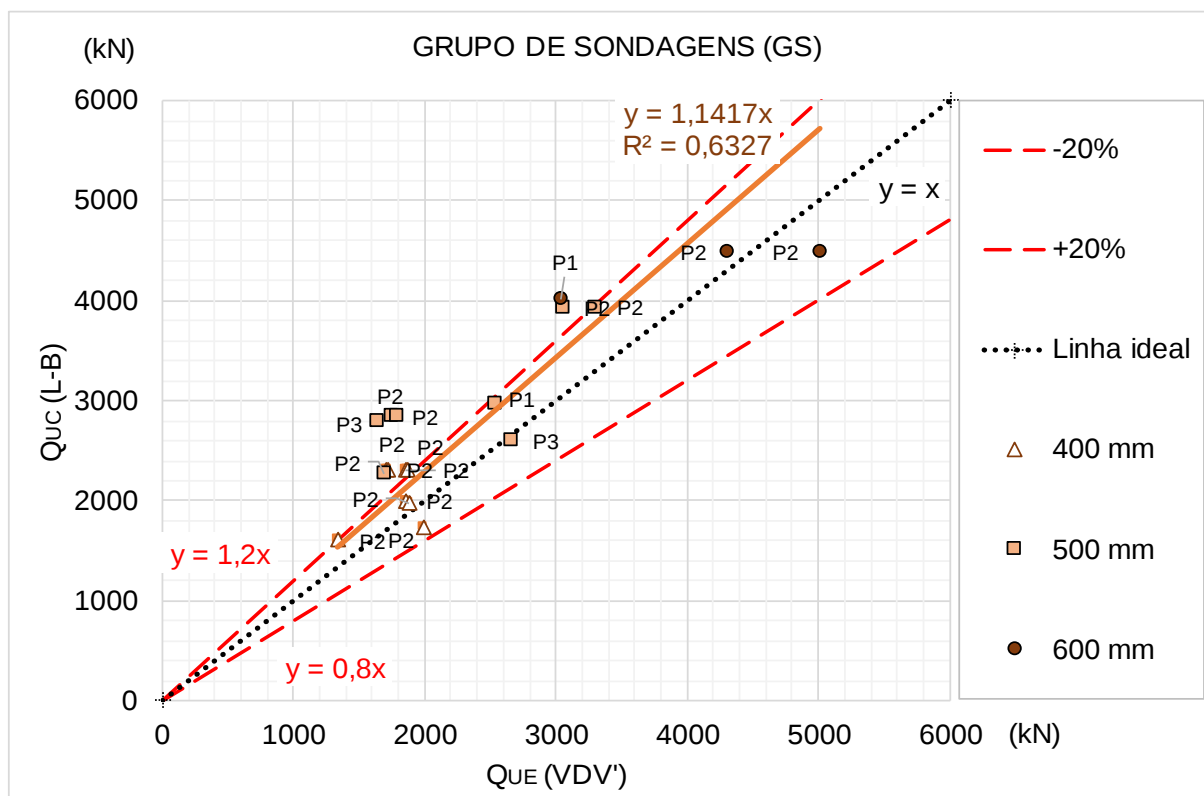
Para o grupo de sondagens (GS) 42% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que apenas 26% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve maior acurácia.

Há uma tendência para previsões de capacidade de carga superiores à carga de ruptura, ou seja, acima da linha ideal (relação $Q_{UC}/Q_{UE} > 1$) e além do limite superior ($y = 1,2x$), o que sugere estimativas capacidade de carga contra a segurança.

CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)

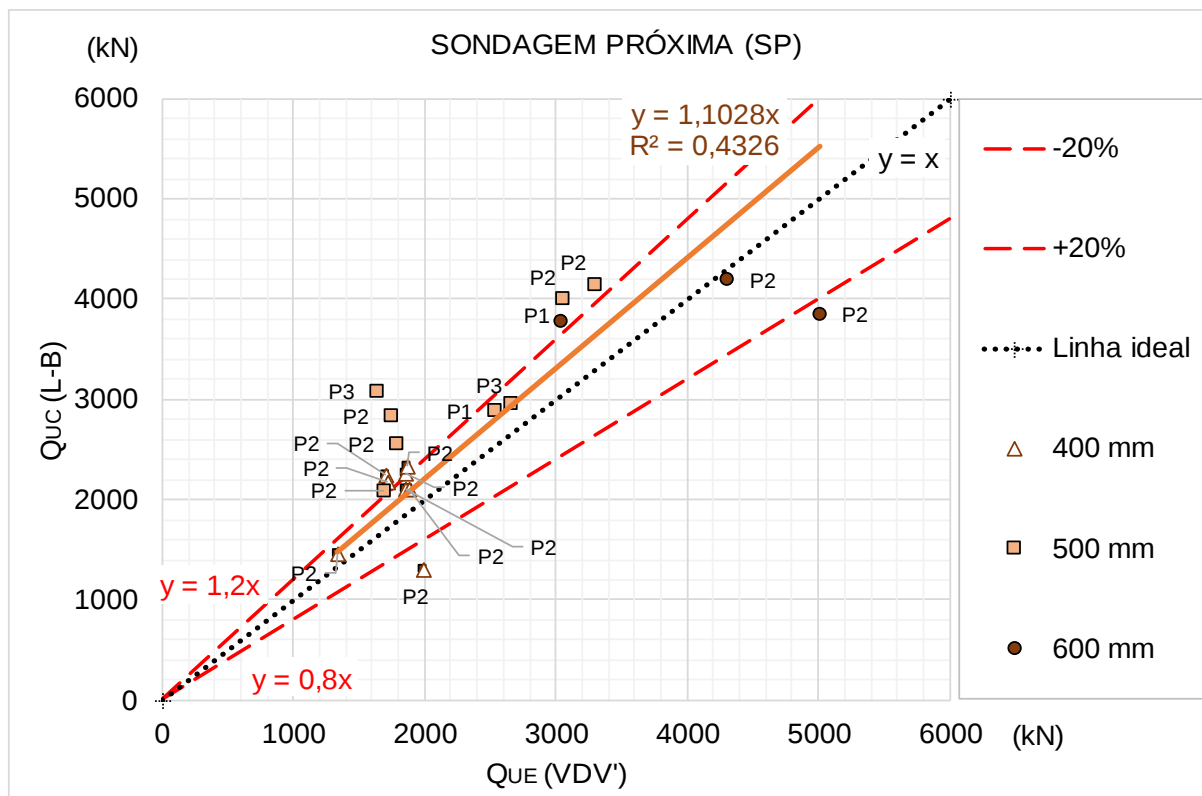
O gráfico seguinte exhibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 26 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qfl, GS



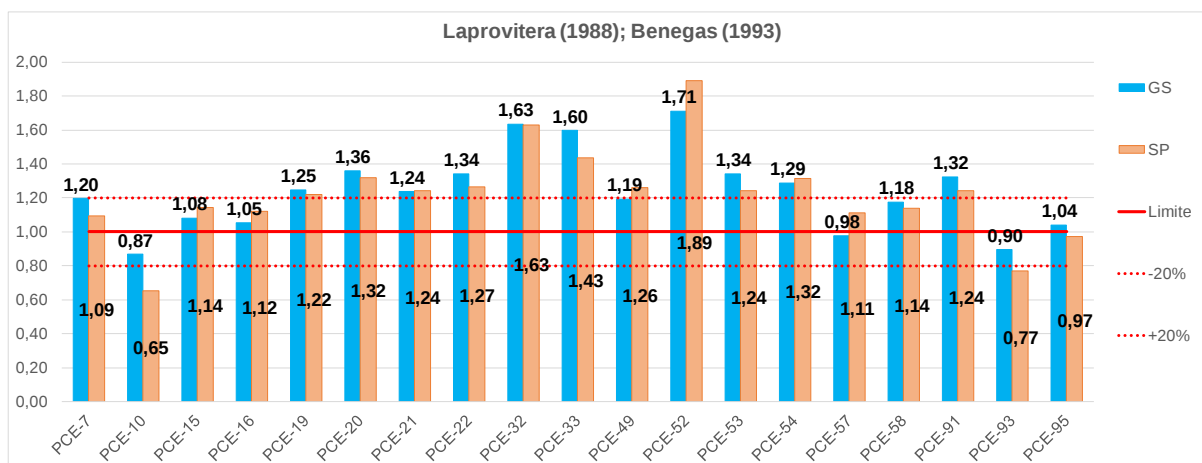
O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 27 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qfl, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 28 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qfl, GS e SP



Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados, com uma quantidade significativa de casos concentrados na parte superior da linha ideal ($y=x$) e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

Para o grupo de sondagens (GS) 47% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 32% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve maior acuracidade.

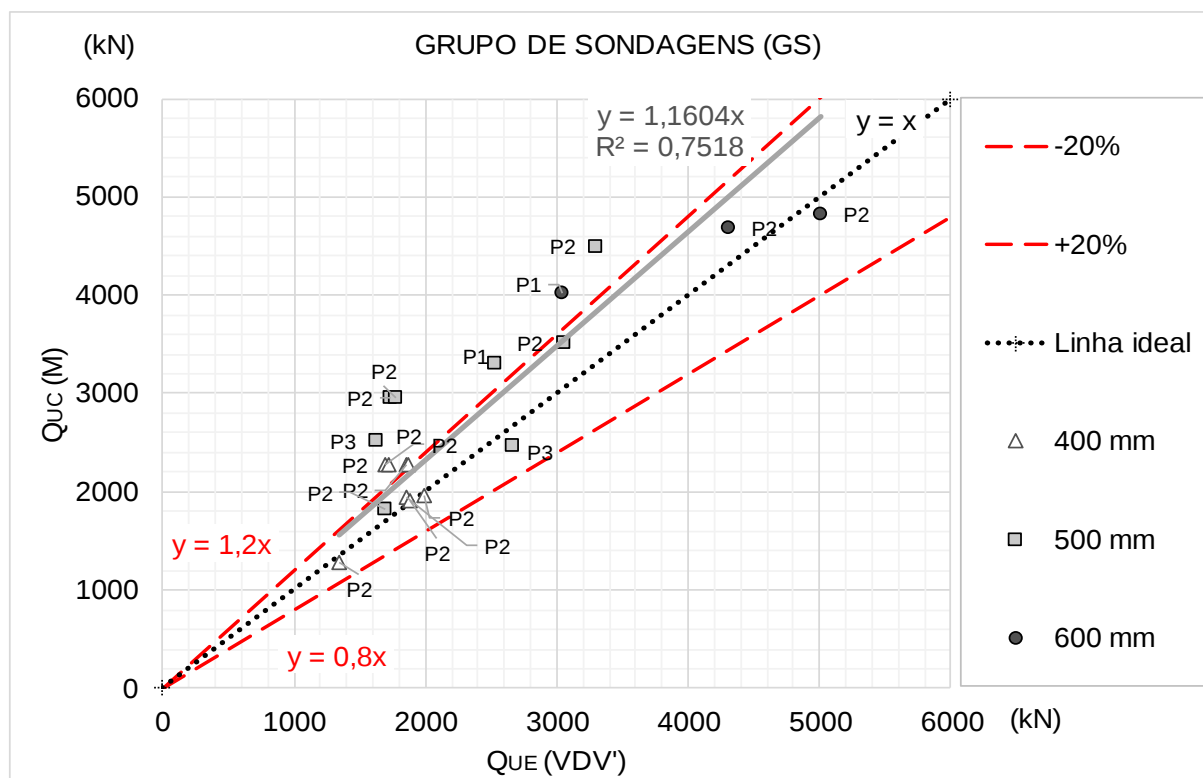
Há uma tendência para previsões de capacidade de carga superiores à carga de ruptura extrapolada ($Q_{UC}/Q_{UE} > 1$), resultando em valores contra a segurança.

Verifica-se uma melhoria do método de Aoki & Velloso (1975) através das contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) para este caso estudado, no que tange a uma maior eficácia e acurácia.

CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

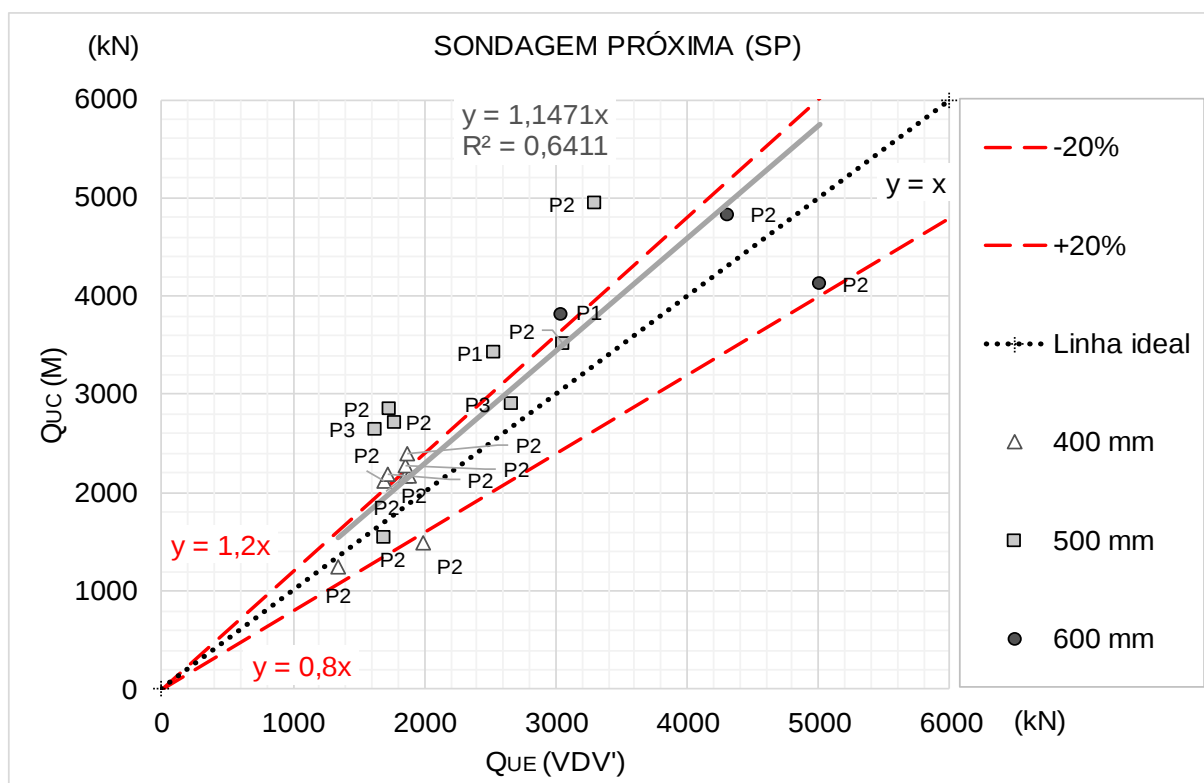
O gráfico seguinte exhibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 29 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Q_{fl} , GS



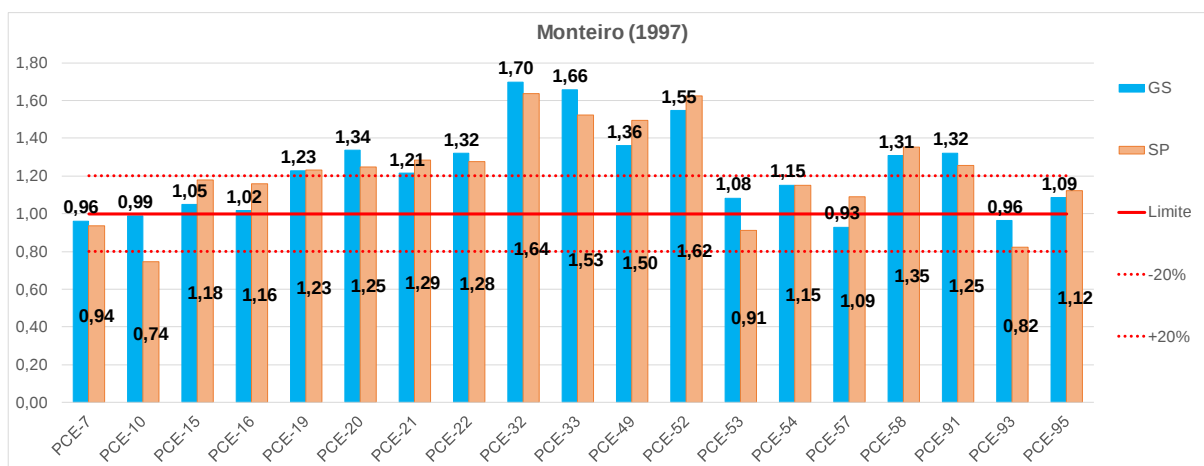
O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 30 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qfl, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 31 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qfl, GS e SP



Os gráficos demonstram uma pequena dispersão dos resultados, mas com uma quantidade significativa dos casos concentrados na parte superior da linha ideal ($y=x$) e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

Para o grupo de sondagens (GS) 47% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 42% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve ligeira melhora no quesito acuracidade.

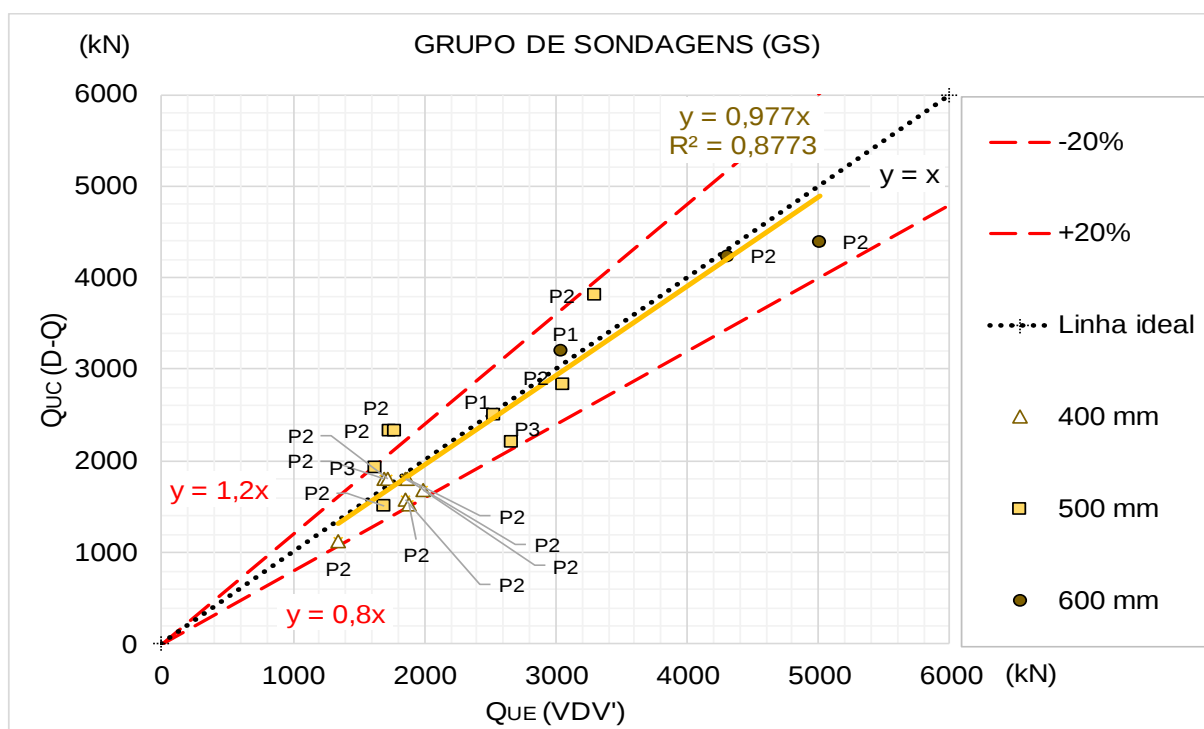
Há uma tendência para previsões de capacidade de carga superiores à carga de ruptura extrapolada ($Q_{UC}/Q_{UE} > 1$), resultando em valores contra a segurança.

Verifica-se uma melhoria do método de Aoki & Velloso (1975) pela contribuição de Monteiro (1997) para este caso do estudo, no que tange a maior eficácia e acurácia.

MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1996a)

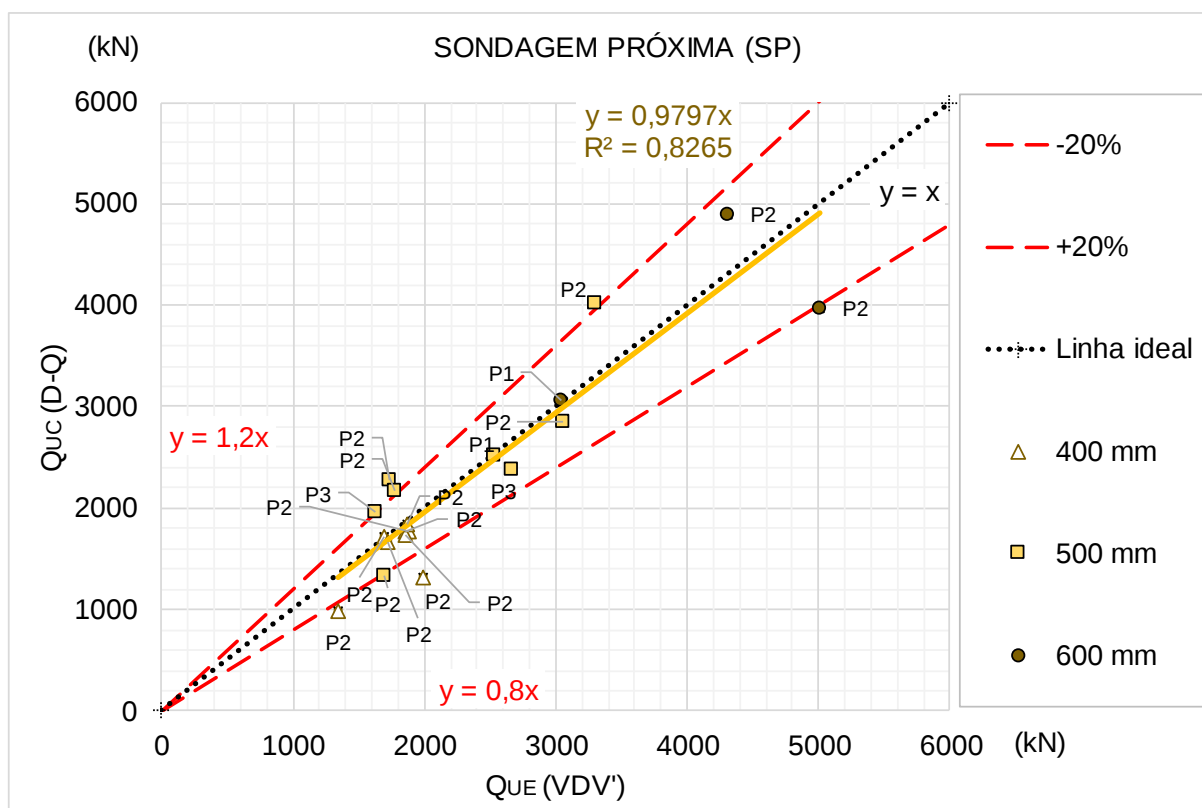
O gráfico seguinte exhibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 32 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qfl, GS



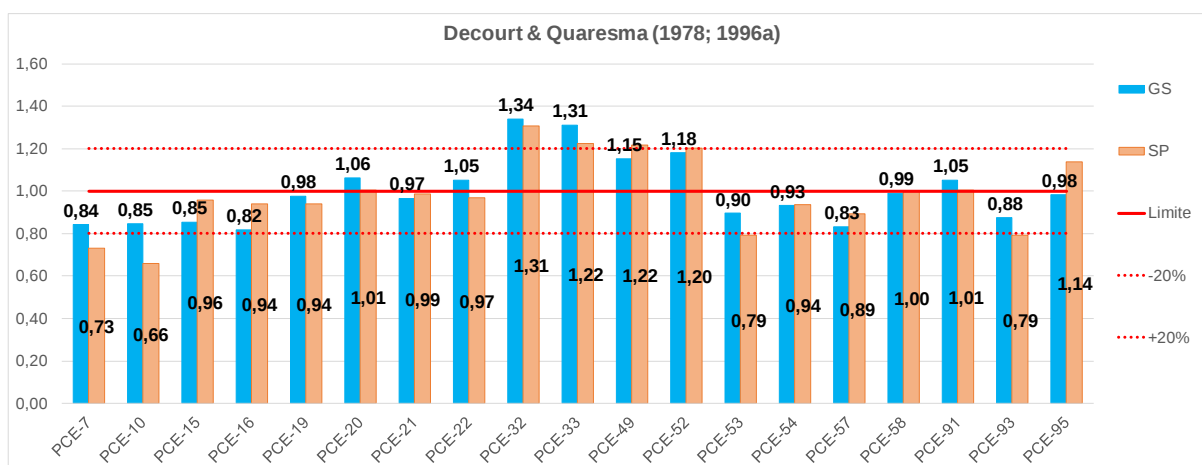
O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 33 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qfl, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 34 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qfl, GS e SP



Os gráficos demonstram uma baixíssima dispersão dos resultados, com boa parte dos dados distribuídos de forma aleatória dentro da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

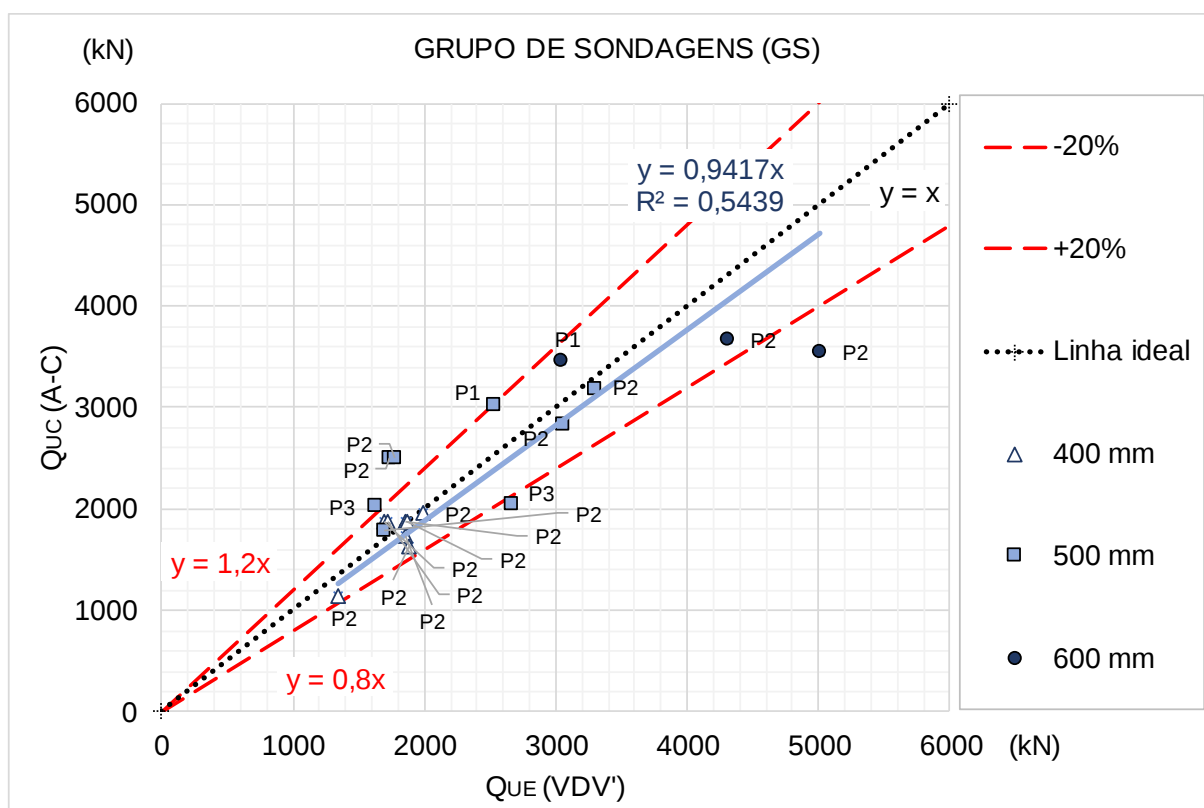
Para o grupo de sondagens (GS) 89% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 63% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve maior acuracidade.

As previsões de capacidade de carga se mostraram próximas à carga de ruptura extrapolada ($Q_{UC}/Q_{UE} \approx 1$) e, conseqüentemente, abaixo do limite superior ($y = 1,2x$), o que sugere a obtenção de resultados seguros e que demonstra boa eficácia e acurácia do método.

MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

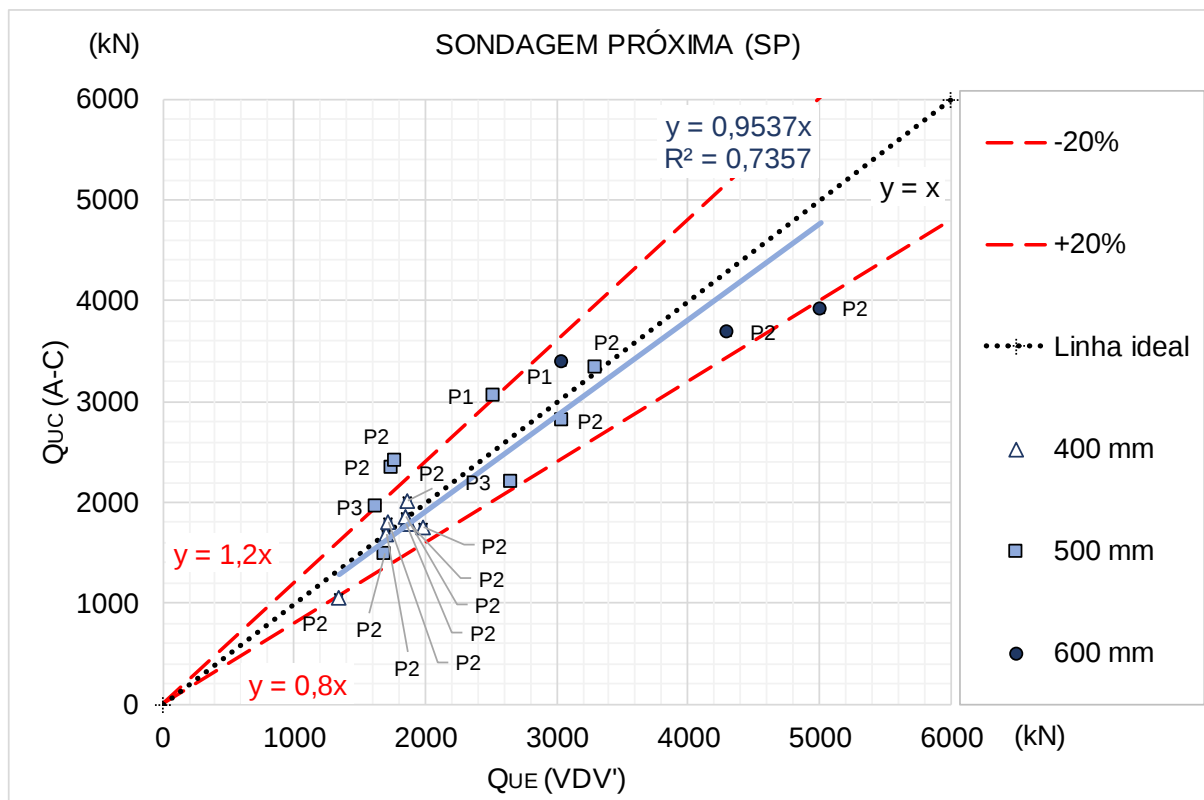
O gráfico seguinte exibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 35 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qfl, GS



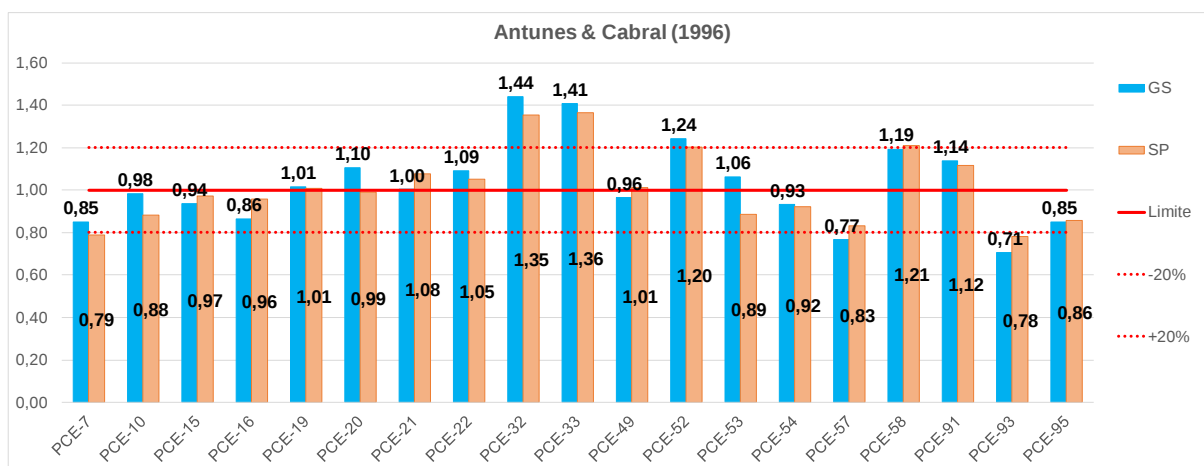
O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 36 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qfl, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 37 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qfl, GS e SP



Os gráficos demonstram uma pequena dispersão dos resultados, com boa parte dos dados distribuídos de forma aleatória dentro da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

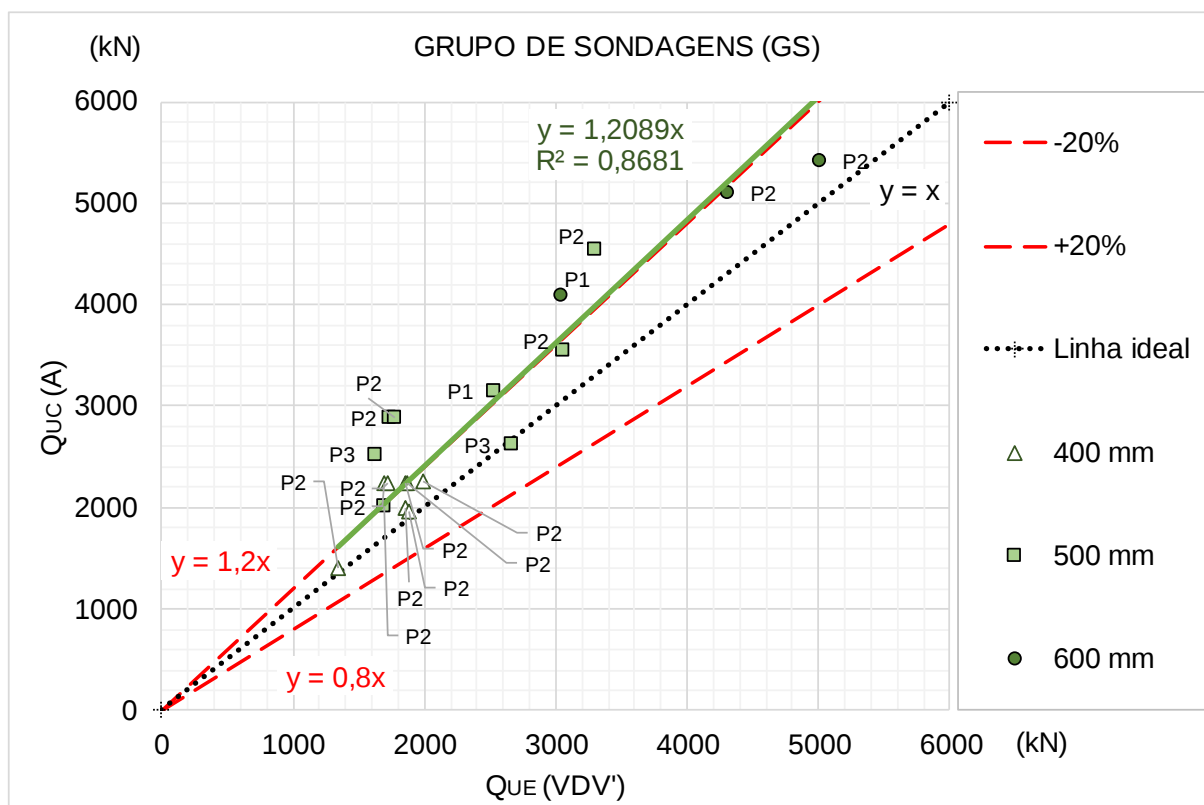
Para o grupo de sondagens (GS) e para sondagem próxima (SP) 74% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi semelhante nos dois procedimentos.

As previsões de capacidade de carga se mostraram próximas à carga de ruptura extrapolada ($Q_{UC}/Q_{UE} \approx 1$) e, conseqüentemente, abaixo do limite superior ($y = 1,2x$), o que sugere a obtenção de resultados seguros e que demonstra boa eficácia e acurácia do método.

MÉTODO DE ALONSO (1996)

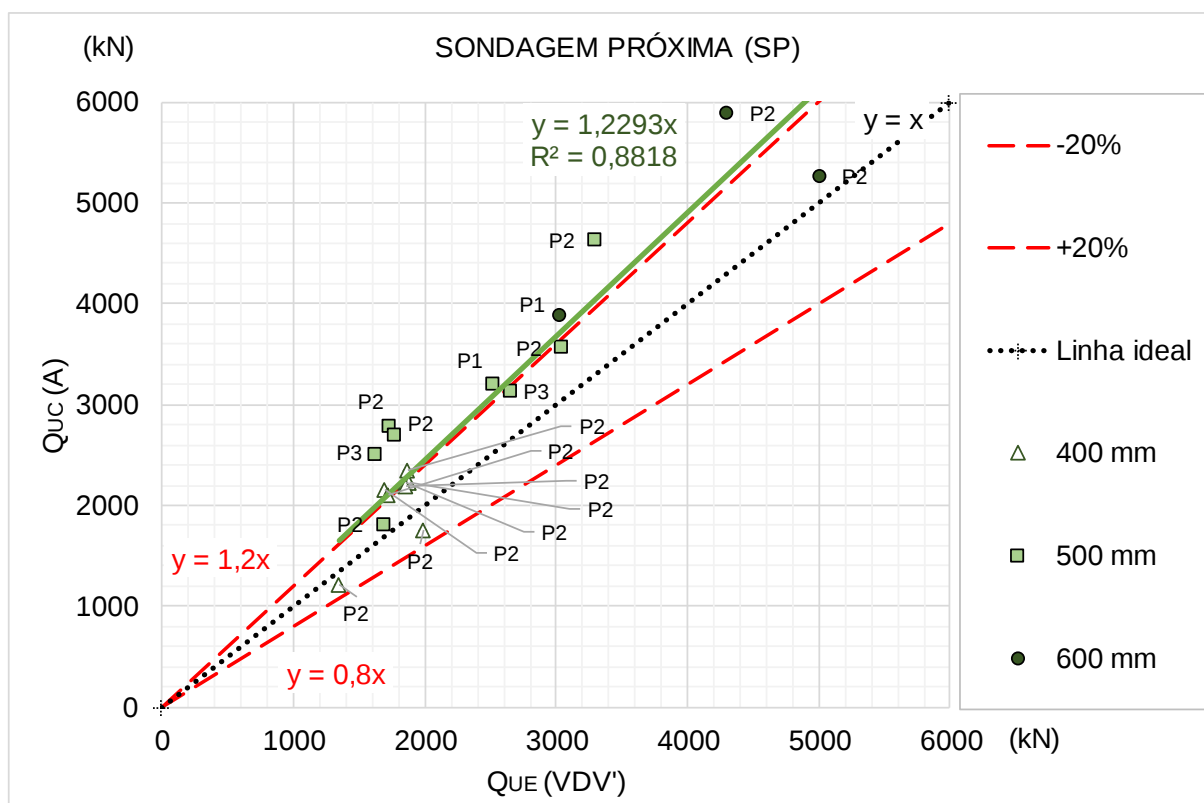
O gráfico seguinte exibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 38 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qfl, GS



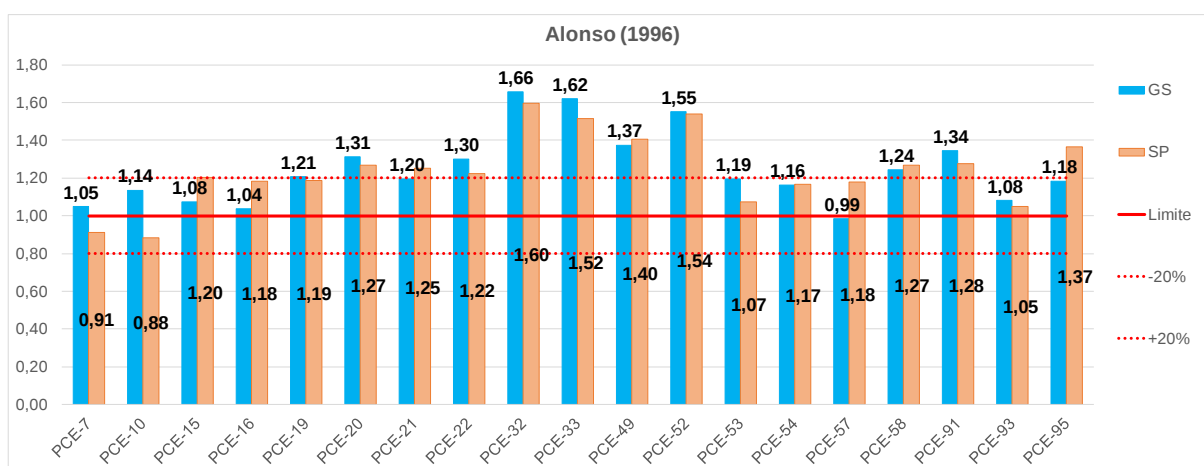
O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 39 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qfl, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 40 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qfl, GS e SP



Os gráficos demonstram uma baixíssima dispersão dos resultados, porém, com grande parte dos casos concentrados na parte superior da linha ideal ($y=x$) e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

Para o grupo de sondagens (GS) 53% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 47% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve ligeira melhora no quesito acuracidade.

As previsões de capacidade de carga se mostraram acima da carga de ruptura extrapolada (relação $Q_{UC}/Q_{UE} > 1$) e além do limite superior ($y = 1,2x$), o que sugere a obtenção de resultados contra segurança.

A partir da relação Q_{UC}/Q_{UE} , para todos os métodos de previsão de capacidade de carga, foi elaborada a tabela 25, onde constam as informações de média (M), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV).

Tabela 25 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} (Qfl, GS e SP)

Métodos semi-empíricos	Grupo das sondagens (GS)			Sondagem próxima (SP)		
	M	DP	CV (%)	M	DP	CV (%)
Aoki & Velloso (1975)	1,14	0,33	29%	1,14	0,38	34%
Laprovitera (1988); Benegas (1993)	1,24	0,23	19%	1,21	0,27	22%
Monteiro (1997)	1,22	0,23	19%	1,21	0,25	21%
Décourt & Quaresma (1978, 1996a)	1,00	0,16	16%	0,98	0,17	18%
Antunes & Cabral (1996)	1,03	0,20	19%	1,01	0,17	17%
Alonso (1996)	1,25	0,19	15%	1,24	0,19	15%

A situação ideal é a de maior acurácia e convergência, que ocorre, respectivamente, quando a média (M) dos resultados são próximos de um (1) e se tem menores valores de desvio padrão e coeficiente de variação.

O grupo é composto, predominantemente, por perfis geotécnicos do tipo P2 (79% dos casos). Portanto, a avaliação se torna mais representativa para este subgrupo e orientativa para os demais (P1 e P3).

Os seis métodos apresentaram resultados muito próximos entre si, relativo à análise dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), contudo, com menor dispersão para os grupos de sondagens (GS), visto que nesses casos

foram obtidos menores coeficientes de variação. A única exceção foi para o método de Antunes & Cabral (1996) que apresentou situação inversa.

O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou, em média (M), boas previsões de capacidade de carga, mas com o maior desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV), indicando que é o método de maior imprecisão. Os demais métodos apresentaram menores coeficientes de variação em comparação com o de Aoki & Velloso (1975).

As contribuições de Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1997), e o método de Alonso (1996) proporcionaram previsões de capacidade de carga, em média, acima do limite superior ($y = 1,2x$), caracterizando uma menor acuracidade no processo de cálculo para essas metodologias. O aspecto positivo é observado nos valores dos coeficientes de variação, que se mostraram baixos, logo, as metodologias demonstram uma maior convergência dos resultados.

O método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) e Antunes & Cabral (1996) demonstraram maior exatidão e menor dispersão, devido, respectivamente, ao valor médio próximo de um (1) e do baixo coeficiente de variação (16 a 19%), sugerindo que para esta unidade geológica (Qfl) e para os três subgrupos (P1, P2 e P3) esses métodos possuem boa eficácia e fornecem resultados mais acurados.

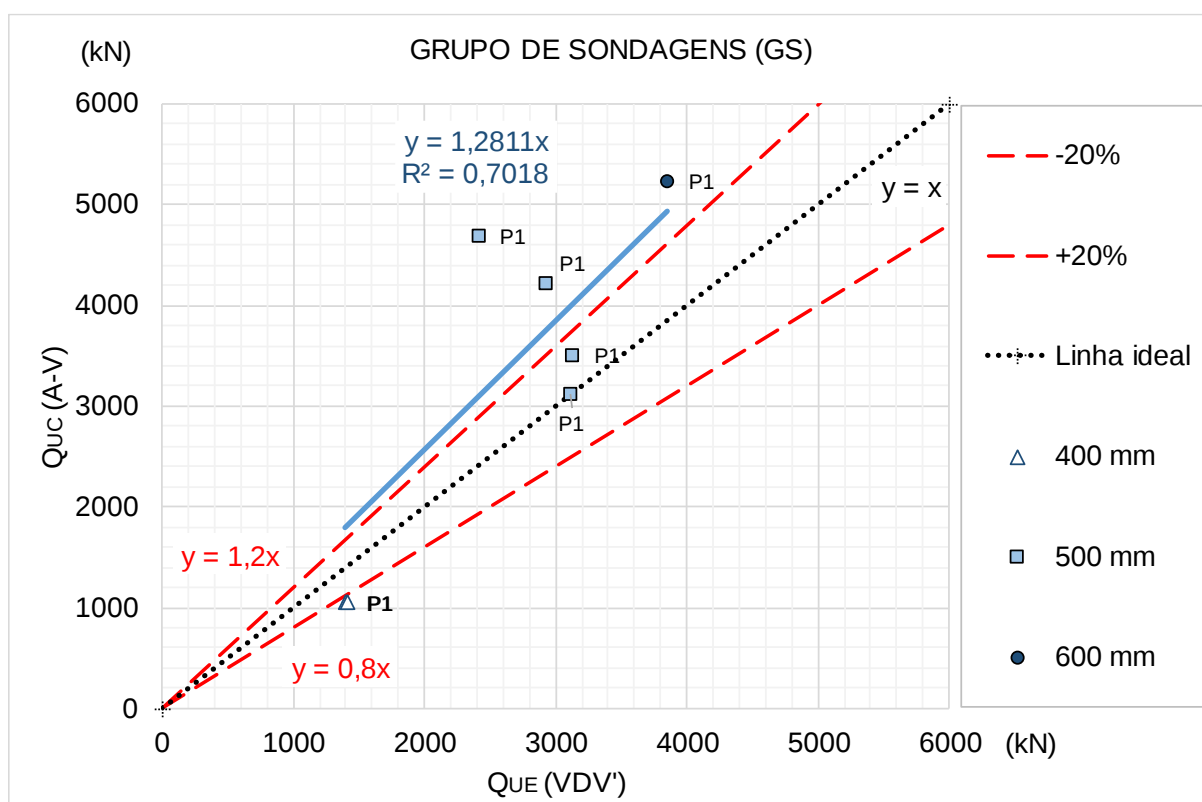
4.4 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS NA UNIDADE GEOLÓGICA DE PRAIAS HOLOCÊNICAS (Qh)

Esse grupo é constituído por 7 das 45 provas de carga, caracterizadas por perfis de subsolo compostos por areias de praias com fragmentos de conchas. Dentro desse conjunto as provas de carga estão enquadradas no perfil geotécnico tipo P1, conforme distribuição das camadas de solo apresentados na figura 25. Na sequência são apresentados os resultados obtidos para cada método semi-empírico (Q_{uc}) em comparação com o método de extrapolação adotado (Q_{ue}), que no caso foi o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

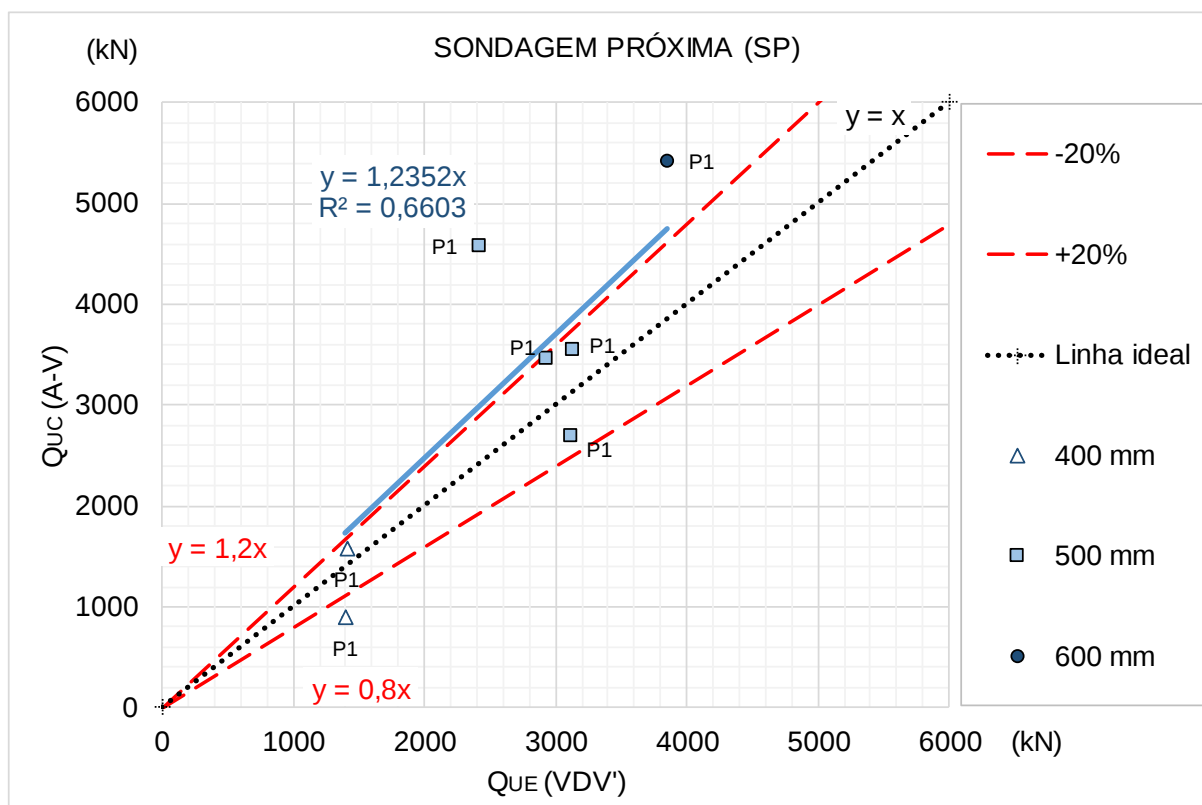
MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

O gráfico seguinte exibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

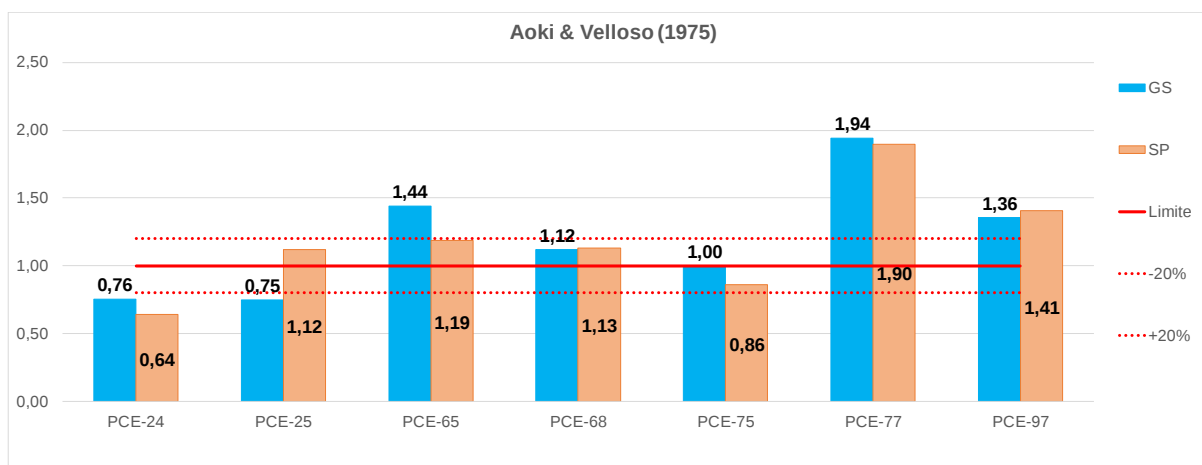
Gráfico 41 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Q_h , GS



O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 42 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qh, SP

O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 43 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qh, GS e SP

Os gráficos demonstram uma pequena dispersão dos resultados, com um maior número de dados distribuídos de forma aleatória e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$ (destacada pela linha vermelha nos gráficos).

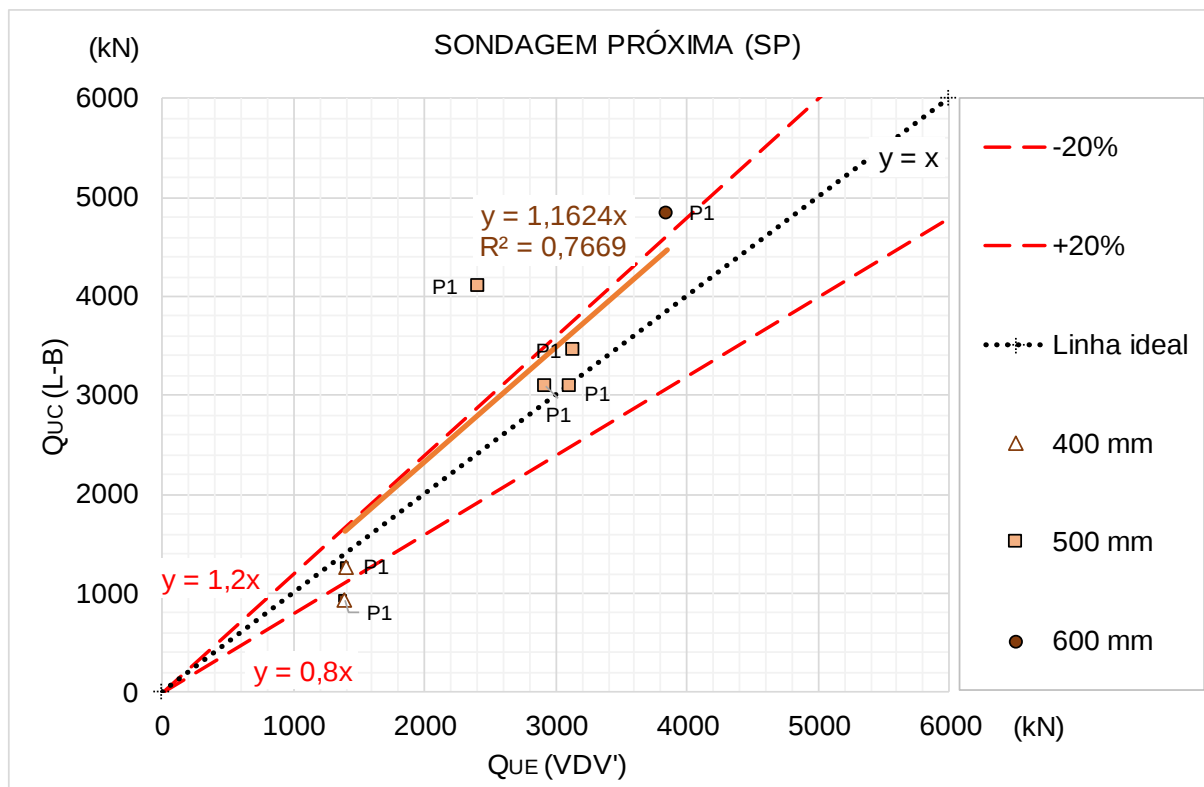
Para este grupo (GS) apenas 29% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 57% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com a sondagem mais próxima (SP) teve maior acuracidade.

Há uma tendência para previsões de capacidade de carga superiores à carga de ruptura, ou seja, acima da linha ideal (relação $Q_{UC}/Q_{UE} > 1$) e além do limite superior ($y = 1,2x$), o que sugere estimativas capacidade de carga contra a segurança.

CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)

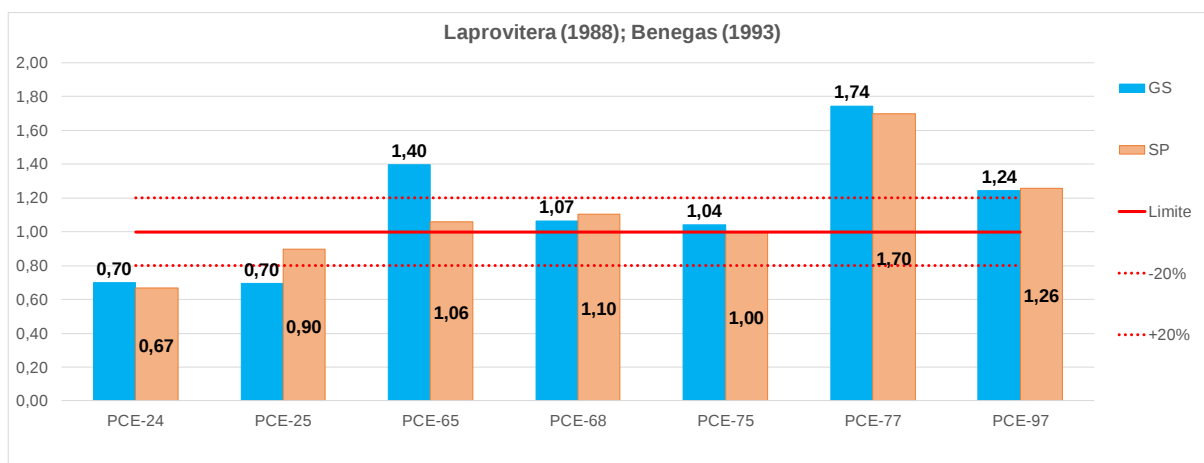
O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 45 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qh, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 46 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qh, GS e SP



Os gráficos demonstram uma pequena dispersão nos resultados, com uma quantidade significativa de casos concentrados na parte superior da linha ideal ($y=x$) e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

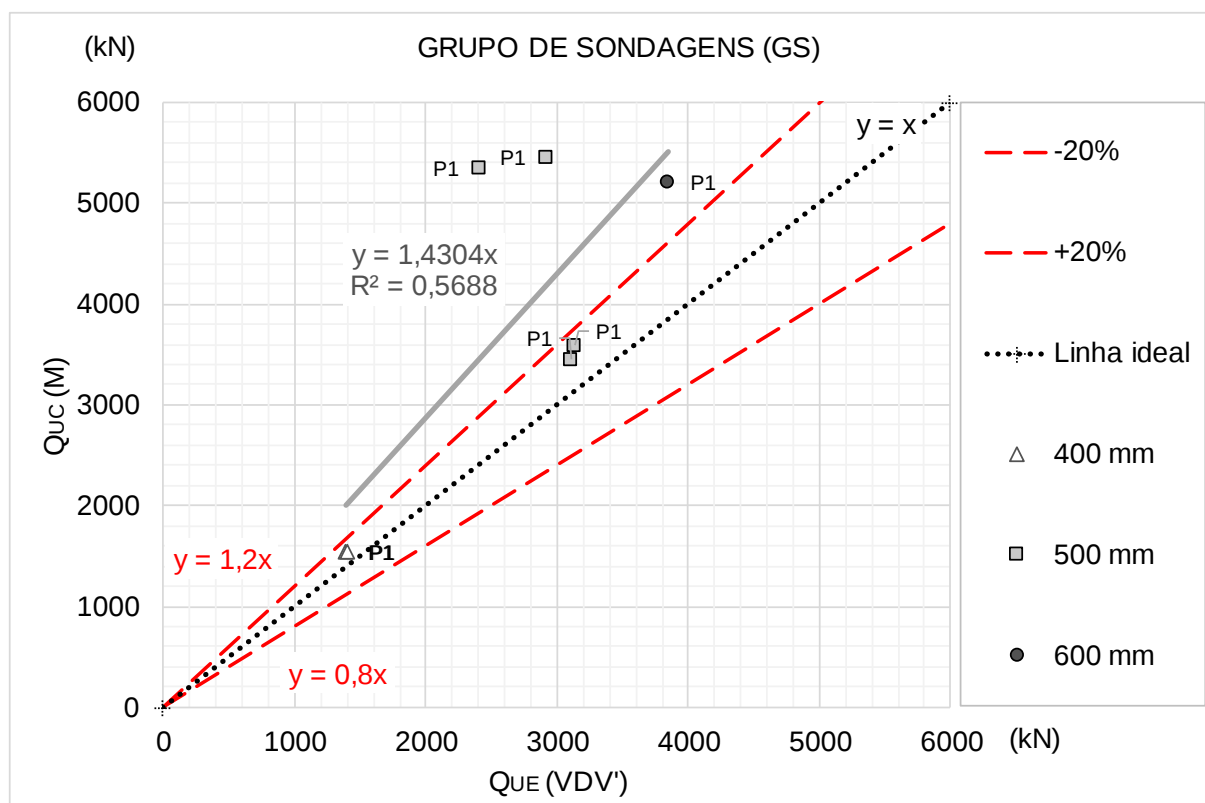
Para o grupo de sondagens (GS) apenas 29% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 57% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com a sondagem mais próxima teve maior acuracidade.

Há uma moderada melhoria no método de Aoki & Velloso (1975) pelas contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) para este caso do estudo, no que tange a uma maior acurácia na previsão de capacidade de carga mais próxima da carga de ruptura.

CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

O gráfico seguinte exibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 47 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Q_h , GS



Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados, com todos os dados situados na parte superior da linha ideal ($y=x$), porém, com metade dos casos situados dentro da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

Para o grupo de sondagens (GS) e sondagem próxima (SP) 57% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi semelhante nos dois procedimentos.

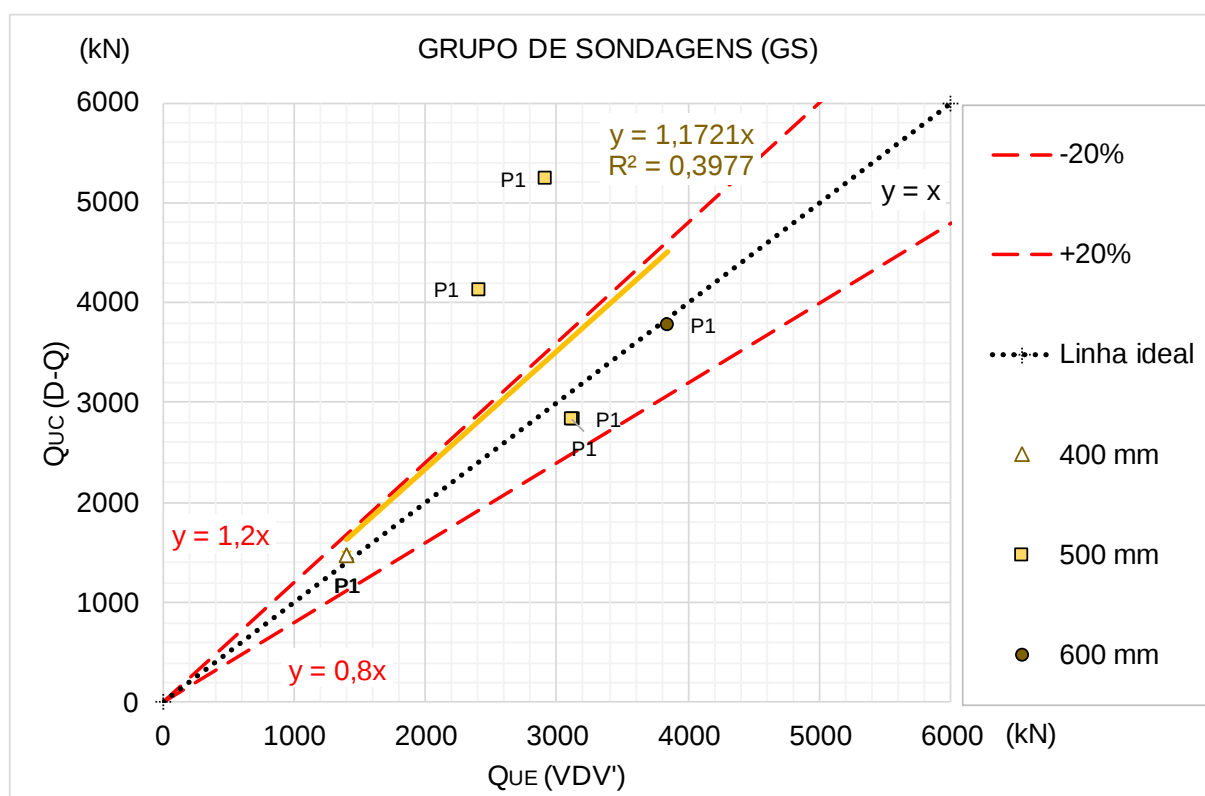
Há uma tendência para previsões de capacidade de carga acima da linha ideal (relação $Q_{UC}/Q_{UE} > 1$), o que sugere a obtenção de resultados pouco seguros.

Há uma melhoria do método de Aoki & Velloso (1975) pela contribuição de Monteiro (1997) para este caso do estudo, no que tange a uma maior eficácia nas estimativas de capacidade de carga.

MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1996a)

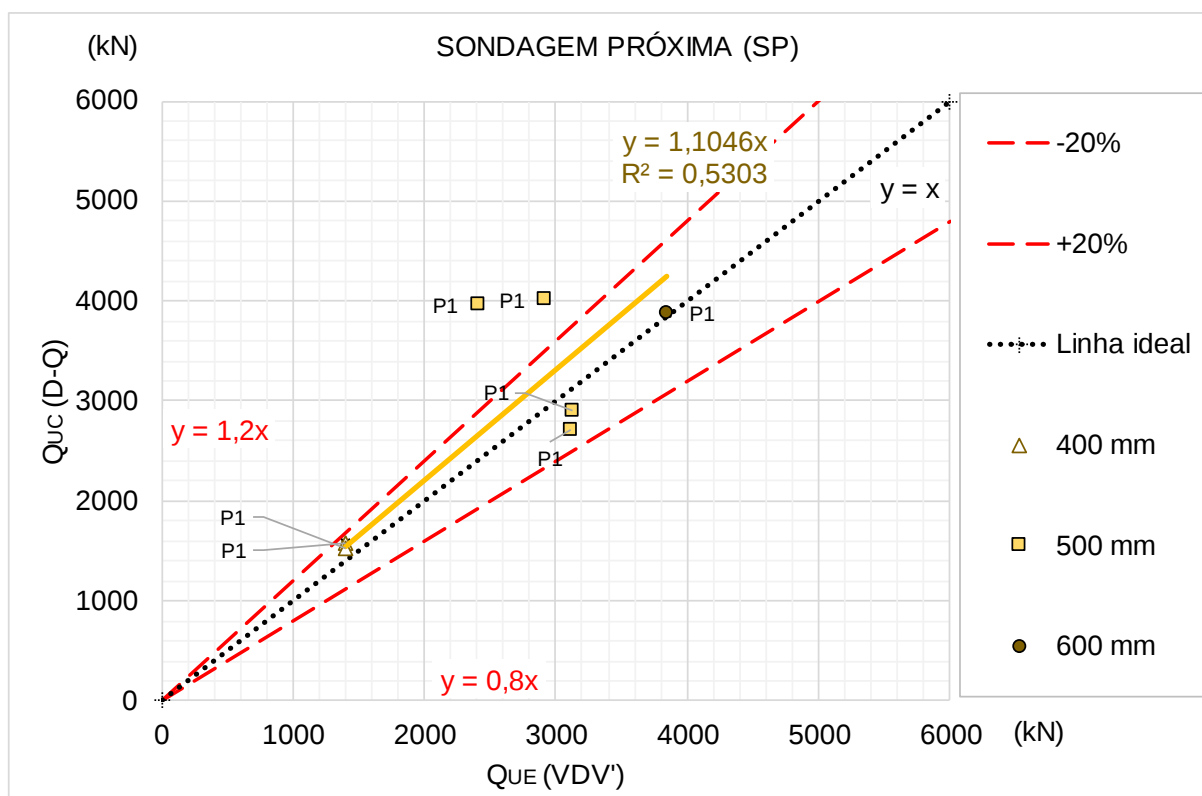
O gráfico seguinte exibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 50 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qh, GS



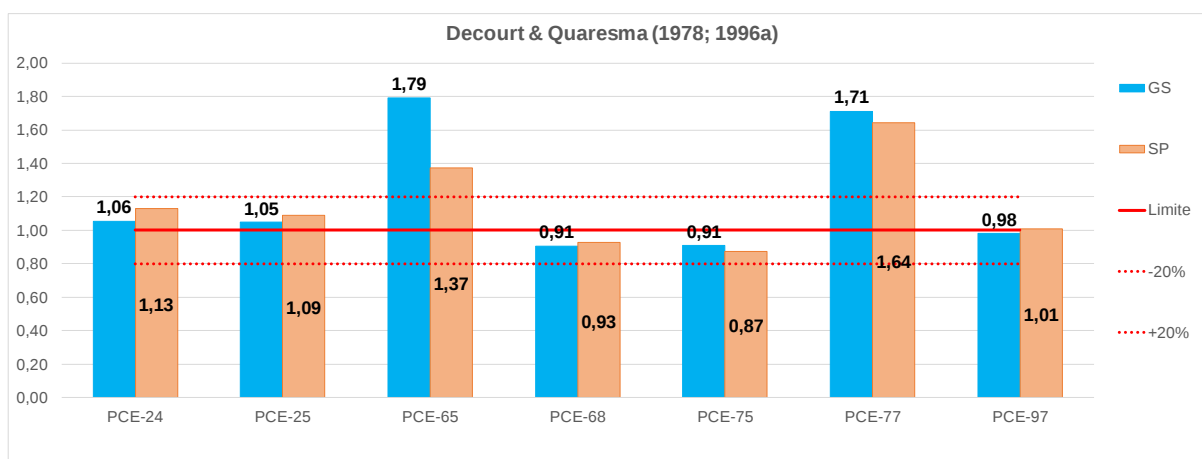
O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 51 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qh, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 52 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qh, GS e SP



Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados, acentuados por dois *outliers*, enquanto que a maior parte dos casos se encontrem na faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

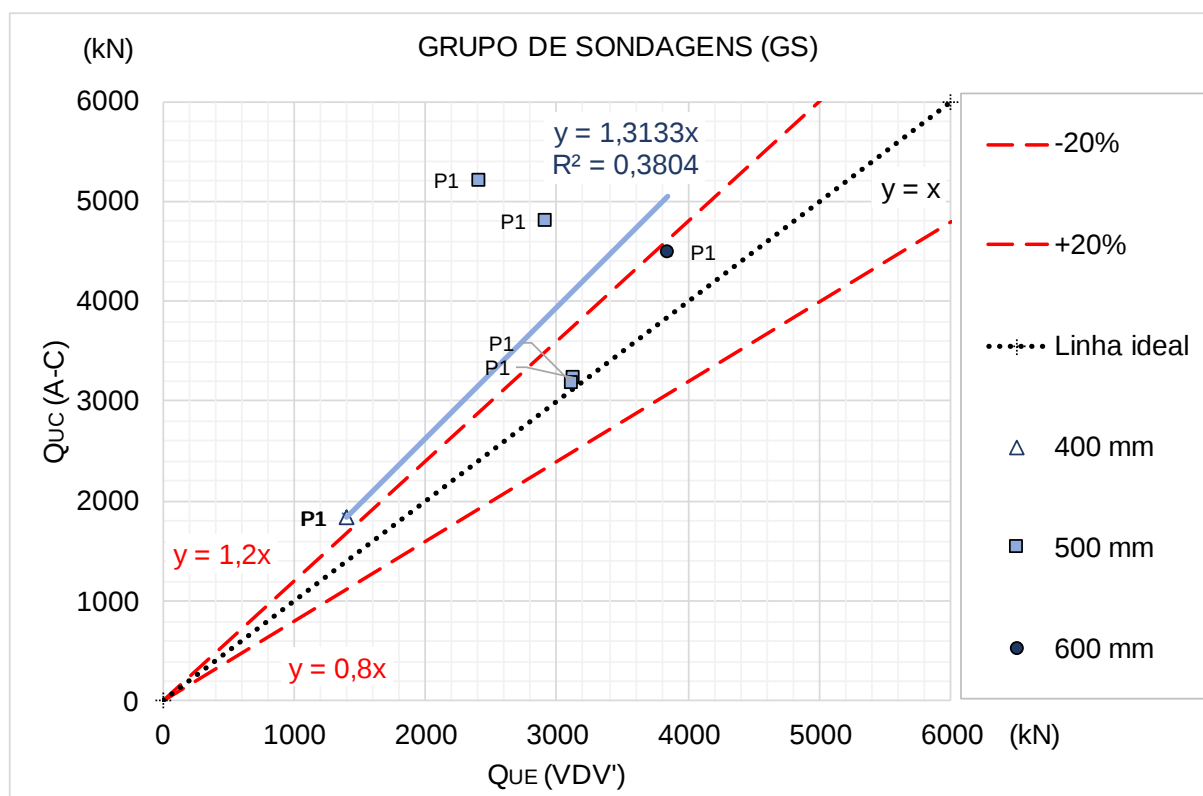
Para o grupo de sondagens (GS) e sondagem próxima (SP) 71% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi semelhante nos dois procedimentos.

As previsões de capacidade de carga se mostraram próximas da linha ideal (relação $Q_{UC}/Q_{UE} > 1$) e abaixo do limite superior ($y = 1,2x$), exceto para dois casos, o que sugere a obtenção de resultados seguros e acurados.

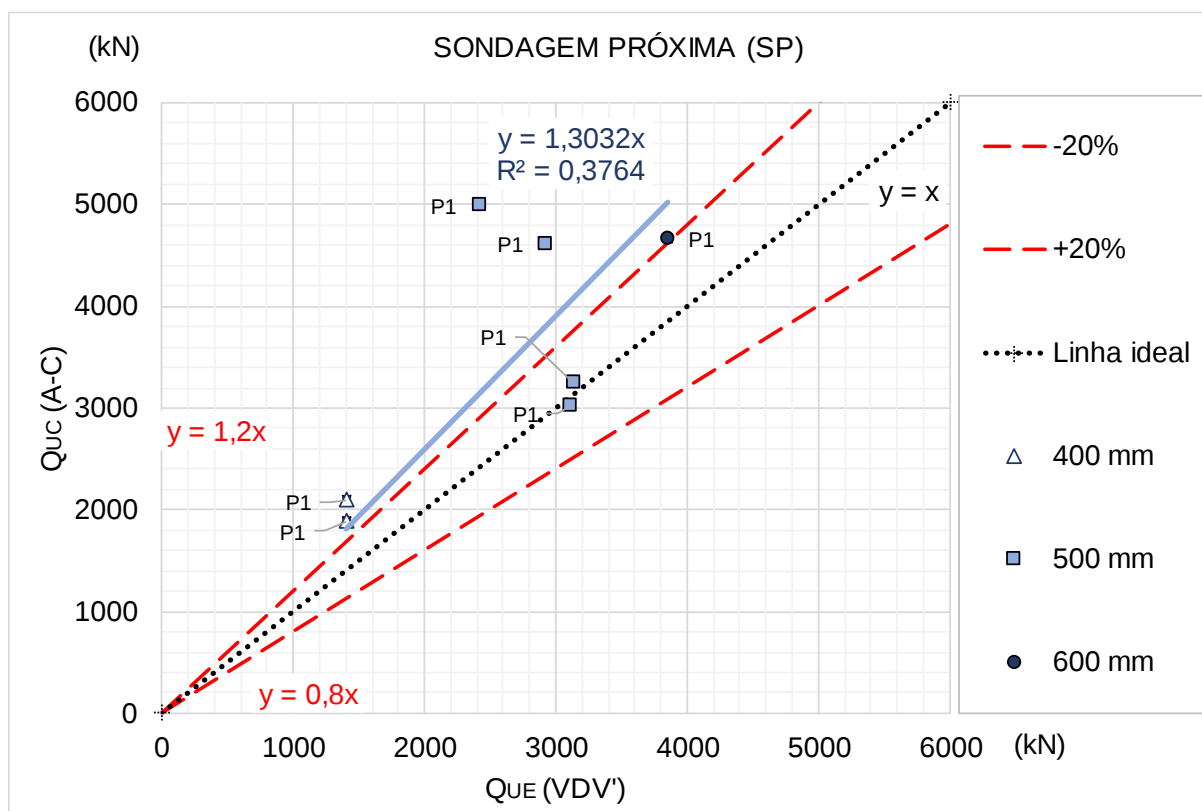
MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

O gráfico seguinte exhibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

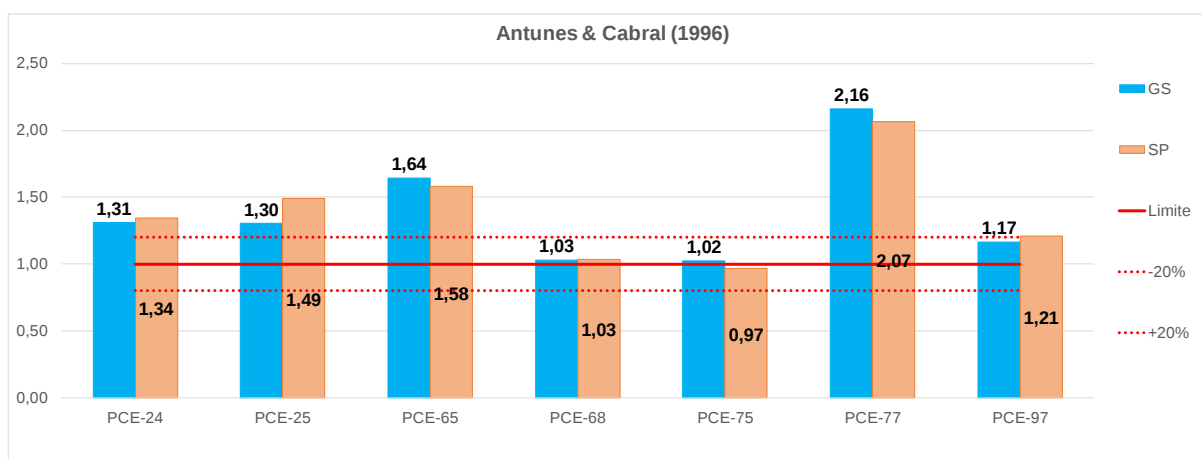
Gráfico 53 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qh, GS



O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 54 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qh, SP

O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 55 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qh, GS e SP

Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados e concentração de todos os dados na parte superior da linha ideal ($y=x$), com mais da metade dos casos fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

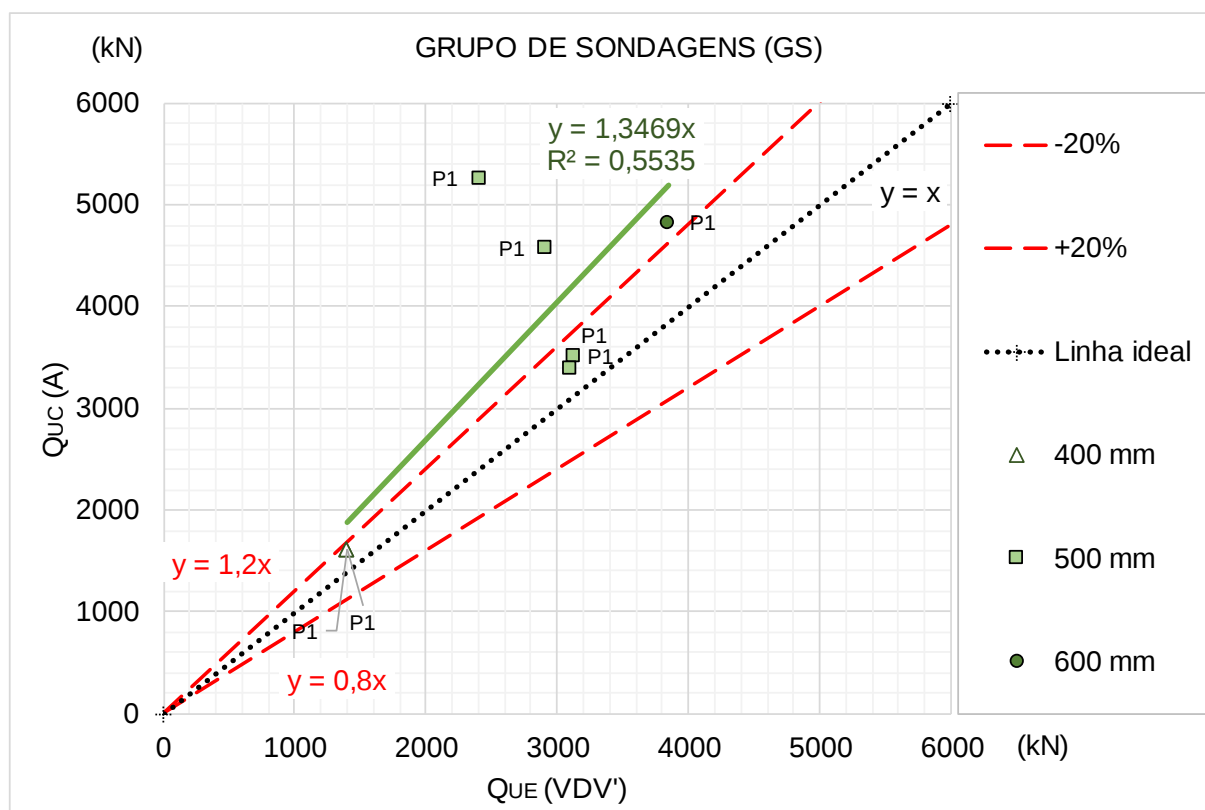
Para o grupo de sondagens (GS) 43% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 29% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens (GS) teve maior acuracidade.

Há uma tendência para previsões de capacidade de carga acima da linha ideal (relação $Q_{UC}/Q_{UE} > 1$), o que sugere a obtenção de resultados pouco seguros.

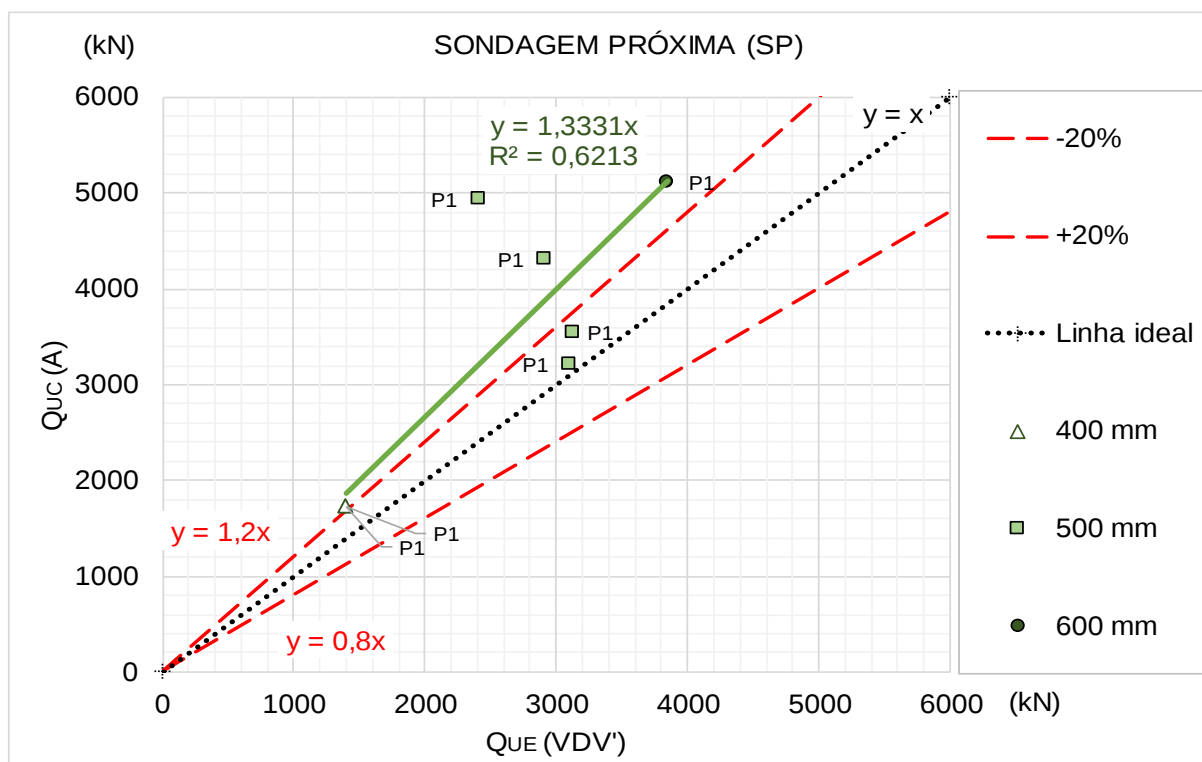
MÉTODO DE ALONSO (1996)

O gráfico seguinte exhibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

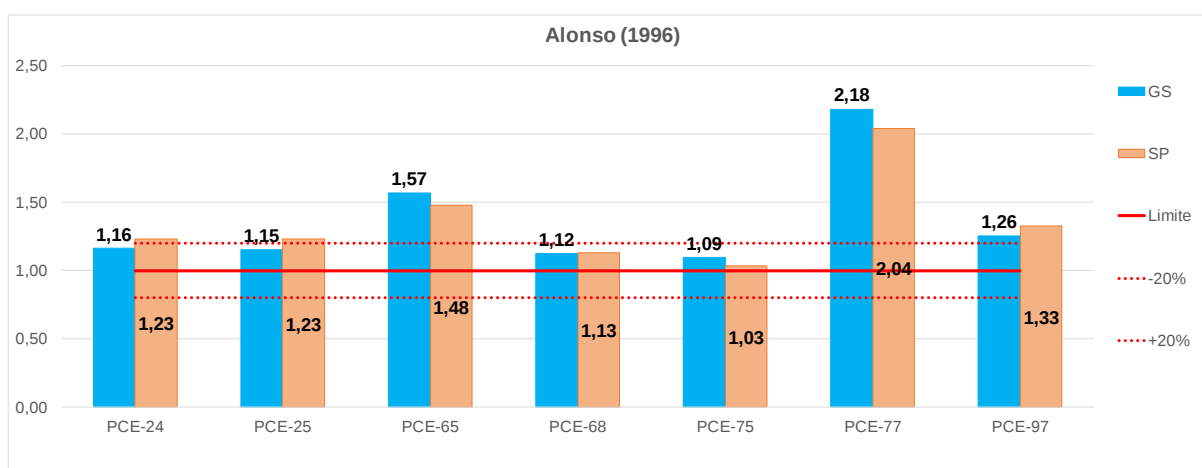
Gráfico 56 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Q_h , GS



O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 57 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qh, SP

O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 58 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qh, GS e SP

Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados e concentração de todos os dados na parte superior da linha ideal ($y=x$), com praticamente metade dos casos fora da faixa de aceitação arbitrada de $\pm 20\%$.

Para o grupo de sondagens (GS) 57% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 29% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve ligeira melhoria no quesito acurácia.

Há uma tendência para previsões de capacidade de carga acima da linha ideal (relação $Q_{UC}/Q_{UE} > 1$) e além do limite superior ($y = 1,2x$), o que sugere a obtenção de resultados contra a segurança.

A partir dos valores obtidos pela relação Q_{UC}/Q_{UE} , para todos os métodos de previsão de capacidade de carga, foi elaborada a tabela 26, onde constam as informações de média (M), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV).

Tabela 26 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} (Qh, GS e SP)

Métodos semi-empíricos	Grupo das sondagens (GS)			Sondagem próxima (SP)		
	M	DP	CV (%)	M	DP	CV (%)
Aoki & Velloso (1975)	1,20	0,42	35%	1,18	0,40	34%
Laprovitera (1988); Benegas (1993)	1,13	0,38	33%	1,10	0,32	29%
Monteiro (1997)	1,41	0,45	32%	1,37	0,36	26%
Décourt & Quaresma (1978, 1996a)	1,20	0,38	32%	1,15	0,27	24%
Antunes & Cabral (1996)	1,38	0,40	29%	1,39	0,38	27%
Alonso (1996)	1,36	0,40	29%	1,35	0,33	25%

O grupo é composto por perfis geotécnicos do tipo P1 (100% dos casos). Portanto, a avaliação se torna representativa apenas para este subgrupo.

Os seis métodos apresentaram resultados muito próximos entre si, relativo à análise dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), contudo, com menor dispersão para as sondagens próximas (SP), visto que nesses casos foram obtidos menores coeficientes de variação.

O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou, em média (M), previsões de capacidade de carga elevadas, além de possuir o maior desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV), indicando que é o método de maior imprecisão. Os demais métodos apresentaram menores coeficientes de variação em comparação com o de Aoki & Velloso (1975).

As contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) proporcionaram previsões de capacidade de carga, em média, abaixo do limite superior ($y = 1,2x$), caracterizando uma maior acuracidade no processo de cálculo. O aspecto negativo é observado nos coeficientes de variação que se mostraram elevados, logo, as metodologias demonstram uma maior variabilidade nos resultados.

As contribuições de Monteiro (1997), os métodos de Antunes & Cabral (1996) e de Alonso (1996) proporcionaram previsões de capacidade de carga, em média, acima do limite superior ($y = 1,2x$), caracterizando uma menor acuracidade na estimativa das capacidades de carga. Os coeficientes de variação também se mostraram elevados, logo, as metodologias demonstram uma imprecisão nos cálculos.

O método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) demonstrou maior acurácia e menor dispersão, visto que foi a metodologia com maior número de casos (71%) situados na faixa de aceitação. Esse fato não é traduzido pelos valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação da tabela 26, devido a dois *outliers* (PCE-65 e PCE-77) que influenciaram na análise estatística para os seis métodos. Dessa forma é simulado o cenário que não contém estes dois dados. O resultado é expresso na tabela seguinte.

Tabela 27 - Cenário sem PCE-65 e PCE-77

Métodos semi-empíricos	Grupo das sondagens (GS)			Sondagem próxima (SP)		
	M	DP	CV (%)	M	DP	CV (%)
Aoki & Velloso (1975)	0,97	0,29	30%	1,01	0,33	33%
Laprovitera (1988); Benegas (1993)	0,92	0,27	29%	0,95	0,25	26%
Monteiro (1997)	1,17	0,12	11%	1,21	0,18	15%
Décourt & Quaresma (1978, 1996a)	1,00	0,07	7%	1,02	0,11	11%
Antunes & Cabral (1996)	1,20	0,14	11%	1,25	0,22	18%
Alonso (1996)	1,17	0,07	6%	1,21	0,12	10%

Portanto, avaliando o conjunto de informações através dos gráficos e tabelas, verifica-se que o método destacado mostrou boa eficácia e acurácia para esta unidade geológica (Qh) e subgrupo (P1). Essa avaliação serve de orientação, devido a sua amostragem reduzida.

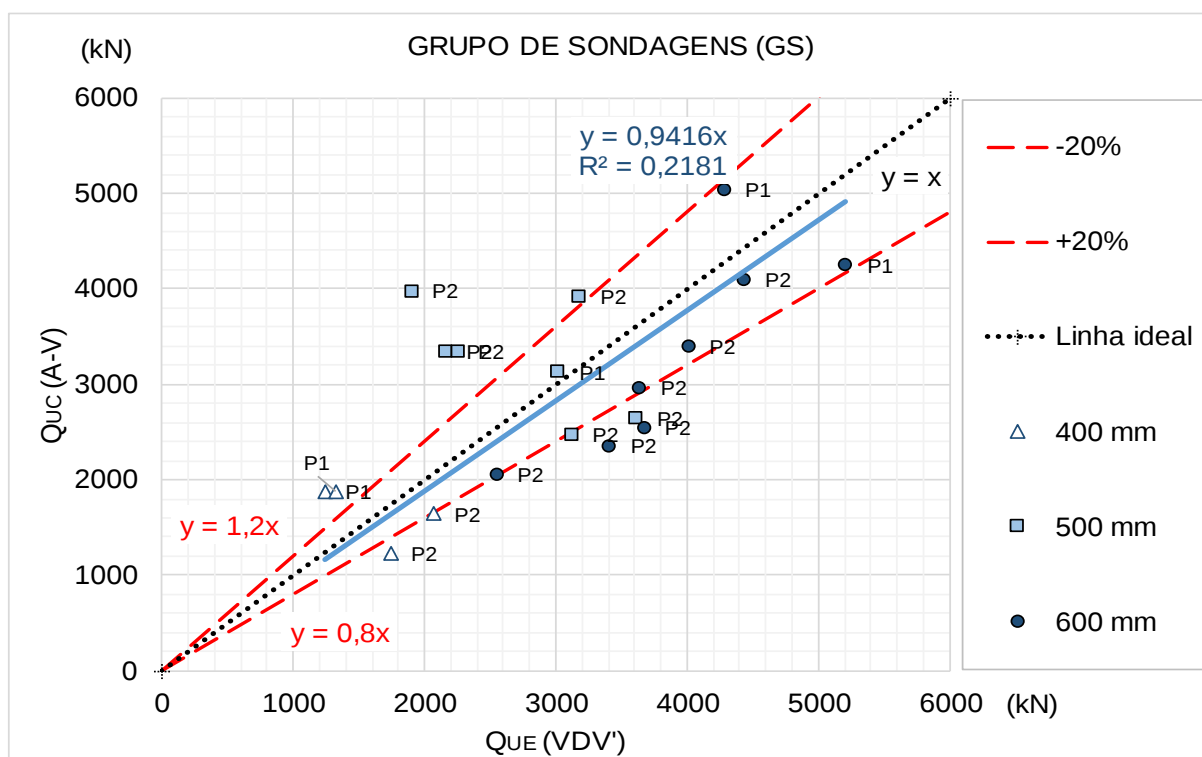
4.5 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS NA UNIDADE GEOLÓGICA DE PRAIAS PLEISTOCÊNICAS MODIFICADAS (Qpm)

Esse grupo é constituído por 19 das 45 provas de carga, caracterizadas por perfis de subsolo com presença de areias de praia com intercalações de argilas orgânicas. Dentro deste conjunto há provas de carga enquadradas nos dois tipos de perfis (P1 e P2) geotécnicos referente a distribuição das camadas de solo apresentados na figura 25. Na sequência são apresentados os resultados obtidos para cada método semi-empírico (Q_{UC}) em comparação com o método de extrapolação adotado (Q_{UE}), que no caso foi o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

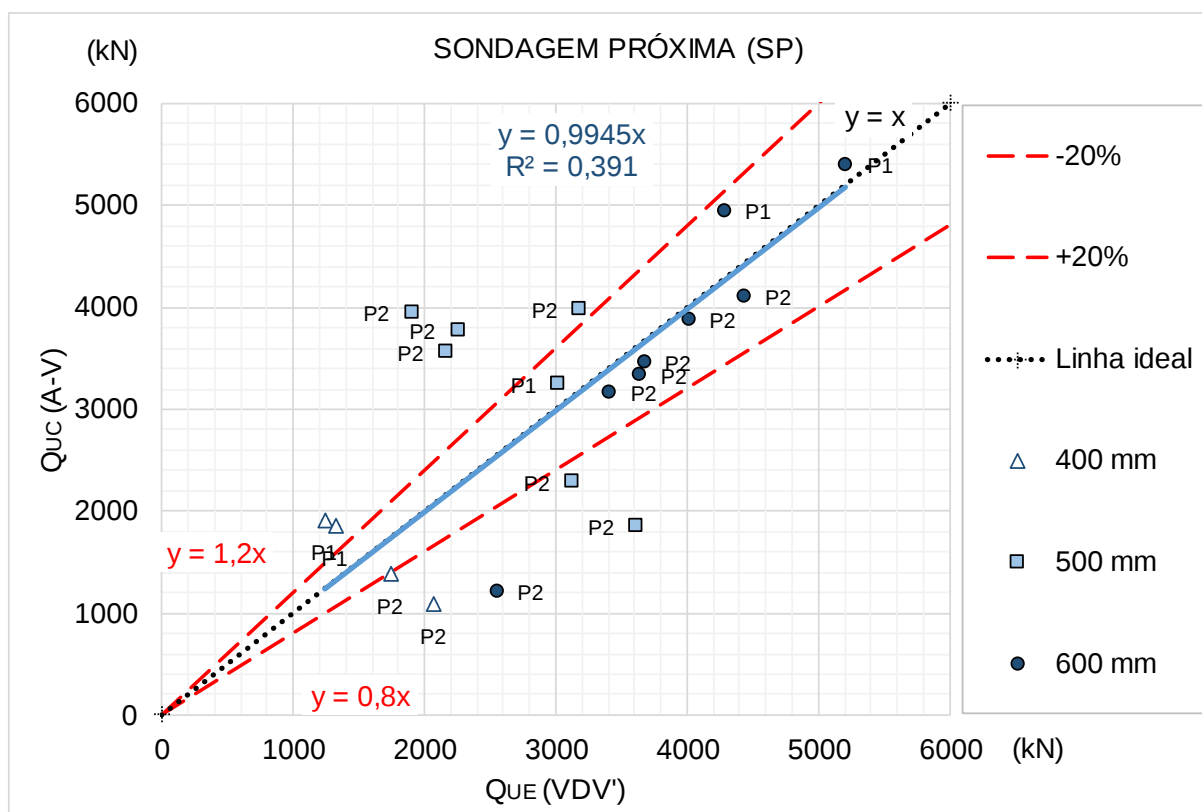
O gráfico seguinte exhibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 59 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qpm, GS



O próximo gráfico mostra os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 60 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qpm, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 61 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) – Qpm, GS e SP

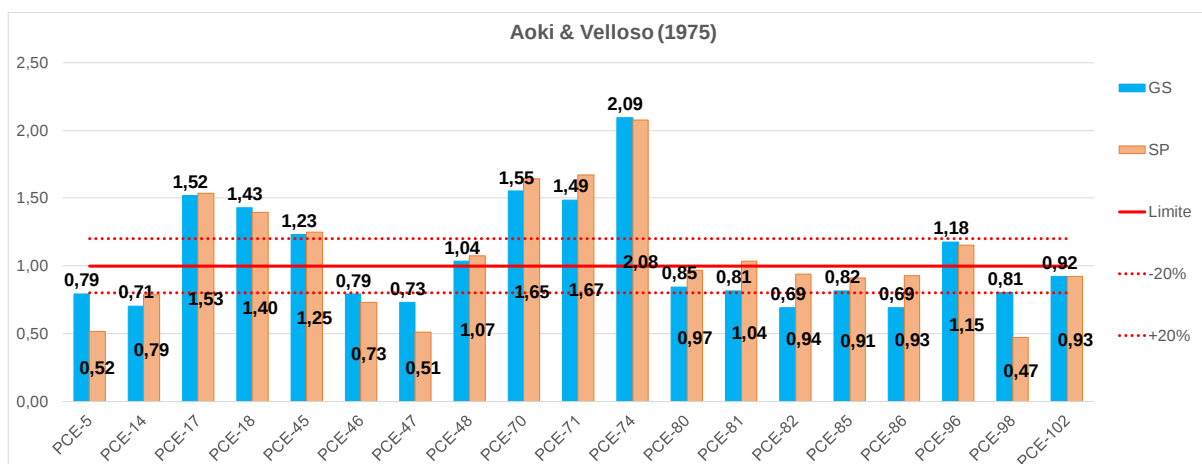
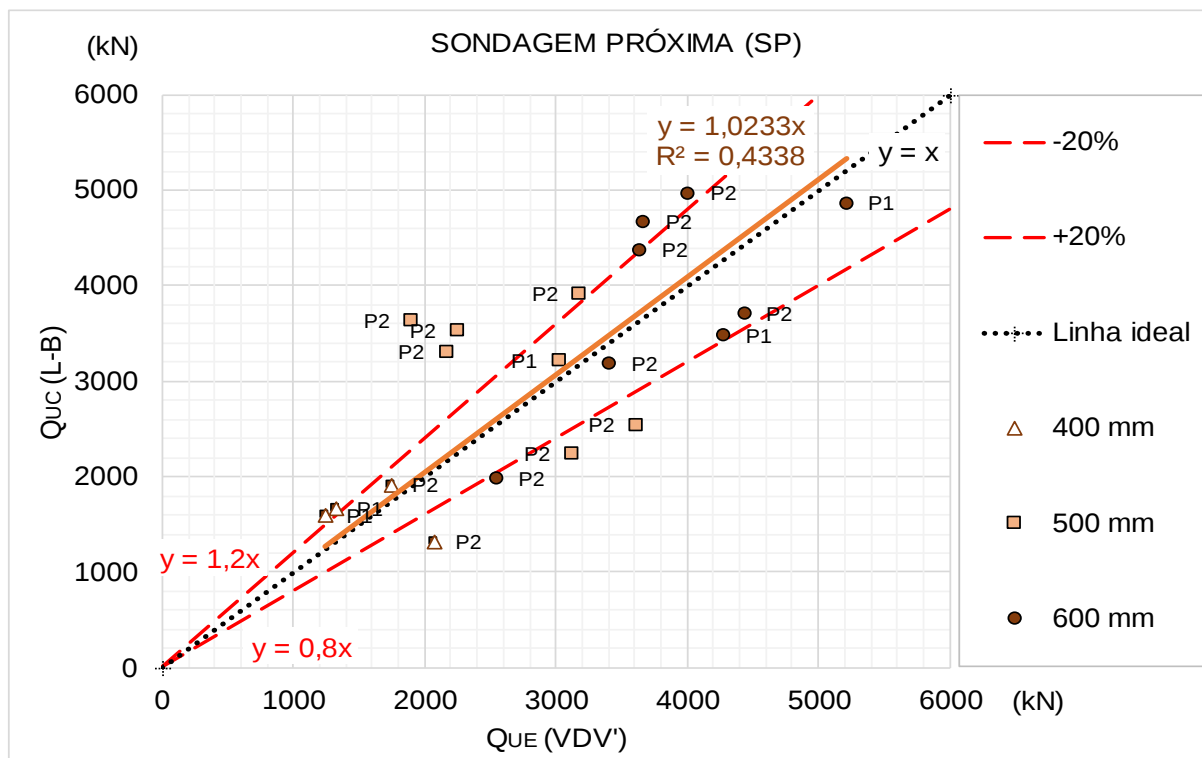
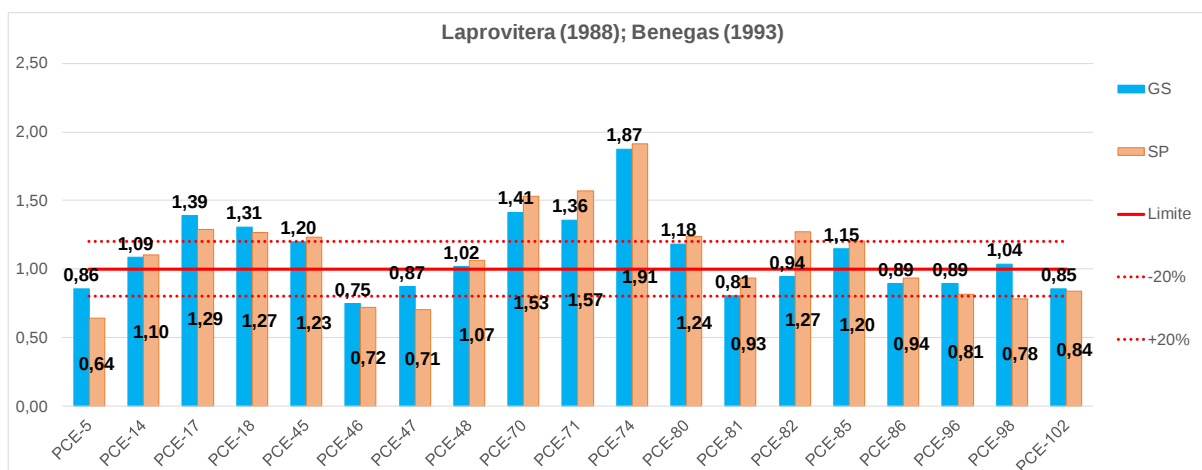


Gráfico 63 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qpm, SP

O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 64 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) – Qpm, GS e SP

Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados, com os dados distribuídos aleatoriamente e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

Para o grupo de sondagens (GS) 68% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que apenas 37% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve maior acuracidade.

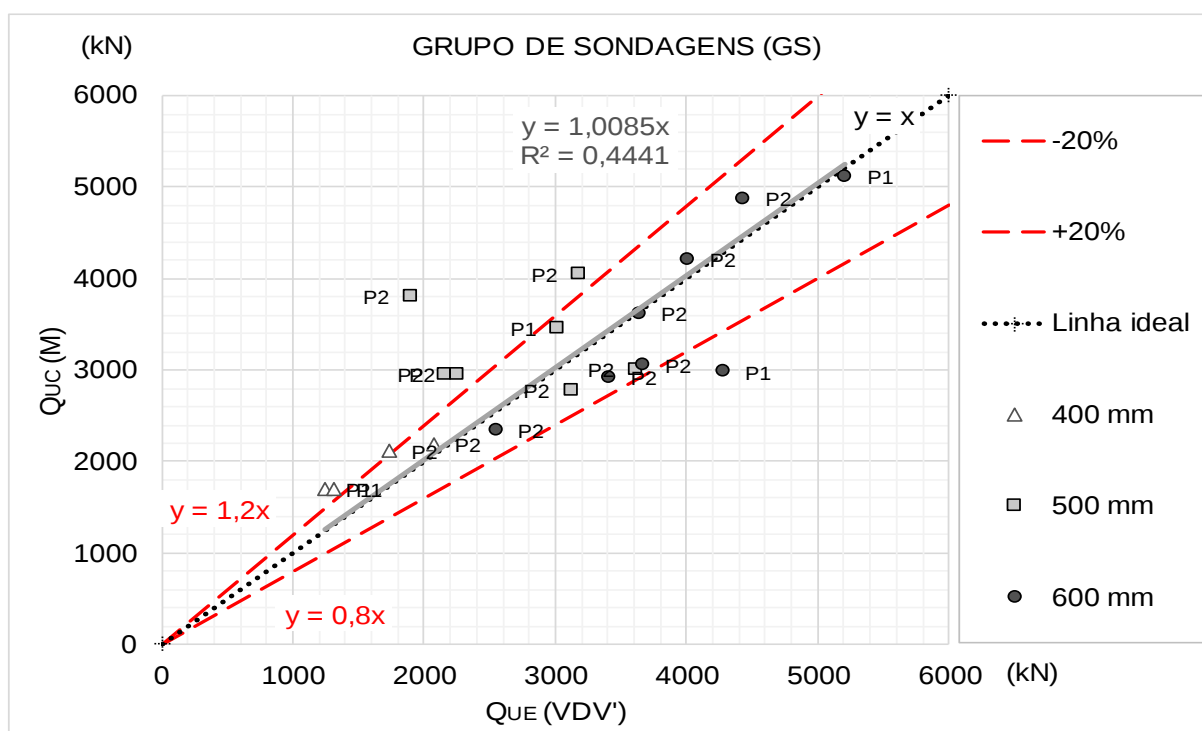
Não há uma tendência para estimativas de capacidade de carga, sendo obtidos em certos casos, previsões superiores ou inferiores à carga de ruptura.

Verifica-se uma melhoria do método de Aoki & Velloso (1975) através das contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) para este caso estudado, no que tange a uma maior eficácia e acurácia.

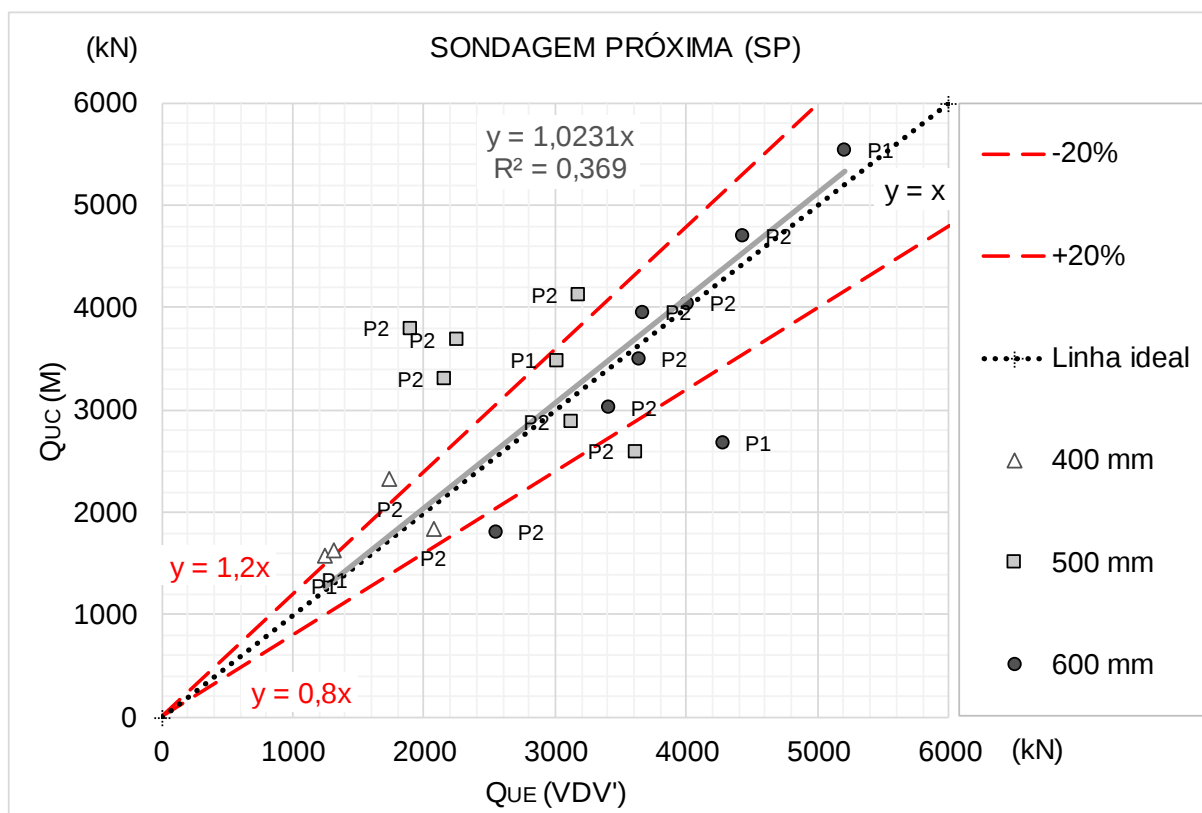
CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

O gráfico seguinte exhibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

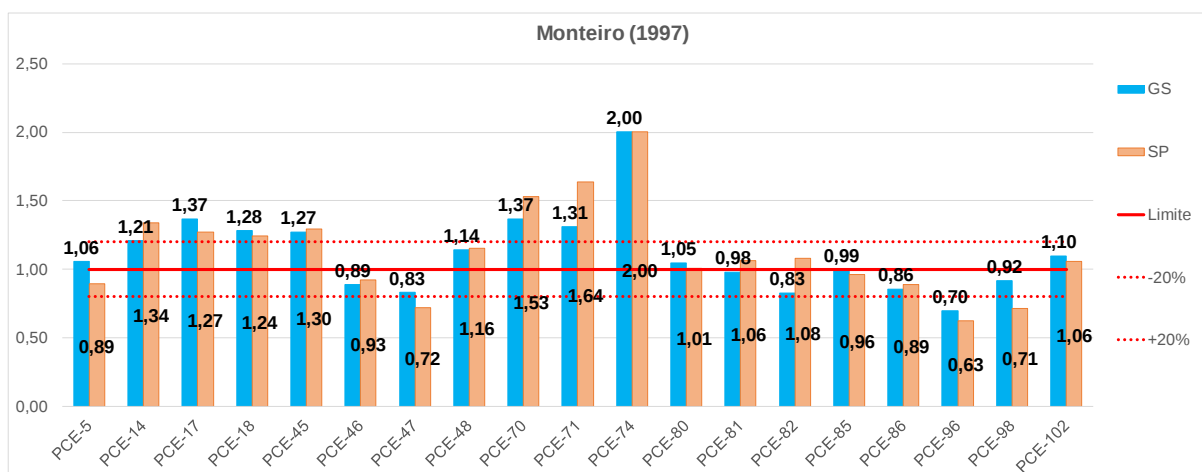
Gráfico 65 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Q_{pm} , GS



O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 66 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qpm, SP

O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 67 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) – Qpm, GS e SP

Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados, com uma pequena parte dos dados distribuídos aleatoriamente e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

Para o grupo de sondagens (GS) 53% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 47% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi praticamente semelhante nos dois procedimentos.

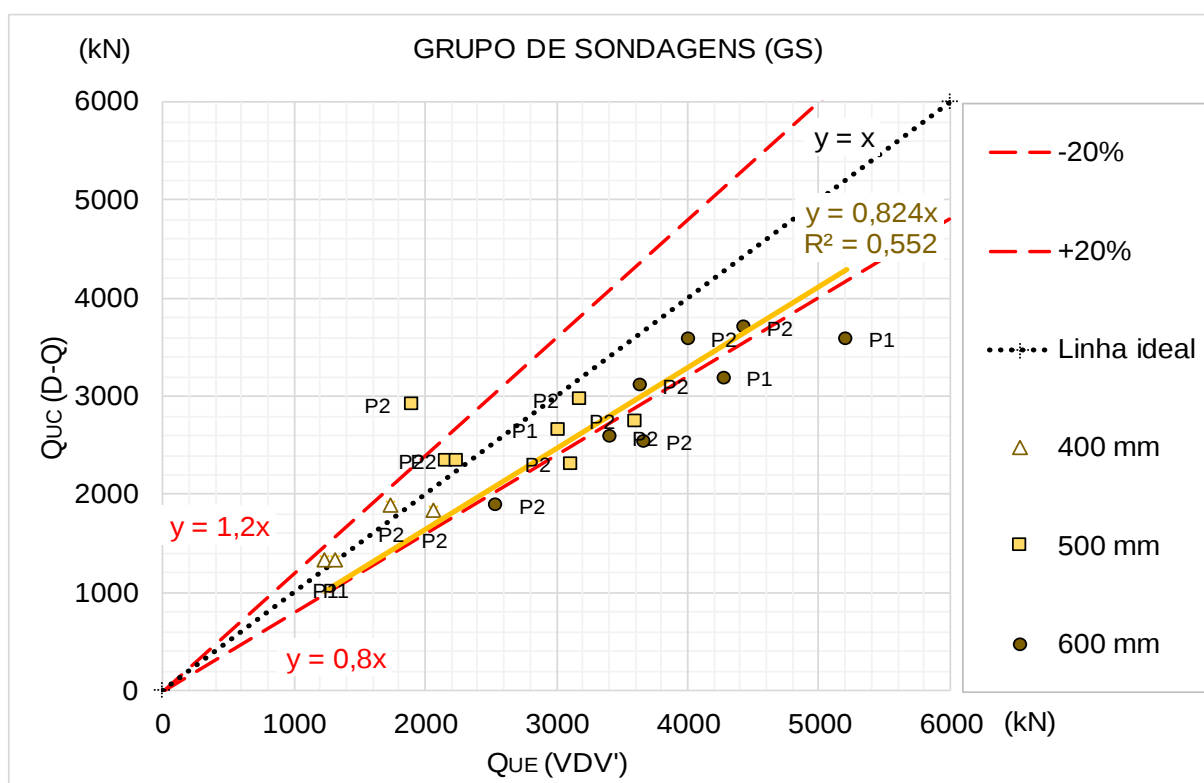
Não há uma tendência para estimativas de capacidade de carga, sendo obtidos em certos casos, previsões superiores ou inferiores à carga de ruptura.

Verifica-se uma melhoria do método de Aoki & Velloso (1975) pela contribuição de Monteiro (1997) para este caso, no que tange a maior eficácia e acurácia.

MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1996a)

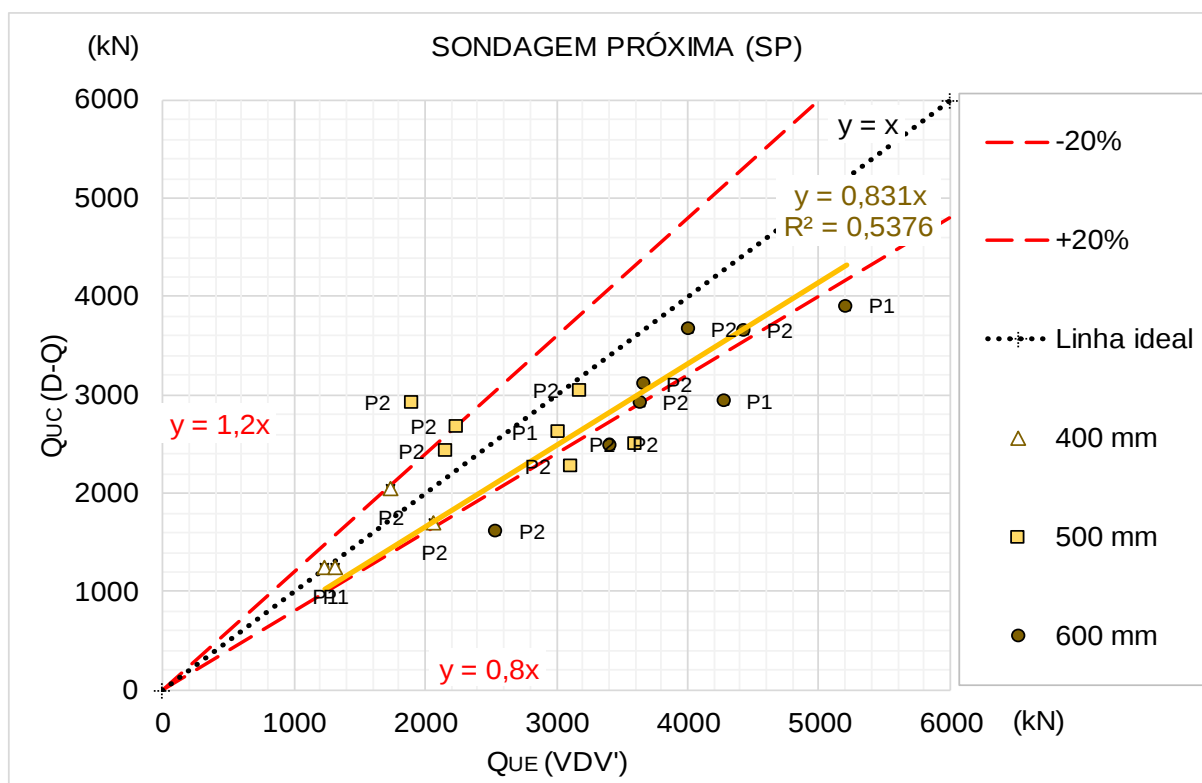
O gráfico seguinte exhibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 68 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qpm, GS



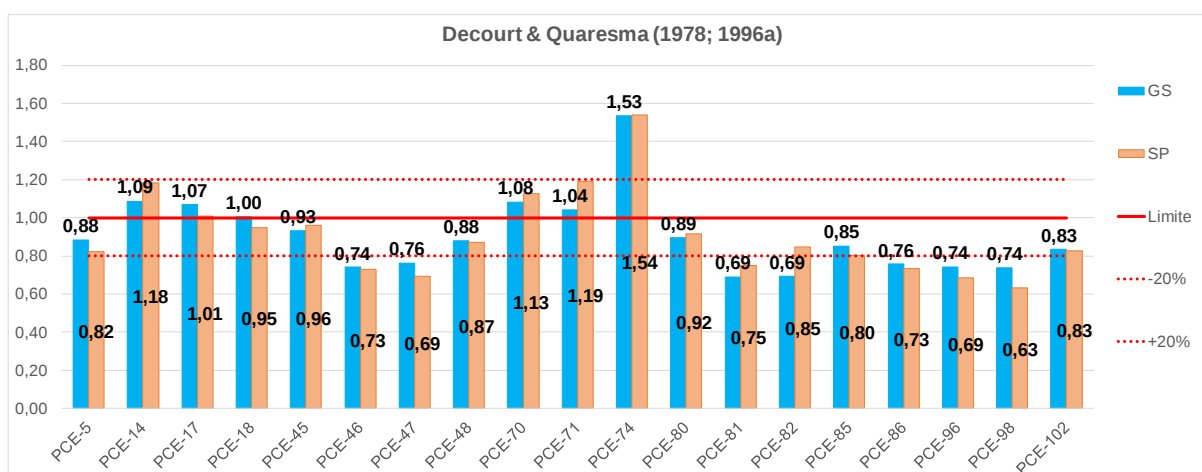
O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 69 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qpm, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 70 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) – Qpm, GSP



Os gráficos demonstram uma pequena dispersão dos resultados, com grande parte dos casos concentrados na parte inferior da linha ideal ($y=x$) e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

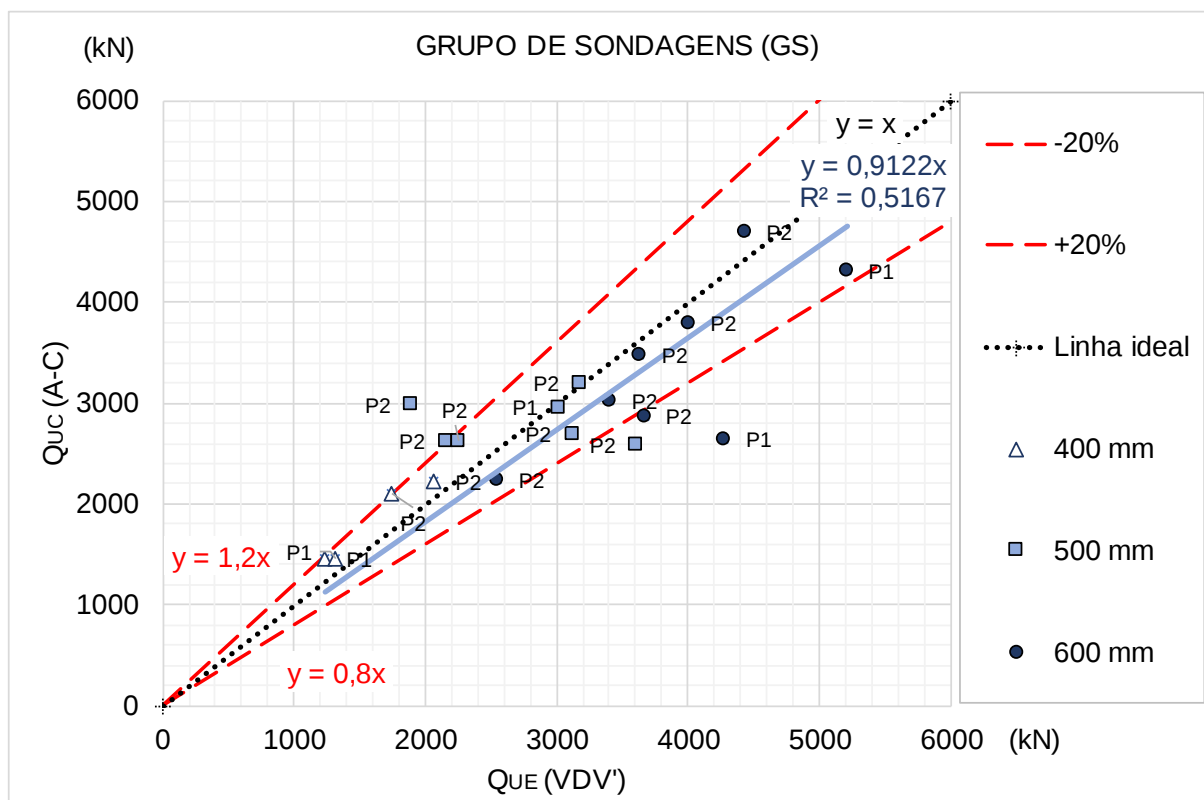
Para o grupo de sondagens (GS) 58% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 63% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi praticamente semelhante nos dois procedimentos.

Há uma tendência para estimativas de capacidade de carga inferiores à carga de ruptura, produzindo resultados mais conservadores e seguros. Por outro lado, esse desempenho pode ser avaliado como pouco eficiente, pelo fato de não admitir a máxima capacidade de carga até o limite da ruptura.

MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

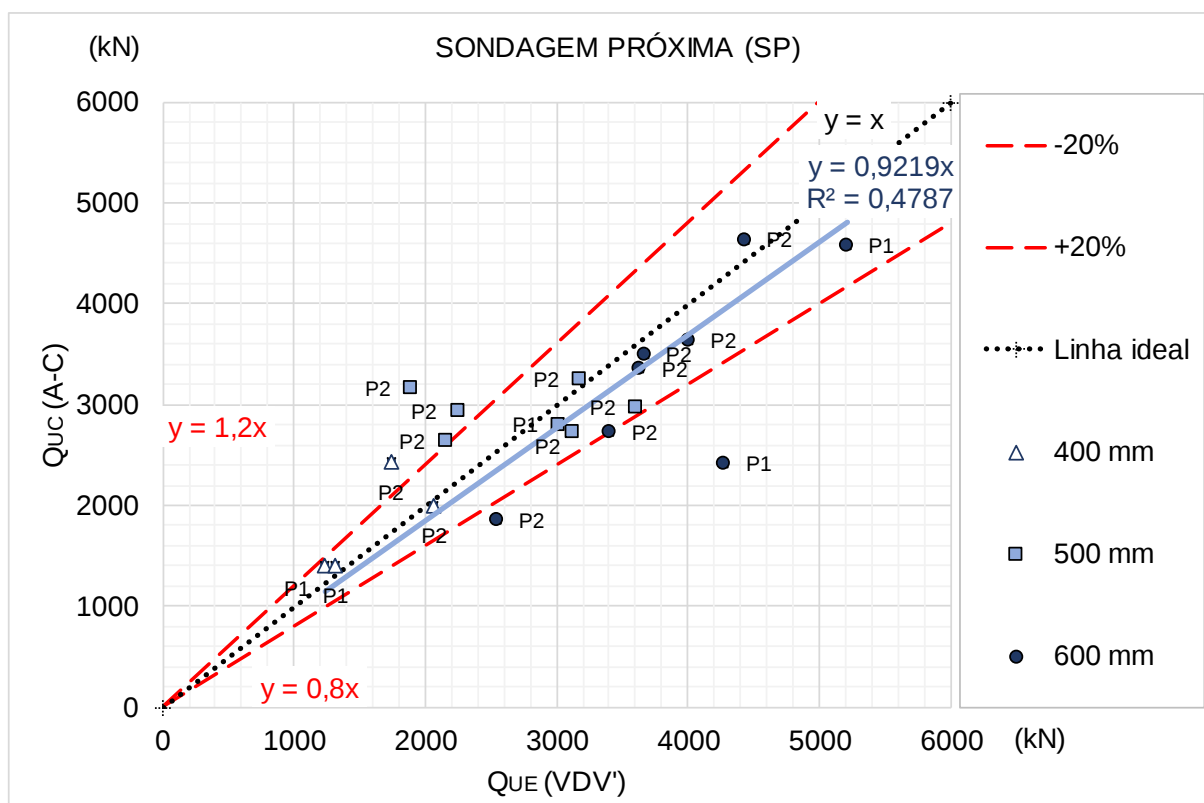
O gráfico seguinte exibe a previsão de capacidade de carga representativa (média) para os grupos de sondagens (GS) *versus* a carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 71 - Q_{UC} *versus* Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qpm, GS



O próximo gráfico apresenta os resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) da prova de carga em relação à carga de ruptura extrapolada.

Gráfico 72 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qpm, SP



O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 73 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) – Qpm, GS e SP

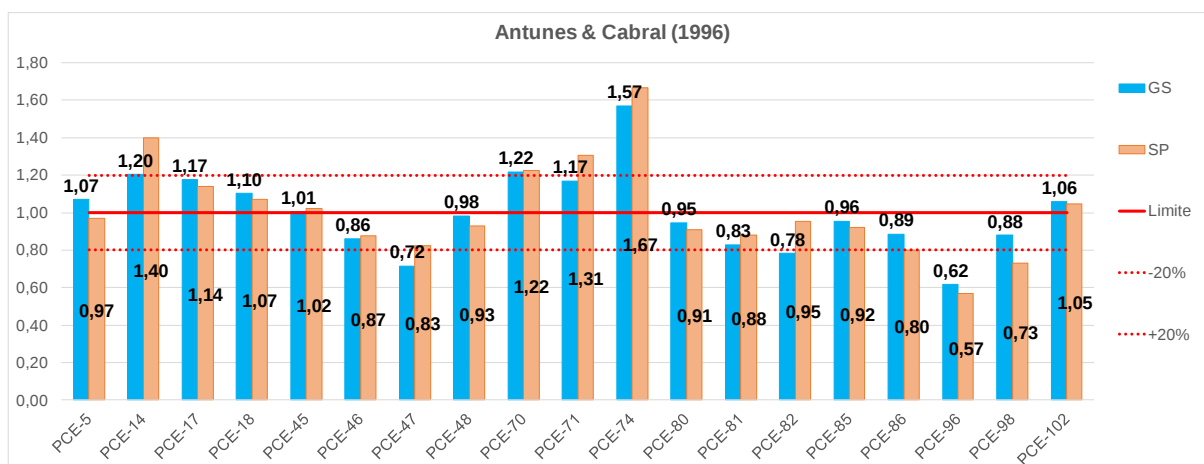
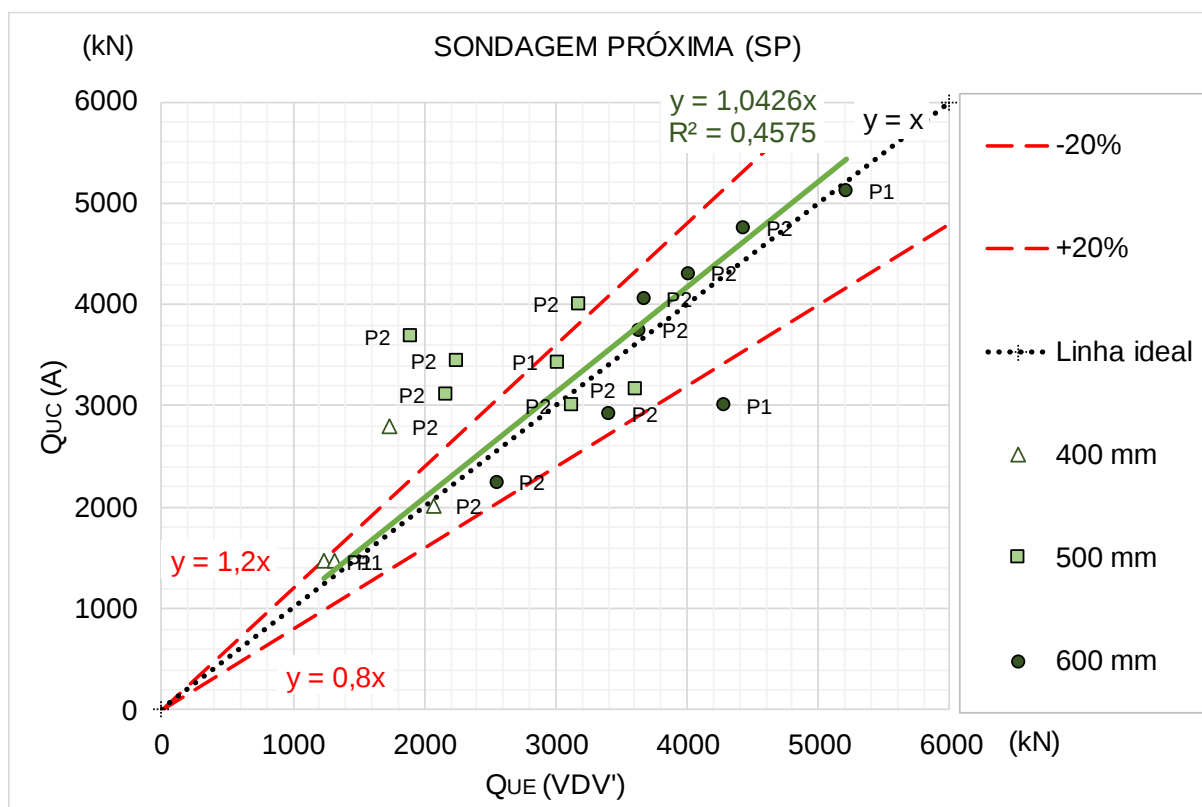
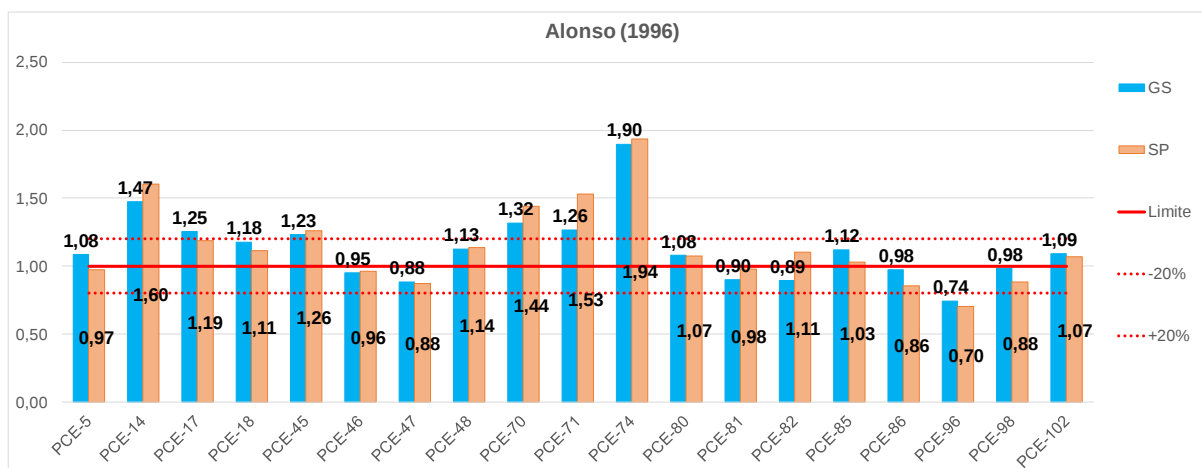


Gráfico 75 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qpm, SP

O gráfico abaixo apresenta o comparativo entre os resultados dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), ambos em relação às cargas de ruptura extrapoladas (Q_{UC}/Q_{UE}).

Gráfico 76 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Alonso (1996) – Qpm, GS e SP

Os gráficos demonstram uma pequena dispersão dos resultados, porém, com grande parte dos casos concentrados na parte superior da linha ideal ($y=x$) e inseridos da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$.

Para o grupo de sondagens (GS) 63% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 68% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi praticamente semelhante nos dois procedimentos.

As previsões de capacidade de carga se mostraram acima da carga de ruptura extrapolada (relação $Q_{UC}/Q_{UE} > 1$) e além do limite superior ($y = 1,2x$) para alguns casos, o que sugere a obtenção de resultados contra segurança.

A partir da relação Q_{UC}/Q_{UE} , para todos os métodos de previsão de capacidade de carga, foi elaborada a tabela 28, onde constam as informações de média (M), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV).

Tabela 28 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} (Qpm, GS e SP)

Métodos semi-empíricos	Grupo das sondagens (GS)			Sondagem próxima (SP)		
	M	DP	CV (%)	M	DP	CV (%)
Aoki & Velloso (1975)	1,06	0,39	37%	1,08	0,43	40%
Laprovitera (1988); Benegas (1993)	1,10	0,28	26%	1,11	0,34	30%
Monteiro (1997)	1,11	0,29	26%	1,13	0,34	30%
Décourt & Quaresma (1978, 1996a)	0,91	0,20	22%	0,91	0,22	25%
Antunes & Cabral (1996)	1,00	0,22	22%	1,01	0,25	25%
Alonso (1996)	1,13	0,26	23%	1,14	0,30	26%

O grupo é composto por perfis geotécnicos do tipo P1 (26% dos casos) e P2 (74% dos casos). Portanto, a avaliação se torna mais representativa para estes dois subgrupos, em especial o P2. Não há dados relativos ao perfil tipo P3.

Os seis métodos apresentaram resultados muito próximos entre si, relativo à análise dos grupos de sondagens (GS) e das sondagens próximas (SP), contudo, com menor dispersão para os grupos de sondagens (GS), visto que nesses casos foram obtidos menores coeficientes de variação.

O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou, em média (M), previsões de capacidade de carga adequadas e próximas da provável carga de ruptura. O

aspecto negativo é de que a metodologia possui o maior desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV), indicando que é o método de maior imprecisão. Os demais métodos apresentaram menores coeficientes de variação em comparação com o de Aoki & Velloso (1975).

As contribuições de Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1997), e o método de Alonso (1996) proporcionaram as maiores previsões de capacidade de carga, em média, caracterizando uma menor acuracidade no processo de cálculo para essas metodologias. Outro aspecto é observado nos valores dos coeficientes de variação, que se mostraram elevados, logo, as metodologias demonstram uma maior variabilidade dos resultados.

O método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) e Antunes & Cabral (1996) demonstraram maior exatidão e menor dispersão, devido, respectivamente, ao valor médio próximo de um (1) e do baixo coeficiente de variação (22 a 25%), sugerindo que para esta unidade geológica (Qpm) e dois subgrupos (P1 e P2) esses métodos possuem boa eficácia e fornecem resultados mais acurados.

4.6 INCORPORAÇÃO DO BANCO DE DADOS DE OLIVEIRA (2013)

O banco de dados de Oliveira (2013) é composto por 25 provas de carga em estacas do tipo hélice contínua com 500 mm de diâmetro e comprimentos que variam de 18 m a 28 m.

Essas estacas integram as fundações de um empreendimento comercial localizado na Região Metropolitana do Recife, estão situadas na unidade geológica de depósitos flúvio-lagunares (Qfl) e com perfis geotécnicos de predominância arenosa com significativa presença de fragmentos de concha (perfil tipo P1).

As principais informações, extraídas da dissertação, são apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 29 - Informações extraídas da dissertação de Oliveira (2013)

Numeração PCE original	Numeração PCE adotada	Q_{UE} (kN)	R^2
PCE-1	PCE-1'	2460	0,9991
PCE-2	PCE-2'	2690	0,9975
PCE-3	PCE-3'	2640	0,9947
PCE-4	PCE-4'	2860	0,9941
PCE-5	PCE-5'	2780	0,9986
PCE-6	PCE-6'	2950	0,9973
PCE-7	PCE-7'	5320	0,9997
PCE-8	PCE-8'	2830	0,9996
PCE-9	PCE-9'	2670	0,9992
PCE-10	PCE-10'	2890	0,9997
PCE-11	PCE-11'	2710	0,9889
PCE-12	PCE-12'	2420	0,9978
PCE-13	PCE-13'	2750	0,9994
PCE-14	PCE-14'	2670	0,9979
PCE-15	PCE-15'	2770	0,9977
PCE-16	PCE-16'	2560	0,9933
PCE-17	PCE-17'	2810	0,9981
PCE-19	PCE-19'	2700	0,9967
PCE-21	PCE-21'	2670	0,9972
PCE-22	PCE-22'	2570	0,9950
PCE-23	PCE-23'	2670	0,9926
PCE-24	PCE-24'	2670	0,9970
PCE-25	PCE-25'	2650	0,9987
PCE-26	PCE-26'	2530	0,9979
PCE-27	PCE-27'	2890	0,9987

Q_{UE} = carga de ruptura extrapolada

Para avaliação desse grupo de dados, realizou-se os cálculos de capacidade de carga pelos seis métodos adotados nessa pesquisa. Os resultados obtidos são exibidos nas próximas tabelas.

Tabela 30 - Capacidade de carga pelos Métodos semi-empíricos para novos dados - Parte A

PCE	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988); Benegas (1993)		Monteiro (1997)	
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)
PCE-1'	2224,3	2854,9	2862,7	3533,1	2755,0	2849,4
PCE-2'	2720,1	1650,9	2729,7	2484,3	3019,9	2667,5
PCE-3'	2343,7	2874,8	2674,6	3117,5	2775,5	2853,0
PCE-4'	2495,7	2895,9	2698,9	2570,9	3219,6	3002,8
PCE-5'	1718,2	1702,5	2420,9	2102,3	2575,5	2298,3
PCE-6'	1651,3	1655,3	2258,4	2286,9	2490,6	2555,8
PCE-7'	2241,3	2944,2	2597,1	3190,7	2378,7	2668,5
PCE-8'	1536,0	1411,7	2036,4	1949,9	2171,9	2063,7
PCE-9'	2453,6	3081,2	3024,9	3245,5	3090,9	3199,6
PCE-10'	1527,9	1561,4	2207,0	2236,6	2293,3	2418,2
PCE-11'	2182,7	1625,3	2678,7	2670,7	2618,4	2572,6
PCE-12'	2336,7	1760,4	2654,5	2282,8	3007,8	2649,3
PCE-13'	2243,8	2740,0	2556,5	2686,7	2661,7	2664,3
PCE-14'	2323,5	2913,1	2882,9	3026,3	3109,4	3366,2
PCE-15'	1945,6	1795,6	2471,7	2116,4	3039,9	2643,4
PCE-16'	3958,0	3301,4	3204,7	2198,4	3928,4	2588,5
PCE-17'	1352,6	1519,7	1733,3	1917,9	2057,0	2069,0
PCE-19'	1586,2	1876,7	2070,4	2254,2	2547,4	2919,3
PCE-21'	1865,6	2474,5	2034,4	2199,0	1842,2	2096,8
PCE-22'	2362,9	1942,0	2618,6	2407,2	2927,0	3142,1
PCE-23'	1251,2	1335,2	1814,9	2011,6	1792,0	1717,4
PCE-24'	1137,4	1185,5	1409,8	1548,7	1795,2	2045,0
PCE-25'	2874,2	2081,7	2817,6	2438,0	3095,3	3059,1
PCE-26'	2386,0	3233,7	2569,4	3135,3	2740,2	3391,5
PCE-27'	1005,9	1016,8	1463,0	1515,6	1640,1	1799,4

GS = capacidade de carga média dos resultados do grupo de sondagens;

SP = capacidade de carga a partir da sondagem mais próxima da PCE

Tabela 31 - Capacidade de carga pelos Métodos semi-empíricos para novos dados - Parte B

PCE	Décourt & Quaresma (1978; 1996a)		Antunes & Cabral (1996)		Alonso (1996)	
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)
PCE-1'	2533,3	2841,1	2750,7	3054,0	2905,4	3362,6
PCE-2'	2441,9	2253,9	3041,1	2892,6	3109,4	2972,9
PCE-3'	2513,0	2544,2	3080,1	2806,6	3013,9	2877,2
PCE-4'	2910,7	2692,8	2848,3	2644,4	3196,5	2825,0
PCE-5'	2360,6	2250,3	3010,8	2991,6	2951,3	2732,4
PCE-6'	2231,4	2152,9	2920,1	2873,0	2777,7	2809,7
PCE-7'	2409,9	2715,2	2848,6	2970,0	2847,1	3179,3
PCE-8'	2012,0	1930,2	2697,1	2466,2	2495,8	2457,2
PCE-9'	2731,5	2850,0	3209,9	3218,6	3270,5	3246,7
PCE-10'	2112,5	2223,4	2603,6	2722,2	2767,3	2926,9
PCE-11'	2263,5	2233,9	2594,2	2642,1	2873,1	3001,3
PCE-12'	2742,4	2588,9	3281,0	3172,2	3252,3	3037,9
PCE-13'	2306,0	2293,1	2795,2	2546,3	2824,6	2744,9
PCE-14'	2683,5	2896,0	3209,9	3389,8	3318,5	3466,7
PCE-15'	2761,0	2393,3	2726,9	2401,8	3142,7	2717,2
PCE-16'	3310,4	2494,9	3264,1	2404,1	3301,0	2608,8
PCE-17'	1908,1	1963,1	2438,9	2660,9	2391,5	2503,5
PCE-19'	2413,5	2598,7	2349,3	2664,9	2628,5	3079,7
PCE-21'	1718,7	1912,5	2200,5	2368,8	2028,7	2244,9
PCE-22'	2486,6	2448,7	2810,5	2668,0	3195,5	3098,3
PCE-23'	1766,4	1746,7	2121,9	2189,3	2112,2	2054,1
PCE-24'	1725,3	1853,1	2077,2	2216,8	2073,9	2279,5
PCE-25'	2717,6	2622,8	2171,6	2297,3	3046,3	2923,2
PCE-26'	2393,9	2683,2	2837,8	2948,4	2898,0	3281,1
PCE-27'	1604,2	1645,4	1799,9	1815,4	1828,3	1980,0

GS = capacidade de carga média dos resultados do grupo de sondagens;
 SP = capacidade de carga a partir da sondagem mais próxima da PCE

conclusão

Portanto, é possível incorporar os novos dados ao grupo Qfl (item 4.3) a fim de aprimorar a análise estatística. Esse acréscimo ao grupo inicial gerou um conjunto composto por 44 provas de carga.

A atual composição possui perfis geotécnicos do tipo P1 (61% dos casos), P2 (34% dos casos) e P3 (5% dos casos), sugerindo uma avaliação mais representativa para os dois primeiros perfis (P1 e P2) e orientativa para o último subgrupo (P3).

Na sequência são apresentados os novos gráficos após esse processo e, posteriormente, são exibidas as conclusões preliminares.

Gráfico 77 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) após adição de novos dados – Qfl, GS

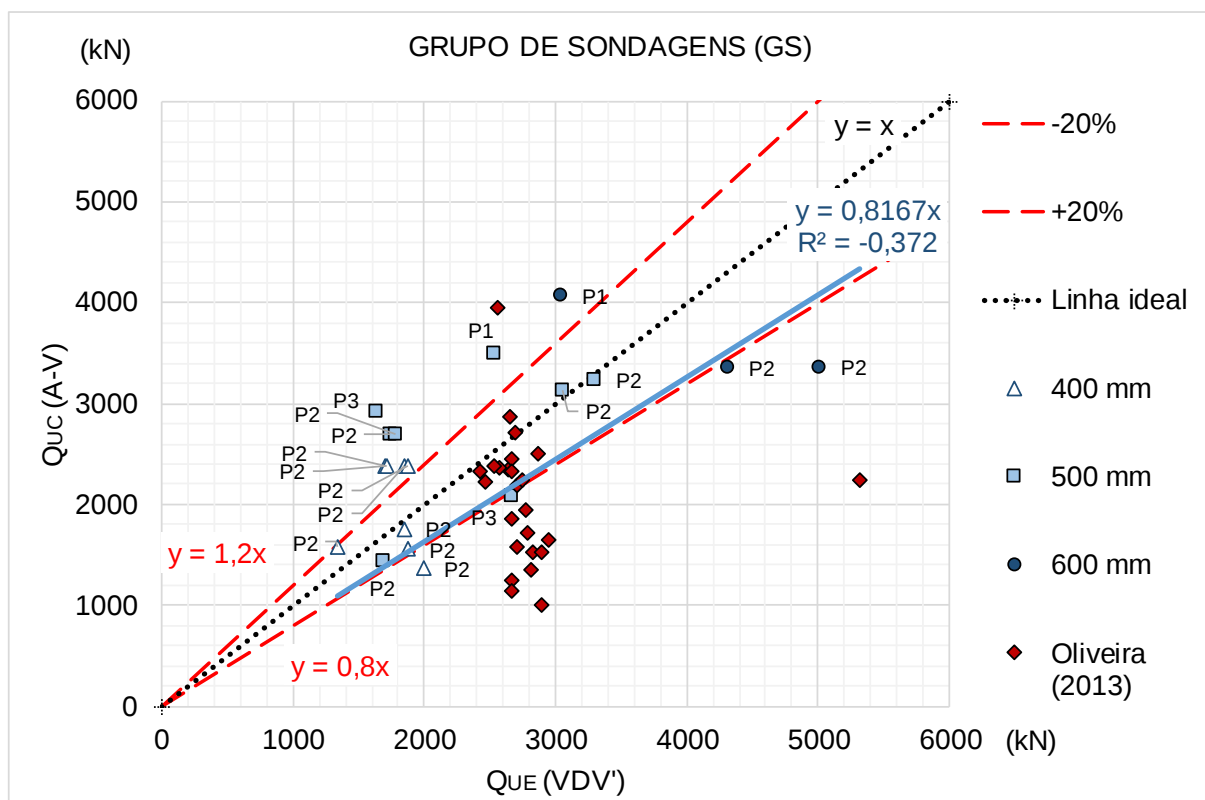


Gráfico 78 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) após adição de novos dados – Qfl, SP

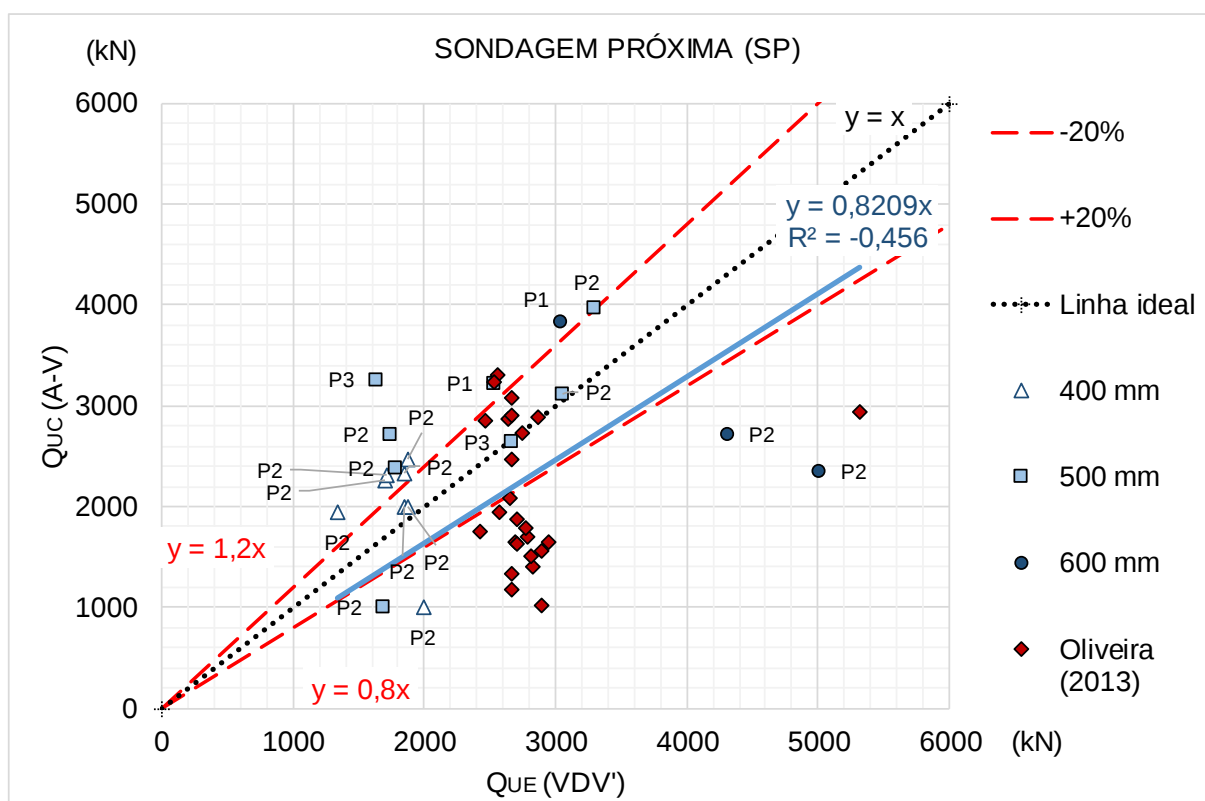


Gráfico 79 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) após adição de novos dados – Qfl, GS

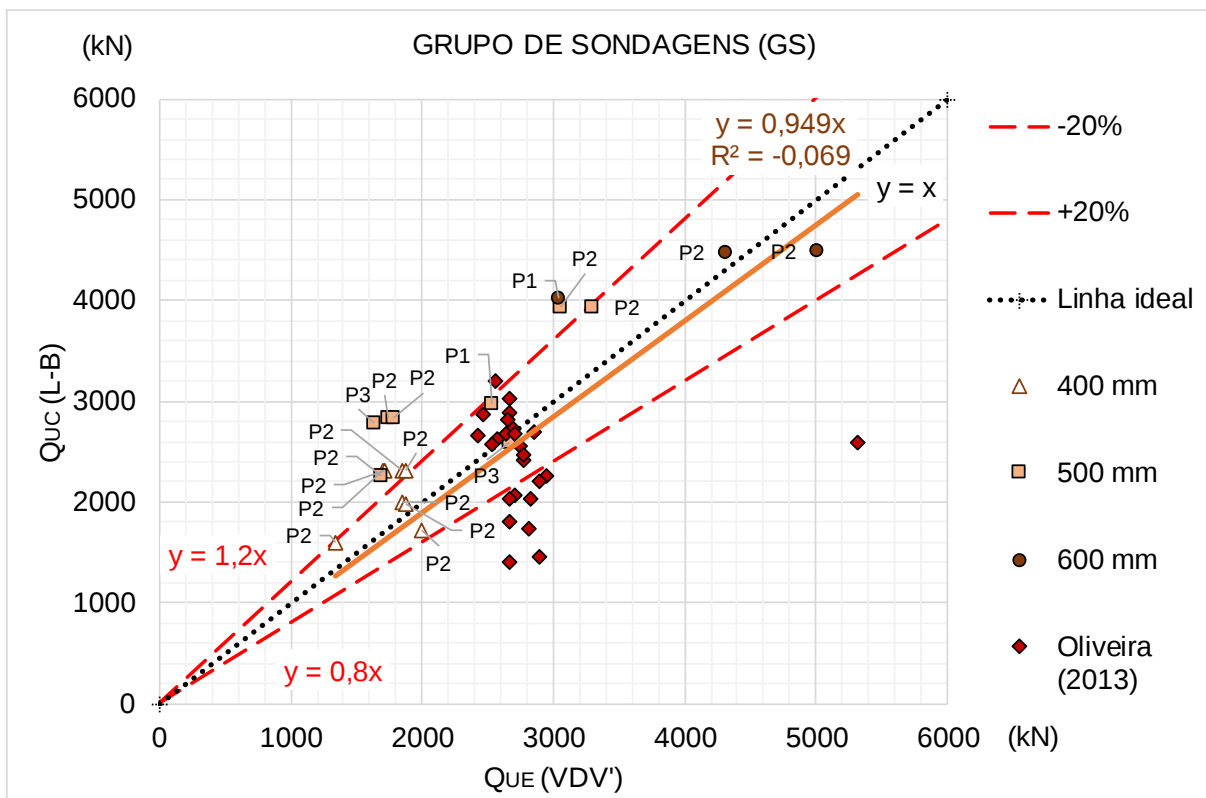


Gráfico 80 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) após adição de novos dados – Qfl, SP

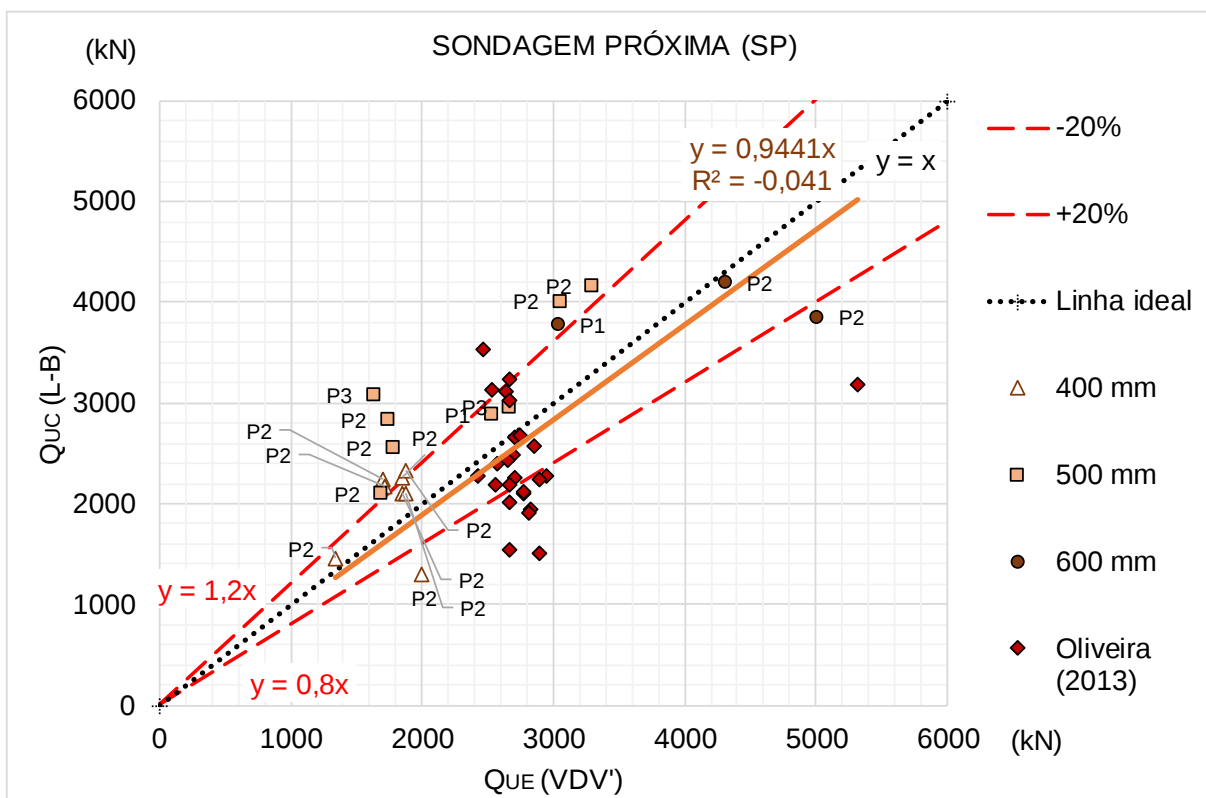


Gráfico 81 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) após adição de novos dados – Qfl, GS

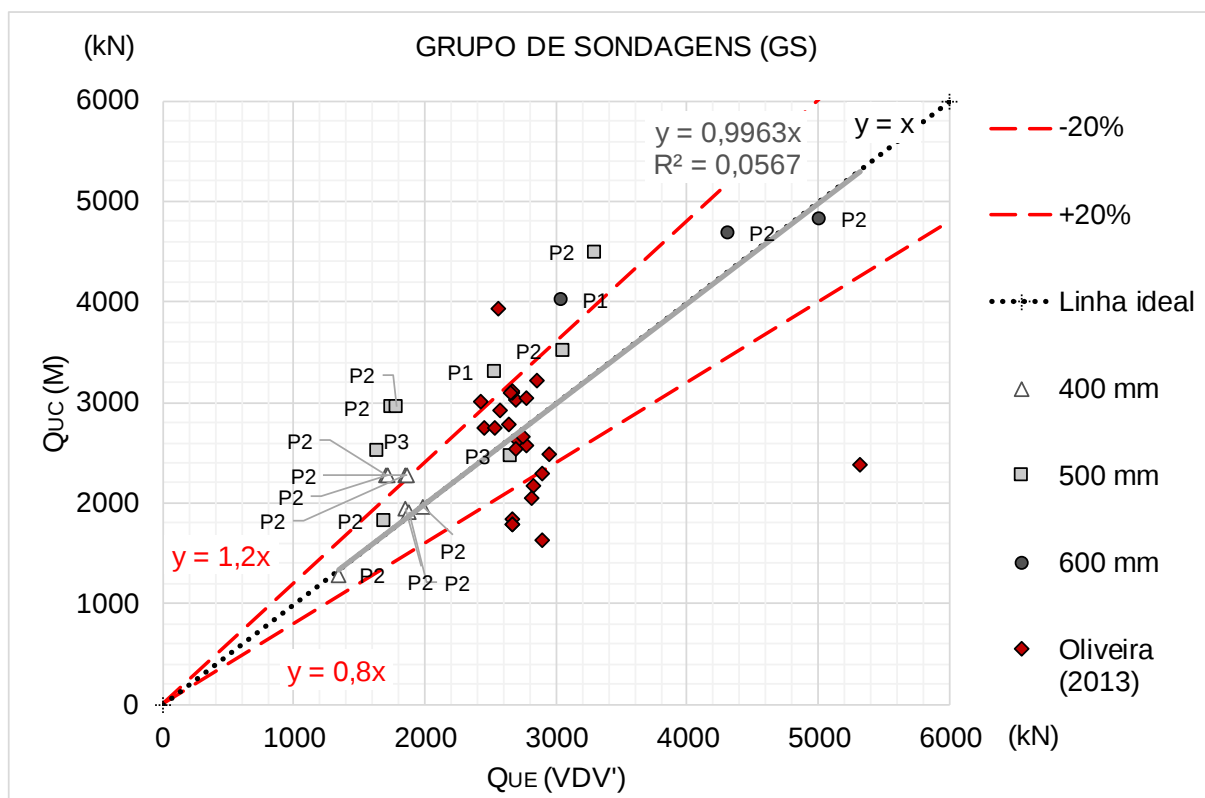


Gráfico 82 - Q_{UC} versus Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) após adição de novos dados – Qfl, SP

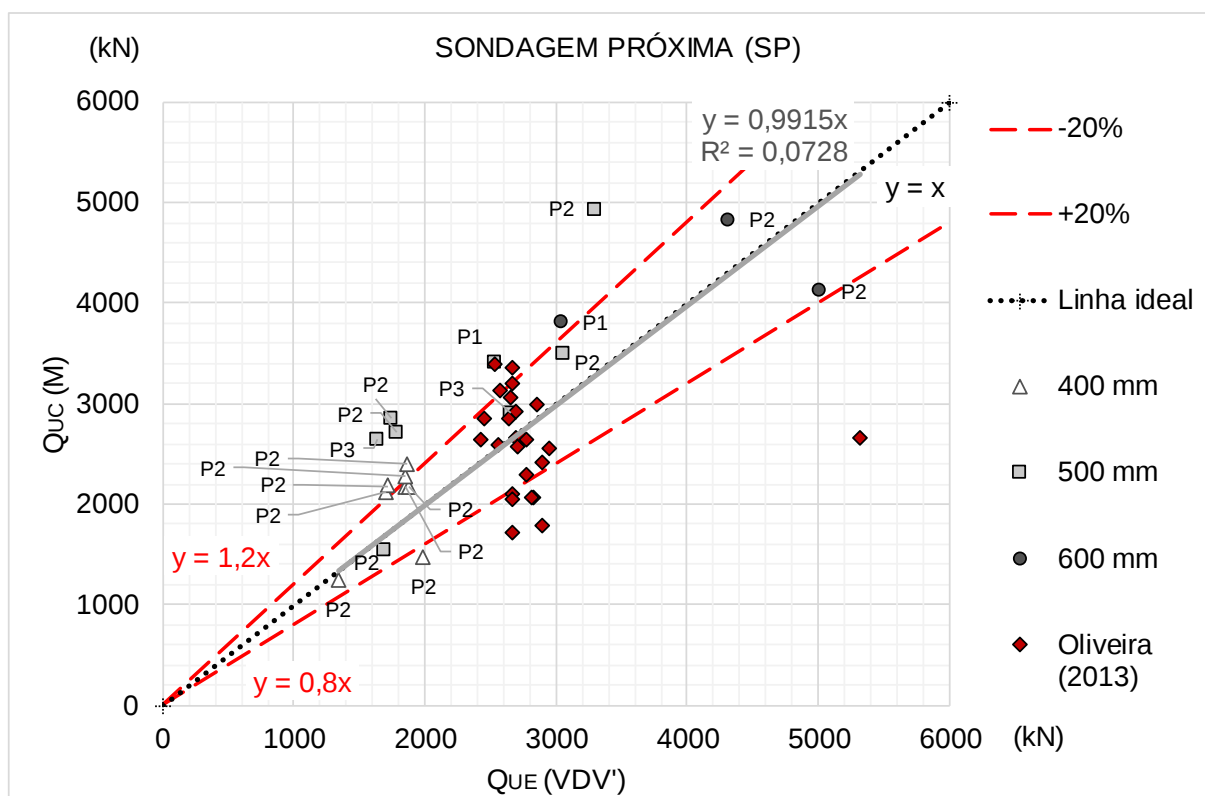


Gráfico 83 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) após adição de novos dados – Qfl, GS

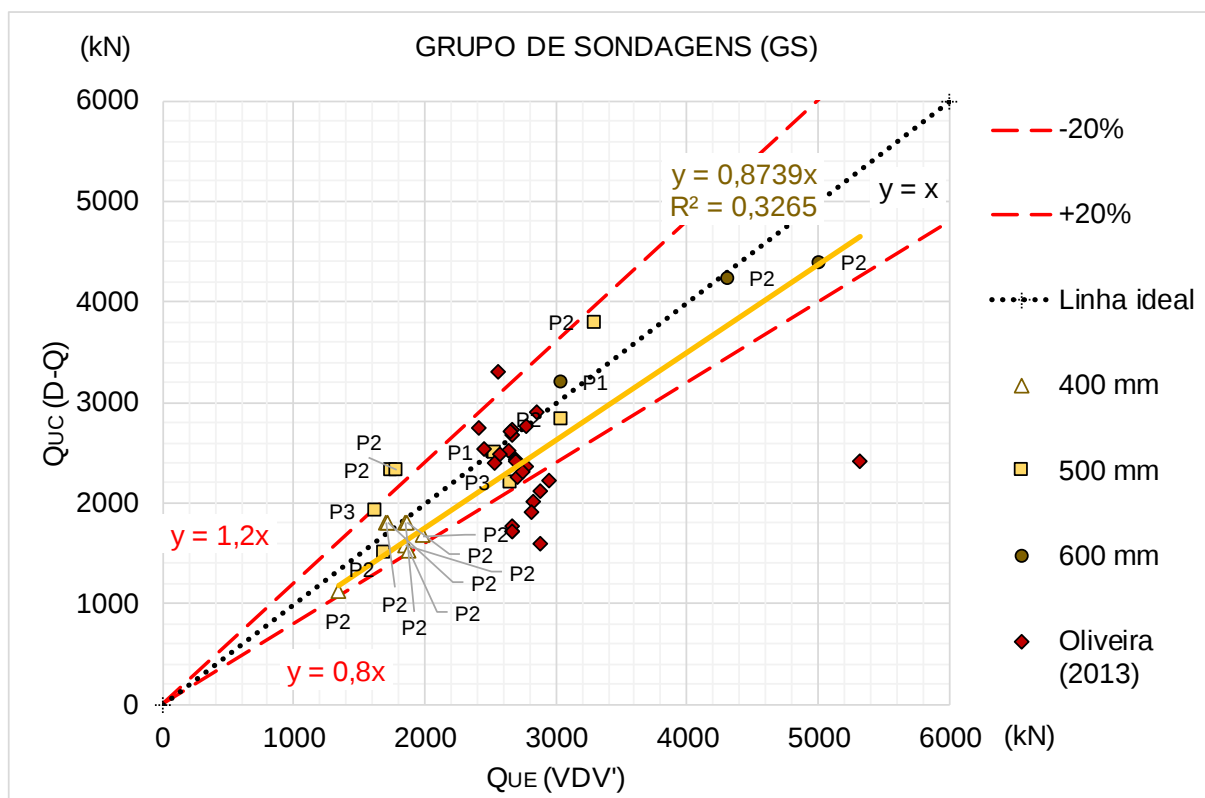


Gráfico 84 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) após adição de novos dados – Qfl, SP

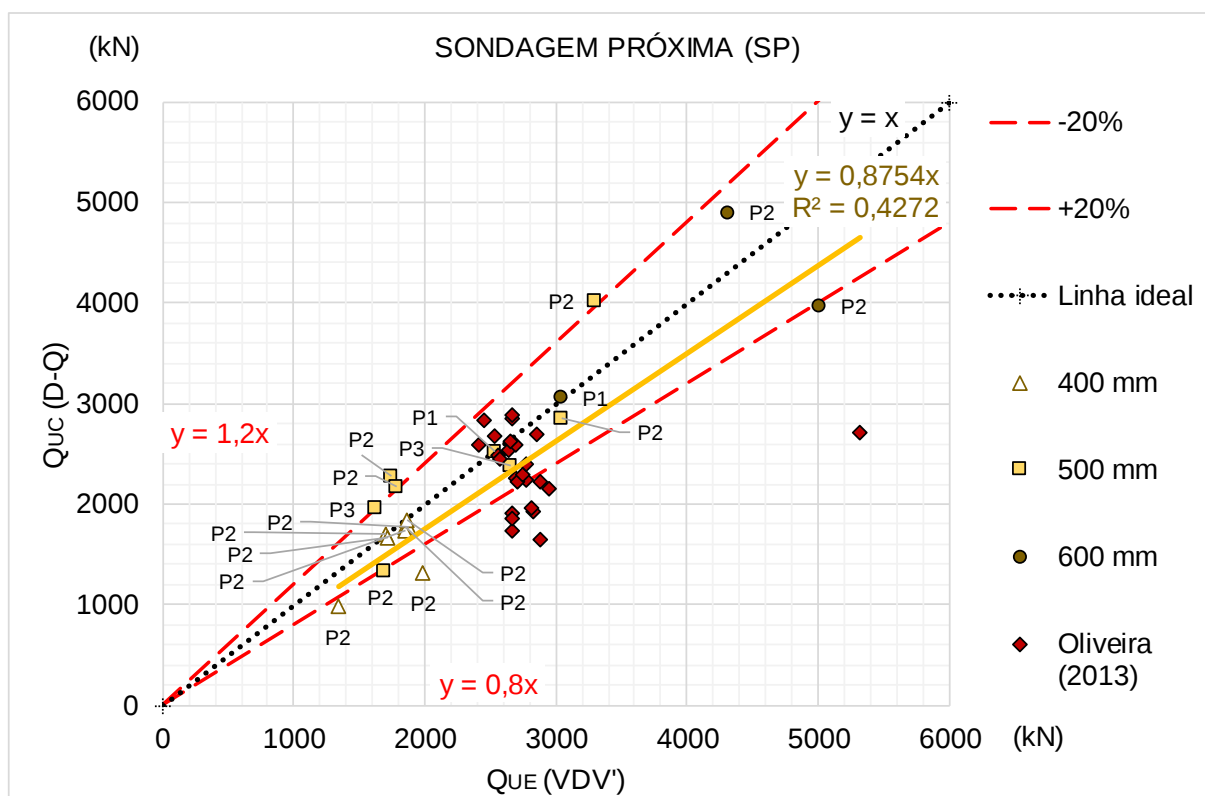


Gráfico 85 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) após adição de novos dados – Qfl, GS

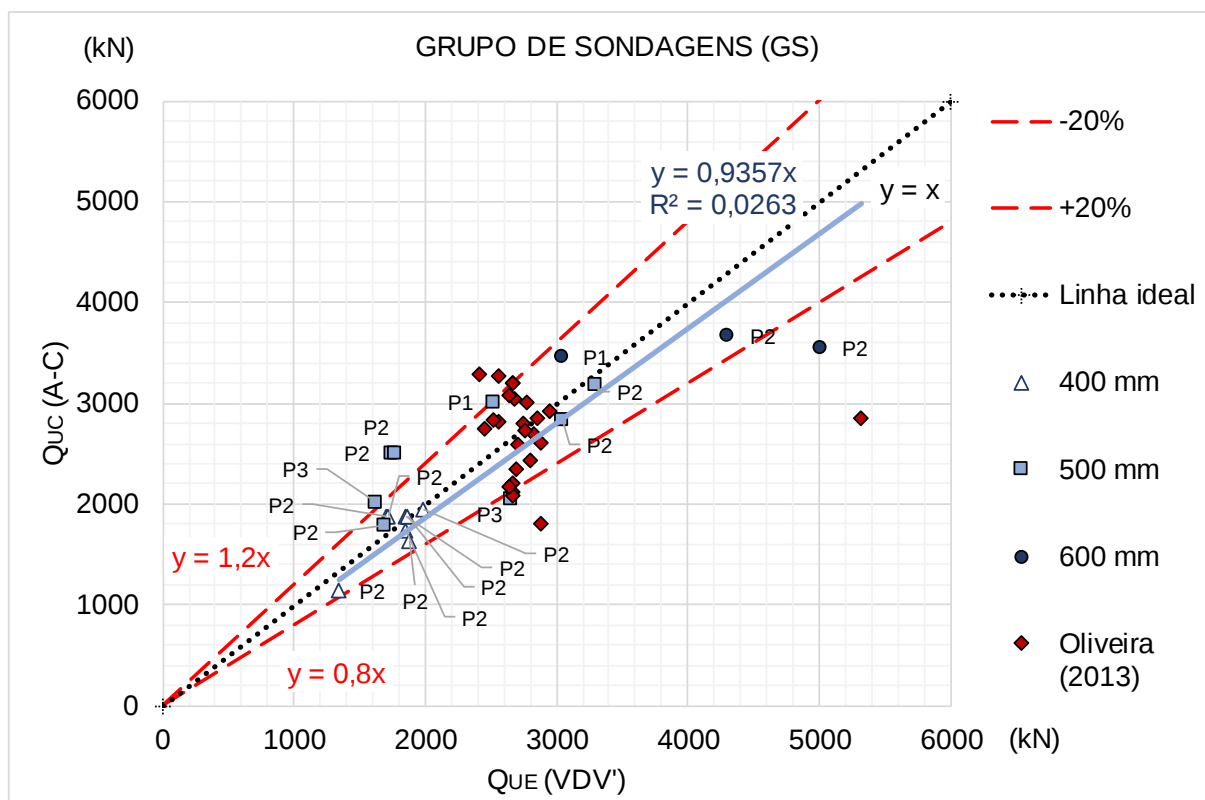


Gráfico 86 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Antunes & Cabral (1996) após adição de novos dados – Qfl, SP

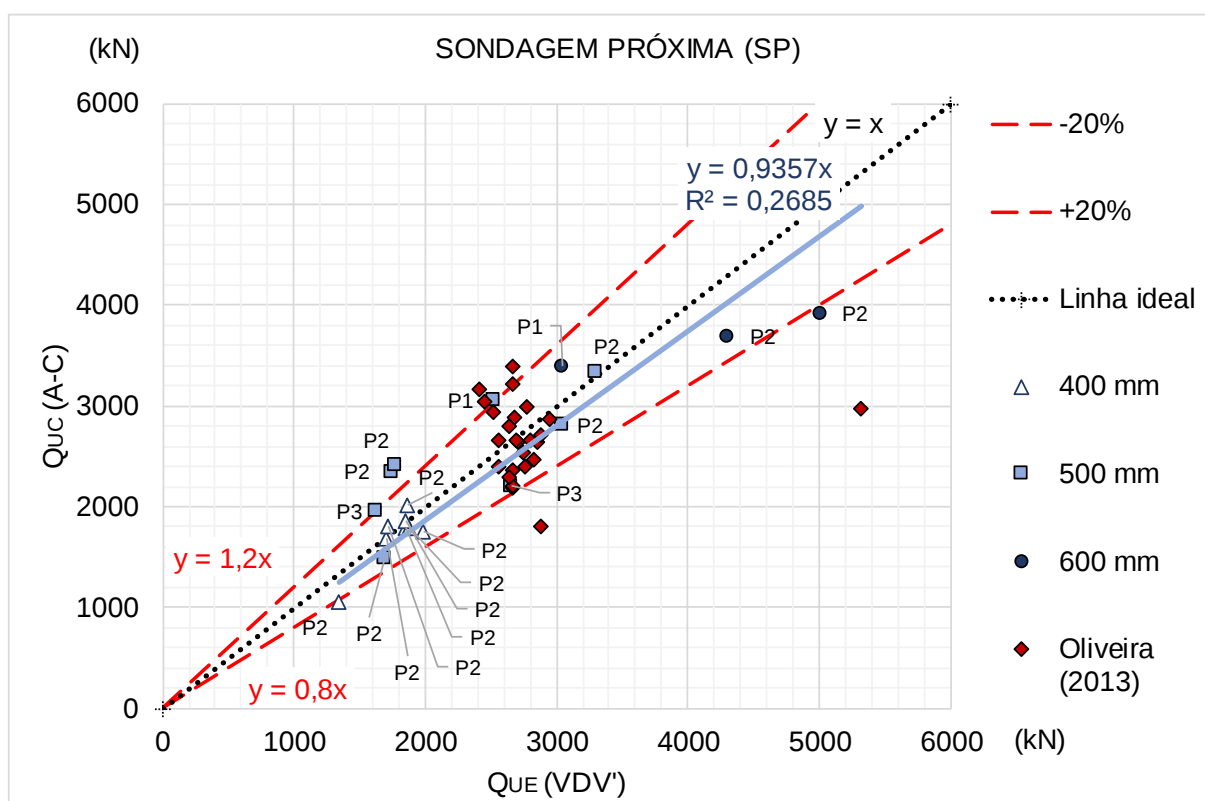


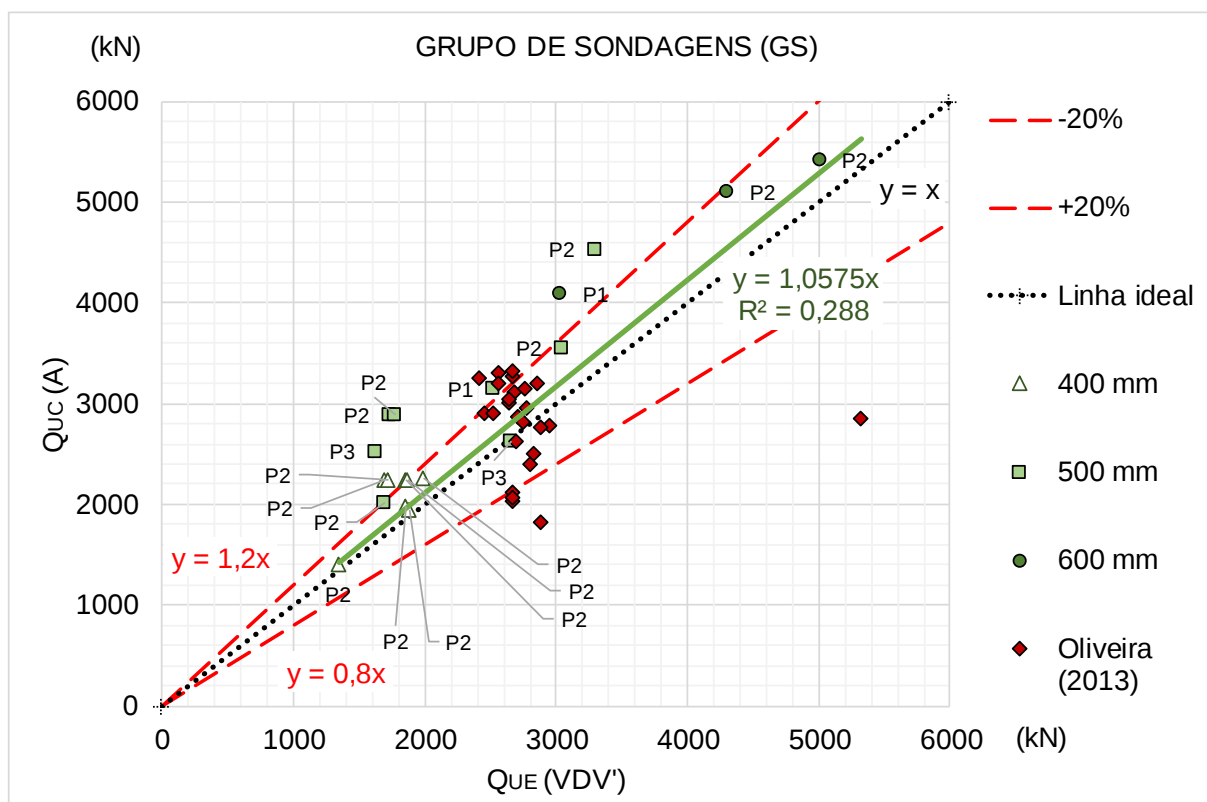
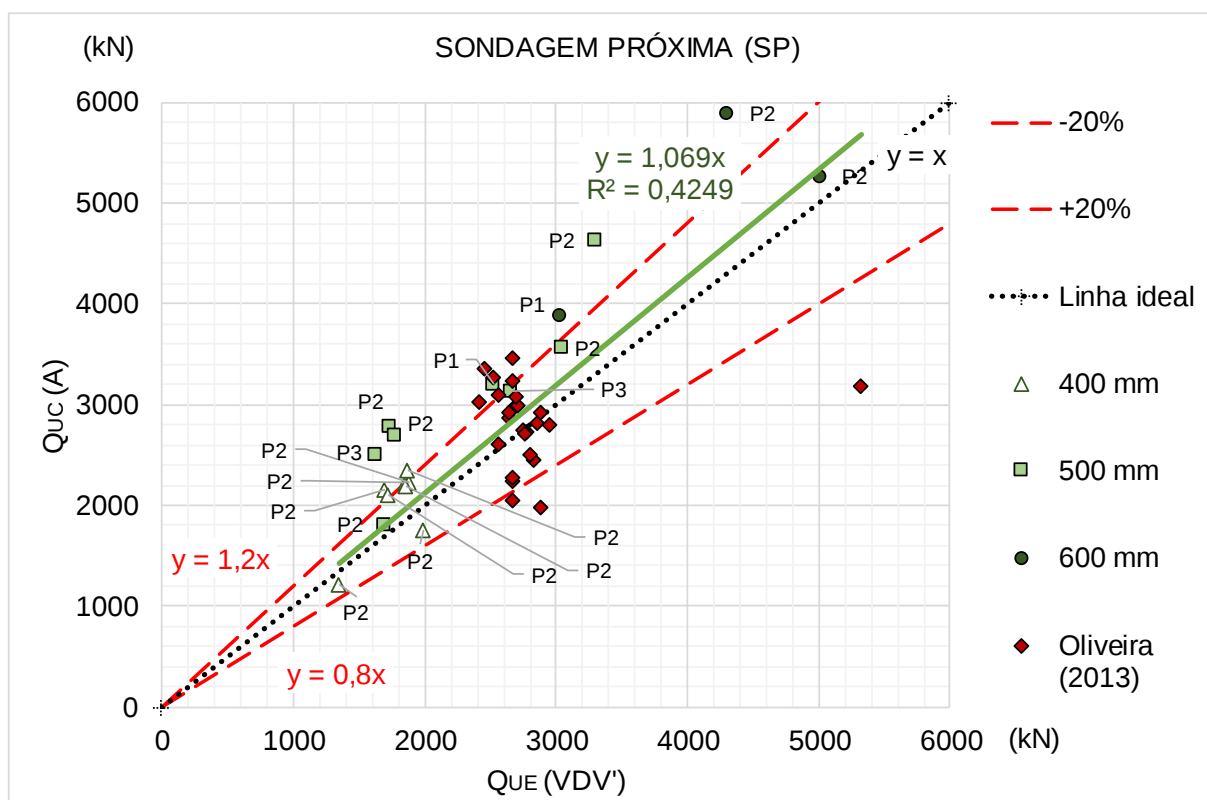
Gráfico 87 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) após adição de novos dados – Qfl, GSGráfico 88 - Q_{UC} versus Q_{UE} para o método de Alonso (1996) após adição de novos dados – Qfl, SP

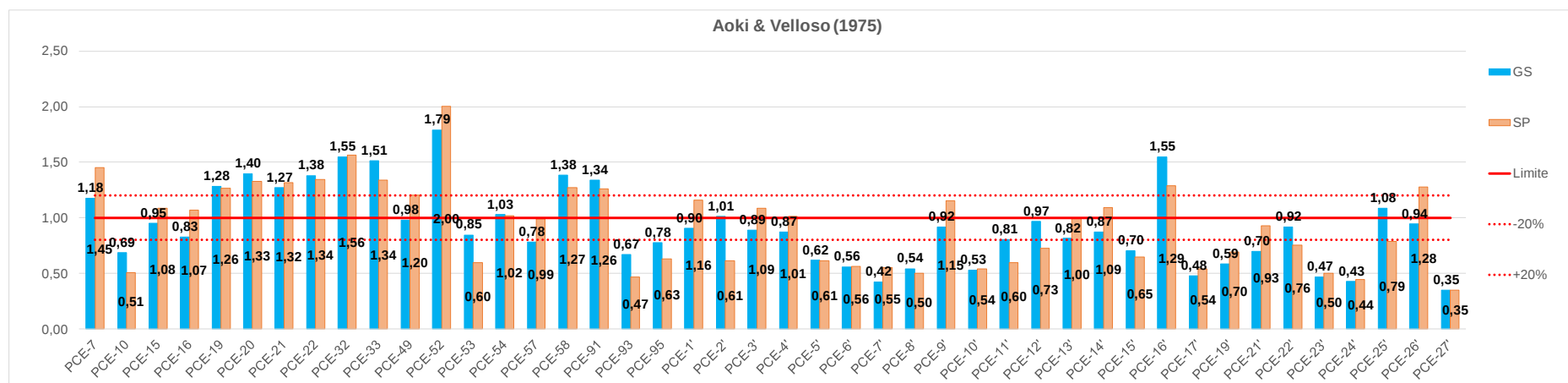
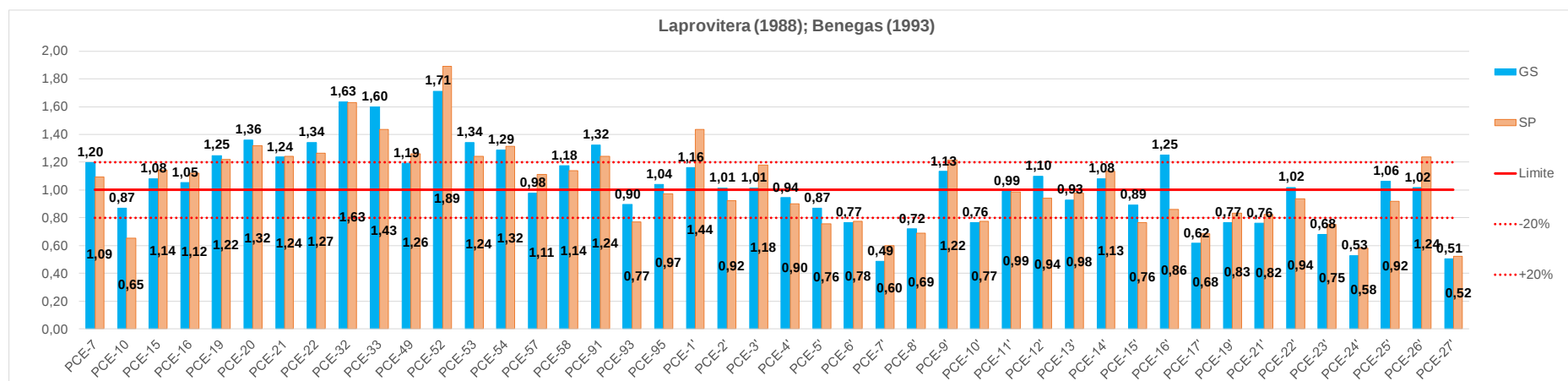
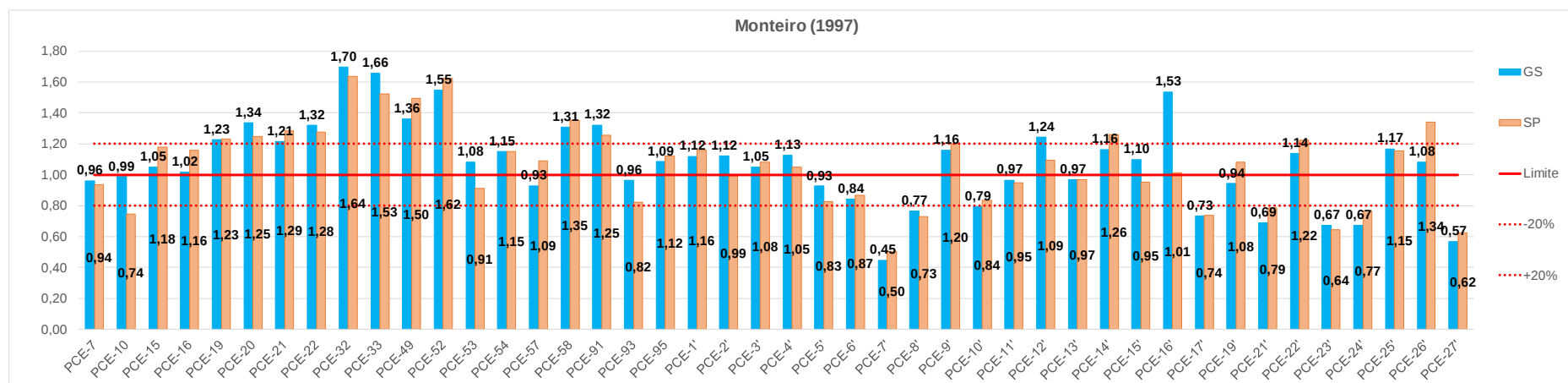
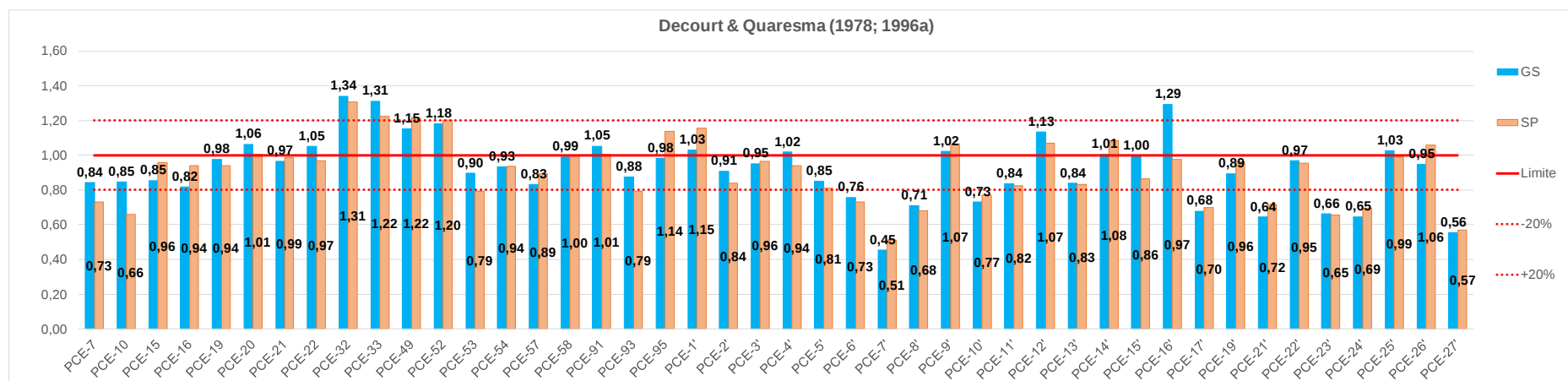
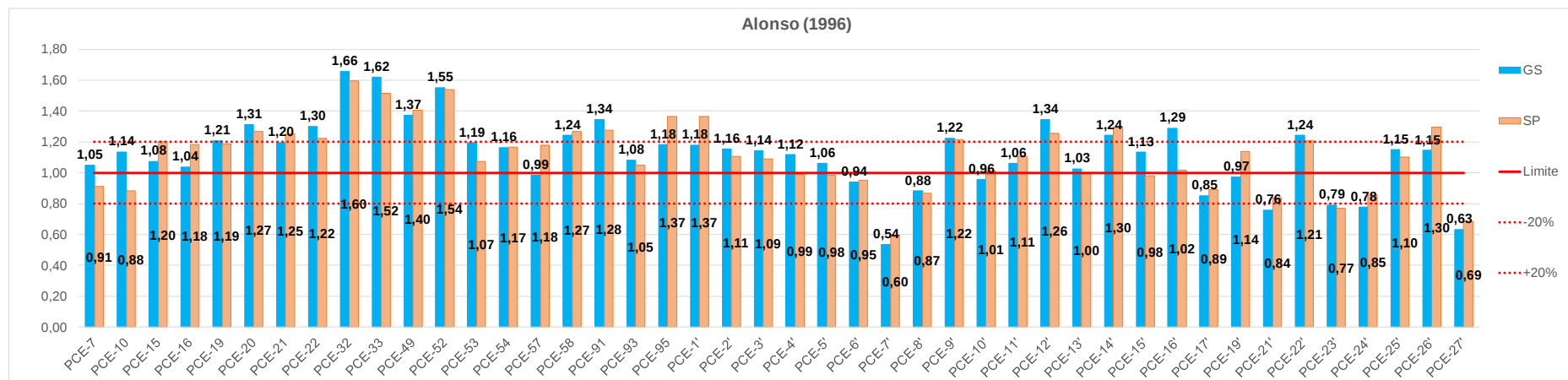
Gráfico 89 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Aoki & Velloso (1975) após adição de novos dados – Qfl, GS e SPGráfico 90 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) após adição de novos dados – Qfl, GS e SP

Gráfico 91 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para a contribuição de Monteiro (1997) após adição de novos dados – Qfl, GS e SPGráfico 92 - Relação Q_{UC}/Q_{UE} para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) após adição de novos dados – Qfl, GS e SP



A representação gráfica dos dados incorporados demonstra uma distribuição aleatória dos resultados para os seis métodos, com previsões de capacidade de carga superiores e inferiores à carga de ruptura extrapolada. Por conseguinte, não foi observada tendência nos resultados para esse grupo de estacas, caracterizadas por sua unidade geológica de depósitos flúvio-lagunares (Qfl) e perfis geotécnicos do tipo P1, cuja predominância é de solos arenosos e fragmentos de concha.

A partir da relação Q_{UC}/Q_{UE} , para todos os métodos de previsão de capacidade de carga, foi elaborada a tabela 32, onde constam as informações de média (M), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV).

Tabela 32 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} para novo conjunto (Qfl, GS e SP)						
Métodos semi-empíricos	Grupo das sondagens (GS)			Sondagem próxima (SP)		
	M	DP	CV (%)	M	DP	CV (%)
Aoki & Velloso (1975)	0,92	0,35	38%	0,94	0,37	40%
Laprovitera (1988); Benegas (1993)	1,04	0,28	27%	1,03	0,29	28%
Monteiro (1997)	1,07	0,27	25%	1,07	0,26	25%
Décourt & Quaresma (1978, 1996a)	0,92	0,19	21%	0,91	0,18	20%
Antunes & Cabral (1996)	1,00	0,20	19%	0,99	0,18	18%
Alonso (1996)	1,12	0,23	20%	1,12	0,22	20%

Uma percepção inicial revela uma maior acuracidade e eficácia para o método de Antunes & Cabral (1996), visto que, em média, as previsões de capacidade de carga se igualaram à carga de ruptura extrapolada e que há uma menor variabilidade dos resultados, devido aos baixos coeficientes de variação (18 e 19%).

MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados, com um maior número de dados distribuídos aleatoriamente e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$ (destacada pela linha vermelha nos gráficos). Portanto, não há uma tendência para estimativas de capacidade de carga, sendo obtidos previsões superiores e inferiores à carga de ruptura extrapolada.

Para o grupo de sondagens (GS) 41% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que apenas 27% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve maior acurácia.

O método apresentou, em média (0,92 e 0,94), boas previsões de capacidade de carga, mas com o maior desvio padrão (0,35 e 0,37) e coeficiente de variação (38 e 40%), indicando que é o método de maior imprecisão. O baixo percentual de casos inseridos na faixa de aceitação reforça esse entendimento.

O acréscimo dos novos dados não mostrou progresso na avaliação do método, sendo observado o mesmo comportamento da primeira análise.

CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)

Os gráficos demonstram uma considerável dispersão dos resultados, com um maior número de dados distribuídos aleatoriamente e fora da faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$. Não há uma tendência para estimativas de capacidade de carga, sendo obtidos previsões superiores e inferiores à carga de ruptura extrapolada.

Para o grupo de sondagens (GS) 52% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que apenas 41% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve maior acuracidade.

O método apresentou, em média (1,07 para as duas análises), excelentes previsões de capacidade de carga, mas com elevado desvio padrão (0,27 e 0,26) e coeficiente de variação (25% para as duas análises), indicando uma grande variabilidade dos resultados. O baixo percentual de casos inseridos na faixa de aceitação reforça esse entendimento.

O acréscimo dos novos dados mostrou um sutil progresso do método, sendo observado uma maior quantidade de casos na faixa de aceitação em relação à primeira análise. Verifica-se uma melhoria do método de Aoki & Velloso (1975) através das contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) para este caso estudado, no que tange a uma maior eficácia e acurácia.

CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

Os gráficos demonstram uma pequena dispersão dos resultados, com aproximadamente metade dos casos inseridos na faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$. Os dados mostraram uma distribuição aleatória, portanto, não há uma tendência para estimativas de capacidade de carga, sendo obtidos previsões superiores e inferiores à carga de ruptura extrapolada.

Para o grupo de sondagens (GS) 55% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 52% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi praticamente semelhante nos dois procedimentos.

O método apresentou, em média (1,04 e 1,03), excelentes previsões de capacidade de carga, mas com elevado desvio padrão (0,28 e 0,29) e coeficiente de variação (27 e 28%), indicando uma grande variabilidade dos resultados. O baixo percentual de casos inseridos na faixa de aceitação reforça esse entendimento.

O acréscimo dos novos dados mostrou um sutil progresso do método, sendo observado uma maior quantidade de casos na faixa de aceitação em relação à primeira análise. Verifica-se uma melhoria do método de Aoki & Velloso (1975) através da contribuição de Monteiro (1997) para este caso estudado, no que tange a uma maior eficácia e acurácia.

MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1996a)

Os gráficos demonstram uma baixíssima dispersão dos resultados, com boa parte dos casos inseridos na faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$. Os dados mostraram uma leve tendência para estimativas de capacidade de carga inferiores à carga de ruptura extrapolada, indicando assim um comportamento conservador.

Para o grupo de sondagens (GS) 73% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, enquanto que 64% dos resultados obtidos pela sondagem próxima (SP) se encontram na faixa, evidenciando que a metodologia de cálculo com o grupo de sondagens teve maior acurácia.

O método apresentou, em média (0,92 e 0,91), boas previsões de capacidade de carga, com desvio padrão (0,19 e 0,18) e coeficiente de variação (21 e 20%)

aceitáveis, indicando uma homogeneização dos resultados. O percentual de casos inseridos na faixa de aceitação reforça esse entendimento.

O acréscimo dos novos dados não mostrou progresso na avaliação do método, sendo observado, praticamente, o mesmo comportamento da primeira análise.

MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

Os gráficos demonstram uma pequena dispersão dos resultados, com boa parte dos casos inseridos na faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$. Os dados mostraram uma distribuição aleatória, portanto, não há uma tendência para estimativas de capacidade de carga, sendo obtidos previsões superiores e inferiores à carga de ruptura extrapolada.

Para o grupo de sondagens (GS) e sondagem próxima (SP) 75% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi praticamente semelhante nos dois procedimentos.

O método apresentou, em média (1,0 e 0,99), excelentes previsões de capacidade de carga, com desvio padrão (0,20 e 0,18) e coeficiente de variação (19 e 18%) aceitáveis, indicando uma homogeneização dos resultados. O percentual de casos inseridos na faixa de aceitação reforça esse entendimento.

O acréscimo dos novos dados não mostrou progresso na avaliação do método, sendo observado, praticamente, o mesmo comportamento da primeira análise.

MÉTODO DE ALONSO (1996)

Os gráficos demonstram uma baixíssima dispersão dos resultados, com boa parte dos casos inseridos na faixa de aceitação, arbitrada de $\pm 20\%$. Os dados mostraram uma leve tendência para estimativas de capacidade de carga superiores à carga de ruptura extrapolada, fornecendo previsões contra a segurança.

Para o grupo de sondagens (GS) e sondagem próxima (SP) 57% dos resultados se apresentaram na faixa de aceitação, demonstrado que a previsão de capacidade de carga foi praticamente semelhante nos dois procedimentos.

O método apresentou, em média (1,12 para as duas análises), boas previsões de capacidade de carga, com desvio padrão (0,23 e 0,22) e coeficiente de variação

(20% para as duas análises) aceitáveis, indicando uma homogeneização dos resultados.

O acréscimo dos novos dados mostrou um sutil progresso do método, sendo observado uma maior quantidade de casos na faixa de aceitação em relação à primeira análise.

4.7 AVALIAÇÃO DA AMOSTRA TOTAL

Uma conclusão parcial, a respeito das avaliações realizadas anteriormente, sugere:

- I. Os grupos de dados das unidades geológicas Qfl e Qh compartilharam de comportamento semelhante para os seis métodos semi-empíricos;
- II. O grupo da unidade geológica Qpm apresentou, em relação aos outros dois, uma redução dos valores de previsão de capacidade de carga;
- III. A incorporação do banco de dados de Oliveira (2013) proporcionou resultados parecidos com os obtidos na primeira avaliação (item 4.3), reforçando o entendimento que se tinha a respeito dos seis métodos semi-empíricos e conferindo maior confiabilidade na análise, devido ao acréscimo de novos dados ao conjunto inicial.

Visto que os resultados preliminares possuem comportamento similares, com ressalva para o item II., torna-se relevante associar os dados dos grupos de unidade geológica para realização de novas avaliações.

Os resultados advindos da criação de cada cenário são apresentados nas tabelas seguintes, elaboradas a partir da relação Q_{UC}/Q_{UE} para todos os métodos de previsão de capacidade de carga. Nelas constam as informações de média (M), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV).

A união Qfl e Qh compõe um novo conjunto de dados com 49 provas de carga, após incorporação de novos dados e exclusão da PCE-65 e PCE-77 do grupo Qh.

Tabela 33 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} – União Qfl e Qh

Métodos semi-empíricos	Grupo das sondagens (GS)			Sondagem próxima (SP)		
	M	DP	CV (%)	M	DP	CV (%)
Aoki & Velloso (1975)	0,93	0,34	37%	0,95	0,36	39%
Laprovitera (1988); Benegas (1993)	1,03	0,28	27%	1,02	0,28	28%
Monteiro (1997)	1,08	0,26	24%	1,08	0,26	24%
Décourt & Quaresma (1978, 1996a)	0,93	0,18	20%	0,92	0,18	19%
Antunes & Cabral (1996)	1,02	0,20	19%	1,01	0,19	19%
Alonso (1996)	1,12	0,22	19%	1,13	0,21	19%

Essa nova composição apresentou uma menor variabilidade dos resultados em relação a análise individual da unidade geológica Qfl (tabela 32), fato que foi evidenciado pela redução dos coeficientes de variação, indicando que essa união eleva a confiabilidade da análise estatística.

Para a unidade geológica Qh (tabela 27) houve um aumento dos coeficientes de variação e, conseqüentemente, da dispersão das previsões. De certa forma isso era esperado, visto que o grupo inicial continha apenas 5 provas de carga e não era tão representativo quanto neste novo cenário.

A próxima simulação compreende a união dos três grupos Qfl, Qh e Qpm, e compõe um novo conjunto de dados com 68 provas de carga.

Tabela 34 - Análise estatística da relação Q_{UC}/Q_{UE} – União Qfl, Qh e Qpm

Métodos semi-empíricos	Grupo das sondagens (GS)			Sondagem próxima (SP)		
	M	DP	CV (%)	M	DP	CV (%)
Aoki & Velloso (1975)	0,97	0,36	37%	0,98	0,39	39%
Laprovitera (1988); Benegas (1993)	1,05	0,28	27%	1,05	0,30	29%
Monteiro (1997)	1,09	0,27	25%	1,09	0,28	26%
Décourt & Quaresma (1978, 1996a)	0,92	0,19	20%	0,92	0,19	21%
Antunes & Cabral (1996)	1,02	0,20	20%	1,01	0,21	20%
Alonso (1996)	1,13	0,23	20%	1,13	0,24	21%

A análise de toda a amostra se torna válida para um melhor entendimento do desempenho dos seis métodos de previsão de capacidade de carga, mesmo que o comportamento do grupo Qpm tenha se diferenciado em relação aos outros dois.

O novo cenário apresenta pouca alteração na variabilidade dos resultados em relação a avaliação anterior, advinda da união das unidades geológicas Qfl e Qpm (tabela 33), demonstrando que o novo agrupamento não influencia para um melhoramento ou declínio do comportamento dos métodos e, simultaneamente, eleva a confiabilidade pelo aprimoramento da análise estatística.

O novo conjunto de informações indica que os métodos de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) e Antunes & Cabral (1996), destacados na tabela anterior, mostraram boa eficácia e acurácia para amostra total. Essa orientação havia sido observada nas análises individuais e permaneceram na avaliação global.

As tabelas e gráficos, que contém todos os dados da pesquisa, são apresentadas nos apêndices A, B e C, respectivamente.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 CONCLUSÕES

Inicialmente a análise das 45 provas de carga estáticas, proporcionou algumas conclusões a respeito dos métodos de extrapolação e de interpretações das provas de carga:

- Uma primeira avaliação aferiu que o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresentou melhor ajuste (maior R^2) e confiabilidade, segundo critério admitido, sendo, portanto, o método escolhido para comparação com os métodos de previsão de capacidade de carga.
- O método de Van der Veen (1953) também obteve boa adequação da curva extrapolada e confiabilidade, embora o ajuste (R^2) apresente um pequeno decréscimo por incluir os pontos iniciais do gráfico carga x recalque na extrapolação.
- O método da Rigidez (1996b, 2008) apresentou a única metodologia consistente para análise das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta, além de fornecer a provável carga de ruptura, porém, dos três métodos, este apresentou menor confiabilidade e dificuldade para bons ajustes.
- Essa dificuldade de aplicação foi manifestada nas provas de carga com deslocamento de pequeno valor, e que em certos casos não mobilizam toda a capacidade de carga disponível. As provas de carga com relação deslocamento do ensaio pelo diâmetro da estaca ($p/\emptyset$) superior a 3%, resultou em análises confiáveis e aceitáveis. As análises de provas de carga, com relação inferior a 3%, resultaram em gráficos de rigidez inconclusivos e, conseqüentemente, em resultados superestimados. Dessa forma, observa-se uma tendência para aplicação desse método mediante a avaliação de $p/\emptyset$, que se mostrou inviável para valores abaixo de 3%.
- Para o método de Van der Veen original (1953) e o modificado por Aoki (1976) é ideal, também, uma maior mobilização dos carregamentos e deslocamentos, de forma que o gráfico carga x recalque possibilite

extrapolações confiáveis e conclusivas. Entretanto, os ajustes propostos pelos métodos se mostram mais sensíveis em função das características das curvas do que em relação ao recalque máximo obtido, se adequando melhor nas curvas de ensaio com formatos exponenciais. Este fato é evidenciado pelos casos em que as extrapolações foram classificadas como aceitáveis (pior classificação obtida) ao invés de confiáveis. Nesses casos relações p/δ variaram de 1,50% a 3,39%, ou seja, mesmo com recalques consideráveis a extrapolação não se mostrou adequada.

A avaliação dos métodos semi-empíricos foi realizada através do comparativo entre as previsões de capacidade de carga (Q_{UC}) dos seis métodos semi-empíricos e a carga de ruptura extrapolada (Q_{UE}) pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976). É importante ressaltar que os métodos semi-empíricos foram submetidos a modificações nas suas propostas originais, conforme foi explicitado no item 3.3.

A avaliação gráfica dos resultados considerou os coeficientes de correlação da amostra, que medem a força da relação linear entre duas variáveis, segundo recomendações de Montgomery e Runger (2016). Correlações fracas possuem R^2 menor que 0,5, correlações moderadamente fortes são caracterizadas por R^2 entre 0,5 e 0,8, enquanto que correlações fortes possuem R^2 superior a 0,8.

- O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou os maiores coeficientes de variação, nas análises realizadas, indicando uma maior variabilidade dos resultados. Nos cenários estudados, a metodologia produziu de 26% a 57% de resultados na faixa de aceitação admitida para pesquisa ($\pm 20\%$ da relação ideal $Q_{UC}/Q_{UE} = 1$) e apresentou correlações fracas e moderadamente fortes. Esses fatos evidenciam a imprecisão do método. Além dessa inconstância, os resultados produzidos foram superiores à carga de ruptura extrapolada, ou seja, forneceram previsões contra a segurança.
- As contribuições provenientes de Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1997) proporcionaram uma melhoria do método de Aoki & Velloso (1975), no tocante a diminuição da dispersão e maior acuracidade no cálculo. Nos cenários estudados, a metodologia produziu de 29% a 68% de resultados na faixa de aceitação admitida para pesquisa e apresentou correlações fracas e moderadamente fortes. Contudo, os resultados de previsão de capacidade de carga foram superiores à carga de ruptura

extrapolada, sendo necessários ajustes nas formulações ou utilização de coeficientes para melhoria das previsões, no tocante à acurácia e eficácia.

- O método de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) produziu resultados de maior acurácia e convergência. Nos cenários estudados, a metodologia produziu de 58% a 89% de resultados na faixa de aceitação admitida para pesquisa e apresentou correlações fracas, moderadamente fortes e fortes. Na maioria dos casos, a metodologia forneceu previsões próximas da carga de ruptura extrapolada ou um pouco abaixo, demonstrando que os resultados gerados são a favor da segurança. Esses fatos sugerem um bom comportamento do método para a área de pesquisa.
- O método de Antunes & Cabral (1996) também produziu resultados de maior acurácia e convergência. Nos cenários estudados, a metodologia produziu de 40% a 75% de resultados na faixa de aceitação admitida para pesquisa e apresentou correlações fracas e moderadamente fortes. Na maioria dos casos, a metodologia forneceu previsões próximas da carga de ruptura extrapolada, sugerindo um bom comportamento do método nessa pesquisa.
- O método de Alonso (1996) produziu resultados de previsão de capacidade de carga superiores à carga de ruptura extrapolada, na maioria dos casos. Nos cenários estudados, a metodologia produziu de 29% a 68% de resultados na faixa de aceitação admitida para pesquisa e apresentou correlações fracas, moderadamente fortes e fortes. O método se mostrou acurado e com pouca dispersão, porém, as previsões se mostraram contra a segurança. Diante disso, a opção pela utilização do método deve ocorrer mediante a aplicação de um fator de segurança superior a 2,0.

A respeito das unidades geológicas, foi observado um padrão nas unidades Qfl e Qh, cujos cálculos de capacidade de carga se mostraram superiores para as seis metodologias, em comparação com os resultados de previsão de capacidade de carga obtidos da unidade Qpm. Essa diferenciação não influenciou significativamente o comportamento dos métodos, de tal forma que as formulações de Décourt & Quaresma (1978, 1996a) e Antunes & Cabral (1996) tiveram maior acurácia e eficácia nos cenários avaliados.

A respeito dos perfis geotécnicos (P1, P2 e P3), não foram identificados padrões de comportamento em cada subgrupo e, em geral, os métodos de previsão de capacidade de carga mostraram desempenhos parecidos.

5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A seguir, são propostas algumas sugestões para futuras pesquisas:

- A primeira deriva do acréscimo de dados consistentes na composição de um novo grupo amostral, a fim de melhorar a análise estatística quantitativamente e qualitativamente.
- No âmbito geral, estudar a relação deslocamento do ensaio por diâmetro da estaca ($p/\emptyset$) *versus* a confiabilidade da extrapolação para os três métodos.
- No âmbito específico, aplicar a metodologia da rigidez (1996b, 2008) em grupo de provas de carga cuja a relação $p/\emptyset$ se mostre superior à adotada nesta pesquisa, que foi de 1,50%. Recomendamos a seleção de dados (provas de carga) cuja relação $p/\emptyset$ seja superior a 3%, por terem produzido análises confiáveis e aceitáveis para o critério adotado nesta pesquisa.
- Estudo de confiabilidade das previsões de capacidade de carga para um grupo de sondagens (GS) *versus* as estimadas pela sondagem mais próxima (SP).
- Realização de retro análise para os métodos semi-empírico de Décourt & Quaresma (1978, 1996a), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996), a fim de propor: novos coeficientes (α e β) para o primeiro método, novos parâmetros ($\beta'1$ e $\beta'2$) para o segundo método, e novo parâmetro (β'') ou nova relação entre resultados de SPT-T com SPT para o terceiro método, cujo objetivo final será de redução da variabilidade dos resultados (menor dispersão).

REFERÊNCIAS

ABREU, P. S. B. **Execução de estacas em solos lateríticos**. 2013. 122 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001. 17 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: estacas – prova de carga estática – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle de fundações**: uma introdução ao controle da qualidade em fundações. 2ª Edição. São Paulo: Blucher, 2011. 146 p.

ALONSO, U. R. **Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico – previsão da capacidade de carga através dos ensaios SPT-T**. Vol. 2. São Paulo: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE III, ABMS, 1996. pp. 141-151.

ANTUNES, W. R. & CABRAL, D. A. **Capacidade de carga de estacas hélice contínua**. Vol. 2. São Paulo: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE III, ABMS, 1996. Pp 105-110.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações**: ensaios estáticos e dinâmicos. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 144 p.

COUTINHO, R. Q.; SILVA, J. M. J. (Coordenadores); ALHEIROS, M. M.; FERREIRA, M. G. V. X.; FILHO, M. F. L. (Autores). **Mapa geológico do Recife**, 3ª Divisão de levantamento/MEx, Recife, 1995.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez.** Vol. 1. São Paulo: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE III, Anais ABEF e ABMS, 1996. pp 215-224.

DÉCOURT, L. **Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito.** Vol. 1. São Paulo: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE VI, ABMS, 2008. pp 221-245.

FALCONI, F. *et al.* **Fundações:** teoria e prática. 3ª Edição. São Paulo: Pini, 2016. 802 p.

GUSMÃO, A. D.; OLIVEIRA, K. P. S. **Curva carga-recalque de estaca hélice contínua.** Recife. [s.n.], 2013. 14 p.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações:** do conhecimento geológico à prática da engenharia. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 1998. 345 p.

LIMA, L. C. **Análise de provas de carga realizadas em micro-estacas utilizadas no reforço das fundações de uma ponte histórica do Recife-PE.** 2008. 141 p. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

MARQUES, R. F. **Estudo da capacidade de carga de estacas escavadas com bulbos, executadas em solo não saturado da Formação Barreiras da cidade de Maceió – AL.** 2006. 158 p. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

MELO, B. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez.** 2009. 219 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G.C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros.** 6ª edição. Rio de Janeiro: LTC, 2016. 626 p.

OLIVEIRA, P. E. S. **Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana do Recife.** 2013. 181 p. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

VELLOSO, D. C.; LOPES, F. R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. Paginação irregular.

APÊNDICE A – Tabelas da amostra total

RESULTADOS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

PCE	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988); Benegas (1993)		Monteiro (1997)		Décourt & Quaresma (1978; 1996a)		Antunes & Cabral (1996)		Alonso (1996)		Unidade geológica	Perfil geotécnico
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)		
PCE-5	1644,0	1074,2	1770,0	1329,8	2185,7	1852,6	1831,5	1701,9	2217,3	2006,2	2243,2	2012,7	Qpm	P2
PCE-7	1578,2	1944,9	1603,7	1463,6	1289,7	1254,5	1129,2	981,4	1138,7	1058,7	1406,9	1222,7	Qfl	P2
PCE-10	1364,2	1009,4	1727,6	1299,1	1965,0	1482,3	1684,6	1313,7	1953,8	1753,0	2259,9	1755,7	Qfl	P2
PCE-14	1229,5	1371,8	1888,8	1919,7	2109,0	2332,7	1891,0	2059,6	2095,4	2432,8	2564,8	2790,6	Qpm	P2
PCE-15	1760,5	2006,2	1999,1	2111,9	1938,9	2179,2	1581,1	1769,4	1735,7	1798,2	1988,9	2225,5	Qfl	P2
PCE-16	1556,1	2006,2	1977,7	2111,9	1910,7	2179,2	1534,1	1769,4	1625,9	1798,2	1954,1	2225,5	Qfl	P2
PCE-17	1884,7	1902,0	1725,3	1599,0	1695,2	1577,7	1325,4	1249,2	1456,4	1411,8	1555,6	1469,4	Qpm	P1
PCE-18	1884,7	1842,6	1725,3	1669,8	1695,2	1640,0	1325,4	1254,3	1456,4	1413,4	1555,6	1468,6	Qpm	P1
PCE-19	2376,4	2339,1	2311,4	2255,9	2270,3	2281,8	1808,7	1742,2	1877,2	1863,6	2234,9	2197,4	Qfl	P2
PCE-20	2376,4	2261,3	2311,4	2239,0	2270,3	2122,3	1808,7	1710,4	1877,2	1683,3	2234,9	2158,1	Qfl	P2
PCE-21	2376,4	2462,6	2311,4	2326,7	2270,3	2405,5	1807,7	1846,6	1877,2	2011,9	2234,9	2342,8	Qfl	P2
PCE-22	2376,4	2310,1	2311,4	2179,2	2270,3	2193,2	1808,7	1665,0	1877,2	1808,3	2234,9	2103,2	Qfl	P2
PCE-24	1055,5	892,7	978,7	930,1	1545,1	1622,7	1473,3	1575,1	1834,5	1876,5	1623,0	1722,4	Qh	P1
PCE-25	1055,0	1575,8	978,7	1259,2	1545,1	1680,3	1473,3	1529,5	1834,5	2099,2	1623,0	1730,8	Qh	P1
PCE-32	2690,2	2721,9	2843,1	2834,0	2950,9	2847,4	2332,5	2273,5	2505,8	2357,0	2884,4	2780,1	Qfl	P2
PCE-33	2690,2	2380,2	2843,1	2553,6	2950,9	2715,0	2332,5	2177,9	2505,8	2426,9	2884,4	2701,0	Qfl	P2
PCE-45	3919,3	3977,7	3813,9	3920,9	4044,2	4124,4	2965,2	3047,9	3199,2	3250,8	3914,6	4007,6	Qpm	P2
PCE-46	2472,4	2280,0	2331,7	2251,2	2778,9	2888,4	2309,1	2275,4	2691,0	2729,3	2967,9	3000,8	Qpm	P2
PCE-47	2647,7	1851,5	3148,1	2549,4	3006,1	2599,8	2748,7	2503,0	2584,6	2981,0	3189,2	3159,5	Qpm	P2
PCE-48	3126,1	3241,7	3073,7	3217,0	3451,7	3492,9	2661,0	2627,9	2965,7	2805,4	3404,9	3430,8	Qpm	P1

continua

PCE	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988); Benegas (1993)		Monteiro (1997)		Décourt & Quaresma (1978; 1996a)		Antunes & Cabral (1996)		Alonso (1996)		Unidade geológica	Perfil geotécnico
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)		
PCE-49	3234,9	3970,9	3934,9	4156,1	4492,2	4937,4	3802,8	4019,1	3179,8	3335,2	4534,9	4633,8	Qfl	P2
PCE-52	2919,8	3261,9	2791,2	3081,4	2521,2	2648,4	1925,1	1959,1	2024,0	1962,7	2527,2	2509,2	Qfl	P3
PCE-53	1431,4	1012,4	2266,8	2096,4	1829,3	1540,9	1513,4	1340,9	1795,2	1496,2	2018,1	1814,8	Qfl	P2
PCE-54	3137,0	3110,8	3930,2	4010,9	3510,9	3506,2	2840,4	2855,2	2841,8	2814,1	3550,3	3562,9	Qfl	P2
PCE-57	2085,1	2640,5	2596,0	2958,4	2470,8	2899,9	2213,5	2379,0	2043,9	2210,1	2621,7	3136,0	Qfl	P3
PCE-58	3499,8	3222,8	2975,1	2883,4	3307,8	3420,9	2505,7	2522,4	3017,3	3061,5	3146,8	3211,3	Qfl	P1
PCE-65	4211,1	3465,0	4080,9	3093,6	5453,6	4469,5	5235,4	4011,6	4800,9	4611,1	4574,7	4310,1	Qh	P1
PCE-68	3506,8	3547,9	3335,1	3453,5	3591,4	3628,6	2837,5	2900,4	3229,8	3238,2	3515,7	3543,4	Qh	P1
PCE-70	3349,4	3554,9	3056,3	3309,0	2951,9	3302,3	2339,4	2433,8	2630,3	2645,2	2845,7	3113,2	Qpm	P2
PCE-71	3349,4	3767,2	3056,3	3535,9	2951,9	3685,8	2339,4	2683,3	2630,3	2936,6	2845,7	3442,5	Qpm	P2
PCE-74	3979,2	3945,8	3561,2	3635,5	3805,0	3806,6	2914,9	2926,8	2984,3	3167,5	3606,2	3681,2	Qpm	P2
PCE-75	3113,0	2683,7	3239,1	3098,4	3457,3	3167,3	2828,7	2711,0	3185,4	3012,8	3402,3	3216,3	Qh	P1
PCE-77	4683,3	4578,9	4205,2	4101,3	5346,1	4990,8	4130,4	3961,6	5211,1	4987,3	5263,2	4929,9	Qh	P1
PCE-80	3394,3	3875,5	4746,9	4975,3	4200,6	4051,2	3586,2	3674,2	3797,2	3645,5	4331,0	4304,6	Qpm	P2
PCE-81	4244,8	5393,7	4194,7	4868,0	5106,3	5541,7	3586,4	3910,1	4310,4	4579,5	4679,2	5115,8	Qpm	P1
PCE-82	2549,9	3455,9	3467,8	4674,9	3046,2	3964,3	2538,8	3110,2	2872,1	3501,3	3284,1	4055,5	Qpm	P2
PCE-85	2966,7	3327,7	4188,5	4383,3	3618,6	3505,6	3104,3	2925,0	3476,5	3358,0	4082,4	3745,9	Qpm	P2
PCE-86	2358,2	3158,9	3043,5	3190,0	2918,2	3026,7	2578,0	2498,8	3023,6	2725,6	3325,8	2921,1	Qpm	P2
PCE-91	4066,9	3827,7	4018,2	3775,9	4018,9	3813,3	3200,7	3056,6	3461,9	3396,7	4085,5	3881,8	Qfl	P1
PCE-93	3361,8	2355,4	4487,3	3848,6	4822,2	4120,7	4391,7	3972,6	3544,2	3923,1	5415,4	5263,1	Qfl	P2
PCE-95	3351,7	2722,3	4483,0	4194,4	4679,7	4831,2	4237,6	4900,1	3668,5	3691,7	5098,6	5891,6	Qfl	P2
PCE-96	5036,6	4939,8	3823,8	3482,1	2976,6	2677,3	3182,8	2937,5	2642,2	2426,9	3187,2	3005,1	Qpm	P1
PCE-97	5227,8	5414,8	4791,8	4845,1	5205,3	5578,8	3778,8	3877,1	4489,3	4655,8	4833,1	5105,7	Qh	P1
PCE-98	2058,7	1210,8	2641,2	1989,6	2339,0	1816,7	1882,5	1617,3	2241,3	1860,5	2508,4	2248,4	Qpm	P2
PCE-102	4095,8	4103,7	3783,1	3715,6	4866,1	4698,6	3694,5	3658,7	4696,4	4643,1	4844,3	4749,5	Qpm	P2
PCE-1'	2224,3	2854,9	2862,7	3533,1	2755,0	2849,4	2533,3	2841,1	2750,7	3054,0	2905,4	3362,6	Qfl	P1

continua

PCE	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988); Benegas (1993)		Monteiro (1997)		Décourt & Quaresma (1978; 1996a)		Antunes & Cabral (1996)		Alonso (1996)		Unidade geológica	Perfil geotécnico
	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)	GS (kN)	SP (kN)		
PCE-2'	2720,1	1650,9	2729,7	2484,3	3019,9	2667,5	2441,9	2253,9	3041,1	2892,6	3109,4	2972,9	Qfl	P1
PCE-3'	2343,7	2874,8	2674,6	3117,5	2775,5	2853,0	2513,0	2544,2	3080,1	2806,6	3013,9	2877,2	Qfl	P1
PCE-4'	2495,7	2895,9	2698,9	2570,9	3219,6	3002,8	2910,7	2692,8	2848,3	2644,4	3196,5	2825,0	Qfl	P1
PCE-5'	1718,2	1702,5	2420,9	2102,3	2575,5	2298,3	2360,6	2250,3	3010,8	2991,6	2951,3	2732,4	Qfl	P1
PCE-6'	1651,3	1655,3	2258,4	2286,9	2490,6	2555,8	2231,4	2152,9	2920,1	2873,0	2777,7	2809,7	Qfl	P1
PCE-7'	2241,3	2944,2	2597,1	3190,7	2378,7	2668,5	2409,9	2715,2	2848,6	2970,0	2847,1	3179,3	Qfl	P1
PCE-8'	1536,0	1411,7	2036,4	1949,9	2171,9	2063,7	2012,0	1930,2	2697,1	2466,2	2495,8	2457,2	Qfl	P1
PCE-9'	2453,6	3081,2	3024,9	3245,5	3090,9	3199,6	2731,5	2850,0	3209,9	3218,6	3270,5	3246,7	Qfl	P1
PCE-10'	1527,9	1561,4	2207,0	2236,6	2293,3	2418,2	2112,5	2223,4	2603,6	2722,2	2767,3	2926,9	Qfl	P1
PCE-11'	2182,7	1625,3	2678,7	2670,7	2618,4	2572,6	2263,5	2233,9	2594,2	2642,1	2873,1	3001,3	Qfl	P1
PCE-12'	2336,7	1760,4	2654,5	2282,8	3007,8	2649,3	2742,4	2588,9	3281,0	3172,2	3252,3	3037,9	Qfl	P1
PCE-13'	2243,8	2740,0	2556,5	2686,7	2661,7	2664,3	2306,0	2293,1	2795,2	2546,3	2824,6	2744,9	Qfl	P1
PCE-14'	2323,5	2913,1	2882,9	3026,3	3109,4	3366,2	2683,5	2896,0	3209,9	3389,8	3318,5	3466,7	Qfl	P1
PCE-15'	1945,6	1795,6	2471,7	2116,4	3039,9	2643,4	2761,0	2393,3	2726,9	2401,8	3142,7	2717,2	Qfl	P1
PCE-16'	3958,0	3301,4	3204,7	2198,4	3928,4	2588,5	3310,4	2494,9	3264,1	2404,1	3301,0	2608,8	Qfl	P1
PCE-17'	1352,6	1519,7	1733,3	1917,9	2057,0	2069,0	1908,1	1963,1	2438,9	2660,9	2391,5	2503,5	Qfl	P1
PCE-19'	1586,2	1876,7	2070,4	2254,2	2547,4	2919,3	2413,5	2598,7	2349,3	2664,9	2628,5	3079,7	Qfl	P1
PCE-21'	1865,6	2474,5	2034,4	2199,0	1842,2	2096,8	1718,7	1912,5	2200,5	2368,8	2028,7	2244,9	Qfl	P1
PCE-22'	2362,9	1942,0	2618,6	2407,2	2927,0	3142,1	2486,6	2448,7	2810,5	2668,0	3195,5	3098,3	Qfl	P1
PCE-23'	1251,2	1335,2	1814,9	2011,6	1792,0	1717,4	1766,4	1746,7	2121,9	2189,3	2112,2	2054,1	Qfl	P1
PCE-24'	1137,4	1185,5	1409,8	1548,7	1795,2	2045,0	1725,3	1853,1	2077,2	2216,8	2073,9	2279,5	Qfl	P1
PCE-25'	2874,2	2081,7	2817,6	2438,0	3095,3	3059,1	2717,6	2622,8	2171,6	2297,3	3046,3	2923,2	Qfl	P1
PCE-26'	2386,0	3233,7	2569,4	3135,3	2740,2	3391,5	2393,9	2683,2	2837,8	2948,4	2898,0	3281,1	Qfl	P1
PCE-27'	1005,9	1016,8	1463,0	1515,6	1640,1	1799,4	1604,2	1645,4	1799,9	1815,4	1828,3	1980,0	Qfl	P1

GS = capacidade de carga média dos resultados do grupo de sondagens;

SP = capacidade de carga a partir da sondagem mais próxima da PCE.

conclusão

RESULTADOS DOS MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

PCE	Ø (mm)	L (m)	Q _{ENS} (kN)	Van der Veen (1953)		Van der Veen modificado por Aoki (1976)		Rigidez (1996b; 2008)		NBR 6122:2010
				Q _{UE} (kN)	R ²	Q _{UE} (kN)	R ²	Q _{CV} (kN)	R ²	Q _{CV} (kN)
PCE-5	400	19,0	1600,0	1880,0	0,992	2070,0	0,998	3563,0	0,948	2070,0
PCE-7	400	15,0	1200,0	1320,0	0,997	1340,0	0,997	2386,0	0,990	1340,0
PCE-10	400	13,2	1600,0	1870,0	0,993	1990,0	0,998	3568,0	0,988	1960,0
PCE-14	400	15,6	1600,0	1760,0	0,995	1740,0	0,996	3188,0	0,997	1760,0
PCE-15	400	12,5	1600,0	1780,0	0,997	1850,0	0,999	2685,0	0,963	1770,0
PCE-16	400	12,5	1600,0	1800,0	0,991	1880,0	0,995	3596,0	0,950	1870,0
PCE-17	400	17,5	1000,0	1130,0	0,988	1240,0	0,997	2122,0	0,992	1210,0
PCE-18	400	17,5	1000,0	1160,0	0,976	1320,0	0,990	1818,0	0,945	1140,0
PCE-19	400	11,5	1600,0	1800,0	0,997	1850,0	0,999	2678,0	0,964	1800,0
PCE-20	400	11,5	1600,0	1660,0	0,987	1700,0	0,997	1904,0	0,989	1550,0
PCE-21	400	11,5	1600,0	2040,0	0,993	1870,0	0,998	3144,0	0,962	2010,0
PCE-22	400	11,5	1600,0	1680,0	0,981	1720,0	0,989	1952,0	0,989	1540,0
PCE-24	400	19,0	1206,0	1296,4	0,972	1396,4	0,991	2554,0	0,971	1390,0
PCE-25	400	19,0	1206,0	1336,4	0,990	1406,4	0,996	2723,0	0,990	1410,0
PCE-32	500	18,0	1600,0	1680,0	0,985	1740,0	0,996	2228,0	0,989	1650,0
PCE-33	500	18,0	1600,0	1760,0	0,999	1780,0	0,999	2956,0	0,972	1770,0
PCE-45	500	20,0	2600,0	3030,0	0,994	3180,0	0,999	5361,0	0,981	3120,0
PCE-46	500	14,0	2600,0	3040,0	0,999	3120,0	0,999	5868,0	0,962	3120,0
PCE-47	500	24,0	2600,0	3560,0	0,997	3610,0	0,999	7680,0	0,975	3540,0
PCE-48	500	15,0	2520,0	2870,0	0,996	3020,0	0,999	5648,0	0,964	3000,0
PCE-49	500	25,5	2600,0	3110,0	0,995	3300,0	0,997	4460,0	0,998	3289,0
PCE-52	500	11,6	1400,0	1520,0	0,985	1630,0	0,997	2879,0	0,968	1590,0
PCE-53	500	10,5	1400,0	1590,0	0,990	1690,0	0,997	2333,0	0,947	1420,0
PCE-54	500	18,5	2600,0	2900,0	0,989	3050,0	0,998	3597,0	0,996	2670,0

continua

PCE	Ø (mm)	L (m)	Q _{ENS} (kN)	Van der Veen (1953)		Van der Veen modificado por Aoki (1976)		Rigidez (1996b; 2008)		NBR 6122:2010
				Q _{UE} (kN)	R ²	Q _{UE} (kN)	R ²	Q _{CV} (kN)	R ²	Q _{CV} (kN)
PCE-57	500	12,0	2600,0	2650,0	0,978	2660,0	0,987	3283,0	0,996	2650,0
PCE-58	500	20,0	2160,0	2420,0	0,990	2530,0	0,995	3257,0	0,962	2400,0
PCE-65	500	26,0	2600,0	2860,0	0,997	2920,0	0,998	4295,0	0,998	2920,0
PCE-68	500	17,0	2600,0	2901,2	0,989	3131,2	0,999	3760,0	0,964	2700,0
PCE-70	500	18,0	2010,0	2070,0	0,958	2160,0	0,988	2757,0	0,994	2120,0
PCE-71	500	18,0	2010,0	2160,0	0,984	2250,0	0,993	4047,0	0,993	2240,0
PCE-74	500	24,0	1859,0	1909,8	0,990	1899,8	0,992	2550,0	0,971	1900,0
PCE-75	500	22,0	2618,0	3008,0	0,998	3108,0	0,999	5753,0	0,945	3120,0
PCE-77	500	18,0	2262,0	2372,0	0,992	2412,0	0,996	3858,0	0,953	2420,0
PCE-80	600	20,8	3240,0	3780,0	0,986	4010,0	0,989	6303,0	0,965	3860,0
PCE-81	600	18,5	3600,0	5010,0	0,999	5210,0	0,999	8752,0	0,970	5000,0
PCE-82	600	19,0	3000,0	3550,0	0,998	3670,0	0,999	5926,0	0,995	3650,0
PCE-85	600	20,0	3000,0	3480,0	0,998	3640,0	0,999	6702,0	0,983	3620,0
PCE-86	600	19,0	3000,0	3390,0	0,999	3410,0	0,999	5979,0	0,960	3400,0
PCE-91	600	15,0	2800,0	2970,0	0,992	3040,0	0,997	5028,0	0,985	3040,0
PCE-93	600	25,5	3600,0	4750,0	0,999	5010,0	0,999	7432,0	0,985	4870,0
PCE-95	600	25,5	3600,0	4110,0	0,994	4310,0	0,998	5791,0	0,979	4100,0
PCE-96	600	27,5	3600,0	4080,0	0,992	4280,0	0,997	6075,0	0,991	4100,0
PCE-97	600	16,0	3600,0	3810,0	0,998	3850,0	0,999	4873,0	0,991	3740,0
PCE-98	600	15,0	2400,0	2500,0	0,989	2550,0	0,995	4161,0	0,999	2550,0
PCE-102	600	20,9	3634,0	4044,0	0,984	4434,0	0,996	6531,0	0,968	4200,0

Ø = diâmetro da estaca;
Q_{ENS} = carga de ensaio;

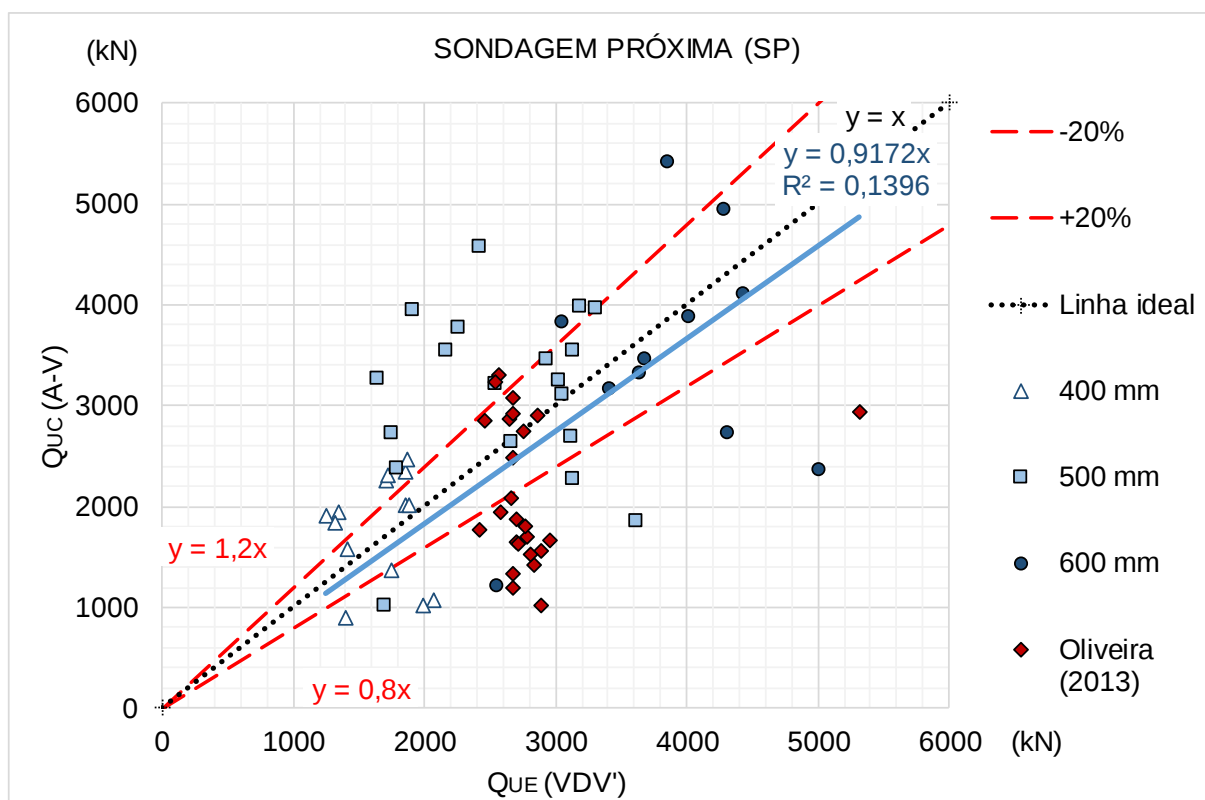
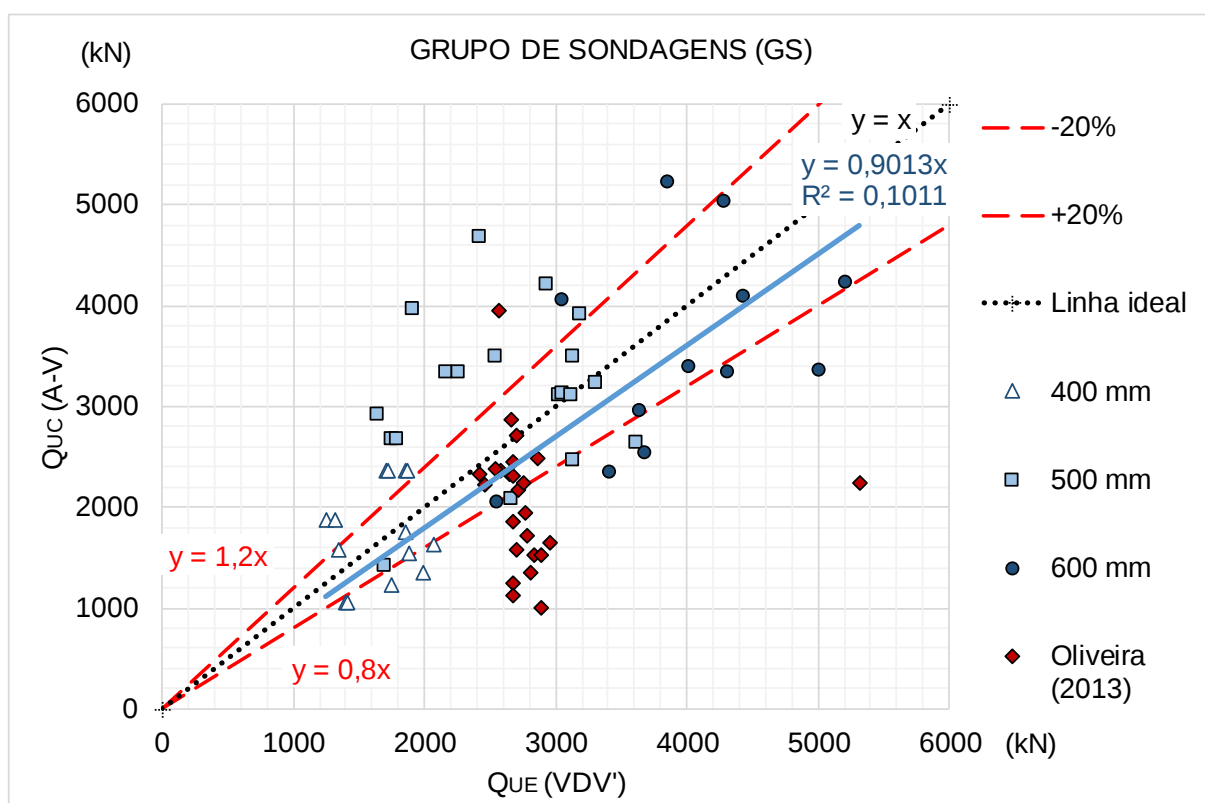
L = comprimento da estaca;
Q_{UE} = carga de ruptura extrapolada;

Q_{CV} = carga de ruptura convencionalizada.

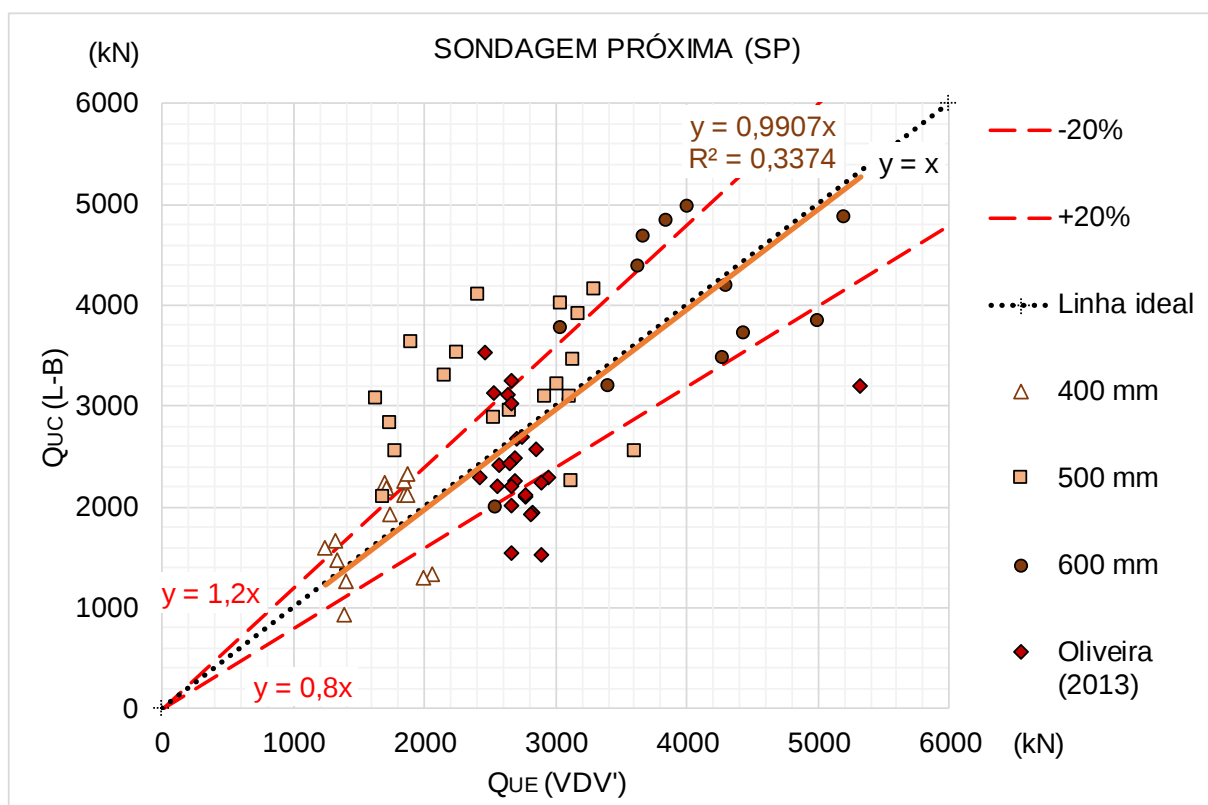
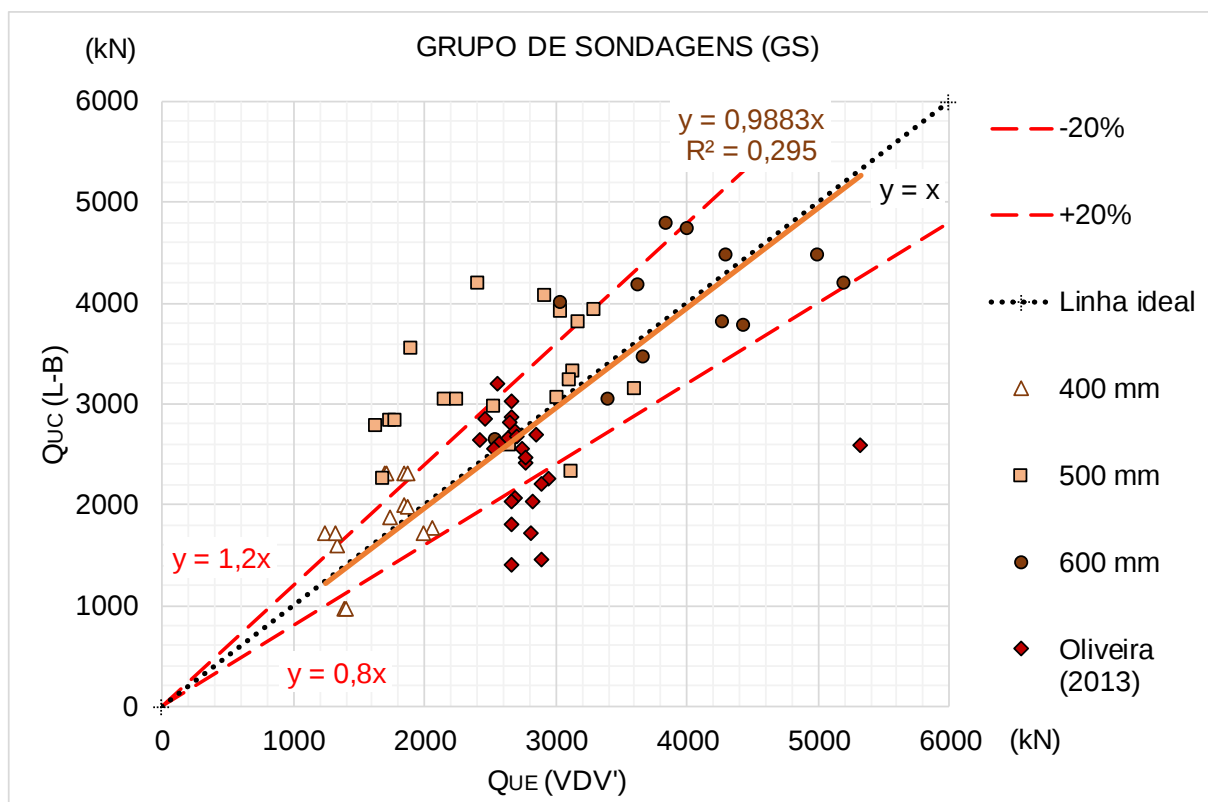
conclusão

APÊNDICE B – Gráficos de dispersão da amostra total

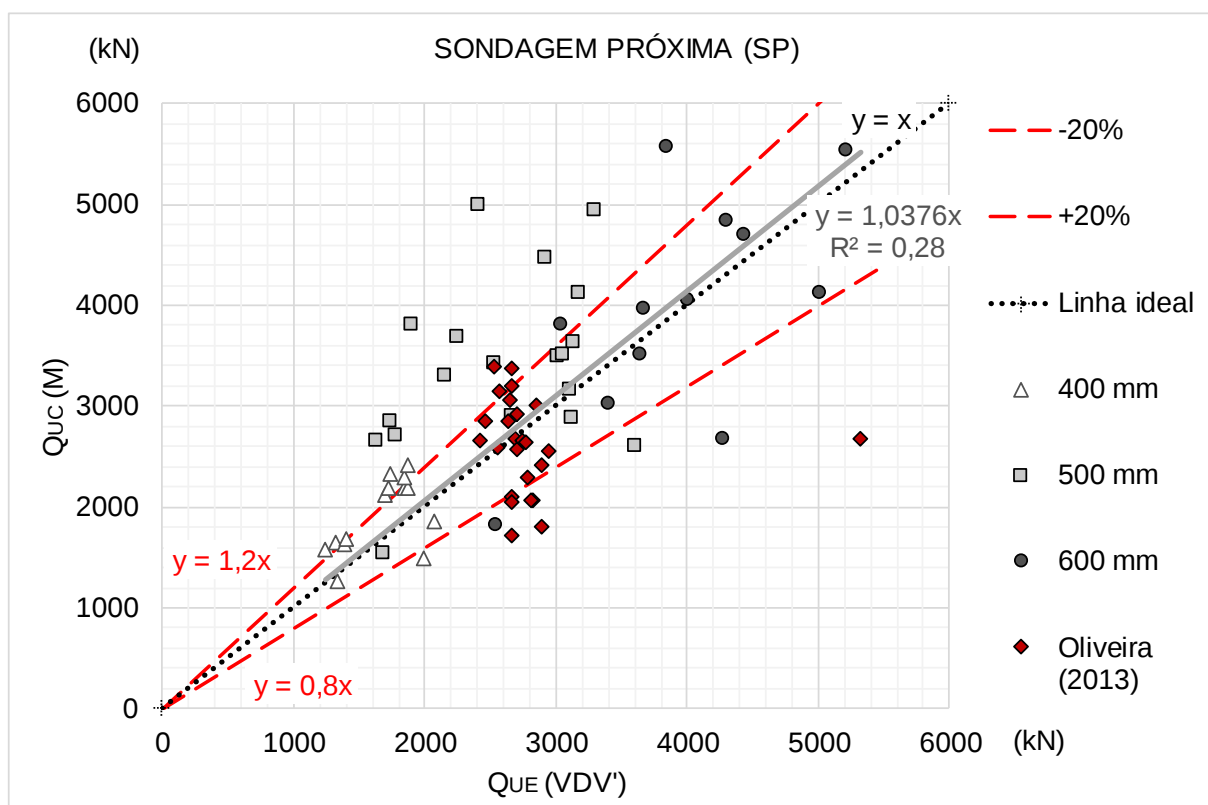
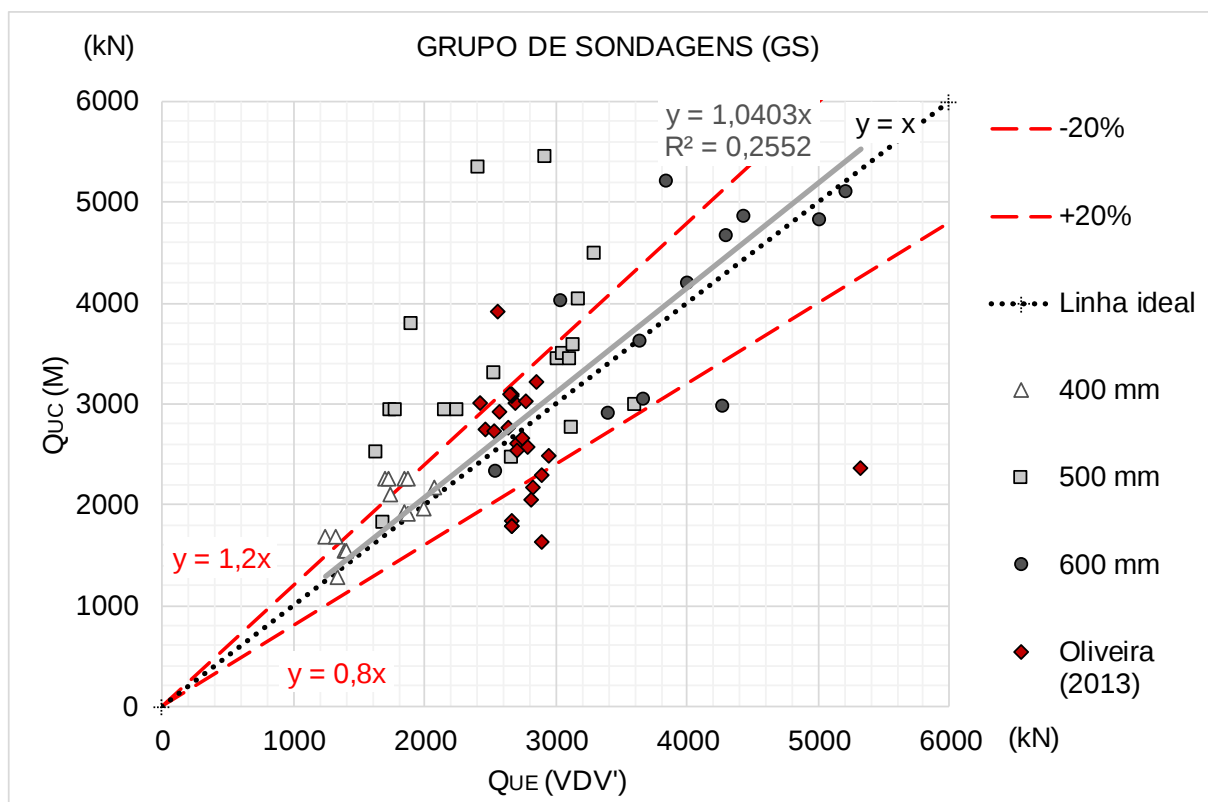
MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)



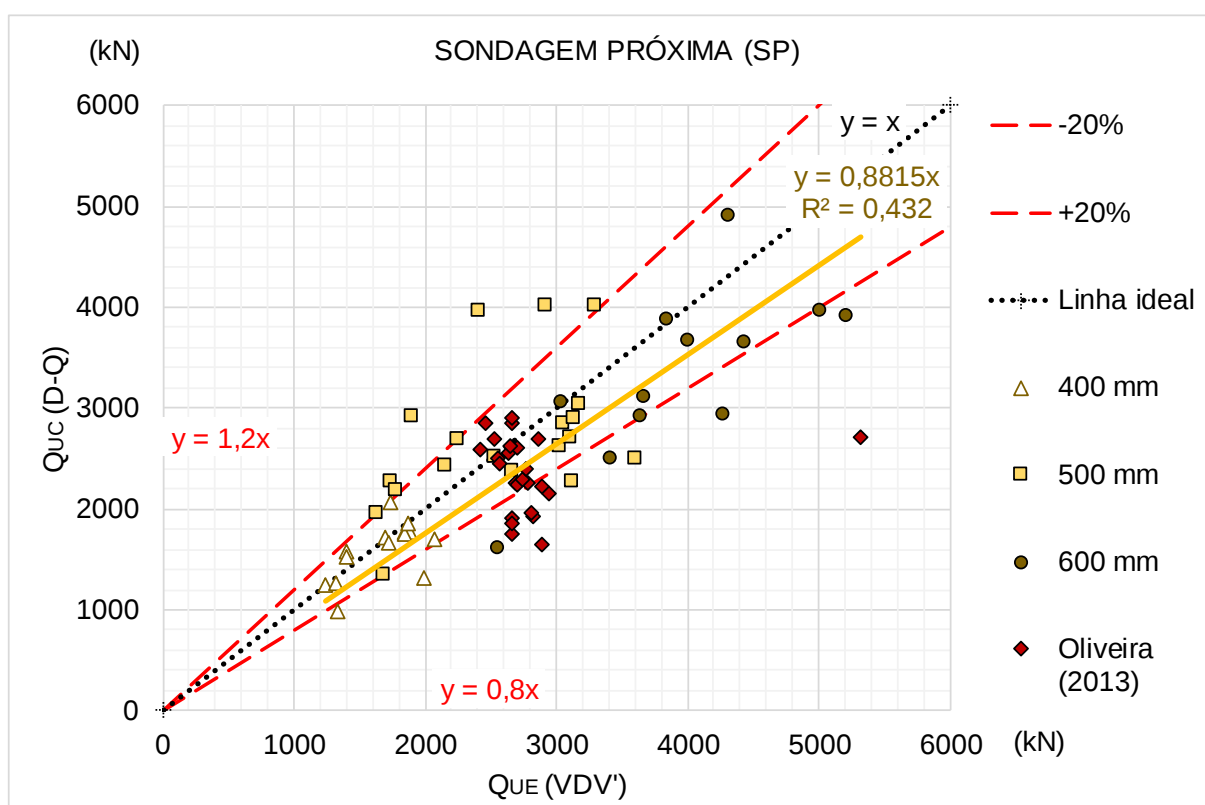
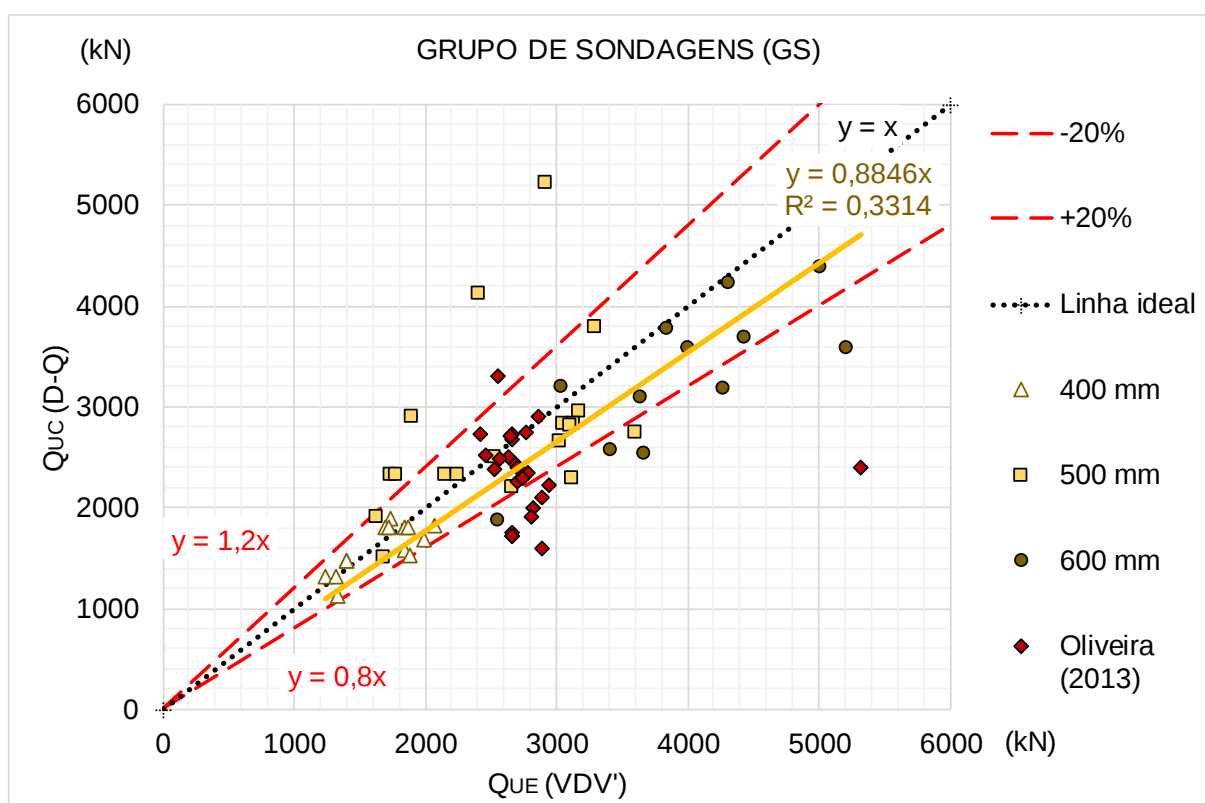
CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)



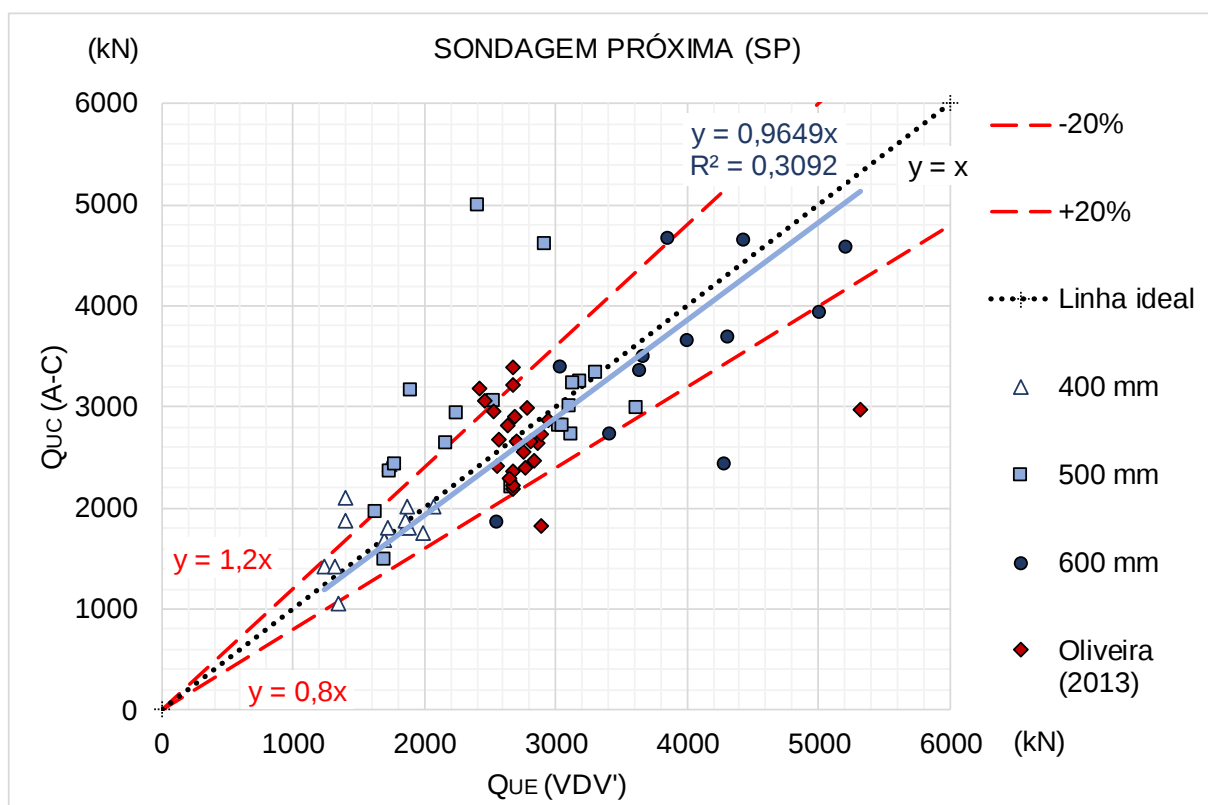
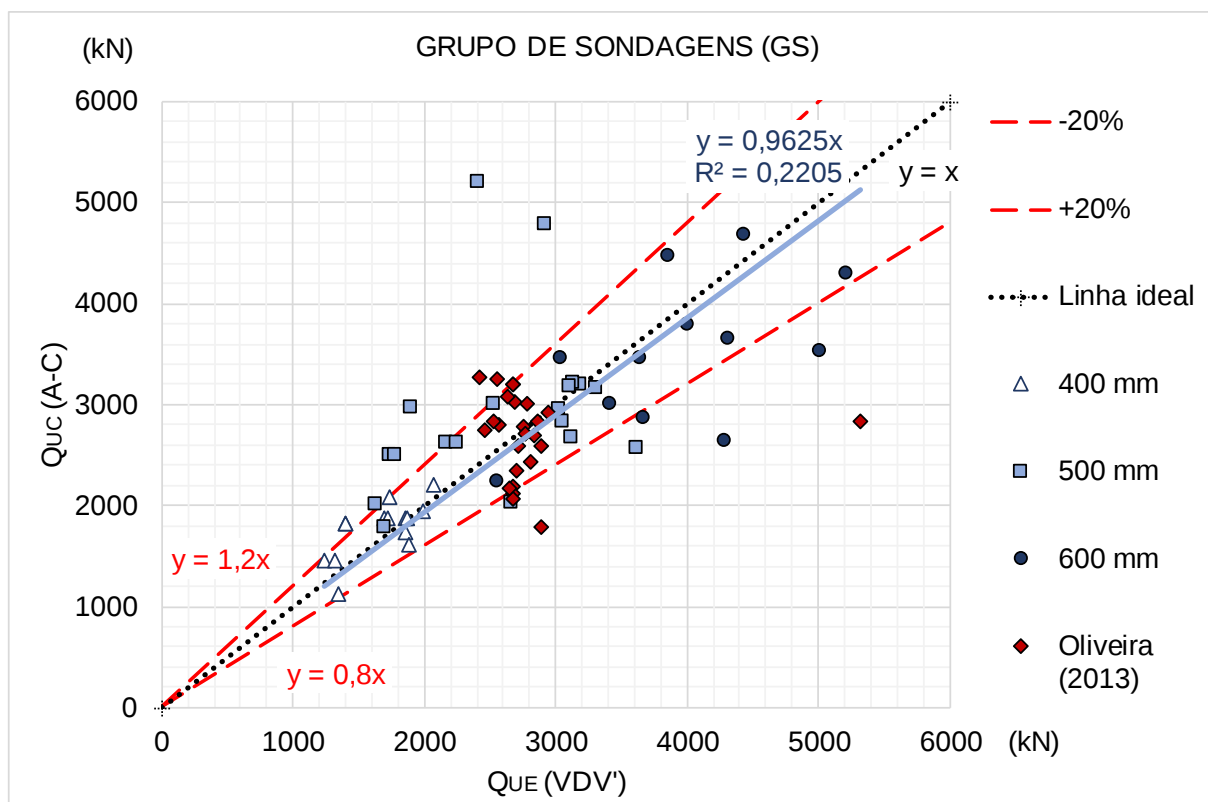
CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)



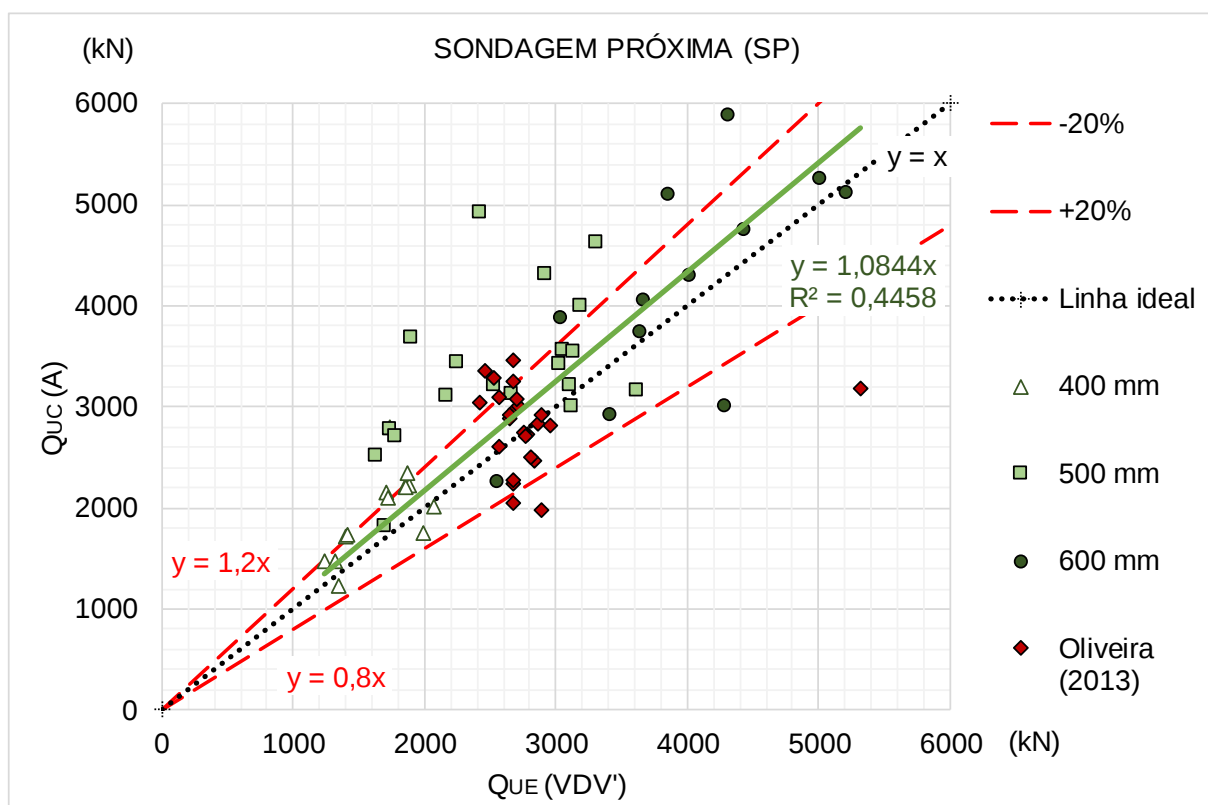
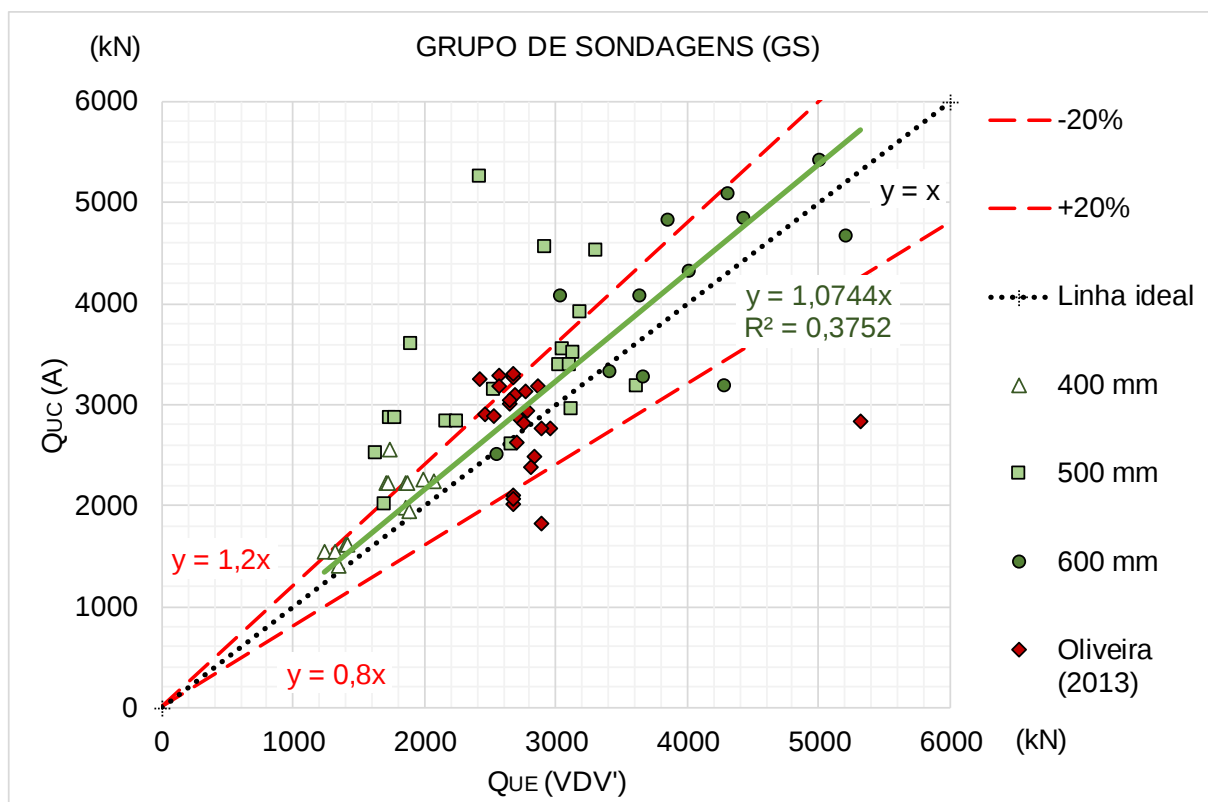
MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1996a)



MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

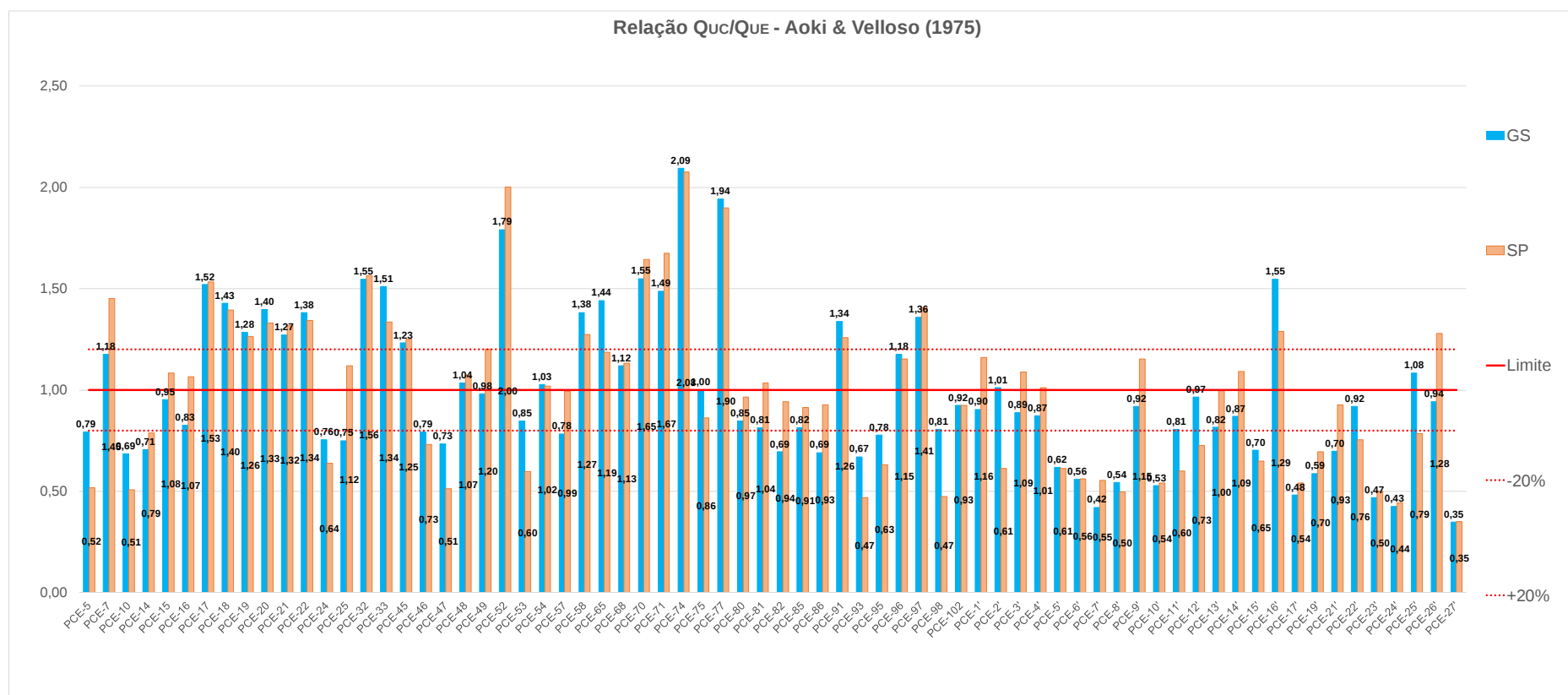


MÉTODO DE ALONSO (1996)

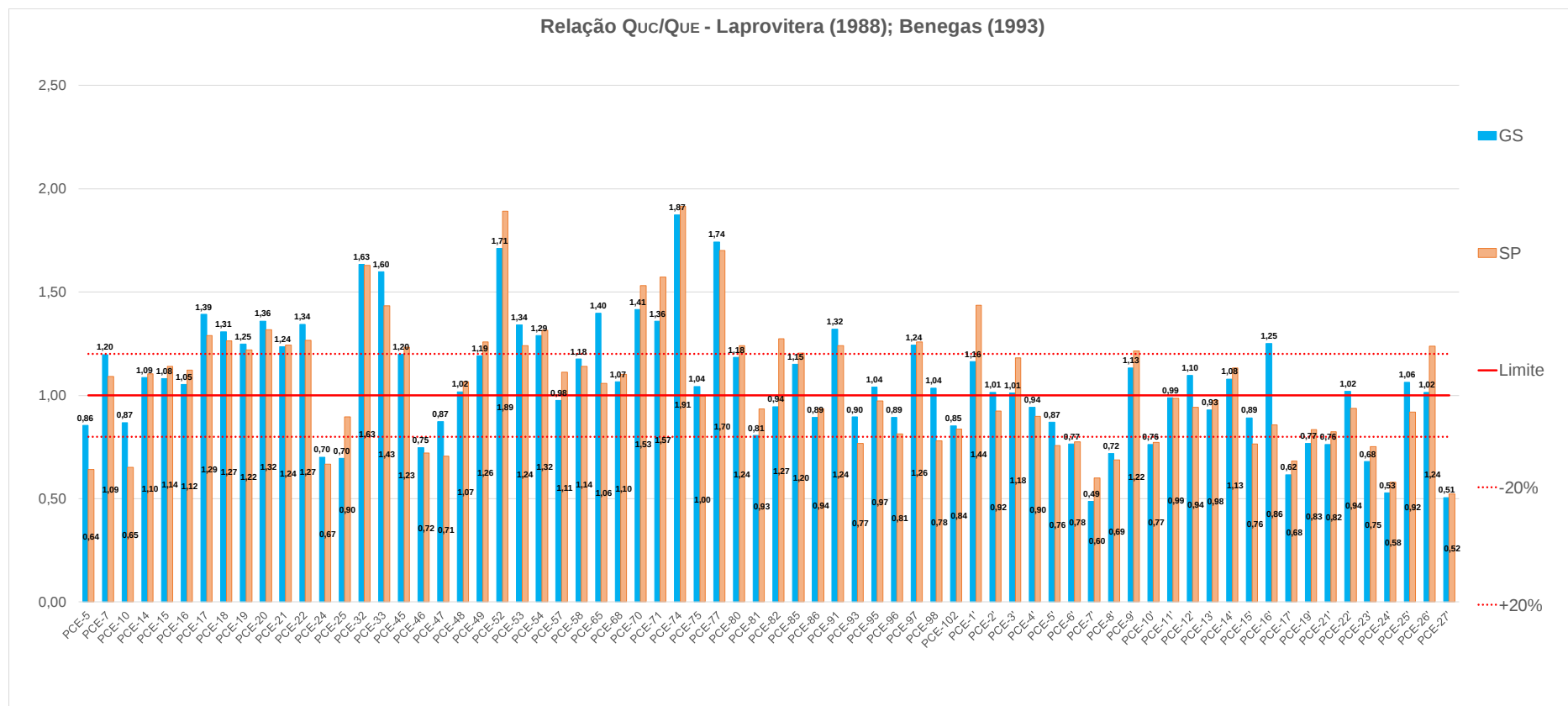


APÊNDICE C – Gráficos de barra da amostra total

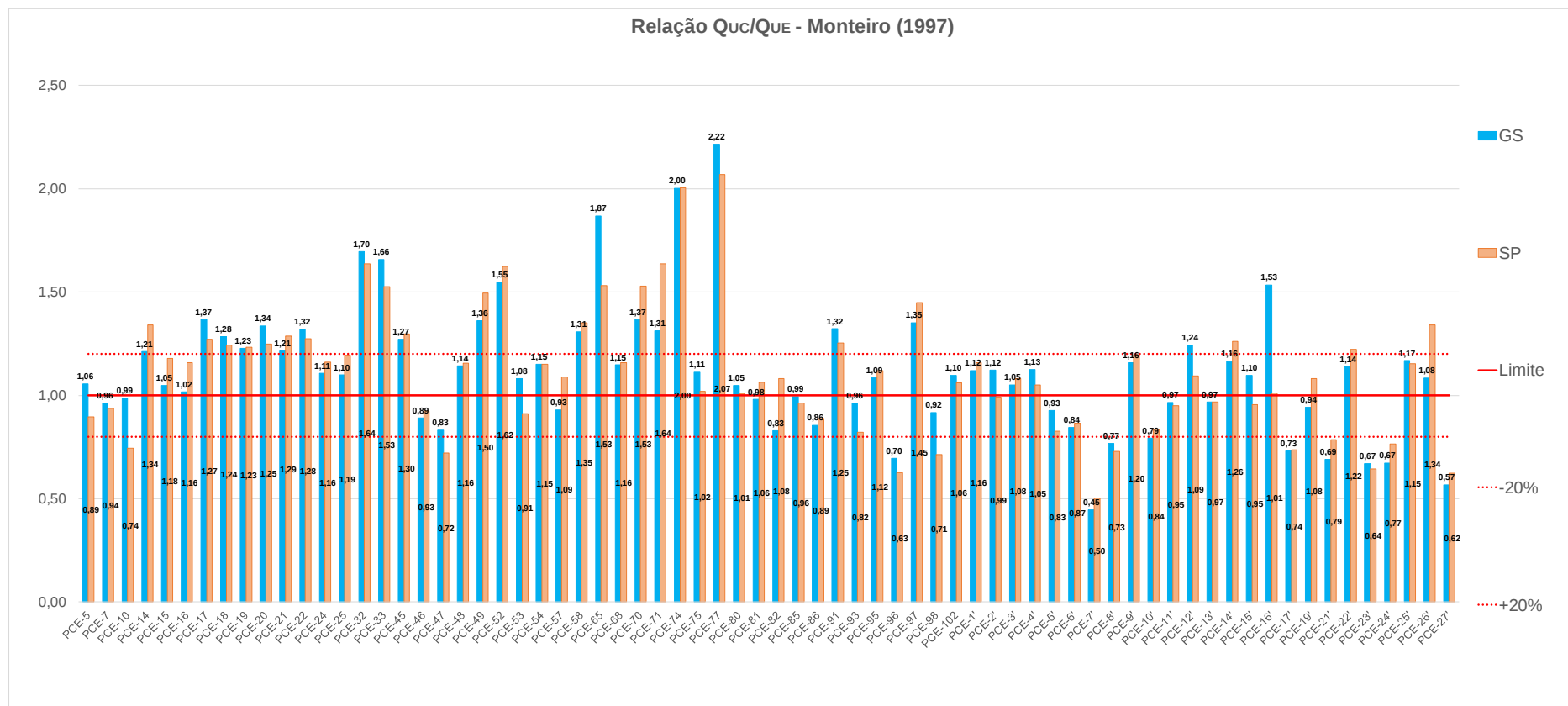
MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)



CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) E BENEGAS (1993)

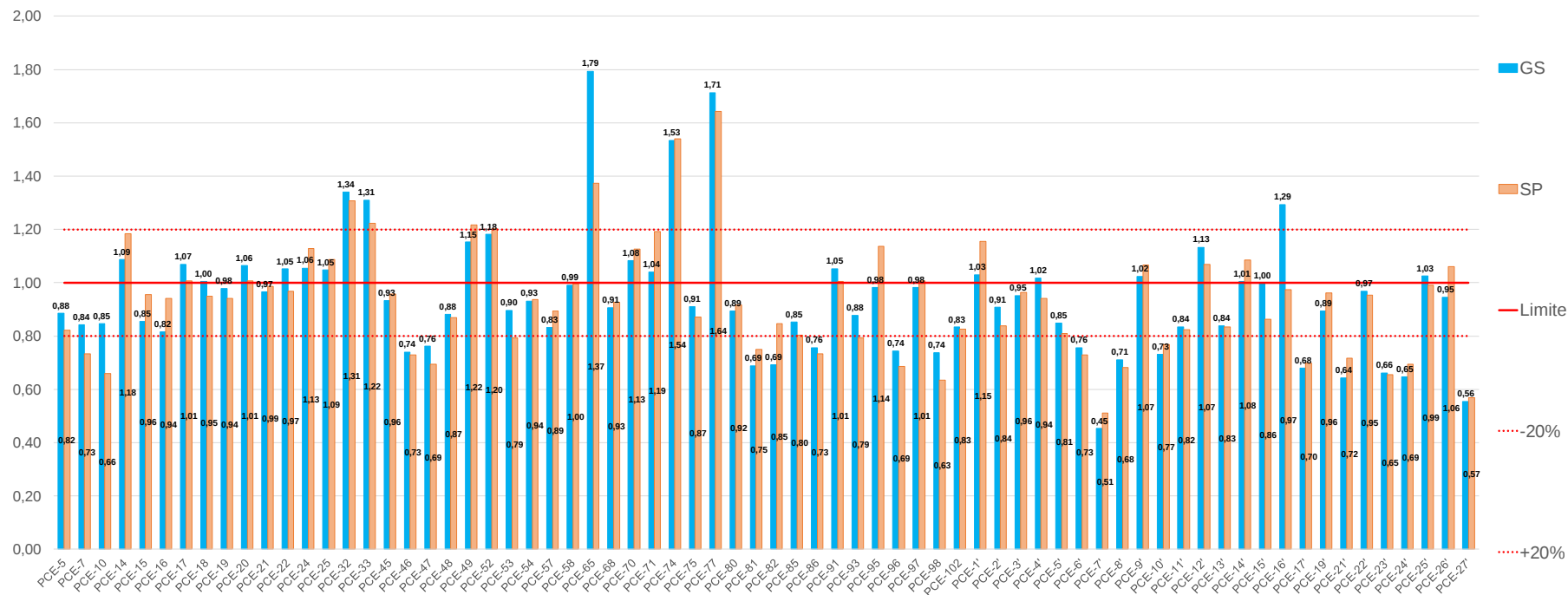


CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)



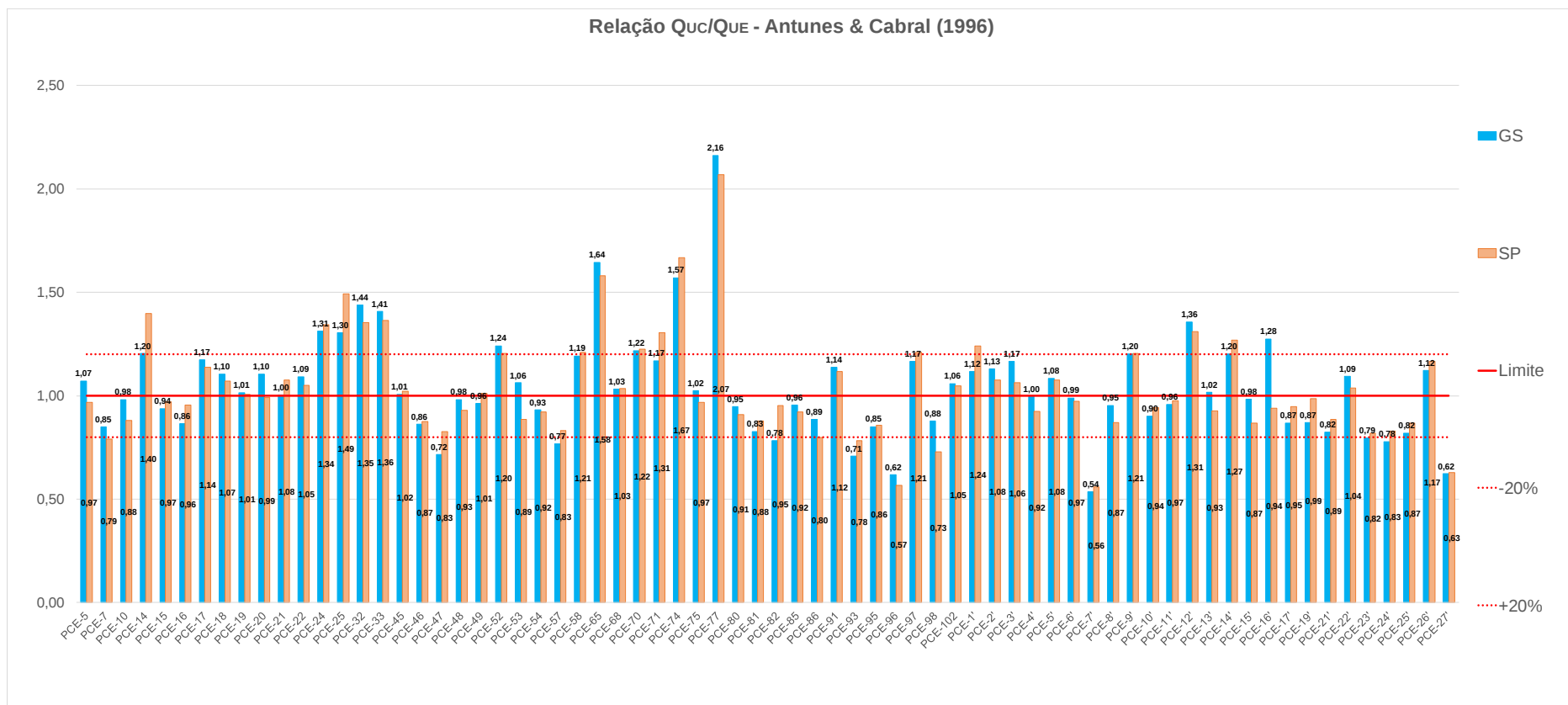
MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1996a)

Relação QUC/QUE - Decourt & Quaresma (1978; 1996a)

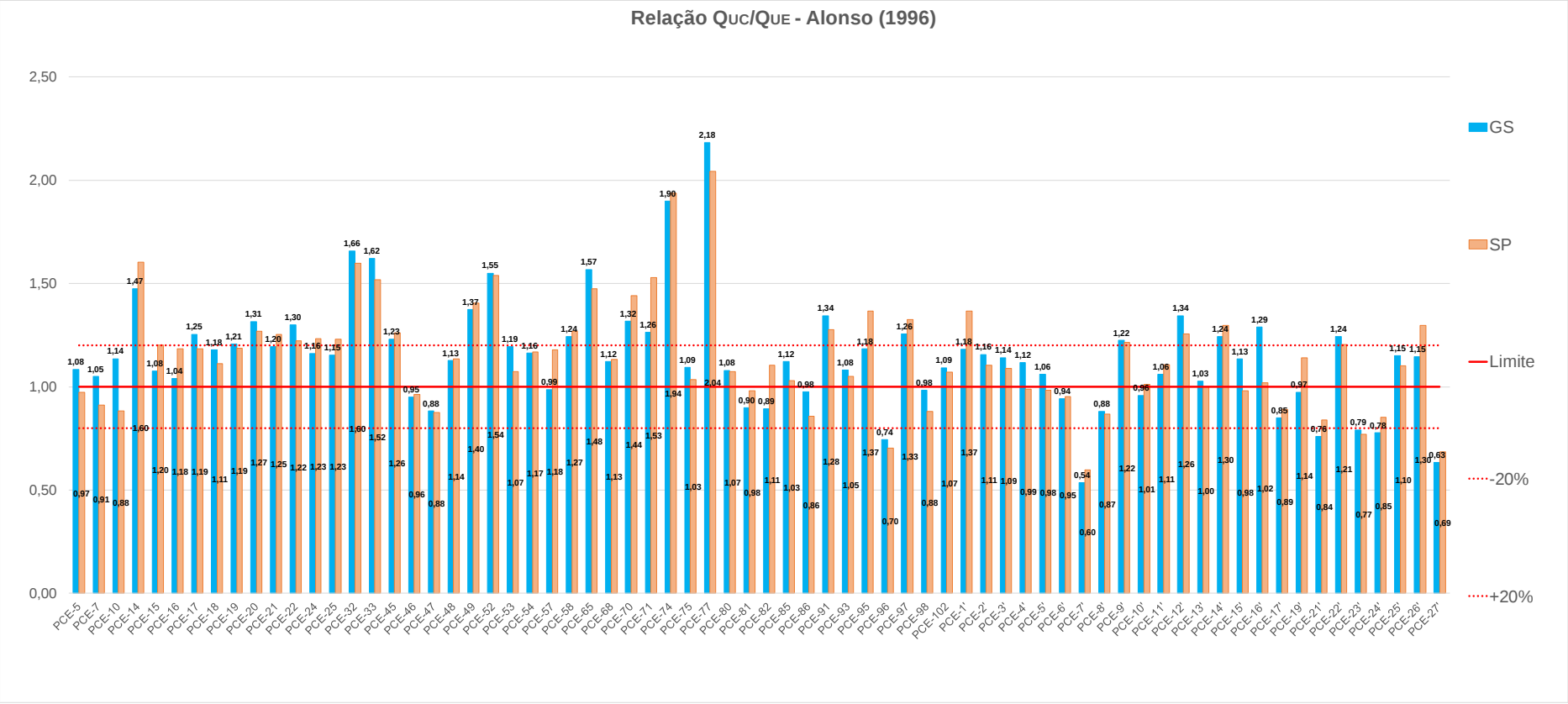


MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

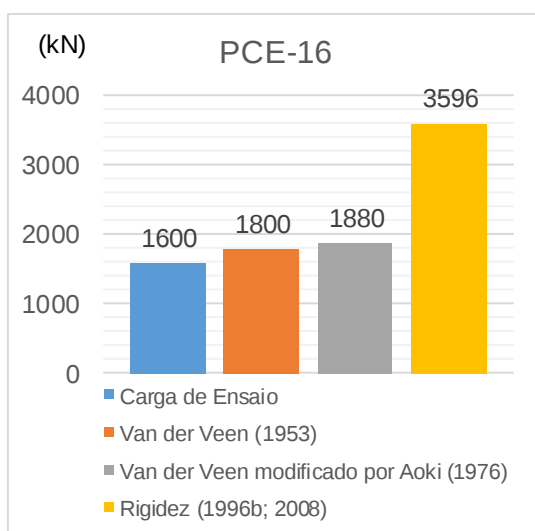
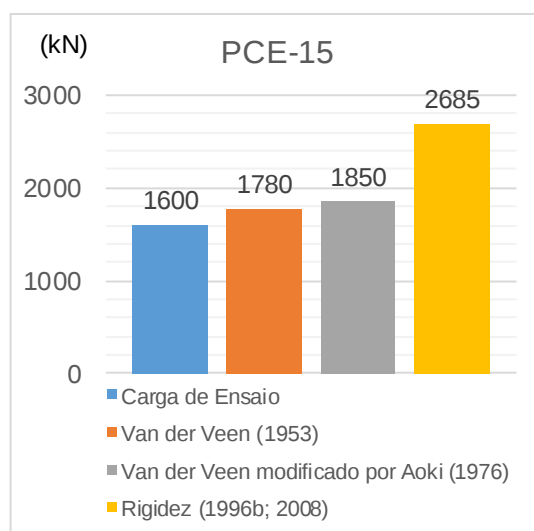
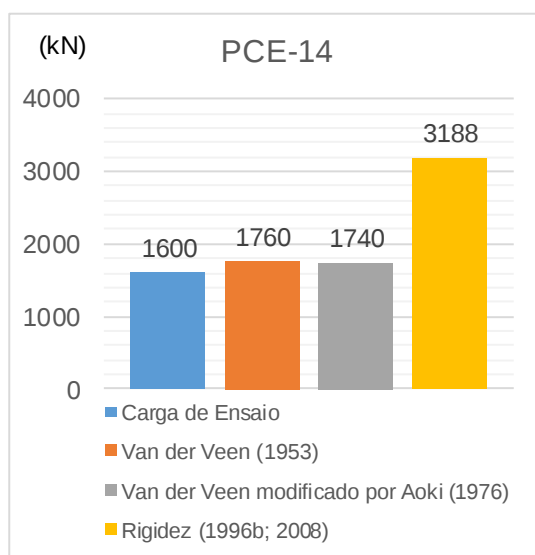
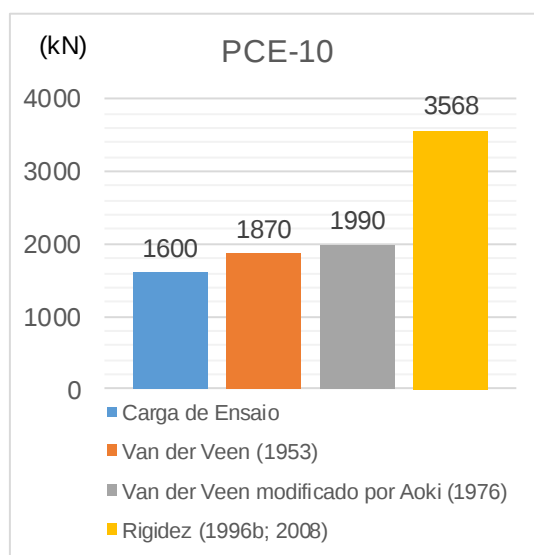
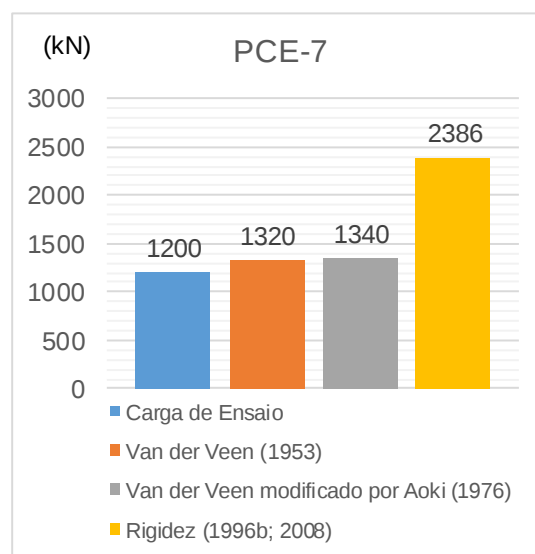
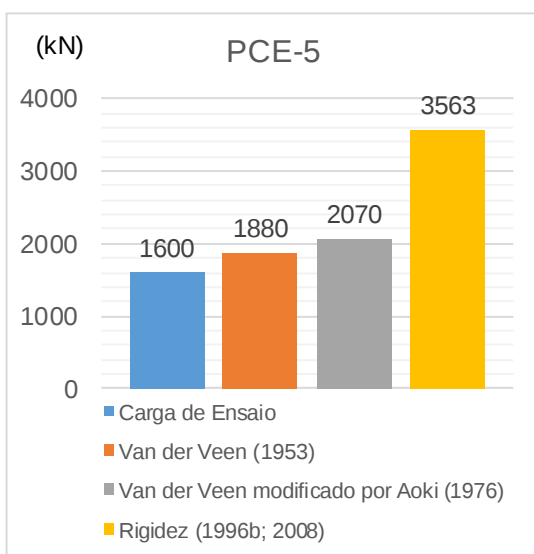
Relação Quc/Que - Antunes & Cabral (1996)

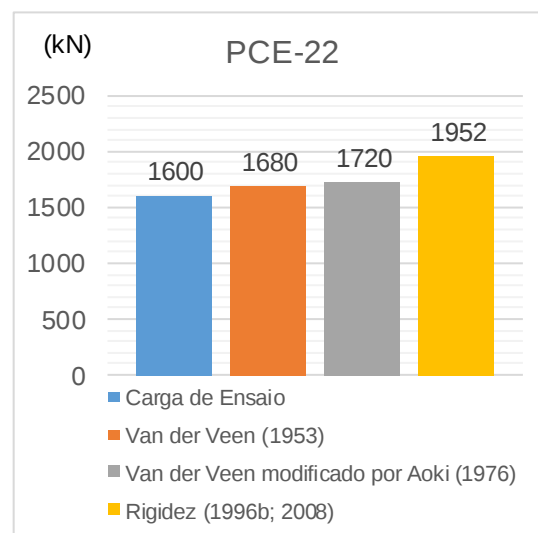
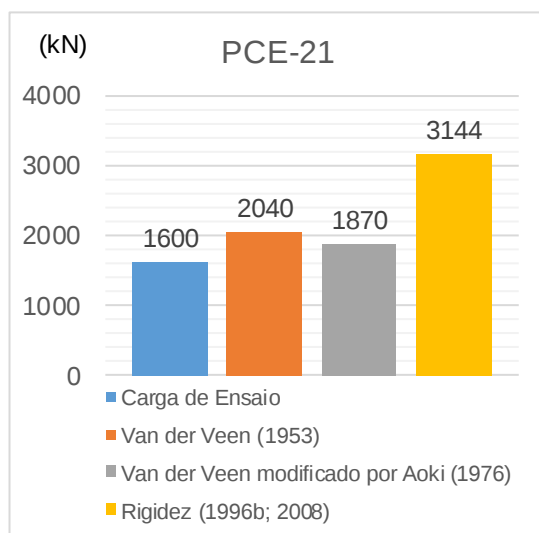
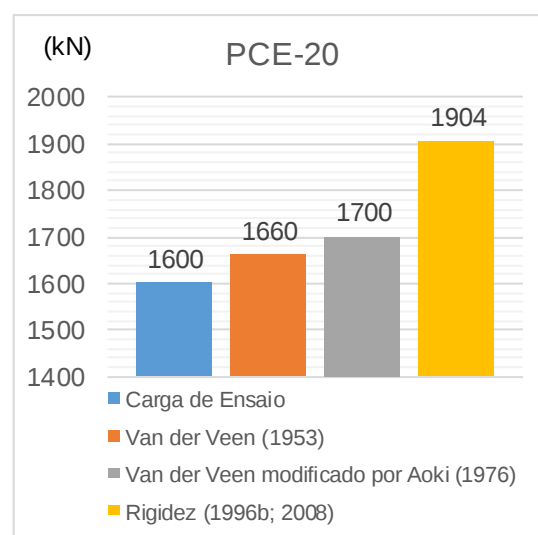
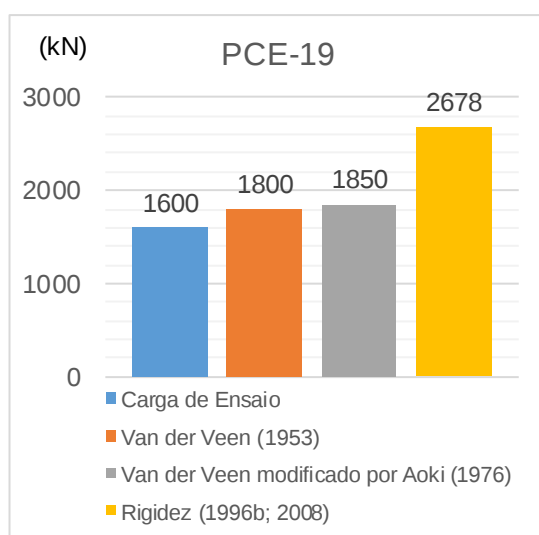
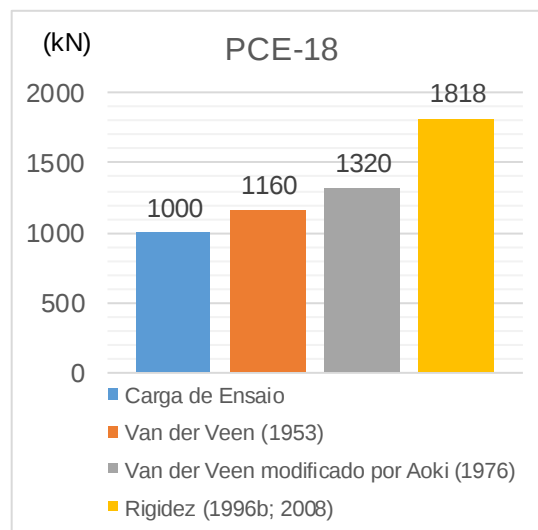
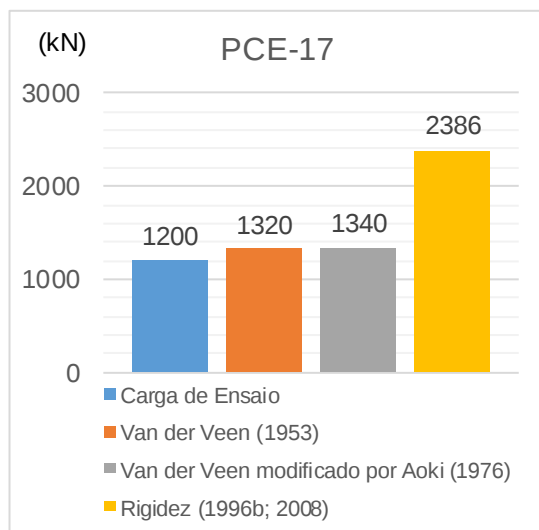


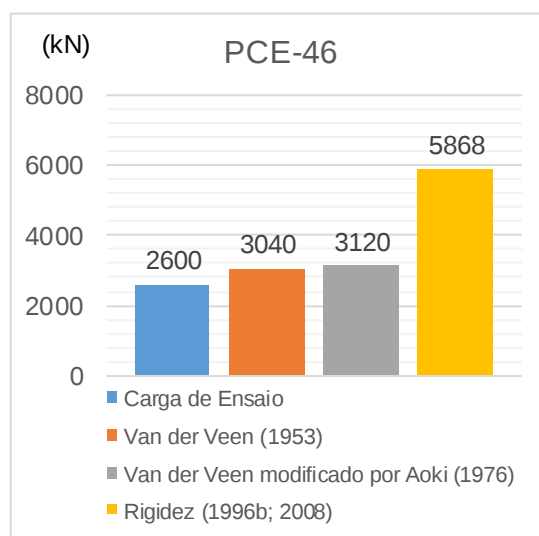
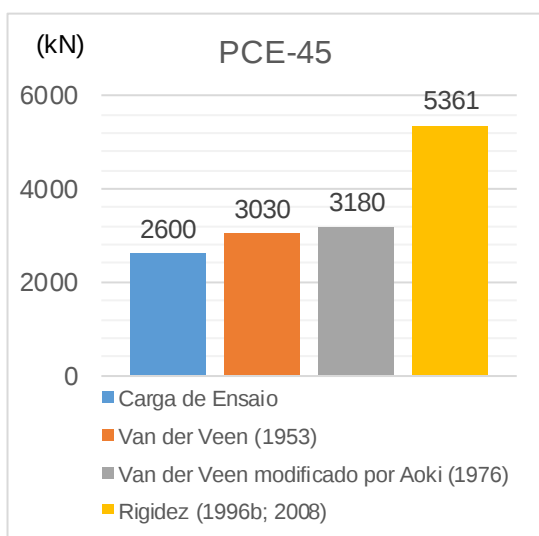
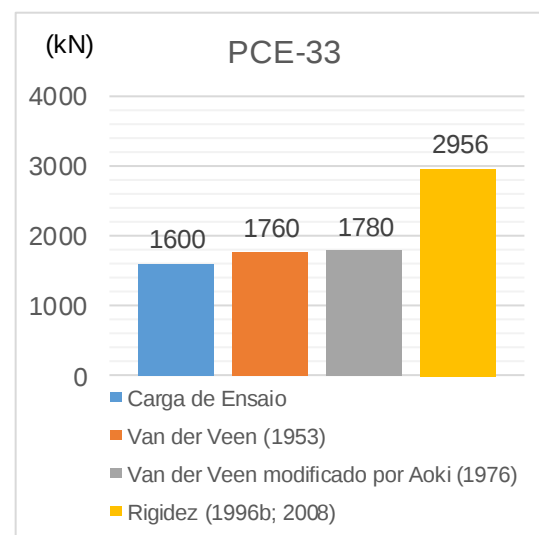
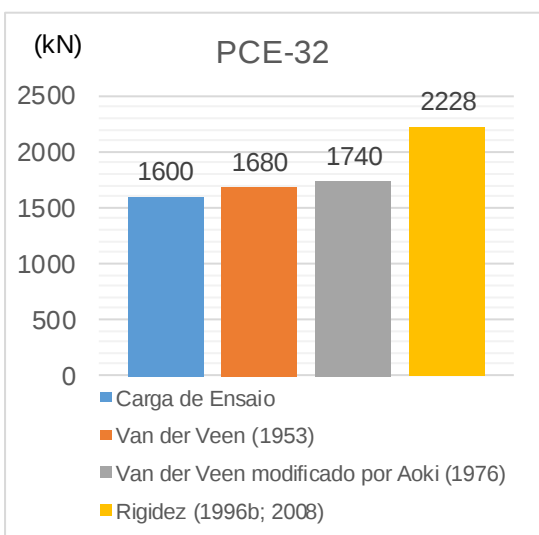
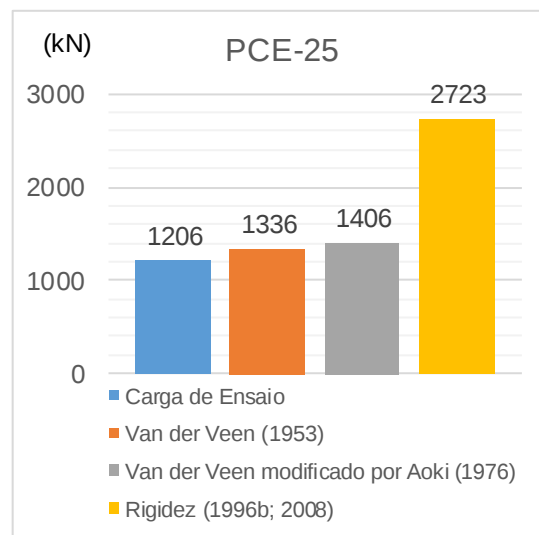
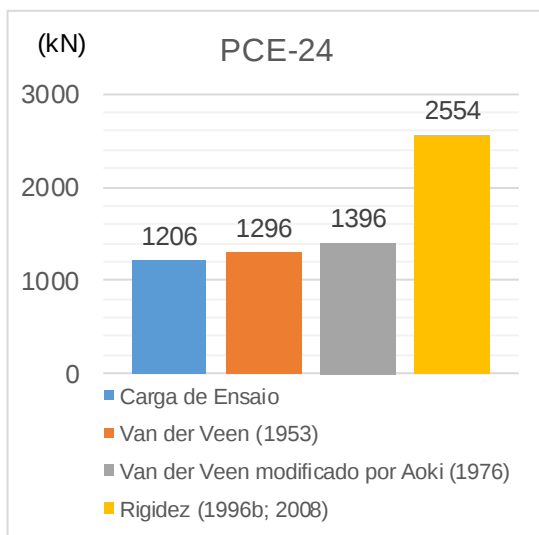
MÉTODO DE ALONSO (1996)

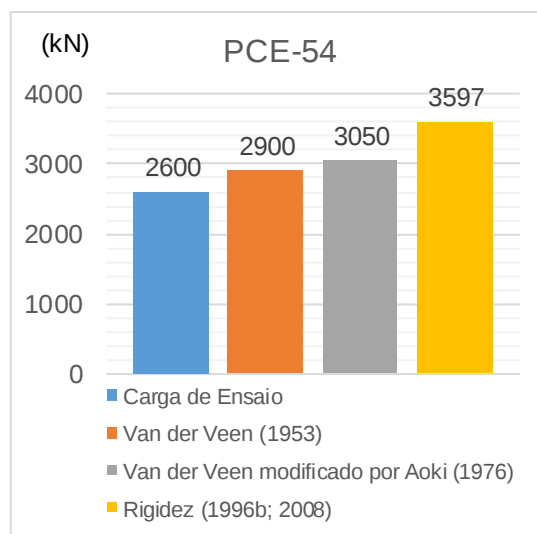
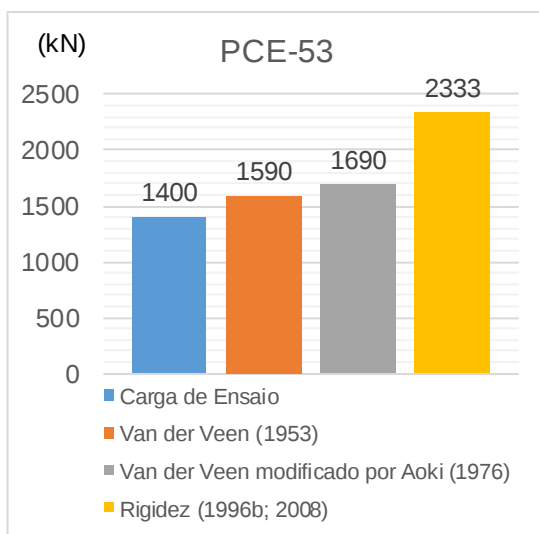
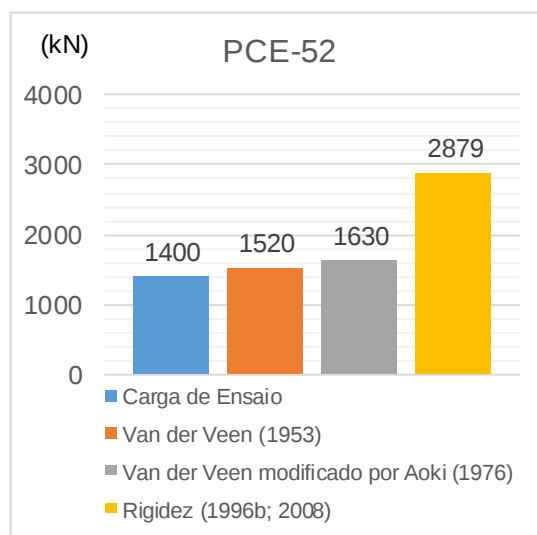
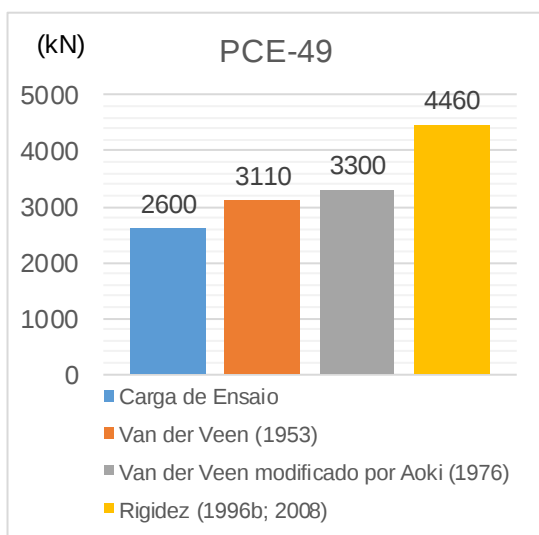
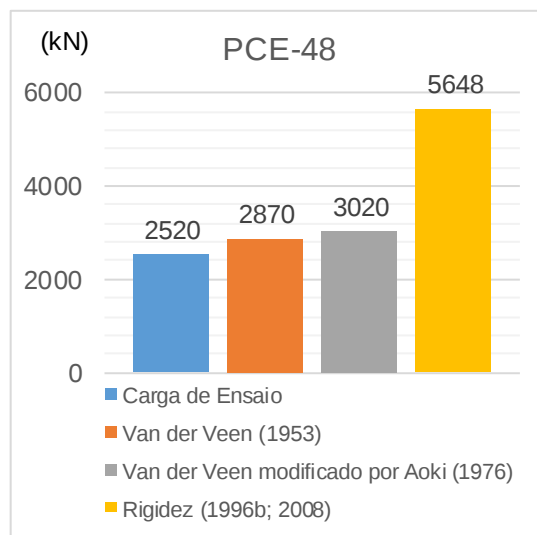
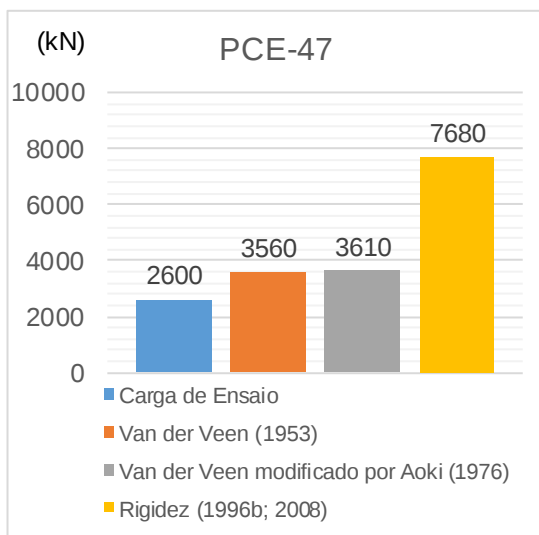


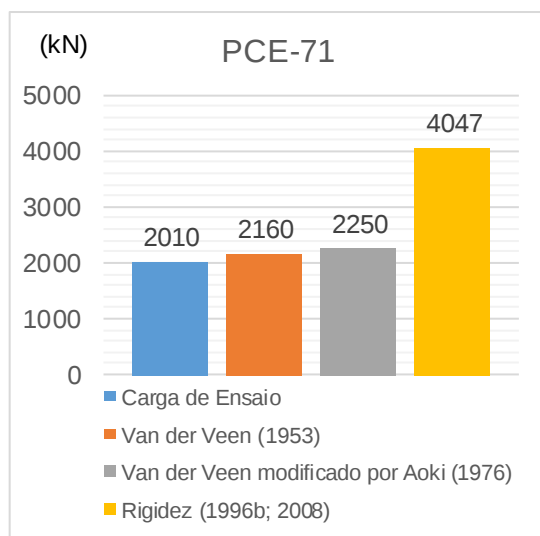
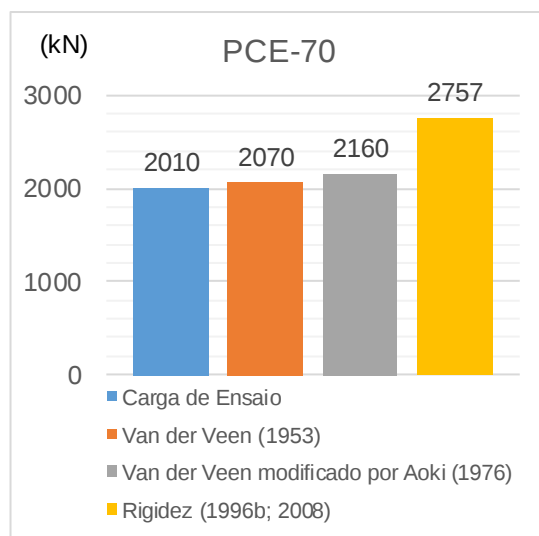
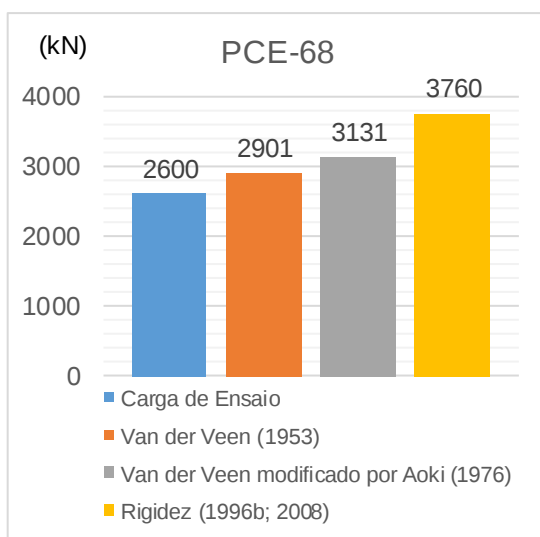
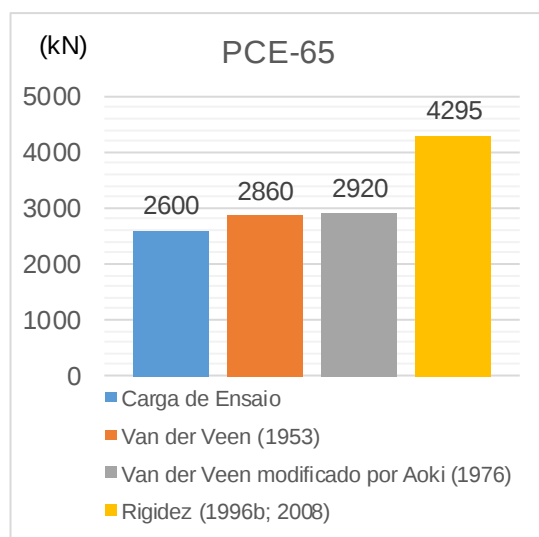
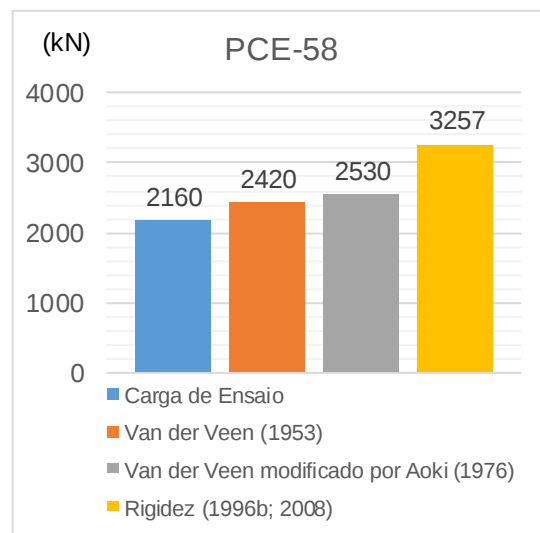
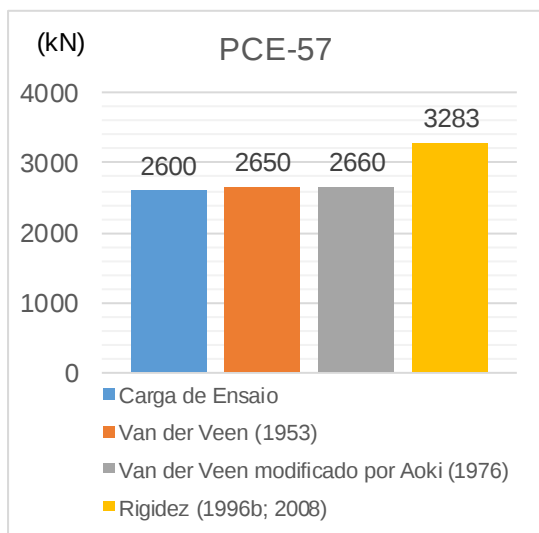
APÊNDICE D – Comparativo entre os métodos de extrapolação

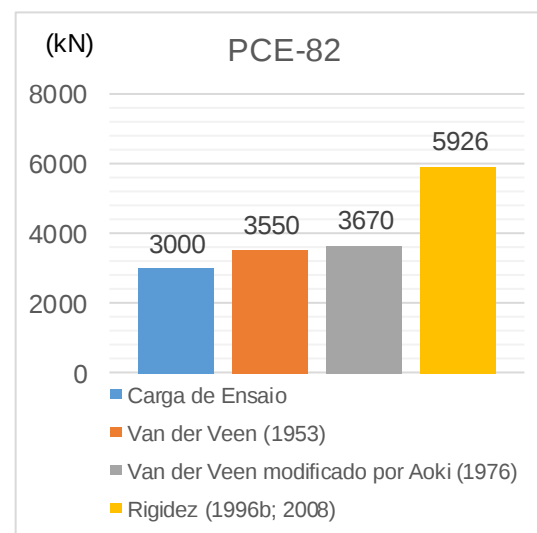
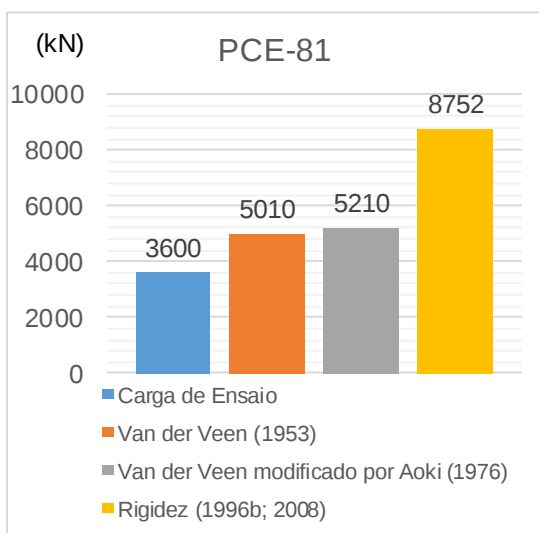
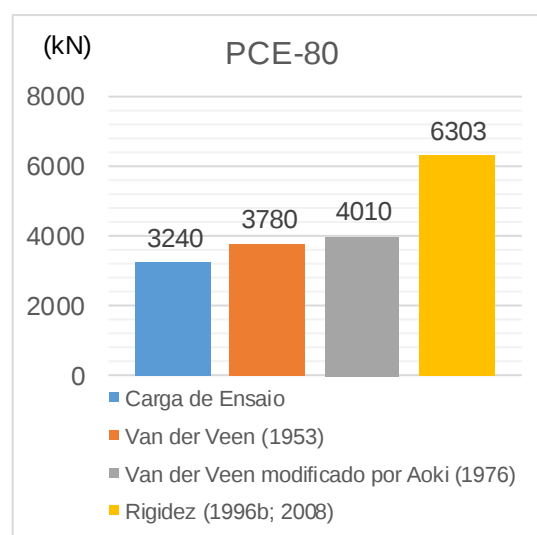
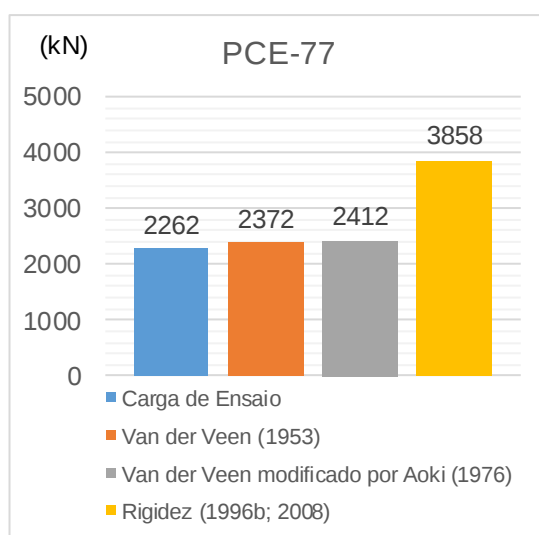
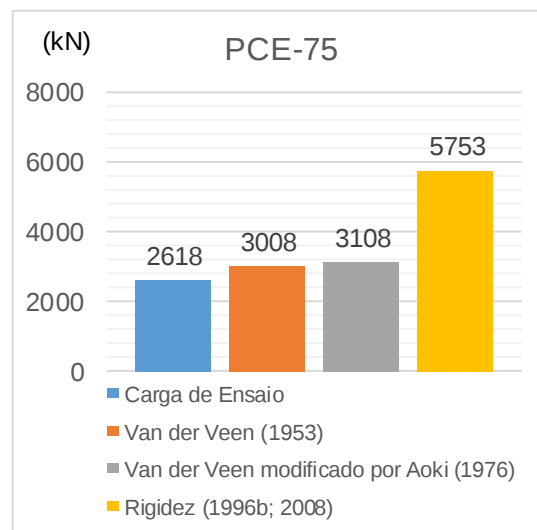
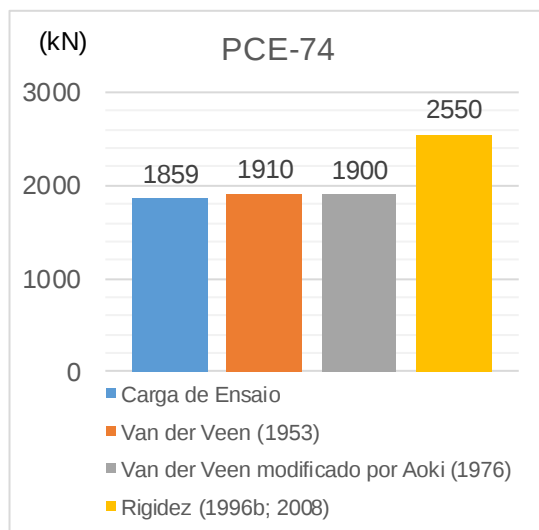


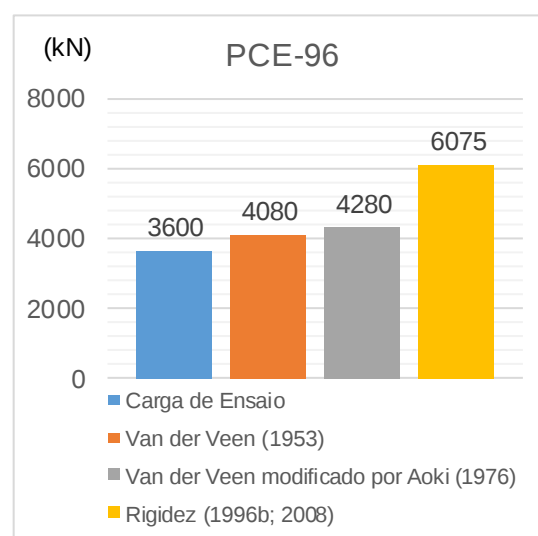
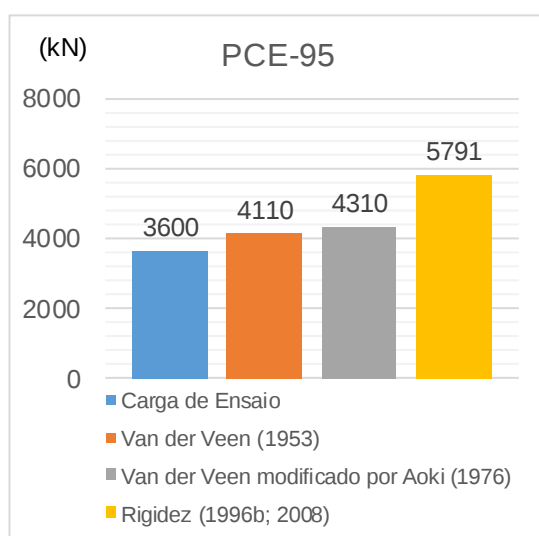
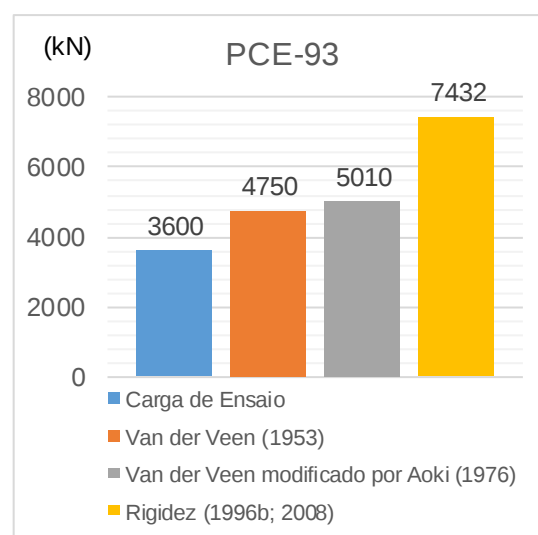
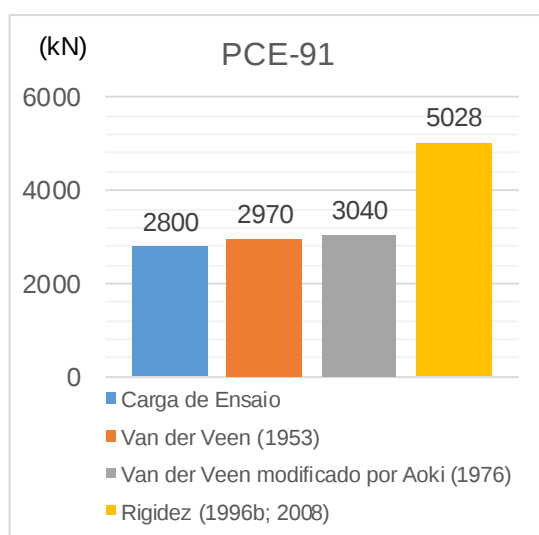
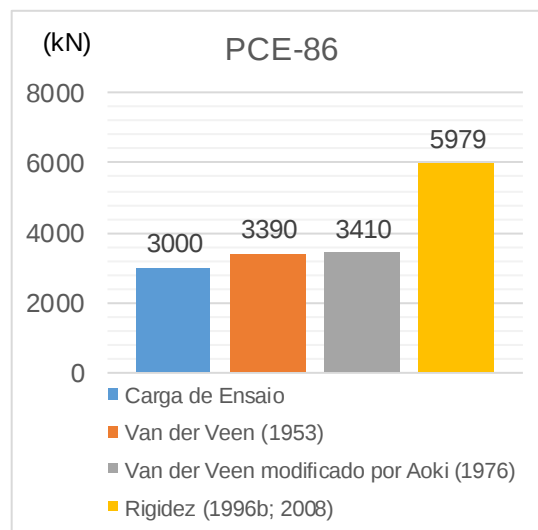
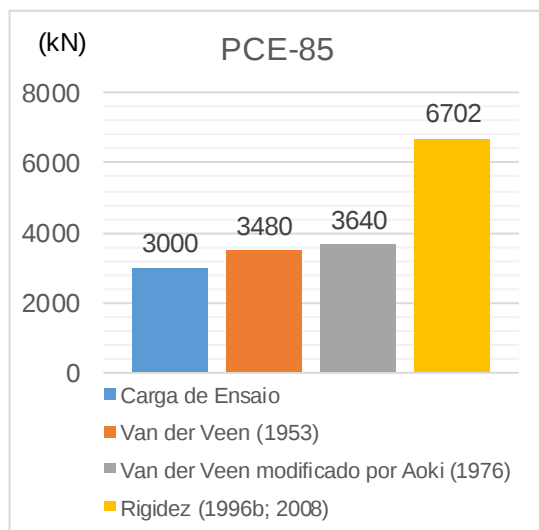


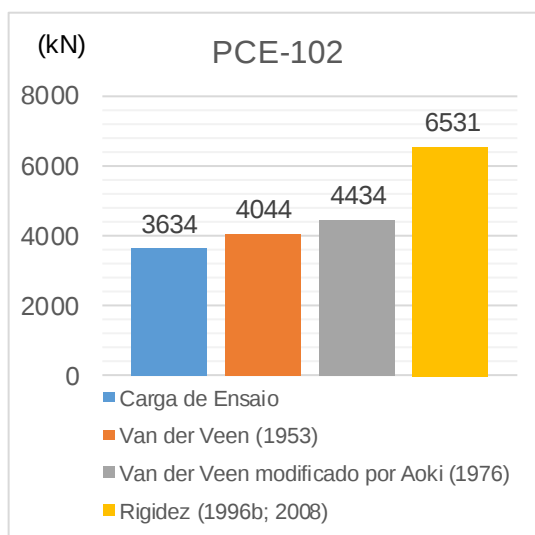
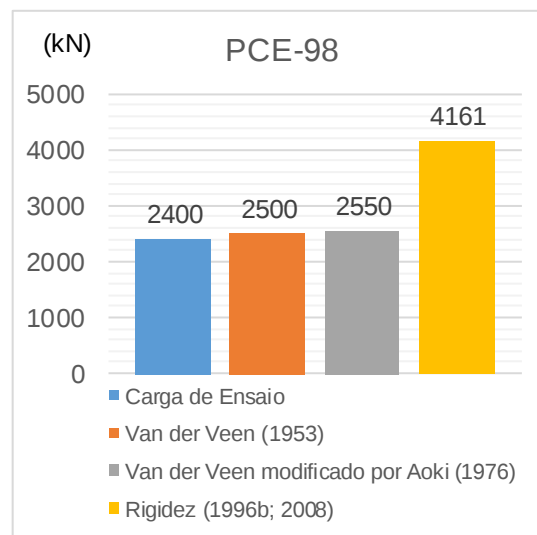
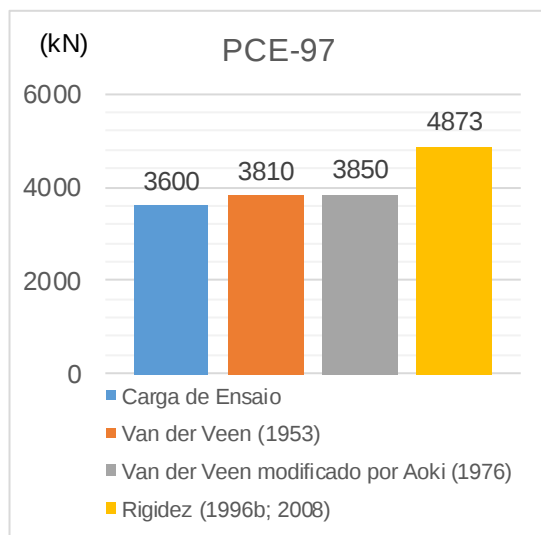






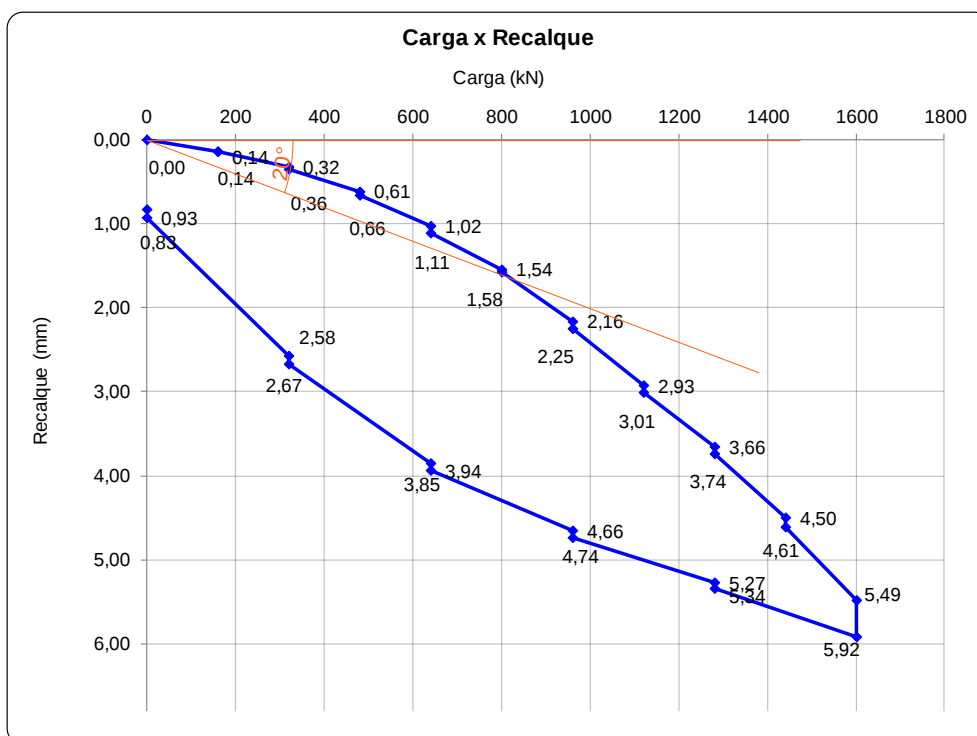




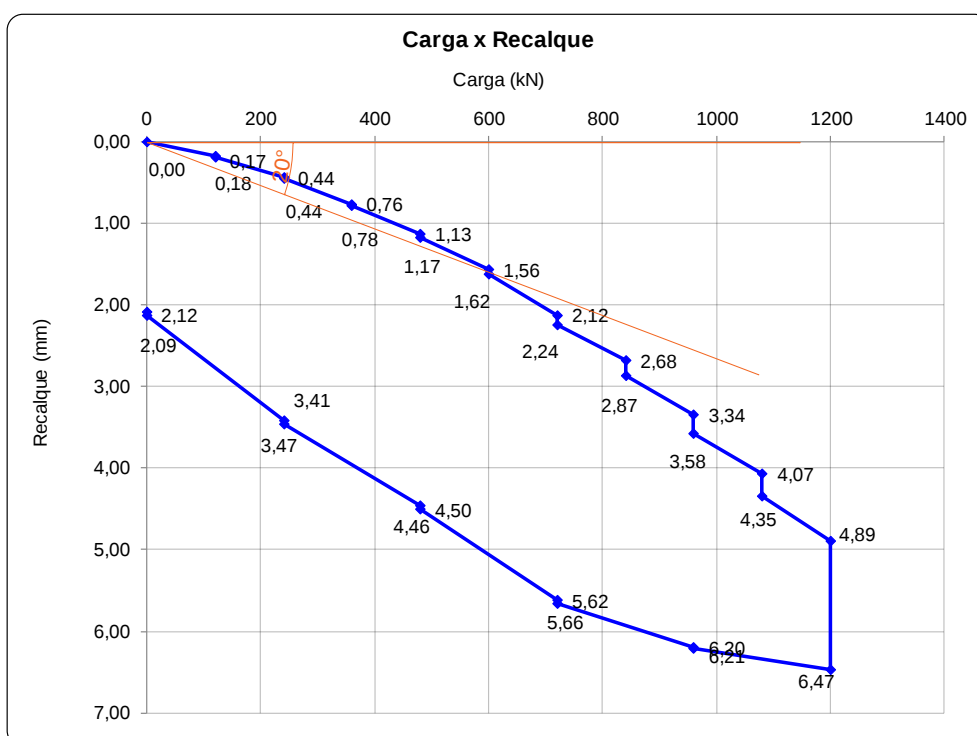


ANEXO – Resultados de Provas de Carga Estáticas

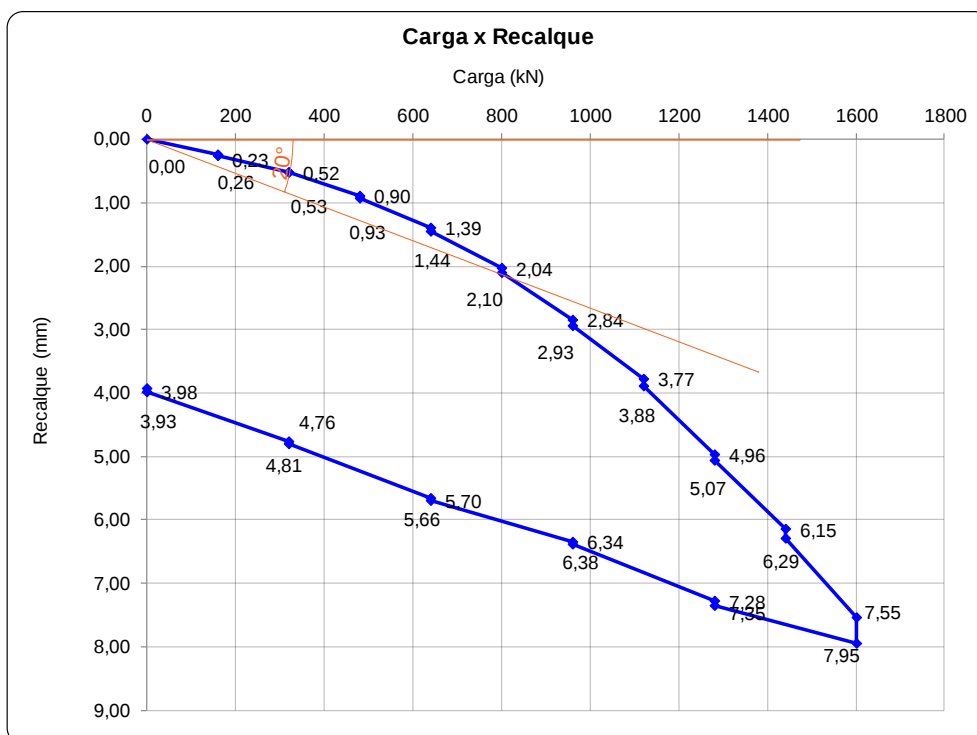
PCE-5



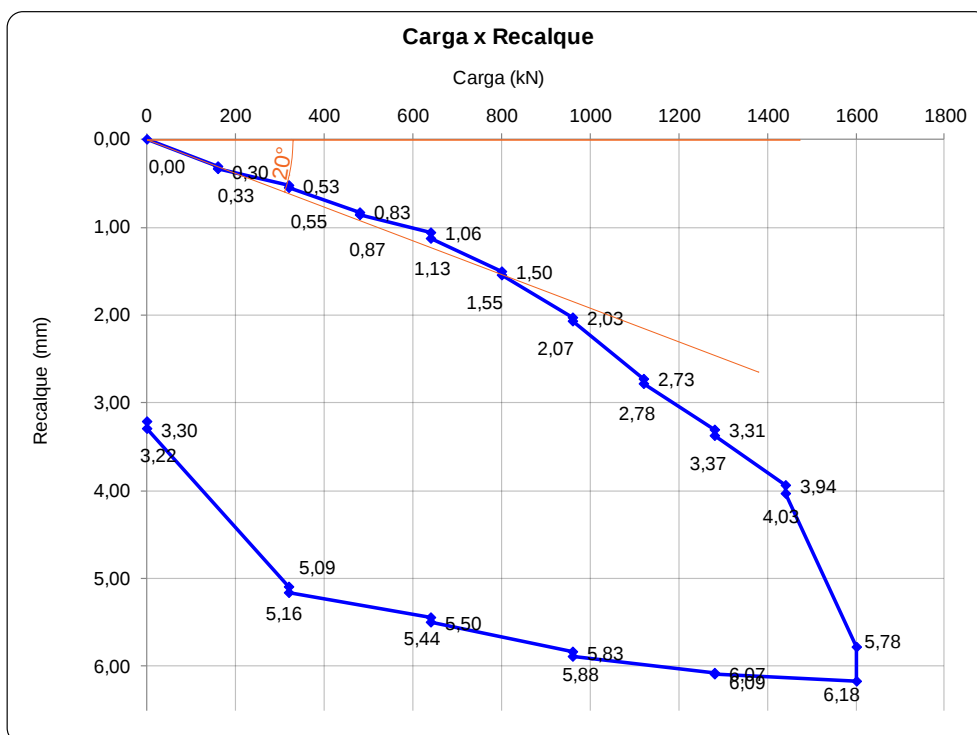
PCE-7



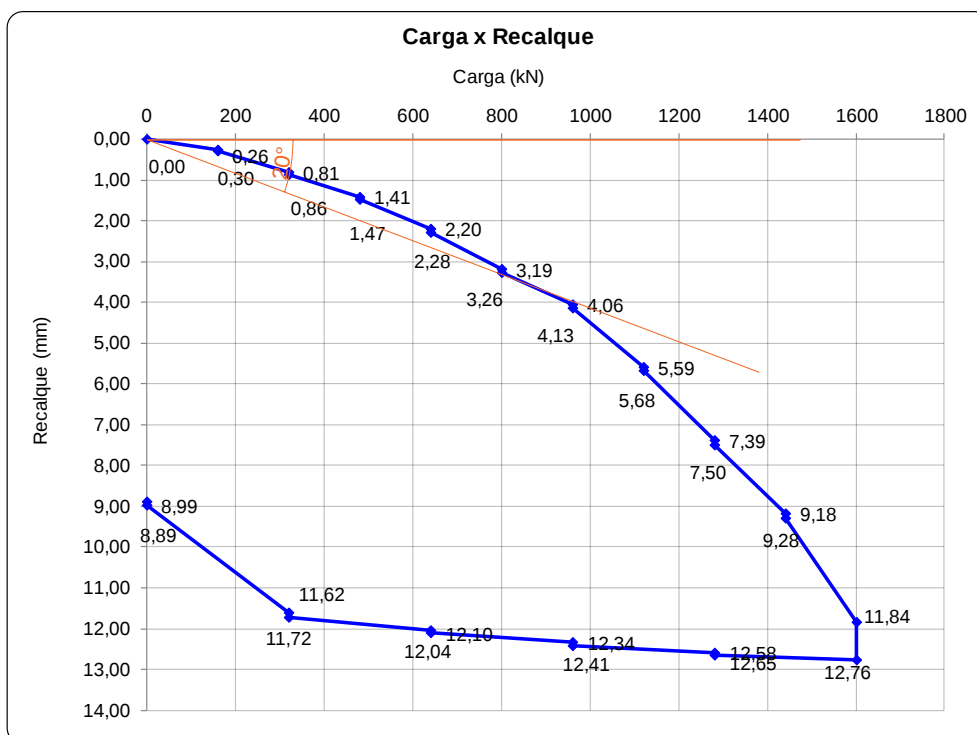
PCE-10



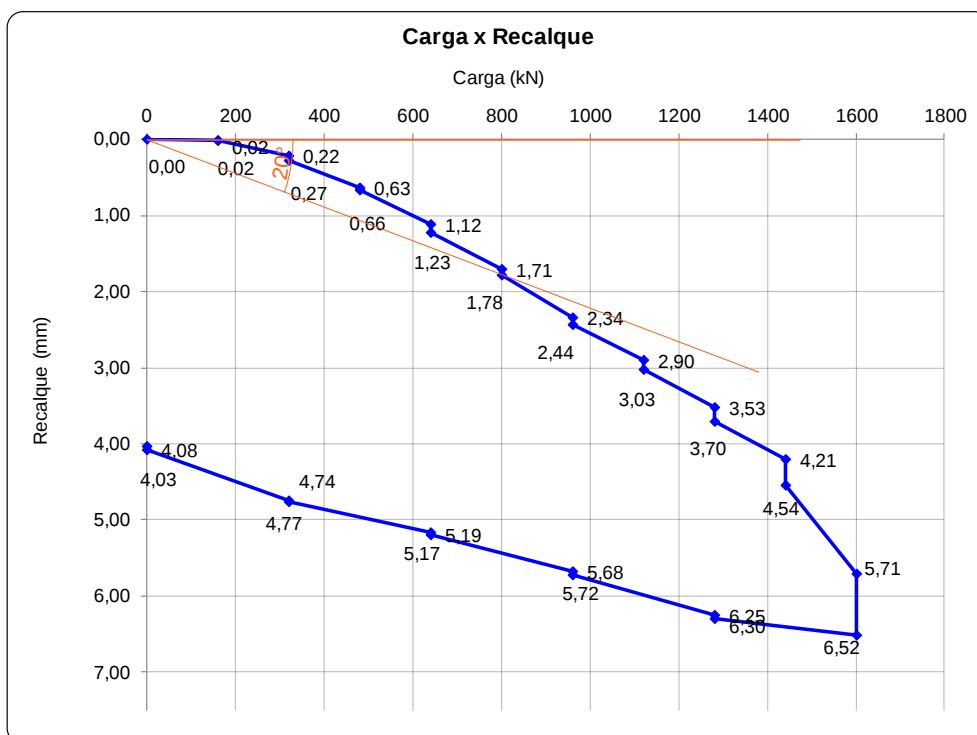
PCE-14



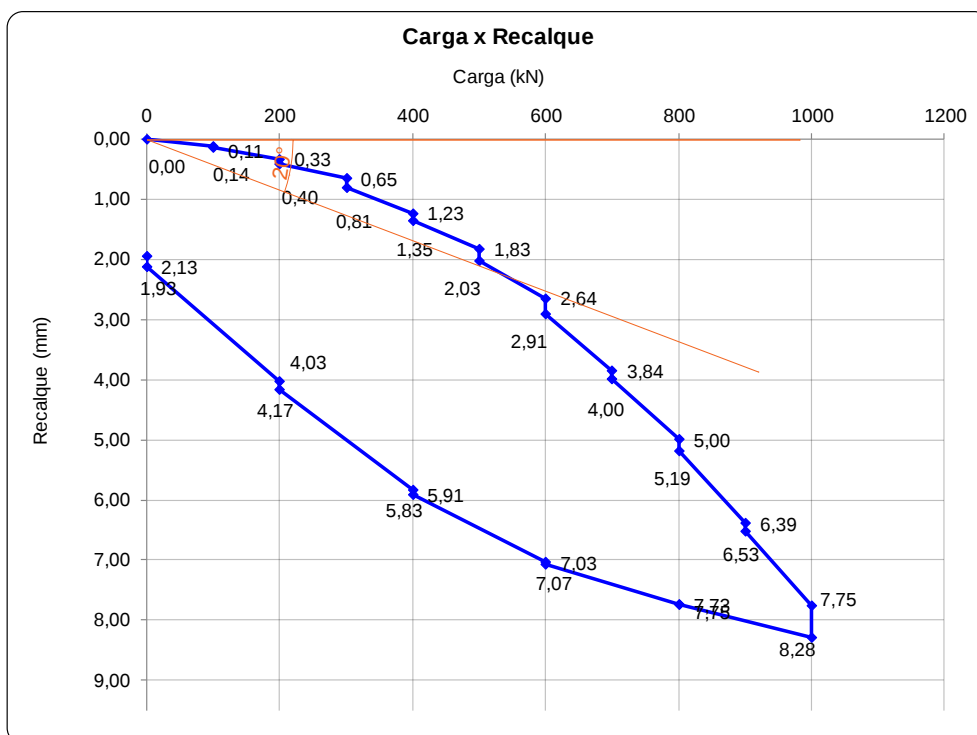
PCE-15



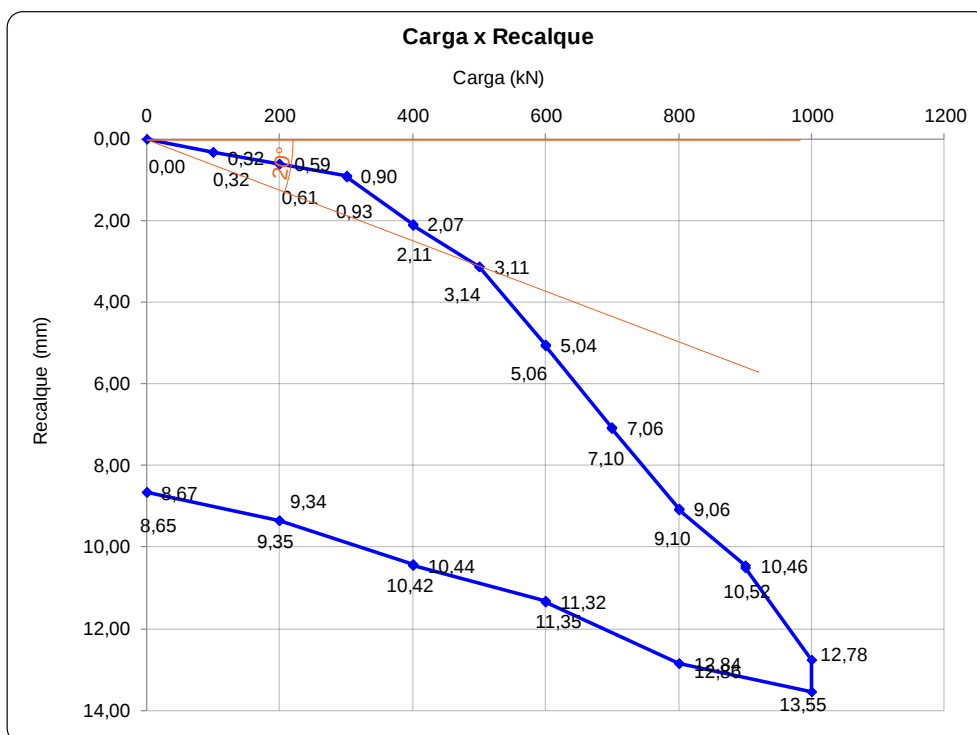
PCE-16

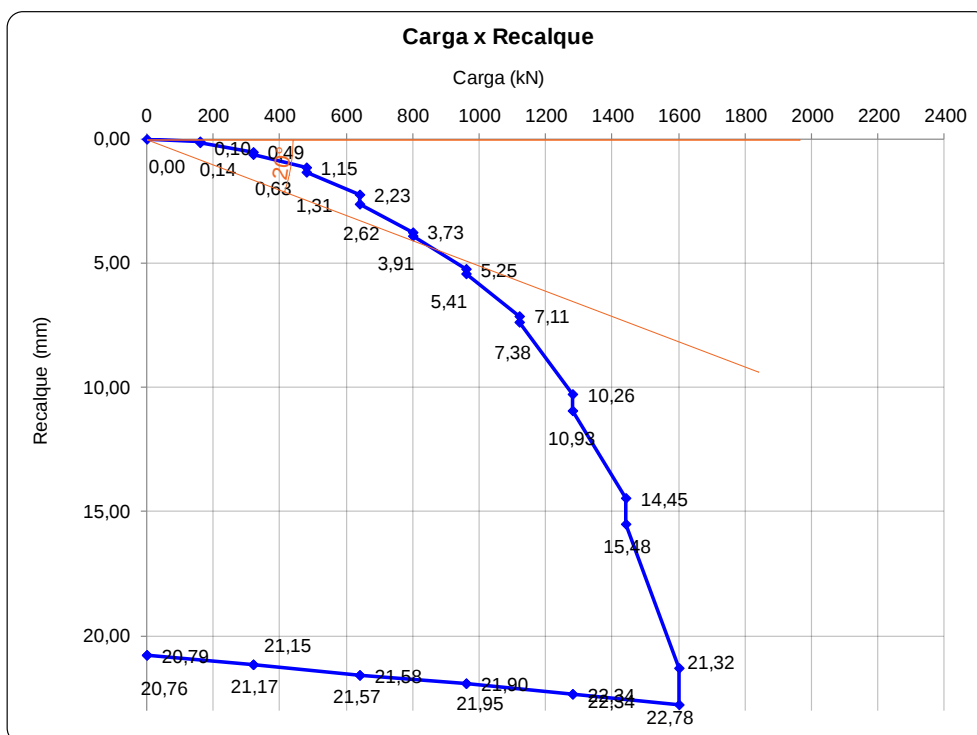


PCE-17

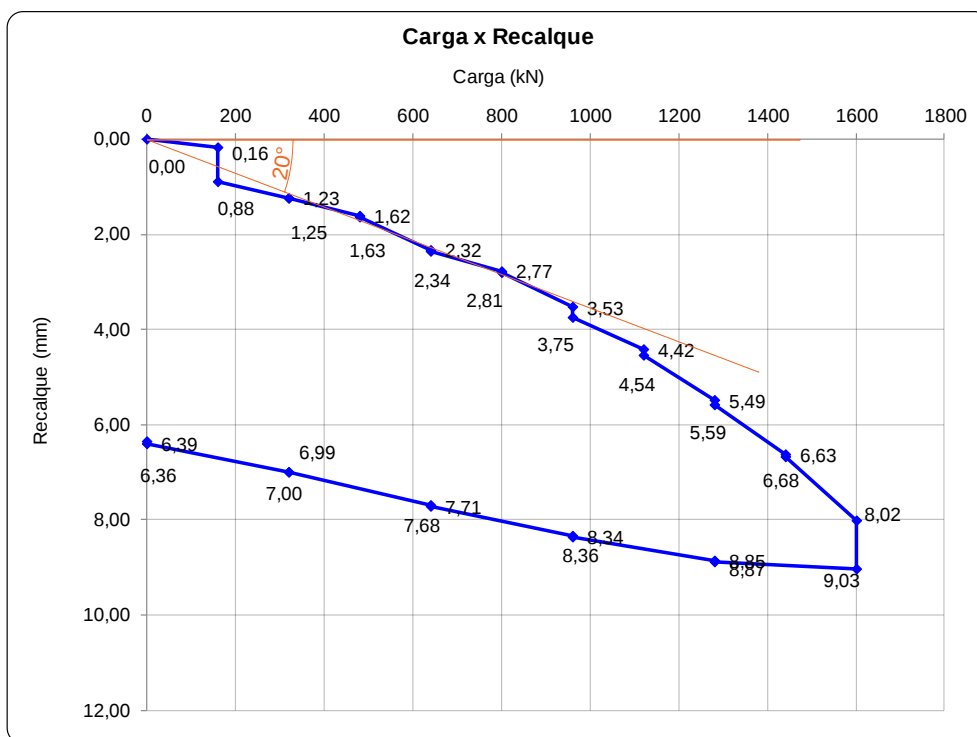


PCE-18

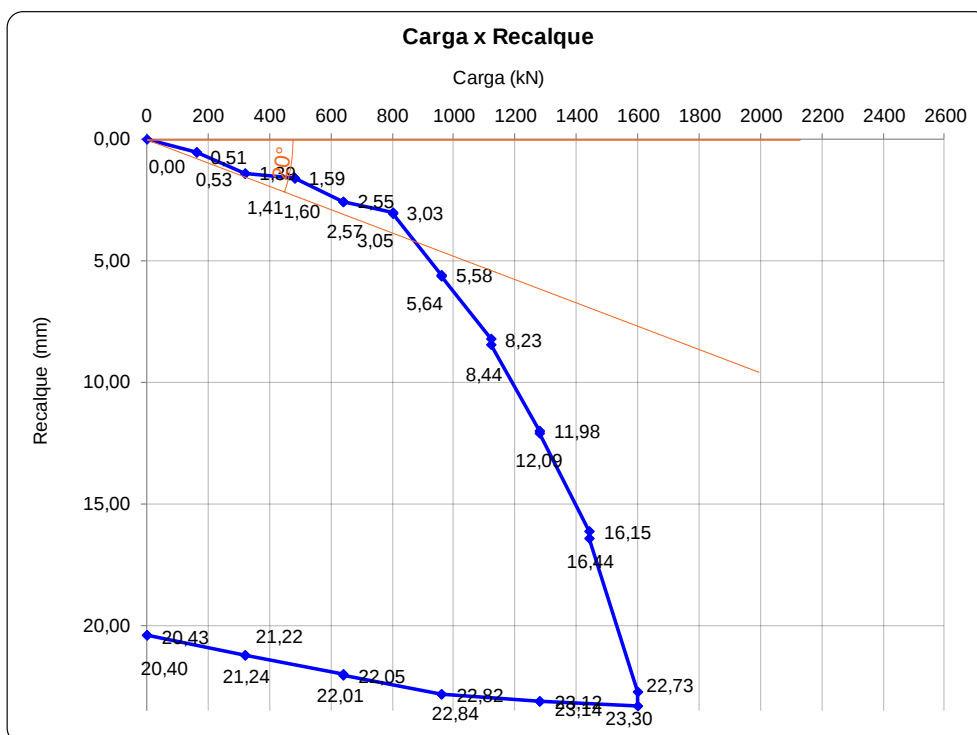




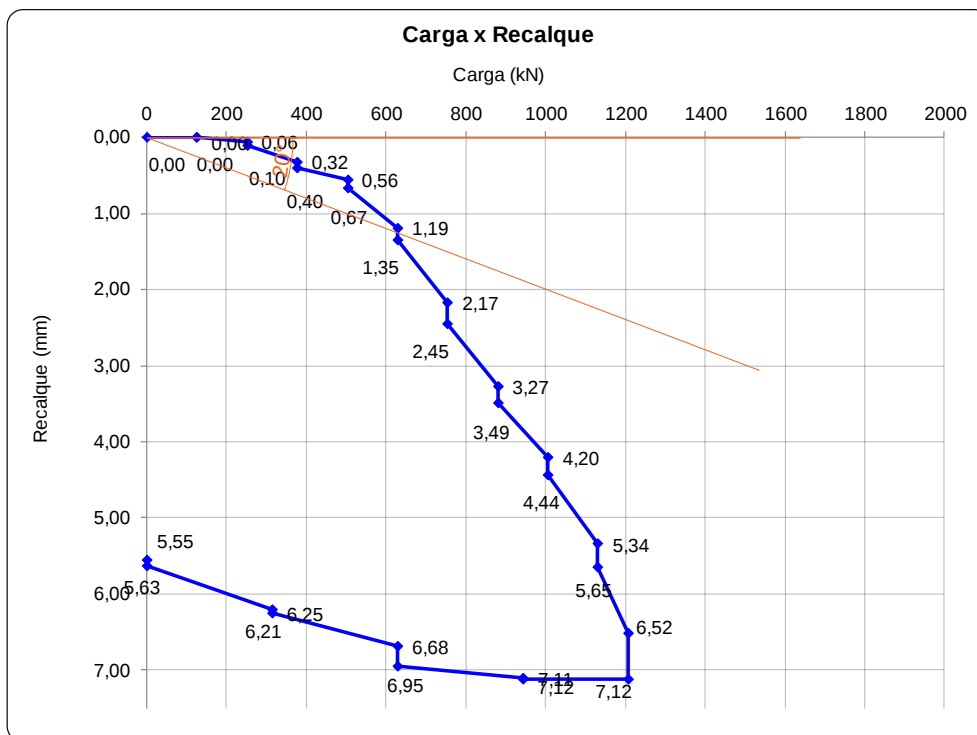
PCE-21



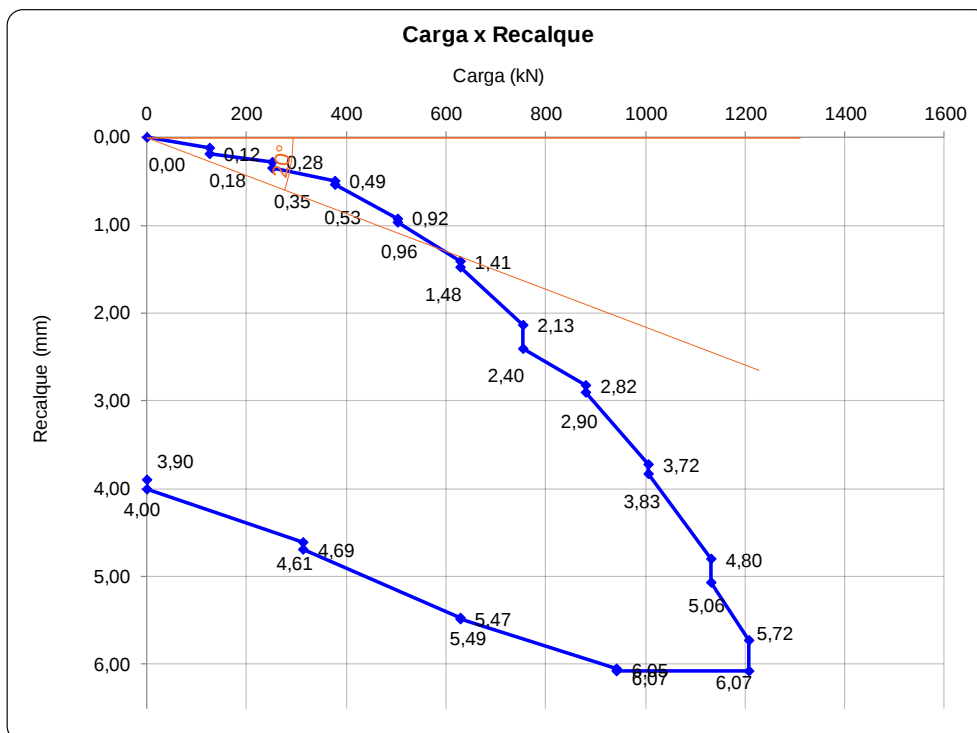
PCE-22



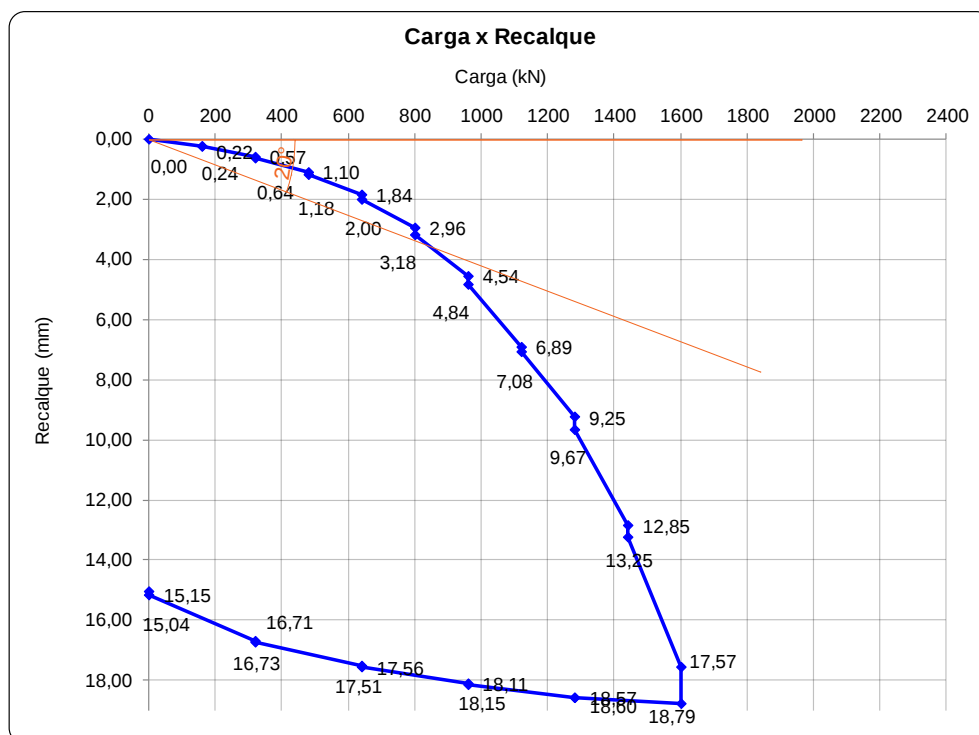
PCE-24



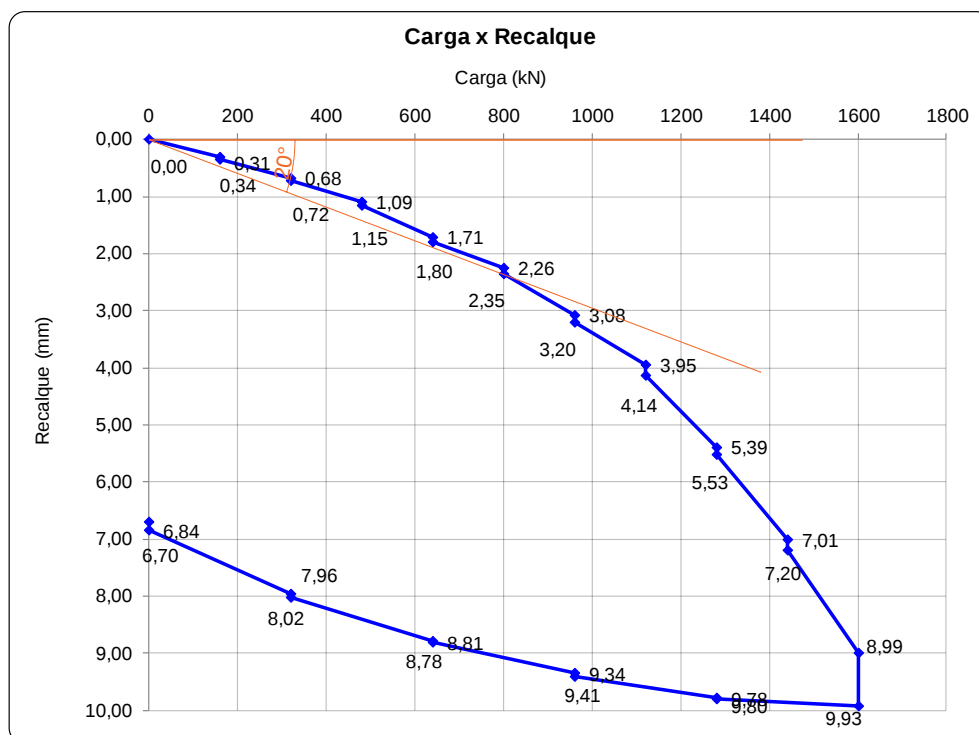
PCE-25



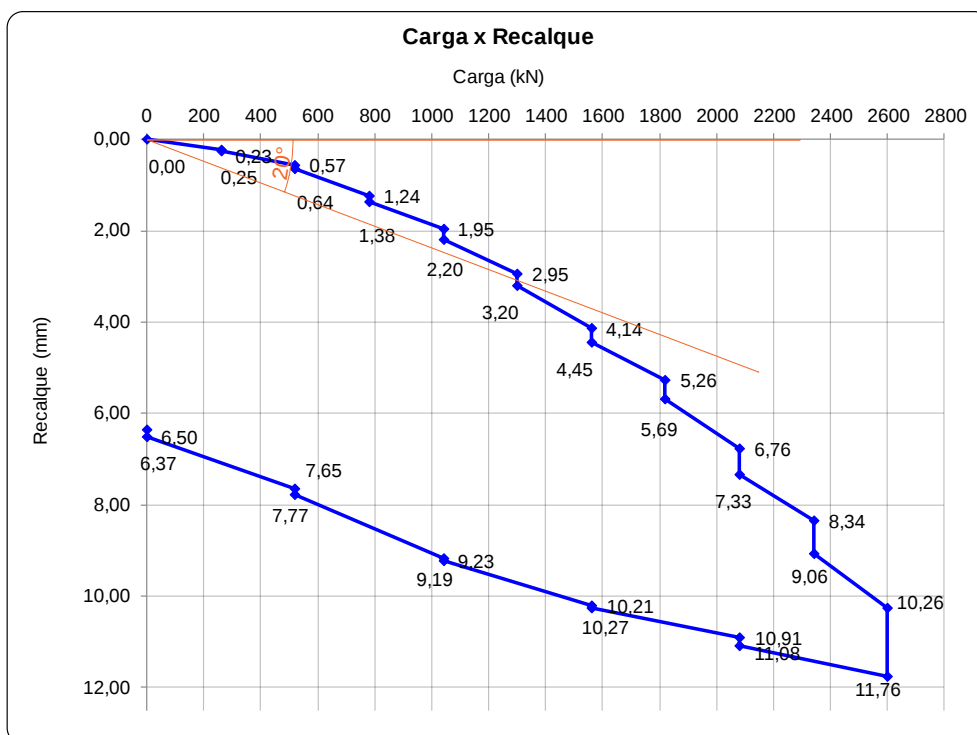
PCE-32



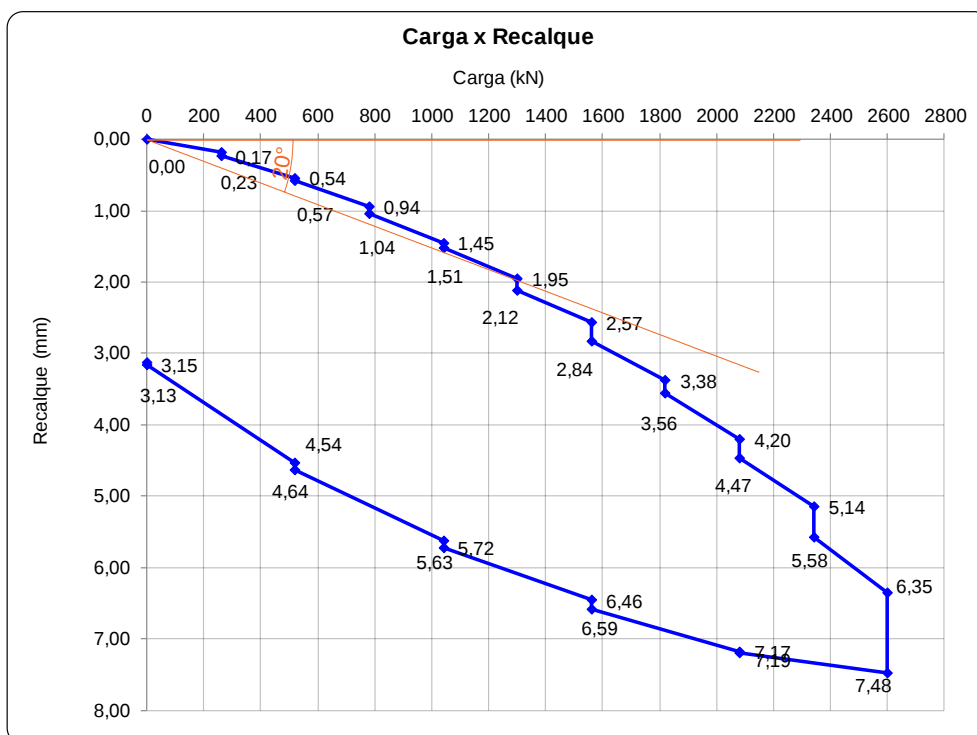
PCE-33



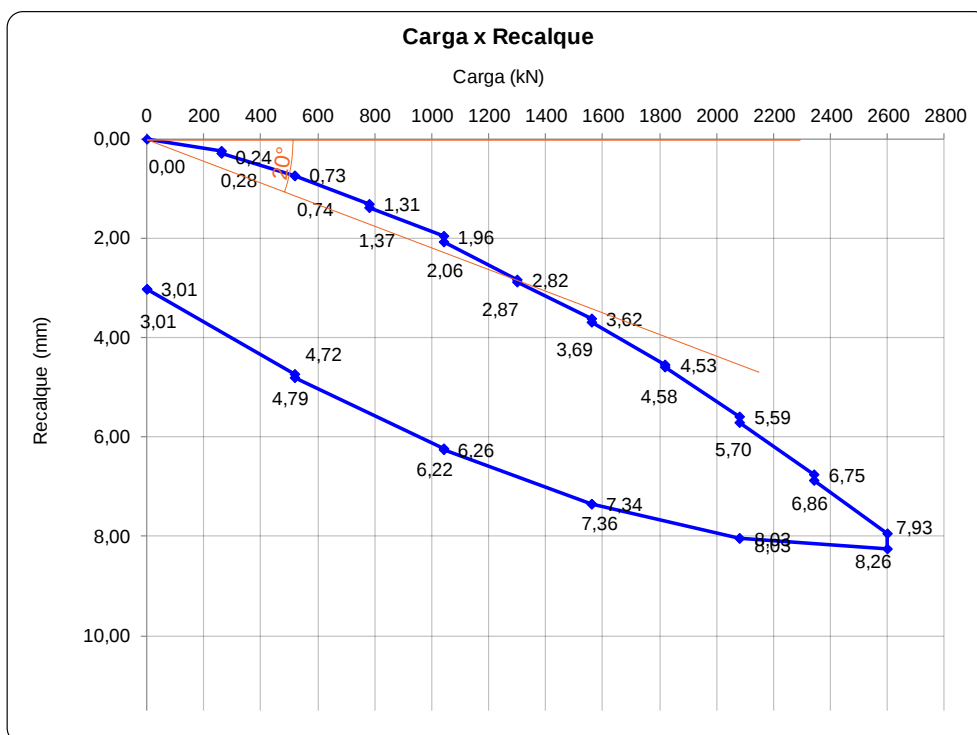
PCE-45



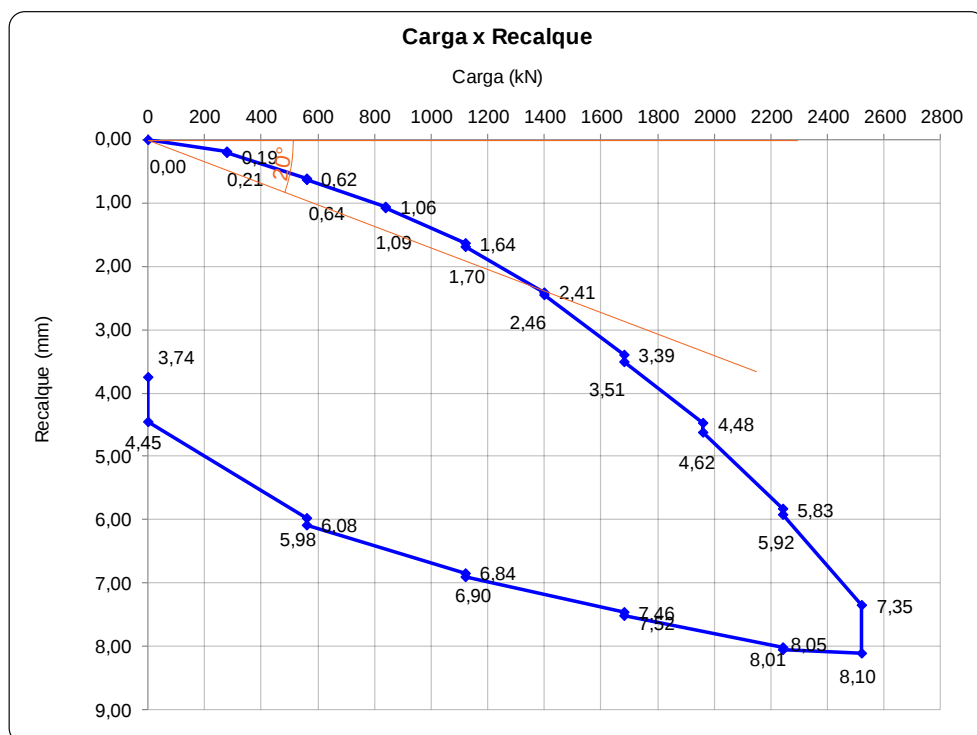
PCE-46



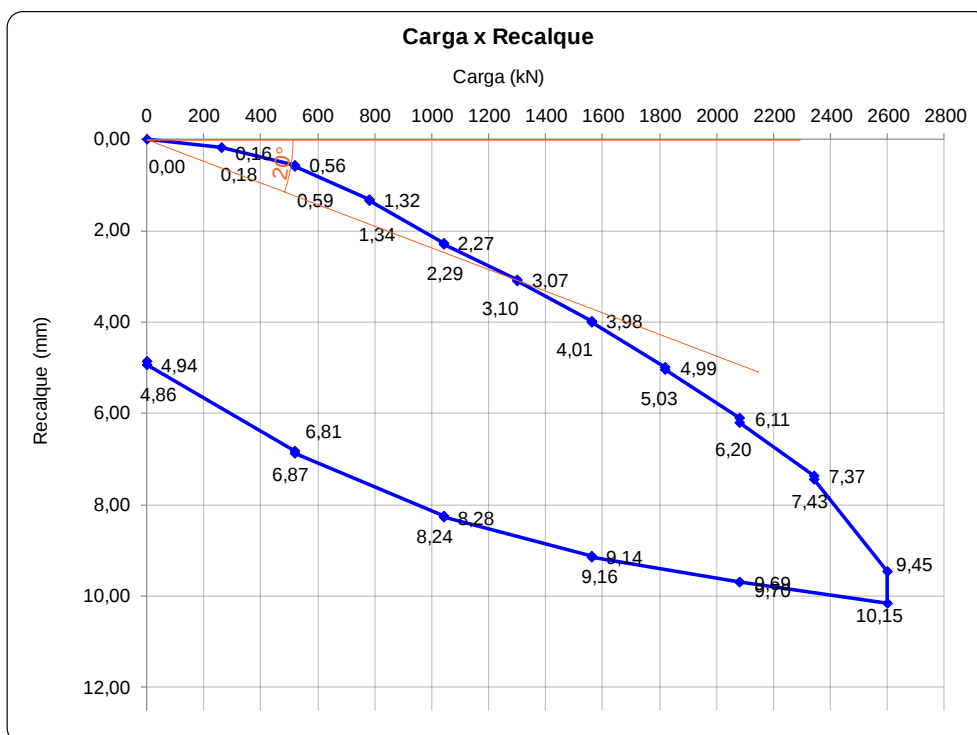
PCE-47



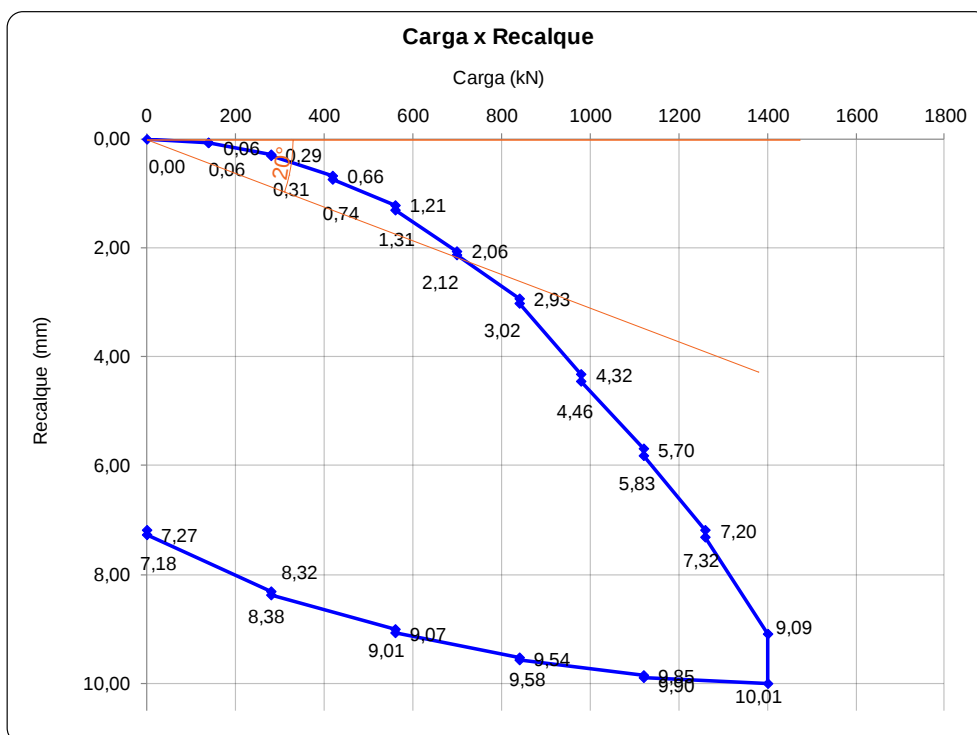
PCE-48



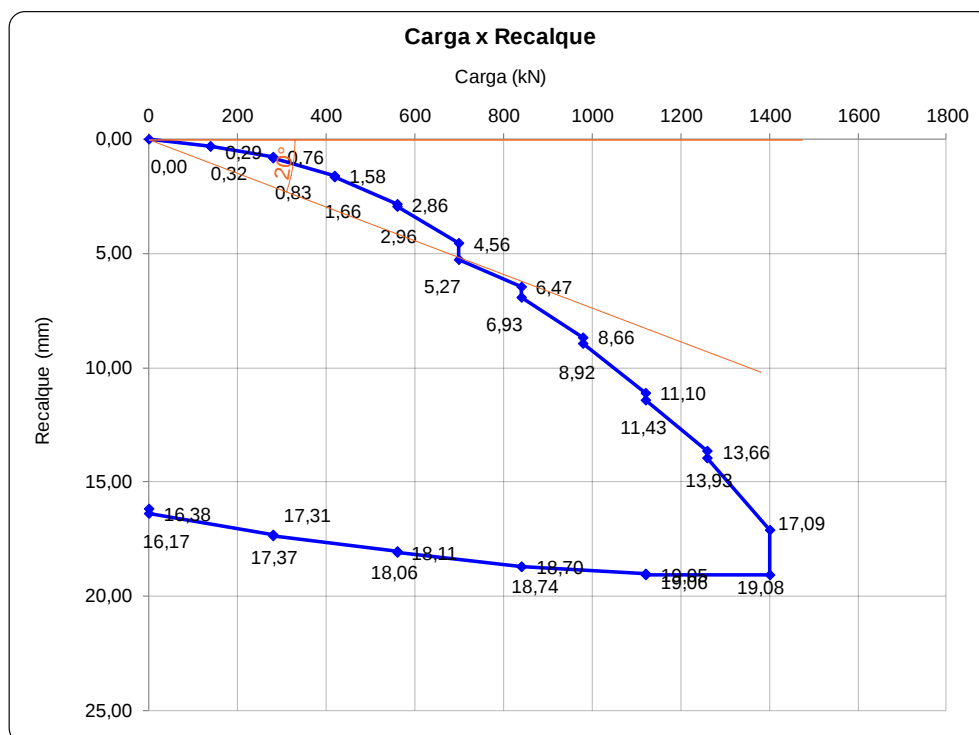
PCE-49



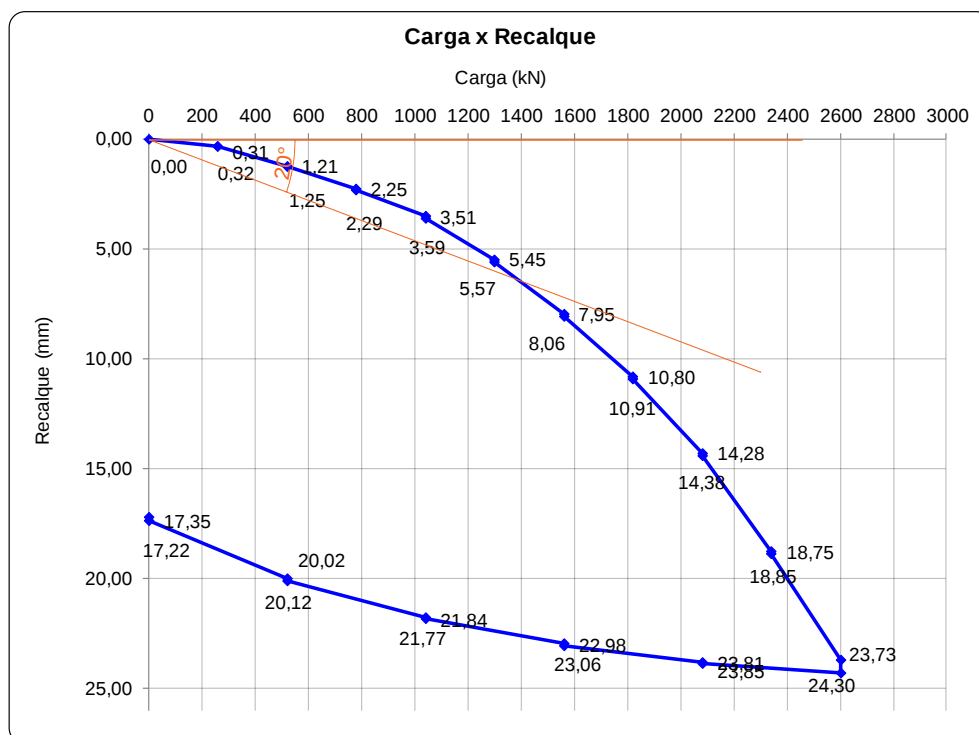
PCE-52



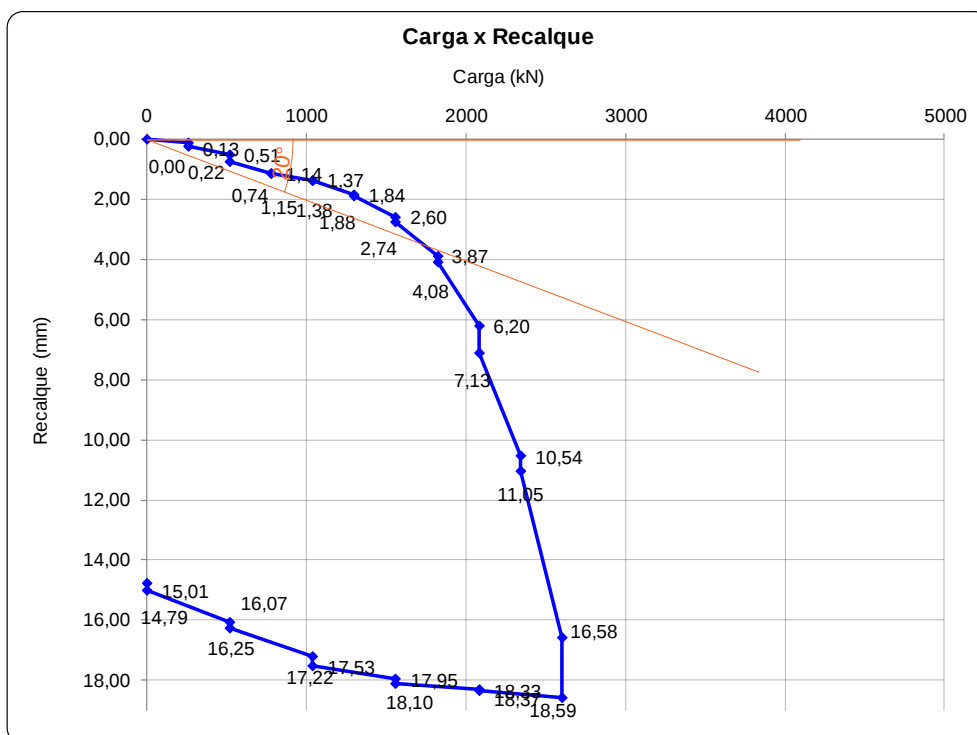
PCE-53



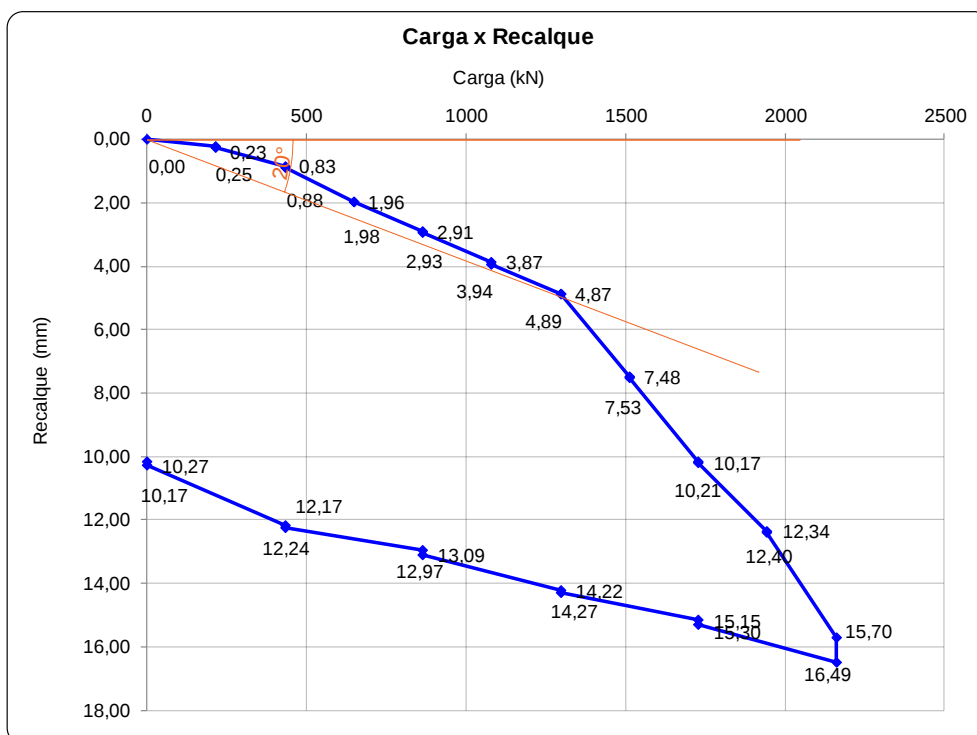
PCE-54



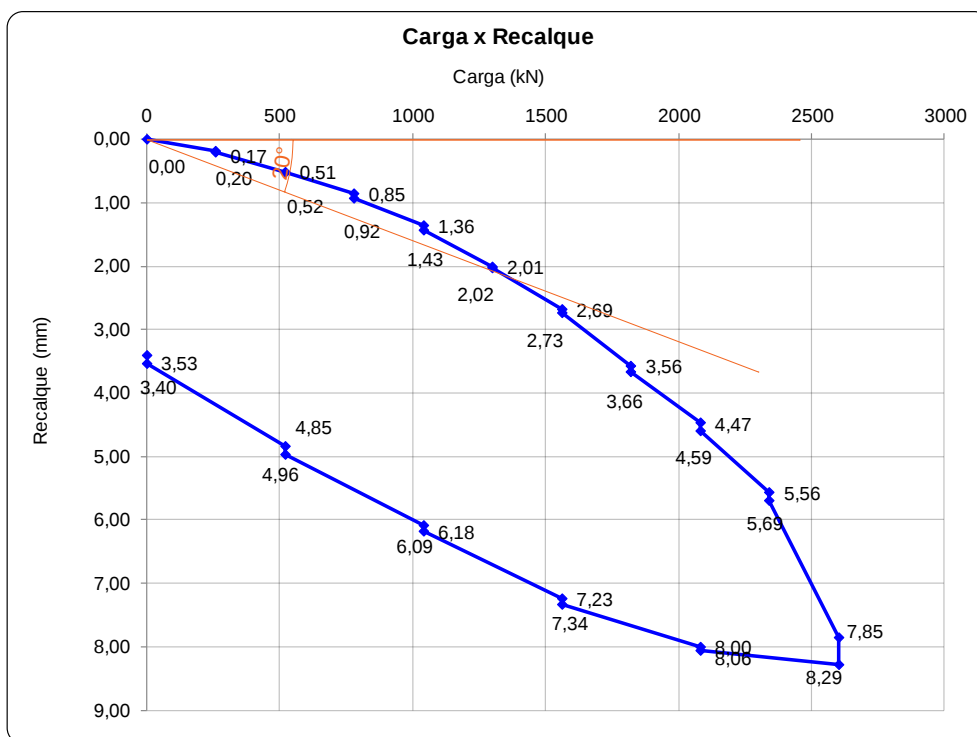
PCE-57



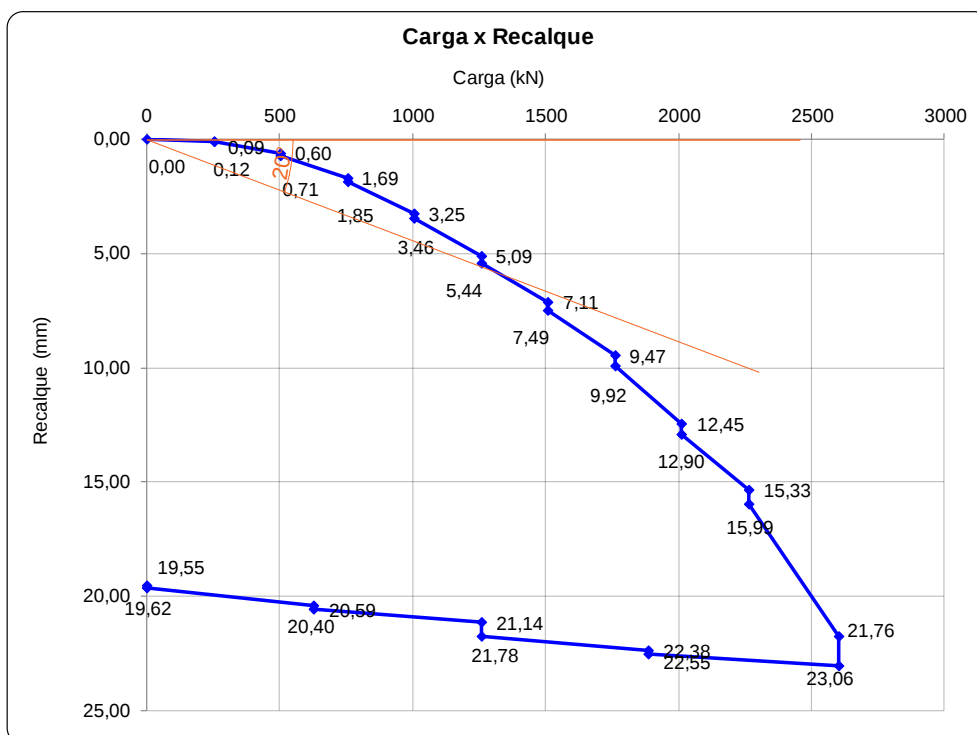
PCE-58



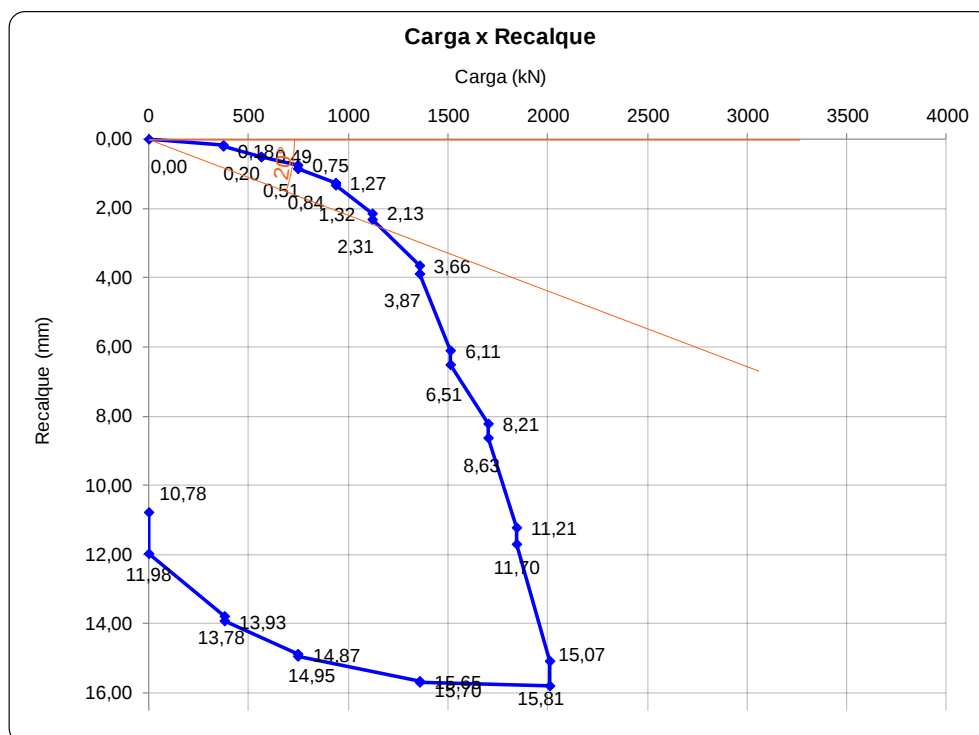
PCE-65



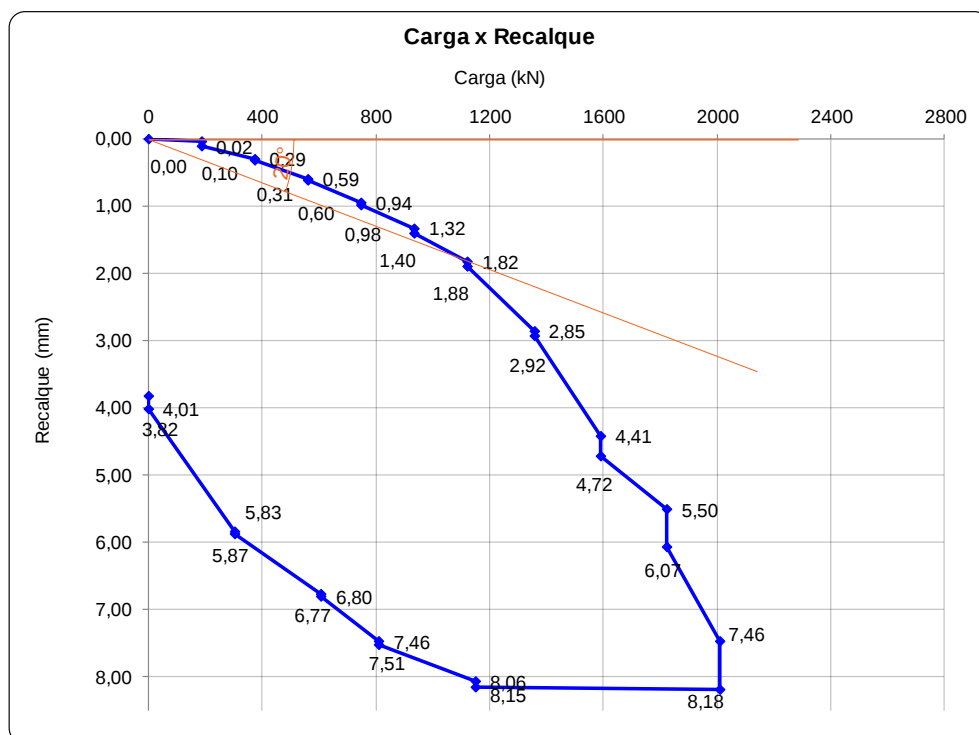
PCE-68



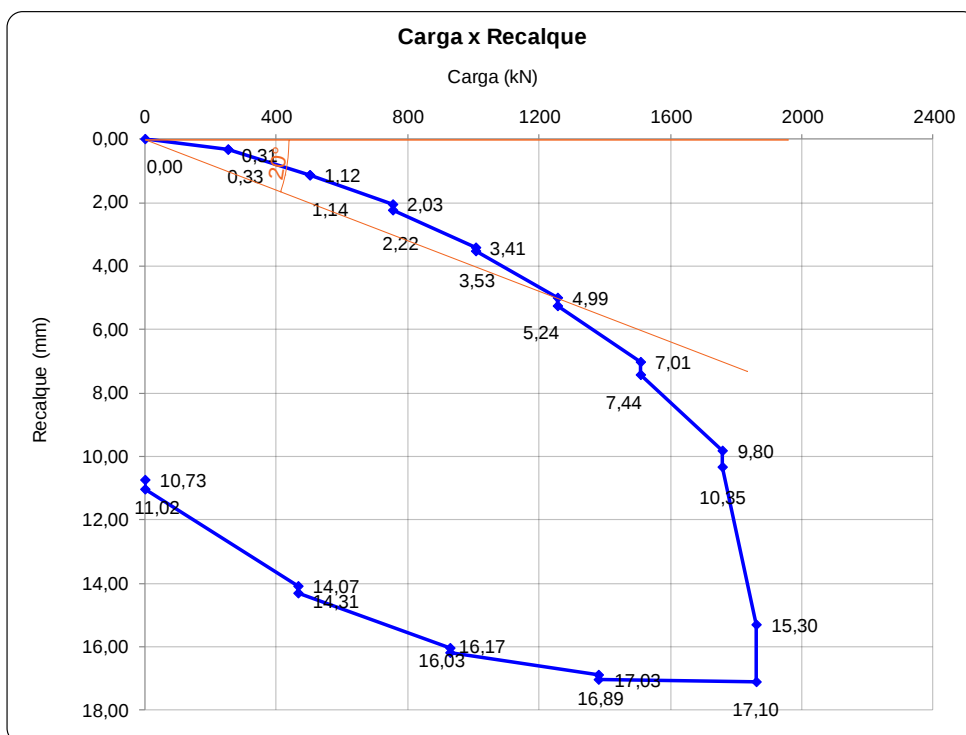
PCE-70



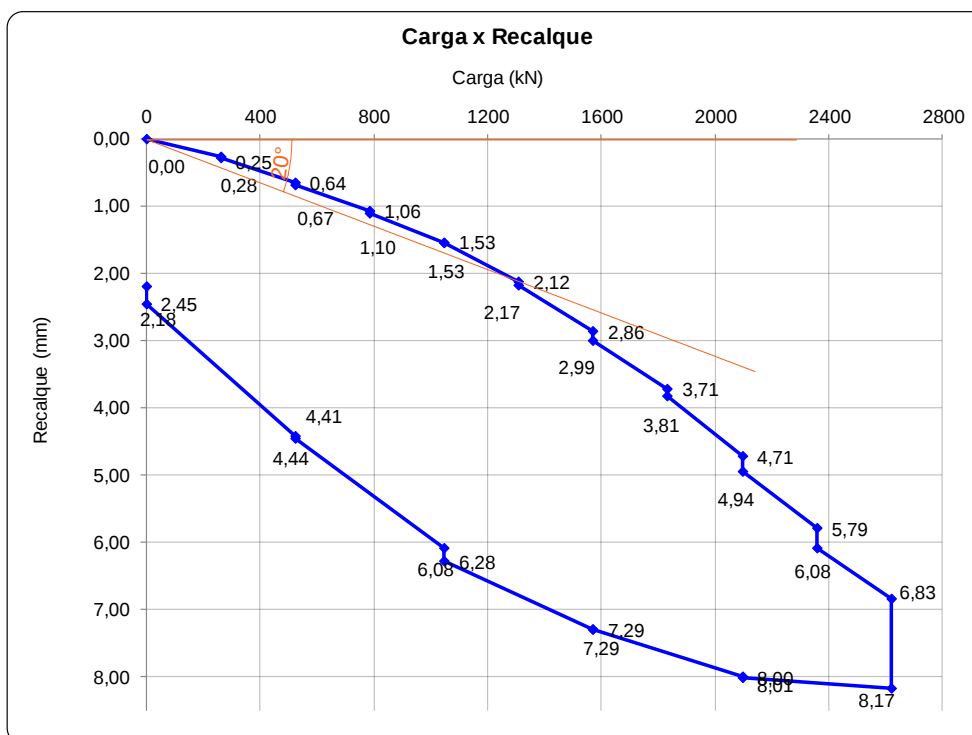
PCE-71



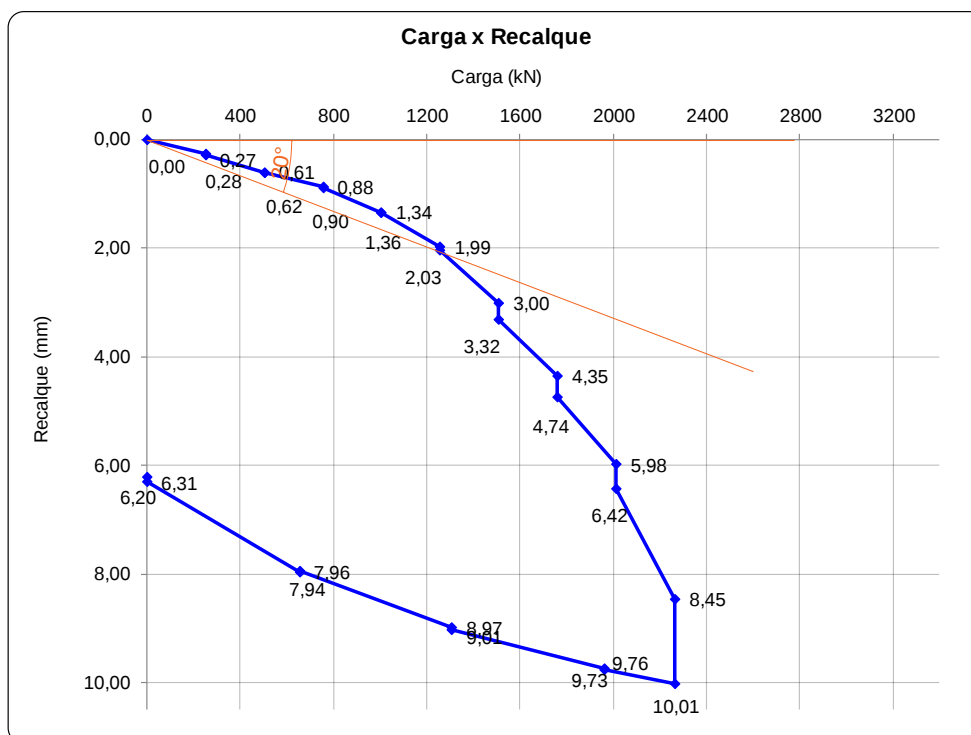
PCE-74



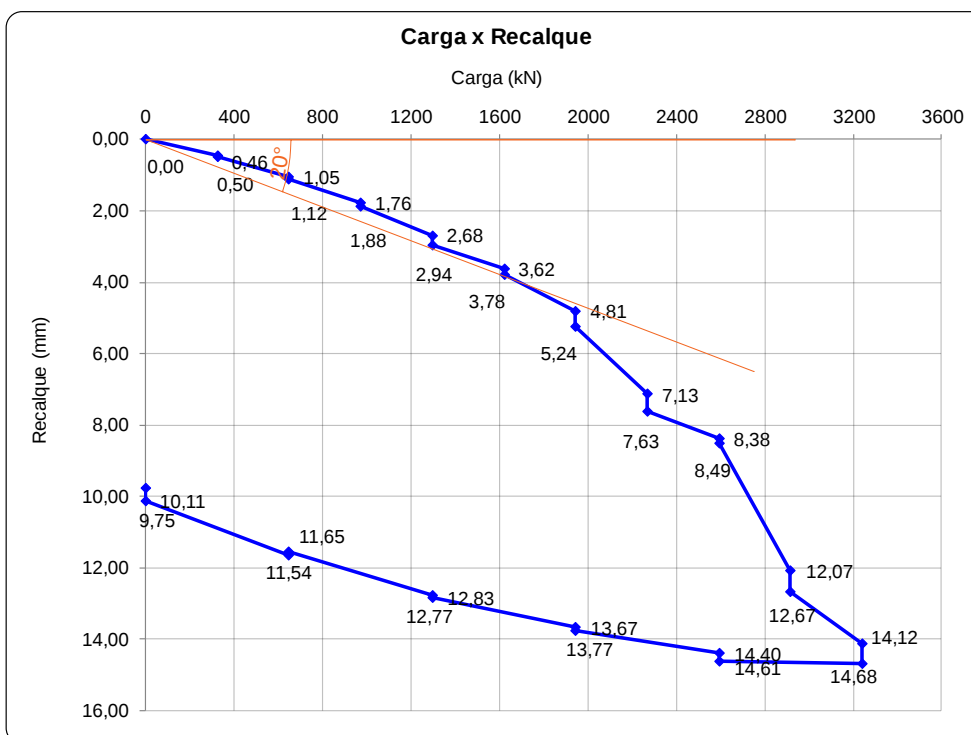
PCE-75



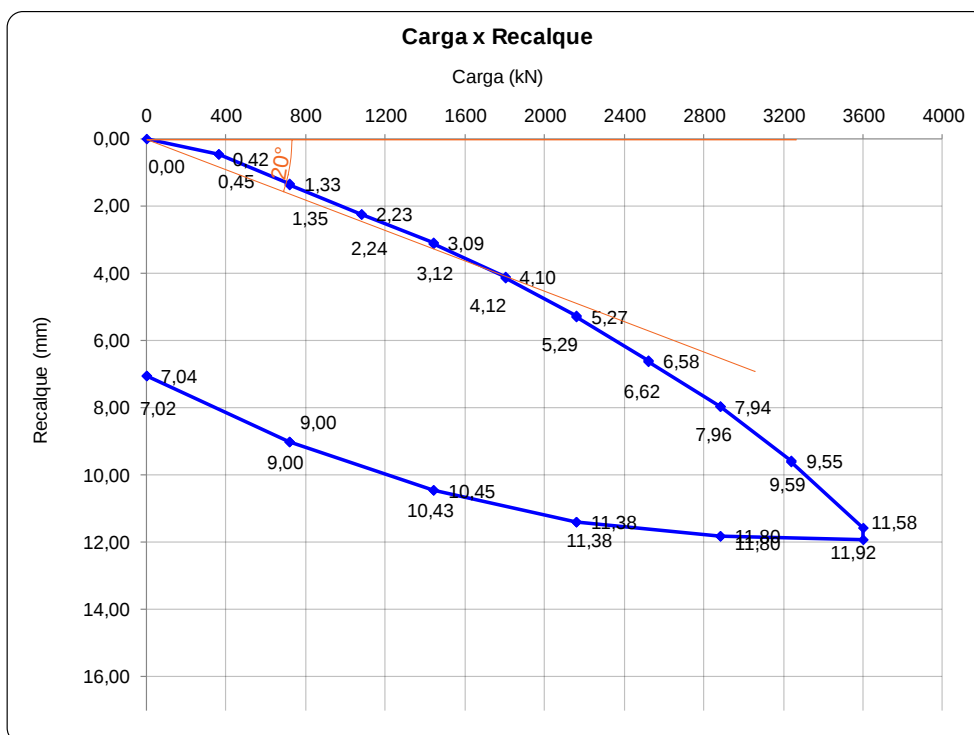
PCE-77



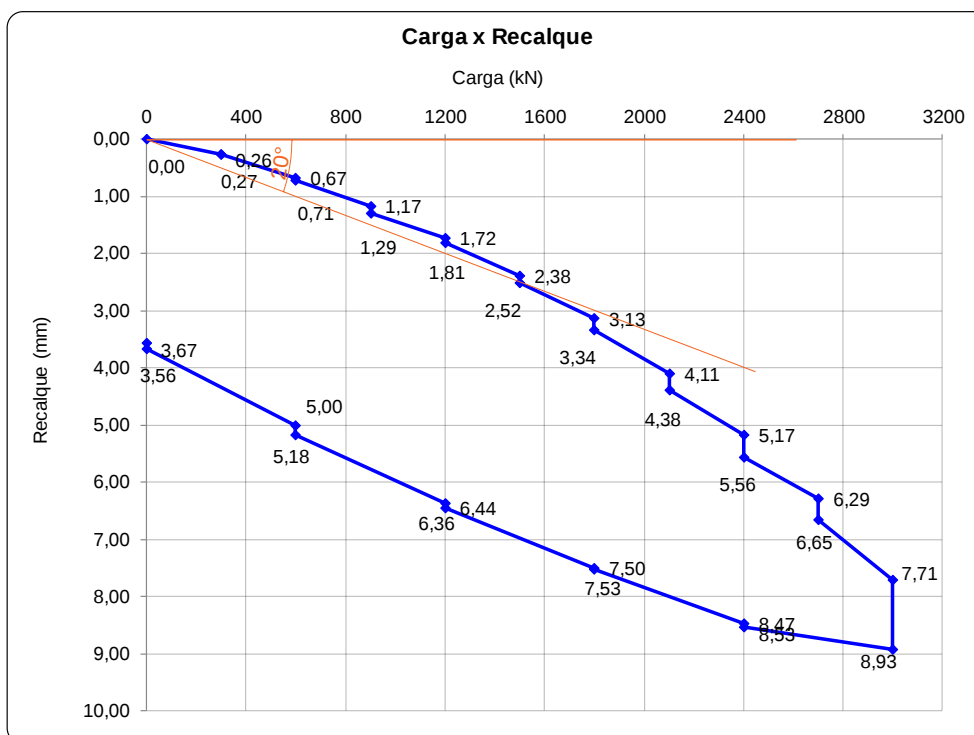
PCE-80



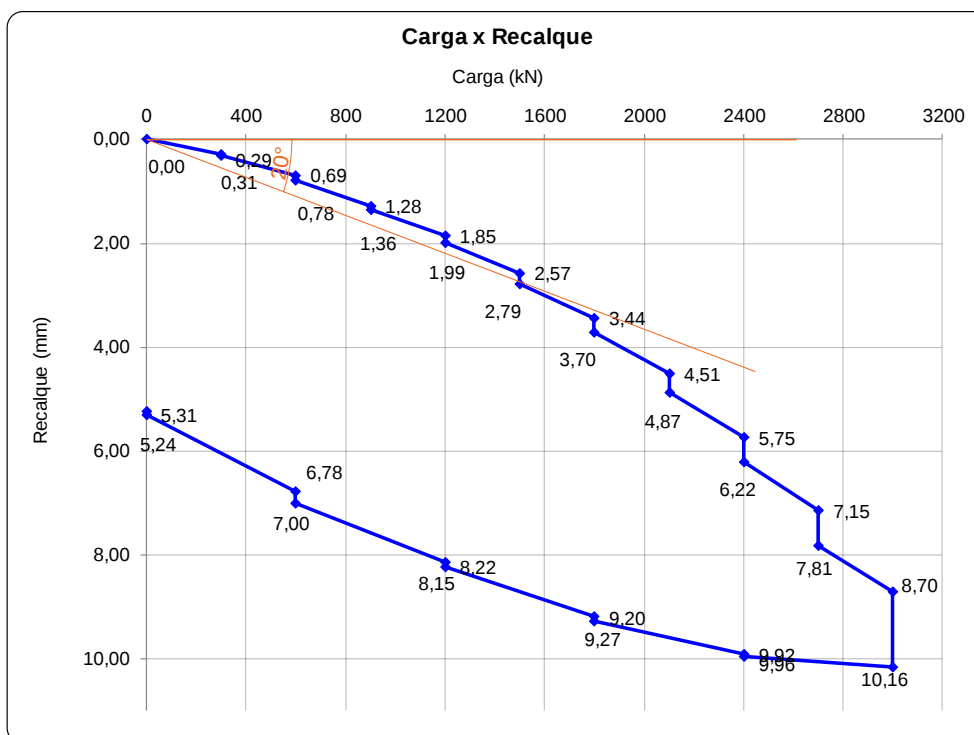
PCE-81



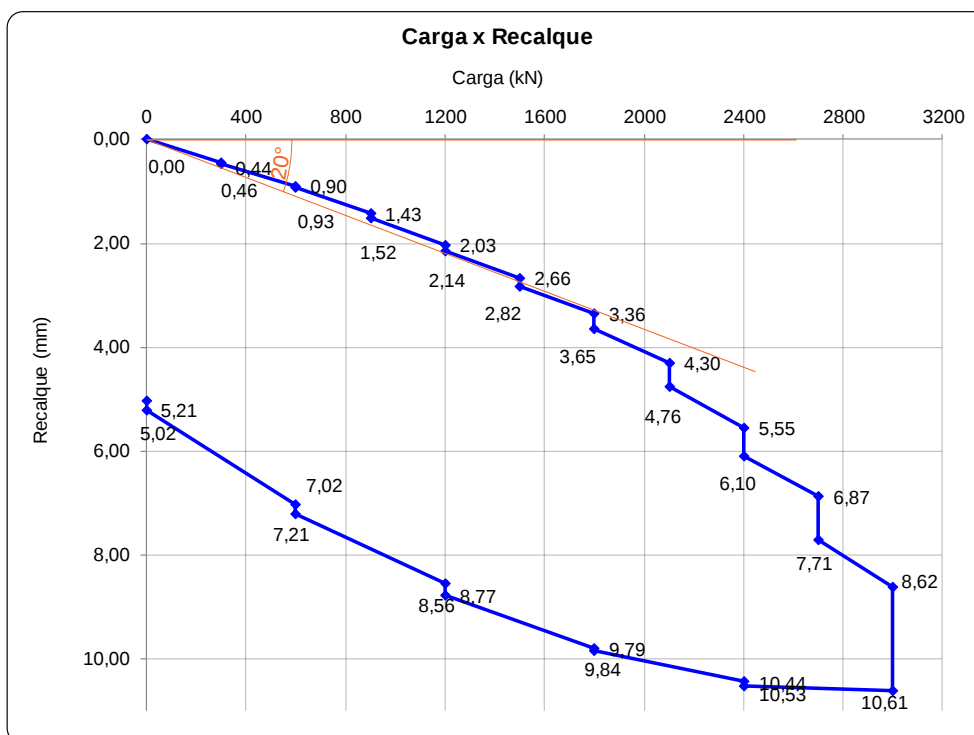
PCE-82



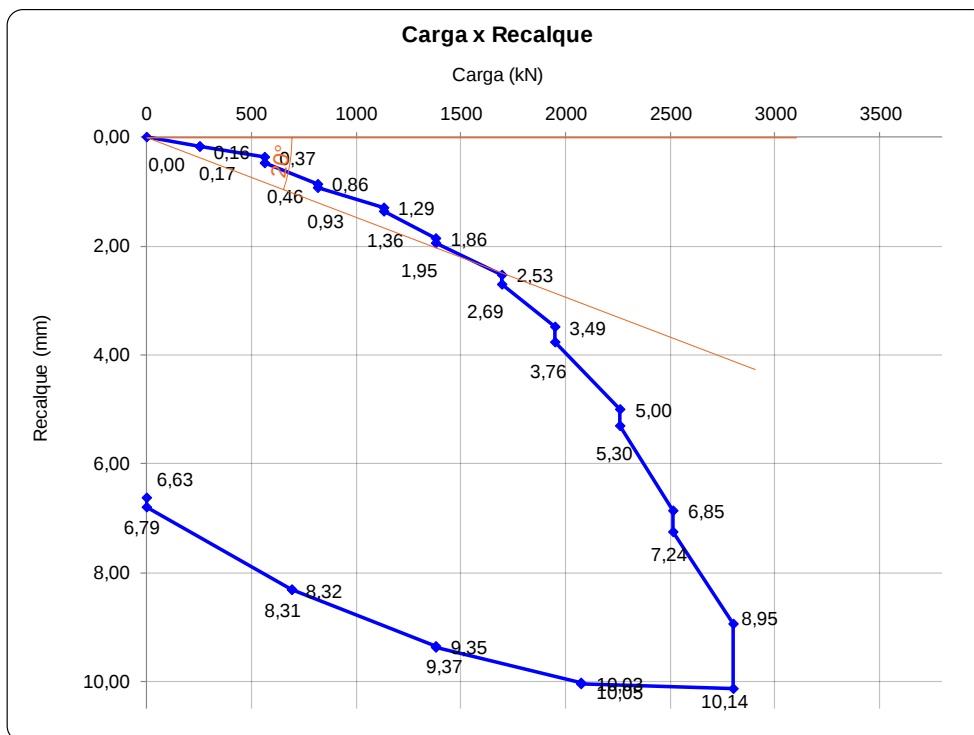
PCE-85



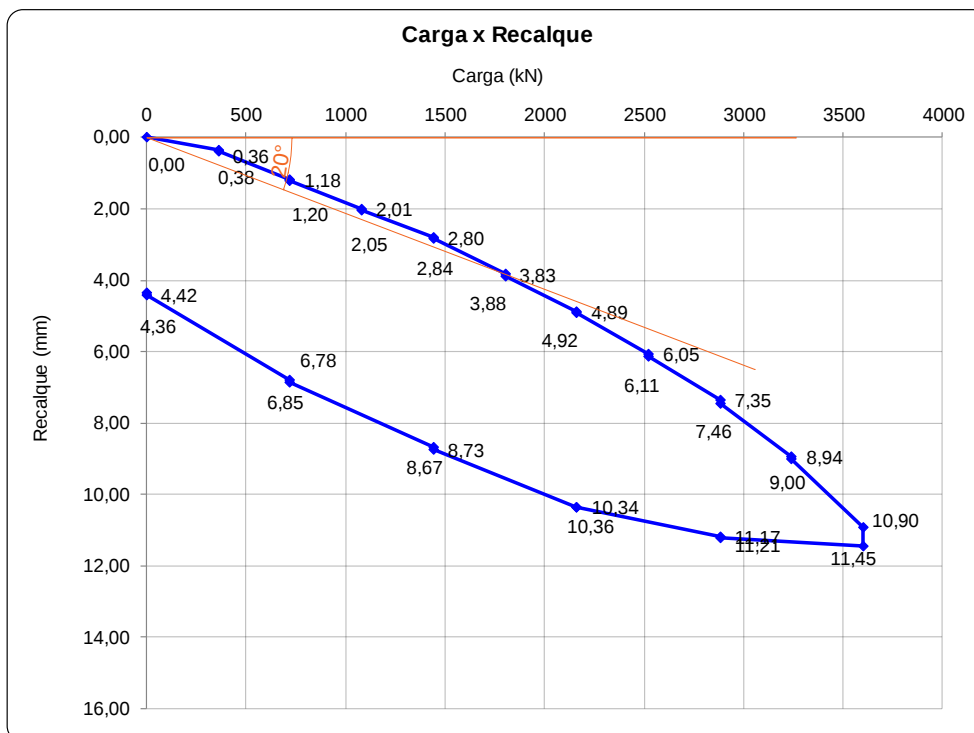
PCE-86



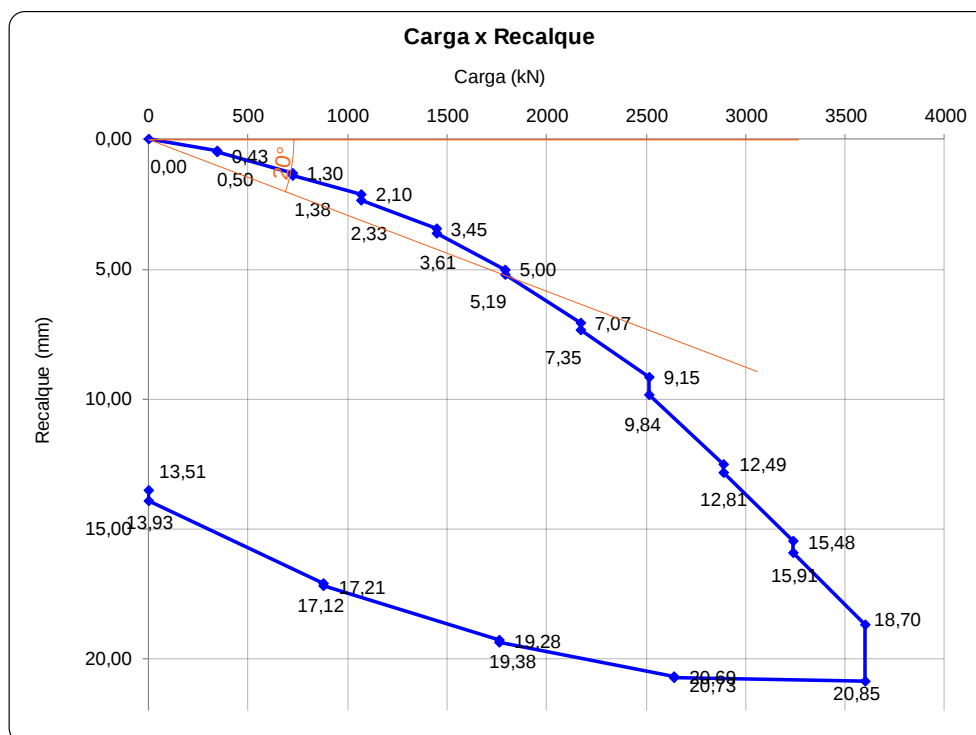
PCE-91



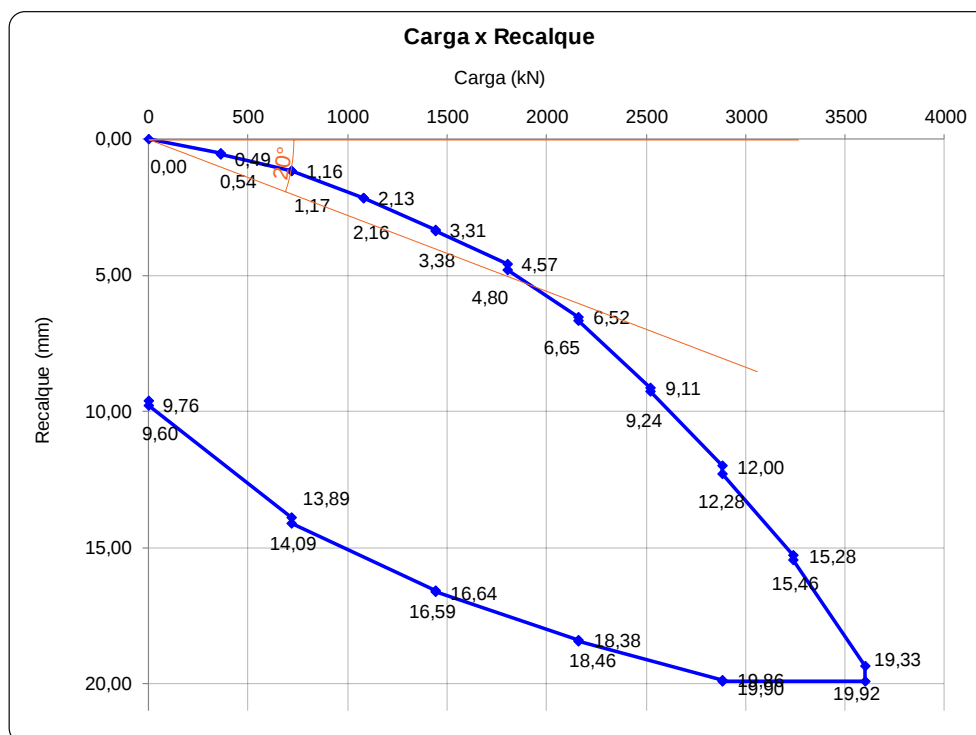
PCE-93



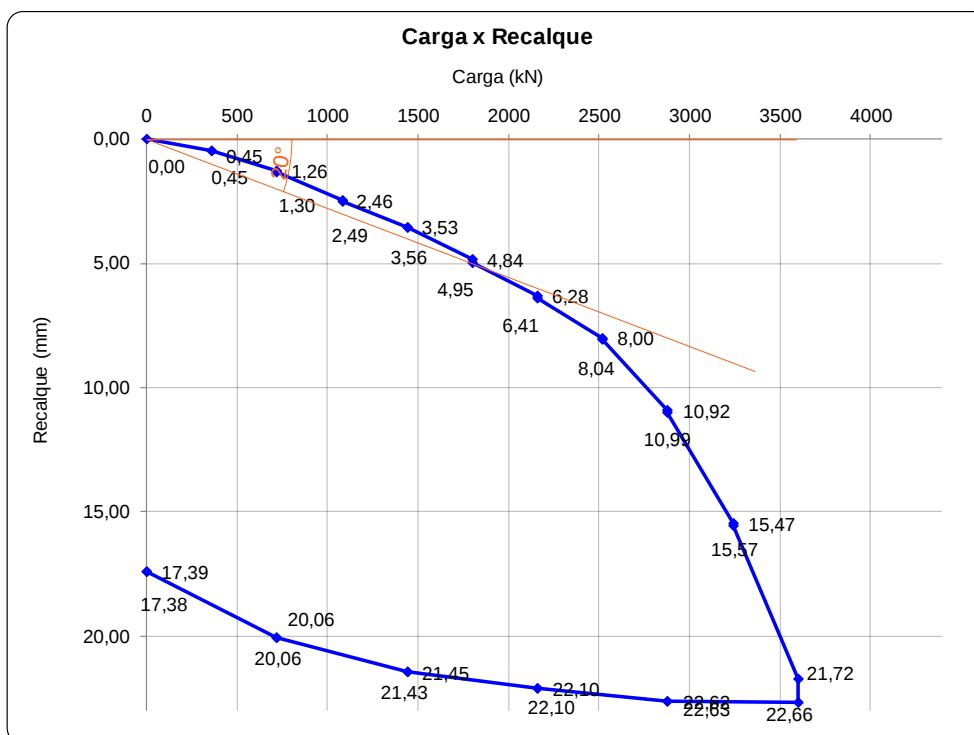
PCE-95



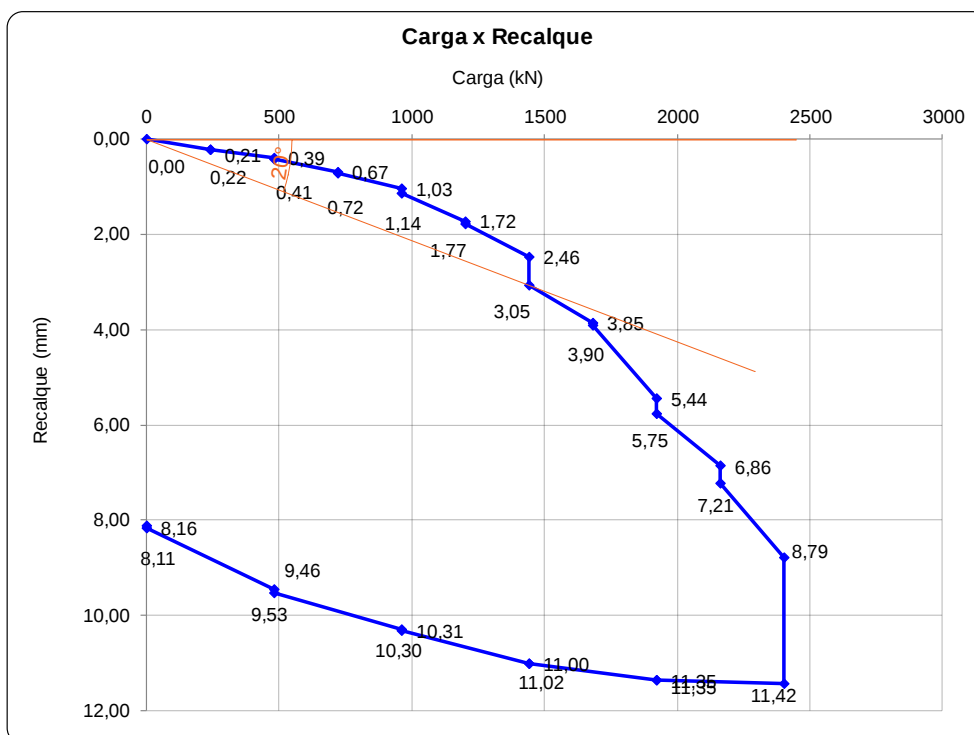
PCE-96



PCE-97



PCE-98



PCE-102

