

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

NESTOR BENEDITO FRACASSE DE BARROS

Previsão de recalque e análise de confiabilidade  
de fundações em estacas hélice contínua

São Carlos  
2012



NESTOR BENEDITO FRACASSE DE BARROS

Previsão de recalque e análise de confiabilidade  
de fundações em estacas hélice contínua

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo (USP/EESC), como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Professora Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha

São Carlos

2012

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

B277p Barros, Nestor Benedito Fracasse de  
Previsão de recalque e análise de confiabilidade de  
fundações em estacas hélice contínua. / Nestor Benedito  
Fracasse de Barros; orientadora Cristina de Hollanda  
Cavalcanti Tsuha. São Carlos, 2012.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação  
e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de  
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,  
2012.

1. estaca hélice contínua. 2. capacidade de carga  
de estacas. 3. recalque de estacas. 4. segurança. I.  
Título.



## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **NESTOR BENEDITO FRACASSE DE BARROS**.

Título da dissertação: "Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua".

Data da defesa: 02/07/2012

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. **Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha** (Orientadora)  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Nelson Aoki**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **David de Carvalho**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:  
Prof. Titular **Osni José Pejon**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**



## **AGRADECIMENTOS**

Ao Criador, por guiar meus caminhos e pela presença a todos os instantes da minha vida.

À minha família, maior “bem” que eu tenho desde sempre e para sempre, pelo carinho de cada dia e todos os ensinamentos. Meu pai, meu espelho, meu mestre, me ensinou a ser honesto, forte, trabalhador e não ter medo.

A Professora Dra. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha, pela ótima orientação, paciência, serenidade, atenção e acima de tudo, pela amizade.

A todos os Professores e Técnicos e Funcionários do Departamento de Geotecnia da EESC pelos ensinamentos e disposição de ajudar sempre que precisei.

A todos os colegas do curso de pós-graduação, pelo bom convívio e amizade, o que fez o tempo passar de maneira prazerosa.

À CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

Ao Eng. Urbano R. Alonso, pelo fornecimento do banco de dados utilizado neste trabalho.

A todos os que de qualquer forma contribuíram em qualquer momento para que este trabalho tenha se realizado.



## EPÍGRAFE

*A vida é um livro que Deus nos dá, para que a cada dia sejam aprendidas novas lições e quando estas não são bem compreendidas...*

*Logo, temos que voltar atrás e fazer o que não foi feito quando deveria!*

*Nestor B. F. de Barros*

*“ Menino quem é seu Mestre!*

*Meu mestre é Deus do céu,*

*Sou discípulo que aprende,*

*Sou mestre que dou lição,*

*O segredo de São Cosme,*

*Quem sabe é São Damião! Hahá...*

*Iê, viva Meu Deus!*

*Iê, viva Meu Deus camará!*

*Iê, galo cantou!*

*Iê, golo cantou camará!...”*

*Cântico de Capoeira*



## RESUMO

Esta dissertação apresenta uma avaliação do comportamento de estacas hélice contínua quanto à capacidade de carga, ao recalque e à segurança e confiabilidade, a partir de um cenário de análise em que foi considerado um banco de dados de 58 provas de carga estáticas, realizadas em estacas hélice contínua de 13 obras distintas. Esta pesquisa está focada principalmente no comportamento carga-recalque e confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua. Nesta análise foi também verificada a aplicabilidade do método proposto por Aoki (1989) para determinação da curva carga-recalque destas provas de carga. Os valores de capacidade de carga medidos foram comparados com os previstos pelos métodos Aoki & Velloso (1975), o método Decourt & Quaresma (1978), o método de Cabral (1996), e o método Alonso (1996). Estes métodos também foram utilizados para previsão de transferência de carga nas estacas, necessária para a previsão da curva carga-recalque pelos métodos de Aoki (1989). Adicionalmente, com os resultados das provas de carga foram estimadas para cada obra a probabilidade de ruína da fundação, e de ocorrência de recalques superiores a um valor limite.

Palavras chave: estaca hélice contínua; capacidade de carga de estacas; recalque de estacas; segurança; confiabilidade.





## **ABSTRACT**

This dissertation presents an evaluation of the behavior of continuous flight auger piles on ultimate capacity, settlements, safety and reliability, from a scenario analysis in which we considered a database of 58 static load tests, performed on piles of 13 distinct sites. However, this research is focused on the load-displacement behavior and reliability of this type of foundation. This analysis also verified the applicability of the method proposed by Aoki (1989) to determine the load-displacement curve of these pile load tests. The values of measured pile capacity were compared with those provided by the method Aoki & Velloso (1975), the method Decourt & Quaresma (1978), the method Cabral (1996), and the method Alonso (1996). These methods were also used to predict the load transfer along the piles, necessary to predict the load-displacement curve by the method of Aoki (1989). Additionally, the results of these load tests were used to estimate the probability of failure of the foundations tested, and the occurrence of settlements exceeding a threshold value.

Keywords: continuous flight auger pile; pile ultimate capacity; pile settlement; safety; reliability.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Equipamento de execução de estacas hélice contínua.(CMV, 2000 <i>apud</i> BARRETO, 2005).....	33
Figura 2.2. Sequência executiva da estaca hélice contínua.(BRASFOND, 2001). .....	34
Figura 2.3– Relatório final de monitoramento de uma estaca hélice contínua. (FUNDESP, 2001 <i>apud</i> BARRETO, 2005).....	36
Figura 2.4– Estaca no interior do maciço de solo, com as resistências laterais e de ponta e o diagrama simplificado de transferência de cargas (adaptada de Cintra & Aoki 2010). .....	38
Figura 2.5– Curva carga recalque obtida de um ensaio de prova de carga estática. .....	48
Figura 2.6– Curvas extrapoladas obtendo os valores de “R” correspondentes às supostas cargas de ruptura. Adaptado de (VELLOSO e LOPES, 2010).....	49
Figura 2.7– Curva extrapolada (parte tracejada da curva) e a carga de ruptura “R” obtida da extrapolação. Adaptado de (VELLOSO e LOPES, 2010). .....	49
Figura 2.8– Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical (Velloso & Lopes, 2004). .....	52
Figura 2.9– Ilustração de uma estaca no interior do terreno, com os esforços mobilizados com a aplicação de carga sobre a cabeça de estaca. Adaptado de (Cintra e Aoki, 2010). .....	56
Figura 2.10– Ilustração de uma estaca no interior do terreno, com o bulbo de tensões considerado devido a carga de ponta da estaca. Adaptado de (CINTRA e AOKI, 2010).....	57

Figura 2.11– Relações de Cambefort.(a) –Parâmetro (B). (b) – Parâmetro (R), função da reação de ponta unitária (q). Adaptado de (MASSAD, 1991). .....	64
Figura 2.12– Curva carga-recalque pelo método das duas retas (Adaptado de MASSAD, 1991). .....	66
Figura 2.13– Diferentes maneiras de verificar a segurança das fundações (Silva, 2006). .....	70
Figura 2.14– Curva de densidade de probabilidade de sollicitação, de resistência e definição da probabilidade de ruína ( $p_F$ ), adaptado de (CINTRA e AOKI, 2010) e (SILVA, 2006). .....	75
Figura 2.15– Função margem de segurança (adaptado de CINTRA e AOKI, 2010). .....	76
Figura 2.16– Probabilidade de ruína (Adaptado de CINTRA e AOKI, 2010). .....	79
Figura 4.1 – Ilustração da variação dos valores da razão entre as resistências medidas pelas calculadas x carga de ruptura medida pelo método da NBR 6122 (2010). .....	94
Figura 4.2 – Ilustração da variação dos valores da razão dos recalques calculados pelos medidos. ....	96
Figura 4.3– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), PC9911, (b), PC9912, (c), PC9913, (d), PC9913A, (e), PC9914 e (f), PC9915 respectivamente, para a obra 1. ....	103
Figura 4.4– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E3000, (b), PT1, (c), PT3, (d), SP315, (e), SP319, (f), SP324, (g), E1017 e (h), E1047, respectivamente, para a obra 2.....	105
Figura 4.5– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e prevista para a estaca E1047 para a obra 3. ....	106

Figura 4.6– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E20, (b), E22, (c), E40, (d), E50, (e), E167 e (f), EPC1, respectivamente, para a obra 4. ....	108
Figura 4.7– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), PC127, (b), PC201, (c), PC204 e (d), PC207, respectivamente, para a obra 5.....	109
Figura 4.8– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E1, (b), E2, (c), E3, (d), E4, (e), E5 e (f), E137 respectivamente, para a obra 6.....	111
Figura 4.9– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), 397, (b), E704, (c), E731 e (d), PC05, respectivamente, para a obra 7.....	112
Figura 4.10– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E2, (b), E15, (c), E58 e (d), E83, respectivamente, para a obra 8.....	113
Figura 4.11– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E27, (b), E95 e (c), E246, respectivamente, para a obra 9. ....	114
Figura 4.12– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), PC1, (b), PC2, (c), PC3, (d), PC4 e (e), PC5, respectivamente, para a obra 10.....	116
Figura 4.13– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para a estaca E79, da obra 11.....	117
Figura 4.14– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), P37D e (b), P40D, respectivamente, para a obra 12. ....	118

Figura 4.15– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E97, (b), 307, (c), E340, (d), E517, (e), E595, (f), E847, (g), E962 e (h), E1167, respectivamente, para a obra 13. ....	120
Figura 4.16– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas pelo método das duas retas, para as estacas (a), PT1 da obra 2, (b), E1047 da obra 3 e (c), E340 e (d), E1167 da obra 13.....	123
Figura 4.17- Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E20, (b), E22, (c), E40, (d), E50, (e), E167 e (f), EPC1, respectivamente, para a obra 4.....	125
Figura 4.18 – Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas considerando o sobreconsumo de concreto, para as estacas (a), PC9911 (94%), (b), PC9912 (94%), (c), PC9913 (56%) e (d), PC9913A (56%), respectivamente, para a obra 1.....	127
Figura 4.19– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas considerando o sobreconsumo de concreto, para as estacas (a), E3000 (62%), (b), PT1 (12%), (c), PT3 (35%) e (d), SP319 (30%), respectivamente, para a obra 2. ....	128
Figura 4.20- Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas considerando o sobreconsumo de concreto, para a estaca E79 (20%) para a obra 11. ....	129
Figura 4.21-Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas considerando o sobreconsumo de concreto, para a estaca P37D (63%) para a obra 12. ....	130
Figura 4.22– Curvas adimensionais para as 57 estacas analisadas .....	131
Figura 4.23 – Curvas de densidade de probabilidade das solicitações, das resistências mobilizadas para um recalque de 15 mm, e das resistências equivalentes à ruptura. ....	133

Figura 4.24 – Coeficiente de variação das resistências x Coeficiente de variação dos comprimentos das estacas.....	135
Figura 4.25 – Coeficiente de variação das resistências x Índice de confiabilidade do estaqueamento das obras analisadas.....	137
Figura 4.26 - Curva carga x recalque da prova de carga estática na estaca e_397. .....	139





## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Valores de F1 e F2 para o método de Aoki e Velloso (Cintra & Aoki, 2010).....	39
Tabela 2.2– Valores de K e $\alpha$ para o método de Aoki e Velloso (Cintra & Aoki,2010).....	40
Tabela 2.3– Valores de K e $\alpha$ para o método de Aoki e Velloso (1975).Contribuição de Laprovitera (1988).....	40
Tabela 2.4– Valores de F1 e F2 para o método de Aoki e Velloso(1975).Contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993).....	41
Tabela 2.5– Valores de B1 e B2 para o método de Cabral (1996).....	42
Tabela 2.6– Coeficiente característico do solo (C). Décourt-Quaresma (1978)...	45
Tabela 2.7– Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo. Décourt-Quaresma (1996).....	46
Tabela 2.8– Valores correspondentes das cargas e dos recalques para serem usados na extrapolação da curva carga x recalque para e equação de Van der Veen.....	49
Tabela 2.9- Valores de $E/N_{SPT}$ para solos granulares (Clayton, 1986).....	60
Tabela 2.10– Coeficientes (k) das estacas.(MASSAD, 1993). ....	63
Tabela 2.11– Valores de (b) e (k).(KOCHEN, 1989 apud MASSAD,1991) .....	66
Tabela 2.12– Número de desvios padrão dentro da amplitude de uma amostra de tamanho (n), cuja população segue distribuição normal (TIPPETT, 1925). ....	78
Tabela 3.1– Obras e o número de provas de carga disponíveis. ....	81

Tabela 3.2– Características gerais das estacas do banco de dados.....	82
Tabela 3.3-Valores das resistências laterais e de ponta calculadas pelos métodos de Aoki Veloso (1975), Alonso (1996), Cabral (1996) e Décourt-Quaresma (1978). .....	84
Tabela 4.1– Razão entre valores medidos e calculados de capacidade de carga das estacas hélice contínua do banco de dados utilizado nesta dissertação.....	92
Tabela 4.2– Valores de $E/N_{60}$ para solos granulares obtidos através do banco de dados.....	95
Tabela 4.3– Valores das relações ( $\rho_{\text{calculado}}/\rho_{\text{medido}}$ ) para solos arenosos, de acordo com os valores de $N_{\text{SPT}}$ . ....	97
Tabela 4.4– Valores das relações ( $\rho_{\text{calculado}}/\rho_{\text{medido}}$ ) para solos coesivos.....	97
Tabela 4.5 -Valores dos recalques calculados para as cargas correspondentes, recalques medidos e os valores da razão entre os recalques calculados pelos medidos.....	98
Tabela 4.6- Valores dos parâmetros de resistências e solicitações para as obras: médias ( $\mu$ ), desvio padrão ( $\sigma$ ) e coeficiente de variação ( $v$ ).....	133
Tabela 4.7– Comparação entre coeficiente de variação das resistências e dos comprimentos das estacas de cada obra. ....	134
Tabela 4.8 –Fator de segurança ( $F_s$ ), índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e probabilidades de ruína ( $P_{\text{rup}}$ ) e de ocorrer recalques iguais ou superiores a 15 mm ( $P_{\rho=15\text{mm}}$ ). ....	135
Tabela 4.9 - Resultados das provas de carga das estacas .....	139
Tabela 4.10 - Resultados de coeficiente de variação das resistências das estacas de cada obra.....	141
Tabela 4.11 - Resultados de coeficiente de variação dos comprimentos das estacas de cada obra. ....	142

Tabela 4.12 - Resultados de índice de confiabilidade $\beta$ e de probabilidade de ruína $P_f$ .....	142
---	-----



# Sumário

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>29</b>
<b>1.1 OBJETIVO DO TRABALHO</b> .....	<b>30</b>
<b>1.2 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO</b> .....	<b>31</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>33</b>
<b>2.1 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA</b> .....	<b>33</b>
2.1.1 EXECUÇÃO DA ESTACA .....	33
<b>2.2 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS</b> .....	<b>36</b>
2.2.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) .....	37
2.2.2 MÉTODO DE CABRAL (1996) .....	41
2.2.3 MÉTODO ALONSO (1996) .....	42
2.2.4 MÉTODO DE DÉCOURT-QUARESMA (1978).....	44
<b>2.3 INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA RECALQUE</b> .....	<b>46</b>
2.3.1 MÉTODOS DE DAVISSON (1972) E DA NBR 6122 (1996/2010).....	46
2.3.2 MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953) .....	47
2.3.3 MÉTODO DE CHIN (1970).....	50
2.3.4 MÉTODO DÉCOURT (1996).....	50
<b>2.4 RECALQUES</b> .....	<b>51</b>
2.4.1 MÉTODO DE POULOS E DAVIS .....	53
2.4.2 MÉTODO DE AOKI (1989).....	55

2.4.3	MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO .....	59
2.4.4	MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ESTACA .....	61
<b>2.5</b>	<b>PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE.....</b>	<b>61</b>
2.5.1	MÉTODO DE AOKI (1989).....	62
2.5.2	MÉTODO DAS DUAS RETAS (MASSAD 1992, 1993 E 1995).....	63
<b>2.6</b>	<b>ANÁLISE DA SEGURANÇA E CONFIABILIDADE DE FUNDAÇÕES..</b>	<b>67</b>
2.6.1	ABORDAGEM DETERMINÍSTICA .....	71
2.6.2	ABORDAGEM SEMI-PROBABILÍSTICA.....	72
2.6.3	ABORDAGEM PROBABILÍSTICA .....	72
<b>3.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>81</b>
<b>3.1</b>	<b>ESTIMATIVA DOS RECALQUES.....</b>	<b>83</b>
<b>3.2</b>	<b>ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA.....</b>	<b>84</b>
<b>3.3</b>	<b>PREVISÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE.....</b>	<b>88</b>
<b>3.4</b>	<b>ANÁLISE DA SEGURANÇA E CONFIABILIDADE.....</b>	<b>88</b>
<b>4.</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>91</b>
<b>4.1</b>	<b>PREVISÕES DE CAPACIDADE DE CARGA.....</b>	<b>91</b>
<b>4.2</b>	<b>RECALQUES CALCULADOS X MEDIDOS .....</b>	<b>94</b>
<b>4.3</b>	<b>PREVISÕES DA CURVA CARGA-RECALQUE .....</b>	<b>100</b>
4.3.1	MÉTODO DE AOKI (1989) .....	100
4.3.2	CURVAS PREVISTAS PELO MÉTODO DAS DUAS RETAS (MASSAD 1992, 1993 E 1995)	122

4.3.3	CURVAS PREVISTAS CONSIDERANDO O SOBRECONSUMO DE CONCRETO.	125
<b>4.4</b>	<b>CURVAS ADIMENSIONALIZADAS DE TODAS AS PROVAS DE CARGA.....</b>	<b>130</b>
<b>4.5</b>	<b>ANÁLISE DE CONFIABILIDADE.....</b>	<b>131</b>
4.5.1	OBRAS ANALISADAS.....	132
4.5.2	ANALISE DAS OBRAS E PROVAS DE CARGA SELECIONADAS .....	137
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>147</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>151</b>
	<b>APÊNDICE 1.....</b>	<b>159</b>
	<b>ANEXO 1.....</b>	<b>195</b>





## 1. INTRODUÇÃO

Na engenharia de fundações, um dos desafios do projetista é prever os recalques que os elementos de fundações irão sofrer a curto e longo prazo. Deste modo, é necessário adotar um valor limite de recalque como tolerável para que se garanta um comportamento aceitável quanto ao bom funcionamento da estrutura projetada durante sua vida útil.

O desempenho de uma obra de engenharia civil depende entre outros fatores dos recalques de sua fundação. No entanto, estes recalques por sua vez variam de acordo com a superfície resistente formada pela ponta das estacas dentro maciço geotécnico, que foi definida em projeto, no caso de estacas hélice contínua. No caso de uma obra apoiada em estacas hélice contínua, os recalques dependem da deformabilidade do maciço que envolve as estacas, da deformabilidade dos materiais que compõem o elemento estrutural da estacas, e das suas dimensões. A interação solo-estrutura da obra também é dependente destes fatores.

Para uma previsão completa do comportamento e para o dimensionamento da fundação de uma obra é fundamental que seja avaliada a segurança e confiabilidade desta na fase de projeto e de execução. Habitualmente, na análise de segurança de fundações no Brasil, é verificado se a fundação projetada atende a valores de fatores de segurança normais e parciais apresentados na Norma Brasileira de Fundações (NBR 6122/2010). Ao contrário do que ocorre no Brasil, no cenário internacional o emprego das análises de confiabilidade e probabilidade de ruína em projeto de fundações é recomendado em norma desde o início da década de 90, exemplos disto são as normas EN 1990:2002 *Basis of Structural Design* do Eurocode (EUROCODE-0, 1990) e a norma AS/NZS 4360:1995 *Risk Management* da Austrália e Nova Zelândia.

Em um projeto de fundação temos diferentes tipos de incertezas, que são associadas a vários fatores como: transferência das cargas, variabilidade das condições do maciço da fundação, determinação de parâmetros geotécnicos de

projeto, e até mesmo no modelo analítico adotado para representar o comportamento real da fundação. Podem também ocorrer erros grosseiros, erros humanos ou omissões que ocorrem na prática, fatores estes difíceis de serem quantificados. Devido à essas incertezas, não se deve considerar a capacidade de carga dos elementos de fundação de uma obra como exato e determinístico, e nem mesmo as solicitações nestes elementos. O comportamento da fundação está sujeito à aleatoriedade de fatores independentes, os quais muitas vezes fogem ao controle do profissional da área. De acordo com Aoki (2008), os investidores, projetistas e executores devem estar cientes de que a engenharia é uma atividade de risco, e devem trabalhar no sentido de minimizar a probabilidade de ruína estimada.

Dessa forma, conclui-se que a previsão do comportamento da fundação de uma obra em estacas hélice contínua, quanto aos recalques e à probabilidade de ruína, ou de ocorrência de recalques elevados, são de extrema importância para a prática da Engenharia Civil. Por esta razão, os métodos de previsão para ambos os fins devem ser investigados e aperfeiçoados.

## **1.1 OBJETIVO DO TRABALHO**

Esta dissertação tem como primeiro objetivo a verificação aplicabilidade do método de estimativa da curva carga-recalque de Aoki (1989), proposto para estacas cravadas, para ser usado na estimativa da curva carga-recalque de estacas hélice contínua. Este método mostrou-se eficiente para a previsão do comportamento de estacas cravadas em um concurso realizado para a 12<sup>a</sup> Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em 1989. Os detalhes deste concurso juntamente com as previsões dos outros participantes estão descritos em Kusakabe et al.(1989).

Para esta verificação do método de Aoki (1989) foi testado um possível ajuste para o caso de estacas hélice contínua. Além disso, outros métodos também foram testados para avaliar-se qual seria o mais adequado para esse tipo de estaca. Esta

análise foi feita utilizando-se um banco de dados de provas de carga realizadas em terrenos variados, cedidas pelo Engenheiro Urbano Rodriguez Alonso (Geofix).

O segundo objetivo desta dissertação é verificar a probabilidade de ruína, e de ocorrer recalques elevados, nas obras utilizadas para o estudo da curva carga-recalque. Para esta análise é essencial que se conheça a variabilidade das resistências das estacas em cada obra. Sendo assim, complementarmente ao segundo objetivo, o terceiro objetivo deste trabalho é determinar o coeficiente de variação das resistências de estacas hélice contínua, medidos em diferentes terrenos, por meio das provas de carga. O conhecimento da variabilidade das resistências das estacas hélice contínua de uma obra é fundamental para a estimativa da probabilidade de ruína da fundação de uma obra feita com este tipo de estaca. Portanto, é de significativa importância que se conheça a ordem de grandeza destes valores de coeficiente de variação, obtidos em diferentes terrenos, para serem aplicados na análise de segurança e confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua instaladas em terrenos similares.

A análise da segurança e confiabilidade das obras estudadas neste trabalho é dividida em duas: a) verificação do estado limite último, e b) verificação do estado limite de utilização da obra. Na primeira análise é verificada a probabilidade de ruptura de uma estaca da obra, e na segunda, de acordo com a consideração de um recalque limite, é verificada a probabilidade de ocorrência de recalques com valores superiores a 15 mm. Pretende-se que este trabalho venha a colaborar com prática da engenharia de fundações.

## **1.2 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO**

Além deste capítulo, a dissertação contém mais quatro divisões:

- Capítulo 2) Revisão bibliográfica: revisão da literatura relativa aos tópicos: estacas hélice contínua; capacidade de carga de estacas; interpretação da curva carga-recalque; estimativa de recalque de estacas; previsão da curva carga-recalque; análise de segurança e confiabilidade de fundações.

- Capítulo 3) Materiais e métodos utilizados para as presentes análises e verificações.
- Capítulo 4) Análise dos resultados: a) previsão da curva carga-recalque das estacas hélice contínua ensaiadas; b) análise de confiabilidade das fundações das obras avaliadas nesta dissertação.
- Capítulo 5) Principais conclusões obtidas no trabalho.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Conforme a tecnologia na engenharia se desenvolve, e as técnicas e métodos construtivos se tornam mais eficientes, as obras tendem a ser executadas de maneira mais rápida e econômica.

A estaca hélice contínua tem sido bem aceita no mercado por apresentar inúmeras vantagens, e a cada dia ganha mais espaço nas obras de fundações.

A estaca hélice contínua é uma estaca moldada in loco, utilizando-se um trado contínuo para a perfuração, portador de um tubo central, o qual será o condutor do concreto que irá preencher a estaca.

#### 2.1.1 EXECUÇÃO DA ESTACA

A execução da estaca hélice contínua é realizada com equipamentos de alta tecnologia que proporcionam qualidade e velocidade dos serviços. A Figura 2.1 apresenta um exemplo de equipamento e a Figura 2.2 ilustra a sequência executiva.



Figura 2.1– Equipamento de execução de estacas hélice contínua.(CMV, 2000 *apud* BARRETO, 2005)

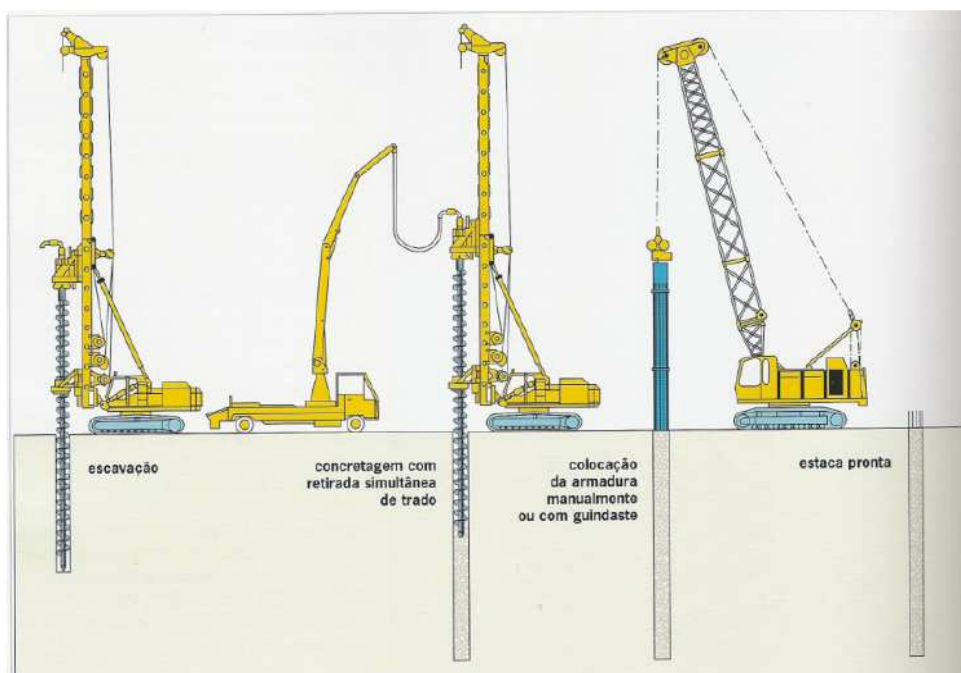


Figura 2.2. Sequência executiva da estaca hélice contínua.(BRASFOND, 2001).

### 2.1.1.1 PERFURAÇÃO

A hélice é introduzida no terreno por meio da aplicação de torque na extremidade superior do trado, que penetra no solo devido a uma rotação aplicada combinada com o esforço axial do peso próprio do equipamento (conjunto trado mais cabeçote rotativo), podendo ser executada em qualquer tipo de terreno, inclusive abaixo do nível d'água.

### 2.1.1.2 CONCRETAGEM

Quando é atingida a cota de parada da estaca, a concretagem é feita pelo interior do trado, que utiliza uma bomba adequada, mantendo a rotação no mesmo sentido da perfuração.

A velocidade de extração da hélice do terreno deve ser tal que a pressão do concreto seja mantida positiva e acima de um valor mínimo desejado, garantindo o preenchimento de todo o vazio deixado pela perfuração.

A concretagem é levada até um pouco acima da cota de arrasamento da estaca. Quando a cota de arrasamento fica muito abaixo da superfície do terreno, é necessário cuidar para que o furo permaneça estável.

A medida que o trado é retirado, a concretagem é executada, assim, quando o trado for inteiramente removido, a concretagem é finalizada.

#### *2.1.1.3 LANÇAMENTO DA ARMADURA*

Devido ao processo executivo da estaca, a única maneira de se introduzir a armadura é após o término da concretagem.

A armadura é introduzida manualmente por operários ou com o auxílio de um peso, ou ainda, com a ajuda de um vibrador.

O cobrimento mínimo da armadura é garantido por espaçadores do tipo rolete, com as extremidades das barras curvadas para dentro para formar um cone (para facilitar a introdução no concreto) e então a execução é concluída.

#### *2.1.1.4 CONTROLE DA EXECUÇÃO*

Os equipamentos modernos têm recursos que possibilitam controlar a cota em que se encontra a ponta, a pressão do concreto, a rotação, a inclinação do trado durante a concretagem, o comprimento da estaca, o torque, a velocidade de rotação, de penetração do trado e de extração do trado, o volume de concreto (apresenta em geral o perfil da estaca) e o sobreconsumo (relação percentual entre o volume consumido e o teórico calculado com base no diâmetro informado). Esse controle oferece uma estaca com alto controle de qualidade. A Figura 2.3 mostra em detalhes o relatório final impresso ao final da execução de uma estaca do tipo hélice contínua.

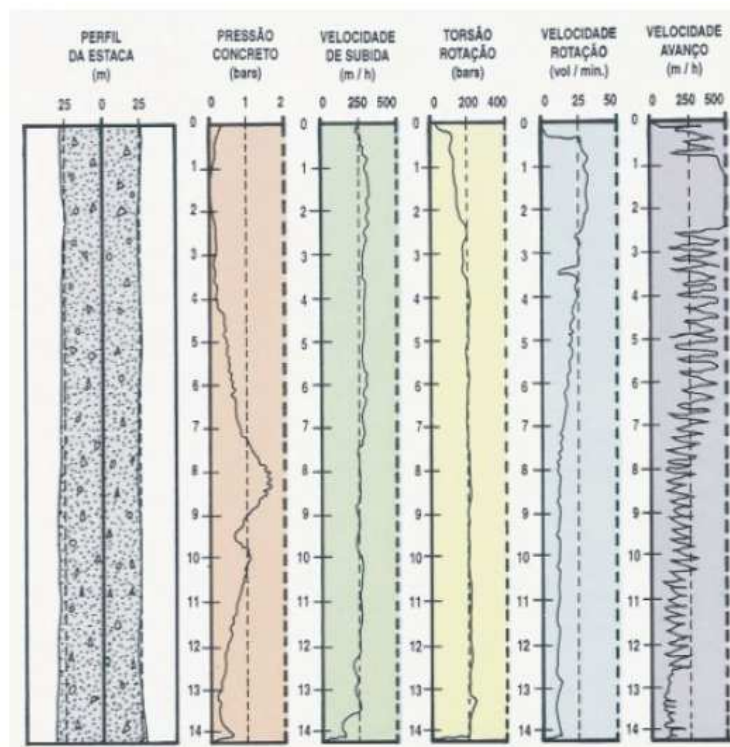


Figura 2.3– Relatório final de monitoramento de uma estaca hélice contínua. (FUNDESP, 2001 *apud* BARRETO, 2005)

O projeto por estaca hélice contínua deve respeitar o espaçamento mínimo de 2,5 vezes o diâmetro da estaca, e uma nova estaca deve ser iniciada somente quando todas as outras situadas em um círculo de raio 5 vezes o seu diâmetro já tenham sido executadas a pelo menos 24 horas (Velloso e Lopes 2010), (a NBR 6122 permite 12 horas) e a distância do eixo de uma estaca até a divisa depende do tipo de equipamento, em que os equipamentos com torque de até 35 kN.m permitem colocar o eixo da estaca a 35 cm da divisa e os de maior torque requerem de 100 a 120 cm.

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

No caso de fundações por estacas, a capacidade de carga conta com duas parcelas de resistência: atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca e a resistência de ponta, na base da estaca.



Logo, quando aumentado o carregamento ao ponto em que se mobilize toda a resistência lateral e de ponta, a estaca estaria na iminência de se deslocar excessivamente, caracterizando a ruptura do elemento. Essa carga máxima recebe o nome de capacidade de carga ou carga de ruptura.

Para a determinação da carga de ruptura de uma estaca, existem na literatura, várias maneiras, como as fórmulas teóricas, que utilizam soluções teóricas da capacidade de carga e parâmetros do solo, e os métodos semi-empíricos, baseados em parâmetros de resistência obtidos em ensaios in situ de penetração (CPT e SPT).

A aplicação de formulações teóricas não são muito utilizadas devido à dificuldade de se obter alguns parâmetros do solo. Por outro lado, alguns autores propõem métodos para estimar a capacidade de carga da estaca usando-se parâmetros obtidos empiricamente em ensaios in situ. Alguns destes métodos são apresentados a seguir.

### 2.2.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

Este método foi desenvolvido a partir de comparações feitas entre resultados de provas de carga em estacas e resultados de ensaios in situ.

A Figura 2.4 ilustra uma estaca carregada axialmente com uma carga ( $P$ ), que é suportada pelas resistências lateral, somatória das resistências laterais ao longo do fuste, ( $R_{l1}, R_{l2}, \dots, R_{ln}$ ) e de ponta, ( $R_p$ ).

Para entender-se o mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo, imagina-se que a carga ( $P$ ) vai sendo dissipada ao longo do fuste, até que é sobrada uma parcela a ser resistida pela ponta da estaca ( $P_p$ ).

Logo, para a capacidade de carga ( $R$ ), tem-se:

$$R = R_l + R_p$$

Equação 2.1

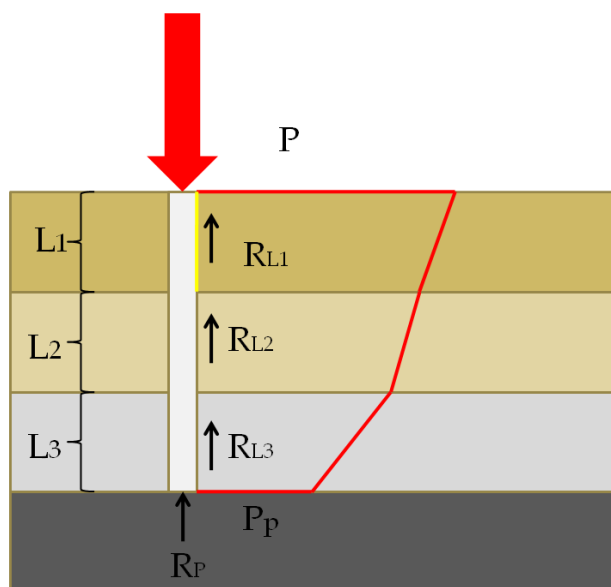


Figura 2.4– Estaca no interior do maciço de solo, com as resistências laterais e de ponta e o diagrama simplificado de transferência de cargas (adaptada de Cintra & Aoki 2010).

Em que as parcelas de resistência lateral ( $R_l$ ) e de ponta ( $R_p$ ) são respectivamente: Equações 2.2 e 2.3.

$$R_l = U \sum (r_l \Delta l) \quad \text{Equação 2.2}$$

e

$$R_p = r_p A_p \quad \text{Equação 2.3}$$

onde ( $U$ ) é o perímetro da estaca e ( $A_p$ ) é a área da ponta da estaca e  $r_l$  e  $r_p$  são as incógnitas geotécnicas que desejamos determinar.

Inicialmente, pelo método Aoki-Velloso, essas incógnitas foram correlacionadas com os valores da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário na luva do cone ( $f_s$ ), conforme Equações 2.4 e 2.5.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad R_p = r_p A_p \quad \text{Equação 2.4}$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad R_l = r_l A_p \quad \text{Equação 2.5}$$

onde F1 e F2 são fatores de correção para considerar o fator escala entre a estaca e o cone. Esses fatores de correção são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1– Valores de F1 e F2 para o método de Aoki e Veloso (Cintra & Aoki, 2010).

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2.5	2 F1
Metálica	1.75	2 F1
Pré-moldada	1+D/0.8	2 F1
Escavada	3.0	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2.0	2 F1

Como no Brasil o ensaio de cone é menos utilizado que o ensaio SPT, os valores  $q_c$  e  $f_s$  podem ser substituídos por uma correlação com o valor  $N_{SPT}$ , utilizando o coeficiente (K) e a razão de atrito ( $\alpha$ ), que dependem do tipo de solo. Equações 2.6 e 2.7.

Assim, tem-se:

$$q_c = K N_{SPT} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad \text{Equação 2.7}$$

e então:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad \text{Equação 2.8}$$

A Tabela 2.2 apresenta os valores de K e  $\alpha$  a serem utilizados.

Tabela 2.2– Valores de K e  $\alpha$  para o método de Aoki e Velloso (Cintra & Aoki,2010).

<b>Tipo de Solo</b>	<b>K (kPa)</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Areia	1000	1.4%
Areia Siltosa	800	2.0%
Areia Silto-argilosa	700	2.4%
Areia Argilosa	600	3.0%
Areia Argilo-Siltosa	500	2.8%
Silte	400	3.0%
Silte Arenoso	550	2.2%
Silte Areno-Argiloso	450	2.8%
Silte Argiloso	230	3.4%
Silte Argilo-Arenoso	250	3.0%
Argila	200	6.0%
Argila Arenosa	350	2.4%
Argila Areno-Siltosa	300	2.8%
Argila Siltosa	220	4.0%
Argila Silto-Arenosa	330	3.0%

Laprovitera (1988) e Benegas (1993),avaliaram o método Aoki e Velloso (1975) a partir de um banco de dados de provas de carga, e ajustaram novos valores de K e  $\alpha$  (Laprovitera,1988) e também não mantiveram as relações  $F2=2F1$ .

As Tabelas 2.3 e 2.4 apresentam esses valores.

Tabela 2.3– Valores de K e  $\alpha$  para o método de Aoki e Velloso (1975).Contribuição de Laprovitera (1988).

<b>Tipo de Solo</b>	<b>K (kPa)</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Areia	600	1.4%
Areia Siltosa	530	1.9%
Areia Silto-argilosa	530	2.4%
Areia Argilosa	530	3.0%
Areia Argilo-Siltosa	530	2.8%
Silte	480	3.0%
Silte Arenoso	480	3.0%
Silte Areno-Argiloso	380	3.0%
Silte Argiloso	300	3.4%
Silte Argilo-Arenoso	380	3.0%

Tabela 2.3 – Valores de K e  $\alpha$  para o método de Aoki e Velloso (1975). Contribuição de Laprovitera (continuação).

Argila	250	6.0%
Argila Arenosa	480	4.0%
Argila Areno-Siltosa	300	4.5%
Argila Siltosa	250	5.5%
Argila Silto-Arenosa	300	5.0%

Tabela 2.4– Valores de F1 e F2 para o método de Aoki e Velloso(1975). Contribuição de Laprovitera (1988) e Benegas (1993).

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2.5	3.0
Metálica	2.4	3.4
Pré-moldada	2.0	3.5
Escavada	4.5	4.5

## 2.2.2 MÉTODO DE CABRAL (1996)

De maneira análoga ao método de Aoki e Velloso (1975), para se prever a capacidade de carga de estacas hélice contínua, a resistência total é dada pelas parcelas de atrito e ponta, tem-se na Equação 2.9:

$$PR = B_1 N U L + B_2 N A_p \quad \text{Equação 2.9}$$

em que:

N – Número do SPT

U – Perímetro da estaca

L – Comprimento da estaca

$A_p$  – Área da ponta da estaca

com ,

B1 N e B2 N em kg/cm<sup>2</sup>

B2 N ≤ 40 kg/cm<sup>2</sup>

Os valores de B1 e B2 são apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5– Valores de B1 e B2 para o método de Cabral (1996).

Tipo de Solo	B1 %	B2 %
Areia	4.0 a 5.0	2 a 2.5
Silte	2.5 a 3.5	1.0 a 2.0
Argila	2.0 a 3.5	1.0 a 1.5

O comprimento (L) da estaca, pode ser dividido de acordo com o número de camadas. Dessa forma, pode-se determinar a capacidade de carga de uma estaca.

### 2.2.3 MÉTODO ALONSO (1996)

Neste método de previsão da capacidade de carga de estacas, os valores das resistências laterais e de ponta, são estimadas a partir de valores do ensaio de SPT-T (ensaio SPT com medidas de torque).

Porém, nem sempre tem-se em mãos os resultados de torque do ensaio SPT-T, mas sim os resultados do ensaio SPT. No entanto, os valores de SPT podem ser correlacionados com resultados de SPT-T, tornando o método usual também quando só se tem disponibilizados os resultados do SPT.

A carga de ruptura da estaca (PR) é dada pela soma das duas parcelas, de ponta (P<sub>p</sub>) e de atrito (P<sub>l</sub>). Pela Equação 2.10:

$$PR = P_l + P_p \quad \text{Equação 2.10}$$

P<sub>l</sub> e P<sub>p</sub> são dados Equações 2.11 e 2.12.

$$P_l = \sum(U \Delta l r_l) \quad \text{Equação 2.11}$$

$$P_p = A r_p \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde,

U – Perímetro da estaca

$\Delta l$  – Espessura da camada a ser considerada

$r_l$  – Atrito lateral ao longo do fuste

A – Área da ponta da estaca

$r_p$  – Resistência de ponta unitária

em que ,

$$r_l = \alpha f_s \leq 200 \text{ kPa}$$

$$f_s \approx N/0,18 \text{ (kPa)}$$

O valor do coeficiente  $\alpha$ , para o caso de estacas hélice contínua, foi obtido a partir da interpretação de provas de carga carregadas até próximo da ruptura. Obteve-se dessa interpretação o valor médio:

$$\alpha = 0,65$$

Obs: Os valores de  $\alpha$  para outros tipos de estacas podem ser obtidos em (Alonso, 1995 e 1996) pela Equação 2.13.

$$r_p = \frac{\beta(T_{\min(1)} + T_{\min(2)})}{2} \quad \text{Equação 2.13}$$

em que:

$T_{\min}^{(1)}$  = média aritmética dos valores do torque mínimo (em kgf.m) no trecho de comprimento  $8D$ , contado a partir da ponta inferior da estaca para cima.

$T_{\text{mín}}^{(2)}$  = idem para o trecho de comprimento 3D, contado a partir da ponta inferior da estaca para baixo, e

$$T_{\text{mín}} \approx N \text{ (em kgf.m)}$$

Obs:

- 1) Os valores de  $T_{\text{mín}}^{(1)}$  e  $T_{\text{mín}}^{(2)}$ , superiores a 40 kgf.m devem ser adotados iguais a 40 kgf.m.
- 2)  $\beta=200$ (kPa/kgf.m) para as areias;  $150$ (kPa/kgf.m) para os siltes e  $100$ (kPa/kgf.m) para as argilas.
- 3) Nota-se então a aplicabilidade do método se faz possível quando se tem apenas os valores de SPT.

#### 2.2.4 MÉTODO DE DÉCOURT-QUARESMA (1978)

Da mesma forma que os métodos descritos anteriormente, a resistência total é dada pela soma das parcelas de atrito e de ponta.

As resistências lateral e de ponta, são dadas pelas Equações 2.2 e 2.3, respectivamente.

O cálculo da adesão, ou do atrito lateral ( $r_L$ ), é feito com base no valor médio do índice de resistência a penetração do SPT ao longo do fuste ( $N_L$ ). No cálculo de ( $N_L$ ), adotam-se limites para  $N_L$ , sendo que  $N_L \geq 3$  e  $N_L \leq 15$ , desconsiderando os valores que serão utilizados no cálculo da resistência de ponta.

Dessa forma,  $r_L$  é dado pela Equação 2.14.

$$r_L = 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad \text{Equação 2.14}$$

Estendendo os limites superiores de  $N_L$  para 50, no caso de estacas de deslocamento e escavadas com lama bentonita.



A resistência de ponta ou a base da estaca, ( $r_p$ ) e dada pela Equação 2.15.

$$r_p = C N_p \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde,

$N_p$  é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, correspondente as camadas da ponta e das imediatamente inferior e superior a mesma.

O coeficiente ( $C$ ) é característico do solo, dado pela Tabela 2.6. que foi ajustado por um banco de dados de 41 provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto.

Tabela 2.6– Coeficiente característico do solo ( $C$ ). Décourt-Quaresma (1978).

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte Argiloso	200
Silte Arenoso	250
Areia	400

Para a utilização do método em outros tipos de estacas, Décourt introduz fatores  $\alpha$  e  $\beta$  nas parcelas de resistência de ponta e lateral respectivamente e a capacidade de carga é obtida pela Equação 2.16.

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) U L \quad \text{Equação 2.16}$$

O método original, (para estacas pré-moldadas, mantém  $\alpha=\beta=1$ , que serve também para estacas metálicas e do tipo Franki.

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são apresentados nas Tabelas 2.7 e 2.8 respectivamente.

Tabela 2.7– Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo. Décourt-Quaresma (1996).

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Estaca escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0.85	0.85	0.3*	0.85*	1.0*
Solos intermediários	0.6	0.6	0.3*	0.6*	1.0*
Areias	0.5	0.5	0.3*	0.5*	1.0*

\* valores apenas orientativos devido ao reduzido número de dados disponíveis

Tabela 2.8– Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo. Décourt-Quaresma (1996).

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Estaca escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0.8*	0.9*	1.0*	1.5*	3.0*
Solos intermediários	0.65*	0.75*	1.0*	1.5*	3.0*
Areias	0.5*	0.6*	1.0*	1.5*	3.0*

\* valores apenas orientativos devido ao reduzido número de dados disponíveis

## 2.3 INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA RECALQUE

### 2.3.1 MÉTODOS DE DAVISSON (1972) E DA NBR 6122 (1996/2010).

De acordo com o critério de Davisson (1972), a carga de ruptura corresponde na curva carga x deslocamento, ao recalque obtido pela expressão:

$$\Delta r = \left( \frac{P L}{A E} \right) + \left( \frac{D}{120 + 4\text{mm}} \right) \quad \text{Equação 2.14}$$

Quando não há uma identificação carga da ruptura durante a prova de carga, segundo a NBR 6122 (2010) a carga de ruptura de uma estaca é convencionalizada

como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento, ao recalque obtido pela equação a seguir:

$$\Delta r = \frac{D}{30} + \left( \frac{P L}{A E} \right) \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde,

$\Delta r$  = recalque de ruptura convencional

$P$  = carga de ruptura convencional

$L$  = comprimento da estaca

$D$  = diâmetro da estaca

$A$  = área da seção transversal da estaca

$E$  = módulo de elasticidade do material da estaca

Essa reta deverá interceptar a curva carga-recalque em determinado ponto, seja na curva experimental ou no trecho extrapolado por método adequado, como a exponencial de Van der Veen (1953) ou a hipérbole de Chin (1970).

### 2.3.2 MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)

Van der Veen (1953) propôs uma metodologia para se estimar a carga de ruptura “R”, em função da curva carga recalque obtida de uma prova de carga. Logo, uma vez que se tenha a curva carga-recalque (ver Figura 2.5), oriunda de uma prova de carga, pode-se extrapolar a curva, considerando-se que a prova de carga prosseguisse por meio da Equação 2.17 proposta por Van der Veen:

$$P = R(1 - e^{-a\rho}) \quad \text{Equação 2.17}$$

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o ajuste da exponencial de Van der Veen é considerado mais confiável se o recalque máximo atingido na prova de carga for de pelo menos 1% do diâmetro da estaca.

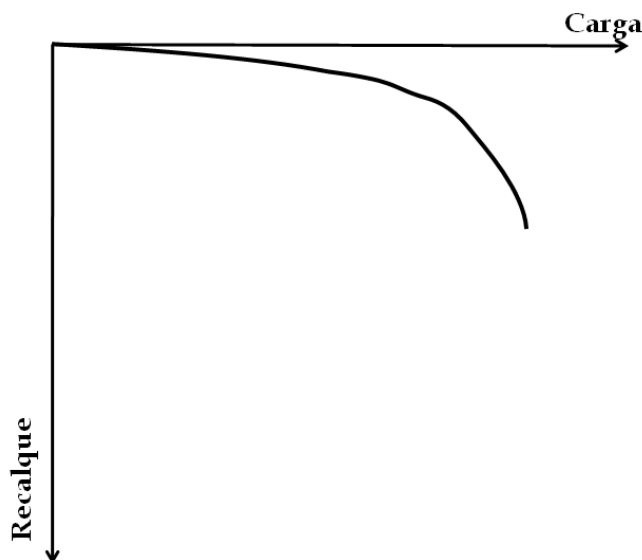


Figura 2.5– Curva carga recalque obtida de um ensaio de prova de carga estática.

Assim, uma prova de carga que apresente uma aparência inicial de uma curva exponencial, pode ser extrapolada de acordo com a Figura 2.5 apresentada anteriormente.

Então, para cada par de pontos da curva (  $P$ ,  $\rho$  ) (Figura 2.7) obtém-se pela equação de Van der Veen, vários valores de “ $R$ ”, plotando-se em um plano cartesiano, no eixo das abcissas os valores dos recalques “ $\rho$ ” e nas ordenadas, os valores de  $-\ln(1-P/R)$  (ver Figura 2.5) em que um dos valores de “ $R$ ” será correspondente ao parâmetro “ $a$ ” da equação de Van der Veen (1953) mais adequado para ser utilizado na extrapolação. A Tabela 2.6, a seguir ilustra os vários valores de “ $P$ ” e “ $\rho$ ” a serem utilizados.

A seguir, Figura 2.6, apresenta-se as curvas obtidas para os “ $n$ ” pares de carga e recalque e o valor indicado por “ $R$ ” é o valor da carga de ruptura calculado pela equação de Van der Veen.

Tabela 2.8– Valores correspondentes das cargas e dos recalques para serem usados na extrapolação da curva carga x recalque para a equação de Van der Veen.

<b>P</b>	<b><math>\rho</math></b>
$P_1$	$\rho_1$
$P_2$	$\rho_2$
$P_3$	$\rho_3$
$\vdots$	$\vdots$
$P_n$	$\rho_n$

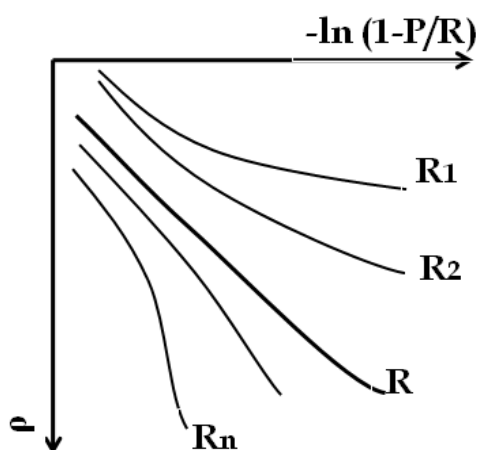


Figura 2.6– Curvas extrapoladas obtendo os valores de “R” correspondentes às supostas cargas de ruptura. Adaptado de (VELLOSO e LOPES, 2010).

A Figura 2.7 apresenta a curva extrapolada (parte tracejada da curva) e a correspondente carga de ruptura “R”, determinada pela extrapolação.

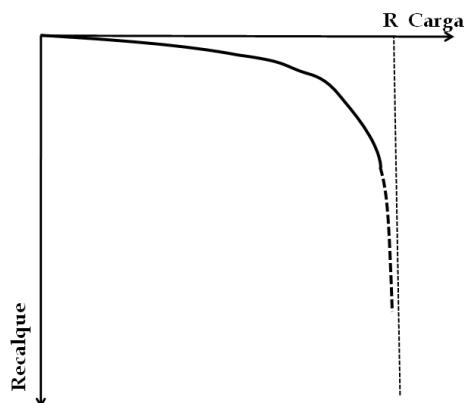


Figura 2.7– Curva extrapolada (parte tracejada da curva) e a carga de ruptura “R” obtida da extrapolação. Adaptado de (VELLOSO e LOPES, 2010).

### 2.3.3 METODO DE CHIN (1970)

Tendo como objetivo a estimativa da carga de ruptura em provas de cargas não levadas à ruptura, Chin (1970), propôs ajustar a curva carga-recalque a uma hipérbole, Equação 2.18, da forma:

$$\frac{\rho}{P} = R (1 - e^{-a\rho}) \quad \text{Equação 2.18}$$

então,

para os valores conhecidos de cargas (P) e recalques ( $\rho$ ), plota-se num plano cartesiano os valores de “ $\rho/P$ ” vs “ $\rho$ ”. O coeficiente linear da reta ajustada sobre esses pontos é o parâmetro (a) e o coeficiente angular (b) são os parâmetros que dão forma à hipérbole de Chin.

### 2.3.4 MÉTODO DÉCOURT (1996)

Quando executa-se provas de cargas em estacas, nem sempre fica evidente na curva carga-recalque, a ruptura física. Dessa forma, deve-se novamente recorrer a algum critério de ruptura.

Décourt (1996), propõe um método simples para a obtenção da suposta carga de ruptura, baseado no conceito de rigidez, esta definida pela razão entre a carga (P) aplicada e o recalque ( $\rho$ ) correspondente. Equação 2.19.

$$R = \frac{P}{\rho} \quad \text{Equação 2.19}$$

Para qualquer tipo de fundação, a tendência é que a rigidez diminua a medida que os recalques aumentam.

Assim sendo, quando a rigidez tende a zero a ruptura é definida como a carga correspondente ao valor de recalque tendendo ao infinito.

Na prática, coloca-se num gráfico os valores da rigidez (R) no eixo das ordenadas e das cargas (P) nas abcissas e com uma simples extrapolação dessa curva, obtém-se o valor da carga (P) correspondente a rigidez (R) nula, que é a carga de ruptura estimada para a curva carga-recalque.

## 2.4 RECALQUES

Nas obras de fundações, um dos aspectos mais importantes é a previsão dos recalques, desde a magnitude até o comportamento destes ao longo de toda a vida útil da obra projetada. De acordo com (Aoki, 2000), o sucesso de uma obra de engenharia civil, principalmente da sua fundação, depende do grau de alteração do maciço de solo, na época da execução da obra e ressalta que esse comportamento pode ser previsto com base na curva carga-tempo-recalque.

O comportamento dos materiais que compõem as camadas do maciço de solo é função da variabilidade destas e de suas origens geológicas.

A NBR-6122 (1996) recomenda que para as obras em que há a predominância de cargas verticais, os recalques devem se medidos para a previsão do comportamento da obra e ainda, que os valores medidos sejam comparados com os calculados, para o aprimoramento dos métodos de previsão de recalques. De acordo com um valor limite para o recalque, é possível limitar a carga admissível da estaca.

Na NBR-6122 (2010) requisita-se que o desempenho das fundações seja verificado através de pelo menos o monitoramento dos recalques medidos na estrutura, sendo obrigatório nos casos: a) Estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total; b) estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável; c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;d) fundações ou estruturas não convencionais.

Alguns autores alegam que é necessário o controle dos recalques somente quando ocorrerem problemas relacionados a estes, como trincas ou rachaduras,

neste caso, as medidas a serem feitas, desde o início da obra tem a função de controle de qualidade da obra.

Segundo Velloso & Lopes (2004), os recalques ocorrem devido a duas parcelas, uma imediata (logo após a aplicação da carga ao solo) e outra ao longo do tempo (tempo referido até a estabilização do recalque).

O recalque imediato é relacionado com deformações a volume constante, distorções sem redução do índice de vazios e o recalque ao longo do tempo, para o caso das argilas, com o fenômeno do adensamento, que é a expulsão de água do solo e consequente redução do índice de vazios. Pode ocorrer também o fenômeno da fluência, fenômeno relacionado a viscosidade e tratado como adensamento secundário. A Figura 2.8 ilustra a ocorrência dos recalques de um elemento de fundação, para entendermos tais fenômenos.

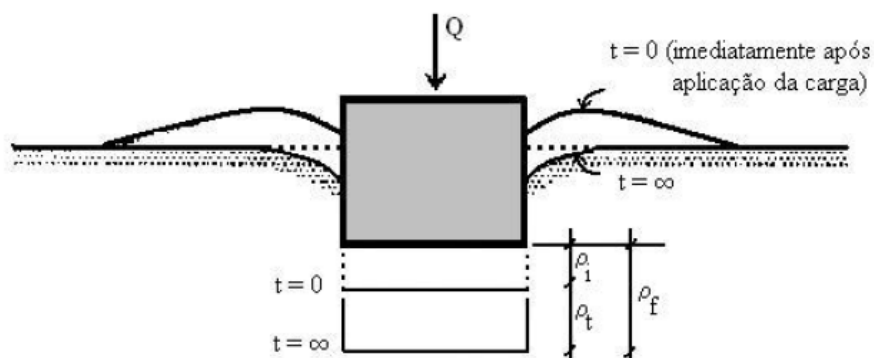


Figura 2.8– Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical (Velloso & Lopes, 2004).

Para entender o comportamento de uma estaca, desde o início do carregamento até a ruptura, é preciso entender o mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo, conhecido como interação estaca-solo. A carga é transferida ao maciço por duas parcelas: Atrito lateral ao longo do fuste e a carga de ponta, como comentado anteriormente.



### 2.4.1 MÉTODO DE POULOS E DAVIS

Poulos e Davis (1968) propuseram um método que analisa uma estaca única, considerando-a primeiramente como um elemento incompressível e carregado axialmente em solo elástico ideal.

Os resultados mostram que essa metodologia é mais eficiente quando a compressibilidade do solo é relativamente maior do que a da estaca, ou seja, é melhor para analisar estacas inseridas em solo mole.

A estaca é assumida ser constituída de  $n$  elementos cilíndricos com cada um sendo solicitado por uma carga cisalhante uniforme  $p$  e uma tensão radial uniforme  $\sigma$ , e uma base circular sujeita a uma tensão vertical uniforme  $p_b$  e a partir da integração das equações de Mindlin, obtém-se os deslocamentos devido a uma carga pontual em uma massa semi-infinita.

Nessa metodologia, a estaca é dividida em um número de elementos uniformemente carregados, e obtém-se a solução compatibilizando-se os deslocamentos da estaca com o deslocamento do solo adjacente para cada elemento da estaca. O deslocamento da estaca é obtido considerando-se a compressibilidade da estaca sobre carga axial e os deslocamentos do solo pela resolução da equação de Mindlin.

O recalque é dado pela Equação 2.20.

$$\rho = \frac{Q I}{E B} \quad \text{Equação 2.20}$$

em que:

$$I = I_o R_k R_h R_v R_b \quad \text{Equação 2.21}$$

Sendo:

$I_0$  = fator de influência, função da razão entre o diâmetro da base da estaca e o diâmetro da estaca;

$R_k$  = fator de correção para a compressibilidade da estaca;

$R_h$  = fator de correção para a espessura de solo compressível;

$R_v$  = fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;

$R_b$  = fator de correção para a ponta em solo mais rígido, que considera o módulo de Young do solo sob a base da estaca.

Obs: Os valores desses fatores são encontrados em ábacos como em Velloso e Lopes (2010), e podem ainda serem implementados em programas de computador.

Segundo Velloso e Lopes (2002), os métodos de previsão de recalque podem ser classificados com base na Teoria da Elasticidade, métodos numéricos e semi-empíricos.

A Teoria da Elasticidade é um recurso muito importante para o cálculo de recalques, desde que saibamos como fazer as considerações de maneira adequada. Baseado na Teoria da elasticidade, Mindlin (1936) desenvolveu equações para o cálculo de tensões e recalques em um determinado ponto do maciço devido a uma carga aplicada na mesma massa, considerando-se a resistência de ponta e atrito lateral.

Dessa forma, baseando-se nas equações de Mindlin (1936), os recalques podem ser analisados pelo Método de Poulos e Davis (1968).

São várias as maneiras de se calcular os recalques, como o método de Randolph (1977), que analisa os efeitos de transferência de carga separadamente, de ponta e atrito lateral, juntando os efeitos posteriormente. Outra forma é adotar o comportamento da curva carga-recalque como a curva de Van der Veen (1953), que é sugerido no método de Aoki (1989), discutido a seguir.

#### 2.4.2 MÉTODO DE AOKI (1989)

Devido a necessidade de se conhecer o comportamento dos recalques em função da carga aplicada em uma estaca, vários métodos são propostos por diversos autores, e Aoki (1989) propôs a metodologia a seguir:

Admitindo-se aplicável a equação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953), e calculada a capacidade de carga “R”, é feita a estimativa do recalque “ $\rho$ ” para uma carga “P”, compreendida entre  $R_L$  e  $R/2$ , determina-se o valor de “a” ( que determina a forma da curva ) e então tem-se uma previsão da curva carga x recalque.

Então, sendo:

$$R_L < P < \frac{R}{2}$$

Sendo assim, determina-se o valor de “a”(Equação 2.22), onde  $R_L$  é o valor da resistência por atrito lateral da estaca e “a” é o valor do coeficiente da equação de Van der Veen (1953).

$$a = \frac{-\ln(1-P/R)}{\rho} \quad \text{Equação 2.22}$$

A Equação 2.22 é a equação da curva carga x recalque.

Porém, para este método é necessário conhecer a capacidade de carga da estaca e os valor do recalque correspondente a uma carga aplicada.

Baseado na teoria da elasticidade, calcula-se então o recalque total da estaca levando em consideração as deformações da estaca e do solo da fundação. Nesta dissertação, para se determinar as deformações da estaca e do solo envolvente, foi utilizado o procedimento mostrado em Cintra e Aoki (2010), descrito a seguir.

Uma estaca embutida no terreno, estará sujeita a uma carga vertical aplicada na sua cabeça. Como todo material sujeito a esforços, a estaca tende a se deformar para atingir uma nova condição de equilíbrio e, deste modo, esta carga ocasionará um encurtamento da estaca. A Figura 2.9 mostra as resistências mobilizadas ao longo da estacas e na sua ponta, quando aplicada uma carga  $P$  maior que  $R_L$  no topo da estaca. Na Figura 2.9, “ $L_i$ ” são as diferentes camadas ao longo da estaca, e  $R_{L_i}$  é a resistência por atrito lateral completamente mobilizada na camada  $i$ .

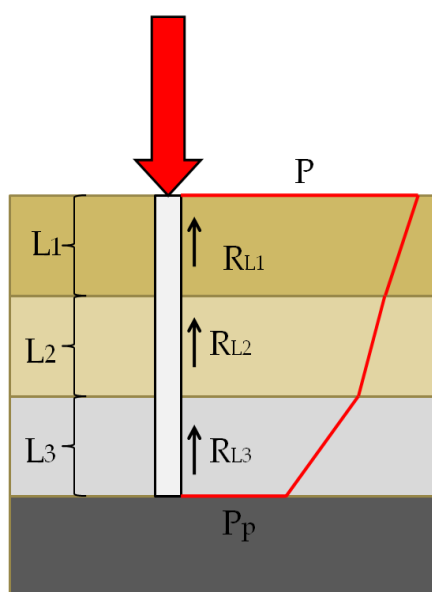


Figura 2.9– Ilustração de uma estaca no interior do terreno, com os esforços mobilizados com a aplicação de carga sobre a cabeça de estaca. Adaptado de (Cintra e Aoki, 2010).

De acordo com o esquema da Figura 2.10, considera-se as características das diferentes camadas de solo em que a estaca é inserida, e traça-se o diagrama de esforço normal ao longo da estaca. O encurtamento elástico da estaca pode ser calculado pela Equação 2.23.

$$\rho_e = \left(\frac{1}{A E_c}\right) \cdot \sum (P_i L_i) \quad \text{Equação 2.23}$$

Em que “ $\rho_e$ ” é o encurtamento elástico da estaca, “ $A$ ” é a área da seção transversal da estaca, “ $E_c$ ” é o módulo de elasticidade do concreto que varia de acordo com o

tipo de estaca, " $P_i$ " é o valor do esforço normal correspondente ao centro da camada " $i$ " e " $L_i$ " é o comprimento da camada " $i$ ".

De maneira análoga, o solo, como qualquer outro material, sofrerá também deformações, de acordo com a carga que lhe foi transferida. O recalque ocorrido na cabeça da estaca, deve-se a duas parcelas: o encurtamento elástico da própria estaca e as deformações verticais das camadas subjacentes à base da estaca, até o indeslocável.

Para considerar a parcela do recalque devido às deformações das camadas de solo, usa-se o esquema apresentado na Figura 2.10.

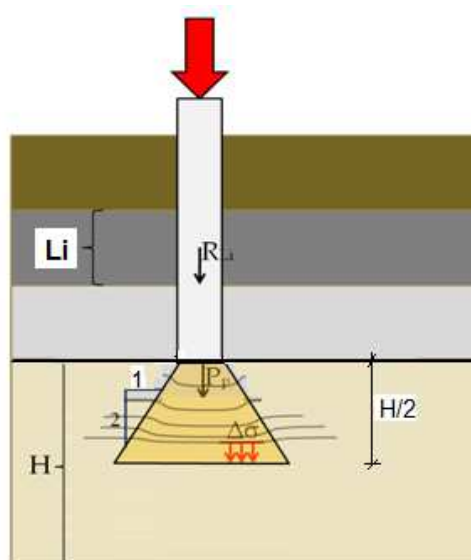


Figura 2.10– Ilustração de uma estaca no interior do terreno, com o bulbo de tensões considerado devido a carga de ponta da estaca. Adaptado de (CINTRA e AOKI, 2010).

Na Figura 2.10, " $H$ " corresponde a espessura da camada abaixo da ponta da estaca em que se verifica a deformação do solo, " $L_i$ " é a espessura da camada " $i$ " ao longo da estaca, e " $P_p$ " e " $R_{L_i}$ " são respectivamente a carga que chega na ponta da estaca e a resistência por atrito lateral da cada camada " $i$ ", respectivamente.

Para o bulbo de tensões a serem propagadas, tanto a carga de ponta como a carga devido ao atrito lateral, adota-se que a propagação de tensões ocorre na proporção 1:2 (Figura 2.10).

As camadas de solo que suportam a estaca tendem a se deformar devido a duas parcelas: uma parte devido a carga mobilizada por atrito lateral ao longo da estaca, e a outra devido a carga que chega na ponta. A superfície do indeslocável é o limitante das camadas que sofrerão deformações.

Para os acréscimos de tensão, de acordo com Cintra e Aoki (2010), na camada de solo de espessura “H” devido a parcela da carga “P” que chega na ponta da estaca ( $P_p$ ) pela Equação 2.24.

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P p}{\pi (D+h+H/2)^2} \quad \text{Equação 2.24}$$

E, o acréscimo de tensões no solo devido e a mobilização da resistência por atrito lateral na estaca ao longo da camada “i” é calculada pela Equação 2.25.

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 R L i}{\pi (D+h+H/2)^2} \quad \text{Equação 2.25}$$

em que “D” é o diâmetro do fuste da estaca, e “h” é a distância do centro da camada “i” de espessura “Li” até a ponta da estaca.

Então, o acréscimo de tensões total “ $\Delta\sigma$ ” na linha média da camada “H” acima da superfície indeslocável é dado pela soma dessas duas parcelas: Equação 2.26 (“n” é o número de camadas ao longo da estaca).

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \quad \text{Equação 2.26}$$

Finalmente com base na teoria da elasticidade linear, pode-se estimar o recalque devido ao solo na camada “H”, pela Equação 2.27.

$$\rho_s = \sum \frac{\Delta\sigma H}{E_s} \quad \text{Equação 2.27}$$

em que  $E_s$  é o valor do módulo de elasticidade do solo.

Os recalques devido ao solo devem ser calculados nas camadas abaixo da camada "H" até a profundidade da superfície indeslocável, do mesmo modo descrito acima. Deste modo, o recalque total devido ao solo é a soma dos recalques das camadas abaixo da ponta da estaca e acima da superfície indeslocável.

### 2.4.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO

Existem na literatura geotécnica diferentes correlações para a estimativa do valor do módulo de elasticidade do solo a partir dos valores de  $N_{SPT}$ .

De acordo com Cintra e Aoki (2010), o módulo de elasticidade do solo pode ser calculado pela Equação 2.28.

$$E_s = E_o \left( \frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n \quad \text{Equação 2.28}$$

Onde,

$E_o$ - módulo de elasticidade do solo antes da execução da estaca.

$\sigma_o$ - tensão geostática no centro da camada de solo.

$n$ - expoente que depende da natureza do solo:  $n=0,5$  para solos arenosos e  $n=0$  para as argilas.

e para o valor de  $E_o$ , Aoki (1984) sugere:

$E_o = 6 K N_{SPT}$  para estacas cravadas

$E_o = 4 K N_{SPT}$  para estacas hélice contínuas

$E_o = 3 K N_{SPT}$  para estacas escavadas

Em que (K) varia de acordo com o tipo de solo (coeficiente empírico do método Aoki-Velloso (1975).

Clayton (1986) sugere, baseado em trabalho de Burland e Burbidge (1985), relações de  $E/N_{SPT}$  para solos granulares, considerando faixas de ocorrência dos valores, visualizados na Tabela 2.7.

Tabela 2.9- Valores de  $E/N_{SPT}$  para solos granulares (Clayton, 1986).

N <sub>SPT</sub>	E/N <sub>SPT</sub> (Mpa)		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1.6 - 2.4	0.4 - 0.6	3.5 - 5.3
10	2.2 - 3.4	0.7 - 1.1	4.6 - 7.0
30	3.7 - 5.6	1.5 - 2.2	6.6 - 10.0
60	4.6 - 7.0	2.3 - 3.5	8.9 - 13.5

E para solos argilosos, propôs que:

$$E/N_{SPT} = 6,3 \text{ a } 10,4 \text{ (MPa)}$$

Os valores de  $E/N_{SPT}$ , são supostamente referentes ao  $N_{60}$ , ou seja, a energia no SPT é normalizada para uma eficiência de 60% no ensaio de SPT, e na maioria das vezes, não se tem disponível o valor da eficiência do equipamento utilizado.

Ao utilizarmos correlações com os valores de resistência a penetração (N) dos ensaios SPT, deve-se ficar atento com os parâmetros encontrados, que podem variar muito entre si, devido as diferenças da eficiência que variam de equipamento para equipamento, fazendo-se cometer equívocos ou erros grosseiros. A eficiência pode ser relacionada de um ensaio para o outro da maneira a seguir: Equação 2.29.

$$N_1 E_1 = N_2 E_2 \quad \text{Equação 2.29}$$

Onde,

N1- número de golpes (N) do ensaio de SPT para a energia do equipamento

(1)



N2- número de golpes (N) do ensaio de SPT para a energia do equipamento  
(2)

E1- eficiência do sistema do equipamento (1)

E2- eficiência do sistema do equipamento (2)

#### 2.4.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ESTACA

Para a estimativa do módulo de elasticidade do elemento estrutural, estaca, encontram-se várias sugestões de valores recomendados para projetos.

No caso de estacas hélice contínua, Cintra & Aoki (2010) propõem o uso do valor do módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) de 21 GPa.

O valor da resistência característica do concreto aos 28 dias, ( $f_{ck}$ ) para estacas hélice contínua é de 20 MPa e o módulo de elasticidade do concreto se calculado de acordo com a NBR 6118 (1981) , será: Equação 2.30.

$$E_c = 5600 f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \text{Equação 2.30}$$

Neste caso o valor aproximado do módulo será 25 GPa.

#### 2.5 PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

A previsão da curva carga-recalque completa pode se feita de diferentes maneiras, dentre elas um modo prático é ajustar uma curva, em que esta passe por um ponto caracterizado pela carga de trabalho-recalque e a carga de ruptura como assíntota (Aoki, 1989), ou ainda dividir a curva carga-recalque em partes, evidenciando as parcelas de recalques devido às resistências lateral e de atrito.

### 2.5.1 MÉTODO DE AOKI (1989)

Aoki (1989) cita que a curva carga-recalque pode ser representada pela equação de Van der Veen (1953), uma vez que se tenha um ponto da curva carga-recalque (carga de trabalho e recalque correspondente) e a carga de ruptura, estes calculados de maneira conveniente. No método, a carga (P) corresponde a um recalque calculado ( $\rho$ ), e tem seu valor maior que a resistência por atrito lateral acumulada e menor que a resistência total ou capacidade de carga da estaca (R) calculada. A condição ideal é que o recalque calculado, deve corresponder a carga de serviço (carga de trabalho) da estaca.

Nos casos em que a resistência lateral calculada for maior que a carga de trabalho, a carga de ponta a ser resistida pela estaca seria igual a zero, porém, a hipótese de que a resistência lateral é esgotada totalmente e posteriormente inicia-se a “mobilização da resistência da ponta”, é uma hipótese simplificadora, pois as resistências lateral e de ponta agem concomitantemente.

Respeitando-se essas limitações quanto a aplicação dessa metodologia, podemos obter a equação da curva, da seguinte maneira:

Com estes dados aplica-se a equação de Van der Veen (1953): Equação 2.31.

$$P = R (1 - e^{-a\rho}) \quad \text{Equação 2.31}$$

Conhece-se a carga de ruptura (R) e a carga de trabalho e seu respectivo recalque. O recalque da estaca para a carga (P) é estimado pelo método Aoki (1989) descrito no item anterior. Com estes dados, determina-se o valor do parâmetro (a) e então teremos uma equação a qual para cada valor do recalque ( $\rho$ ), obtem-se um valor da carga correspondente (P). Esses pontos definem a curva carga-recalque.

## 2.5.2 MÉTODO DAS DUAS RETAS (MASSAD 1992, 1993 E 1995)

Baseado nas relações de Cambefort (1964), Massad (1992, 1993 e 1995) propõe uma metodologia conhecida como método das “duas retas”, para a interpretação da curva carga-recalque de estacas compressíveis.

A rigidez relativa solo-estaca ( $k$ ) é um coeficiente adimensional que permite, de acordo com seu valor, classificar as estacas, de acordo com a Tabela 2.10. A determinação do coeficiente ( $k$ ) será discutida mais a diante.

Tabela 2.10– Coeficientes ( $k$ ) das estacas.(MASSAD, 1993).

Estaca	Condição
Rígida ou "curta"	$k \leq 2$
Intermediária	$2 < k < 8$
Compressível ou "longa"	$k > 8$

De acordo com as relações de Cambefort, (Cambefort, 1964 *apud* Massad, 1993) a transferência de cargas ao solo é considerada separando-se o recalque devido a resistências lateral e de ponta.

Assim sendo, uma parcela do recalque ( $y_1$ ) ocorre enquanto a resistência por atrito lateral está sendo mobilizada e quando o atrito lateral “saturou” ao longo do fuste, ocorre o deslocamento total de ( $y_1$ ). Em seguida, os acréscimos na carga se dão às custas da ponta da estaca até que o deslocamento da ponta atinja ( $y_2$ ), quando a estaca rompe (Figura 2.11).

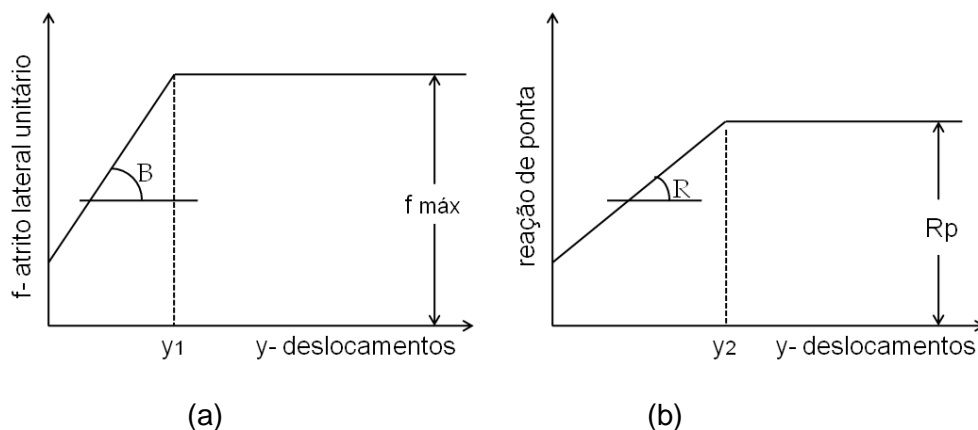


Figura 2.11– Relações de Cambefort.(a) –Parâmetro (B). (b) – Parâmetro (R), função da reação de ponta unitária (q). Adaptado de (MASSAD, 1991).

O coeficiente (k) é dado pela Equação 2.32.

$$k = \frac{4(h/D)^2BD}{E_c} \quad \text{Equação 2.32}$$

onde,

h –Altura da estaca

D –Diâmetro da estaca

B – Tangente da reta correspondente à mobilização do atrito lateral

$E_c$  – Módulo de elasticidade do material da estaca

De acordo com a Figura 2.11, nota-se que :

$$f = B y \quad \text{quando } y < y_1$$

$$f = f_{m\acute{a}x} = f_{ult} = B y_1 \quad \text{quando } y \geq y_1$$

$$q = R y \quad \text{quando } y < y_2$$

$$q = q_{m\acute{a}x} = q_{ult} = R y_2 \quad \text{quando } y \geq y_2$$

sendo,

f – atrito lateral unitário mobilizado

$f_u$  – atrito lateral unitário máximo mobilizado

q – reação de ponta unitária mobilizada

$R$  – Tangente da reta correspondente à mobilização da resistência de ponta unitária

$q_{ult}$  – resistência de ponta (máxima resistência de ponta mobilizada, unitária).

Os valores de  $y_1$  e  $y_2$  são dados por:

$$y_1 = \frac{f_u}{B} \quad \text{Equação 2.33}$$

$$y_2 = \frac{R_p}{R} \quad \text{Equação 2.34}$$

em que  $y_1$  e  $y_2$  são os deslocamentos necessários para esgotar as resistências por atrito e de ponta respectivamente.

Para a estimativa dos parâmetros de Cambefort, Massad (1991) propõe: para  $f_u$  e  $q_u$ , utilizou-se o método de Aoki e Velloso (1975), que correspondem às cargas máximas lateral e de ponta, unitárias, mobilizadas e os parâmetros ( $B$ ) e ( $R$ ) são estimados a partir de uma adaptação proposta por Cassan (1978). Equações 2.35 e 2.36.

$$B = 2 E_f \quad \text{Equação 2.35}$$

$$R = 4 E_p \quad \text{Equação 2.36}$$

onde,  $B$  e  $R$  são, respectivamente, os módulos de elasticidade do solo ao longo do fuste e na ponta da estaca, em ( $\text{kN/m}^3$ ). Os valores de  $E_f$  (para o fuste) e  $E_p$  (para a ponta) são obtidos pela Equação 2.37.

$$E = b k NSPT \quad \text{Equação 2.37}$$

com (b) e (k) conforme a Tabela 2.8.

Tabela 2.11– Valores de (b) e (k). (KOCHEN, 1989 apud MASSAD, 1991)

Solo	Classificação	b	k
Argila	siltosa	7	2.0
	arenosa	7	3.5
Silte	argiloso	5	2.5
	arenoso	5	4.5
Areia	argilosa	3	5.5
	siltosa	3	7.0

Finalmente, pode-se traçar a curva carga-recalque prevista pelo método das duas retas. A Figura 2.12 ilustra a curva prevista.

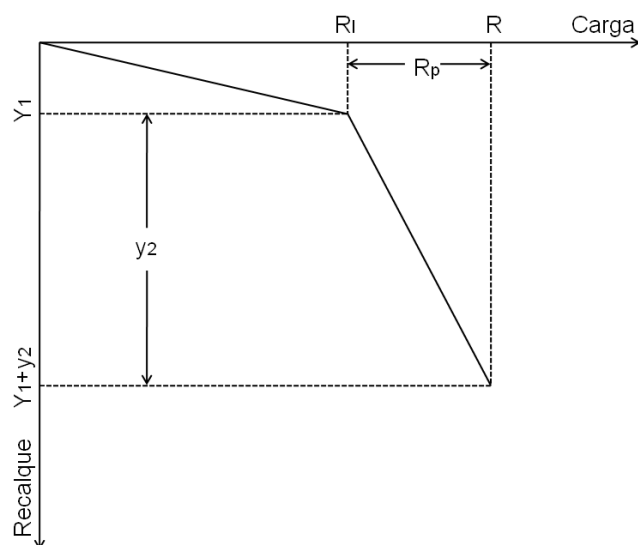


Figura 2.12– Curva carga-recalque pelo método das duas retas (Adaptado de MASSAD, 1991).

Existe uma carga residual aprisionada na ponta da estaca, que fica aprisionada pelo terreno, devido ao atrito lateral que atua no fuste, de cima para baixo, que surge logo após a cravação de uma estaca. Logo, ao se aplicar uma carga na cabeça da estaca, a ponta começa a agir imediatamente e juntamente com o atrito lateral, até que este seja revertido. Este fenômeno é conhecido como a “reversão do atrito lateral”. A carga de ruptura não é alterada, mas a forma da curva

carga-recalque no topo da estaca muda significativamente em função dessa carga residual.

Para se levar em conta esses efeitos existe um parâmetro ( $\mu$ ), que quantifica a ação da carga residual e eventualmente modifica as relações de Cambefort. Equação 2.38.

O parâmetro ( $\mu$ ) é definido por:

$$\mu = \frac{1+P_h}{A_{lr}} \quad \text{Equação 2.38}$$

onde,

$P_h$  é a carga residual na ponta e  $A_{lr}$  é o atrito lateral na ruptura. Notemos que, como,  $P_h \leq A_{lr}$ , segue que:

$$1 \leq \mu \leq 2$$

O intervalo de variação do parâmetro ( $\mu$ ) é válido para estacas cravadas. Para estacas escavadas,  $\mu=1$ , ou seja, não existe carga residual e as relações de Cambefort não são modificadas.

Este método é aplicável quando a estaca é rígida ou “curta”, ou seja,  $k \leq 2$ .

## 2.6 ANÁLISE DA SEGURANÇA E CONFIABILIDADE DE FUNDAÇÕES

As obras de engenharia estão sujeitas à variabilidade das solicitações e das resistências em seu sistema. No caso de obras de fundações, a situação é mais crítica, já que além da variabilidade dos materiais dos elementos estruturais, também existe a grande variabilidade das características do maciço geotécnico da fundação.

De acordo com Aoki (2008), as causas da variabilidade dos fatores determinantes das solicitações e das resistências dos elementos de fundação que

influenciam a probabilidade de ruína, e que devem ser consideradas em projeto incluem os grupos seguintes:

- Grupo A: Causas de flutuação das cargas. Este grupo leva em consideração as incertezas e variabilidades das condições de carregamento (cargas permanente e móvel, inclusive efeito dinâmico), condições externas independentes da carga (variação de temperatura, forças do vento, comportamento do solo) ;
- Grupo intermediário. Considera as incertezas nos cálculos das solicitações (variação da rigidez, imperfeição dos métodos utilizados, condições inadequadas das condições de contorno);
- Grupo B: Causas de flutuação da resistência. Leva em conta as imprecisões do modelo adotado de transferência de carga, e a variabilidade dos limites de resistência dos materiais e as dimensões da estrutura, inclusive das camadas de solo.

É importante lembrar que a resistência final da fundação depende do grau de perturbação provocado no solo durante a execução, e das propriedades do solo natural. Logo, os coeficientes de variação da resistência do solo natural não são iguais aos da fundação. Deste modo, é importante fazer a escolha de um modelo adequado de cálculo dos parâmetros geotécnicos envolvidos no projeto. Para que a obra tenha desempenho satisfatório, Aoki (2008) afirma que é adequado que a fundação atenda o estado limite último ou de ruína, e tenha segurança necessária para a não ocorrência da ruptura, e para o estado limite de serviço, que sejam satisfeitas as condições impostas pela estética, funcionalidade e durabilidade da obra.

De maneira geral, esses estados limites são ultrapassados quando a solicitação ( $S$ ) ultrapassa o valor da resistência ( $R$ ) mínima para garantir a fundação quanto a ruptura ou funcionalidade.



A aplicação do fator de segurança no dimensionamento de obras geotécnicas pode ser de acordo com os seguintes princípios:

- Princípio das tensões admissíveis, em que as tensões máximas oriundas das solicitações do carregamento de serviço não devem ultrapassar a tensão admissível do material, onde as tensões admissíveis são obtidas dividindo-se as tensões de ruptura por um fator de segurança global;
- Princípio da carga de ruptura, onde as tensões de trabalho são majoradas por fatores de segurança globais e não devem superar as tensões de resistência última do material. O fator de segurança que majora as tensões de trabalho podem ser diferentes para as cargas permanentes e móveis e ainda variar de acordo com o tipo de cada uma delas;
- Princípio dos fatores parciais de segurança, que aplicam-se fatores parciais de segurança para majorar as cargas características e comparam estas tensões com as resistências características, minoradas por um fator de minoração;

Considerando-se que as solicitações e as resistências dos elementos de fundação são variáveis, estes valores devem ser tratados estatisticamente. Como simplificação, pode-se admitir que as funções estatísticas de densidade de probabilidade são normais ou gaussianas.

Basicamente existem três maneiras de se tratar os dados estatísticos para a análise de segurança nas obras de fundações, que são:

- Hipóteses deterministas, em que utilizam-se o método das tensões admissíveis;
- Hipóteses semi-probabilistas, em que ou as solicitações ou as resistências dos elementos de fundação é considerada determinista (não variável).
- Hipóteses probabilísticas, em que calculam-se a probabilidade de ruína considerando-se a variabilidade das solicitações e resistências nas fundações.

A Figura 2.13 ilustra as possíveis abordagens nos projetos de fundações, de acordo com as solicitações e as resistências envolvidas.

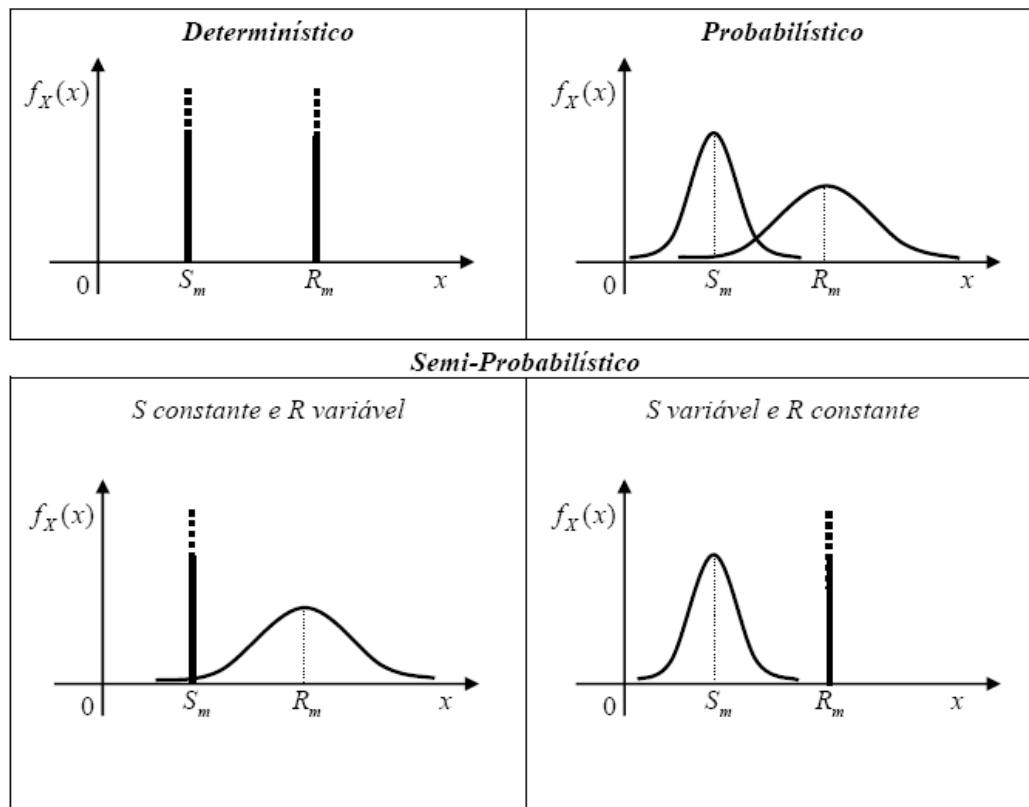


Figura 2.13– Diferentes maneiras de verificar a segurança das fundações (Silva, 2006).

Uma vez que o fator de segurança global é tido como o quociente entre os valores médios das resistências e das solicitações, nota-se que ele será o mesmo para os quatro casos da Figura 2.13, já que os valores de  $R_m$  (resistência média) e  $S_m$  (solicitação média) são fixos. Esse tipo de raciocínio que analisa apenas o projeto quanto ao fator de segurança global, não leva em consideração a forma das curvas, o que leva a erros na análise de segurança da fundação, que crescem de acordo com a “abertura” das curvas, já que as variabilidades destas não são analisadas.

Para este trabalho, utilizou-se a abordagem probabilista para as análises dos dados, objetivando-se determinar a probabilidade de ocorrência de recalques superiores a 15 mm (a NBR 6122/96 recomenda que se determine a carga admissível como sendo a capacidade de carga com fator de segurança igual a 2, ou a carga que leva um recalque de 15 mm com fator de segurança 1,5). Neste presente caso foi estimada para cada obra analisada a probabilidade de uma estaca hélice contínua recalcar mais que 15 mm. Não foi considerada nas análises o efeito de grupo nos recalques.

### 2.6.1 ABORDAGEM DETERMINÍSTICA

Para este tipo de análise, considera-se uma carga limite atuante para determinar-se valores aceitos (carga admissível), aplicando-se um fator de segurança à carga última estipulada para a fundação.

De acordo com a NBR 6122/96 a carga admissível é considerada aquela que provoca recalques não prejudiciais à obra, que ofereça segurança contra a ruptura ou escoamento do maciço ou do próprio elemento de fundação.

A NBR 6122/2010 determina que a carga admissível ou resistente de projeto seja determinada a partir da interpretação de um ou mais métodos, como, provas de carga, métodos estáticos, estado limite de serviço, métodos dinâmicos, fórmulas dinâmicas ou ensaios de carregamento dinâmico.

Porém, como já comentado anteriormente, essa abordagem pode ser considerada incompleta, por não levar em consideração as variabilidades das solicitações e das resistências nos elementos de fundação da obra.

### 2.6.2 ABORDAGEM SEMI-PROBABILÍSTICA

Aplica-se um fator de segurança ponderado para definir um valor limite para a solicitação, o qual determina a restrição da utilização (estado-limite de utilização), em que a máxima carga é limitada por restrições de funcionamento da obra (durabilidade, estética e etc) ou da própria segurança (estado-limite último), o qual a máxima solicitação é limitada pelo valor da resistência do material.

### 2.6.3 ABORDAGEM PROBABILÍSTICA

Pelas duas filosofias de projetos descritas anteriormente, das cargas admissíveis e das cargas características, ainda existem falhas ao se analisar a segurança de uma fundação, porque somente os fatores de segurança, mesmo os recomendados pela norma, não eliminam a probabilidade de ruína.

Em todo projeto, deve-se estabelecer um valor extremo (aceitável) para a probabilidade de ruína da fundação, que atenda além dos fatores de Norma, um risco considerado aceitável. Pela análise matemática da probabilidade de ruína, toda fundação tem a probabilidade de falhar, ou seja, nenhuma obra é 100% segura.

Deste modo, é relevante ressaltar que as resistências do maciço e dos elementos de fundações, e também as solicitações nestas são variáveis aleatórias, e que sempre existirá uma probabilidade de ruína de um elemento da fundação.

Zhang (2001) cita que a realização de provas de carga em estacas é uma maneira importante de se medir as incertezas no projeto de fundações por estacas. A variabilidade das resistências que formam a fundação de uma obra pode ser estimada por provas de carga.

Oliveira (1998) alega que são inevitáveis alguns tipos de incertezas em um projeto de fundações, resumidas em quatro tipos: Determinação das cargas, variabilidade das condições do maciço de solo, determinação dos parâmetros de projeto, e o grau de o quanto o modelo analítico representa o comportamento da fundação.

A probabilidade e a estatística podem ser usadas como ferramentas matemáticas eficientes para avaliar essas incertezas, no entanto, a maior dificuldade para essa avaliação é arbitrar o grau de influência de cada uma delas na análise global, ou nas próprias medições dessas grandezas.

Orr e Breyse (2008), afirmam que o fator de segurança sozinho não considera a variabilidade do solo da fundação e não pode proporcionar uma avaliação confiável da segurança e da probabilidade de ruína.

### 2.6.3.1 FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL E PARCIAL

Em um projeto de fundações, cada elemento da fundação tem um valor de capacidade de carga (R) e outro valor para a solicitação oriunda do carregamento neste elemento (S).

A situação mais crítica para uma obra é a consideração de que a resistência e a solicitação de cada elemento são variáveis aleatórias e independentes entre si. Esta condição é chamada de probabilidade de ruína não condicionada.

Para quantificar o quão a resistência é maior que a solicitação, chama-se de fator de segurança global, a razão entre resistência média e solicitação média dos elementos de fundação que compõem a fundação de uma estrutura. Equação 2.39.

Dessa forma,

$$FS = \frac{R_{med}}{S_{med}} \quad \text{Equação 2.39}$$

onde,  $(R_{med})$  e  $(S_{med})$  são os valores das médias da resistência e da solicitação respectivamente.

O fator de segurança parcial, pode ser obtido, aplicando-se fatores parciais de majoração das solicitações e minoração das resistências.

### 2.6.3.2 PROBABILIDADE DE RUÍNA

É possível a partir dos valores de  $(R)$  e  $(S)$  de um conjunto de elementos de fundação de uma estrutura, construir as curvas das funções de densidade de probabilidade de resistência e de solicitação.

De acordo com Ang & Tang (1984) a probabilidade de ruína ( $p_f$ ) corresponde à convolução de duas funções  $f_S(S)$  e  $F_R(S)$ , em que  $F_R(S)$  é a distribuição acumulada de  $f_R(R)$ , que é a área hachurada em preto da curva da Figura 2.14– Esta área hachurada representa a função cumulativa de densidade de probabilidade  $F_R(s)$  para o valor corrente da variável  $x = s$ . A probabilidade de ruína da Equação 2.40 é a integral do produto desta função pela função densidade de probabilidade da solicitação.

Com essa consideração, a curva de densidade de probabilidade fica definida por um valor médio da variável, por um desvio padrão e o coeficiente de variação, que é a relação entre o desvio padrão e o valor médio. A Figura 2.14 ilustra a curva de densidade de probabilidade de solicitação e de resistência.

A probabilidade de ruína é dada pela Equação 2.40.

$$P_F = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(s) \cdot F_R(s) ds \quad \text{Equação 2.40}$$

Usualmente, ao analisar-se a segurança de uma obra, considera-se somente o fator de segurança global, no entanto, é ignorada a forma das curvas, que é a variável fundamental na obtenção da probabilidade de ruína da fundação.

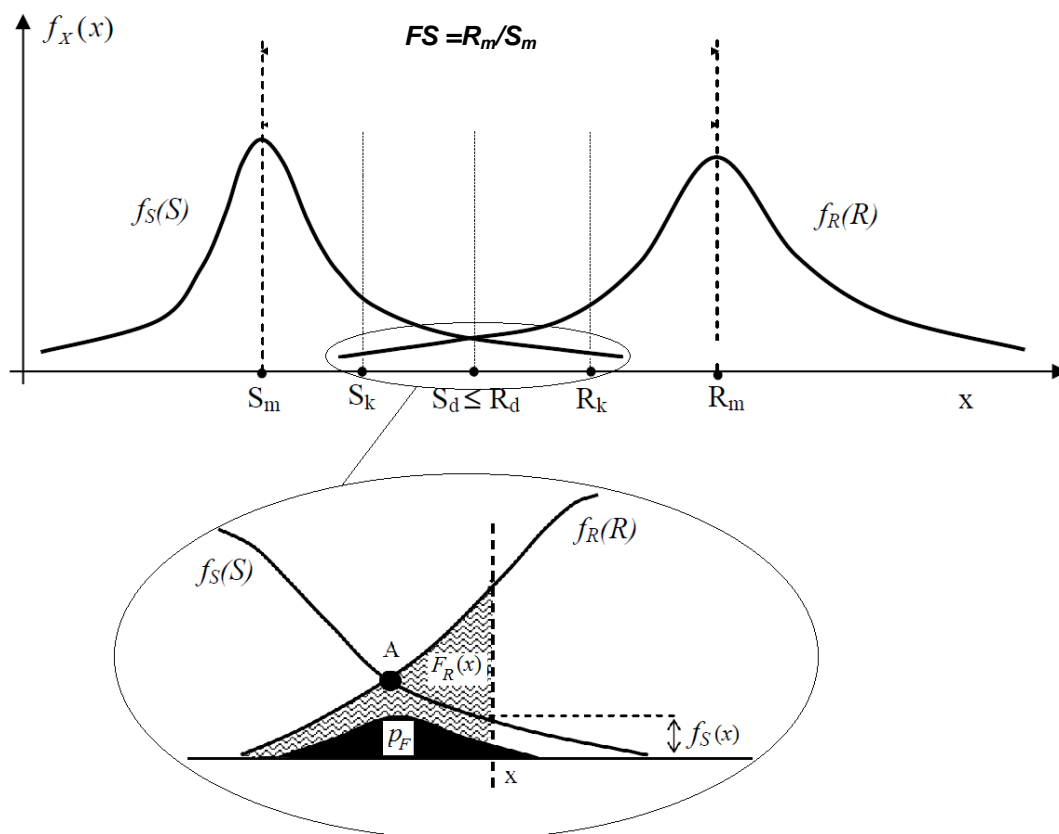


Figura 2.14– Curva de densidade de probabilidade de solicitação, de resistência e definição da probabilidade de ruína ( $p_F$ ), adaptado de (CINTRA e AOKI, 2010) e (SILVA, 2006).

### 2.6.3.3 MARGEM DE SEGURANÇA

Uma maneira de se analisar esses parâmetros, é satisfazer a exigência de que FS (fator de segurança) seja maior que 1.

$$\frac{R}{S} > 1$$

Subtraindo-se (S) dos dois termos desta inequação tem-se:

$$(R - S) > 0$$

Essa diferença ( $R - S$ ) define a variável denominada margem de segurança (M). Assim, a nova condição para que não seja ultrapassado o estado limite é que (M) seja maior que zero.

$$M = (R - S) > 0$$

ou ainda,

$$f_Z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \quad \text{Equação 2.41}$$

A Figura 2.15 ilustra essa situação.

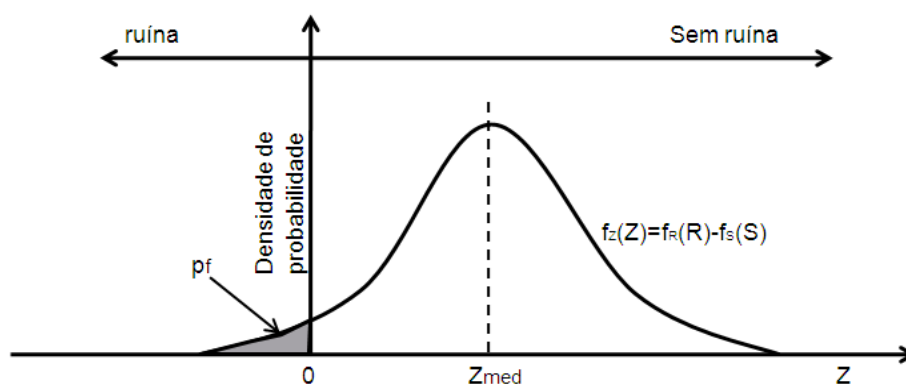


Figura 2.15– Função margem de segurança (adaptado de CINTRA e AOKI, 2010).

Nota-se que a ruína ocorre quando  $Z \leq 0$ , ou seja, quando  $R \leq S$  e a área hachurada corresponde à probabilidade de ruína da fundação (Figura 2.15).

Logo, a margem de segurança pode ser relacionada diretamente com o fator de segurança.

$$M = (F - 1) S > 0$$

Esse conceito de fator de segurança tem sido aplicado há muito tempo na engenharia civil, porém as variações dos valores de resistência e solicitação devem ser consideradas.



### 2.6.3.4 ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

O índice de confiabilidade é o valor da margem de segurança expresso em termos de desvio padrão ( $\sigma_z$ ), através do um parâmetro ( $\beta$ ), dado pela Equação 2.42. O Eurocode EN 1990 apresenta valores mínimos do índice de confiabilidade para diversas classes da ruína ou mau funcionamento da estrutura.

$$Z_{med} = \beta \sigma_z \quad \text{Equação 2.42}$$

Pode-se expressar o fator de segurança global  $F_s$  em função de  $\beta$ , uma vez fixados os valores dos coeficientes de variação das resistências e solicitações nos elementos de fundação,  $V_R$  e  $V_S$ : Equação 2.43.

$$F_s = 1 + \frac{\beta (V_S^2 + V_R^2 - \beta^2 V_S^2 V_R^2)^{1/2}}{1 - \beta^2 V_R^2} \quad \text{Equação 2.43}$$

O nível de confiabilidade de uma fundação é quantificado pelo índice de confiabilidade da fundação e pela probabilidade de ruína. Melchers (2002) apresenta uma equação para determinar o índice de confiabilidade ( $\beta$ ). Equação 2.44.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \text{Equação 2.44}$$

Tippet (1925) propôs para a estimativa do desvio padrão uma expressão (Equação 2.45) com embasamento matemático apropriado para populações com o número de amostras ( $n$ ) pequeno, e de variável normalmente distribuída em que o número de desvios padrão dentro da amplitude da variável medida (diferença entre o maior valor e o menor encontrado), depende do número de amostras disponíveis ( $n$ ). Essa formulação é chamada estatística da ordem, se aplica ao caso de fundações por estacas, onde os valores das resistências são obtidos por poucas provas de cargas.

$$\sigma = \frac{(X_{\text{máx}} - X_{\text{mín}})}{N\sigma} \quad \text{Equação 2.45}$$

Onde:

$X_{\text{máx}}$  é o valor máximo da variável medido;

$X_{\text{mín}}$  é o valor mínimo da variável medido;

$N\sigma$  corresponde ao número de desvios padrão dentro da amplitude de valores ( $X_{\text{máx}} - X_{\text{mín}}$ ) de uma amostra de tamanho (n), cuja população segue distribuição normal.

A Tabela apresenta alguns valores de N do trabalho de Tippett.

Tabela 2.12– Número de desvios padrão dentro da amplitude de uma amostra de tamanho (n), cuja população segue distribuição normal (TIPPETT, 1925).

(n) tamanho da amostra	$N\sigma$
2	1,12838
3	1,69257
4	2,05875
5	2,32593
6	2,53441
7	2,70436
50	4,49815
200	5,49209
500	6,07340

A probabilidade de ruína  $p_f$  é função direta de  $\beta$ , e pode ser também determinada pela Equação 2.46.

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad \text{Equação 2.46}$$

em que  $\Phi$  é uma função de distribuição normal tabelada em livros de estatística. Na prática, podemos determinar a probabilidade de ruína  $p_f$  a partir de  $\beta$  por meio da expressão em Excel:

$$p_f = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; \text{VERDADEIRO})$$

Deste modo, pode ser feita uma análise da segurança de uma obra mais adequada, em que se estime o risco da fundação romper, ao invés de simplesmente obter-se o fator de segurança global.

A área hachurada da Figura 2.16, representa a convolução das funções, solicitação e resistência. Essa área pode ser obtida por integração como citado anteriormente no texto.

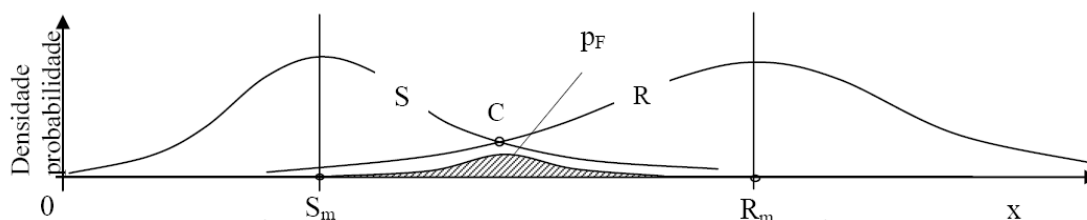


Figura 2.16– Probabilidade de ruína (Adaptado de CINTRA e AOKI, 2010).

Como hipótese de curvas de distribuição de densidade de probabilidade, tanto das solicitações como das resistências, pode-se adotar uma distribuição normal, lognormal, ou outras. Deve-se verificar o modelo de curva que melhor represente a variação da variável estudada.

Na engenharia muitos fenômenos são regidos por diferentes tipos de distribuição, e ao adotar-se para o caso das fundações a distribuição normal para as resistências e solicitações, trabalha-se favoravelmente à segurança.

No caso de não se conhecer os valores do coeficiente de variação da solicitação, visto que muitas vezes esses valores não são disponibilizados, pode-se adotar valores da literatura, como por exemplo os de Ellingwood & Galambos (1982), que sugerem que o coeficiente de variação da solicitação  $v_s$  (razão entre  $\mu_s$  e  $\sigma_s$ ) é em torno de 10%, considerando-se apenas a variabilidade no peso próprio da estrutura.



### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Foram analisadas 58 curvas carga-recalque, oriundas de provas de carga estáticas de 13 obras em diferentes locais.

As curvas experimentais foram comparadas com as teóricas, previstas a partir de dados de sondagem usando-se método de Aoki (1989). Esse banco de dados de provas de carga foi fornecido pela empresa Geofix (Eng. Urbano Alonso).

As sondagens representativas dos solos de cada uma das provas de carga encontram-se no Anexo 1.

As Tabelas 3.1 e 3.2 apresentam as obras com os respectivos números de provas de carga e as características gerais de todas as estacas.

Tabela 3.1– Obras e o número de provas de carga disponíveis.

<b>Obra</b>	<b>Nº Provas de Carga</b>
1	6
2	7
3	2
4	6
5	4
6	6
7	4
8	4
9	3
10	5
11	1
12	2
13	8
Total	58

Tabela 3.2– Características gerais das estacas do banco de dados.

Obra	Estaca	L (m)	D (m)	Tipo de solo		Sob. Concreto (%)	Vol. Concreto (m <sup>3</sup> )	Carga de Trabalho (kN)
				Fuste	Ponta			
1	pc_9911	9.44	0.25	Argila Arenosa	Areia Siltosa	94.00	0.90	320.0
	pc_9912	8.00	0.25	Argila	Silte Argiloso	94.00	0.90	320.0
	pc_9913	12.00	0.25	Argila	Silte Arenoso	56.00	0.82	310.0
	pc_9913A	12.00	0.25	Argila	Silte Arenoso	56.00	0.82	230.0
	pc_9914	14.00	0.25	Argila Arenosa	Silte Argiloso	-	-	310.0
	pc_9915	14.96	0.25	Silte	Silte Argiloso	9.00	0.75	310.0
2	e_3000	15.44	0.40	Areia Siltosa	Silte Argiloso	62.00	3.10	650.0
	pt_1	8.48	0.50	Areia Siltosa	Silte Argiloso	12.00	1.87	1000.0
	pt_3	12.96	0.40	Silte	Silte Arenoso	35.00	2.19	650.0
	sp_315	14.00	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	1000.0
	sp_317	14.00	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	1000.0
	sp_319	17.04	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	30.00	4.35	1000.0
	sp_324	16.00	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	1000.0
3	e_1047	8.00	0.40	Argila Siltosa	Argila Siltosa	-	-	800.0
4	e_20	14.00	0.30	Argila Arenosa	Silte Arenoso	-	-	450.0
	e_22	14.00	0.30	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	450.0
	e_40	14.00	0.30	Argila Arenosa	Silte Arenoso	-	-	450.0
	e_50	14.00	0.30	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	450.0
	e_167	14.00	0.30	Argila Arenosa	Silte Arenoso	-	-	450.0
	e_pc1	14.00	0.30	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	450.0
5	pc_0127	20.00	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	1250.0
	pc_0201	19.00	0.50	Silte Argiloso	Silte Arenoso	-	-	1250.0
	pc_0204	16.00	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	1250.0
	pc_0207	17.00	0.40	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	800.0
6	e_1	14.00	0.35	Silte Arenoso	Areia Siltosa	-	-	600.0
	e_2	14.00	0.45	Silte Arenoso	Areia Siltosa	-	-	900.0
	e_3	14.00	0.35	Silte Arenoso	Areia Siltosa	-	-	600.0
	e_4	14.00	0.45	Silte Arenoso	Areia Siltosa	-	-	900.0
	e_5	15.00	0.50	Silte Arenoso	Areia Siltosa	-	-	1300.0
	e_137	16.00	0.50	Silte Arenoso	Areia Siltosa	-	-	1300.0
7	e_397	14.00	0.50	Argila Siltosa	Silte Argiloso	-	-	1250.0
	e_704	13.00	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	1250.0
	e_731	9.00	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	1250.0
	pc_05	14.00	0.35	Silte Argiloso	Silte Argiloso	-	-	600.0
8	e_2	18.00	0.70	Silte Argiloso	Silte Argiloso	-	-	1950.0
	e_15	19.00	0.70	Argila Siltosa	Silte Argiloso	-	-	1950.0
	e_58	15.00	0.60	Silte Argiloso	Silte Argiloso	-	-	1450.0
	e_83	16.00	0.60	Silte Arenoso	Argila Siltosa	-	-	1450.0

Tabela 3.2– Características gerais das estacas do banco de dados.(continuação)

Obra	Estaca	L (m)	D (m)	Tipo de solo		Sob. Concreto (%)	Vol. Concreto (m <sup>3</sup> )	Carga de Trabalho (kN)
				Fuste	Ponta			
9	e_27	9.00	0.40	Argila Siltosa	Argila Siltosa	-	-	450.0
	e_95	11.00	0.60	Argila Arenosa	Argila Arenosa	-	-	1000.0
	e_246	8.00	0.60	Argila Arenosa	Argila Arenosa	-	-	1000.0
10	pc_1	19.00	0.70	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	2450.0
	pc_2	18.00	0.70	Silte Arenoso	Silte Argiloso	-	-	2450.0
	pc_3	16.00	0.70	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	2450.0
	pc_4	23.00	0.70	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	2450.0
	pc_5	24.00	0.70	Silte Arenoso	Silte Arenoso	-	-	2450.0
11	e_79	20.00	0.50	Silte Arenoso	Silte Arenoso	20.00	4.79	1250.0
12	p_37d	22.00	0.60	Areia	Areia	63.00	10.12	1543.0
	p_40d	22.00	0.60	Areia	Areia	-	-	1543.0
13	e_97	28.00	0.50	Silte Argiloso	Silte Arenoso	-	-	780.0
	e_307	28.00	0.50	Silte Argiloso	Silte Arenoso	-	-	880.0
	e_340	10.00	0.30	Silte Argiloso	Silte Arenoso	-	-	450.0
	e_517	25.00	0.35	Silte Argiloso	Silte Arenoso	-	-	600.0
	e_595	28.00	0.50	Silte Argiloso	Silte Arenoso	-	-	780.0
	e_847	25.00	0.35	Silte Argiloso	Silte Arenoso	-	-	540.0
	e_962	25.00	0.50	Silte Argiloso	Silte Arenoso	-	-	1000.0
	e_1167	10.00	0.30	Silte Argiloso	Silte Argiloso	-	-	200.0

### 3.1 ESTIMATIVA DOS RECALQUES

Os recalques foram estimados a partir do método proposto em Cintra & Aoki (2010), que considera o encurtamento elástico da estaca mais a deformação das camadas de solo, como descrito anteriormente neste texto.

Para a aplicação do método de Aoki (1989), foi necessário estimar o módulo de deformabilidade do solo, e foram testadas para este fim várias correlações disponíveis na literatura geotécnica, como a proposta por Aoki (1984), Clayton (1986, apud Schnaid 2000) e Teixeira (1989, apud Massad 1992).

### 3.2 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA

Os cálculos da capacidade de carga das estacas foram feitos através de quatro métodos: Métodos de Aoki e Velloso (1975), de Cabral (1996), de Alonso (1996) e de Décourt-Quaresma (1978).

Esses métodos avaliam as resistências lateral e de ponta a cada cota da estaca, possibilitando-se traçar um diagrama de transferência de cargas do elemento estrutural para o solo, o que é necessário ao se prever o recalque para determinada carga.

Tabela 3.3-Valores das resistências laterais e de ponta calculadas pelos métodos de Aoki Velloso (1975), Alonso (1996), Cabral (1996) e Décourt-Quaresma (1978).

Obra	Estaca	Resistências Aoki e Velloso (1975), kN			Resistências Alonso (1996), kN			Resistências Cabral (1996), kN			Resistências Décourt-Quaresma (1978), kN		
		RI	Rp	R	RI	Rp	R	RI	Rp	R	RI	Rp	R
1	pc_9911	191	169	360	319	80	399	201	6	207	201	6	207
	pc_9912	205	302	507	381	96	477	221	12	233	221	12	233
	pc_9913	292	368	660	139	418	557	335	15	350	335	15	350
	pc_9913A	292	368	660	139	418	557	335	15	350	335	15	350
	pc_9914	257	224	481	532	117	649	264	7	271	264	7	271
	pc_9915	377	589	966	664	166	830	386	15	401	386	15	401
2	e_3000	1407	1194	2601	2519	629	3148	1792	38	1830	1792	38	1830
	pt_1	478	236	714	736	185	921	693	9	702	693	9	702
	pt_3	882	795	1677	1592	398	1990	1148	23	1171	1148	23	1171
	sp_315	1012	2081	3093	1655	414	2069	1068	47	1115	1068	47	1115
	sp_317	676	2081	2757	1290	322	1612	425	11	436	425	11	436
	sp_319	993	1492	2485	1772	444	2216	1078	47	1125	1078	47	1125
sp_324	1179	1156	2335	2117	529	2646	1116	37	1153	1116	37	1153	
3	e_1017	489	785	1274	718	179	897	391	31	422	391	31	422
	e_1047	489	785	1274	718	179	897	391	31	422	391	31	422
4	e_20	279	175	454	410	97	507	228	6	234	228	6	234
	e_22	485	443	928	951	238	1189	511	14	525	511	14	525
	e_40	626	510	1136	1106	276	1382	607	16	623	607	16	623
	e_50	441	457	898	857	215	1072	465	14	479	465	14	479
	e_167	423	463	886	770	192	962	402	14	416	402	14	416
	e_pc1	509	578	1087	956	240	1196	538	18	556	538	18	556



Tabela 3.3 -Valores das resistências laterais e de ponta calculadas pelos métodos de Aoki Veloso (1975), Alonso (1996), Cabral (1996) e Décourt-Quaresma (1978) (continuação).

5	pc_0127	2583	2356	4939	3723	934	4657	2386	59	2445	2386	59	2445
	pc_0201	1300	1037	2337	2283	570	2853	1158	26	1184	1158	26	1184
	pc_0204	1148	848	1996	1878	469	2347	1043	19	1062	1043	19	1062
	pc_0207	612	392	1004	1046	249	1295	557	11	568	557	11	568
6	e_1	629	739	1368	799	200	999	613	25	638	613	25	638
	e_2	787	1222	2009	1247	311	1558	762	42	804	762	42	804
	e_3	629	739	1368	799	200	999	613	25	638	613	25	638
	e_4	787	1222	2009	1247	311	1558	762	42	804	762	42	804
	e_5	1194	1301	2495	2528	632	3160	1610	62	1672	1610	62	1672
	e_137	1507	2945	4452	2992	748	3740	1961	88	2049	1961	88	2049
7	e_397	650	1473	2123	1297	324	1621	737	59	796	737	59	796
	e_704	1593	1414	3007	2505	627	3132	1320	35	1355	1320	35	1355
	e_731	914	1461	2375	1362	340	1702	755	37	792	755	37	792
	pc_05	343	713	1056	643	161	804	385	29	414	385	29	414
8	e_2	1632	2886	4518	1671	418	2089	1505	30	1535	1505	30	1535
	e_15	3483	2886	6369	4948	1237	6185	2631	115	2746	2631	115	2746
	e_58	1472	1934	3406	2654	663	3317	1686	92	1778	1686	92	1778
	e_83	1754	1866	3620	2606	651	3257	1316	62	1378	1316	62	1378
9	e_27	703	785	1488	1113	278	1391	759	31	790	759	31	790
	e_95	1247	2782	4029	1907	477	2384	1123	71	1194	1123	71	1194
	e_246	1461	3393	4854	1342	335	1677	940	71	1011	940	71	1011
10	pc_1	2174	1293	3467	3540	842	4382	2004	32	2036	2004	32	2036
	pc_2	1877	3364	5241	2939	735	3674	1626	106	1732	1626	106	1732
	pc_3	955	1570	2525	1611	403	2014	840	39	879	840	39	879
	pc_4	2004	1663	3667	3414	854	4268	1676	42	1718	1676	42	1718
	pc_5	2426	1663	4089	4097	1024	5121	2022	42	2064	2022	42	2064
11	e_79	1881	2026	3907	3050	563	3613	1566	51	1617	1566	51	1617
12	p_37d	1279	85	1364	2664	556	3220	2008	3	2011	2008	3	2011
	p_40d	1279	85	1364	2664	556	3220	2008	3	2011	2008	3	2011
13	e_97	1370	1319	2689	2448	613	3061	1236	33	1269	1236	33	1269
	e_307	1230	754	1984	2297	575	2872	1180	19	1199	1180	19	1199
	e_340	175	95	270	319	80	399	208	4	212	208	4	212
	e_517	759	260	1019	1728	133	1861	897	10	907	897	10	907
	e_595	1370	1319	2689	2448	613	3061	1236	33	1269	1236	33	1269
	e_847	792	670	1462	1560	303	1863	778	17	795	778	17	795
	e_962	877	471	1348	1775	302	2077	945	12	957	945	12	957
	e_1167	179	95	274	298	75	373	175	4	179	175	4	179

Para avaliar os métodos quanto a carga de ruptura, estas foram comparadas com as curvas extrapoladas pelo método de Van der Veen e quando as curvas não eram apropriadas para se extrapolar com o método de Van der Veen, utilizou-se a extrapolação pela curva de Chin (1970). Por questão de comparação entre as cargas de ruptura, também foram obtidas as cargas de ruptura conforme a NBR 6122 (1996/2010), pelo método de Davisson (1972) e de Décourt (1996). As curvas das provas de carga de todas as obras, em que são mostradas as extrapolações pelos critérios de Van der Veen (1953) e Chin (1970), e também as retas dos critérios da NBR6122 (1996/2010) e de Davisson(1972) são apresentadas no Apêndice 1 desta dissertação junto com a sondagem realizada próxima à estaca ensaiada. No Anexo 1, encontram-se as sondagens originais, não bem legíveis, por isso, as sondagens são também apresentadas no Apêndice 1. As cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Décourt (1996) apresentam valores superiores aos demais métodos, devido ao fato de que as provas de carga tenham sido interrompidas muito prematuramente em relação ao desejável para se estudar tais métodos, ou seja, os experimentos limitam o uso do método.

Tabela 3.4– Tabela de valores das cargas de ruptura determinadas pelos métodos de extrapolação de Van der Veen (1953), Chin (1970), NBR 6122 (1996/2010), Décourt (1996), Davisson (1972) e a curva utilizada para obtenção da carga que leva a um recalque de 15 mm.

<b>Obra</b>	<b>Estaca</b>	<b>Carga ruptura Van der Veen (kN)</b>	<b>Carga ruptura Chin (kN)</b>	<b>Carga ruptura NBR 6122 (kN)</b>	<b>Carga ruptura Décourt (kN)</b>	<b>Carga ruptura Davisson (kN)</b>	<b>Carga de recalque 15 mm (kN)</b>	<b>Curva utilizada p/ aplicação de Davisson e da NBR6122</b>
<b>1</b>	pc_9911	590	494	380	528	340	425	Experimental
	pc_9912	590	494	380	528	335	425	Experimental
	pc_9913	590	494	400	528	355	425	Experimental
	pc_9913A	600	547	430	528	395	448	Experimental
	pc_9914	610	550	530	722	500	519	Experimental
	pc_9915	740	663	740	1316	740	740	Van der Veen
<b>2</b>	e_3000	2120	2473	2200	1796	2120	2050	Chin
	pt_1	1750	1652	1730	4100	1570	1600	Van der Veen
	pt_3	2400	3277	2740	4100	2570	2400	Chin
	sp_315	4060	2475	3800	3668	3350	2900	Van der Veen
	sp_317	3200	2471	3050	3078	2720	2600	Van der Veen
	sp_319	2500	2477	2480	3027	2440	2350	Van der Veen
	sp_324	2750	2475	2680	1882	2500	2400	Van der Veen

Tabela 3.4 – Tabela de valores das cargas de ruptura determinadas pelos métodos de extrapolação de Van der Veen (1953), Chin (1970), NBR 6122, Décourt (1996), Davisson (1972) e a curva utilizada para obtenção da carga que leva a um recalque de 15 mm (continuação 1).

3	e_1017	2640	1423	1950	1088	1440	-	Van der Veen
	e_1047	725	712	650	-	620	-	Experimental
4	e_20	-	-	-	-	-	-	-
	e_22	-	-	-	-	-	-	-
	e_40	-	-	-	-	-	-	-
	e_50	-	-	-	-	-	-	-
	e_167	-	-	-	-	-	-	-
	e_pc1	-	-	-	-	-	-	-
5	pc_0127	3000	3260	2800	3263	2530	2300	Van der Veen
	pc_0201	2500	3277	2480	4157	2420	2337	Van der Veen
	pc_0204	1650	1658	1550	2142	1525	1550	Experimental
	pc_0207	1220	1974	1220	3440	1170	1220	Van der Veen
6	e_1	1350	1239	1200	1520	1100	1100	Experimental
	e_2	1900	1980	1600	1884	1500	1510	Experimental
	e_3	1230	1418	1230	1747	1220	1130	Van der Veen
	e_4	1900	1979	1800	2157	1620	1650	Experimental
	e_5	2900	2479	2220	2065	1950	1920	Experimental
	e_137	2800	2490	2800	2360	2760	2700	Van der Veen
7	e_397	2550	1987	2150	1718	1750	1810	Van der Veen
	e_704	1900	3293	2900	-	2700	2600	Chin
	e_731	1900	1986	1870	3676	1770	1850	Van der Veen
	pc_05	1250	1413	1220	3112	1160	1157	Van der Veen
<b>Obra</b>	<b>Estaca</b>	<b>Carga ruptura Van der Veen (kN)</b>	<b>Carga ruptura Chin (kN)</b>	<b>Carga ruptura NBR 6122 (kN)</b>	<b>Carga ruptura Décourt (kN)</b>	<b>Carga ruptura Davisson (kN)</b>	<b>Carga de recalque 15 mm (kN)</b>	<b>Curva utilizada p/ aplicação de Davisson e da NBR6122</b>
8	e_2	3700	3316	3710	5596	3050	3000	Chin
	e_15	3400	4954	3400	-	3400	4200	Chin
	e_58	3100	4962	3100	8490	3100	4300	Chin
	e_83	2700	3303	2700	5589	2700	2650	Van der Veen
9	e_27	1000	1107	1000	2502	980	1000	Van der Veen
	e_95	3500	3306	3030	-	2800	2830	Chin
	e_246	2250	2477	2100	-	1800	2000	Van der Veen
10	pc_1	5000	4940	5000	5796	4850	4560	Van der Veen
	pc_2	4050	4954	4050	5094	4000	3931	Van der Veen
	pc_3	2850	3273	2550	3034	2000	2057	Experimental
	pc_4	3000	2460	2020	2398	1750	1714	Experimental
	pc_5	4850	4918	4700	-	4830	4448	Van der Veen

Tabela 3.4 – Tabela de valores das cargas de ruptura determinadas pelos métodos de extrapolação de Van der Veen (1953), Chin (1970), NBR 6122, Décourt (1996), Davisson (1972) e a curva utilizada para obtenção da carga que leva a um recalque de 15 mm (continuação 2).

<b>11</b>	e_79	2700	2401	1530	2514	1280	-	Experimental
<b>12</b>	p_37d	3800	3296	3720	5086	3550	-	Van der Veen
	p_40d	4400	4910	4350	7217	4250	-	Van der Veen
<b>13</b>	e_97	4040	4852	3960	-	3950	3300	Van der Veen
	e_307	4040	9090	3750	-	3740	2800	Van der Veen
	e_340	2800	9141	2650	-	2600	2510	Van der Veen
	e_517	2440	4495	2020	3883	1970	1300	Van der Veen
	e_595	3000	4910	4260	-	3000	3571	Chin
	e_847	2160	1978	2150	9082	2150	2010	Van der Veen
	e_962	2800	4867	2800	-	2750	2700	Van der Veen
e_1167	470	622	580	1640	565	581	Chin	

### 3.3 PREVISÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

As curvas carga recalque foram previstas de acordo com a metodologia proposta por Aoki (1989), e para as estacas que caracterizaram-se como rígidas, também através do método das duas retas, que é apropriado para a interpretação da curva carga-recalque e neste trabalho foi utilizado para a previsão, de acordo com Massad (1992, 1993 e 1995). Para este banco de dados, a previsão da curva carga-recalque previstas pelo método das duas retas, não se mostrou compatível com a maior parte das curvas experimentais.

### 3.4 ANÁLISE DA SEGURANÇA E CONFIABILIDADE

Para cada obra (as que apresentam pelo menos três provas de carga), foi determinada o índice de confiabilidade, a probabilidade de ruína e a probabilidade de ocorrência de recalques com valores iguais ou superiores a 15 mm, pelas Equações 2.43 e 2.45 da dissertação.

O tipo de distribuição adotado para as variáveis solicitação e resistência é a distribuição normal. Com os valores da média e desvio padrão das variáveis, que são facilmente obtidos, tem-se a curva de distribuição.

Para a obtenção dos valores das resistências correspondentes às cargas de ruptura, e das resistências correspondentes a recalques de 15 mm, foram observadas as curvas experimentais. No caso dessas curvas não atingirem a ruptura ou recalques de 15 mm, utilizou-se as curvas extrapoladas de Van der Veen (1953) e quando as curvas não eram apropriadas para se extrapolar com o método de Van der Veen (1953), utilizou-se a curva de Chin (1970).

Neste estudo, foi utilizada a proposição de Tippett (1925) para a estimativa do desvio padrão das resistências das estacas de cada obra analisada. Este método de Tippett (1925) foi proposto para a estimativa do desvio padrão de uma população onde o número de amostras é pequeno, que é o caso de fundações em estacas, com valores de resistência amostrados por poucas provas de carga.

Considerando-se que nestes casos de obra não se tem os dados da variabilidade das solicitações, foi adotado nesta análise, para todas as obras, o coeficiente de variação da solicitação nas estacas de 10% (coeficiente de variação relativo ao peso próprio da estrutura de Ellingwood & Galambos (1982)). Os valores médios de solicitação foram considerados como sendo a carga de catálogo das estacas para as obras em estes valores não foram disponibilizados. Como foram realizadas provas de carga em estacas com diâmetros diferentes no mesmo terreno, as solicitações são apresentadas com tensão solicitante.

Além da determinação dos valores de probabilidade ocorrer ruptura de uma estaca ou recalques iguais ou superiores a 15 mm, são apresentados e discutidos os valores de coeficiente de variação das resistências das estacas hélice contínua, estimados com base na proposição de Tippett (1925).



## 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 PREVISÕES DE CAPACIDADE DE CARGA

Neste item foi feita a comparação entre os valores de capacidade de carga calculados pelos métodos de Aoki & Velloso (1975), Alonso (1996), Cabral (1996), e Decourt & Quaresma (1978) mostrados na Tabela 4.1, e os valores medidos nas provas de carga realizadas nas estacas hélice contínua analisadas nesta dissertação. Como valor medido de capacidade de carga para esta comparação foi adotado o valor obtido pelo critério de ruptura da NBR 6122 (2010), apresentados na Tabela 4.1. Para os casos em que a reta do critério de ruptura da NBR 6122 (2010) não intercepta a curva experimental, usou-se as curvas extrapoladas por Van der Veen (1953) e por Chin (1970), escolhendo-se entre elas a que ofereceu o melhor ajuste.

A Tabela 4.1 apresenta os valores da razão entre valores medidos e calculados de capacidade de carga das estacas hélice contínua (pelos métodos citados acima) para todas as estacas do banco de dados, com exceção da Obra 4 e da estaca E340 da obra 13, em que as curvas experimentais insuficientes para a determinação da carga de ruptura.

Nota-se pelos resultados dos valores médios da razão  $R_{\text{medido}}/R_{\text{calculado}}$  (capacidade de carga medida/ capacidade de carga calculada) que o método mais conservador é o Cabral (1996), com o valor médio da razão  $R_{\text{medido}}/R_{\text{calculado}}$  igual a 2,25 com coeficiente de variação de 44%, o que mostra também a grande variabilidade desta razão para este método. Os métodos de Aoki & Velloso (1975) e de Alonso (1996) apresentam os valores da razão  $R_{\text{medido}}/R_{\text{calculado}}$  aproximados (1,13 e 1,11). O de Décourt-Quaresma (1975) proporcionou a razão  $R_{\text{medido}}/R_{\text{calculado}}$  de 1,42 (maior que a dos outros dois métodos). Estes resultados mostram que os métodos de Aoki & Velloso (1975) e de Alonso (1996) proporcionaram resultados mais próximos dos medidos nas provas de carga, porém, os valores de coeficiente

de variação desta razão (52 e 35 %, Aoki & Velloso (1975) e Alonso (1996), respectivamente) são elevados. No entanto, para o método de Alonso (1996) o coeficiente de variação da razão  $R_{\text{medido}}/R_{\text{calculado}}$  é inferior ao de Aoki e Velloso (1975), por esta razão, conclui-se que este foi o melhor método para previsão de capacidade de carga das estacas hélice contínua das obras analisadas.

Tabela 4.1– Razão entre valores medidos e calculados de capacidade de carga das estacas hélice contínua do banco de dados utilizado nesta dissertação

Obra	Estaca	Aoki e Velloso (1975)	Alonso (1996)	Cabral (1996)	NBR 6122 (2010)	R medida/ R calculado			
		R (kN)	R (kN)	R (kN)	R (kN)	Aoki e Velloso (1975)	Alonso (1996)	Cabral (1996)	Décourt-Quaresma(1978)
1	pc_9911	360	399	207	380	1.06	0.95	1.84	0.99
	pc_9912	507	477	233	380	0.75	0.8	1.63	0.83
	pc_9913	660	557	350	400	0.61	0.72	1.14	0.57
	pc_9913A	660	557	350	430	0.65	0.77	1.23	0.44
	pc_9914	481	649	271	530	1.1	0.82	1.96	1.09
	pc_9915	966	830	401	740	0.77	0.89	1.85	0.98
2	e_3000	2601	3148	1830	2200	0.85	0.7	1.2	1.02
	pt_1	714	921	702	1730	2.42	1.88	2.46	2.61
	pt_3	1677	1990	1171	2740	1.63	1.38	2.34	2.35
	sp_315	3093	2069	1115	3800	1.23	1.84	3.41	2.34
	sp_317	2757	1612	436	3050	1.11	1.89	7	2.17
	sp_319	2485	2216	1125	2480	1	1.12	2.2	1.45
	sp_324	2335	2646	1153	2680	1.15	1.01	2.32	1.55
3	e_1017	1274	897	422	1950	1.53	2.17	4.62	2.49
	e_1047	1274	897	422	650	0.51	0.72	1.54	0.83
5	pc_0127	4939	4657	2445	2800	0.57	0.6	1.15	0.76
	pc_0201	2337	2853	1184	2480	1.06	0.87	2.09	1.48
	pc_0204	1996	2347	1062	1550	0.78	0.66	1.46	1.11
	pc_0207	1004	1295	568	1220	1.22	0.94	2.15	1.47
6	e_1	1368	999	638	1200	0.88	1.2	1.88	1.51
	e_2	2009	1558	804	1600	0.8	1.03	1.99	1.03
	e_3	1368	999	638	1230	0.9	1.23	1.93	1.54
	e_4	2009	1558	804	1800	0.9	1.16	2.24	1.16
	e_5	2495	3160	1672	2220	0.89	0.7	1.33	1.14
	e_137	4452	3740	2049	2800	0.63	0.75	1.37	0.99



Tabela 4.1 – Razão entre valores medidos e calculados de capacidade de carga das estacas hélice contínua do banco de dados utilizado nesta dissertação (continuação)

7	e_397	2123	1621	796	2150	1.01	1.33	2.7	1.27
	e_704	3007	3132	1355	2900	0.96	0.93	2.14	1.53
	e_731	2375	1702	792	1870	0.79	1.1	2.36	1.42
	pc_05	1056	804	414	1220	1.16	1.52	2.95	1.11
8	e_2	4518	2089	1535	3710	0.82	1.78	2.42	1.15
	e_15	6369	6185	2746	3400	0.53	0.55	1.24	0.80
	e_58	3406	3317	1778	3100	0.91	0.93	1.74	1.39
	e_83	3620	3257	1378	2700	0.75	0.83	1.96	1.06
9	e_27	1488	1391	790	1000	0.67	0.72	1.27	0.75
	e_95	4029	2384	1194	3030	0.75	1.27	2.54	1.50
	e_246	4854	1677	1011	2100	0.43	1.25	2.08	1.11
10	pc_1	3467	4382	2036	5000	1.44	1.14	2.46	1.93
	pc_2	5241	3674	1732	4050	0.77	1.1	2.34	1.35
	pc_3	2525	2014	879	2550	1.01	1.27	2.9	1.60
	pc_4	3667	4268	1718	2020	0.55	0.47	1.18	1.07
	pc_5	4089	5121	2064	4700	1.15	0.92	2.28	1.49
11	e_79	3907	3613	1617	1530	0.39	0.42	0.95	0.66
12	p_37d	1364	3220	2011	3720	2.73	1.16	1.85	1.94
	p_40d	1364	3220	2011	4350	3.19	1.35	2.16	2.27
13	e_97	2689	3061	1269	3960	1.47	1.29	3.12	1.83
	e_307	1984	2872	1199	3750	1.89	1.31	3.13	1.85
	e_517	1019	1861	907	2020	1.98	1.09	2.23	1.67
	e_595	2689	3061	1269	4260	1.58	1.39	3.36	1.97
	e_847	1462	1863	795	2150	1.47	1.15	2.7	1.84
	e_962	1348	2077	957	2800	2.08	1.35	2.93	2.06
	e_1167	274	373	179	580	2.12	1.55	3.24	2.14
<b>média Rmed/Rcalc</b>						1.13	1.1	2.25	1.42
<b>desv. Pad. Rmed/Rcalc</b>						0.59	0.38	0.98	0.53
<b>Coef. Var. Rmed/Rcalc</b>						0.52	0.35	0.44	0.37

A Figura 4.1, mostra que a precisão destes métodos de estimativa de capacidade de carga, depende do nível de carregamento em que a estaca está trabalhando. Nota-se que os métodos de Alonso (1996), de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt-Quaresma (1975), prevêm melhores os valores da capacidade de carga, para níveis de carregamento não muito elevados. Notar a tendência dos métodos a serem mais conservadores, quanto maiores forem os carregamentos nas estacas.

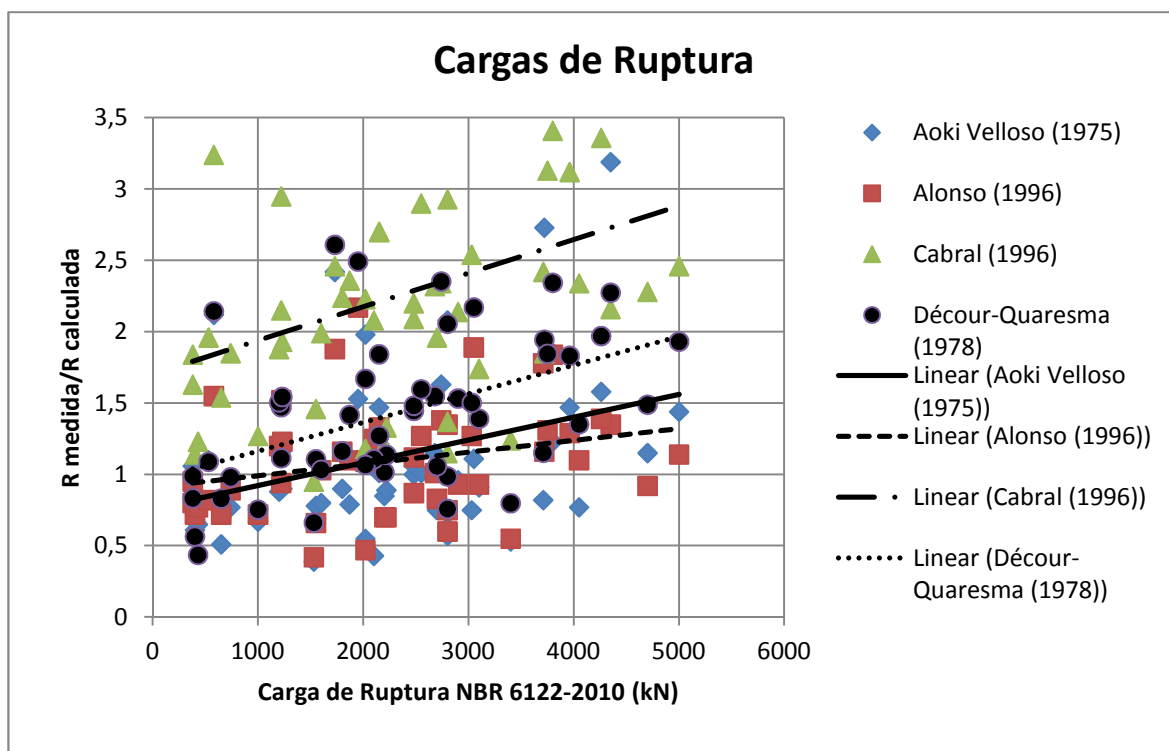


Figura 4.1 – Ilustração da variação dos valores da razão entre as resistências medidas pelas calculadas x carga de ruptura medida pelo método da NBR 6122 (2010).

## 4.2 RECALQUES CALCULADOS X MEDIDOS

A princípio, o objetivo global a respeito das curvas carga-recalque é conseguir aproximar a curva prevista o quanto mais da experimental e para isso um parâmetro muito importante para o cálculo dos recalques é a estimativa do módulo de elasticidade do solo. Foram tentadas várias alternativas, entre elas a própria sugestão de Cintra e Aoki (2010) e Clayton (1986).

Para a estimativa do módulo de elasticidade do solo ( $E$ ), dentre as alternativas analisadas, para o banco de dados de provas de carga usado, a correlação que melhor aproximou as curvas carga-recalque previstas das experimentais, foi a utilização dos módulos propostos em Clayton (1986).

Essa proposição de Clayton (1986), provavelmente ajustou-se melhor aos cálculos dos recalques, devido ao fato de que, para solos granulares, de acordo com

Stroud (1988),  $N_{SPT}$  e o módulo de elasticidade ( $E$ ) aumentam com a profundidade. Logo, se temos valores de ( $E$ ) proporcionais ao valor de  $N_{SPT}$  e  $N_{SPT}$  aumenta com a profundidade, quanto maiores os valores de  $N_{SPT}$ , maiores devem ser os valores de ( $E$ ).

Fazendo-se uma retroanálise dos recalques, ou seja, medindo-se os recalques nas curvas experimentais e comparando-se com os recalques previstos, separando-se as camadas de acordo com as classes de valores de  $N_{SPT}$  e diferenciando as camadas entre arenosas ou argilosas, proposta de Clayton (1986), observou-se que, separando-se os recalques devido a cada camada de solo que sofreu recalque significativo, para solos granulares, obteve-se os seguintes valores médios para  $E/N_{SPT}$ :

Para as classes de  $N_{SPT}$  com valores menores que 30, não foi possível analisar devido ao número de camadas com valores de  $N_{SPT}$  menores que 30 abaixo da estaca não ser representativo.

Tabela 4.2– Valores de  $E/N_{60}$  para solos granulares obtidos através do banco de dados.

$N_{SPT}$	<b><math>E/N_{SPT}</math> (Mpa)</b>
	Média
4	-
10	-
30	6.6
60	7.7

E para solos argilosos, uma média de  $E/N_{SPT}=11.3$ .

Note que estes valores se aproximam dos valores dos limites superiores de  $E/N_{SPT}$  propostos por Clayton (1986).

Esses valores aproximados mostraram-se estar dentro das faixas de valores propostas por Clayton (1986), porém com grandes variações dos valores. Essa situação pode ser visualizada na Figura 4.2., observando-se os valores de  $\rho_{calculado}/\rho_{medido}$  (recalques calculados/recalques medidos) versus as curvas de distribuição de frequências, ilustra-se a precisão dos ajustes. Nas Tabelas 4.2, 4.3 e

4.4 encontram-se os valores médios, os desvios padrões e os coeficientes de variação para dessas relações, para solos arenosos e coesivos respectivamente.

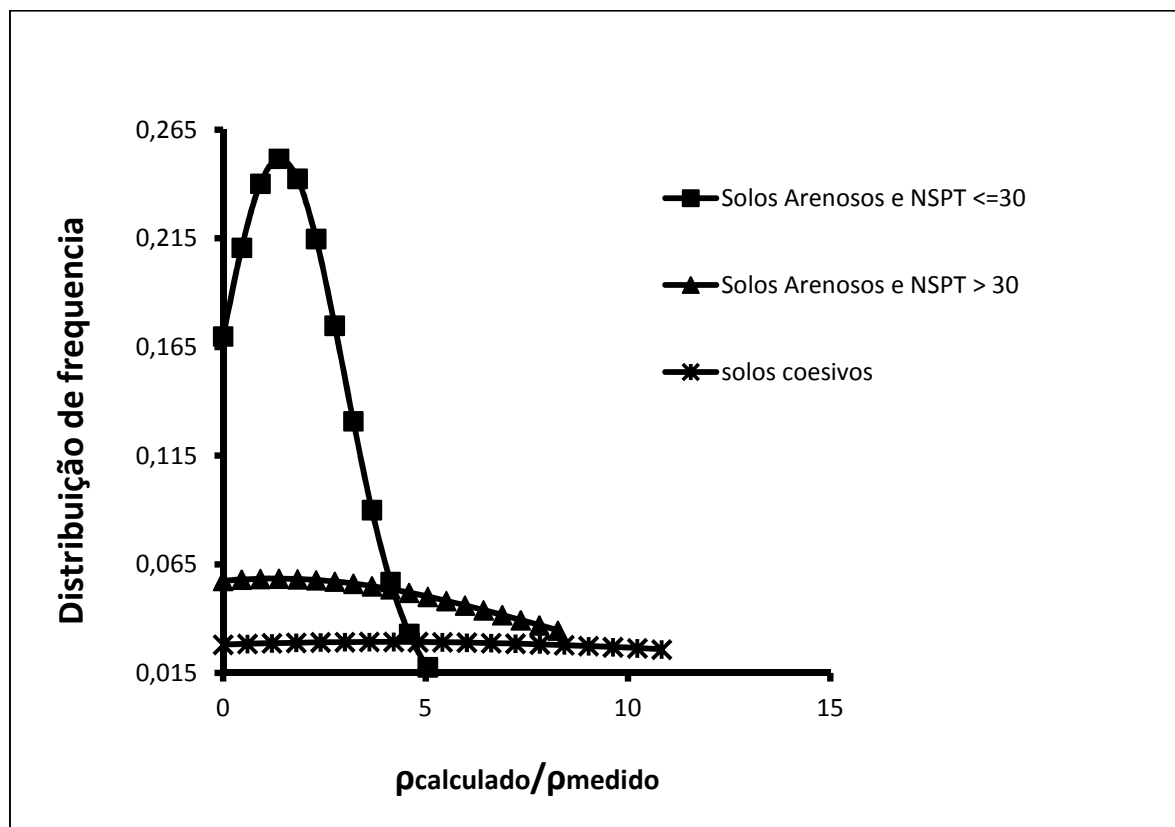


Figura 4.2 – Ilustração da variação dos valores da razão dos recalques calculados pelos medidos.

A Figura 4.2, tem como objetivo a visualização de “precisão” na previsão dos recalques, ou seja, quanto mais próximo de 1 (um) for a relação do recalque calculado pelo medido, maior o acerto na previsão e quando feita a distribuição de frequência desses resultados, quanto mais “fechada” for a curva, nota-se uma menor dispersão desses valores. Nota-se que a para solos granulares e com valores de  $N_{\text{SPT}}$  menores que 30, de uma maneira geral, a aproximação do módulo de elasticidade é mais precisa e por conseqüência o cálculo dos recalques tem maior precisão.

Tabela 4.3– Valores das relações ( $\rho_{\text{calculado}}/\rho_{\text{medido}}$ ) para solos arenosos, de acordo com os valores de  $N_{\text{SPT}}$ .

$N_{\text{SPT}}$	$\rho_{\text{calc}}/\rho_{\text{med}}$		
	Média	Desvio padrão	Coeficiente de variação
4	-	-	-
10	-	-	-
<30	1.4	1.58	1.12
até 60	1.28	6.81	5.3

Tabela 4.4– Valores das relações ( $\rho_{\text{calculado}}/\rho_{\text{medido}}$ ) para solos coesivos.

$\rho_{\text{calc}}/\rho_{\text{med}}$		
Média	Desvio padrão	Coeficiente de variação
1.35	3.6	2.7

A Tabela 4.5 apresenta os recalques calculados com as cargas correspondentes, os medidos e a razão entre esses. Os recalques calculados, correspondem às cargas escolhidas de acordo com a conveniência que respeite a sugestão feita por Aoki (1989), ou seja, é ideal que a carga (P) a se usar no cálculo do recalque, seja a carga de trabalho da estaca e desejável que a carga (P) seja maior que a resistência lateral e menor que a carga de ruptura. Assim sendo, utilizou-se as cargas de trabalho ou de catálogo das estacas e quando essas tem o valor menor que a resistência lateral (prevista pelo método Aoki-Veloso (1975), calculou-se os recalques com a carga (P) igual a soma da resistência lateral somada a mais 20% da resistência de ponta da estaca. Dessa forma, foi respeitada a hipótese de que toda a resistência lateral será mobilizada e que pelo menos uma parcela da ponta também.

A escolha das resistências lateral e de ponta determinadas pelo método Aoki-Veloso (1975) é mais conveniente devido ao fato de que as resistências determinadas por esse método são mais apropriadas porque os valores de carga de trabalho das estacas, situam-se entre as resistências lateral e total, enquanto que os outros métodos determinam os valores de resistências lateral maiores, que quase sempre são maiores que a carga de trabalho das estacas. Segundo Alonso (1996), em trabalho analisando-se cinco provas de cargas axiais em estacas hélice contínua monitoradas na execução, as cargas mobilizadas nas estacas estudadas, mostraram

valores de carga de ponta maiores quando comparadas com os métodos de previsão de capacidade de carga de acordo com os vários métodos. As cargas mobilizadas se aproximam mais das cargas previstas pelo método de Aoki-Veloso (1975) do que pelos outros, em que as parcelas de resistência lateral encontradas são relativamente maiores que as de ponta. Se calcular-se os recalques para cargas muito elevadas, o ponto da curva carga-recalque que se tem, determinará um trecho de curva (aproximadamente retilíneo) muito longo e as curvas se desviam das curvas experimentais. Dessa forma, dentre os métodos analisados, o método de Aoki-Veloso (1975) mostra-se mais eficiente para a previsão da capacidade de carga e ser utilizado (valores de resistência lateral e de ponta) na previsão dos recalques pela metodologia utilizada.

Tabela 4.5 -Valores dos recalques calculados para as cargas correspondentes, recalques medidos e os valores da razão entre os recalques calculados pelos medidos.

<b>Obra</b>	<b>Estaca</b>	<b>Cargas para os cálculos dos recalques (kN)</b>	<b>Recalques calculados (mm)</b>	<b>Recalques medidos (mm)</b>	<b>Recalques calculados/Recalques medidos</b>
<b>1</b>	pc_9911	320	3.61	8.04	0.45
	pc_9912	320	2.47	8.04	0.31
	pc_9913	310	3.84	6.3	0.61
	pc_9913A	310	3.84	6.3	0.61
	pc_9914	310	3.26	3.86	0.84
	pc_9915	473.6	5.44	3.39	1.60
<b>2</b>	e_3000	1667.1	6.91	7.2	0.96
	pt_1	1000	5.9	3.91	1.51
	pt_3	1049.7	3.72	2.56	1.45
	sp_315	1321.3	3.72	3.71	1.00
	sp_317	1000	3.2	2.62	1.22
	sp_319	1000	2.31	2.08	1.11
	sp_324	1412.5	4.23	4.6	0.92

Tabela 4.5 - Valores dos recalques calculados para as cargas correspondentes, recalques medidos e os valores da razão entre os recalques calculados pelos medidos (continuação 1).

<b>3</b>	e_1017	800	2.48	3.31	0.75
	e_1047	800	2.48	>80	-
<b>4</b>	e_20	450	3.93	-	-
	e_22	577.8	4.2	-	-
	e_40	739.6	5.33	-	-
	e_50	450	2.86	-	-
	e_167	450	2.83	-	-
	e_pc1	617.7	4.67	-	-
	<b>5</b>	pc_0127	3076.9	11.4	30
pc_0201		1533.7	5.51	5.4	1.02
pc_0204		1250	3.51	3.9	0.90
pc_0207		800	4.46	2.63	1.70
<b>6</b>	e_1	765.8	4.12	4.59	0.90
	e_2	900	2.86	2.85	1.00
	e_3	765.8	4.12	2.81	1.47
	e_4	900	2.86	2.86	1.00
	e_5	1300	3.73	2.99	1.25
	e_137	1952.2	6.44	4.47	1.44
<b>7</b>	e_397	1250	4.58	4.75	0.96
	e_704	1893.7	5.25	5.44	0.97
	e_731	1250	3.11	4.27	0.73
	pc_05	600	4.09	2.9	1.41
<b>8</b>	e_2	1950	3.49	2.23	1.57
	e_15	4119.9	7.18	14.16	0.51
	e_58	1812.6	3.48	1.84	1.89
	e_83	2116	5.12	4.25	1.20
<b>9</b>	e_27	851.8	2.34	3.68	0.64
	e_95	1649.9	2.8	2.29	1.22
	e_246	1946.4	6.16	13.73	0.45
<b>10</b>	pc_1	2450	4.67	3.64	1.28
	pc_2	2450	4.95	3.38	1.46
	pc_3	2450	9.21	24.18	0.38
	pc_4	2450	6.54	59.99	0.11
	pc_5	2450	5.22	4.84	1.08
<b>11</b>	e_79	2271.7	8.23	77.75	0.11

Tabela 4.5 - Valores dos recalques calculados para as cargas correspondentes, recalques medidos e os valores da razão entre os recalques calculados pelos medidos (continuação 2).

<b>12</b>	p_37d	2257.8	5.43	3.04	1.79
	p_40d	2257.8	5.43	2.84	1.91
<b>13</b>	e_97	1638.9	7.88	4.62	1.71
	e_307	1428.4	6.93	5.81	1.19
	e_340	450	5.03	1.51	3.33
	e_517	860.9	7.06	8.09	0.87
	e_595	1638.9	7.88	2.7	2.92
	e_847	938.2	8.77	3.03	2.89
	e_962	1000	4.5	2.33	1.93
	e_1167	200	2.73	0.53	5.15
	<b>média de Rmed/Rcalc</b>				
<b>desvio padrão de Rmed/Rcalc</b>					<b>0.86</b>
<b>Coef. de variação de Rmed/Rcalc</b>					<b>0.68</b>

### 4.3 PREVISÕES DA CURVA CARGA-RECALQUE

#### 4.3.1 MÉTODO DE AOKI (1989)

Neste item, apresentam-se as curvas carga-recalque experimentais e as previstas pelo método proposto por Aoki (1989) organizadas por obra. Para cada prova de carga foram previstas três curvas utilizando-se o método de Aoki (1989): 1) curva com base na resistência por atrito lateral e carga na ponta obtidas pelo método de Aoki e Velloso (1975); 2) curva com base na resistência por atrito lateral e carga na ponta obtidas pelo método de Alonso (1996); e 3) curva com base na resistência por atrito lateral e carga na ponta obtidas pelo método de Cabral (1996).

Na previsão da capacidade de carga das estacas, de uma maneira geral, com o objetivo de prever as curvas carga-recalque, os métodos de Aoki-Velloso (1975) e de Alonso (1996) se mostraram mais eficientes do que o método de Cabral (1996). As diferenças entre as cargas de ruptura avaliadas pelos três métodos e as cargas de ruptura extrapoladas das experimentais, são menores para o método de Alonso



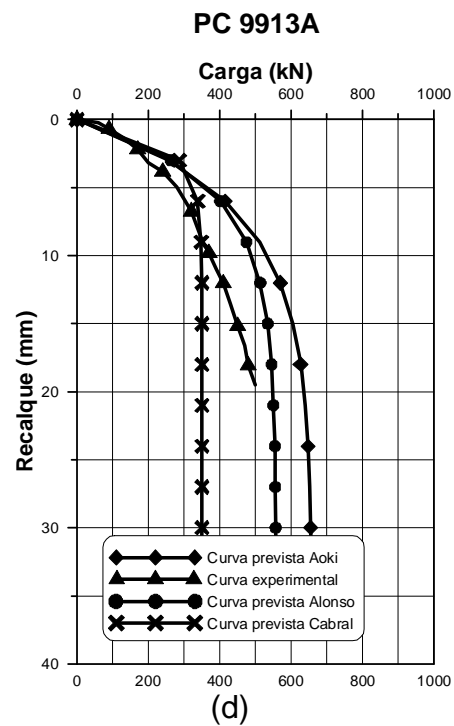
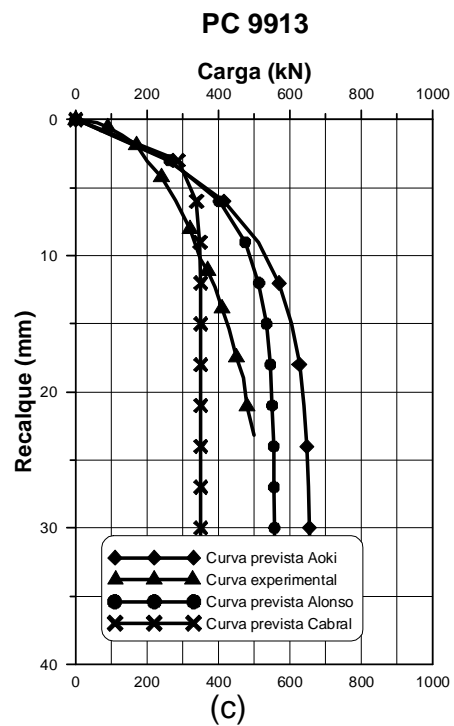
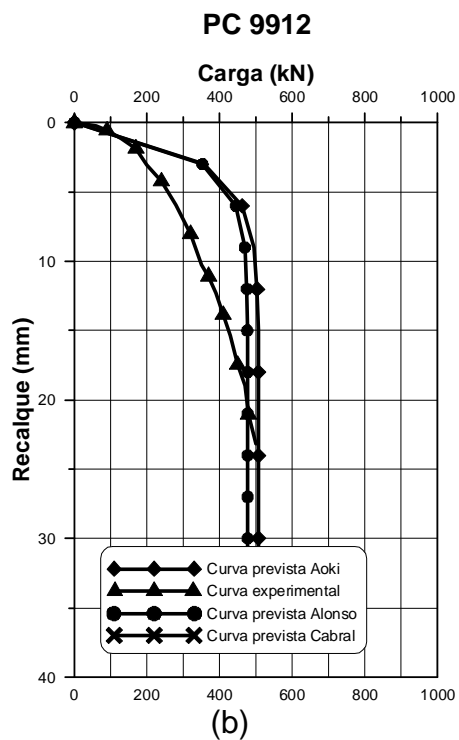
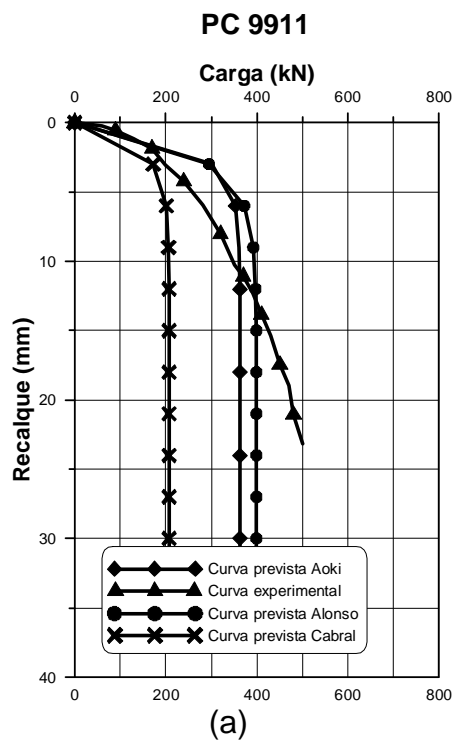
(1996) do que pelo método de Aoki e Velloso (1975), e de uma maneira geral, o método de Cabral (1996) é mais conservador.

Apesar das diferenças entre as cargas de ruptura previstas e medidas serem menores para o método de Alonso (1996) do que pelo método de Aoki e Velloso (1975), usando-se o método de Aoki-Velloso (1975), utilizando-se os coeficientes ( $K$ ) e ( $\alpha$ ) de acordo com a contribuição de Laprovitera (1988), para a previsão das curvas carga-recalque, obteve-se melhor proximidade das curvas experimentais do que usando-se os outros dois métodos para previsão da resistência por atrito lateral e carga na ponta da estaca aplicadas usadas na aplicação do método de Aoki (1989) para previsão das curvas.

No entanto, em aproximadamente metade das estacas verificadas, as curvas previstas pelo método Aoki (1989), com as parcelas de resistência por atrito lateral e carga na ponta pelo método Aoki e Velloso (1975), ficaram significativamente afastadas das curvas experimentais. As curvas em que as previsões foram mais próximas das curvas experimentais, foram as estacas em que a resistência por atrito lateral prevaleceu em relação à da ponta. As previsões mais distantes das experimentais, são as estacas de comportamento predominante de ponta. A maioria das estacas comporta-se entre os dois extremos, porém, se observadas as características dessas estacas, Tabela 3.2, PC0201 da obra 5 e da PC9912 da obra 1 e as curvas previstas destas estacas ( Figuras 4.7(b) e 4.3(b) respectivamente), nota-se que estas evidenciam essa conclusão. A estaca PC0201 é uma estaca tipicamente de atrito e a previsão da curva carga-recalque foi boa, enquanto que a estaca PC9912 é uma estaca tipicamente de ponta e a previsão da curva carga-recalque fica relativamente “afastada” da curva experimental.

As comparações entre as curvas previstas e experimentais são apresentadas para cada obra nos itens 4.2.1.1 ao 4.2.1.13.

4.3.1.1 OBRA 1



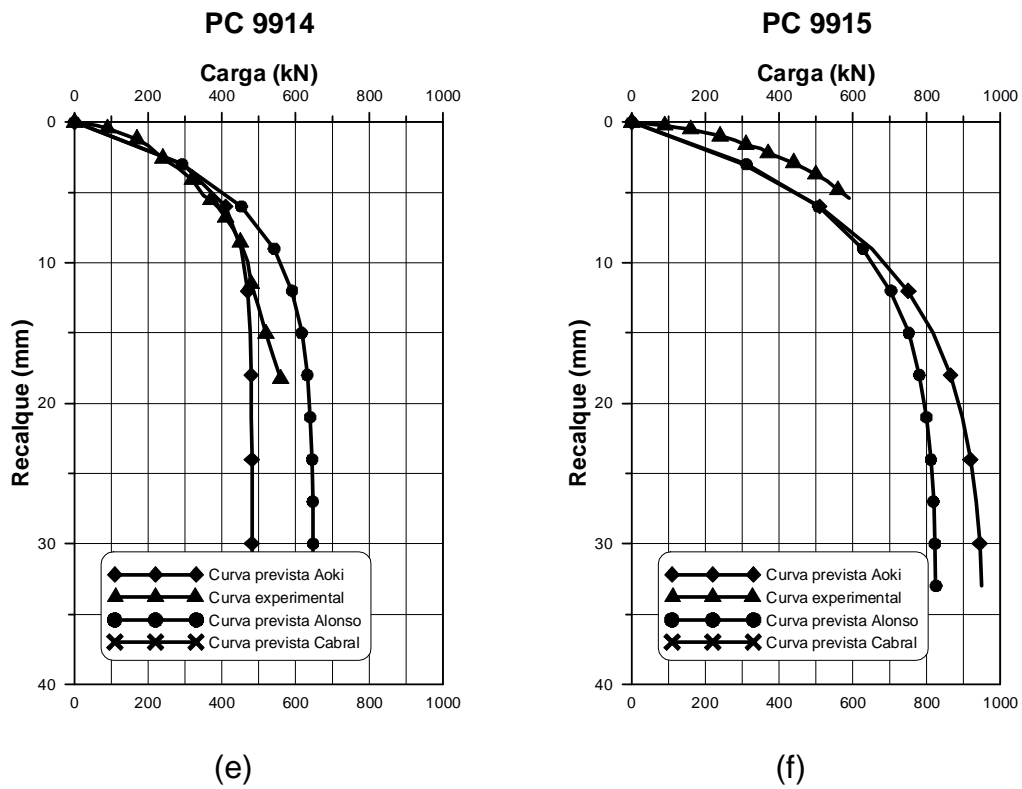
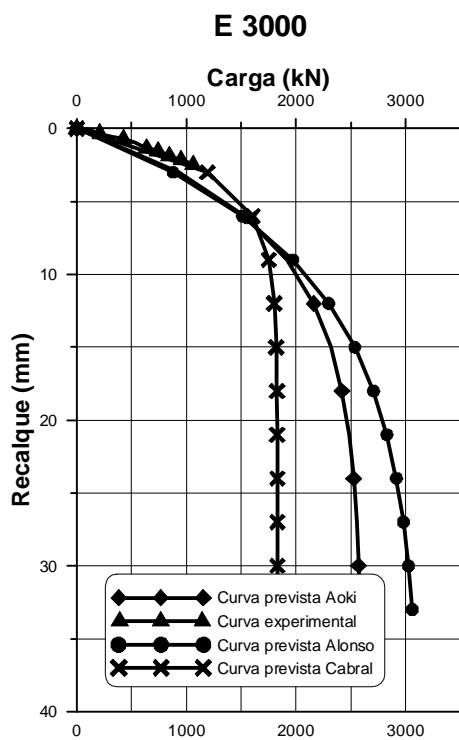
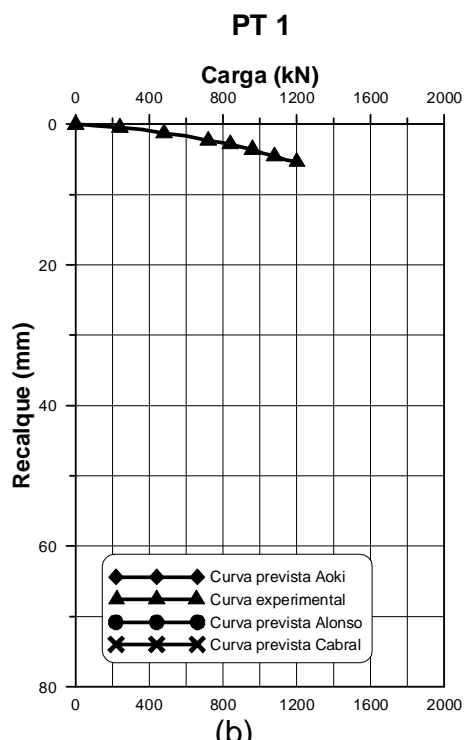


Figura 4.3– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), PC9911, (b), PC9912, (c), PC9913, (d), PC9913A, (e), PC9914 e (f), PC9915 respectivamente, para a obra 1.

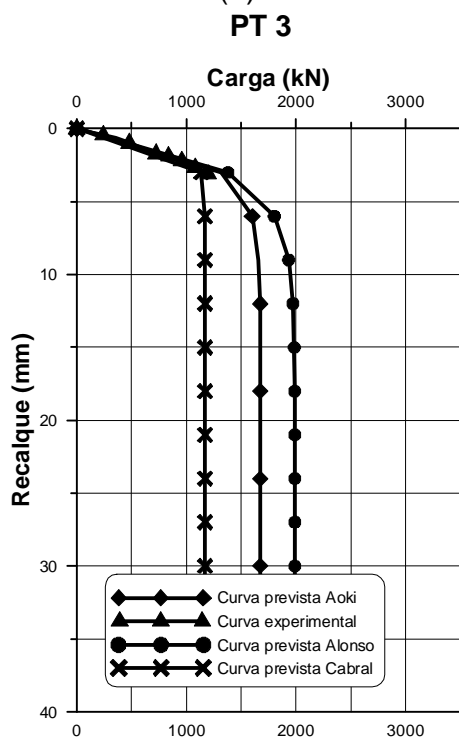
4.3.1.2 OBRA 2



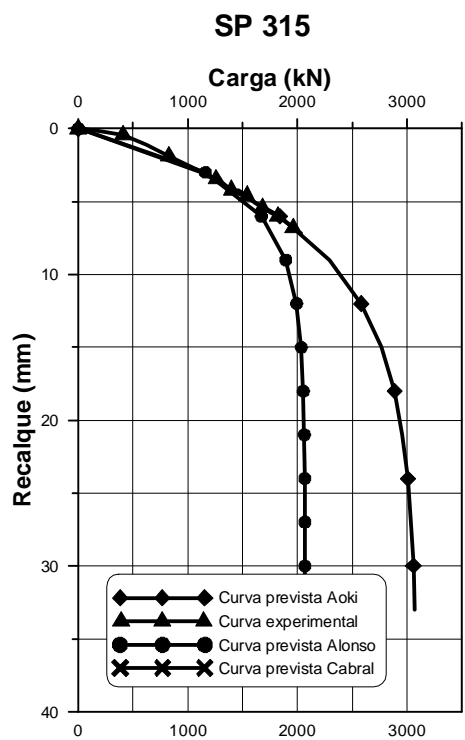
(a)



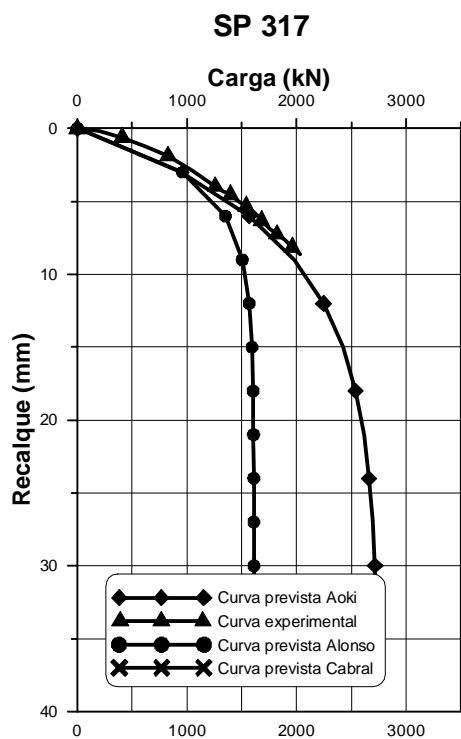
(b)



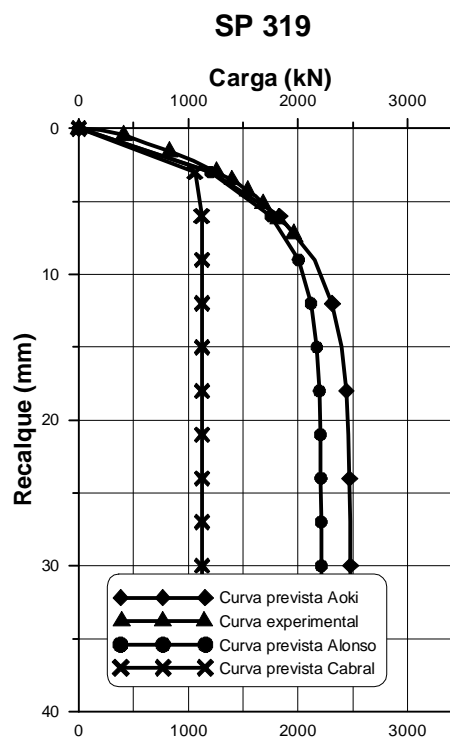
(c)



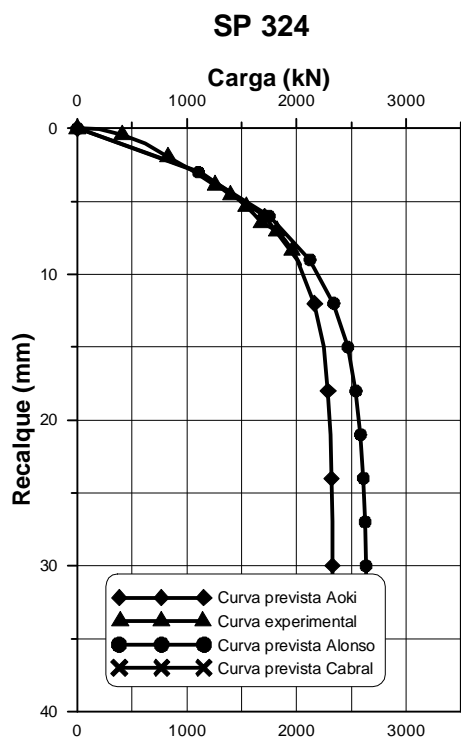
(d)



(e)



(f)



(g)

Figura 4.4– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E3000, (b), PT1, (c), PT3, (d), SP315, (e), SP319, (f), SP324, (g), E1017 e (h), E1047, respectivamente, para a obra 2.

## 4.3.1.3 OBRA 3

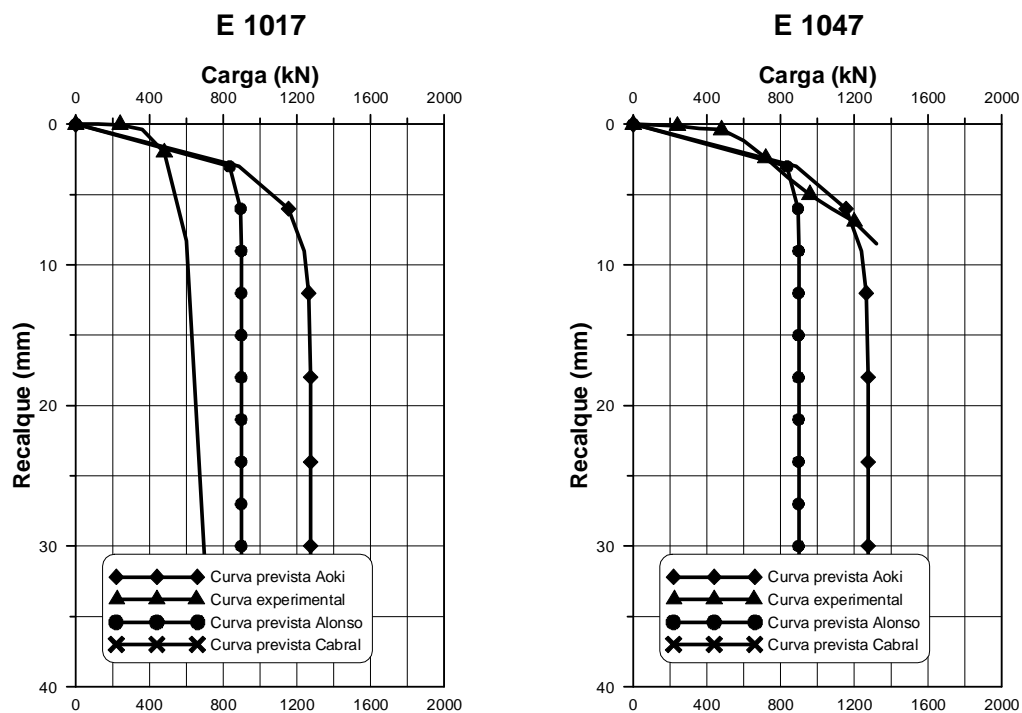
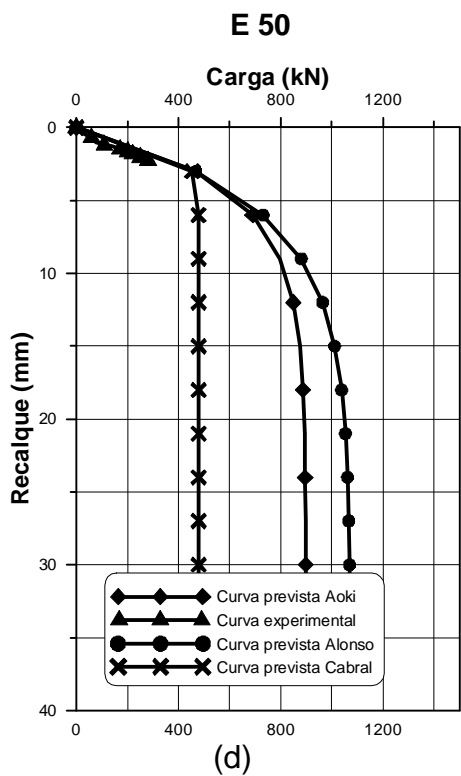
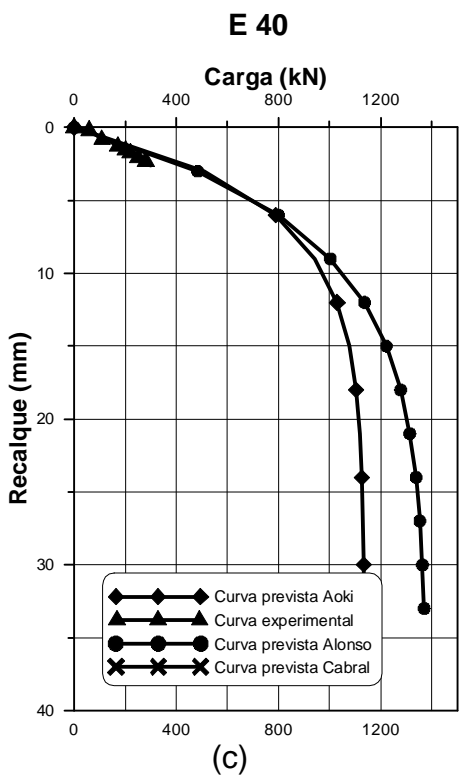
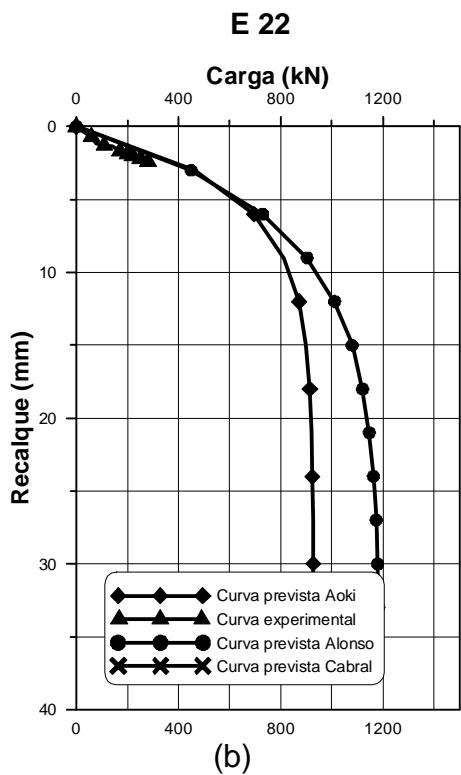
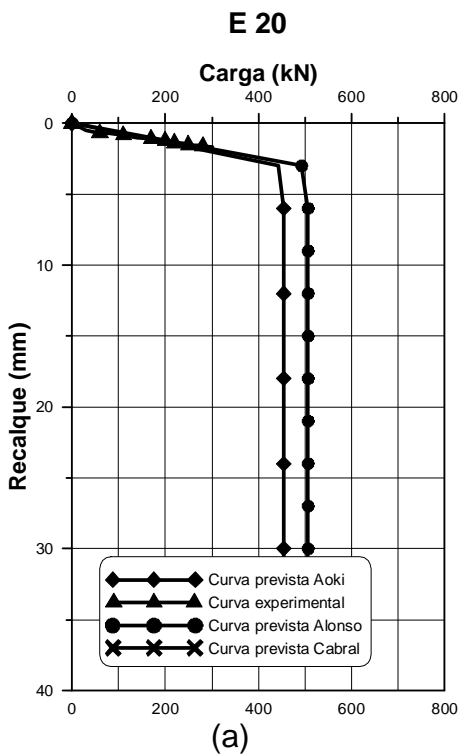


Figura 4.5– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e prevista para a estaca E1047 para a obra 3.

4.3.1.4 OBRA 4



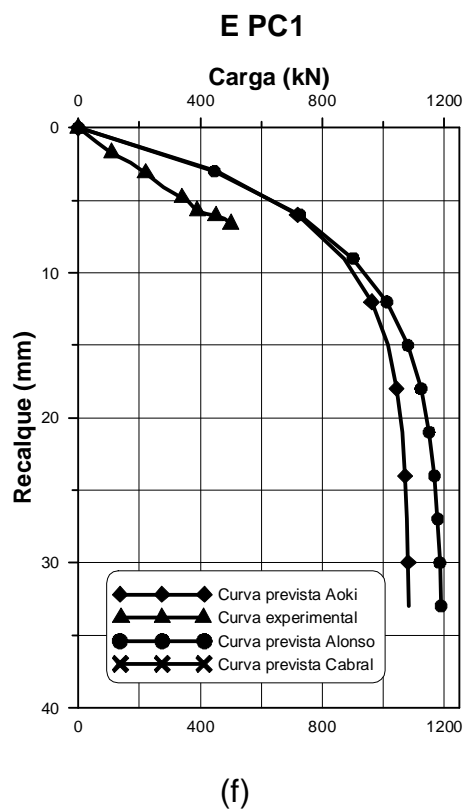
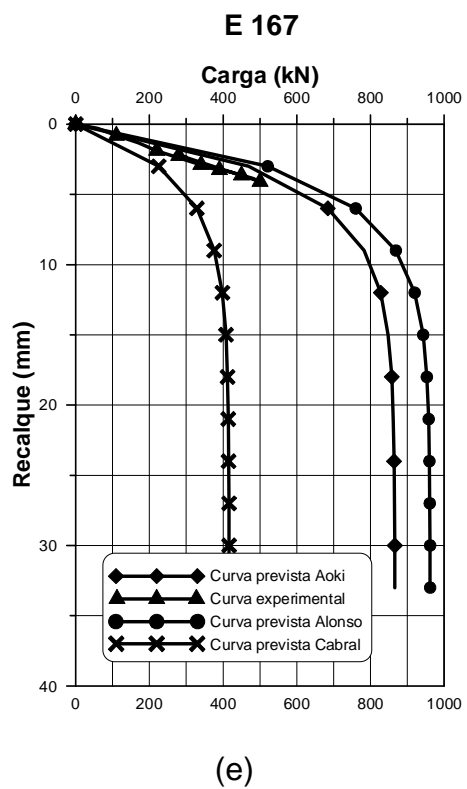


Figura 4.6– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E20, (b), E22, (c), E40, (d), E50, (e), E167 e (f), EPC1, respectivamente, para a obra 4.



## 4.3.1.5 OBRA 5

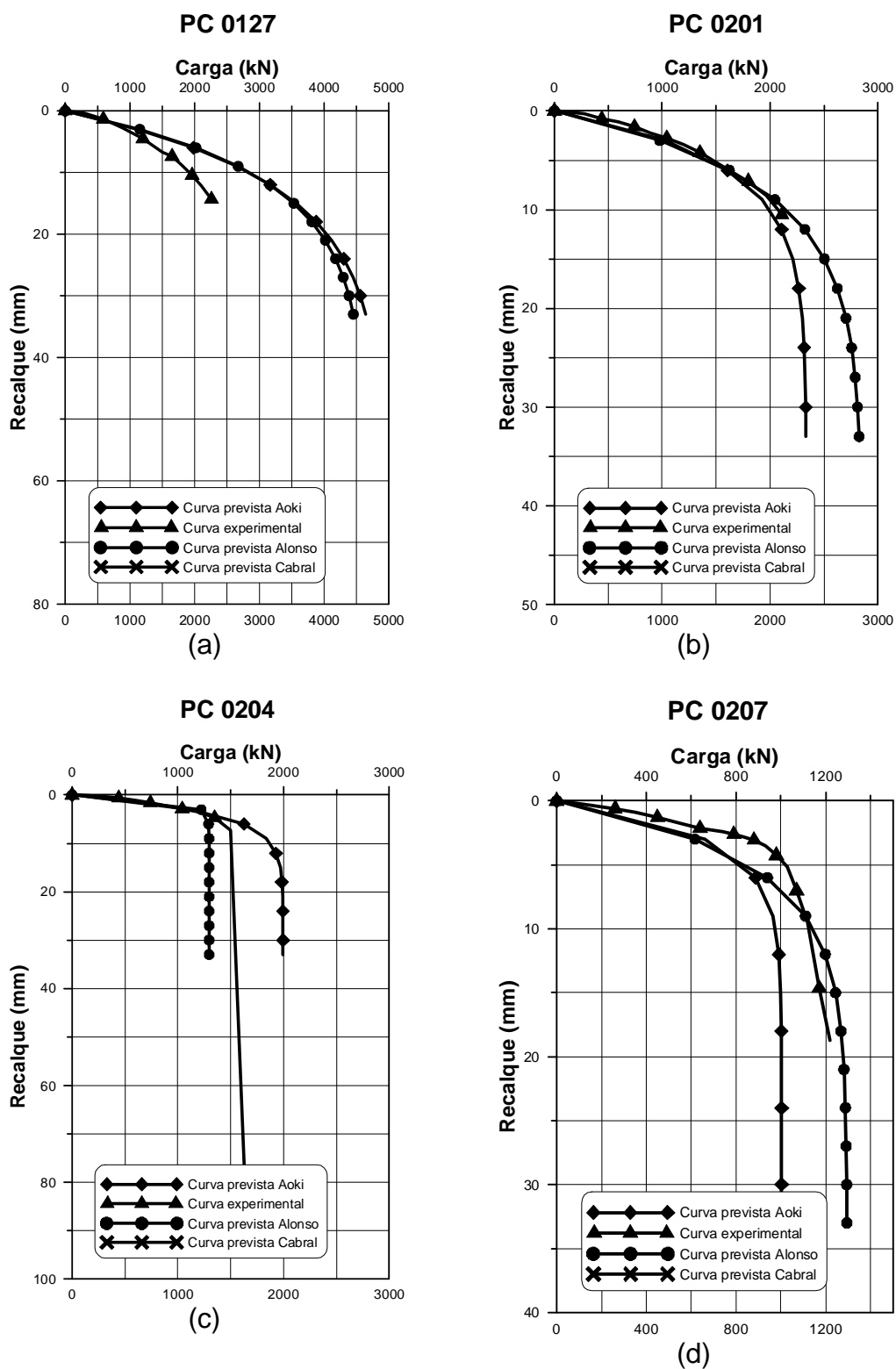
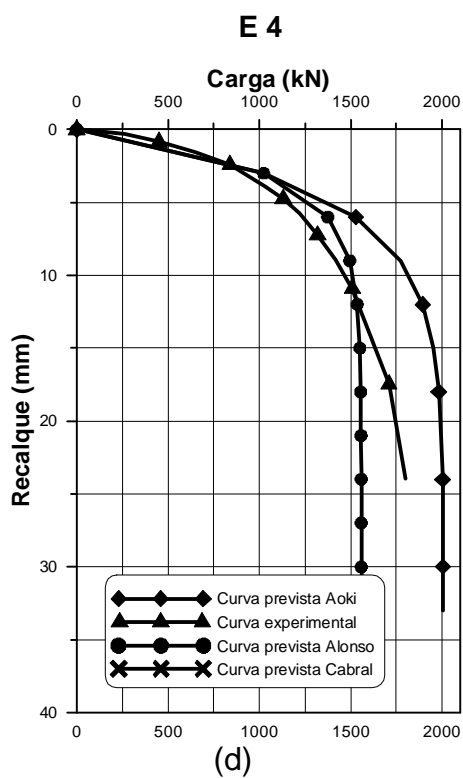
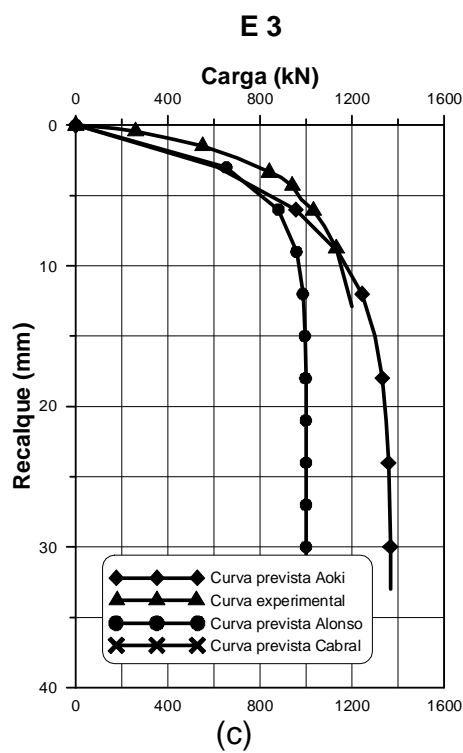
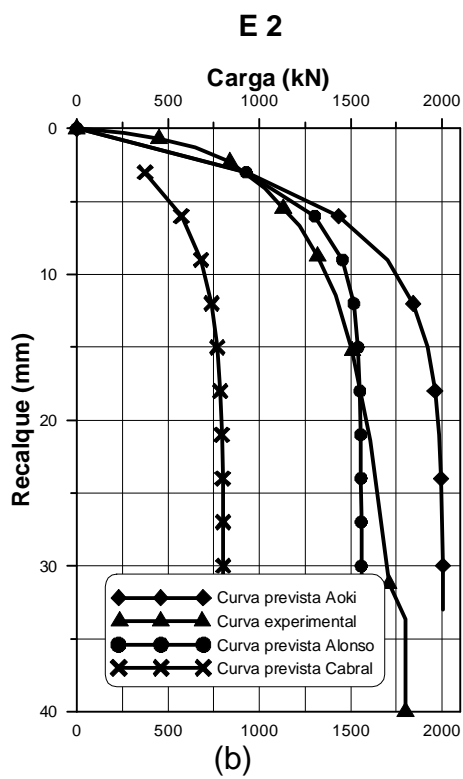
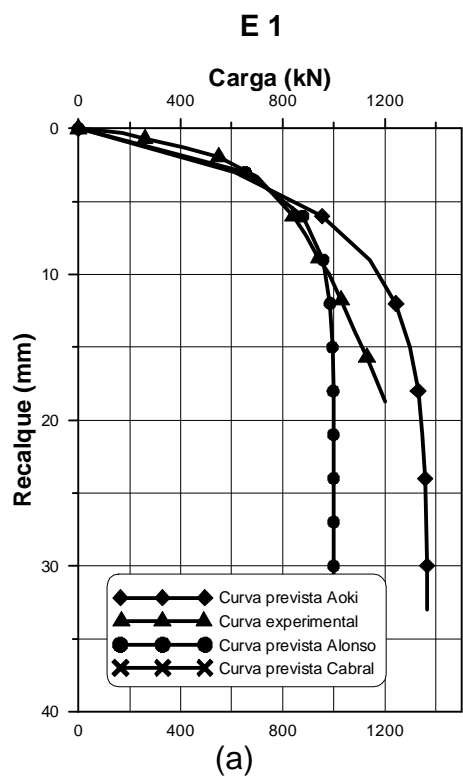


Figura 4.7– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), PC127, (b), PC201, (c), PC204 e (d), PC207, respectivamente, para a obra 5.

4.3.1.6 OBRA 6



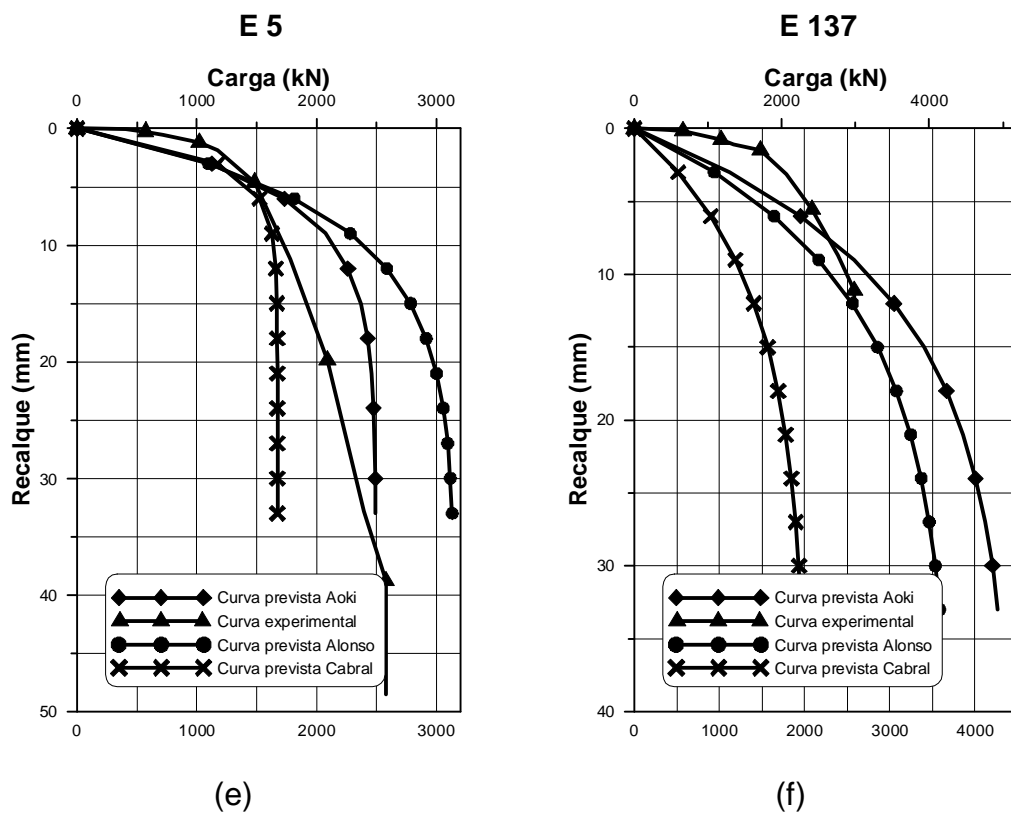


Figura 4.8– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E1, (b), E2, (c), E3, (d), E4, (e), E5 e (f), E137 respectivamente, para a obra 6.

4.3.1.7 OBRA 7

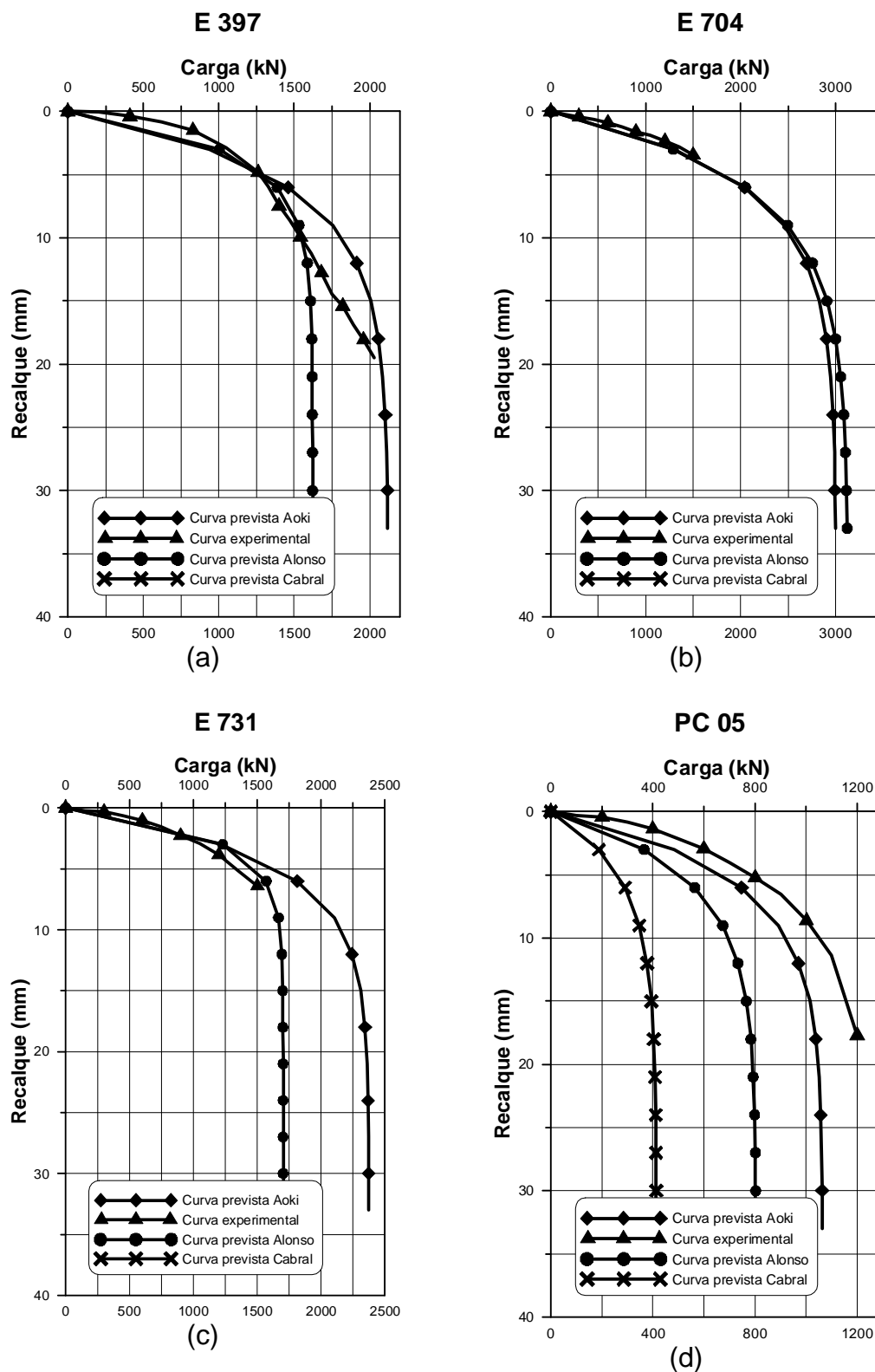


Figura 4.9– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), 397, (b), E704, (c), E731 e (d), PC05, respectivamente, para a obra 7.

## 4.3.1.8 OBRA 8

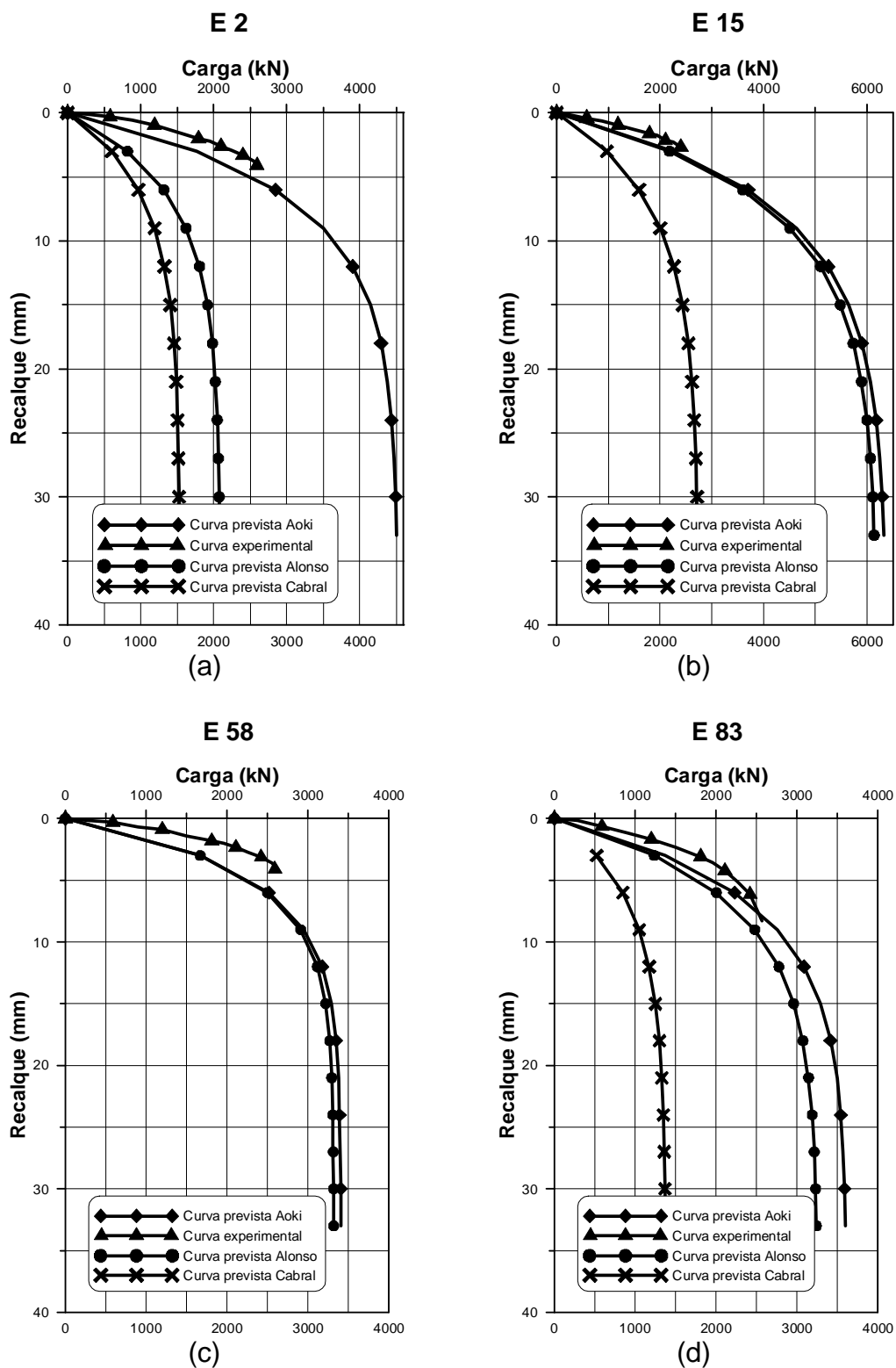


Figura 4.10– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E2, (b), E15, (c), E58 e (d), E83, respectivamente, para a obra 8.

4.3.1.9 OBRA 9

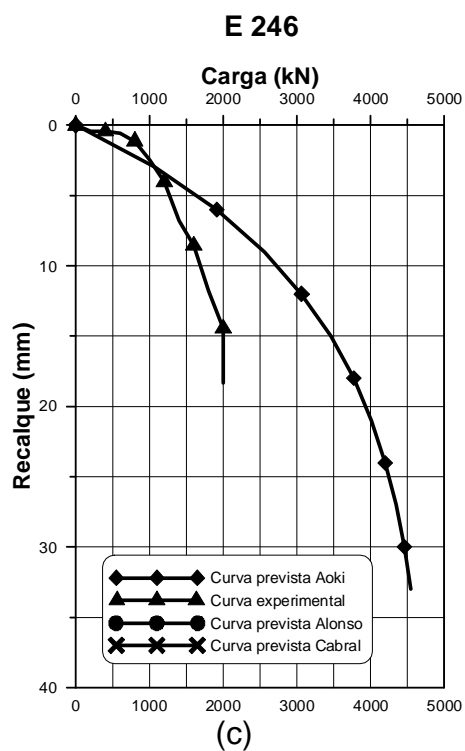
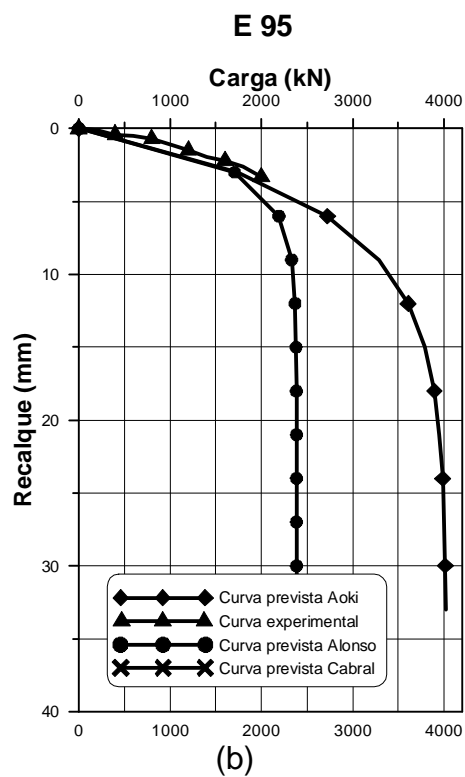
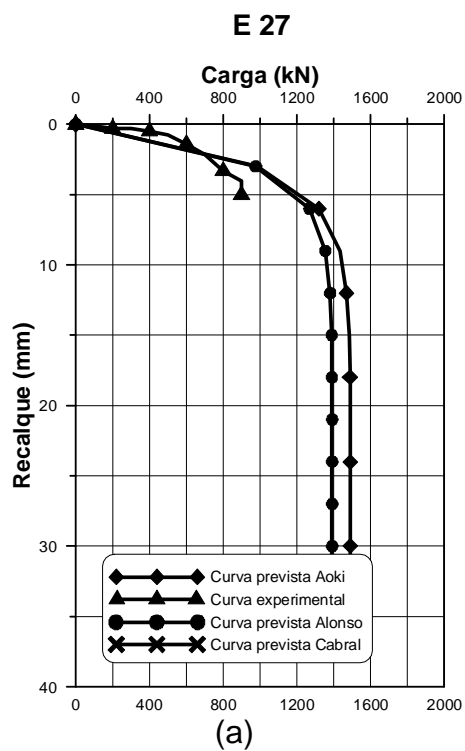
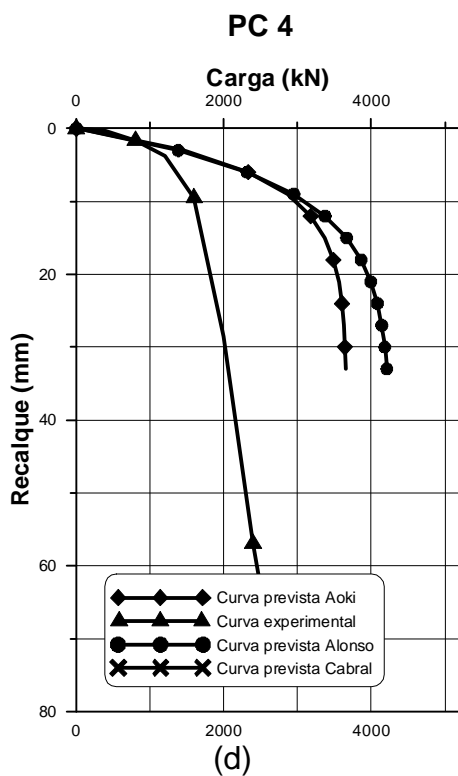
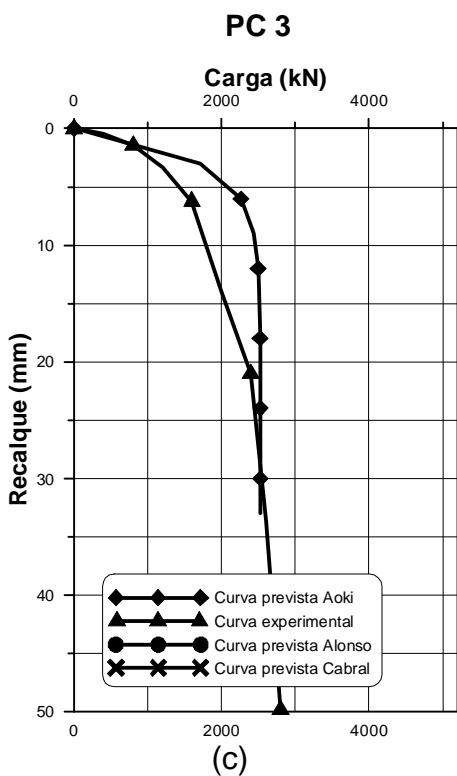
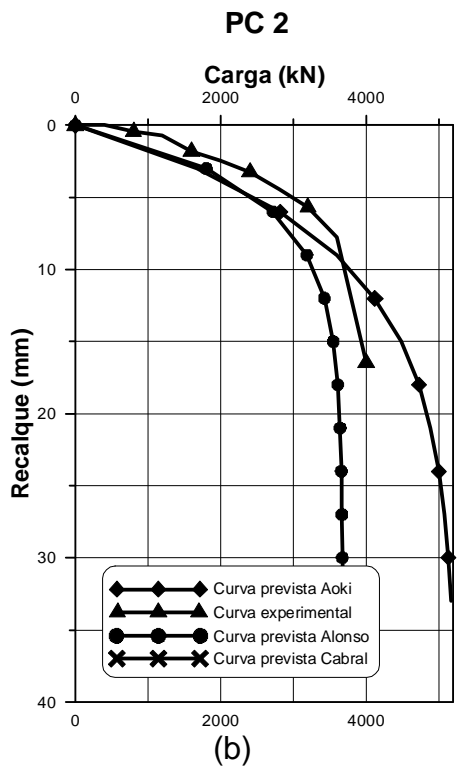
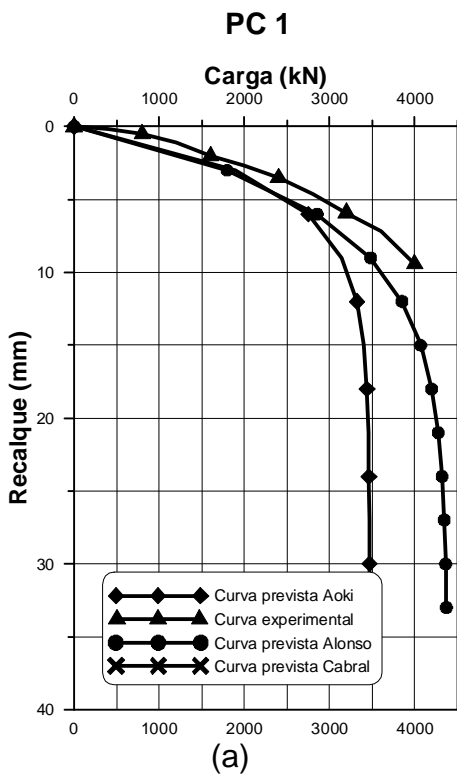


Figura 4.11– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E27, (b), E95 e (c), E246, respectivamente, para a obra 9.

4.3.1.10 OBRA 10



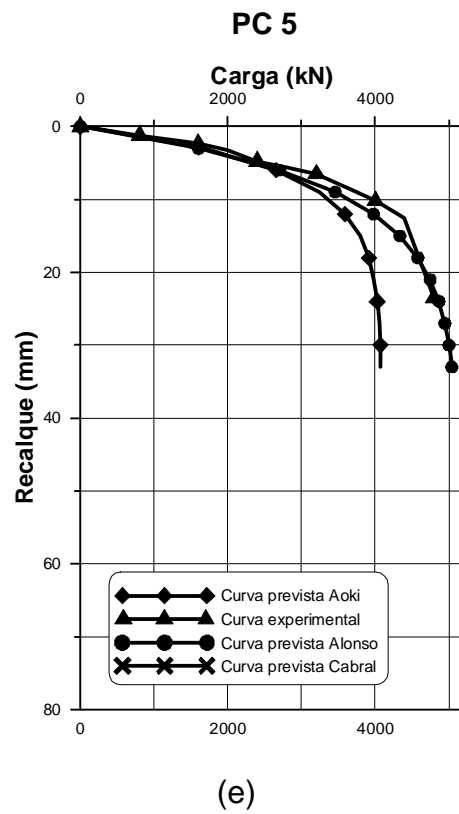


Figura 4.12– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), PC1, (b), PC2, (c), PC3, (d), PC4 e (e), PC5, respectivamente, para a obra 10.



## 4.3.1.11 OBRA 11

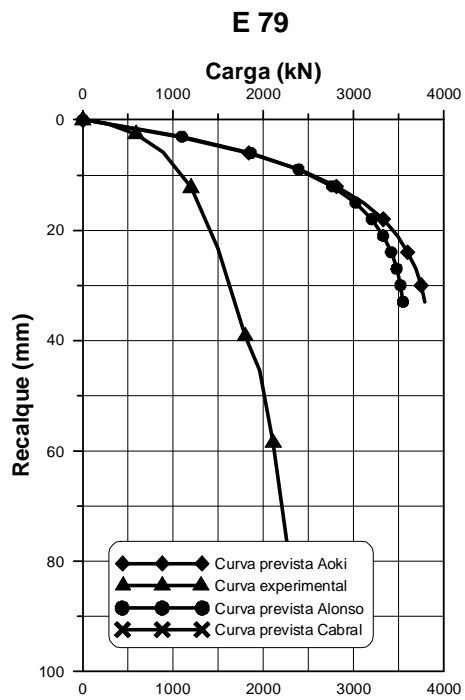


Figura 4.13– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para a estaca E79, da obra 11.

## 4.3.1.12 OBRA 12

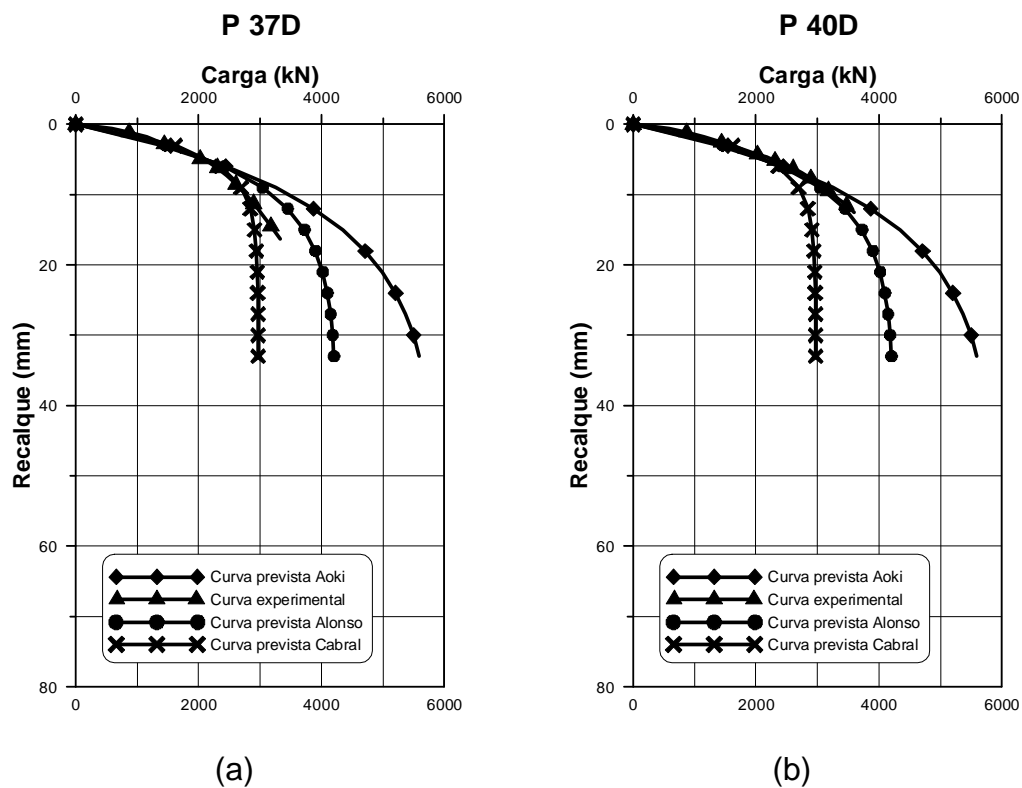
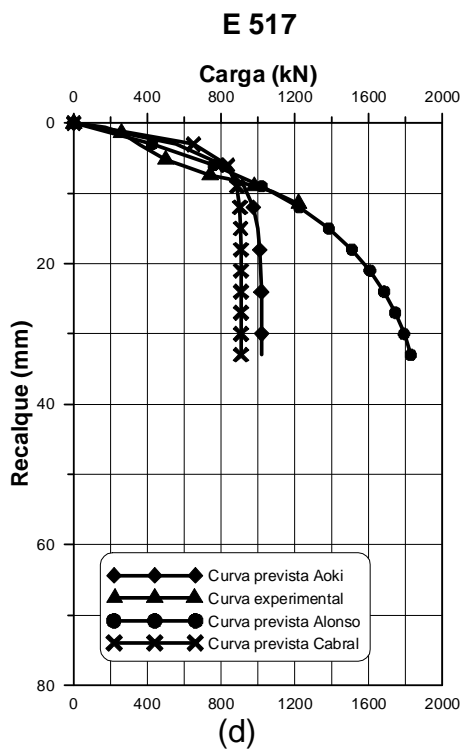
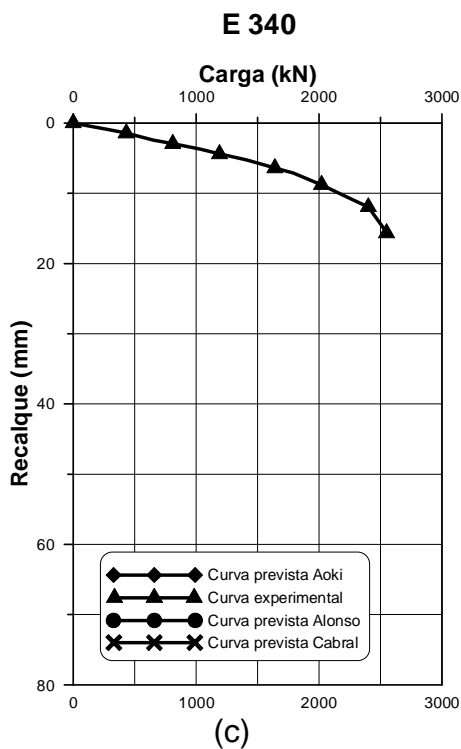
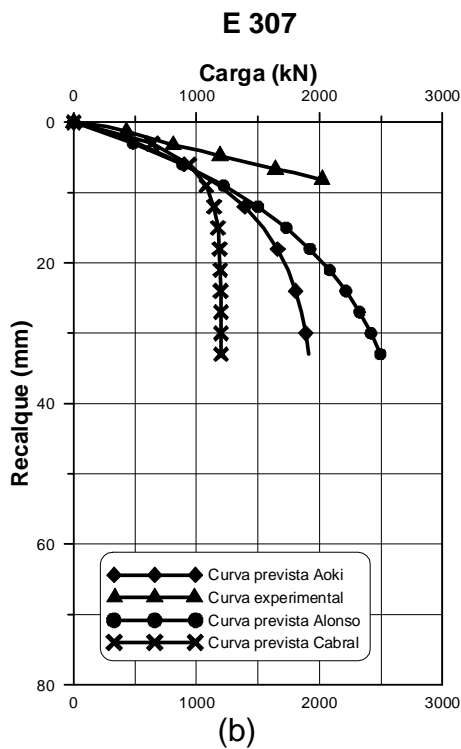
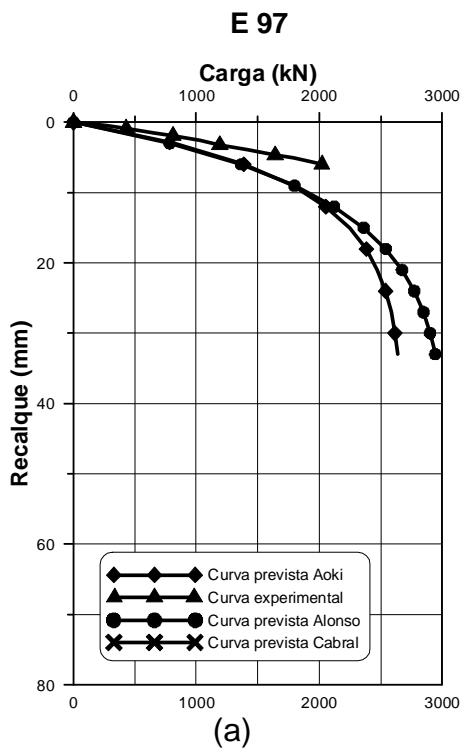


Figura 4.14– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), P37D e (b), P40D, respectivamente, para a obra 12.

4.3.1.13 OBRA 13



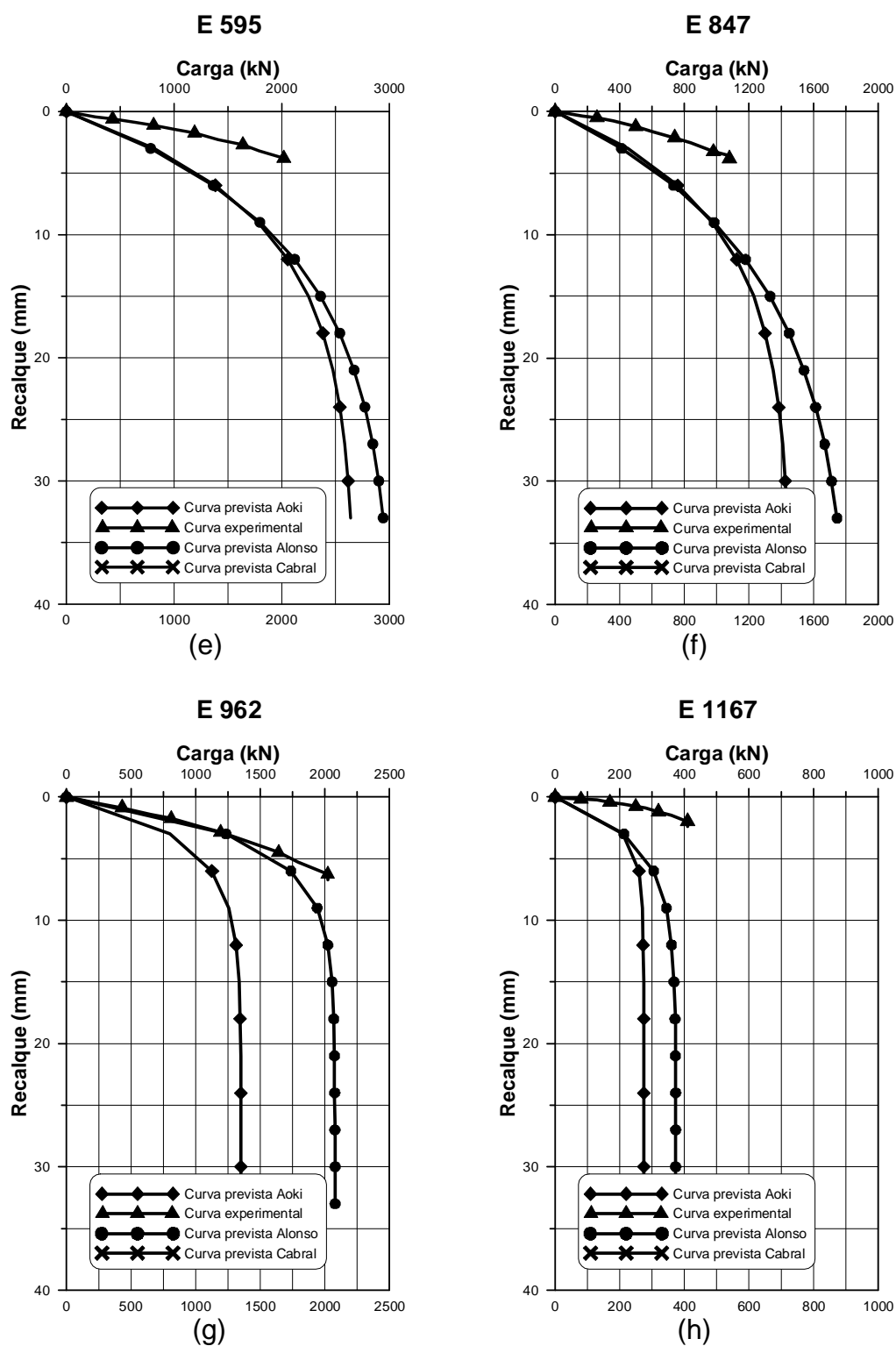


Figura 4.15– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E97, (b), 307, (c), E340, (d), E517, (e), E595, (f), E847, (g), E962 e (h), E1167, respectivamente, para a obra 13.

Algumas estacas tem as previsões das curvas carga-recalque, somente previstas com as cargas de um ou dois métodos. No caso da estaca PT1 da obra 2, não foram previstas as curvas carga-recalque, devido ao fato de que a carga de trabalho da estaca, é maior do que as cargas de ruptura previstas pelos três métodos de previsão de capacidade de carga usados neste trabalho.

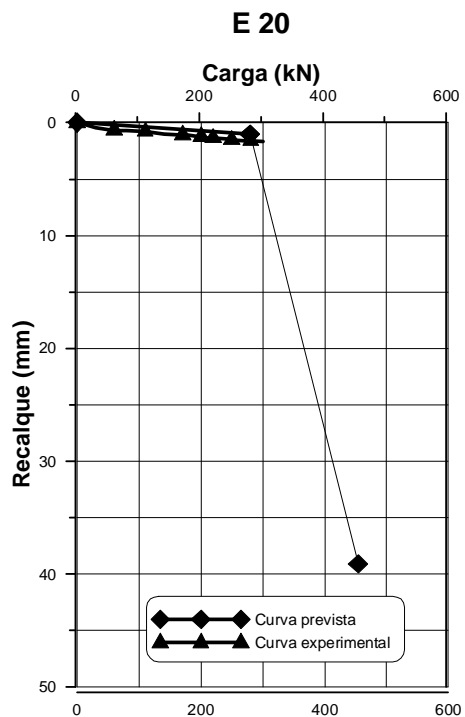
Para a extrapolação da curva carga-recalque, todos os métodos mostram-se mais eficientes quando as curvas experimentais apresentam pelo menos uma “leve curvatura” com tendência a um recalque característico de ruptura física, ou seja, as curvas em que a rigidez não diminui com a aplicação das cargas crescentes, não é confiável se prever a carga de ruptura pelo método usado. O método de Décourt (1996) é um indicador deste fato ao se plotar a curva rigidez x carga aplicada, porém, quando a curva carga-recalque experimental não apresenta essa tendência, esse método nos leva a valores de ruptura muito elevados.

A previsão da curva carga-recalque pelo método de Aoki (1989) será eficiente na interpretação do comportamento real da estaca quanto mais precisa for a previsão da capacidade de carga e a previsão do recalque. Também, será mais próxima da curva real quanto melhor for estimado o módulo de elasticidade do solo, e adotado o módulo de elasticidade para o material (concreto armado da estaca) com valor mais próximo do real. Os valores recomendados pelos autores, são recomendados para projetos, portanto estão sempre a favor da segurança.

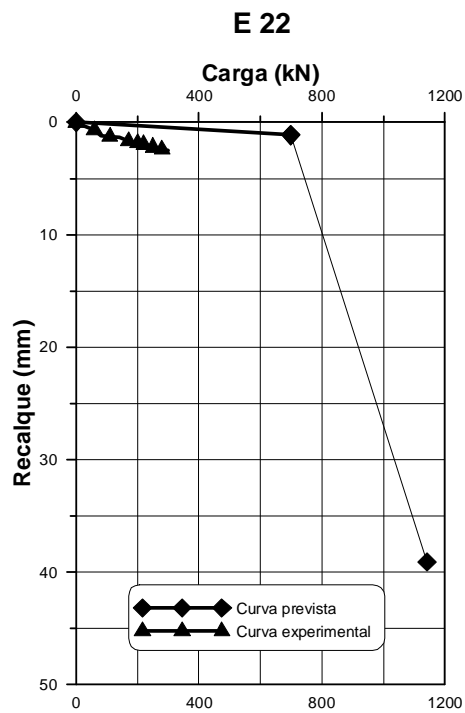
Além destes fatos, este método de Aoki (1989) será mais eficiente para previsão da curva carga-recalque de estacas em que a resistência de atrito é predominante em relação à de ponta. Neste caso, após a mobilização completa da resistência por atrito ao longo da estaca, esta começa a recalcar significativamente, caracterizando um caso de ruptura física, como a de Van der Veen (1953), na qual é baseado o método de Aoki (1989).



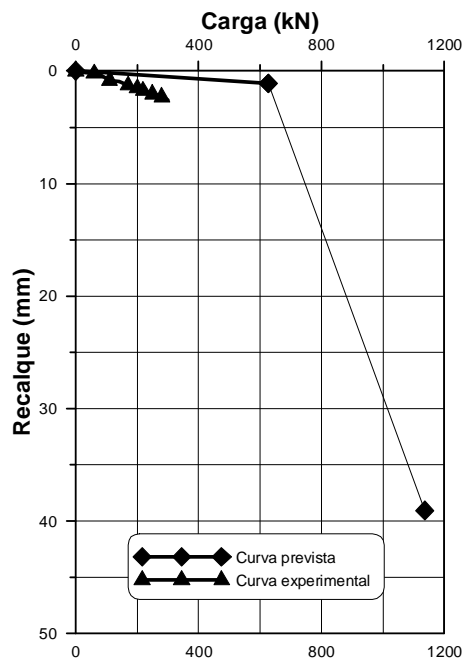




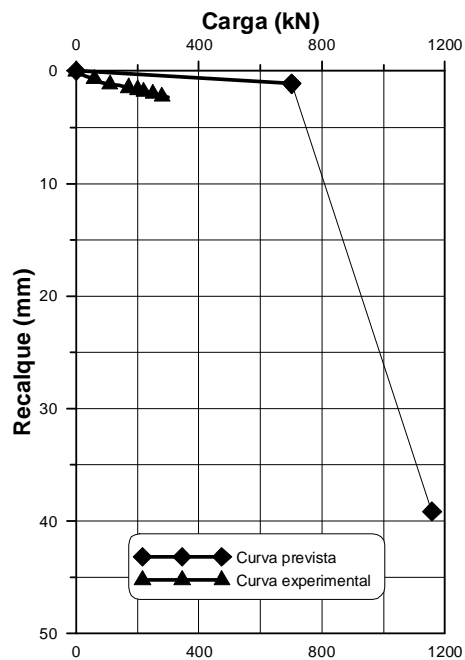
(a)



(b)



(c)



(d)



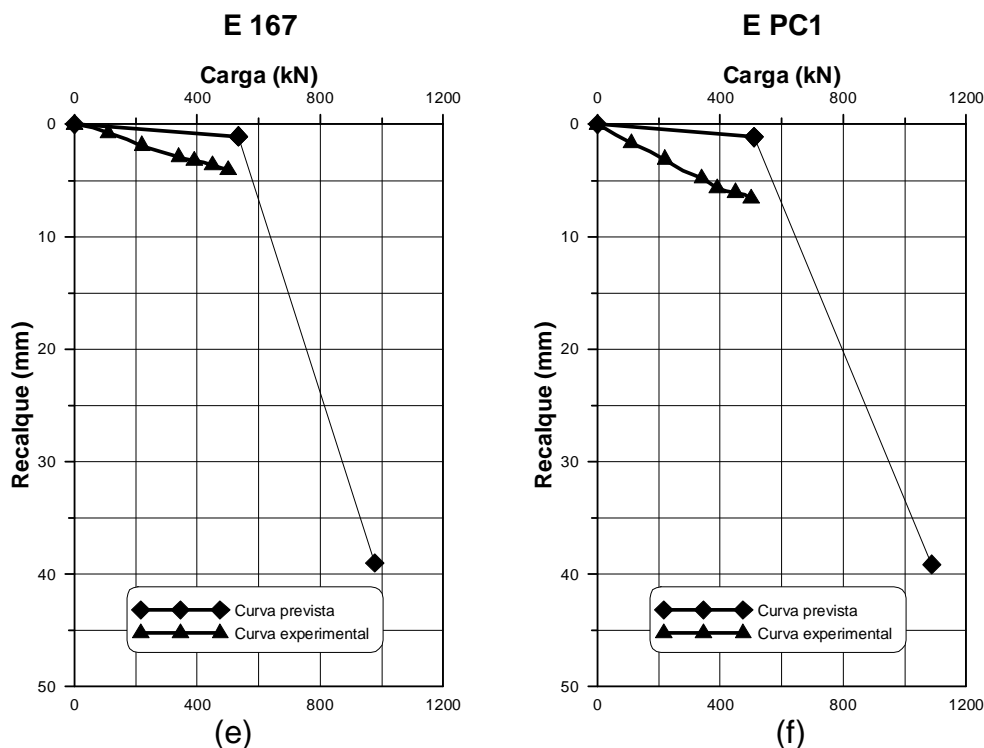


Figura 4.17- Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas para as estacas (a), E20, (b), E22, (c), E40, (d), E50, (e), E167 e (f), EPC1, respectivamente, para a obra 4.

Para a obra 4, a forma das curvas experimentais estudadas, se aproximam de uma reta, impedindo a extrapolação por uma exponencial ou uma hipérbole, devido ao fato de que as provas de cargas foram interrompidas antes de apresentarem uma “tendência” à ruptura. As cargas a serem suportadas especificadas em projeto foram atingidas nas provas de carga, podendo ser este o motivo da interrupção do ensaio.

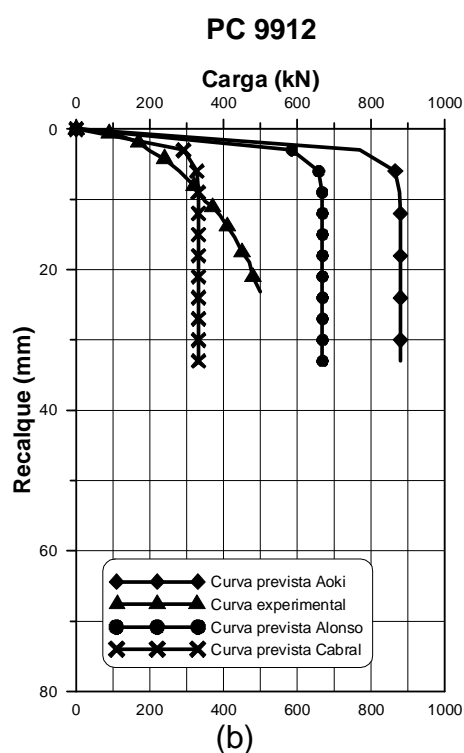
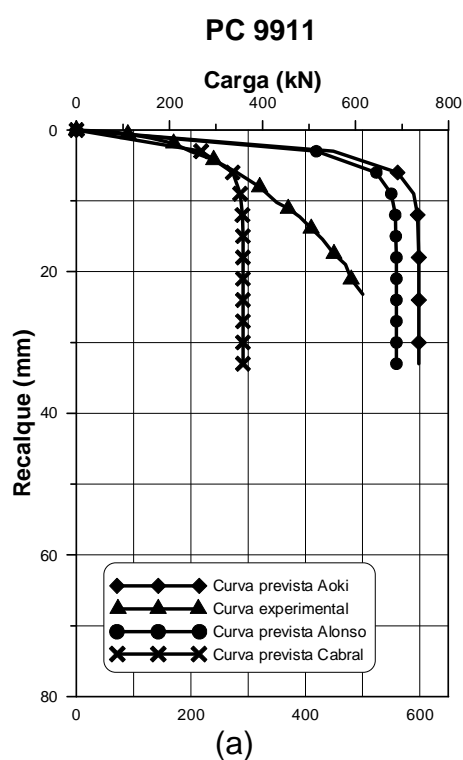
#### 4.3.3 CURVAS PREVISTAS CONSIDERANDO O SOBRECONSUMO DE CONCRETO

Para uma parte das provas de carga tem-se disponível o relatório de execução da estaca, contendo o valor do sobreconsumo de concreto para a estaca. Considerando que com o sobreconsumo de concreto, a capacidade de carga da estaca deve ser maior (maiores dimensões da estaca), foram recalculados os valores das capacidades de carga e dos recalques, e então, feitas as previsões das curvas carga-recalque novamente. As obras com estacas que apresentam os dados de sobreconsumo são as obras 1, 2, 11 e 12, apresentadas a seguir.

Nota-se nestas curvas previstas que, as estacas reavaliadas considerando-se o sobreconsumo de concreto, (recalculados os valores da capacidade de carga e dos recalques), apresentaram as curvas na maioria dos casos contra a segurança. Esse resultado indica que para os métodos de previsão de capacidade de carga e da curva carga-recalque não se deve considerar o sobreconsumo de concreto.

O valor do sobreconsumo de concreto dessas estacas encontram-se entre parênteses e em (%), nas legendas de cada obra para a estaca correspondente a seguir.

#### 4.3.3.1 OBRA 1



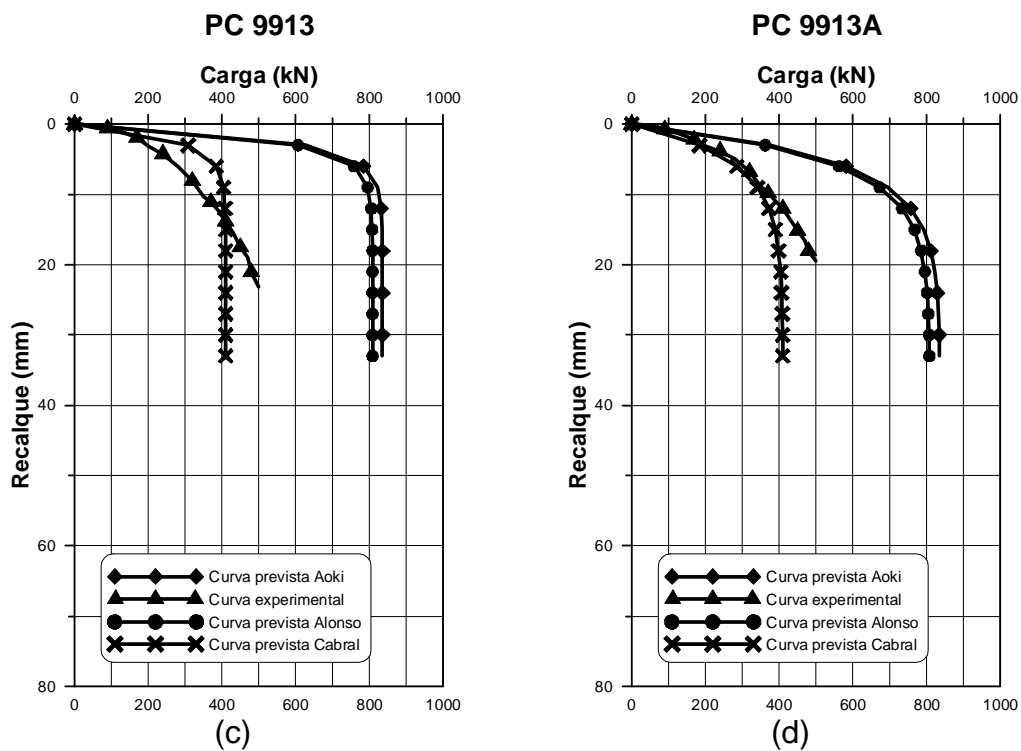


Figura 4.18 – Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas considerando o sobreconsumo de concreto, para as estacas (a), PC9911 (94%), (b), PC9912 (94%), (c), PC9913 (56%) e (d), PC9913A (56%), respectivamente, para a obra 1.

## 4.3.3.2 OBRA 2

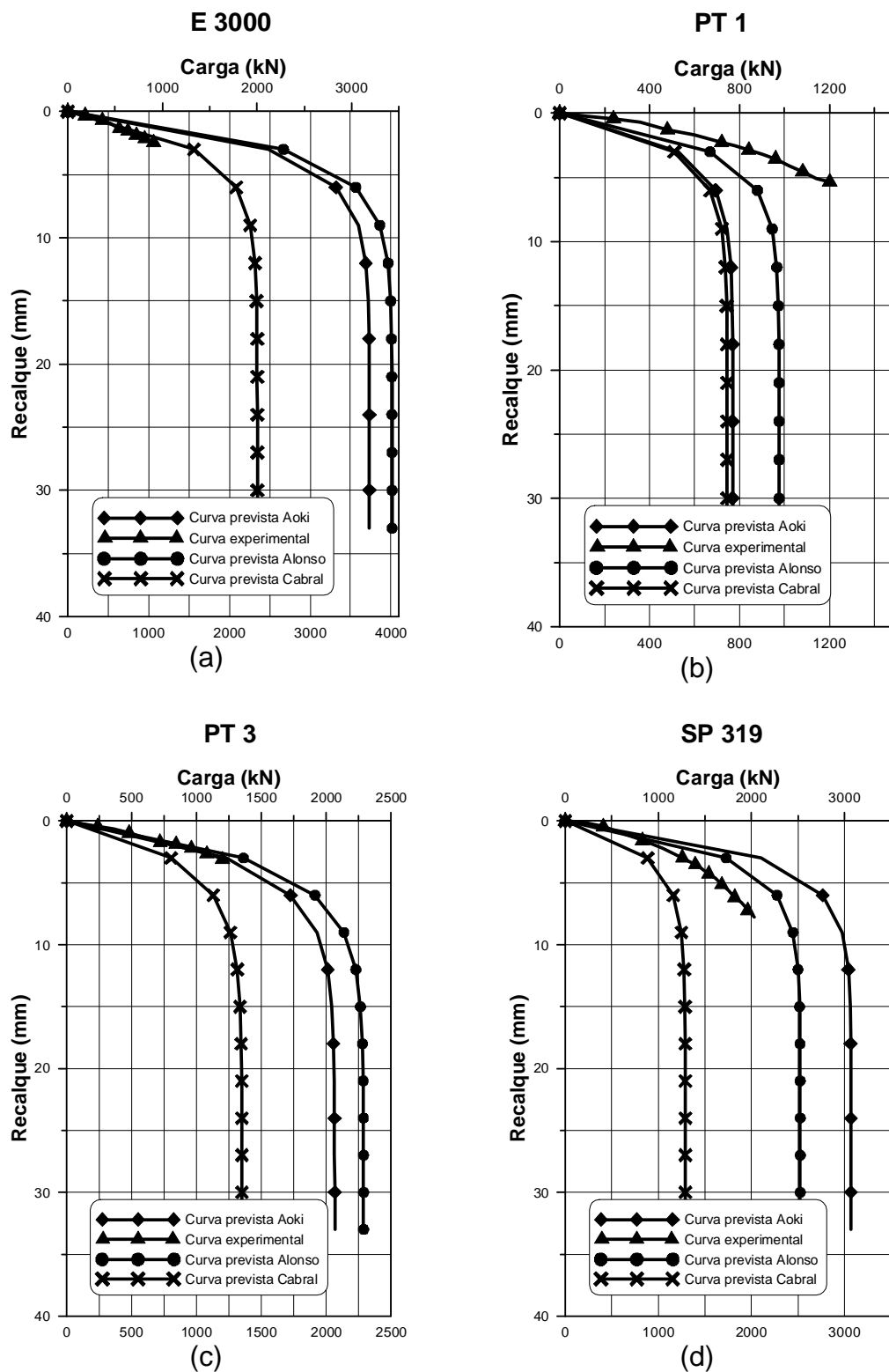


Figura 4.19– Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas considerando o sobreconsumo de concreto, para as estacas (a), E3000 (62%), (b), PT1 (12%), (c), PT3 (35%) e (d), SP319 (30%), respectivamente, para a obra 2.

## 4.3.3.3 OBRA 11

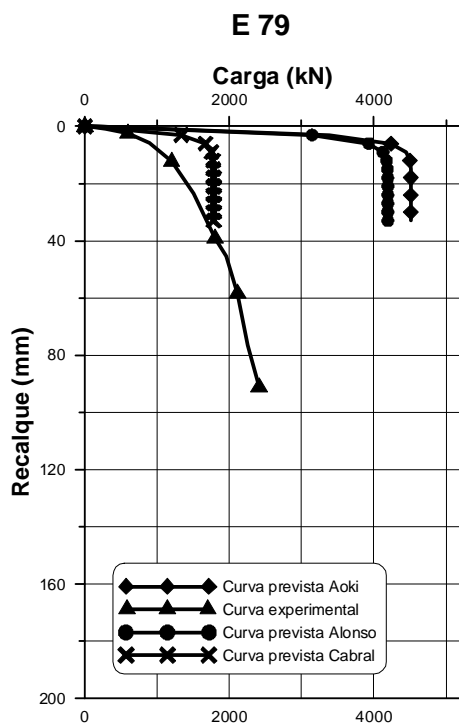


Figura 4.20- Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas considerando o sobreconsumo de concreto, para a estaca E79 (20%) para a obra 11.

## 4.3.3.4 OBRA 12

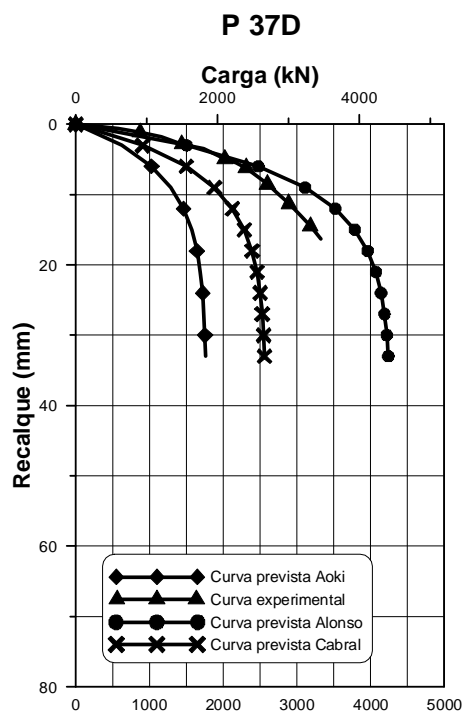


Figura 4.21-Comparação entre as curvas carga-recalque experimentais e previstas considerando o sobreconsumo de concreto, para a estaca P37D (63%) para a obra 12.

#### 4.4 CURVAS ADIMENSIONALIZADAS DE TODAS AS PROVAS DE CARGA

Plotando-se as curvas carga-recalque experimentais adimensionais, ou seja, os recalques divididos pelo diâmetro da estaca, e as cargas aplicadas pela carga de ruptura obtida pela extrapolação de Van Der Veen (1953), é possível verificar que as curvas mostram que para a carga relativa a metade da carga de ruptura ( $P/R = 0,5$ ), os recalques variam entre de 0 a 3% do diâmetro da estaca.

A Figura 4.22 apresenta essas curvas para as 57 provas de cargas analisadas.

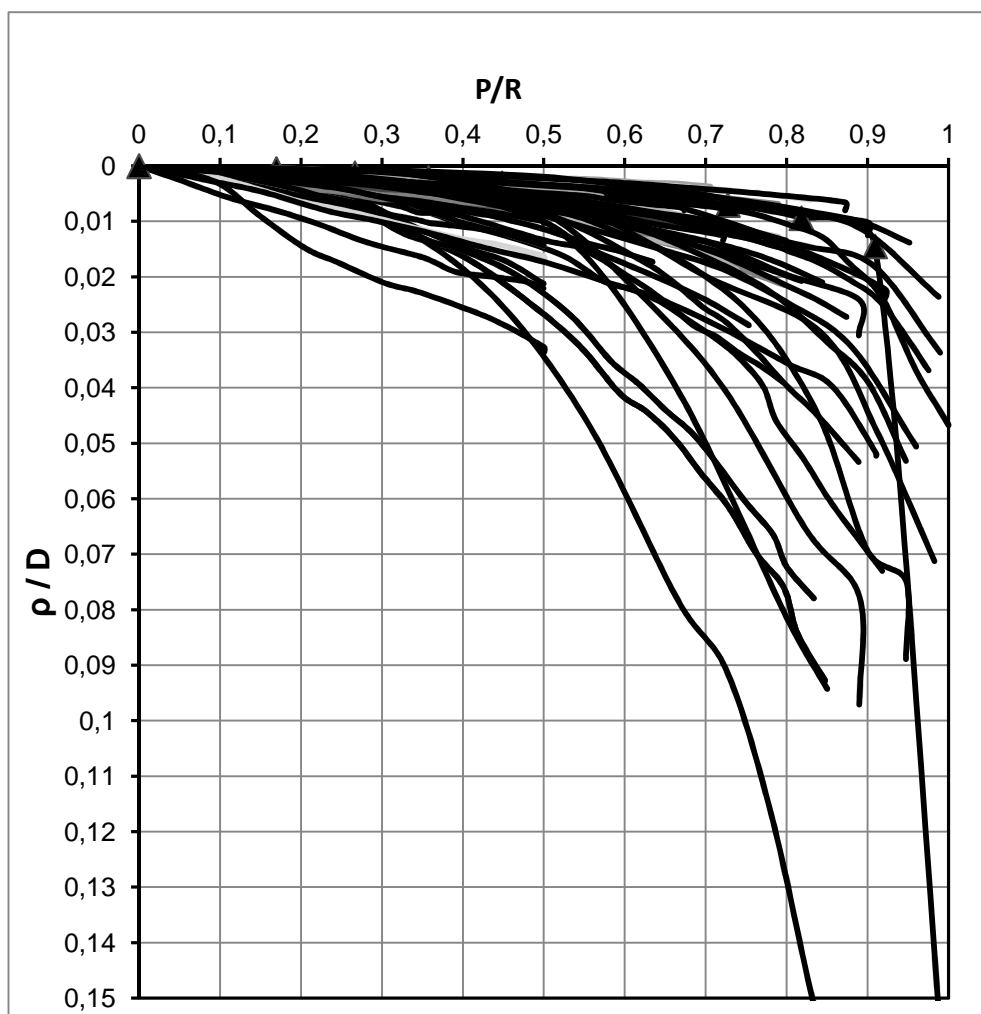


Figura 4.22– Curvas adimensionais para as 57 estacas analisadas

#### 4.5 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Para a análise de confiabilidade das fundações de cada obra analisada foram estimadas as curvas de distribuição normal das solicitações, das resistências mobilizadas para recalques de 15 mm, e das resistências (carga de ruptura). Foi adotado esse tipo de distribuição (normal) para a análise estar a favor da segurança e por questão de simplicidade na prática dos cálculos.

#### 4.5.1 OBRAS ANALISADAS

Foram analisadas as obras que tinham pelo menos 3 provas de carga e que possibilitaram a obtenção dos valores das cargas correspondentes ao recalque de 15 mm e de ruptura. A obra 4, embora tenha 6 provas de carga, não foi analisada estatisticamente devido ao fato de que as provas de carga foram levadas a estágios que não permitem a extrapolação pelos métodos de Van der Veen (1953) ou de Chin (1970).

Os valores para as cargas correspondentes ao recalque de 15 mm foram obtidos diretamente das curvas experimentais e nos casos que as provas de carga não atingiram o recalque mínimo de 15 mm, foram obtidos os valores da curva extrapoladas pelos métodos de Van der Veen (1953) ou de Chin (1953), de acordo com as restrições quanto a aplicabilidade destes métodos.

Apresenta-se também, para cada obra os valores médios ( $\mu$ ), desvio padrão ( $\sigma$ ), fator de segurança ( $F_s$ ), índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e probabilidades de ruína ( $P_f$ ) e de recalques iguais ou superiores a 15 mm ( $P_{15\text{mm}}$ ). Os valores médios e de desvio padrão foram estimados pelo método de Tippett (1925) (descrito na Revisão Bibliográfica desta dissertação) indicado para estimar os valores médios e de desvio padrão de uma população quando se tem uma pequena amostra desta.

Os valores médios das solicitações, devido ao fato de serem oriundos de banco de dados de obras em que não tem disponíveis os valores das solicitações, foram considerados como sendo a carga de catálogo das estacas, com um coeficiente de variação igual 10% como comentado anteriormente neste texto. Como foram realizadas provas de carga em estacas com diâmetros diferentes no mesmo terreno, as solicitações são apresentadas pela tensão solicitante.

A Figura 4.23 ilustra um exemplo das curvas de distribuição normal obtidas para cada obra (distribuição das solicitações, das resistências mobilizadas para um recalque de 15 mm, e das resistências equivalente à ruptura).



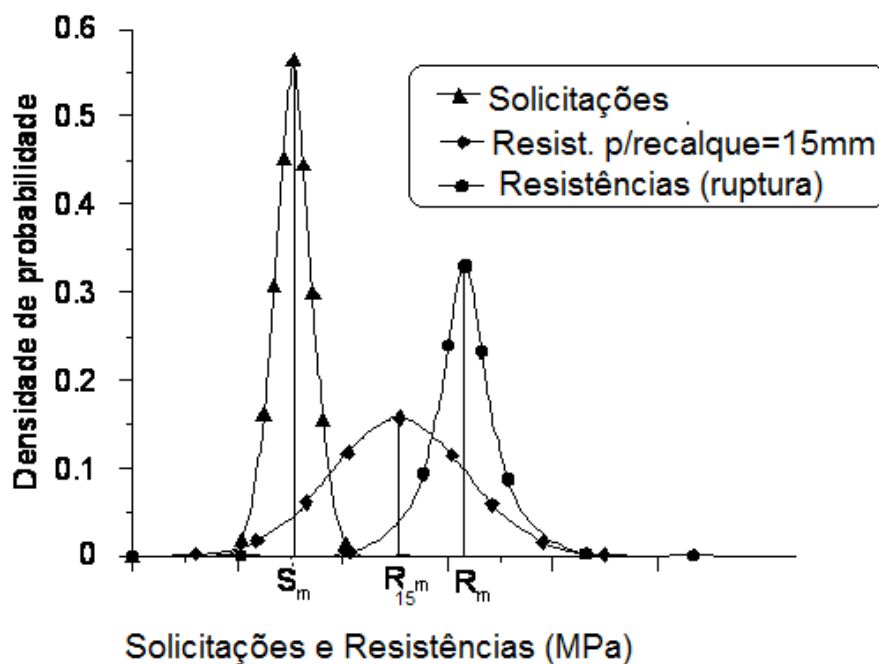


Figura 4.23 – Curvas de densidade de probabilidade das solicitações, das resistências mobilizadas para um recalque de 15 mm, e das resistências equivalentes à ruptura.

Os resultados dos parâmetros das curvas (média, desvio padrão e coeficiente de variação) calculados para as obras estão resumidos na Tabela 4.6.

Tabela 4.6- Valores dos parâmetros de resistências e solicitações para as obras: médias ( $\mu$ ), desvio padrão ( $\sigma$ ) e coeficiente de variação ( $v$ ).

Obra	Resist. Média $\mu_R$ (kPa)	Desvpad Resist. $\sigma_R$ (kPa)	Coef. de variação da Resist. $v_R$	Resist.15 mm Média $\mu_{R15}$ (kPa)	Desvpad Resist. 15mm $\sigma_{R15}$ (kPa)	Coef. de variação da Resist. 15mm $v_{R15}$	Solicit. Média $\mu_s$ (kPa)	Desvpad Solicit. $\sigma_s$ (kPa)	Coef. de variação da Solicit. $v_s$
1	13547,2	1205,7	0,09	11866,6	2532	0,21	6111,5	611,2	0,10
2	17495,1	6347,1	0,36	13623,6	4049	0,30	5115,7	511,6	0,10
5	11841,1	3339,6	0,28	9898,1	1946,9	0,20	6366,2	636,6	0,10
6	13358	1113,9	0,08	11622,6	1679,6	0,14	6172	617,2	0,10
7	13226,4	3448,5	0,26	11229,9	1954,3	0,17	6333,7	633,4	0,10
8	13082,9	4339	0,33	11501,7	3600,6	0,31	5097,6	509,8	0,10
9	9825,1	2206,6	0,22	8541,3	1734,4	0,20	3551,5	355,2	0,10
10	10198,9	2401,9	0,24	8151,3	3179,4	0,39	6366,2	636,6	0,10
13	24205,6	11393,6	0,47	21864,3	10091	0,46	4820,5	482,1	0,10

Para as obras 1 e 6, os coeficientes de variações das resistências (carga de ruptura) encontrados foram menores em relação às outras obras. As sondagens dessas obras mostram um maciço mais homogêneo contribuindo para uma diminuição do coeficiente de variação.

As obra 2, 5, 7, 8, 9 e 10, apresentam os coeficientes de variação das resistências relativamente maiores em relação às obras 1 e 6. Nestas obras, as estacas estão em terrenos menos homogêneos.

Na obra 13, que apresenta maior coeficiente de variação de todas as obras analisadas, apesar das estacas serem instaladas em maciço relativamente homogêneo, as cotas de apoio das pontas das estacas são bem variáveis, algumas ficaram com a ponta apoiada no impenetrável e outras não.

Para verificar se os valores de coeficiente de variação das resistências das estacas dependem da variação do comprimento destas (ver Tabela 3.2), para cada obra foi feita a comparação mostrada na Tabela 4.7 e na Figura 4.24.

A estimativa do coeficiente de variação dos comprimentos foi feita aplicando-se a proposição e Tippett (1925), já que foram disponibilizados apenas os comprimentos das estacas ensaiadas de cada obra, que representam uma pequena amostra da população total de estacas da obra.

Nota-se pela Figura 4.24, que existe uma tendência para algumas obras com maior variação nos comprimentos apresentarem maior coeficiente de variação nas resistências das estacas. Como por exemplo o caso da obra 13 (ver Tabela 4.7). No entanto a Figura 4.24 mostra que não existe uma relação linear entre coeficiente de variação das resistências e dos comprimentos das estacas para as obras 1, 5 e 8.

Tabela 4.7– Comparação entre coeficiente de variação das resistências e dos comprimentos das estacas de cada obra.

<b>Obra</b>	<b>Coef. de variação das Resistências <math>v_R</math></b>	<b>Coef. de variação dos comprimentos das estacas <math>v_L</math></b>
<b>1</b>	0.09	0.24
<b>2</b>	0.36	0.25
<b>5</b>	0.28	0.11
<b>6</b>	0.08	0.05
<b>7</b>	0.26	0.21
<b>8</b>	0.33	0.11
<b>9</b>	0.22	0.19
<b>10</b>	0.24	0.17
<b>13</b>	0.47	0.33

A Tabela 4.8 apresenta para cada obra os valores de índice de confiabilidade  $\beta$ , dos fatores de segurança global e da probabilidade de ruptura de uma estaca da obra ( $p_{rup}$ ) e da probabilidade de ocorrência de recalques superiores a 15 mm ( $p_{\rho=15mm}$ ).

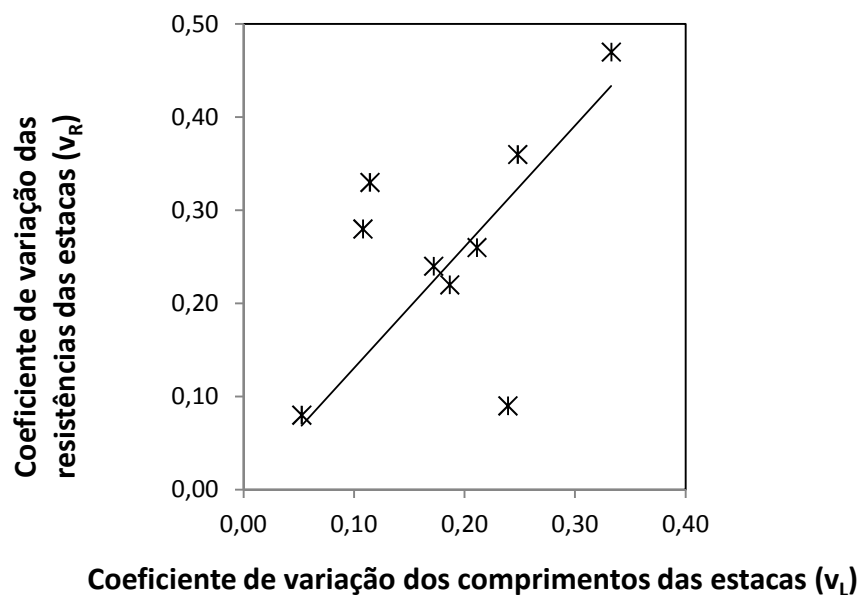


Figura 4.24 – Coeficiente de variação das resistências x Coeficiente de variação dos comprimentos das estacas.

Tabela 4.8 – Fator de segurança ( $F_s$ ), índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e probabilidades de ruína ( $P_{rup}$ ) e de ocorrer recalques iguais ou superiores a 15 mm ( $P_{\rho=15mm}$ ).

Obra	$F_s$ rup	$F_s$ 15mm	$\beta$ rup	$\beta$ 15mm	$p_{rup}$	$p_{\rho=15mm}$
1	2,2	1,9	5,5	2,2	0.00000002	0.0136
2	3,4	2,7	1,9	2,1	0.0259	0.0185
5	1,9	1,6	1,6	1,7	0.0537	0.0423
6	2,2	1,9	5,6	3,1	0.0000	0.0012
7	2,1	1,8	2,0	2,4	0.0247	0.0086
8	2,6	2,3	1,8	1,8	0.0338	0.0391
9	2,8	2,4	2,8	2,8	0.0025	0.0024
10	1,6	1,3	1,5	0,6	0.0615	0.2910
13	5,0	4,5	1,7	1,7	0.0446	0.0458

De acordo com Ahmad et al. (2003), o índice de confiabilidade (para ruptura) para estacas isoladas deve ser equivalente a um valor de  $\beta$  igual a 3 (usualmente recomendado para fundações), e para estacas em grupo deve variar de 2,0 a 2,8. Considerando-se que a maioria das estacas trabalham em grupo, conclui-se que os valores de índice de confiabilidade destas obras analisadas são aceitáveis, com exceção das obras 5, 10 e 13 que estão um pouco inferiores a 2 (pior caso é da obra 10). Isto não quer dizer que estas obras terão problemas na fundação. O modelo de distribuição adotado para representar as resistências e solicitações de cada obra analisada (distribuição normal, que supõe que existam valores para as resistências e solicitações variando de  $-\infty$  ao  $+\infty$ ) faz com que os valores de índice de confiabilidade sejam menores do que para outras distribuições. Essa hipótese, embora facilite os cálculos do índice de confiabilidade, não leva em consideração o fato de que os valores da solicitação são “truncados”, ou seja, são limitados superiormente e os valores das resistências inferiormente, ou seja, essa hipótese adotada é a favor da segurança.

Nota-se na obra 13, mesmo com fator de segurança global elevado ( $FS=5$ ), o nível de confiabilidade medido por  $\beta$  é inferior ao necessário de acordo com Ahmad et al. (2003). Isto ocorre pelo fato da grande variabilidade das resistências das estacas desta obra. Nesta obra, as cotas de apoio das pontas das estacas são muito variáveis, algumas sobre o impenetrável e outras não, o que causa grande variabilidade nas resistências, e por consequência menor valor de  $\beta$ .

A relação entre o índice de confiabilidade da fundação da obra é comparado com o coeficiente de variação das resistências das estacas na Figura 4.25.

Pela Figura 4.25 observa-se a influência significativa da variabilidade das resistências das estacas de uma obra no índice de confiabilidade da fundação. Ou seja, quanto mais uniforme forem as resistências das estacas, maior o índice de confiabilidade da fundação, e conseqüentemente menor será a probabilidade de romper uma estaca.

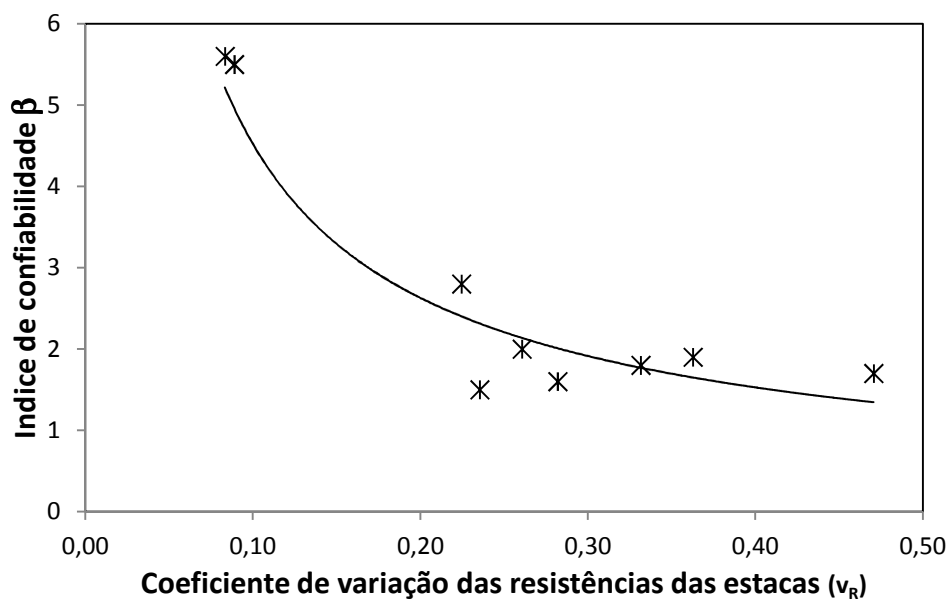


Figura 4.25 – Coeficiente de variação das resistências x Índice de confiabilidade do estaqueamento das obras analisadas.

Os resultados das probabilidades de ruína e de ocorrer recalques excessivos (maiores que 15mm) mostram que como a análise da segurança de obras de fundações utilizando-se somente o fator de segurança global sem considerar a forma da curva de distribuição de densidade de probabilidade é incompleta, e pode dar a impressão enganosa que se o fator de segurança global proposto pela Norma é satisfeito a obra está segura.

#### 4.5.2 ANÁLISE DAS OBRAS E PROVAS DE CARGA SELECIONADAS

Neste item, selecionou-se as obras que continham provas de carga de estacas ensaiadas até atingirem comportamento mais próximo a ruptura. Essa análise tem o objetivo de analisar os métodos de obtenção da carga de ruptura analisados anteriormente e verificar a influência dos métodos na análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua.

#### 4.5.2.1 *PROVAS DE CARGA*

Foram analisadas neste item provas de carga estática em 28 estacas instaladas em seis distintas obras (no mínimo três e no máximo sete estacas ensaiadas por obra). Na maioria destas seis obras as estacas foram instaladas em solo residual.

Os valores de carga de ruptura das curvas carga x recalque das provas de carga foram determinados pelos critérios de Davisson (1972), da NBR 6122 (2010), de Van der Veen (1953) e de Chin (1970).

Em alguns casos em que as provas de carga não atingiram valores de carga suficiente para a aplicação do critério de Davisson (1972) e da NBR6122 (2010), a curva carga x recalque foi extrapolada pelo critério de Van der Veen (1953) e de Chin (1970). Nestes casos, os valores estimados de carga de ruptura são os valores médios dos resultados obtidos pelos dois critérios de extrapolação. Estes casos são citados na Tabela 4.9, juntamente com os resultados das provas de carga.

A Figura 4.26 apresenta um exemplo de aplicação dos critérios de Davisson (1972) e da NBR6122 (2010) na curva carga x recalque da prova de carga extrapolada da estaca e\_397 da Obra 7. Nesta figura também é mostrado o perfil geotécnico do local de instalação desta estaca ensaída.

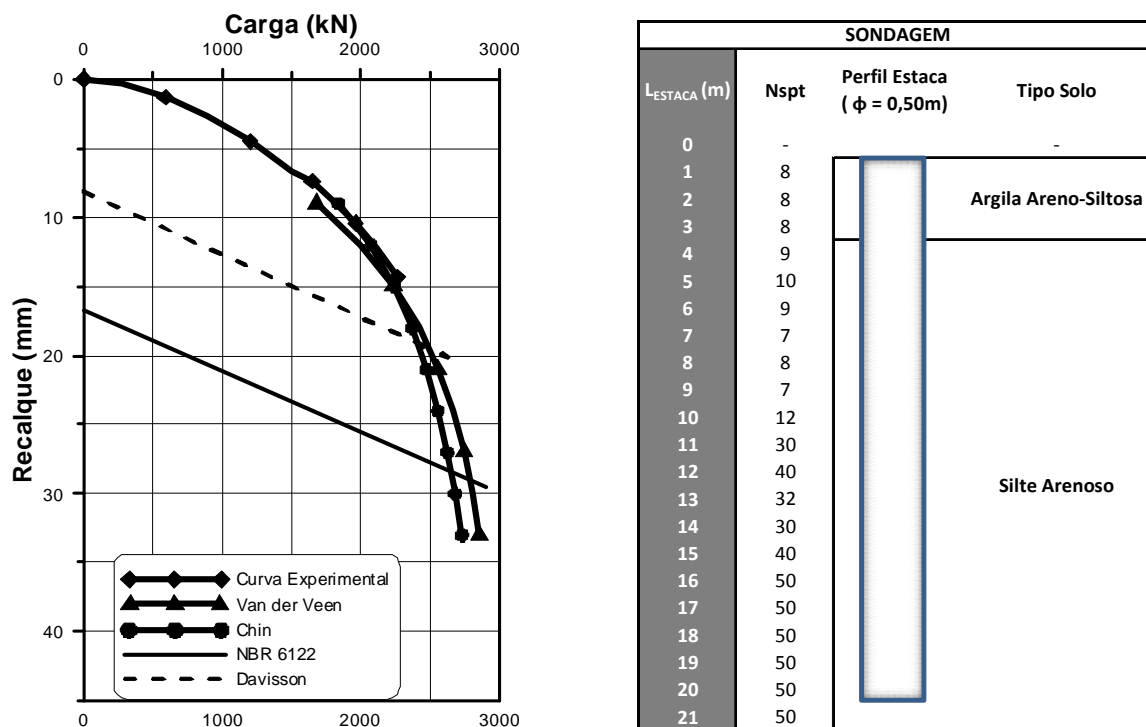


Figura 4.26 - Curva carga x recalque da prova de carga estática na estaca e\_397.

Tabela 4.9 - Resultados das provas de carga das estacas

Obra	Estaca	Diâmetro (m)	Tipo de solo		Comprimento (m)	Capacidade de carga, Q <sub>u</sub> (kN)			
			fuste	ponta		Davisson	NBR6122	V. der Veen	Chin
1	pc_9911	0,25	Arg.arenosa	Areia silt.	9,44	340	380	590	494
	pc_9912	0,25	Argila	Silte arg.	8,00	335	380	590	494
	pc_9913	0,25	Argila	Silte arg.	12,00	355	400	590	494
	pc_9913A	0,25	Argila	Silte arg.	12,00	395	430	600	547
	pc_9914	0,25	Arg.arenosa	Silte arg.	14	500	530	610	550
2	e_3000	0,40	Areia silt.	Silte arg.	15,44	2120*	2160*	2120	2473
	pt_1	0,50	Areia silt.	Silte arg.	8,48	1445*	1600*	1750	1652
	pt_3	0,40	Silte	Silte aren.	12,96	2460*	2570*	2400	3277
	sp_315	0,50	Silte aren.	Silte aren.	14,00	2700*	3000*	4060	2475
	sp_317	0,50	Silte aren.	Silte aren.	14,00	2360*	2605*	3200	2471
	sp_319	0,50	Silte aren.	Silte aren.	17,04	2290*	2365*	2500	2477
	sp_324	0,50	Silte aren.	Silte aren.	16,00	2300*	2300*	2750	2475

Tabela 4.9 - Resultados das provas de carga das estacas (continuação)

Obra	Estaca	Diâmetro (m)	Tipo de solo		Comprimento (m)	Capacidade de carga, $Q_u$ (kN)			
			fuste	ponta		Davisson	NBR6122	V. der Veen	Chin
6	e_1	0,35	Silte aren.	Areia silt.	14,00	1100	1200	1350	1239
	e_2	0,45	Silte aren.	Areia silt.	14,00	1500	1600	1900	1980
	e_3	0,35	Silte aren.	Areia silt.	14,00	1220	1260*	1230	1418
	e_4	0,45	Silte aren.	Areia silt.	14,00	1620	1800	1900	1979
	e_5	0,50	Silte aren.	Areia silt.	15,00	1950	2220	2900	2479
7	e_397	0,50	Arg. siltosa	Silte arg.	14,00	1750	2590*	2550	1987
	e_704	0,50	Silte aren.	Silte arg.	13,00	2300*	2000*	1900	3293
	e_731	0,50	Silte aren.	Silte arg.	9,00	1725*	2400*	1900	1986
	pc_05	0,35	Silte arg.	Silte arg.	14,00	1160	1835*	1250	1413
8	e_2	0,70	Silte arg.	Silte arg	18,00	3360*	3710*	3700	3316
	e_15	0,70	Arg. siltosa	Silte arg	19,00	3400*	3400*	3400	4954
	e_58	0,60	Silte arg	Silte arg	15,00	3100*	3100*	3100	4962
	e_83	0,60	Silte aren.	Arg. silt.	16,00	2765*	2860*	2700	3303
9	e_27	0,40	Arg. silt.	Arg. silt.	9,00	1000*	1030*	1000	1107
	e_95	0,60	Arg.aren.	Arg.aren.	11,00	3100*	3265*	3500	3306
	e_246	0,60	Arg.aren.	Arg.aren.	8,00	1800	2150*	2250	2477

\*curva carga x recalque extrapolada pelo critério de Van der Veen (1953) e de Chin (1970).

#### 4.5.2.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os valores de desvio padrão das resistências das estacas foram estimados pelo procedimento desenvolvido por Tippet (1925), para casos em que o número de amostras disponíveis é pequeno da mesma maneira da análise anterior com todas as obras e estacas.

A Tabela 4.10 apresenta os resultados de  $\mu_R$  e  $\sigma_R$  (média e desvio padrão das resistências), e do coeficiente de variação das resistências  $v_R$  (razão entre desvio  $\sigma_S$  e  $\mu_R$ ) para os diferentes critérios de ruptura utilizados neste estudo. O coeficiente de variação é um parâmetro utilizado para se quantificar o grau de variabilidade das resistências das estacas de cada obra analisada.

Na Tabela 4.10, os valores de resistência média são apresentados como tensão, e não força, visto que na mesma obra foram realizadas provas de carga em



estacas com diâmetros diferentes. Os valores de tensão correspondem à carga de ruptura dividida pela área da secção transversal da estaca.

Tabela 4.10 - Resultados de coeficiente de variação das resistências das estacas de cada obra

Obra	parâmetro	Critérios de ruptura			
		Davisson	NBR6122	Van der Veen	Chin
1	$\mu_R$ (kPa)	8505	9269	12223	10634
	$\sigma_R$ (kPa)	1445	1314	175	490
	$v_R$	0,17	0,14	0,01	0,05
2	$\mu_R$ (kPa)	13468	14300	14795	17246
	$\sigma_R$ (kPa)	4517	4549	4350	6532
	$v_R$	0,34	0,32	0,29	0,38
6	$\mu_R$ (kPa)	11056	11578	13358	13591
	$\sigma_R$ (kPa)	1397	1305	1214	987
	$v_R$	0,13	0,11	0,09	0,07
7	$\mu_R$ (kPa)	10421	14629	11334	13443
	$\sigma_R$ (kPa)	1589	4317	1611	3233
	$v_R$	0,15	0,30	0,14	0,24
8	$\mu_R$ (kPa)	9847	9899	9899	13083
	$\sigma_R$ (kPa)	1085	1034	1034	4339
	$v_R$	0,11	0,10	0,10	0,33
9	$\mu_R$ (kPa)	8665	9576	10168	10227
	$\sigma_R$ (kPa)	2716	2330	2612	1732
	$v_R$	0,31	0,24	0,26	0,17

#### 4.5.2.2.1 Coeficiente de variação dos comprimentos das estacas

Na Tabela 4.11 são apresentados os valores de coeficiente de variação dos comprimentos das estacas, estimados pelo método de Tippett. Comparando-se os valores de coeficiente de variação das resistências com os de comprimento das estacas, nota-se que existe uma tendência, das obras com maior variação nos comprimentos apresentarem maior coeficiente de variação nas resistências das estacas.

Tabela 4.11 - Resultados de coeficiente de variação dos comprimentos das estacas de cada obra.

Obra	$\mu_L$ (m)	$\sigma_L$ (m)	$v_L$
1	10,00	1,72	0,17
2	12,76	3,17	0,25
6	14,50	0,43	0,03
7	11,50	2,43	0,21
8	17,00	1,94	0,11
9	9,50	1,77	0,19

#### 4.5.2.2 Análise de confiabilidade

Para a estimativa do índice de confiabilidade da fundação, é necessário conhecer a variabilidade da solicitação atuante nas estacas. Considerando-se que nestes casos de obra não temos os dados destas variabilidades, foi adotado nesta análise, para todas as obras, o coeficiente de variação da solicitação nas estacas  $v_s$  (razão entre  $\mu_s$  e  $\sigma_s$ ) de 10% (explicado anteriormente neste texto). Os valores médios de solicitação foram considerados como sendo a carga de catálogo das estacas para as obras em estes valores não foram disponibilizados. Como foram realizadas provas de carga em estacas com diâmetros diferentes no mesmo terreno, as solicitações são apresentadas com tensão solicitante, como analisados anteriormente sem exclusão de nenhuma prova de carga.

Os valores estimados de  $\mu_s$ ,  $\sigma_s$ , empregados na equação para a obtenção do nível de confiabilidade da fundação das obras estudadas são apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Resultados de índice de confiabilidade  $\beta$  e de probabilidade de ruína  $P_f$ 

Obra	parâmetros	Critérios de ruptura			
		Davisson	NBR6122	Van der Veen	Chin
1	$\mu_s$ (kPa)	6122	6122	6122	6122
	$\sigma_s$ (kPa)	612,2	612,2	612,2	612,2
	FS (fator de segurança)	1,4	1,5	2,0	1,7
	$\beta$ (índice de confiabilidade)	1,52	2,19	9,77	5,56
	$P_f$ (probabilidade ruína)	0,0645	0,0141	0,00000...	0,000000013

Tabela 4.12 - Resultados de índice de confiabilidade  $\beta$  e de probabilidade de ruína  $P_f$  (continuação).

2	$\mu_s$ (kPa)	5093	5093	5093	5093
	$\sigma_s$ (kPa)	509,3	509,3	509,3	509,3
	FS (fator de segurança)	2,6	2,8	2,9	3,4
	$\beta$ (índice de confiabilidade)	1,83	2,00	2,25	1,85
	$P_f$ (probabilidade ruína)	0,0334	0,0228	0,0124	0,0322
6	$\mu_s$ (kPa)	6140	6140	6140	6140
	$\sigma_s$ (kPa)	614,0	614,0	614,0	614,0
	FS (fator de segurança)	1,8	1,9	2,2	2,2
	$\beta$ (índice de confiabilidade)	3,15	3,85	5,35	6,58
	$P_f$ (probabilidade ruína)	0,0008	0,0001	0,00000004	0,00000...
7	$\mu_s$ (kPa)	6366	6366	6366	6366
	$\sigma_s$ (kPa)	636,6	636,6	636,6	636,6
	FS (fator de segurança)	1,6	2,3	1,8	2,1
	$\beta$ (índice de confiabilidade)	2,40	1,86	2,91	2,15
	$P_f$ (probabilidade ruína)	0,0081	0,0312	0,0018	0,0157
8	$\mu_s$ (kPa)	5098	5098	5098	5098
	$\sigma_s$ (kPa)	509,8	509,8	509,8	509,8
	FS (fator de segurança)	1,9	1,9	1,9	2,6
	$\beta$ (índice de confiabilidade)	3,97	4,31	4,31	1,84
	$P_f$ (probabilidade ruína)	0,00004	0,00001	0,00001	0,03312
9	$\mu_s$ (kPa)	3559	3559	3559	3559
	$\sigma_s$ (kPa)	355,9	355,9	355,9	355,9
	FS (fator de segurança)	2,4	2,7	2,9	2,9
	$\beta$ (índice de confiabilidade)	1,88	2,59	2,48	3,76
	$P_f$ (probabilidade ruína)	0,0298	0,0048	0,0066	0,0001

A Tabela 4.12 mostra que nas Obras 1, 6, 8 e 9 os valores do índice de confiabilidade  $\beta$  variam significativamente de acordo com o critério de ruptura utilizado para determinação da resistências das estacas.

Para a Obra 1, os valores de  $\beta$  são bem inferiores para os casos em que se utilizaram os critérios de Davisson (1972) e da NBR6122 (2010). Este fato ocorreu devido ao pequeno diâmetro das estacas ensaiadas (0,25m), visto que os valores de carga de ruptura por estes dois critérios dependem do diâmetro da estaca, e os valores de carga de ruptura encontradas estão relacionadas a recalques baixos. Nestes casos, os valores de  $\beta$  encontrados são inferiores aos valores reais.

Na Obra 6, os valores de  $\beta$  estimados utilizando-se os critérios de Van der Veen (1953) e de Chin (1970), são bem superiores aos encontrados aplicando-se os critérios de Davisson (1972) e da NBR6122(2010). Este fato ocorreu, porque neste caso os valores de carga de ruptura estimados por Van der Veen (1953) e de Chin (1970) são maiores, e o coeficiente de variação são inferiores ao dos outros métodos. Para um caso como este, recomenda-se definir a carga de ruptura pelos critérios convencionais (definida por um recalque excessivo).

Na Obra 8, os valores de  $\beta$  estimados utilizando-se o critério de Chin (1970) é bem distante e inferior ao dos outros critérios, mesmo sendo neste caso o fator de segurança global superior ao dos outros (resistência média superior). Este fato ocorreu porque os valores de resistência das estacas desta obra estimados por Chin (1970) apresentou elevado coeficiente de variação de 33%, e o  $\beta$  diminuiu significativamente o com o aumento do desvio padrão das resistências. Neste caso recomenda-se definir a carga de ruptura pelos outros métodos, visto que este foi o unico método que apresentou resultados significativamente diferentes.

A análise da Obra 9 mostra que os valores de  $\beta$  calculados utilizando-se o critério de Davisson (1972) é inferior aos outros. Isto ocorre porque este critério proporcionou menor valor de resistência média e elevado coeficiente de variação de 31%. Contrariamente, o  $\beta$  calculados utilizando-se o critério de Chin (1970) é superior aos outros pelo fato do  $v_R$  ser inferior aos estimados pelos outros métodos. Nesta situação, sugere-se considerar o  $\beta$  estimado usando-se o critério da NBR6122 (2010), que é próximo ao resultado obtido usando-se o critério de Van der Veen (1953).

Nas Obras 2 e 7, os valores de  $\beta$  encontrados utilizando-se os quatro diferentes critérios de ruptura são aproximados.

Conforme discutido anteriormente, Zhang et al. (2005) citam que a confiabilidade de fundações por estacas aumenta com os efeitos de grupo e do sistema. De acordo com Ahmad et al. (2003), o índice de confiabilidade para estacas isoladas equivalente a um valor de  $\beta$  igual a 3, e para estacas em grupo

(usualmente recomendado para fundações) deve variar de 2,0 a 2,8 o que mostra que a confiabilidade destas obras são aceitáveis.

#### **4.5.2.2.3 Conclusões da análise das obras e provas de cargas selecionadas**

Foi apresentado neste item a influência do critério de ruptura, aplicado em curvas carga x recalque, no resultado da análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua de seis obras. Em quatro destas obras os valores de índice de confiabilidade encontrados variaram significativamente de acordo com o critério de ruptura utilizado. Os resultados mostram que os critérios de ruptura convencionais, com exceção em obras de estacas com diâmetro muito pequeno (Obra 1), são os mais adequados para análise de confiabilidade por serem a favor da segurança.



## 5. CONCLUSÕES

As conclusões desta dissertação são válidas para o conjunto de obras que foram analisadas neste estudo.

**Em termos de análise dos métodos de estimativa de capacidade de carga:**

Os valores de capacidade de carga das estacas hélice contínua das obras analisadas, estimadas pelo método de Alonso (1996), foram os que mais se aproximaram dos valores de capacidade de carga medidos nas curvas carga-recalque, com as cargas de ruptura estimadas pelo critério da NBR6122 (2010).

Dentre os outros métodos analisados, o de Décourt-Quaresma (1978) e de Cabral (1996), mostraram-se mais conservadores do que o método de Alonso (1996) e de Aoki-Velloso (1975).

Pela Figura 4.1, nota-se que quanto maiores os carregamentos nas estacas, maior o valor da razão entre a carga de ruptura medida e a calculada, o que mostra que os métodos de cálculo de capacidade de carga analisados são mais conservadores para estacas para maiores cargas.

**Quanto à previsão das curvas carga-recalque, nota-se, que:**

De uma maneira geral, a previsão de curvas carga-recalque é um tema que carece de muitos estudos e verificações. Uma previsão adequada da curva carga-recalque depende do conhecimento do diagrama de transferência de carga ao longo da estaca, que é estimado por meio de métodos semi-empíricos para previsão de capacidade de carga, e da deformabilidade do maciço abaixo da ponta da estaca devido às cargas aplicadas na cabeça da estaca. Esta deformabilidade neste trabalho foi obtida por correlações empíricas entre o módulo de deformabilidade e o valor  $N_{SPT}$ . De acordo com modelo de transferência de carga ao

longo da estaca e com os valores de módulo de deformabilidade do solo adotados, pode-se obter curvas bem distintas.

A escolha das resistências lateral e de ponta determinadas pelo método Aoki-Velloso (1975) foi mais eficiente devido ao fato de que as resistências determinadas por esse método são mais convenientes porque os valores de carga de trabalho das estacas, situam-se entre as resistências lateral e de ponta previstas por esse método, enquanto que os outros métodos determinam os valores de resistência lateral maiores, que quase sempre são maiores que a carga de trabalho das estacas. Quando calculados os recalques para cargas muito elevadas, o ponto da curva carga-recalque que se tem determina um trecho de curva (aproximadamente retilíneo) muito longo e as curvas se desviam das curvas experimentais. Dessa forma, dentre os métodos analisados, o método de Aoki-Velloso (1975) mostrou-se mais eficiente para ser utilizado na previsão dos recalques pela metodologia utilizada.

É necessário ainda muitos estudos a respeito do módulo de deformabilidade do solo, analisando do ponto de vista que este não se comporta como material que apresenta elasticidade linear e nem tende a uma rigidez nula (no trecho da curva carga-recalque que em que é analisado), ou seja, precisa-se chegar a um meio termo entre essas hipóteses.

Como resultado, o método de previsão de curva carga-recalque proposto por Aoki (1989), com o diagrama de transferência de carga estimado pelo Método Aoki-Velloso (1975), mostrou-se apropriado para aproximadamente metade das curvas do banco de dados. Para outra metade, supõe-se que as curvas previstas estão bem distantes das experimentais porque o modelo de curva exponencial do método de Aoki (1989) pode não representar o comportamento real da estaca, ou porque a transferência de carga nestas estacas não foi como esperada pelos métodos de previsão com base na sondagem, ou também porque a estimativa da deformabilidade do solo abaixo da ponta da estaca foi bem diferente da realidade, ou a sondagem usada nas estimativas não representa adequadamente o perfil de instalação das estacas, ou pela combinação de alguns desses fatores.



Concluiu-se que a previsão da curva carga-recalque pelo método de Aoki (1989) é mais adequado para as estacas com resistência por atrito lateral predominante em relação à de ponta, pois estas tem as curvas carga-recalque com comportamento mais próximo de uma exponencial, como previsto pelo método.

**Em relação à análise de segurança e confiabilidade dessas obras com as curvas carga-recalque disponibilizadas, verificou-se que:**

A maioria delas atendem um nível de confiabilidade considerado adequado na literatura para estacas que trabalham em grupo.

As obras que apresentaram menor índice de confiabilidade são as que apresentaram maior variabilidade das resistências das estacas. Os valores de coeficiente de variação das resistências das estacas hélice contínua das obras analisadas variaram de 8% a 47%. Esta variação significativa do coeficiente de variação ocorre devido a diferença na homogeneidade do maciço de apoio da fundação das estacas de cada obra.

Na comparação entre os coeficientes de variação das resistências das estacas com os coeficientes de variação dos comprimentos das estacas de cada obra, não foi notado um crescimento linear. No entanto, observa-se que existe uma tendência das obras com maior variação de comprimento de estacas apresentarem maior variabilidade nas resistências destas.

A análise da segurança de fundações não pode ser analisada somente através do fator de segurança, sem considerar as variabilidades das resistências e solicitações, fato que é evidente ao se comparar a obra 10 e 13 com as demais. Estas apresentam valores do fator de segurança satisfatórios, mas o índice de confiabilidade relativamente baixos.

De acordo com o critério de ruptura escolhido para determinar as resistências das estacas, o índice de confiabilidade pode variar significativamente, ou seja, depende do critério de ruptura escolhido.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1981). NBR 6118: Norma Brasileira de Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT (1996). NBR 6122: Norma Brasileira para Projeto e Execução de Fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT (2010). NBR 6122: Norma Brasileira para Projeto e Execução de Fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- AHMAD, A.R., MADIAI, C., VANNUCCHI, G. (2003). Reliability of different methods in estimating bearing capacity and stiffness of single piles. Proceedings of BGA International Conference on Foundation Innovations, Observations, Design and Practice, p.71-80.
- ALONSO, U. R. (1996). Interpretação de Provas de Carga Axial em Estacas “Hélice Contínua” Monitoradas na Execução. Solos e Rochas. São Paulo, 19, (3).Dez .; 1996. p 233-242.
- ANG, A. H. S. & TANG, W. H. (1975). Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. I: Basic Principles. New York: John Wiley and Sons. 409 p.

- ANG, A. H.-S. & TANG, W. H. (1984). Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. II: Design, Risk and Reliability. New York: John Wiley and Sons. 562 p.
- AOKI, N. (1984). Previsão da Curva Carga-recalque. Palestra Proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, 1984.
- AOKI, N. (1989a). Prediction of the Behavior of Vertical Driven Pile under Static and Dynamic Conditions. Proceedings of Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Discussion Session 14, Rio de Janeiro. Agosto. Vol. 2, p. 55-61.
- AOKI, N. (2000). Reflexões Sobre o Comportamento de Sistema Isolado de Fundação. In SEFE IV, São Carlos. Anais São Paulo: ABEF/ABMS. v.1, p 24-39.
- AOKI, N. (2002). Probabilidade de Falha e Carga Admissível de Fundação por Estaca. Revista Militar de Ciência e Tecnologia.v. XIX. 3º Quadrimestre de 2002. p 48-64.
- AOKI, N.(2008). Dogma do Fator de Segurança. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. Sefe VI. v 1, p 9-42.
- AOKI, N. (2005). Segurança e Confiabilidade de Fundações Profundas.Congresso de Pontes e Estruturas. ABPE 50 anos.Rio de Janeiro.
- AOKI, N. & CINTRA, J. C. A. (2003). Notas de Aula: Segurança e Confiabilidade de Fundações. SGS 817 – Engenharia de Fundações. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Buenos Aires, v.1. p. 367-376.
- BARRETO, W. G. (2005). Desenvolvimento de um Equipamento para Estacas Hélice Seguímentada.
- BENEGAS, H. Q. (1993). Previsões para a Curva Carga-recalque de Estacas a partir do SPT. Dissertação de Mestrado. COPPE-UFRJ.
- BENJAMIN, J. R.; CORNELL, C. A. Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers. (1970). MacGraw-Hill Publishing Company.
- BRASFOND FUNDAÇÕES ESPECIAIS S. A (2001). Catálogo de Apresentação da Empresa, Equipamentos e Obras. Guarulhos SP, 54p.
- CABRAL, D. A. (1996). Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. Sefe III. v 2, p 105-109.
- CARTAXO, W. S. (2005). Análise de Recalques de Edifícios em Solos Melhorados com Estacas de Compactação. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- CINTRA, J. C. A. & AOKI, N. (2010). Projeto Geométrico de Fundações por Estacas. São Carlos SP, 96p.

- CLAYTON, C. R. I. , HABABA, M. B. and SIMONS, N. E. (1985). Dynamic penetration resistance and the prediction of the compressibility of a fine-grained sand – a laboratory study. *Geotechnique* 35, No 1, 19 – 31.
- DAVISSON, M. T. High Capacity Piles, Innovations in Foundation Construction, A.S.C.E. Lecture Series, Illinois, 1972.
- DÉCOURT, L. (1996). A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. *SEFE III*, v.1, p. 215-224, São Paulo.
- ELLINGWOOD, B., GALAMBOS, T. (1982). Probability-based criteria for structural design. *Structural Safety*, v.1, p. 15–26.
- FUSCO, P. B. ; CALIL, C. J. ; ALMEIDA, P. A. O. (1996). Norma de Projeto de Estruturas de Madeira. *Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP*. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. BT/PEF/9602. São Paulo.
- HACHICH, W. ; FALCONI, F. F. ; SAES, J. L. ; FROTA, R. G. O. ; CARVALHO, C. S. e NIYAMA, S. ; (1998). *Fundações: Teoria e Prática*. 2 ed. Pini. São Paulo.
- KUSAKABE, O., MATSUMOTO T., SANDANBATA, I., KOSUGE, S., NISHIMURA, S. (1989). Raport on questionnaire: Predictions of bearing capacity and driveability of piles. *Proceedings of Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Discussion Session 14, Rio de Janeiro. Agosto. Vol. 5, p. 2957-2962.*

- LAPROVITERA, H. (1988). Reavaliação de Método Semi-empírico de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas a partir de Banco de Dados. Dissertação de Mestrado. COPPE-UFRJ.
- MARCIO, S. S. (2007). Inferência Bayesiana na Avaliação da Segurança de Fundações em Estacas de Deslocamento. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- MASSAD, F. (1991-b). Estacas Escavadas em Compressão Axial: Comportamento e Parâmetros Visando a Estimativa dos Recalques. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. (SEFE II). Anais. São Paulo, vol. I :255-264.
- MASSAD, F. (1992). Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte I: Solos Relativamente Homogêneos. Revista Solos e Rochas. Vol. 15.(2) p. 103-115. São Paulo.
- MASSAD, F. (1993). Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II: Estacas Atravessando Camada de Solo mais Fraca e Embutida em Solo mais Resistente. Revista Solos e Rochas. Vol. 16(2). p. 93-112. São Paulo.
- MASSAD, F. (1995). The Analysis of Piles Considering Soil Stiffness and Residual Stresses. In: Panamerican Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10. Vol. 2. p. 1199-1210. Guadalajara.

- MELCHERS, R. E. (1999). Structural Reliability Analysis and Prediction. 2ª edição. New York: John Wiley and Sons. 437 pp
- MINDLIN, R. D. (1936). Force at Point in the Interior of a Semi-infinite solid. Physics, v.7.
- OLIVEIRA, S. K. F. (1998). Contribuição ao Estudo da Verificação da Segurança das Fundações Profundas. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- ORR, T.L.L. & BREYSSE, D. (2008). Eurocode 7 and Reliability-based Design in Geotechnical Engineering, Computations and Applications Edited by: Phon, K. K., p. 385-412. London. Taylor & Francis.
- PHOON, K. K; KULHAWY, F. H. (2006). New Generation Design Codes For Geotechnical Engineering Practice Cap. 9. Pag 344.
- PINHEIRO, L, M; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P.; CATOIA, T.; CATOIA, B.(2010). Estruturas de Concreto-Capitulo 2. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Elastic Solutions for soil and rock mechanics. New York. John Willey & Sons, 1974.
- SCHNAID, FERNANDO. (2000). Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. Oficina de Textos. São Paulo.



- SILVA, F. C. (2003). Análise de Segurança e Confiabilidade das Fundações Profundas em Estacas. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- SILVA, J. L. (2006). Metodologia de Projeto de Fundações por Estacas Incluindo Probabilidade de Ruína. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- STROUD, M. A. The Standard Penetration Test – Its Application and Interpretation, in: Proc. ICE. Conf. on Penetration Testing in the U.K. Londres: Thomas Telford, 1989.
- TIPPETT, L. H. C. (1925). On the Extreme Individuals and The Range of Samplest from a Normal Population. Biometrika. 17:3/4. New York: Macmillan, p. 364-387.
- VAN DER VEEN, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. III Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng., Zurich, v.2, p. 125-151.
- VELOSO, D. A; LOPES, F. R.(2004). Fundações Critérios de projeto. Investigação do Subsolo. Fundações Superficiais. Nova Edição. Oficina de Textos. São Paulo.
- VELOSO, D. A; LOPES, F. R.(2010). Fundações, volume 2: Fundações Profundas. Nova Ed. Oficina de Textos.São Paulo.
- VIANNA, A. P. F. (2000). Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-Moldadas Cravadas na Cidade de Curitiba e Região Metropolitana. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

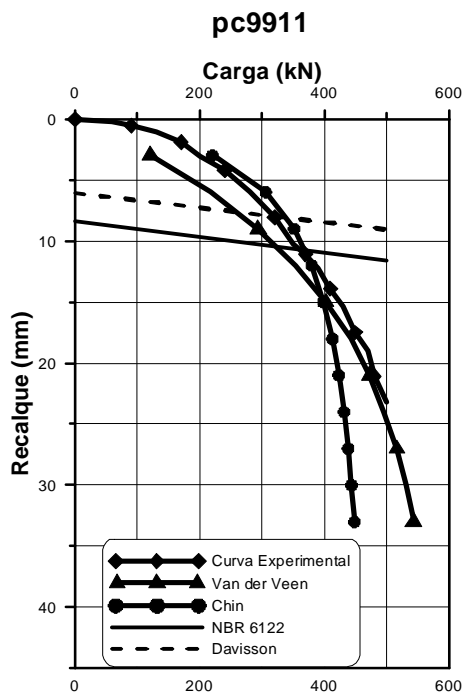
WANG, Y; KULHAWY. (2008). On the Relationship Between Reliability Indices for Ultimate and Serviceability Limit States of Building Foundations. Science Press Beijing and Springer-Verlag GmbH Berlin Heidelberg Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation.

Zhang, L, M., NG A.M.Y. (2005). Probabilistic Limiting Tolerable Displacement for Serviceability Limit State Design of Foundations. Geotechnique, 55(2):151-161.

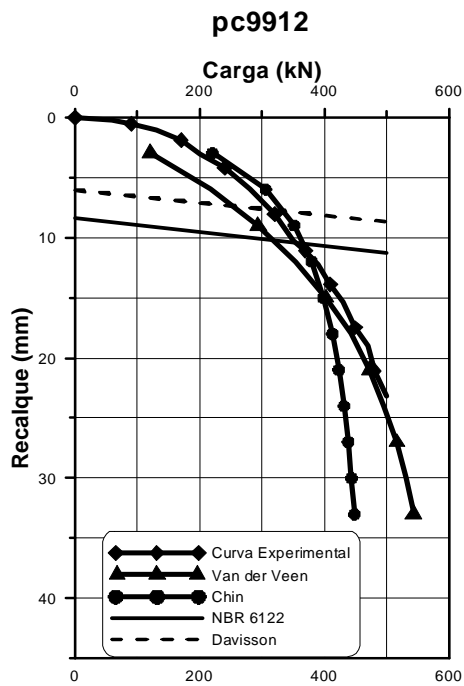
## **APÊNDICE 1**

**Curvas extrapoladas pelos métodos de Van der Veen e Chin e as retas utilizadas na determinação das cargas de ruptura pelos métodos da NBR 6122 e Davisson.**

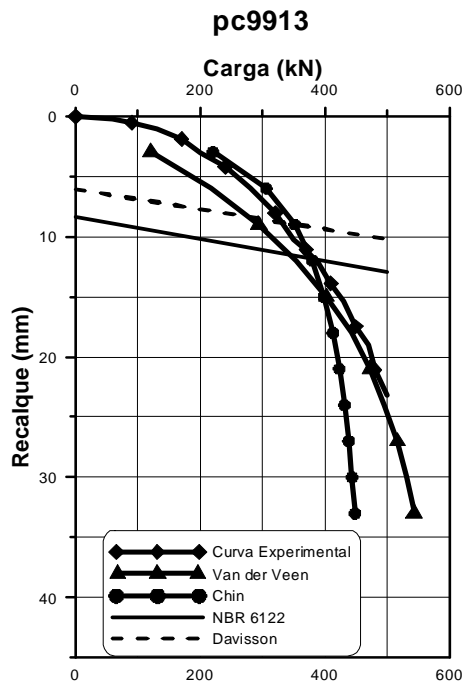
Obra 1



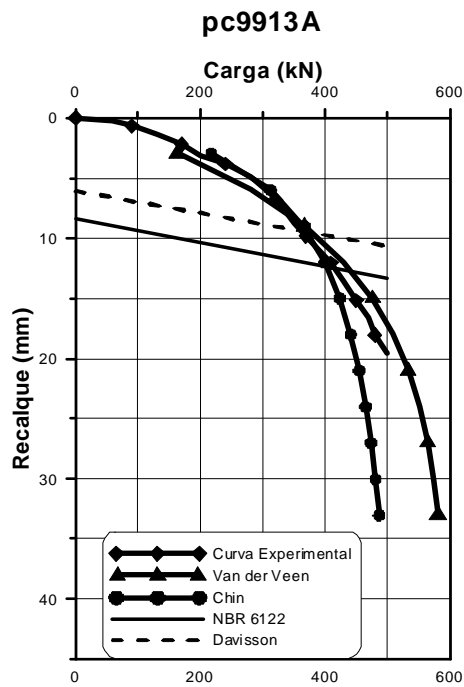
SONDAGEM		
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,25m$ ) Tipo Solo
0	-	-
1	2	Argila Arenosa
2	3	Areia Argilosa
3	0	Argila Siltosa
4	0	
5	16	
6	16	
7	12	Areia Siltosa
8	14	
9	13	
10	13	
11	13	
12	36	
13	36	
14	50	



SONDAGEM		
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,25m$ ) Tipo Solo
0	-	-
1	1	Argila Silto-Arenosa
2	1	
3	0	Areia Argilo-Siltosa
4	0	Argila Silto-Arenosa
5	14	
6	14	Areia Siltosa
7	24	Areia
8	41	Silte Argiloso
9	41	
10	50	
11	50	
12	50	

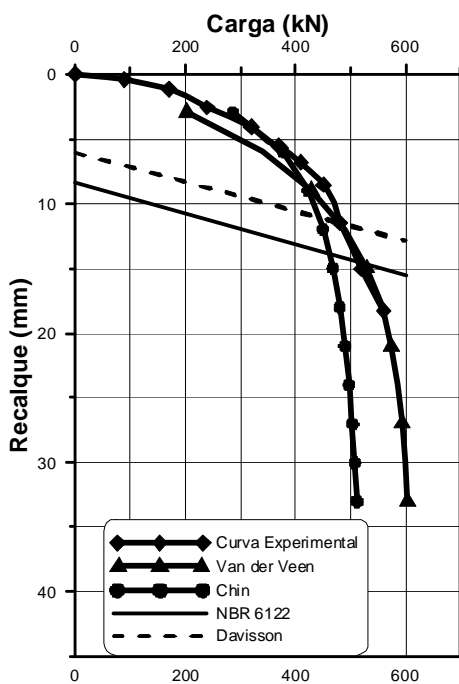


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,25m)	Tipo Solo
0	-		-
1	2		Argila Arenosa
2	3		
3	4		
4	1		Argila Siltosa
5	2		
6	5		Areia Argilosa
7	16		
8	14		Areia
9	17		
10	12		Argila Areno-Siltosa
11	12		
12	50		Silte Arenoso
13	50		



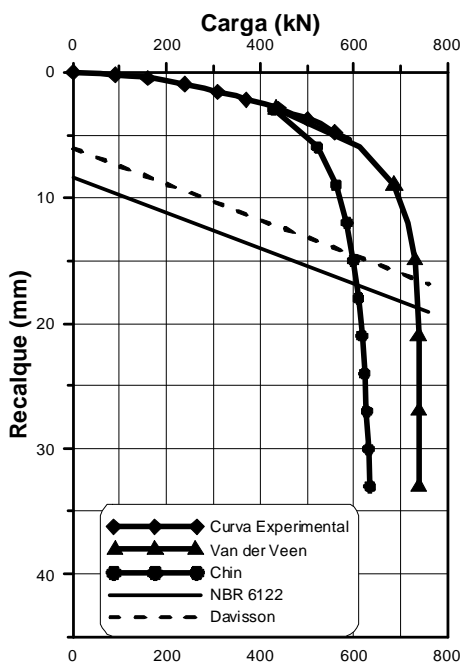
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,25m)	Código do Tipo Solo
0	-		-
1	2		Silte Argiloso
2	3		
3	4		
4	1		Argila Siltosa
5	2		
6	5		Areia
7	16		
8	14		Silte Argiloso
9	17		
10	12		
11	12		
12	50		
13	50		
14	50		

**pc9914**



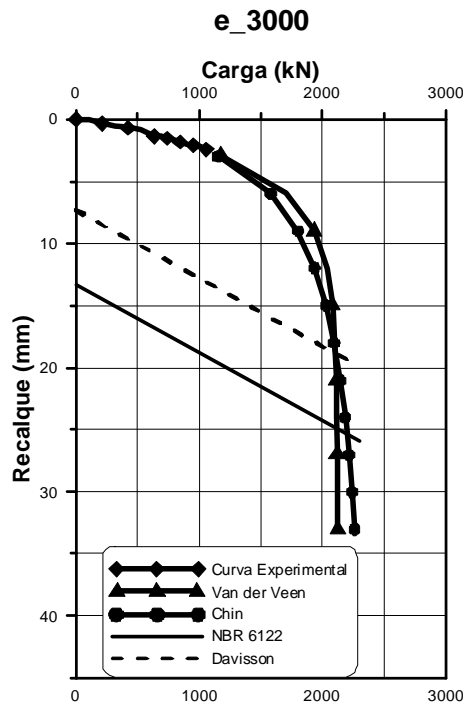
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,25m)	Tipo Solo
0	-		-
1	2		-
2	1		Argila Areno-Siltosa
3	1		
4	2		Silte Argiloso
5	2		Argila Silto-Arenosa
6	4		
7	6		Silte Areno-Argiloso
8	14		
9	14		
10	14		Areia
11	15		
12	13		Silte Areno-Argiloso
13	12		
14	13		
15	24		Areia Siltosa
16	45		
17	50		Silte Argilo-Arenoso
18	50		

**pc9915**

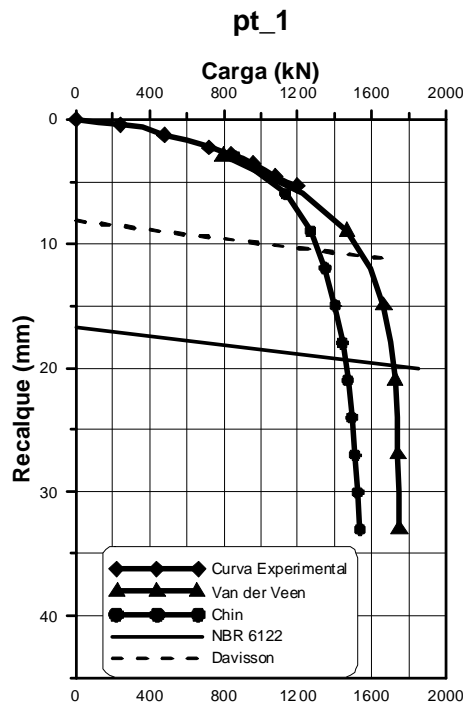


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,25m)	Tipo Solo
0	-		-
1	4		Argila Arenosa
2	2		Silte Arenoso
3	5		Argila Arenosa
4	5		
5	4		
6	3		
7	5		Silte
8	5		
9	8		
10	8		
11	4		
12	19		
13	19		Silte Argiloso
14	23		
15	50		
16	50		Silte Arenoso
17	50		Silte

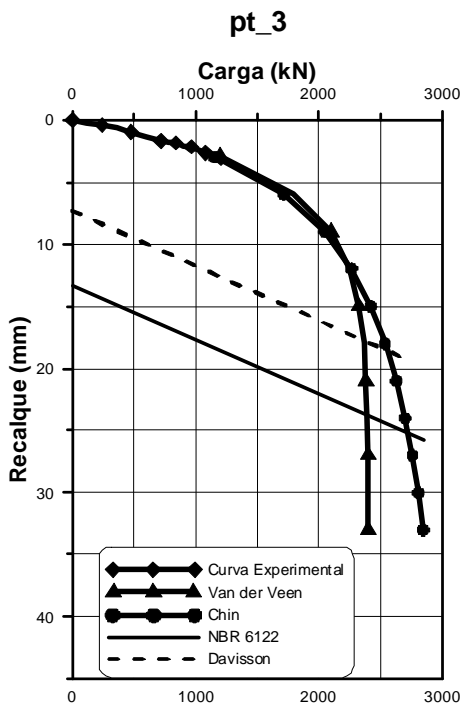
Obra 2



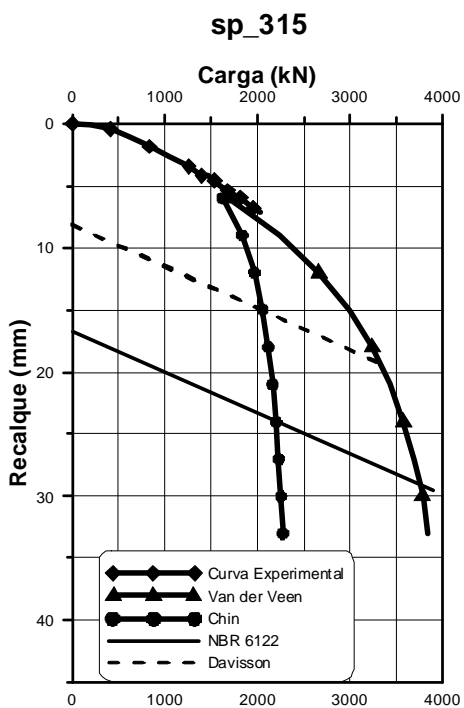
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,40m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	8		Silte Arenoso
2	8		-
3	8		-
4	7		-
5	38		-
6	40		-
7	36		-
8	24		-
9	28		-
10	21		-
11	22		-
12	37		-
13	40		-
14	40		-
15	50		-
16	50		-



SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	6		Silte Arenoso
2	6		-
3	10		-
4	23		-
5	16		-
6	17		-
7	18		-
8	10		-
9	8		-
10	8		-
11	12		-
12	26		-
13	32		-
14	45		-
15	50		-

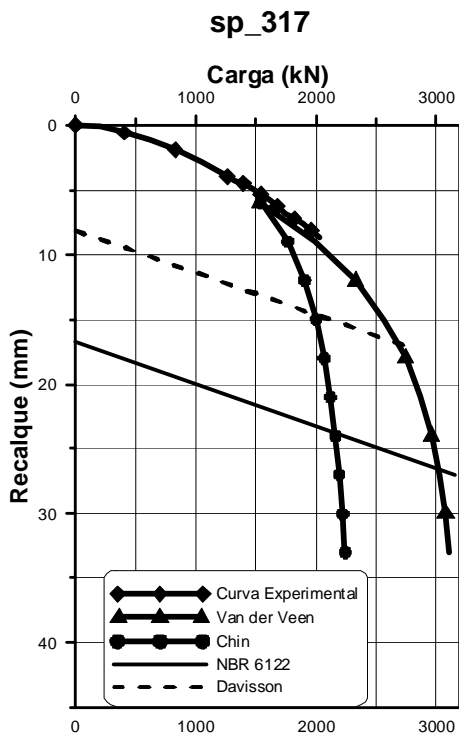


SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,40m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	20		Silte Arenoso
2	25		
3	21		
4	24		
5	14		
6	16		
7	18		
8	25		
9	15		
10	17		
11	12		
12	26		
13	23		
14	30		
15	12		
16	10		
17	12		
18	12		
19	6		
20	31		
21	50		

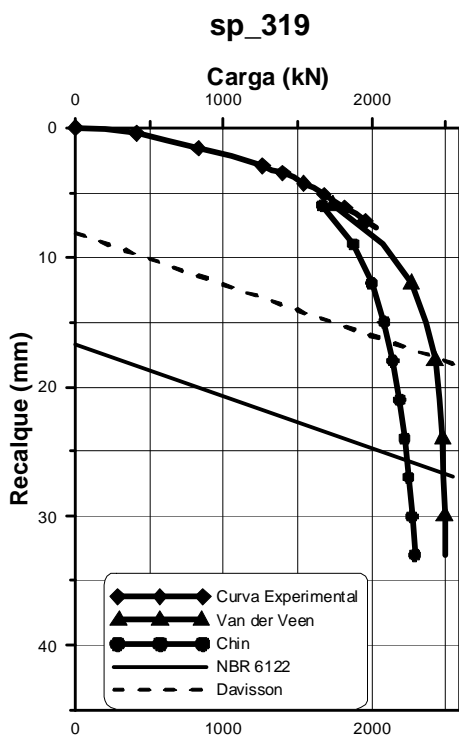


SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	8		Silte Areno-Argiloso
2	8		
3	13		
4	12		
5	36		
6	25		
7	9		
8	12		
9	3		
10	4		
11	12		
12	12		
13	22		
14	50		
15	40		
16	40		
17	40		

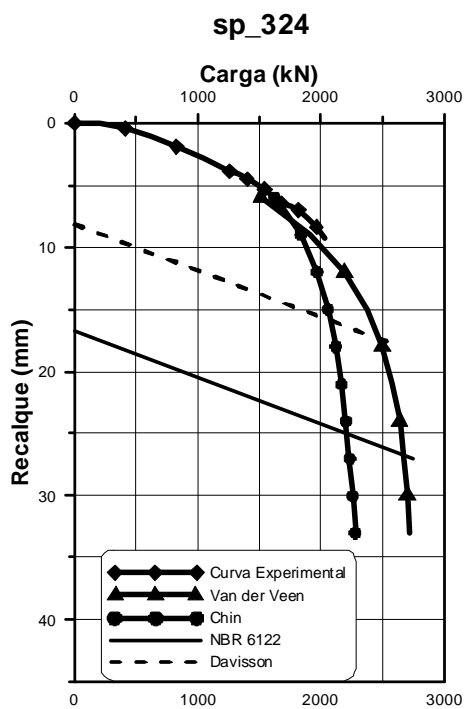




SONDAGEM		
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,50m) Tipo Solo
0	-	-
1	7	Silte Arenoso
2	7	
3	7	Silte Arenoso-Argiloso
4	4	
5	7	
6	9	
7	5	
8	5	
9	5	
10	9	
11	9	
12	19	
13	23	
14	36	Areia Siltosa
15	40	
16	40	
17	40	
18	50	
19	50	
20	50	
21	50	
22	50	
23	50	
24	50	



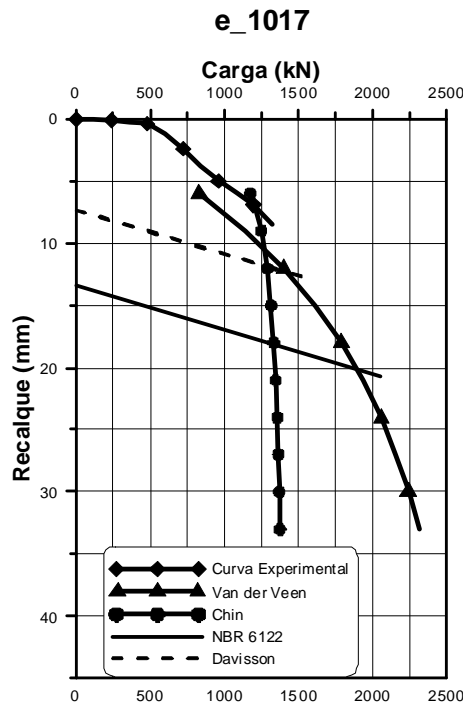
SONDAGEM		
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,50m) Tipo Solo
0	-	-
1	13	Silte Arenoso
2	13	
3	15	Areia Siltosa
4	15	Silte Arenoso-Argiloso
5	9	
6	12	
7	12	Argila Silto-Arenosa
8	6	Silte Arenoso-Argiloso
9	13	
10	13	
11	11	
12	9	
13	3	
14	3	
15	13	
16	33	
17	22	
18	40	
19	22	
20	29	
21	15	
22	50	



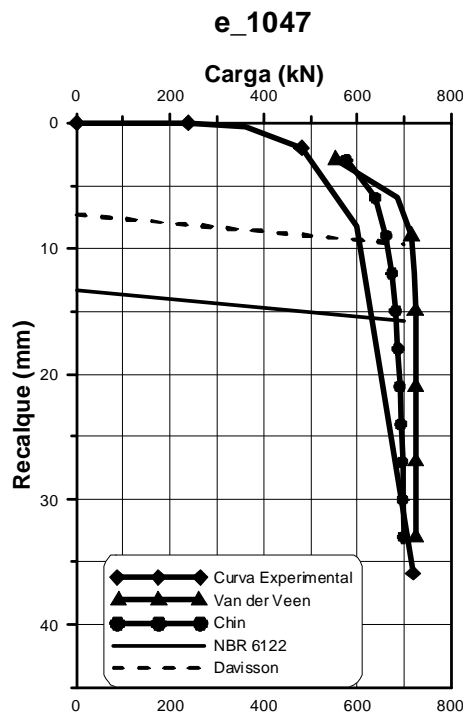
(g)

SONDAGEM		
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ ) Tipo Solo
0	-	-
1	9	Silte Arenoso
2	9	
3	9	
4	10	
5	11	Argila Silto-Arenosa
6	9	
7	7	
8	10	
9	12	Silte Areno-Argiloso
10	15	
11	16	
12	20	
13	18	
14	24	
15	31	
16	31	
17	31	
18	27	
19	40	
20	50	
21	50	

Obra 3

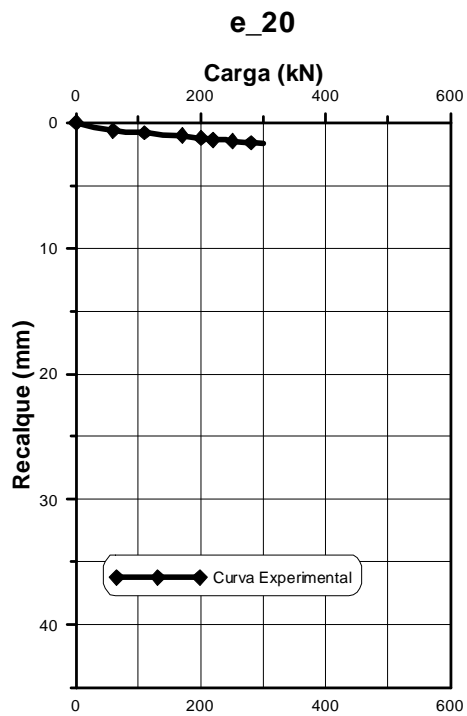


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,40m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	7		<div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: auto;"></div> <p style="text-align: center;">Argila Siltosa</p>
2	8		
3	11		
4	7		
5	9		
6	21		
7	24		
8	26		
9	50		
10	50		
11	50		

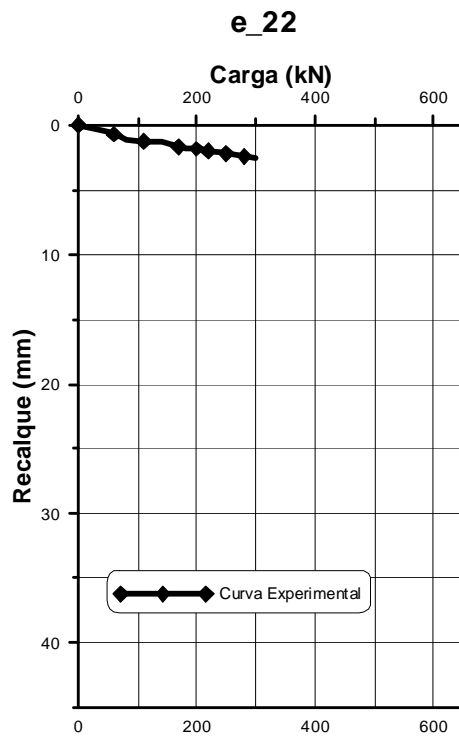


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,40m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	7		<div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: auto;"></div> <p style="text-align: center;">Argila Siltosa</p>
2	8		
3	11		
4	7		
5	9		
6	21		
7	24		
8	26		
9	50		
10	50		
11	50		

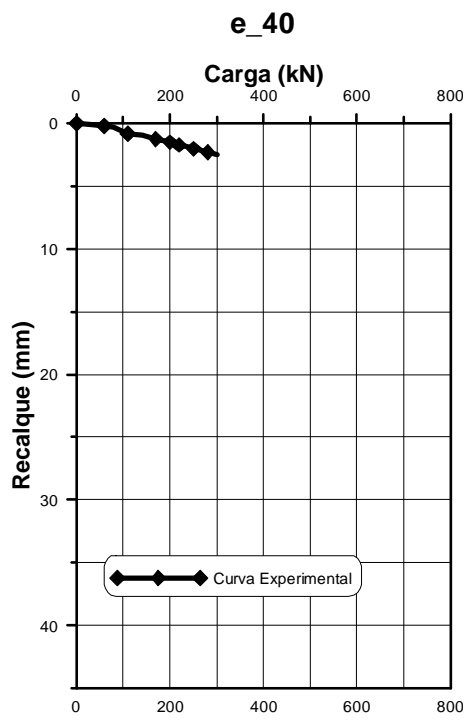
Obra 4



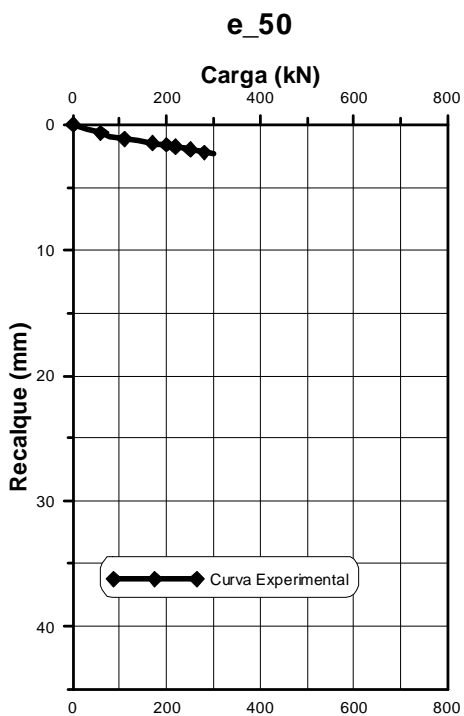
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,30m)	Tipo Solo
0	-		-
1	6		Argila Arenosa
2	6		
3	5		
4	5		
5	4		
6	5		
7	5		Silte Argilo-Arenoso
8	5		
9	5		
10	6		
11	7		
12	7		
13	8		
14	9		
15	13		
16	16		
17	19		
18	22		
19	36		
20	37		
21	28		
22	35		
23	38		
24	40		
25	41		
26	44		



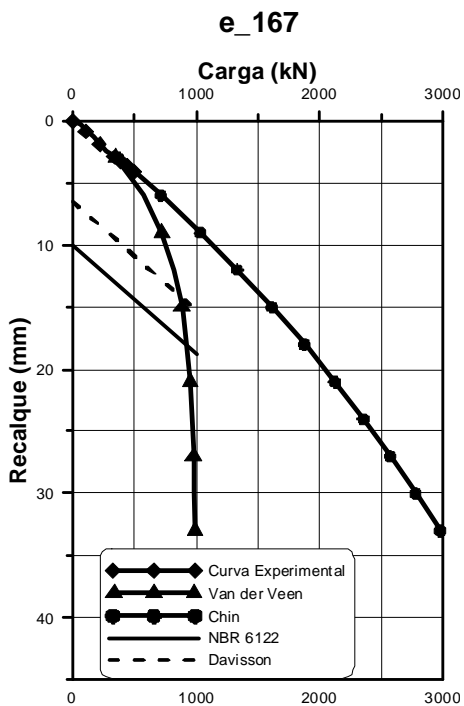
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,30m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	7		Silte Argilo-Arenoso
2	7		
3	7		
4	7		
5	7		
6	7		
7	7		
8	6		
9	9		
10	12		
11	20		
12	26		
13	29		
14	29		
15	33		
16	35		
17	37		
18	39		
19	41		
20	35		
21	47		



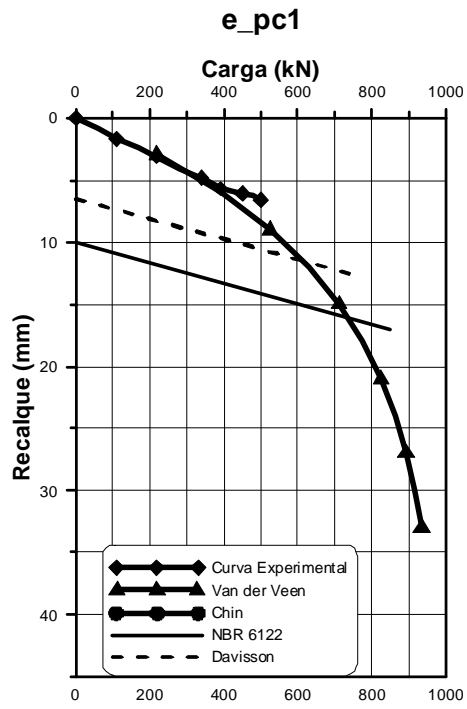
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,30m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	8		Argila Arenosa
2	8		
3	4		
4	4		
5	5		
6	6		
7	7		
8	7		
9	10		
10	23		
11	25		
12	32		
13	38		
14	40		
15	38		
16	41		
17	40		
18	42		
19	35		
20	39		
21	48		



SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,30m$ )	Tipo Solo
0	-		
1	7	[Diagram of a vertical pile with a diameter of 0.30m]	Site Argilo-Arenoso
2	7		
3	7		
4	7		
5	7		
6	7		
7	7		
8	7		
9	8		
10	10		
11	12		
12	21		
13	25		
14	32		
15	34		
16	36		
17	38		
18	39		
19	39		
20	39		
21	48		



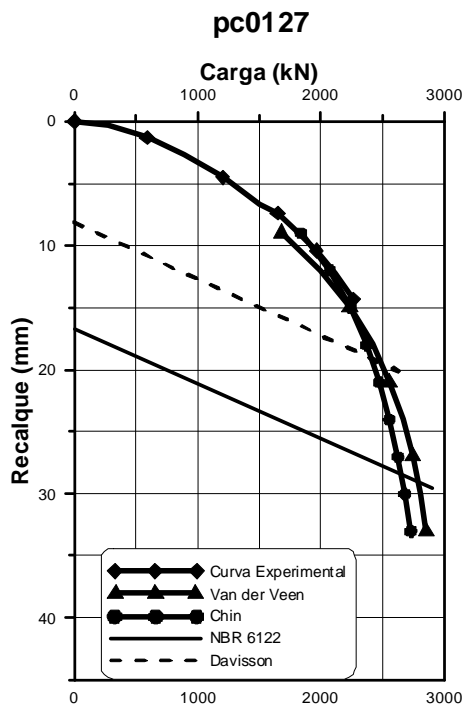
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,30m$ )	Tipo Solo
0	-		
1	5	[Diagram of a vertical pile with a diameter of 0.30m]	Argila Arenosa
2	5		
3	5		
4	5		
5	5		
6	5		Site Argilo-Arenoso
7	5		
8	10		
9	10		
10	12		
11	15		
12	18		
13	20		
14	24		
15	33		
16	36		
17	38		
18	40		
19	31		
20	41		
21	44		
22	46		



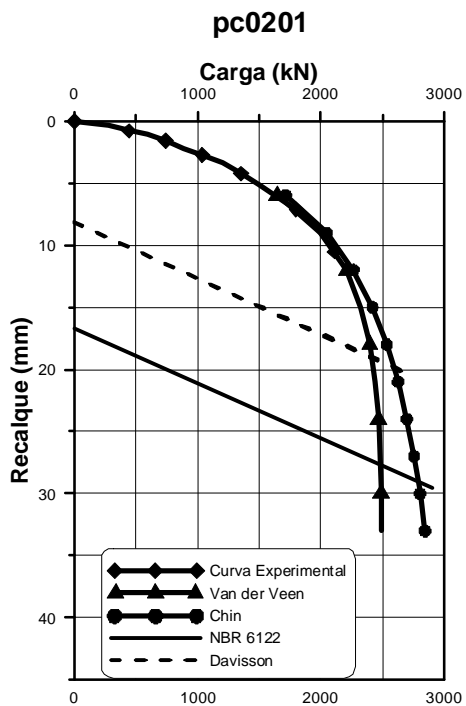
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,30m$ )	Tipo Solo
0	-		
1	6		
2	6		
3	7		
4	5		
5	6		
6	6		
7	7		
8	7		
9	8		
10	12		
11	21		
12	23		
13	37		
14	39		
15	43		
16	46		
17	49		

Silte Argilo-Arenoso

Obra 5

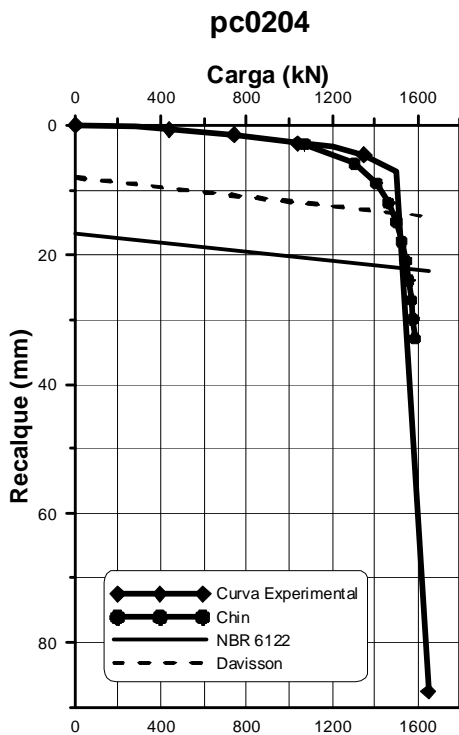


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,50m)	Tipo Solo
0	-		-
1	8	[Diagrama de perfil de estaca]	Argila Areno-Siltosa
2	8		
3	8		
4	9		
5	10		
6	9		
7	7		
8	8		
9	7		
10	12		
11	30		
12	40		
13	32		
14	30		
15	40		
16	50		
17	50		
18	50		
19	50		
20	50		
21	50		
			Silte Arenoso

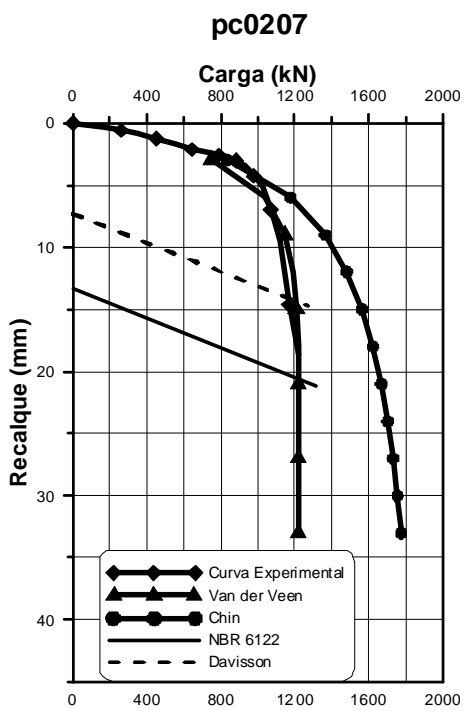


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,50m)	Tipo Solo
0	-		-
1	6	[Diagrama de perfil de estaca]	Argila
2	6		
3	5		
4	5		
5	8		
6	14		
7	14		
8	14		
9	15		
10	12		
11	9		
12	10		
13	11		
14	14		
15	25		
16	22		
17	20		
18	18		
19	21		
20	22		
21	24		
22	24		
23	23		
24	27		
25	31		
26	35		
27	40		
			Silte Argilo-Arenoso
			Silte Arenoso



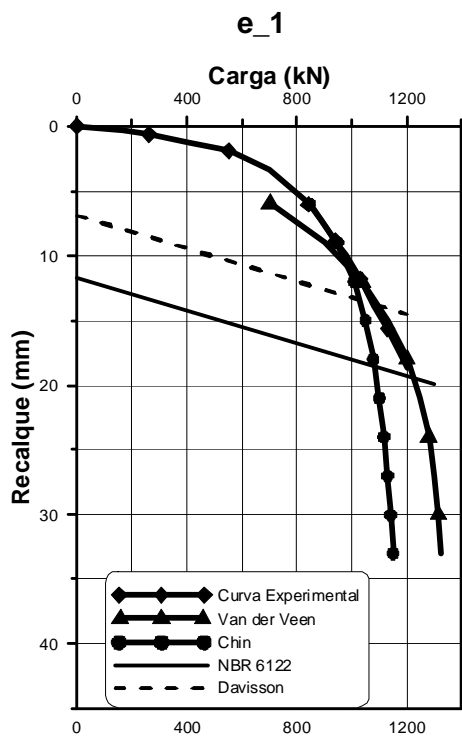


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	9		
2	11		
3	12		
4	13		
5	12		
6	12		
7	12		
8	15		
9	11		
10	14		
11	14		
12	14		
13	16		
14	18		
15	20		
16	18		
17	16		
18	16		
19	17		
20	13		
21	14		
22	15		
23	14		
24	14		
25	25		
26	24		
27	30		
28	50		
29	46		
30	46		
31	46		

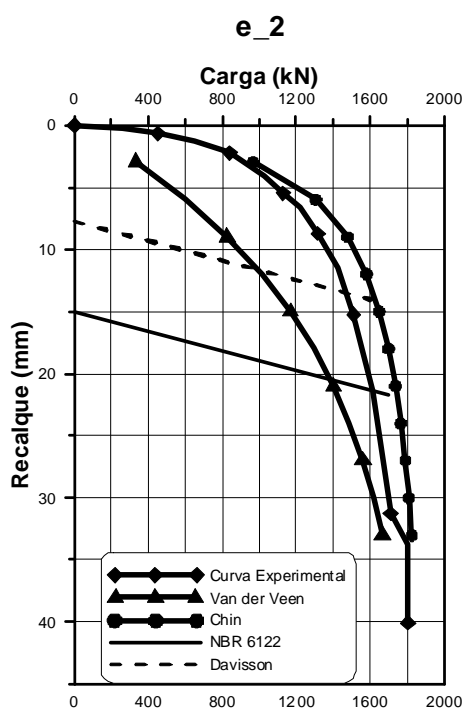


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,40m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	4		
2	6		
3	5		
4	6		
5	7		
6	7		
7	7		
8	7		
9	7		
10	9		
11	9		
12	10		
13	12		
14	12		
15	13		
16	14		
17	13		
18	14		
19	14		
20	15		
21	15		
22	15		
23	24		
24	26		
25	27		
26	28		
27	28		
28	21		
29	23		
30	22		
31	43		

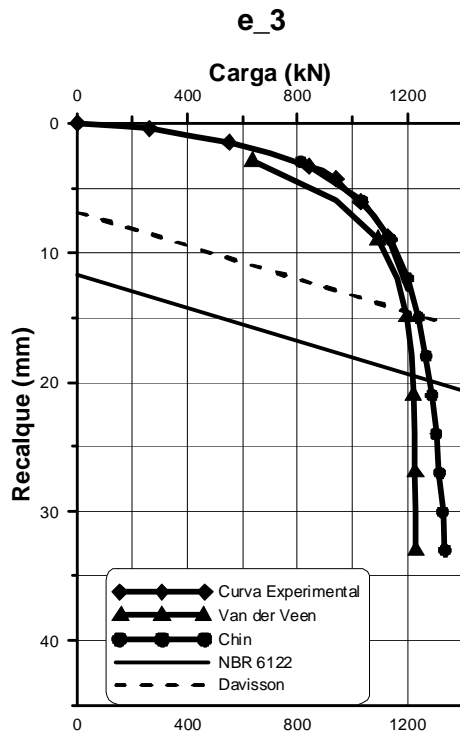
Obra 6



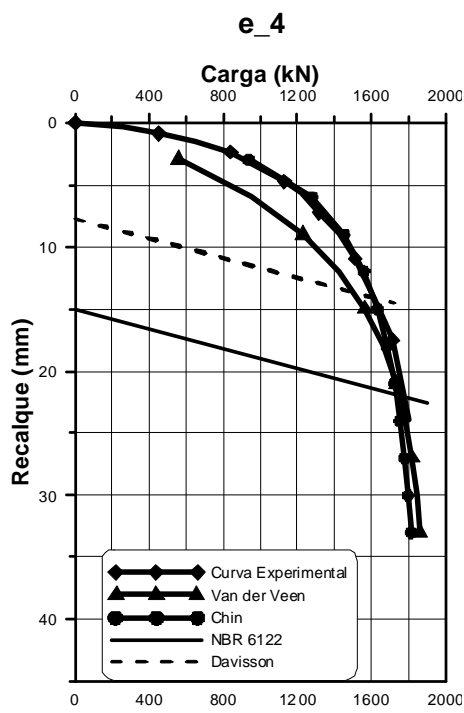
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,35m)	Tipo Solo
0	-		
1	1	[Diagrama de perfil de estaca]	Silte Arenoso
2	1		
3	9		
4	8		
5	7		
6	11		
7	11		
8	11		
9	13		
10	13		
11	13		
12	14		
13	14		
14	34		
15	29		
16	37		
17	33		
18	25		
19	31		
20	31		
21	33		
22	6		
23	2		
24	3		
25	6		
26	16		
27	14		
28	10		
29	10		
			Silte Argilo-Arenoso



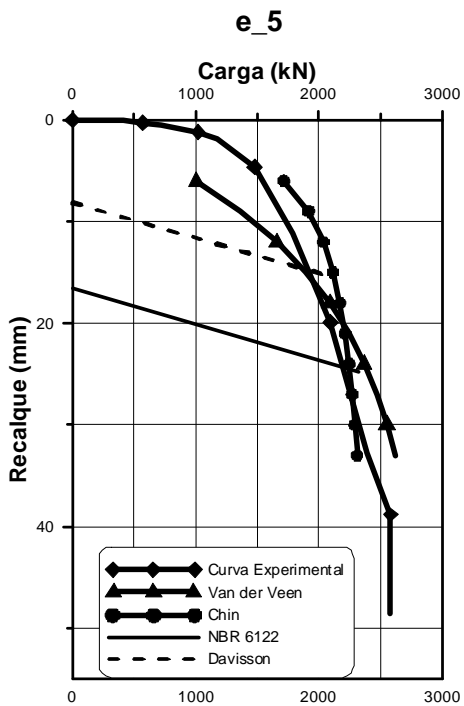
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,45m)	Tipo Solo
0	-		
1	1	[Diagrama de perfil de estaca]	Silte Arenoso
2	1		
3	9		
4	8		
5	7		
6	11		
7	11		
8	11		
9	13		
10	13		
11	13		
12	14		
13	14		
14	29		
15	29		
16	37		
17	33		
18	25		
19	31		
20	31		
21	33		
22	6		
23	2		
24	3		
25	6		
26	16		
27	14		
28	10		
29	10		
			Silte Argilo-Arenoso



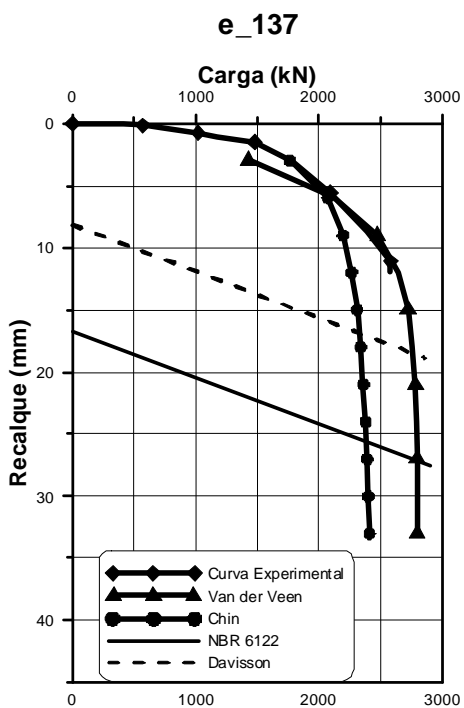
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,35m)	Tipo Solo
0	-		-
1	1	[Diagram of pile profile]	Silte Arenoso
2	1		
3	9		
4	8		
5	7		
6	11		
7	11		
8	11	Argila Arenosa	
9	13		
10	13		
11	13	Areia Siltosa	
12	14		
13	14		
14	34		
15	29		
16	37		
17	33		
18	25		
19	31		
20	31		
21	33	Silte Argilo-Arenoso	
22	6		
23	2		
24	3		
25	6		
26	16		
27	14		
28	10		
29	10		



SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,45m)	Tipo Solo
0	-		-
1	1	[Diagram of pile profile]	Silte Arenoso
2	1		
3	9		
4	8		
5	7		
6	11		
7	11		
8	11	Argila Arenosa	
9	13		
10	13		
11	13	Areia Siltosa	
12	14		
13	14		
14	29		
15	29		
16	37		
17	33		
18	25		
19	31		
20	31		
21	33	Silte Argilo-Arenoso	
22	6		
23	2		
24	3		
25	6		
26	16		
27	14		
28	10		
29	10		

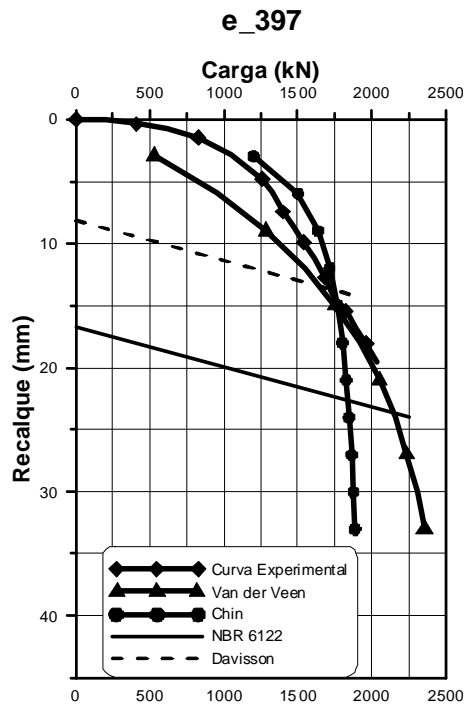


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,50m)	Tipo Solo
0	-		-
1	1	[Diagram of pile profile]	Silte Areno-Argiloso
2	1		
3	9		
4	12		
5	10		
6	16		
7	12		
8	24		
9	19		
10	20		
11	24	[Diagram of pile profile]	Areia Siltosa
12	39		
13	38		
14	31		
15	35		
16	25		
17	17		
18	19		
19	16		
20	17		
21	16	[Diagram of pile profile]	Areia Argilosa
22	27		
23	30		
24	32	[Diagram of pile profile]	Areia Siltosa
25	50		

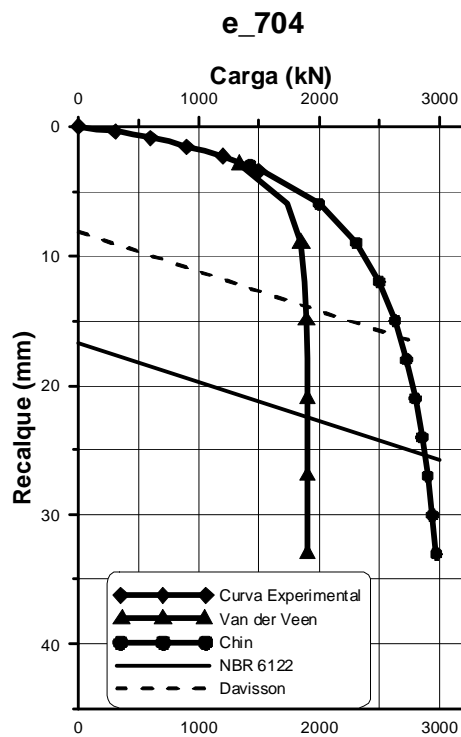


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,50m)	Tipo Solo
0	-		-
1	1	[Diagram of pile profile]	Silte Argiloso
2	1		
3	14		
4	16		
5	13	[Diagram of pile profile]	Argila Silto-Arenosa
6	8		
7	15		
8	24		
9	24	[Diagram of pile profile]	Areia Siltosa
10	20		
11	34		
12	34		
13	49	[Diagram of pile profile]	Areia
14	50		
15	50		
16	50		
17	50		
18	50		
19	50		
20	50		
21	50		

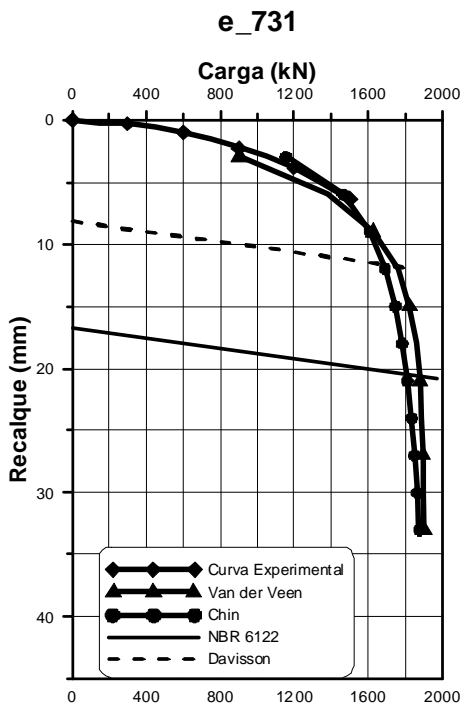
Obra 7



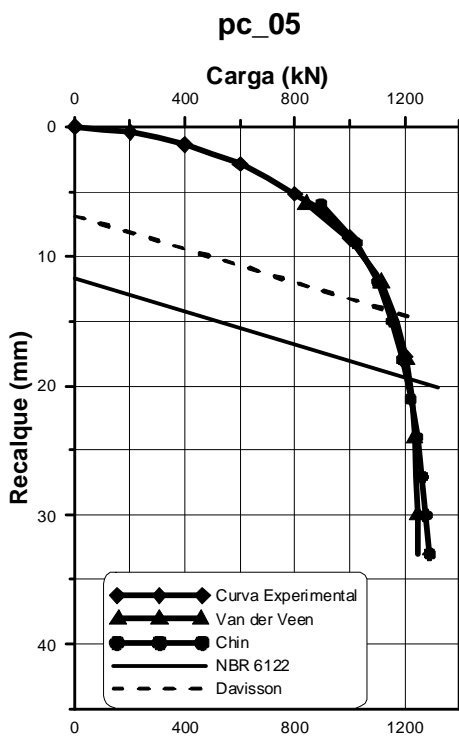
SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	1		Argila Arenosa
2	2		
3	1		Argila Siltosa
4	2		
5	5		Silte Argiloso
6	4		
7	9		
8	8		
9	10		
10	8		
11	10		
12	14		
13	33		
14	50		
15	50		



SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	1		Argila Silto-Arenosa
2	3		
3	6		
4	7		Silte Arenoso
5	13		
6	33		
7	33		
8	37		
9	28		
10	31		
11	35		
12	24		
13	30		
14	30		
15	20		

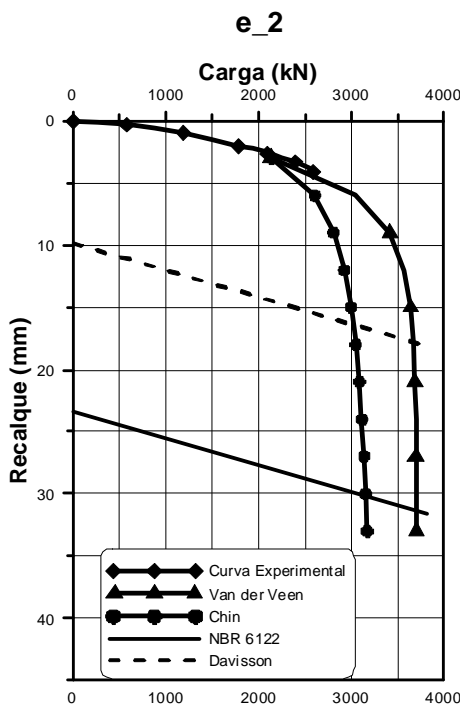


SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	1		Argila Silto-Arenosa
2	3		
3	6		
4	7		
5	13		Silte Arenoso
6	33		
7	33		
8	37		
9	28		
10	31		
11	35		
12	24		
13	30		
14	30		
15	20		

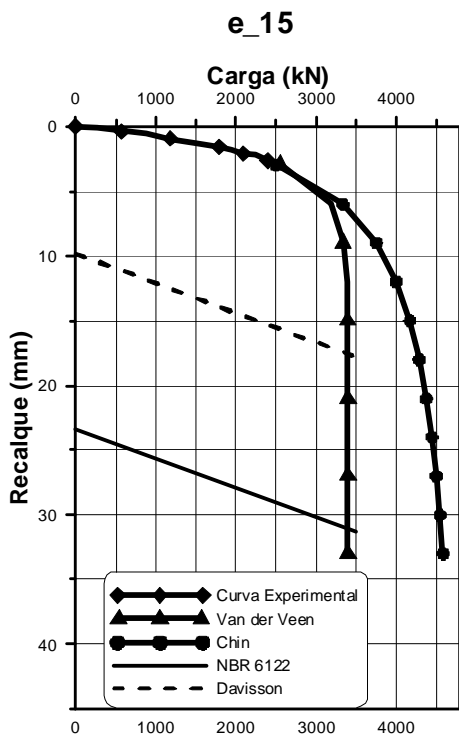


SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,35m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	4		Argila Siltosa
2	2		
3	1		
4	2		Areia Argilosa
5	1		
6	1		
7	1		Argila Siltosa
8	3		Silte Argiloso
9	4		
10	4		
11	7		
12	23		
13	14		
14	50		
15	50		
16	50		

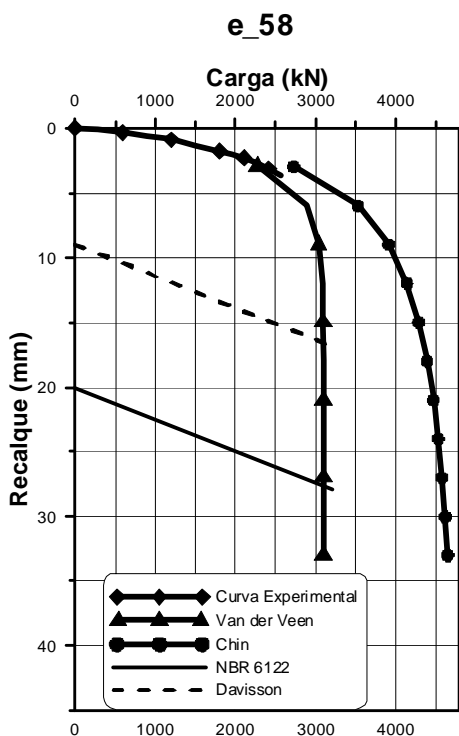
Obra 8



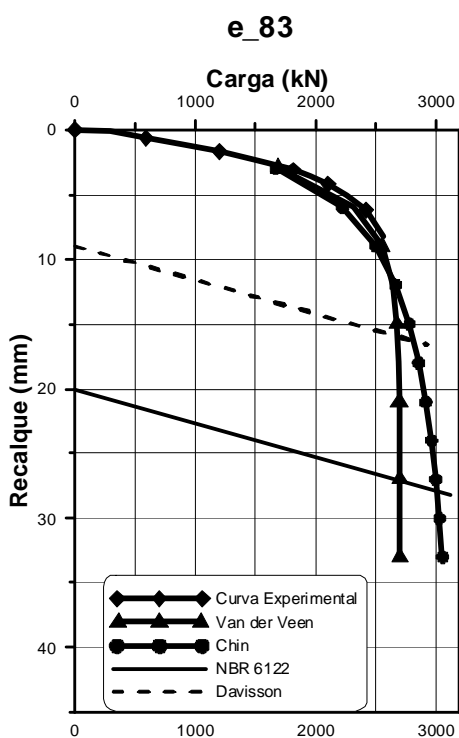
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,70m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	5		Argila Siltosa
2	9		
3	11		
4	23		
5	19		
6	22		
7	6		
8	7		
9	13		
10	12		
11	14		
12	13		
13	13		
14	16		
15	19		
16	16		
17	28		
18	43		
19	50		
20	50		
21	50		
22	50		
		Silte Argiloso	



SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,70m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	11		Argila Arenosa
2	11		
3	11		
4	13		
5	13		
6	9		
7	10		
8	29		
9	29		
10	29		
11	23		
12	12		
13	13		
14	27		
15	36		
16	50		
17	38		
18	23		
19	44		
20	50		
21	50		
		Argila Siltosa	
		Silte Argiloso	



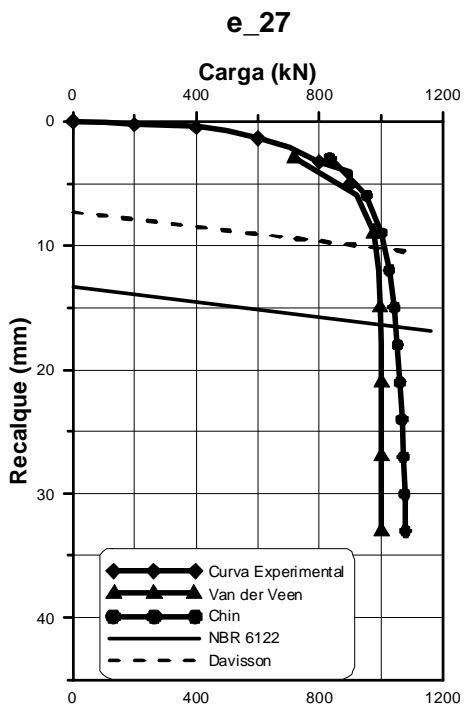
SONDAGEM		
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,60m$ ) Tipo Solo
0	-	-
1	10	Silte Argiloso
2	10	Argila Siltosa
3	12	
4	18	Silte Argilo-Arenoso
5	27	
6	31	
7	23	
8	16	
9	10	Areia Siltosa
10	13	
11	14	Silte Argilo-Arenoso
12	15	
13	17	
14	17	
15	40	
16	36	
17	36	
18	41	
19	49	



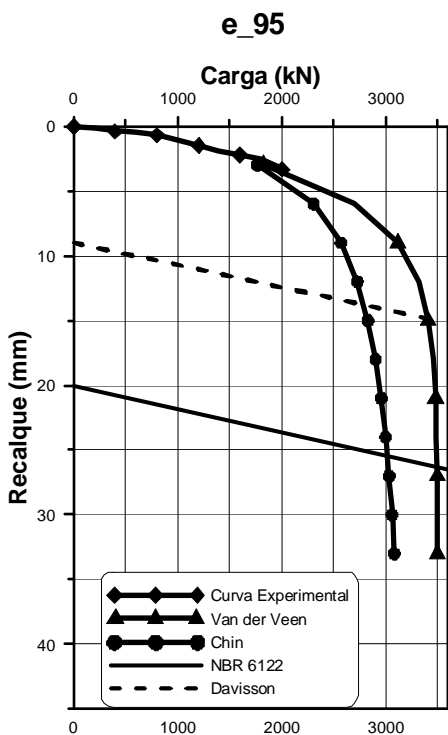
SONDAGEM		
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,60m$ ) Tipo Solo
0	-	-
1	1	Argila Siltosa
2	1	Areia Argilosa
3	1	Silte Arenoso
4	2	
5	3	Argila Siltosa
6	4	
7	5	
8	12	Silte Arenoso
9	17	Argila Siltosa
10	17	Argila Silto-Arenosa
11	22	
12	19	
13	26	
14	41	
15	40	
16	40	
17	44	
18	44	
19	48	
20	48	
21	49	



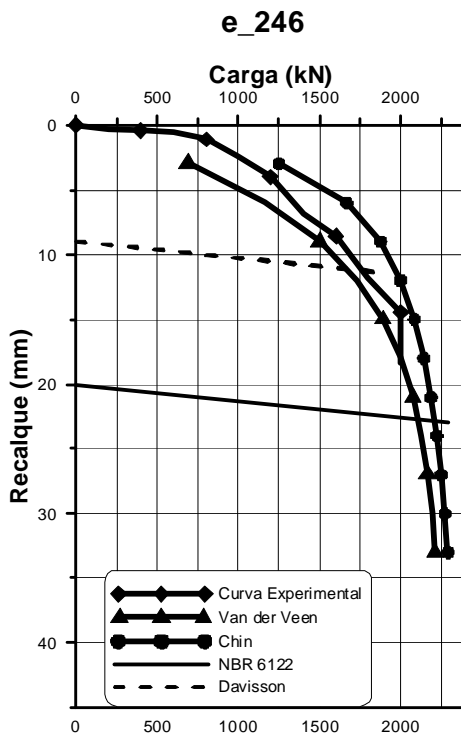
Obra 9



SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,40m)	Tipo Solo
0	-		-
1	4		Areia
2	3		
3	2		Argila Siltosa
4	2		
5	27		
6	27		
7	50		
8	50		
9	50		
10	50		

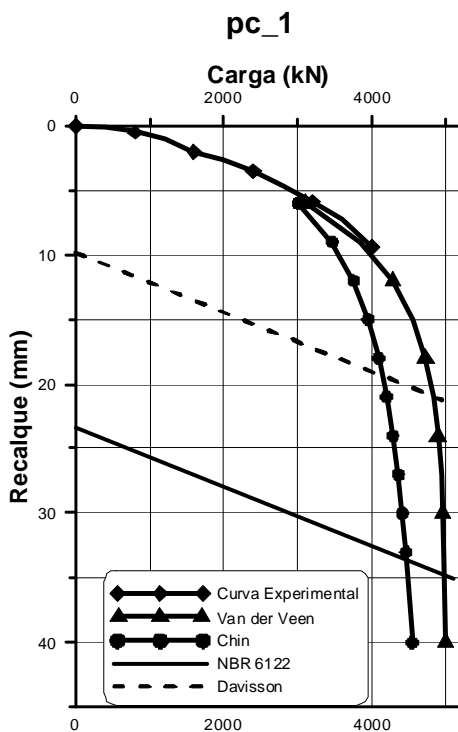


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,60m)	Tipo Solo
0	-		-
1	9		Areia Argilosa
2	8		
3	11		Areia
4	9		Argila Arenosa
5	4		
6	10		
7	21		
8	20		
9	27		
10	33		
11	41		
12	50		
13	50		

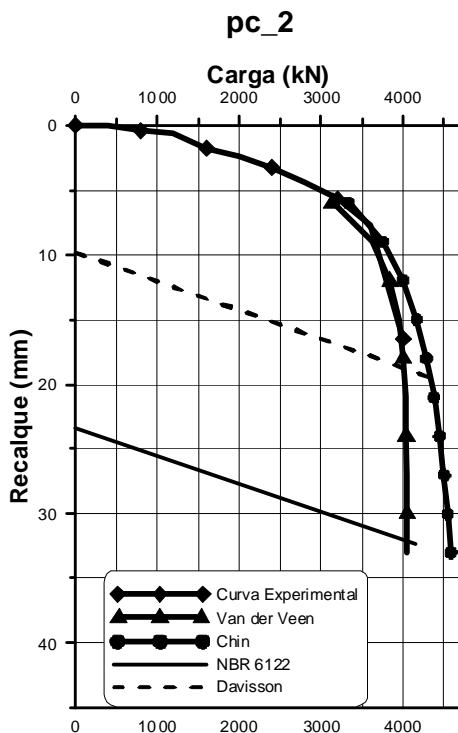


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,60m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	5		Areia
2	5		
3	7		
4	7		
5	12		Argila Arenosa
6	35		
7	50		
8	50		
9	50		
10	50		

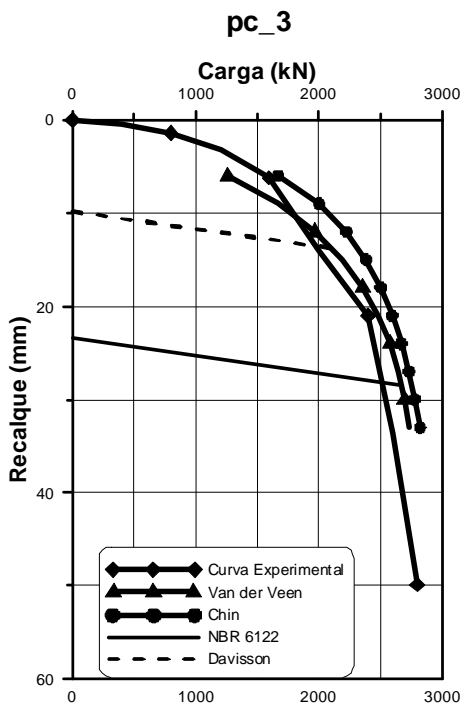
Obra 10



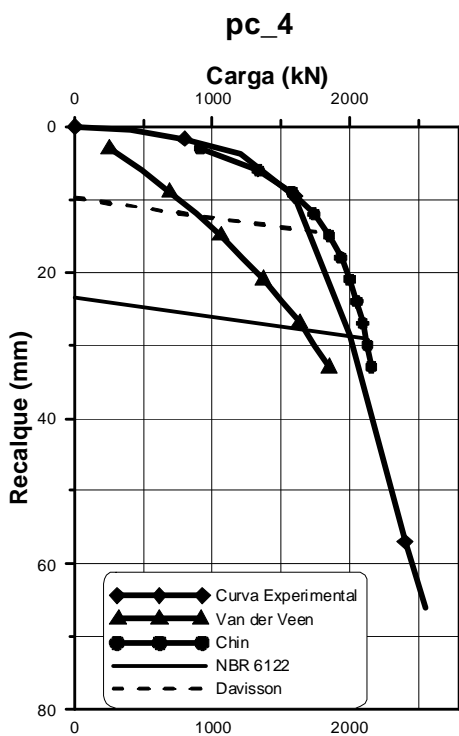
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,70m)	Tipo Solo
0	-		-
1	9	[Diagram of a vertical pile with a diameter of 0.70m]	Silte Areno-Argiloso
2	9		
3	8		
4	9		
5	13		Areia Siltosa
6	14		Silte Arenoso
7	14		
8	10		
9	21		
10	21		
11	16		
12	13		
13	15		
14	39		
15	21		
16	14		
17	11		
18	16		
19	17		
20	14		
21	14		
22	30		



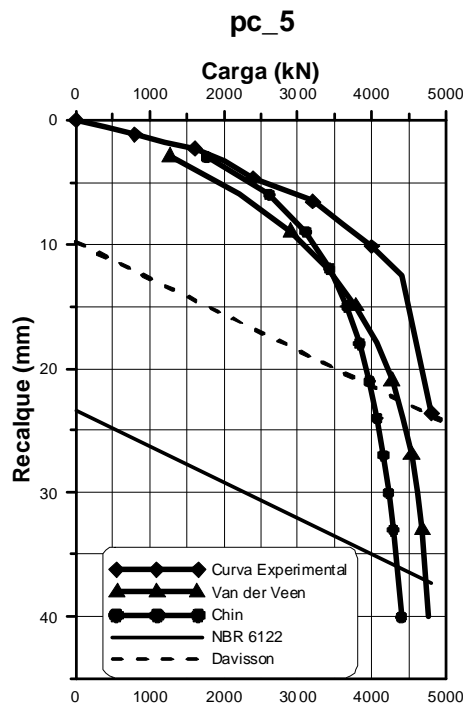
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,70m)	Tipo Solo
0	-		-
1	4	[Diagram of a vertical pile with a diameter of 0.70m]	Argila Silto-Arenosa
2	4		
3	6		
4	5		
5	9		
6	6		
7	9		
8	12		
9	7		
10	14		
11	16		
12	14		
13	16		
14	16		
15	18		
16	20		
17	21		
18	50		Silte Argilo-Arenoso
19	46		
20	46		
21	42		
22	36	Silte Arenoso	



SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,70m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	1	[Diagram of a vertical pile with a diameter of 0.70m]	Silte Areno-Argiloso
2	1		Argila Silto-Arenosa
3	2		Areia
4	7		
5	1		
6	3		
7	5		
8	6		
9	9		
10	9		
11	10		
12	7		
13	14		
14	13		
15	14		Silte Arenoso
16	22		
17	17		
18	17		
19	22		
20	17		
21	29		
22	25		
23	25		
24	30		
25	18		

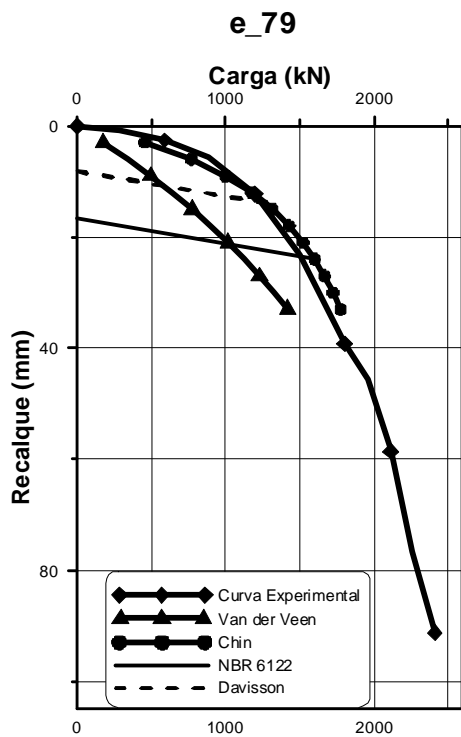


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,70m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	1	[Diagram of a vertical pile with a diameter of 0.70m]	Silte Areno-Argiloso
2	1		Argila Silto-Arenosa
3	2		Areia Argilosa
4	1		
5	1		
6	3		
7	5		
8	6		
9	9		
10	9		
11	10		
12	7		
13	14		
14	13		
15	14		
16	22		
17	17		Silte Arenoso
18	17		
19	17		
20	17		
21	17		
22	25		
23	25		
24	18		
25	18		
26	18		
27	18		



SONDAGEM				
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,70m$ )	Tipo Solo	
0	-		-	
1	1		Site Areno-Argiloso	
2	1			
3	2			
4	7		Argila Silto-Arenosa	
5	1			
6	3		Areia Argilosa	
7	5			
8	6			
9	9			
10	9			
11	10			
12	7			
13	14			
14	13			
15	14			
16	22			
17	17			
18	17		Site Arenoso	
19	22			
20	17			
21	29			
22	25			
23	25			
24	30			
25	18			
26	18			
27	18			
28	18			
29	18			

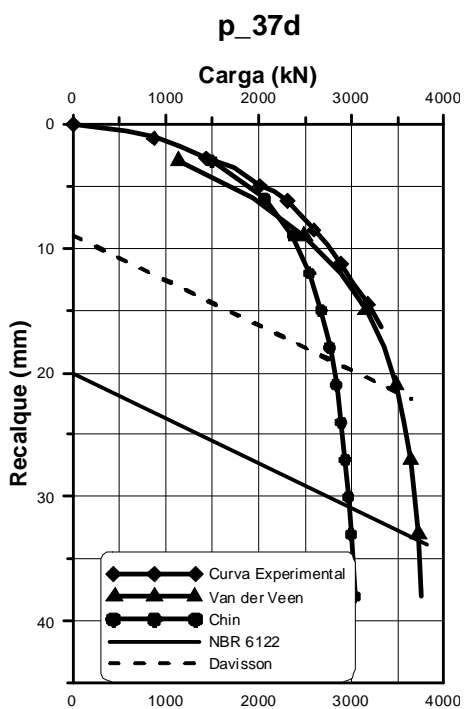
Obra 11



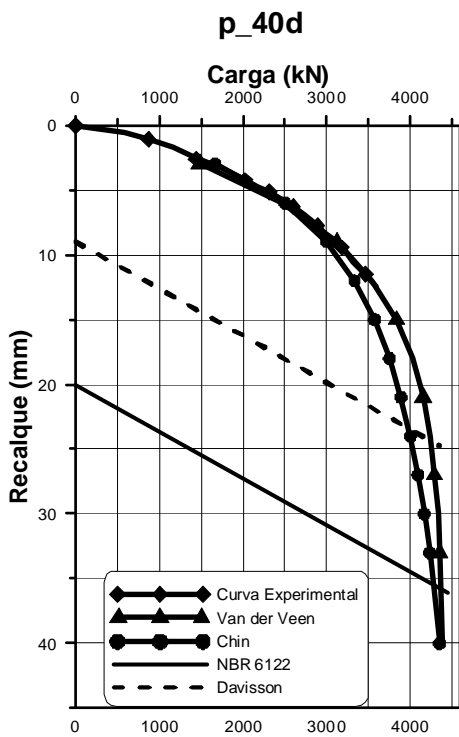
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( φ = 0,50m)	Tipo Solo
0	-		-
1	1		
2	1		
3	10		
4	12		
5	13		
6	12		
7	12		
8	14		
9	15		
10	15		
11	15		
12	14		
13	21		
14	23		
15	23		
16	24		
17	23		
18	24		
19	27		
20	33		
21	43		
22	50		
23	50		
24	50		

**Silte Arenoso**

Obra 12

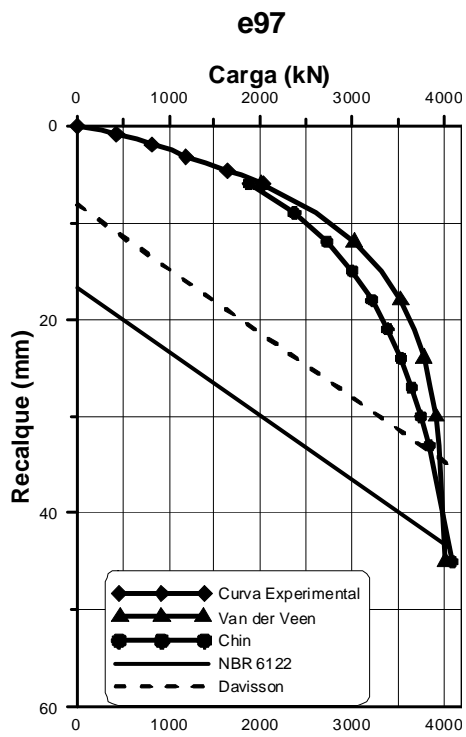


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,60m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	4		Argila Siltosa
2	2		Argila
3	2		
4	1		
5	1		
6	1		
7	1		
8	5		
9	5		Argila Siltosa
10	6		Areia
11	7		
12	5		
13	4		
14	14	Argila Siltosa	
15	39		
16	44	Areia	
17	29		
18	32	Argila Siltosa	
19	15		
20	50	Areia	
21	50		
22	50		
23	50		
24	50		
25	8		
26	14	Argila Siltosa	



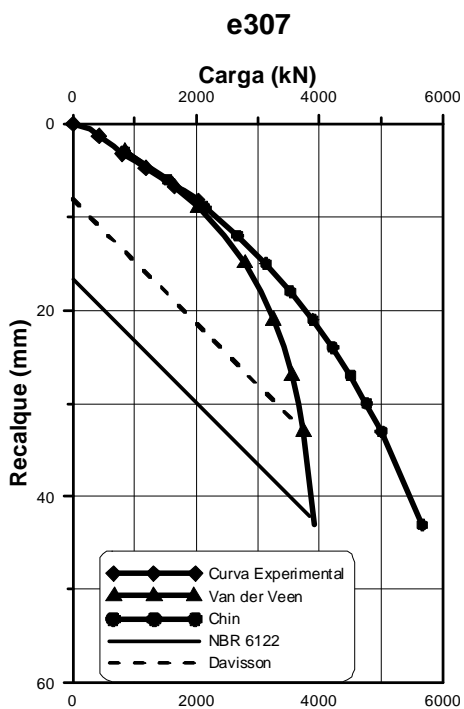
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,60m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	4		Argila Siltosa
2	2		Argila
3	2		
4	1		
5	1		
6	1		
7	1		
8	5		
9	5		Argila Siltosa
10	6		Areia
11	7		
12	5		
13	4		
14	14	Argila Siltosa	
15	39		
16	44	Areia	
17	29		
18	32	Argila Siltosa	
19	15		
20	50	Areia	
21	50		
22	50		
23	50		
24	50		
25	8		
26	14	Argila Siltosa	

Obra 13

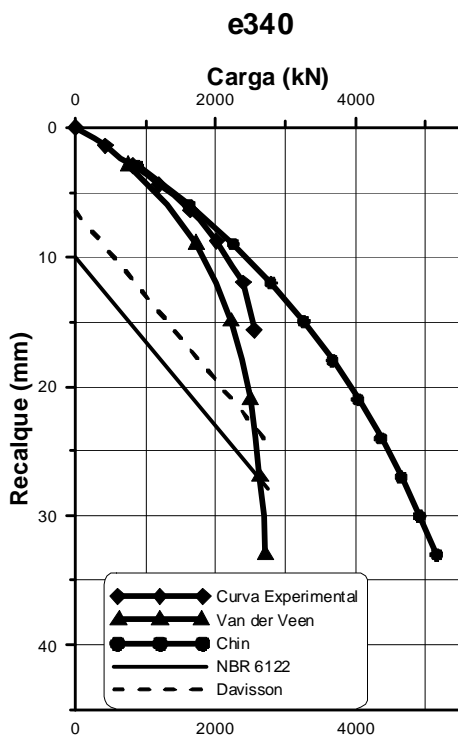


SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( φ = 0,50m)	Tipo Solo
0	-		-
1	3		Argila Arenosa
2	4		
3	5		
4	6		
5	6		
6	7		Silte Argiloso
7	9		
8	8		
9	7		
10	8		
11	8		
12	9		
13	6		
14	7		
15	8		
16	9		
17	11		
18	11		
19	10		
20	9		
21	10		
22	10		
23	11		
24	11		
25	14		
26	16		
27	19		
28	21		
29	28		
30	34		Areia
31	50		

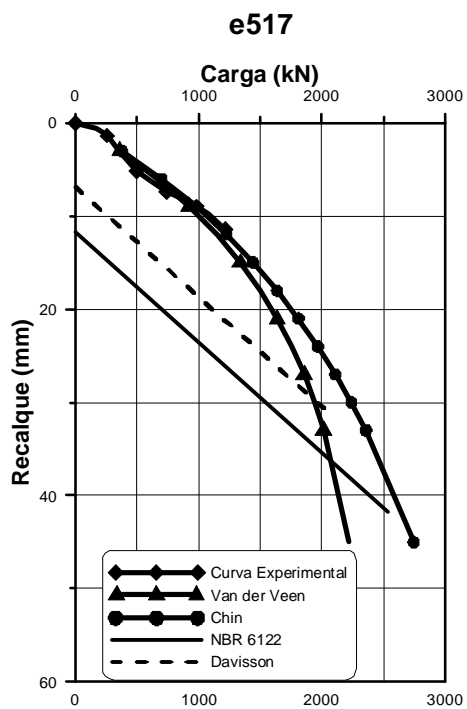




SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ )	Tipo Solo
0	-	[Pile Profile]	-
1	6		
2	7		
3	6		
4	5		
5	5		
6	5		
7	8		
8	8		
9	7		
10	5		
11	6		
12	8		
13	8		
14	7		
15	9		
16	10		
17	10		
18	10		
19	10		
20	10		
21	10		
22	12		
23	12		
24	12		
25	13		
26	13		
27	14		
28	14		
29	16		
30	18		
31	16		
			Silte Argiloso (0-10m) Silte Arenoso (10-17m) Silte Argiloso (17-22m) Silte Arenoso (22-31m)



SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,30m$ )	Tipo Solo
0	-	[Pile Profile]	-
1	6		
2	8		
3	8		
4	8		
5	7		
6	8		
7	5		
8	7		
9	7		
10	9		
11	9		
12	10		
13	8		
14	9		
15	10		
16	10		
17	10		
18	7		
19	9		
20	11		
21	11		
22	9		
			Silte Argiloso (0-22m)

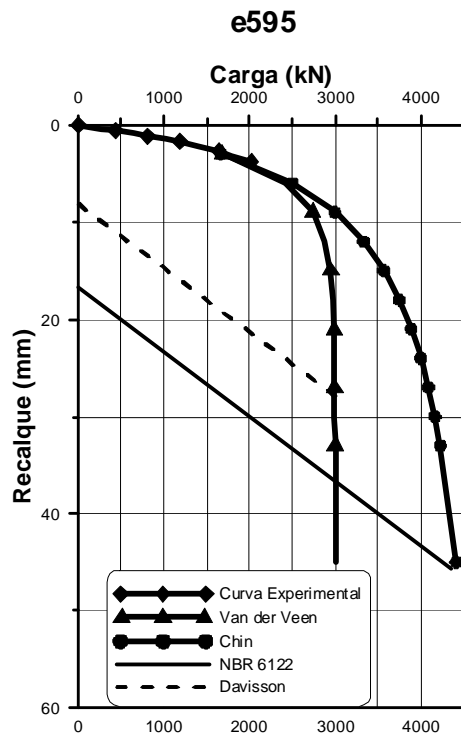


SONDAGEM		
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,35m$ )
0	-	-
1	9	
2	8	
3	7	
4	6	
5	8	
6	8	
7	9	
8	6	
9	9	
10	8	
11	10	
12	10	
13	10	
14	10	
15	11	
16	13	
17	13	
18	13	
19	14	
20	14	
21	14	
22	14	
23	16	
24	16	
25	16	
26	18	
27	18	
28	18	
29	24	
30	27	
31	24	

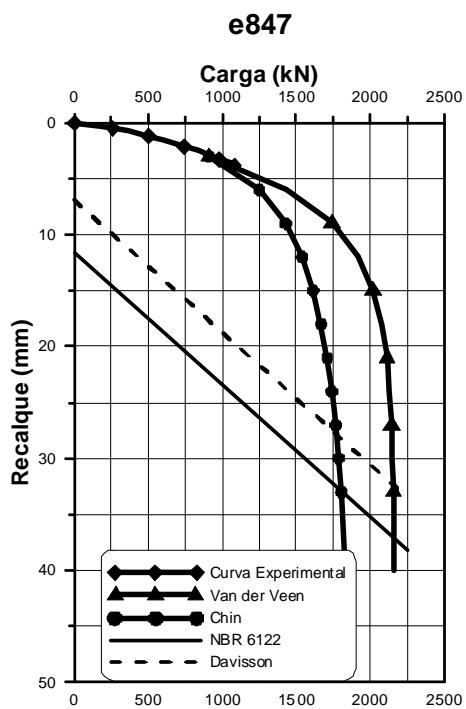
**Tipo Solo**

Silte Argiloso

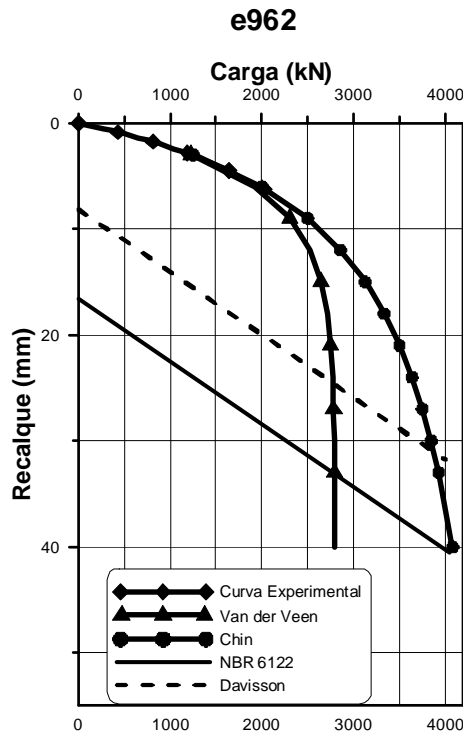
Silte Arenoso



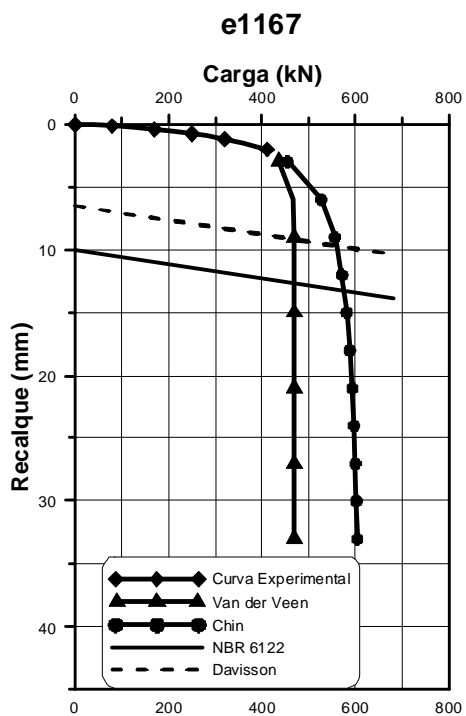
SONDAGEM		
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,50m$ ) Tipo Solo
0	-	-
1	3	Argila Arenosa
2	4	
3	5	Silte Argiloso
4	6	
5	6	
6	7	
7	9	
8	8	
9	7	
10	8	
11	8	Silte Arenoso
12	9	
13	6	
14	7	
15	8	
16	9	
17	11	
18	11	
19	10	
20	9	
21	10	Areia
22	10	
23	11	
24	11	
25	14	
26	16	
27	19	
28	21	
29	28	
30	34	
31	50	



SONDAGEM			
$L_{ESTACA}$ (m)	Nspt	Perfil Estaca ( $\phi = 0,35m$ )	Tipo Solo
0	-		-
1	3		Argila
2	3		
3	2		Silte Argiloso
4	4		
5	3		
6	4		
7	6		
8	7		
9	5		
10	5		
11	6		
12	8		
13	7		Silte Arenoso
14	9		
15	10		
16	11		Silte Arenoso
17	12		
18	14	Silte Argiloso	
19	12		
20	16		
21	16	Silte Argiloso	
22	16		
23	19	Silte Arenoso	
24	19		
25	19		
26	29		
27	39		Areia



SONDAGEM		
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca ( φ = 0,50m)      Tipo Solo
0	-	-
1	6	Argila Arenosa
2	8	
3	8	
4	9	
5	7	
6	6	
7	5	
8	7	
9	8	
10	6	
11	6	
12	8	
13	8	
14	8	
15	9	
16	9	
17	8	
18	7	
19	8	
20	9	
21	9	
22	11	
23	12	
24	10	
25	9	
26	10	
27	10	
28	8	
29	11	
30	13	
31	12	



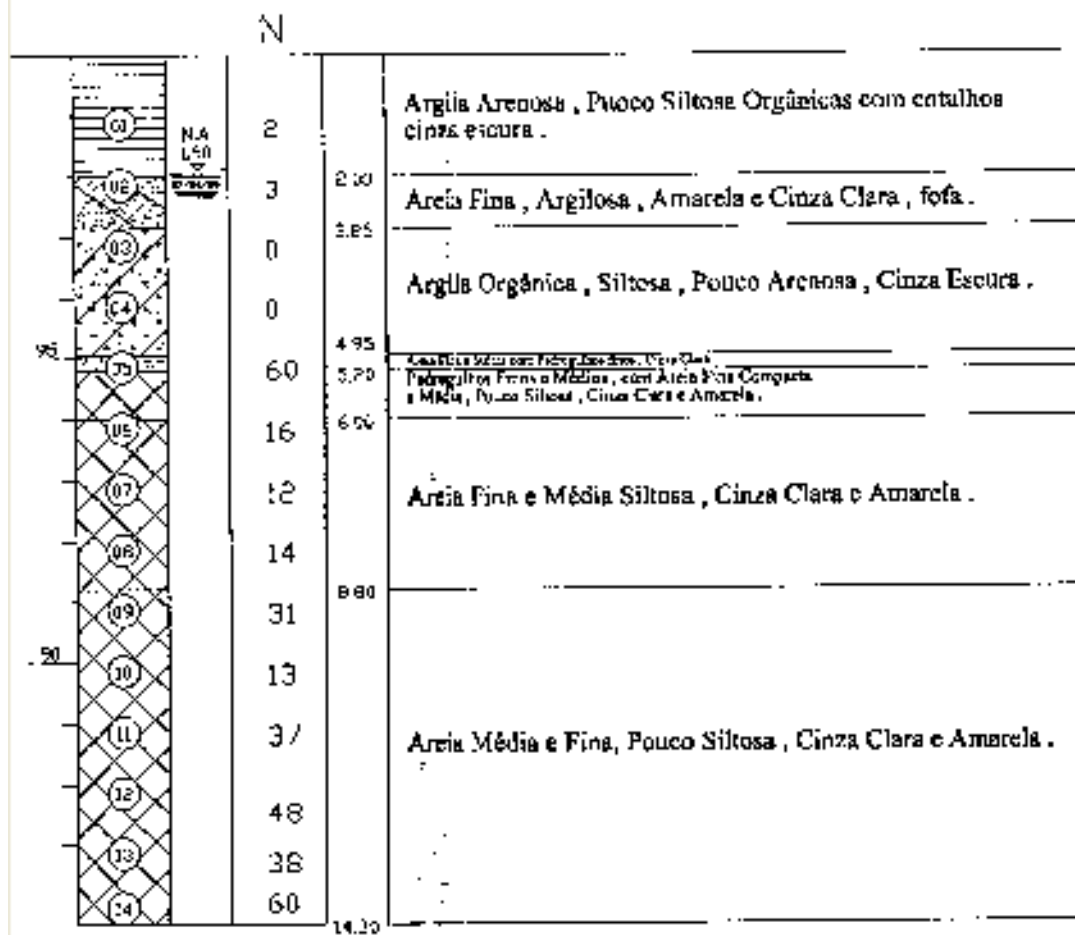
SONDAGEM			
L <sub>ESTACA</sub> (m)	Nspt	Perfil Estaca (φ = 0,30m)	Tipo Solo
0	-		-
1	5		Argila
2	5		Argila
3	3		Argila Arenosa
4	4		Argila Arenosa
5	7		Silte Argiloso
6	8		
7	8		
8	9		
9	7		
10	7		
11	9		
12	10		
13	11		
14	9		
15	7		
16	7		
17	9		
18	16	Silte Arenoso	
19	18		
20	20		
21	26		
22	28		
23	21		
24	21		
25	22		
26	23		
27	24		
28	24		
29	24		
30	28		
31	31		

## ANEXO 1

OBRA 1

PC9911

## Sondagem S8 (Rel 619/98) da EMÉs .



PC9912

## Sondagem S6 (Rel 619/98) da EMEs .

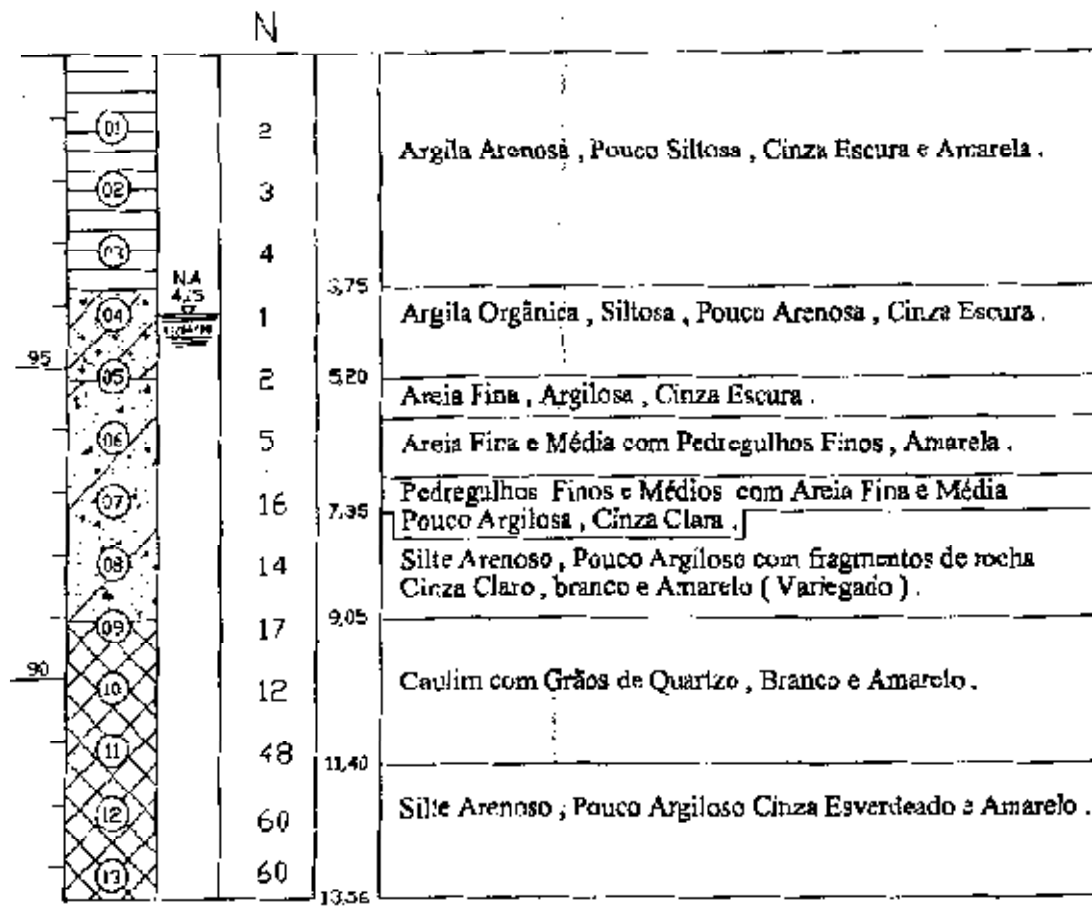
N

	NA L49 07/08/98	1	1,59	Argila Arenosa , Pouco Siltosa , Vermelha .
		1	2,54	Argila Orgânica , Arenosa , Pouco Siltosa com Estalhos , Cinza Escura .
		0	3,19	Areia Fina , Pouco Argilosa , Cinza Clara .
		0		Argila Orgânica , Siliosa , Pouco Arenosa , Cinza Escura .
		58	5,24	Pedregulhos Finos e Médios com Areia Fina e Média , pouco Siltosa , Cinza Clara e Amarela .
		14	6,14	
		24		
		45		
		41		Silte Arenoso , Pouco Argiloso , Micáceo , Amarelo e Cinza Clara .
		57		
		60		
		60	12,48	



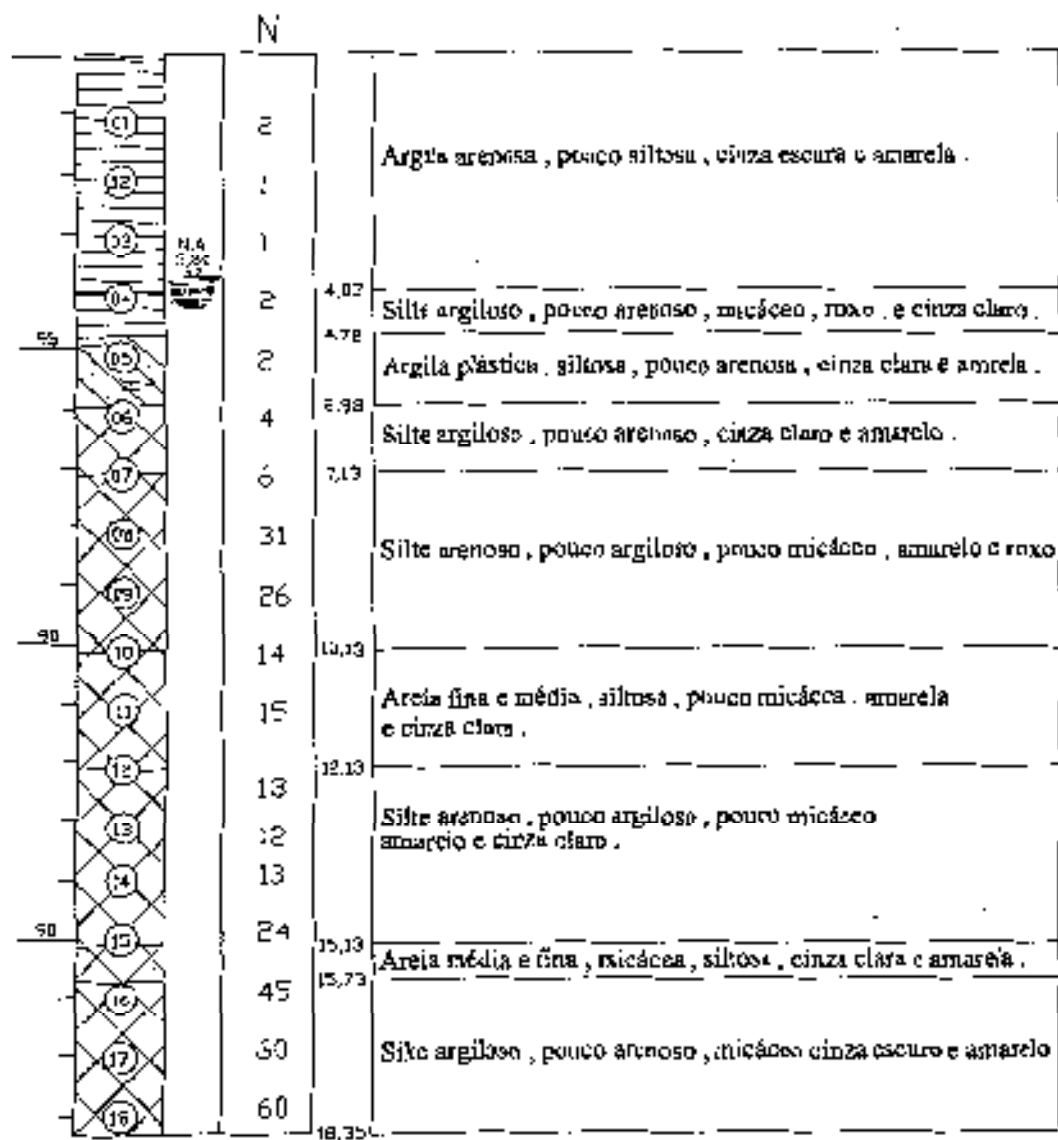
PC9913 e PC9913A

## Sondagem S2 (Rel 619/98) da EMES .



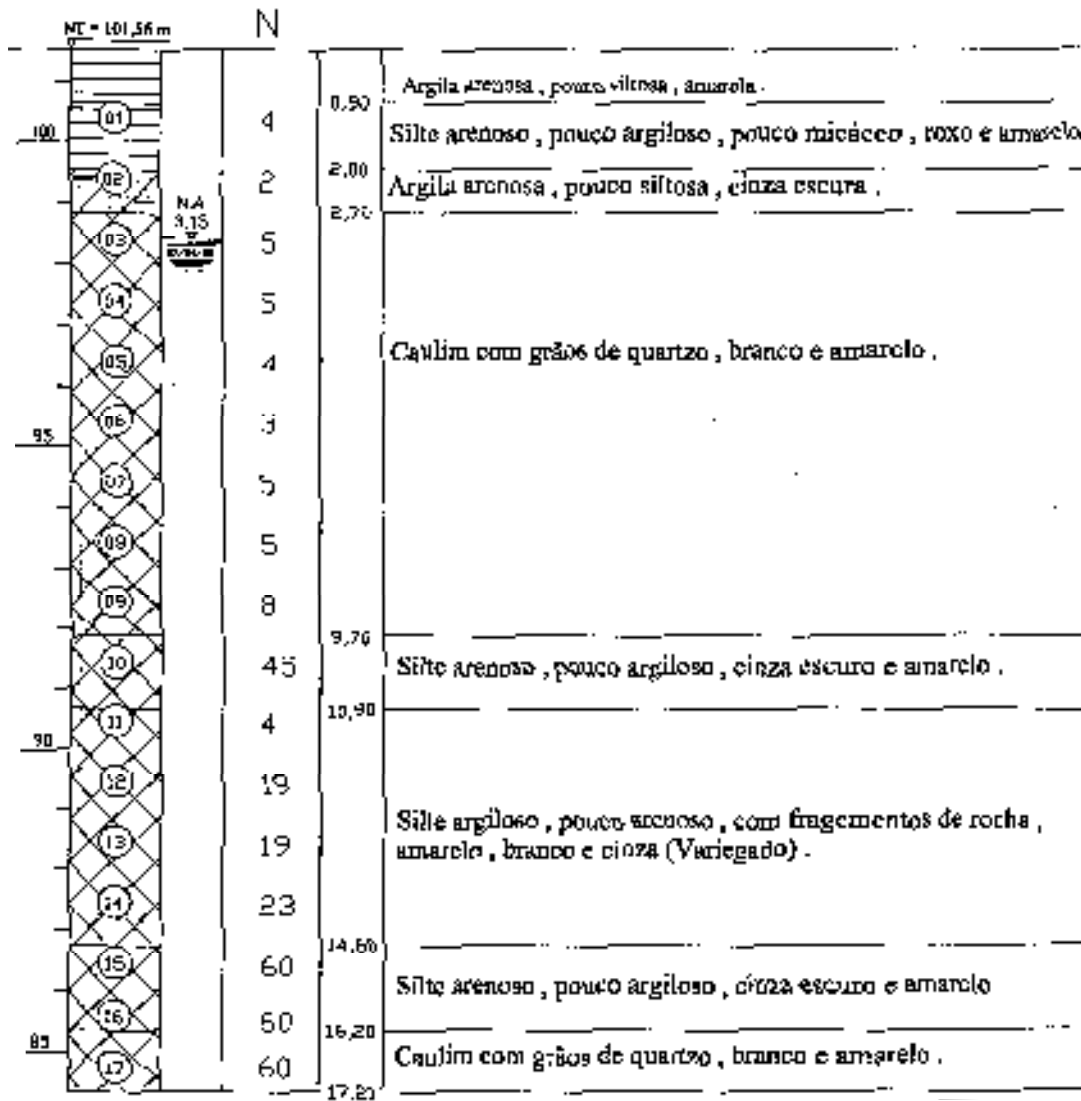
PC9914

## Sondagem SP-09 (Rel 619/98) da EMEs .



PC9915

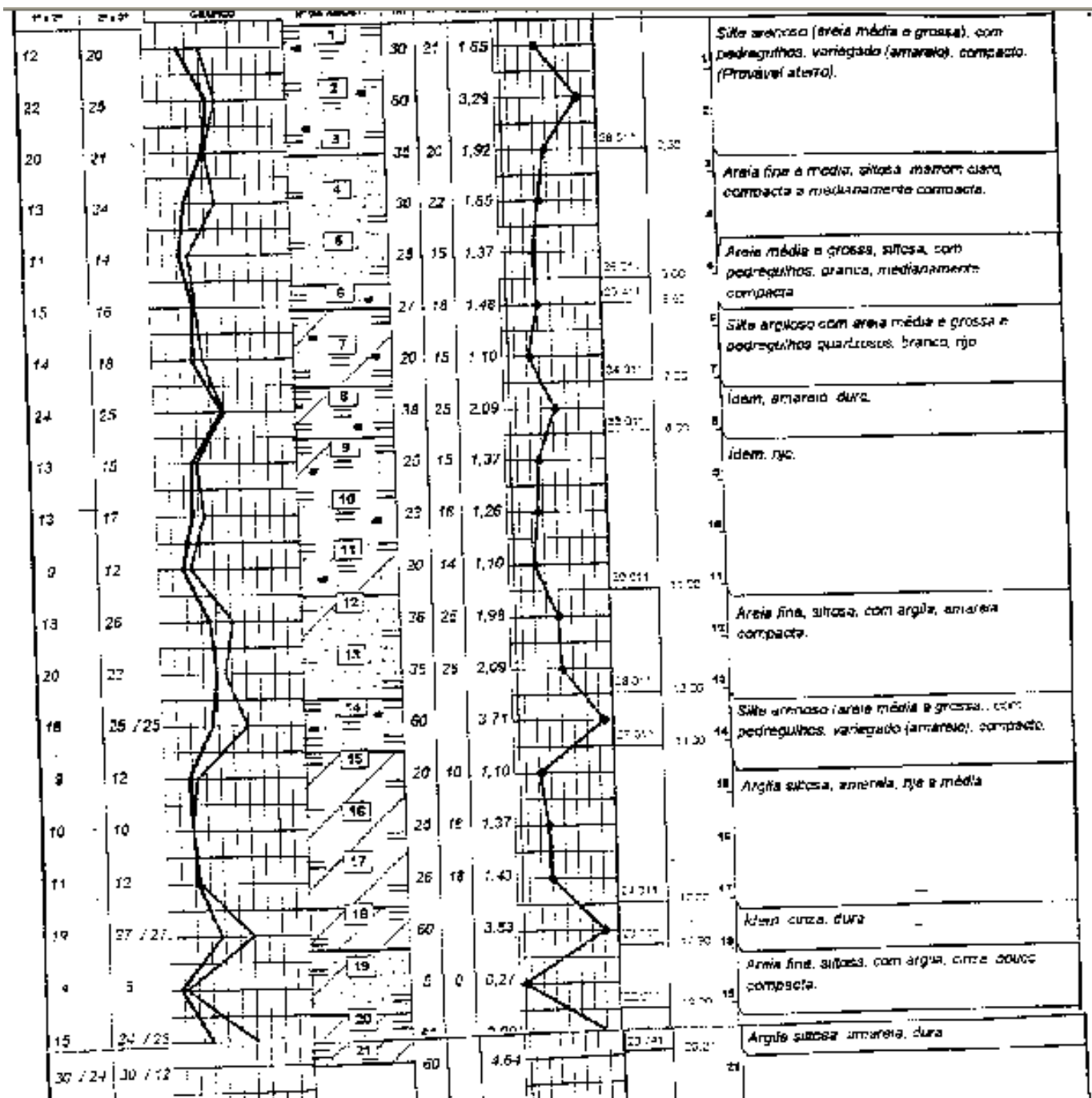
## Sondagem SP-13 (Rel 619/98) da EMEs .







PT3





SP317

Sondagem : SP317

Cota do terreno : 41 m

Cota de arrasamento : 40 m

Diâmetro da estaca : 50 cm

**Perfil Geotécnico**

0,00 a 2,50	Silte Arenoso
2,50 a 3,30	Areia Siltosa
3,30 a 13,30	Silte Areno Argiloso
13,30 a 23,57	Areia Siltosa

②

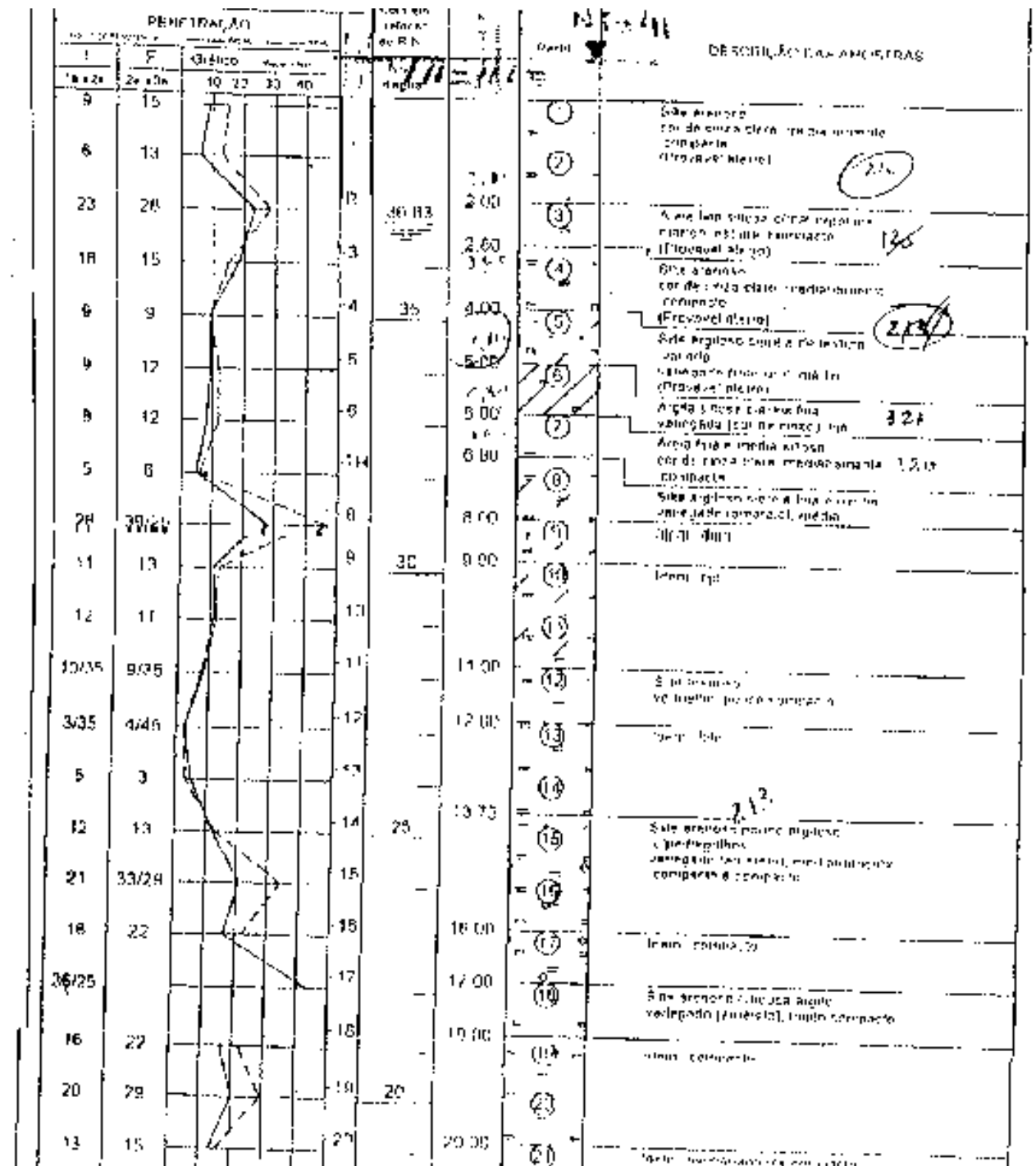
**RESULTADOS**

prof. (m)	NSPT	PL (kN)	PP (kN)	PR (kN)
2	26	173	378	551
3	7	220	245	464
4	4	246	259	505
5	7	293	273	566
6	9	350	198	550
7	5	386	162	548
8	5	419	166	585
9	5	452	187	639
10	9	512	216	728
11	9	572	302	874
12	19	698	453	1152
13	23	851	640	1492
⑭	36	1091	1147	2238
15	40	1357	1334	2691
16	40	1623	1434	3058
17	40	1889	1525	3414
18	60	2203	1571	3774
19	60	2518	1571	4088
20	60	2832	1571	4403
21	60	3146	1571	4717
22	60	3460	1571	5031
23	60	3774	1571	5345
24	60	4088	1571	5659

↓



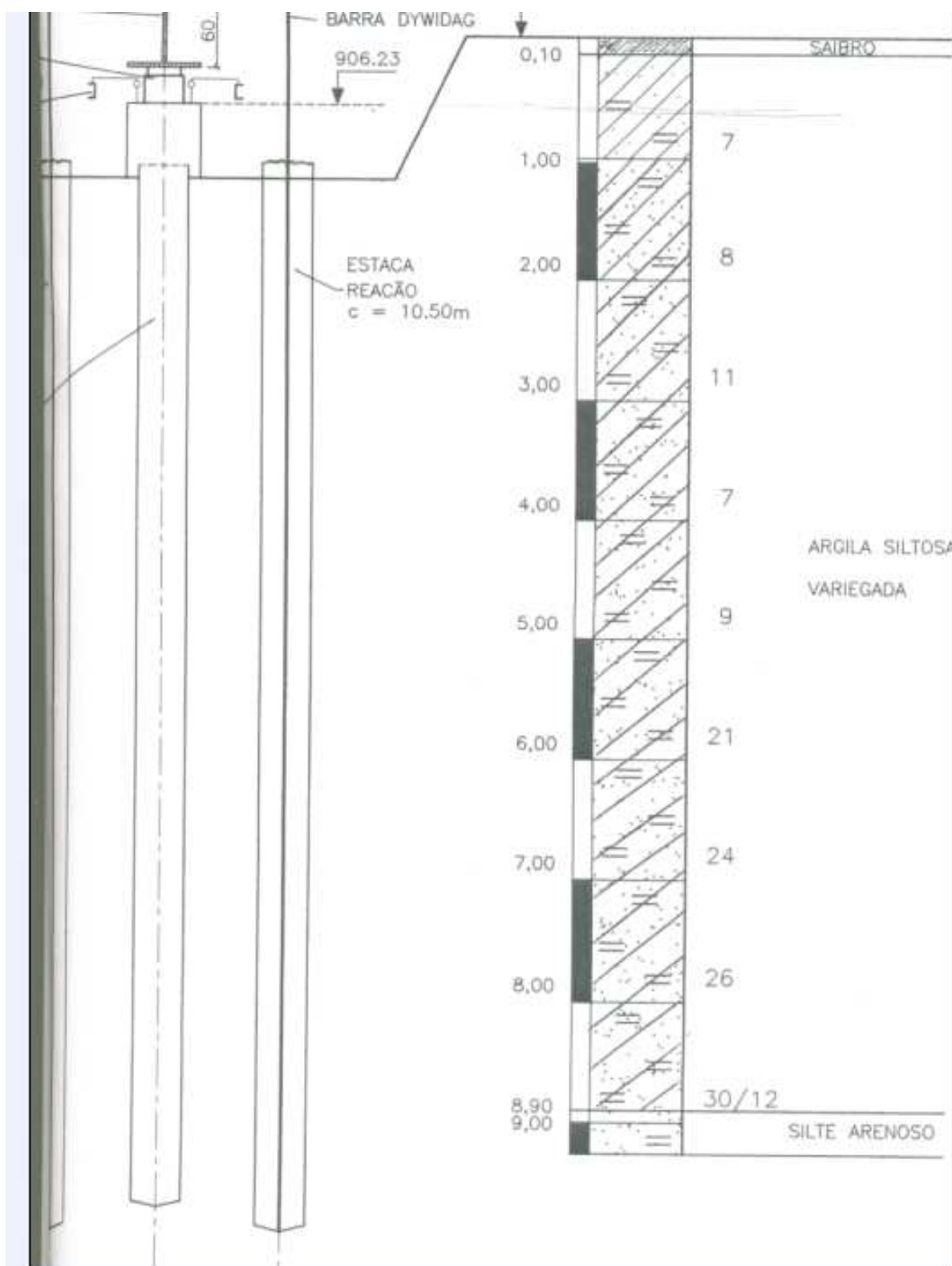
SP319





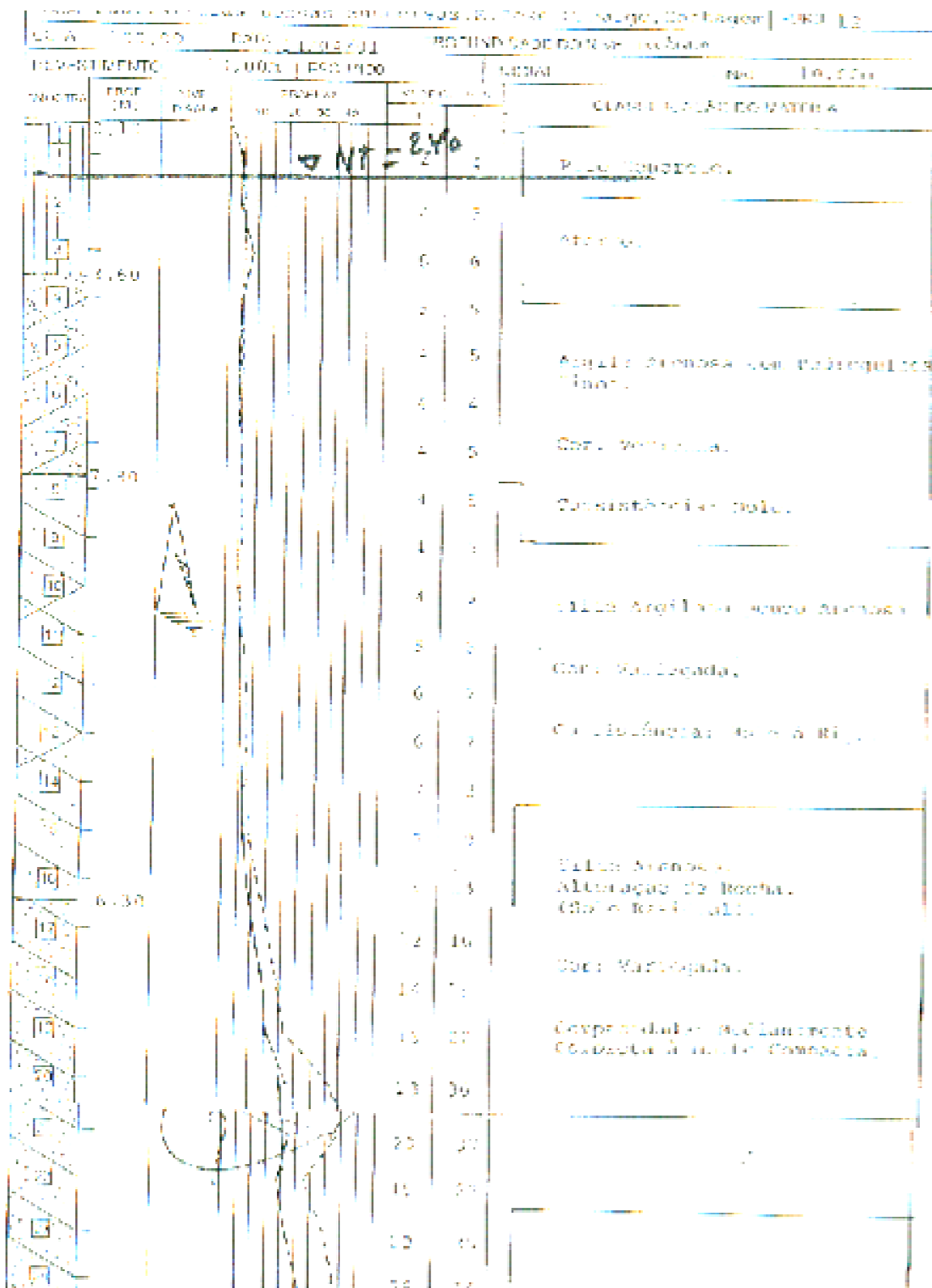
OBRA3

E1017 e E1047

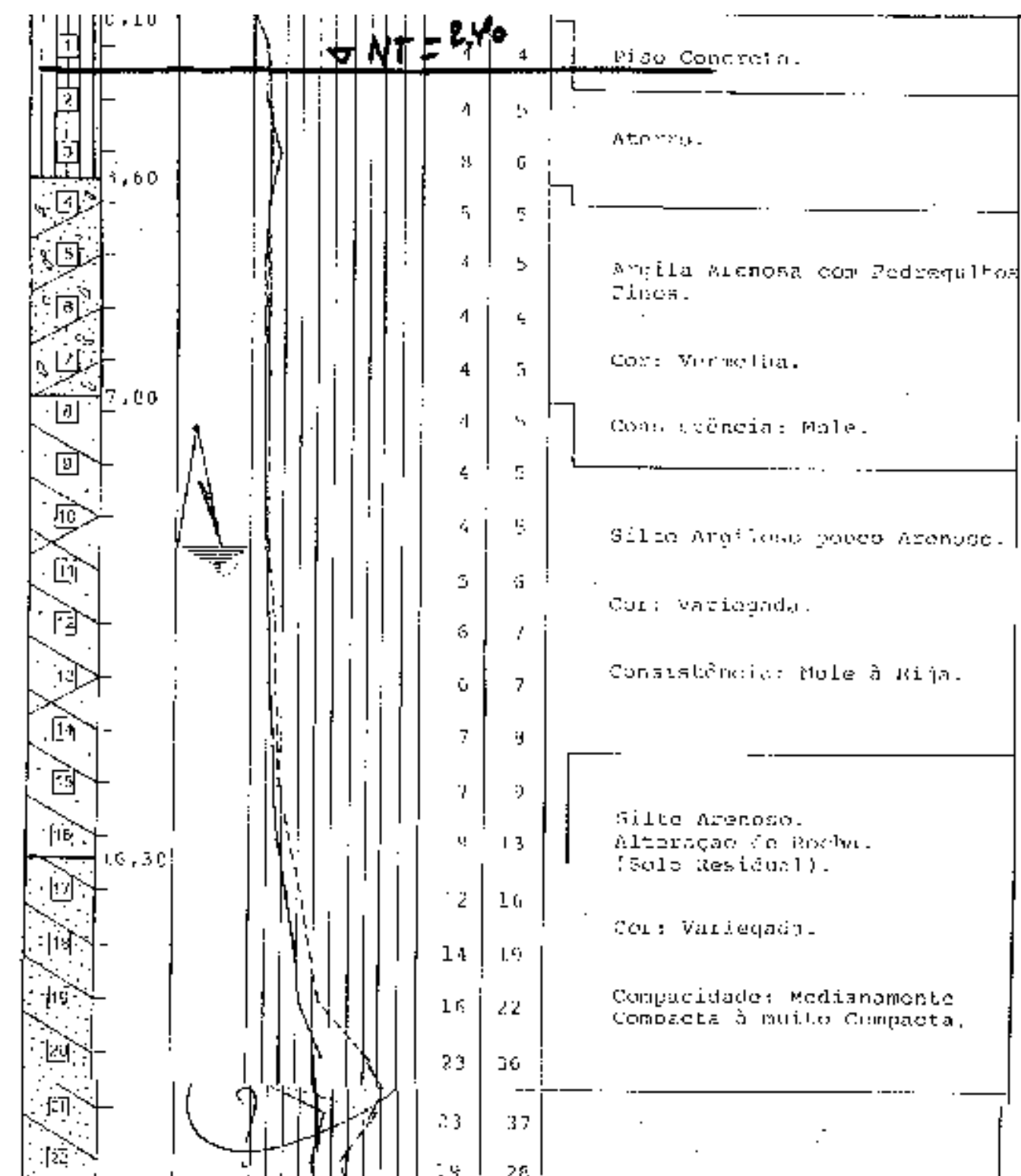


OBRA 4

E20

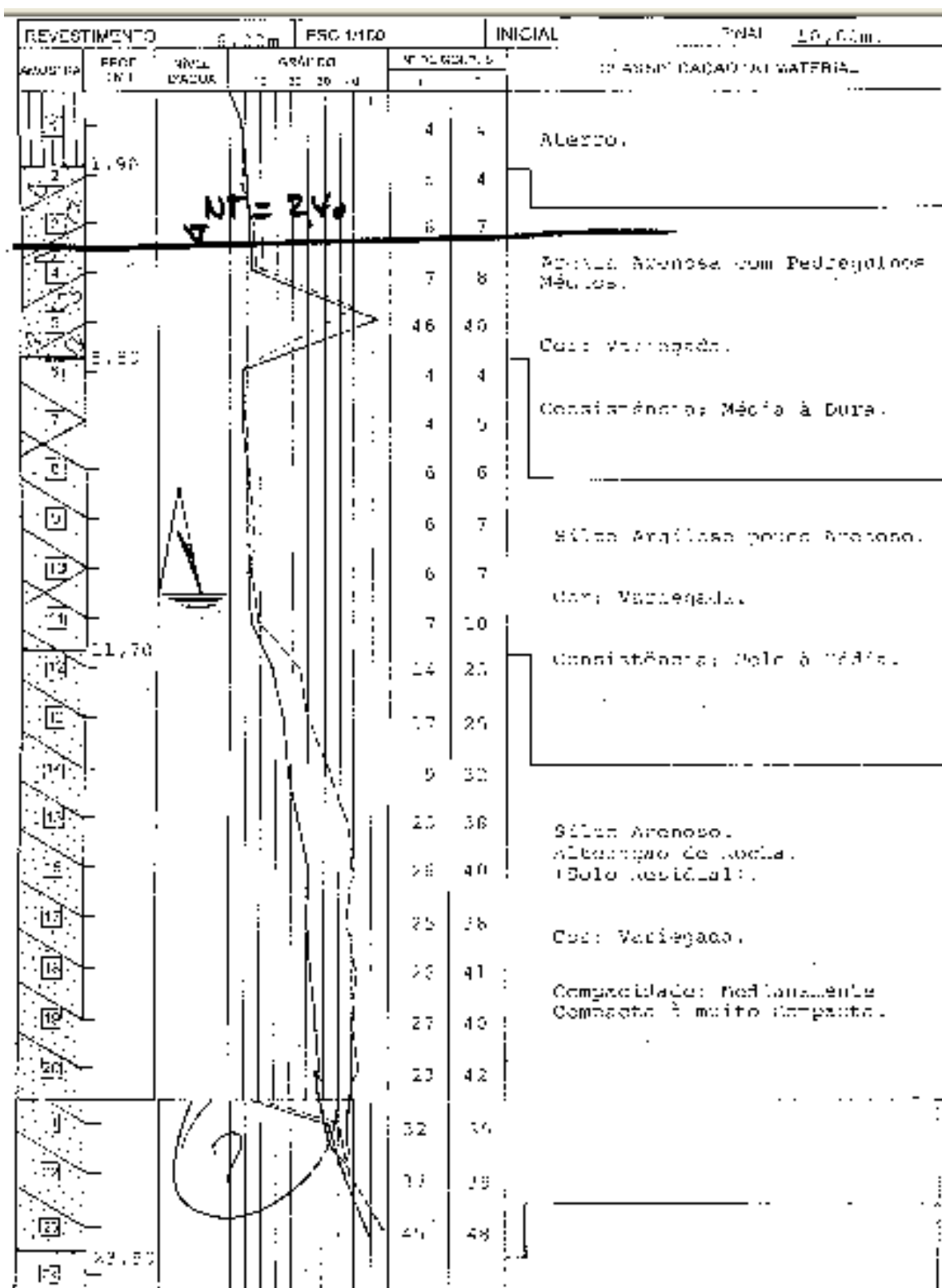


E20

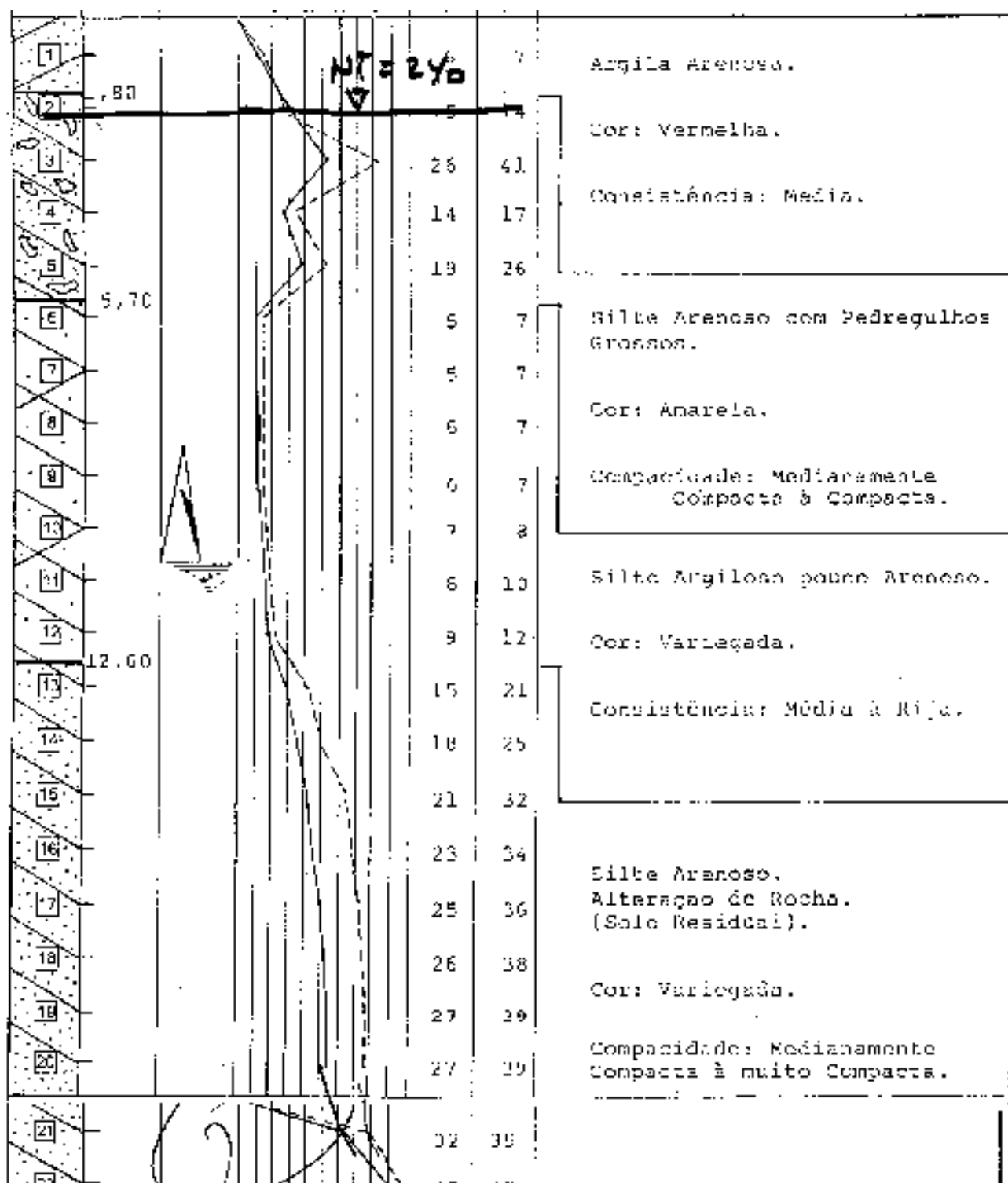




E40

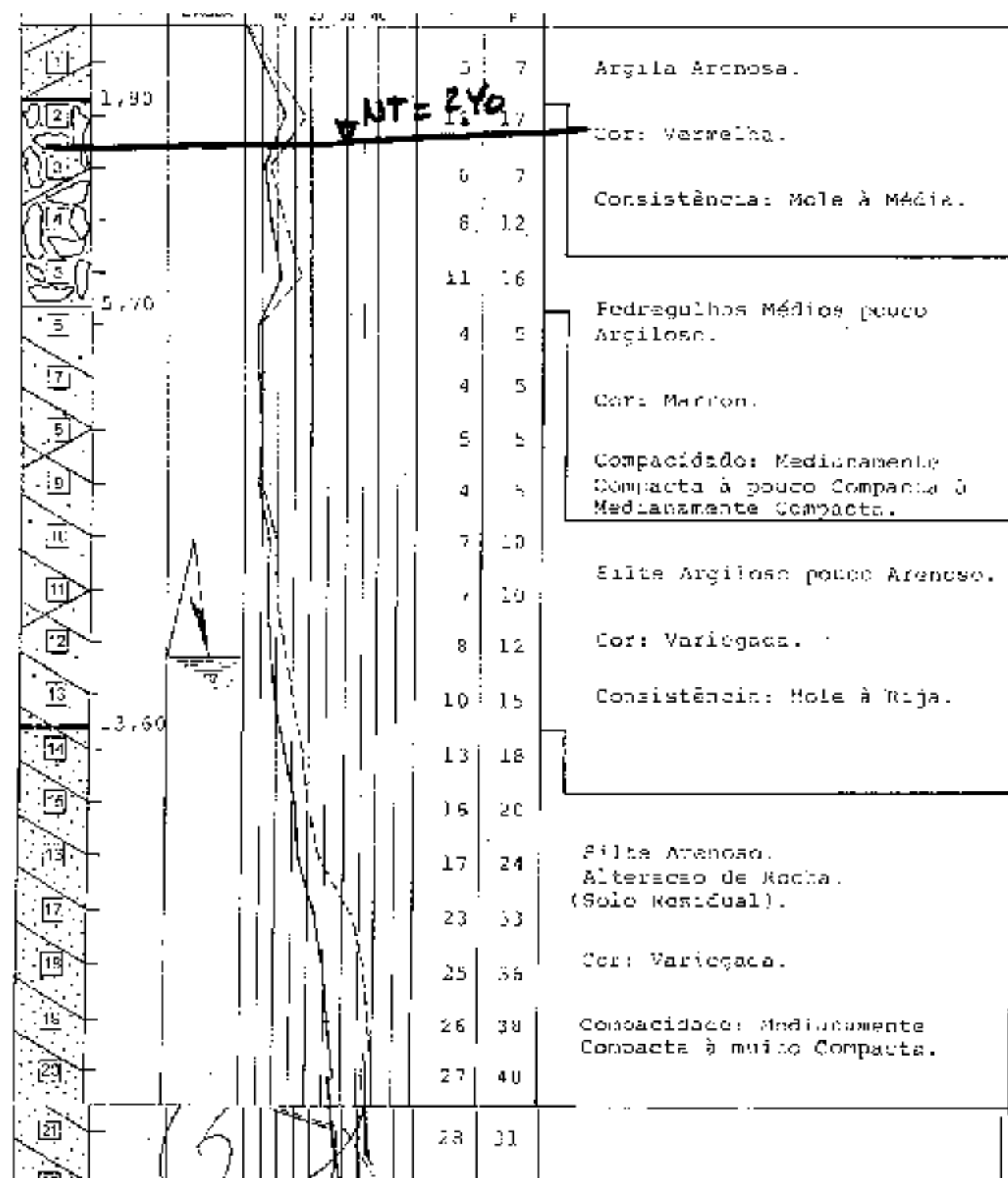


E50

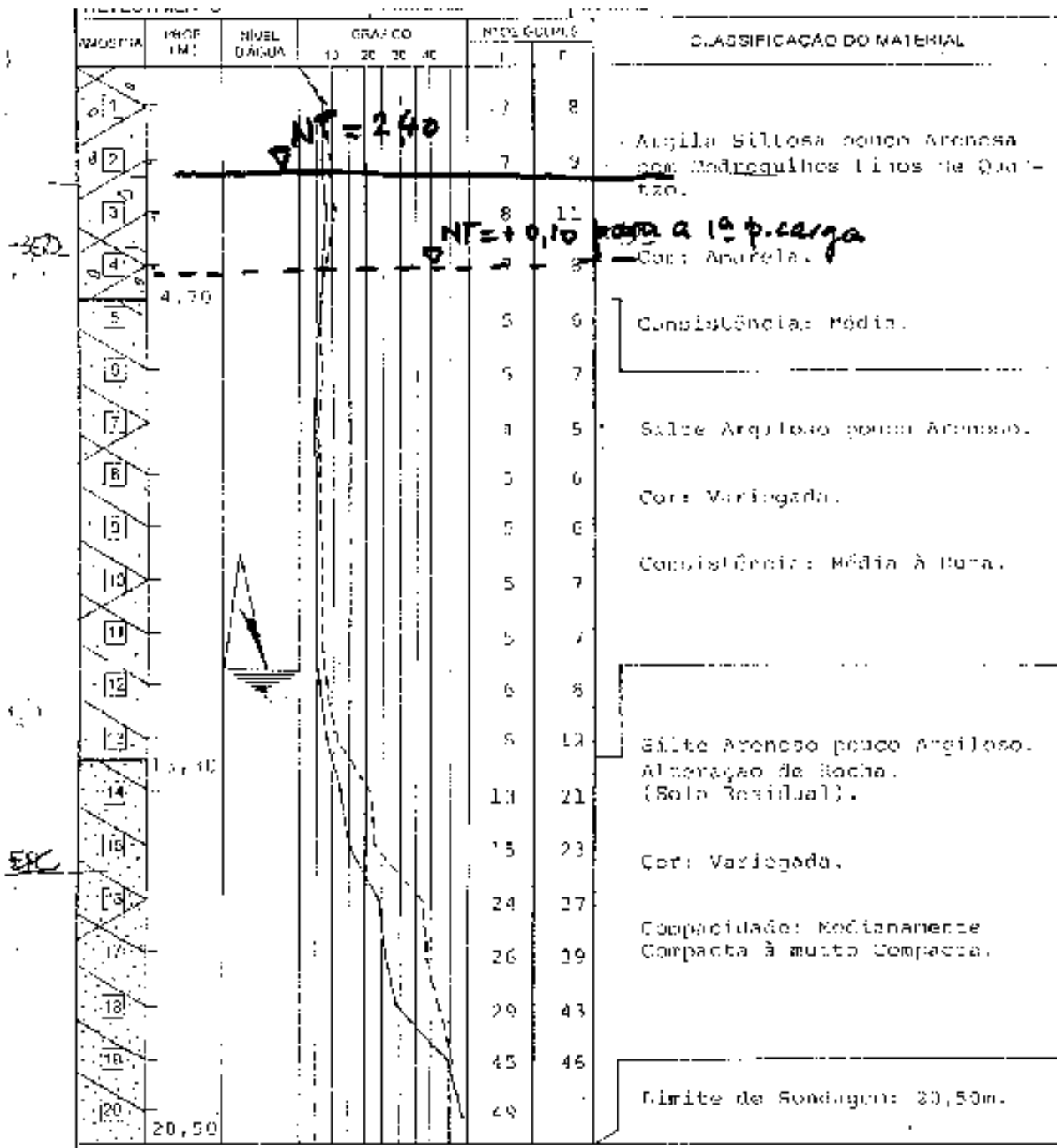




E167



PC1



OBRA 5

PC0127

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE "SPT-T" - 30 PL-0127

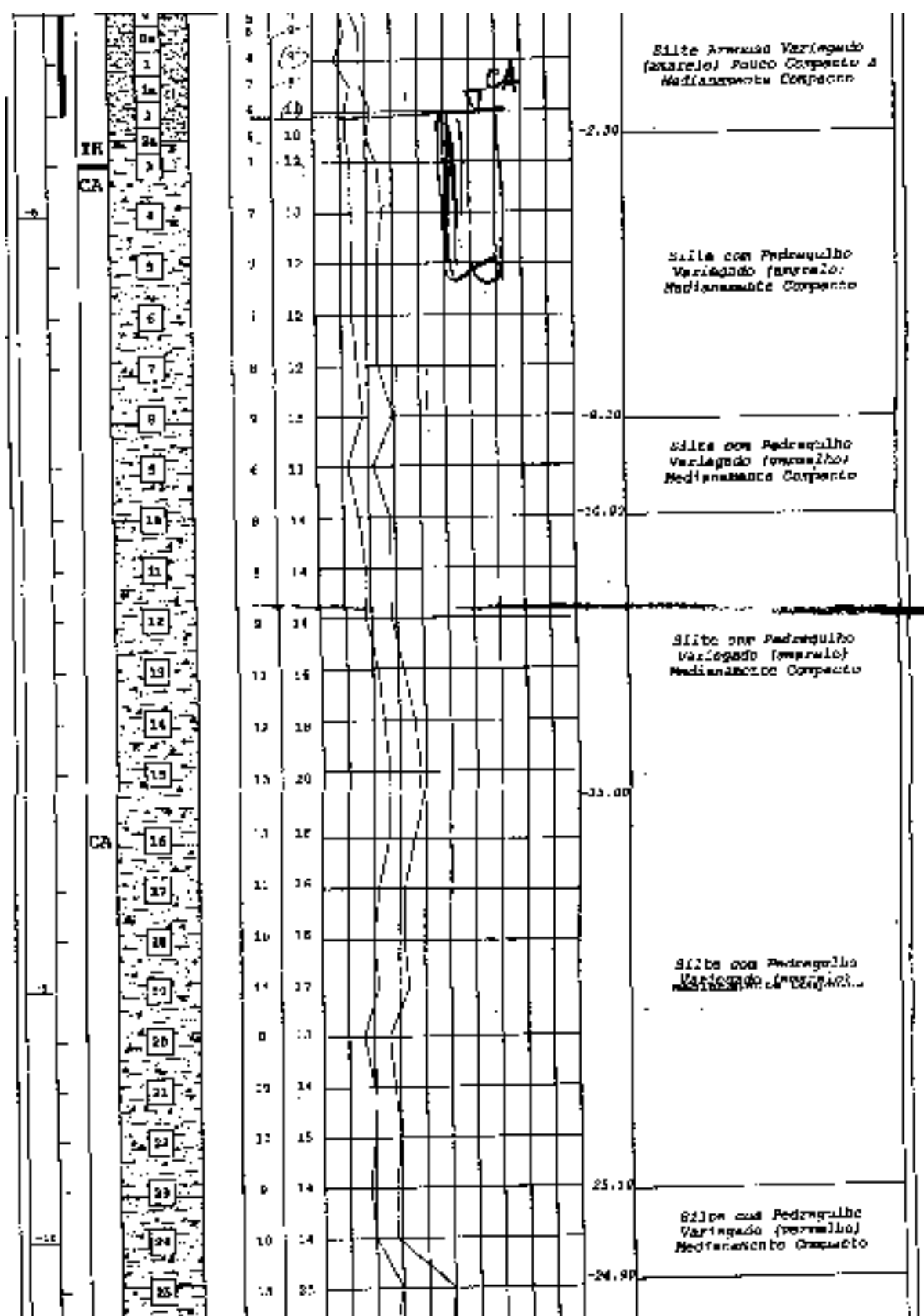
Nível d'água	Amostragem	Tubo	Tubo	Cotas		Índice de Resistência à Penetração (N)						DESCRIÇÃO DOS SOLOS ANÁLISE VISUAL - TÁTIL	
				Inicial	Final	0	10	20	30	40	50		
													0,00 m - 3,25 m : Argila arenosa.
	17	05	07										
	19	05	06										
	21	07	10										
	23	07	09										
	22	08	10										
	19	07	09										
	17	05	07										
	18	05	07										
	19	05	07										
	23	08	12										
		30:27	-										
		27:27	30:22										
		23	22										
		17	3										
		30:24	-										
		28	31:10										
		24	30:23										
		23:25	-										
		28:27	29:24										
		11:25	-										
		30:27	-										
													<b>PRELIMINAR</b>

PC0201

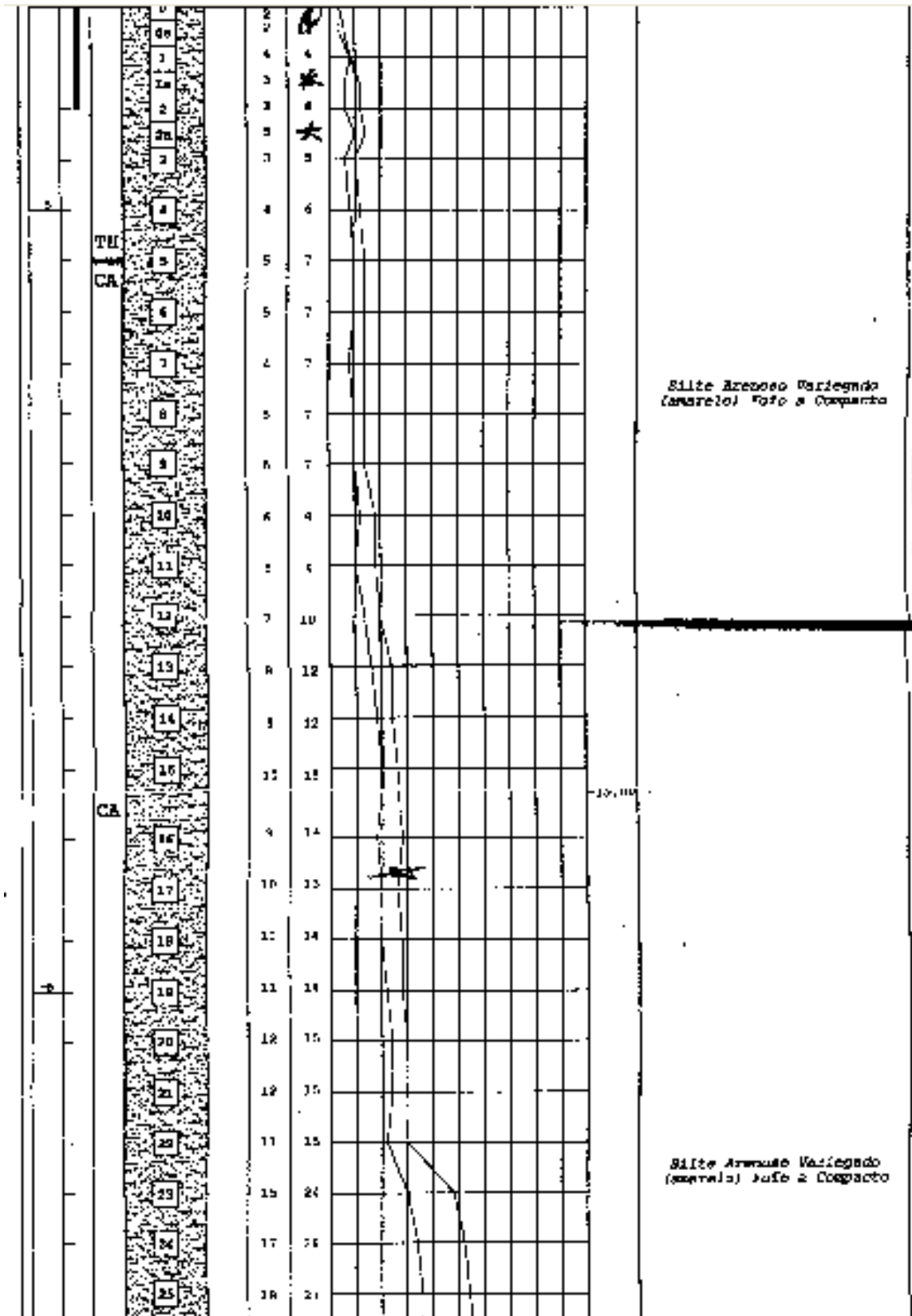
						0,00 m - 1,00 m : <del>Areia silteosa com areia fina e média, marrom amarelada</del>
①	10	05	04	06		
②	14	09	05	06		
③	08	09	08	08		1,00 m - 1,75 m : <del>Silte argiloso com areia fina, mole, arenoso arredado.</del>
④	17	08	07	08		
⑤	19	07	07	08		
⑥	17	10	06	07		1,75 m - 2,30 m : <del>Silte argiloso com muito areia fina, mole a média, cinza com porções vermelhas.</del>
⑦	20	12	07	08		
⑧	16	09	08	09		2,30 m - 5,70 m : Silte argiloso com níveis de areia fina esparsa, micáceo, média, cinza claro amarelado.
⑨	23	10	09	10		
⑩	21	09	10	10		
⑪	19	08	08	12		5,70 m - 9,85 m : Silte argiloso com pouca areia fina, micáceo, médio a rijo, amarelado.
⑫	19	10	10	13		
⑬	20	11	11	10		
⑭	19	12	11	11		9,85 m - 17,80 m : Silte argiloso com pouca areia fina, micáceo, médio a duro, rupestre.
⑮	27	14	13	11		
⑯	27	17	12	11		
⑰	34	19	17	17		17,80 m - 21,22 m : Silte argiloso com areia fina, compacto, variegado.
⑱			25	07		
⑲			26/29	07		
⑳						
㉑						

PRELIMINAR

PC0204

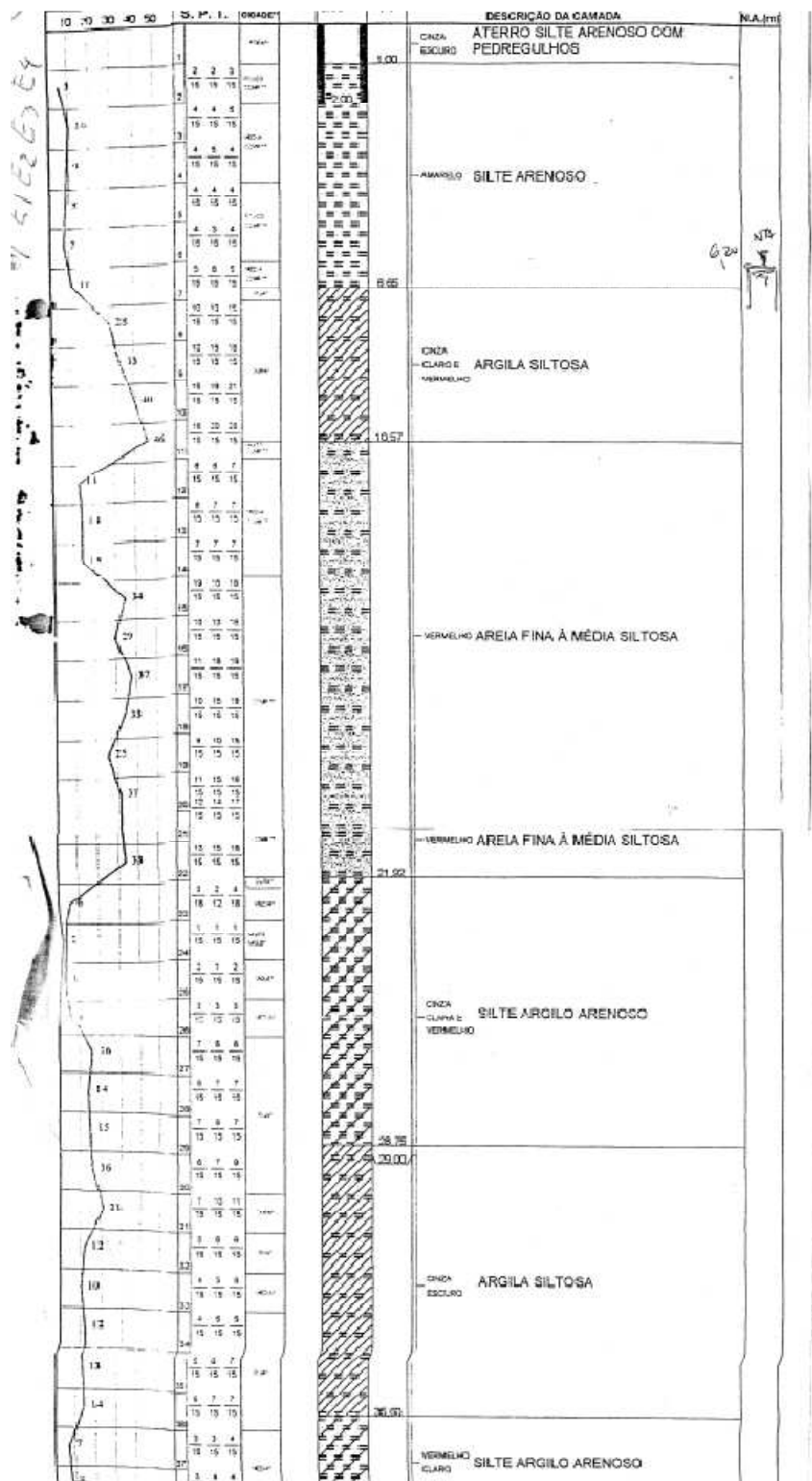


PC0207



OBRA 6

E1,E2,E3 e E4



E5

*Ferri Geotécnicos*

000 a 008 Silte Arenoso Argiloso

008 a 019 Areia Silhosa

019 a 022 Areia Argilosa

022 a 025 Areia Silhosa

**RESULTADOS**

prof. (m)	NSPT	PL (kN)	PP (kN)	PR (kN)
3	9	72	363	435
4	12	168	435	603
5	10	247	487	734
6	16	375	534	909
7	12	471	632	1103
8	24	663	767	1429
9	19	814	1029	1844
10	20	974	1126	2100
11	24	1165	1471	2637
12	39	1477	1768	3245
13	38	1790	1789	3569
14	31	2028	1024	3851
15	35	2307	1817	4124
16	25	2567	1471	3976
17	17	2642	1243	3886
18	19	2794	1147	3941
19	16	2922	988	3910
20	17	3057	933	3990
21	16	3185	1064	4249
22	27	3401	1313	4713
23	30	3640	1478	5118
24	32	3896	1733	5629
25	50	4273	2091	6364



E137

*Perfil Geotécnico*

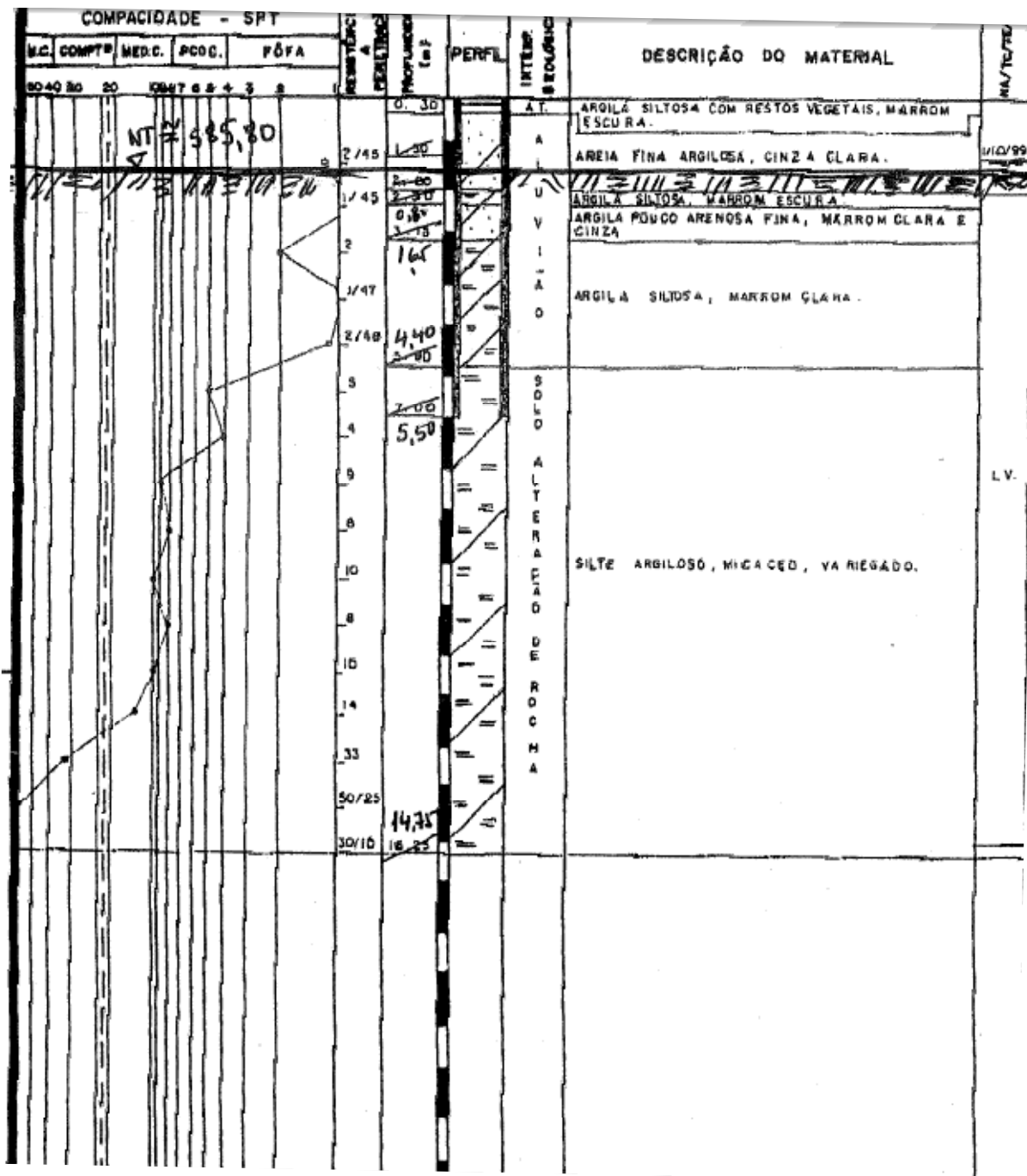
000 a 003	Silte Argiloso
003 a 005	Argila Silto Arenosa
005 a 007	Argila Silto Arenosa
007 a 009	Areia Siltosa
009 a 015	Areia

**RESULTADOS**

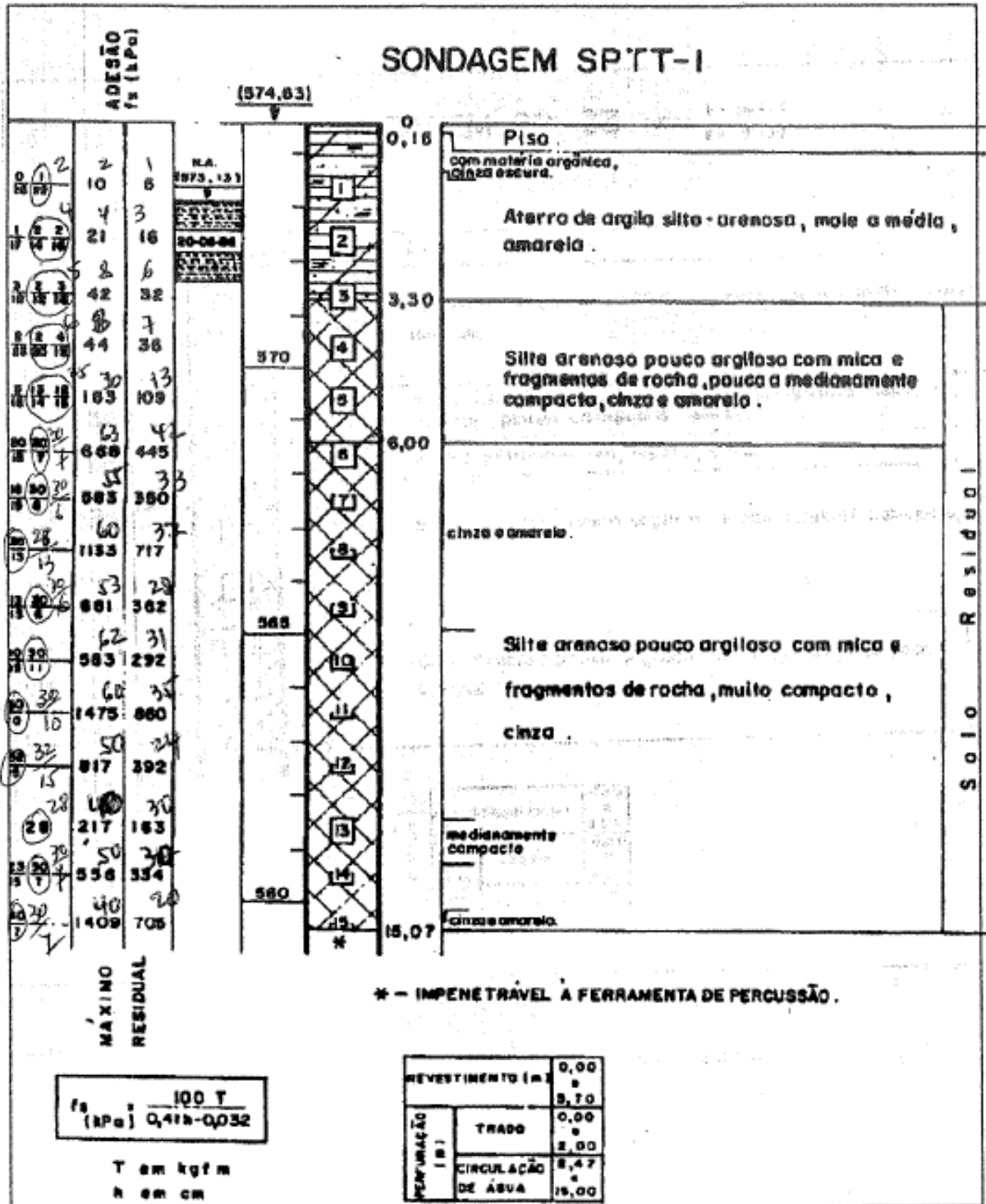
prof. (m)	NSPT	PL (kN)	PP (kN)	PR (kN)
3	14	93	342	435
4	16	200	261	461
5	13	286	225	512
6	8	339	233	572
7	15	439	326	765
8	27	619	792	1410
9	24	778	777	1555
10	20	911	931	1842
11	34	1138 ✓	1223	2360
12	49	1452	1395	2846
13	50	1766	1519	3285
14	50	2080	1571	3651
15	50	2394	1571	3965

OBRA 7

E397



E704 e E731





OBRA 8

E2

N.A. (m)	Inicial: Final : 5,83 - 7:00 hs - 21,12,00	Cota (m) 16,27	Coordenadas: X = 56.021,310 Y = 48.689,430
NIVEL D'ÁGUA	Penetrações (Golpes/15cm)		Revestimento-Diâmetro 2 1/2" até prof. 2,0m
	..... 1ª e 2ª penetrações ..... 2ª e 3ª penetrações N.º de golpes 1ª e 2ª 2ª e 3ª		Amostrador - Diâmetro Ext. = 2"
	0 10 20 30 40 50		Classificação do material
			Argila silteosa, pouco arenosa, de média a rija, cor amarela.
		4 5	(01)
		7 9	(02)
		8 11	(03)
		21 23	(04)
		18 19	(05)
		26 22	(06)
		6 6	(07)
		6 7	(08)
		11 13	(09)
		12 12	(10)
		13 14	(11)
		12 13	(12)
		13 13	(13)
		15 15	(14)
		17 19	(15)
		18 16	(16)
		19 28	(17)
		33 43	(18)
		44 54	(19)
		44 54	(20)
		46 65	(21)
		43 73	(22)
			Sondagem paralizada, conforme item 4-1-3 da NB 9 8464 da ABNT

E15

N.A.		Inicial: Final: 4,27 - 7:00 hs. 23.12.2008		Y = 88,00m		
NIVEL D'AGUA	Penetrações (Golpes/15cm)			Profundidade da camada (m)	Amostra	Classificação do material
	1ª e 2ª penetrações		Nº de golpes			
	1ª	2ª				
	0-15	45	25/15	0,30	01	Argila arenosa, com pedregulhos, dura, cor variegada.
	15-30	9	14	3,00	02	Argila silteosa, de dura a rija, cor amarelada.
	30-45	13	15		03	
	45-60	14	18		04	
		11	13	6,70	05	Argila silteosa, pouco arenosa, rija, cor variegada.
		8	9		06	
		9	10		07	
		20	29	8,30	08	Argila silteosa, pouco arenosa, com veios de arenito, de rija a muito rija, cor variegada.
		22	29		09	
		22	29		10	
		17	23	11,70	11	Argila arenosa, com veios de arenito, muito rija, cor variegada.
		10	12		12	
		11	13		13	
		23	27	13,70	14	Argila silteosa, com veios de arenito, de muito rija a dura, cor variegada.
		25	36		15	
		37	53/27		16	
		28	36	17,00	17	Argila silteosa, com veios de arenito, de muito rija a dura, cor variegada.
		18	23		18	
		32	43		19	
		42	53/25	20,00	20	Silte argiloso, pouco arenoso, duro, cor cinza claro.
		56	35/15		21	
		52/25	30/10		22	
		54/25	30/11	21,60	23	Silte argiloso, pouco arenoso, duro, cor cinza.
			23,28		Sondagem paralizada, conforme item 1.00.01.01.01 da ABNT.	

E58

N.A. (m)		Final: 5,90 - 7,00 lbs. 08.01.2001				TW, DPH		
NÍVEL D'ÁGUA	Penetrações (Golpes/15cm)					Profundidade da Camada (m)	Amostragem	Classificação do material
	..... 1ª e 2ª penetrações ..... 2ª e 3ª penetrações							
	Nº de golpes							
					1ª	2ª	2ª e 3ª	
N.A.	0	0	0	0	0	1,00	(01)	Revestimento - Diâmetro 2 1/2" até prof. 2,0m
	1	7	10				(02)	Amostrador - Diâmetro Ext = 2"
	2	7	10				(03)	Classificação do material
	3	9	12				(04)	Silt argiloso, pouco arenoso, com arenito, rijo, cor variegado.
	4	14	18			3,79	(05)	Argila silteosa, pouco arenosa, rija, cor amarelada.
	5	22	27				(06)	
	6	19	31				(08)	Silt argiloso, arenoso, com arenito, muito rijo, cor variegado.
	7	16	23				(07)	
	8	13	16				(08)	
	9	11	10			8,86	(09)	
	10	17	13				(10)	
	11	14	14				(11)	Silt argiloso, arenoso, rijo, cor variegado.
	12	12	15				(12)	
	13	13	17			12,69	(13)	
	14	15	17				(14)	Areia silteosa, pouco argilosa, de medianamente compacta a compacta, cor cinza clara.
	15	27	46			15,00	(15)	
	16	28	38			10,00	(16)	Silt argiloso, arenoso, duro, cor cinza claro.
	17	30	36				(17)	
	18	33	41				(18)	Silt argiloso, arenoso, duro, cor cinza claro.
19	36	49			19,45	(19)		
							Sondagem paralizada, conforme item 4-1-3 da NBR 8484 da ABNT	



E83

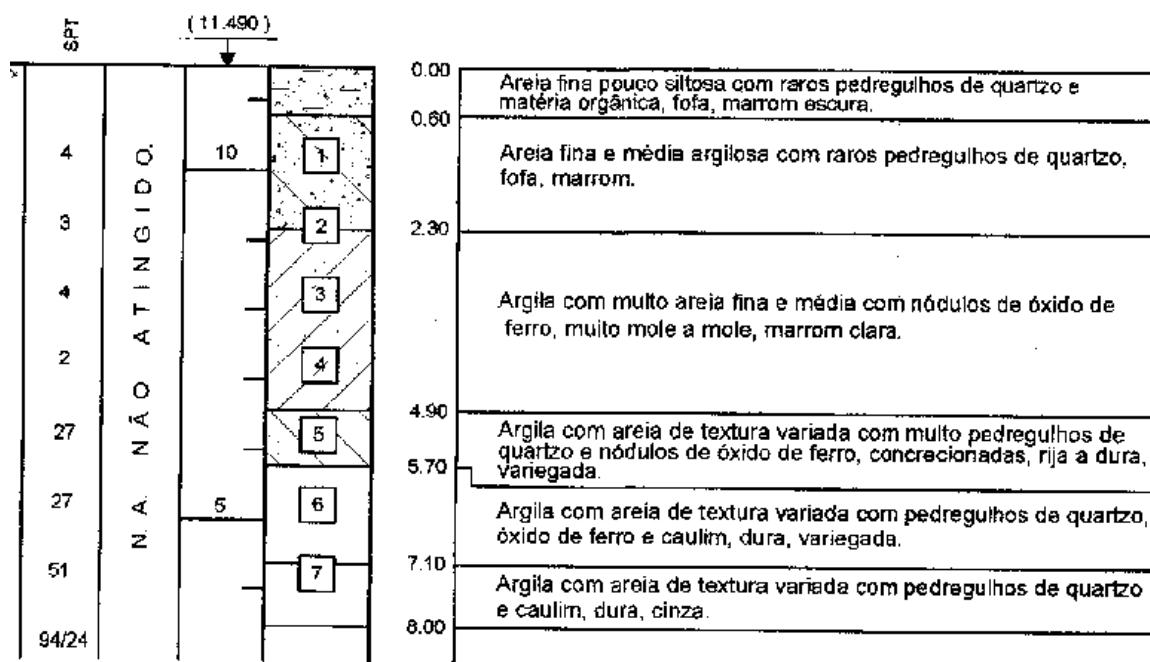
PERFIL Nº SAM 01 COTA +15,321m		INÍCIO: 19 / 12 / 2000 TÉRMINO: 20 / 12 / 2000	PROFUNDIDADE N.A. (m)	INICIAL: -0,30 19 / 12 / 00	FINAL: -0,65 29 / 12 / 00	
COTA IN NA	AMOS- TRAS	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		Nº GOLPES P/CADA 15 cm	GRÁFICO
N.A.	L	0,80	Argila siltosa, pouco arenosa, cor amarela.		1	
	1				45	
	2		Areia média, argilosa, com muitos detritos vegetais, com pedregulhos, fofa, cor cinza-escuro.		1 1 20 25	
	3				1 1 20 25	
	4				1 1 1	
	5	5,50	Siltos arenoso, pouco argiloso, com veios de arenito, fofo, cor variegada.		1 1 2	
	6	6,80			1 2 2	
	7	8,00	Argila siltosa, pouco arenosa, mole, cor cinza-clara.		2 2 3	
	8	8,70	Siltos arenoso, pouco argiloso, com veios de arenito, medianamente compacto, cor variegada.		3 5 7	
	9	Topo	Argila siltosa, pouco arenosa, rija, cor variegada.		4 7 10	
	10				4 8 13	
	11		Argila silto-arenosa, rija a dura, cor cinza-clara.		4 10 12	
	12				4 7 12	
	13	14,00			6 11 15	
	14				9 15 26	
	15				11 40	
	16		Argila silto-arenosa, com veios de arenito, dura, cor variegada.		11 17 23	
	17				10 19 25	
	18				12 20 24	
	19				10 18 30	
	20	20,45	Argila silto-arenosa, com veios de arenito, dura, cor variegada.		10 19 30	
			Sondagem paralisada por orientação técnica.			



OBRA 9

E27

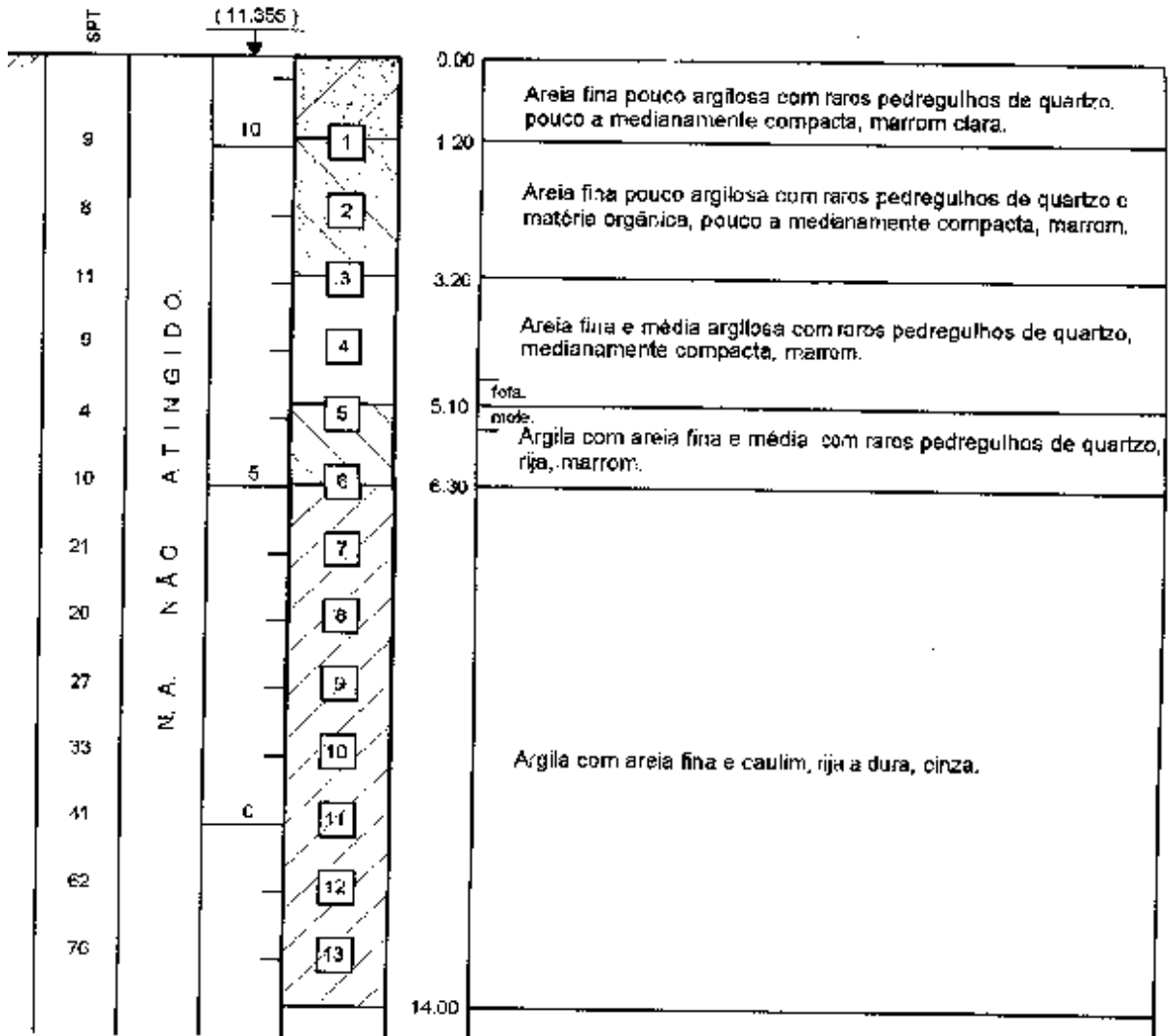
## SONDAGEM SP-25



E95

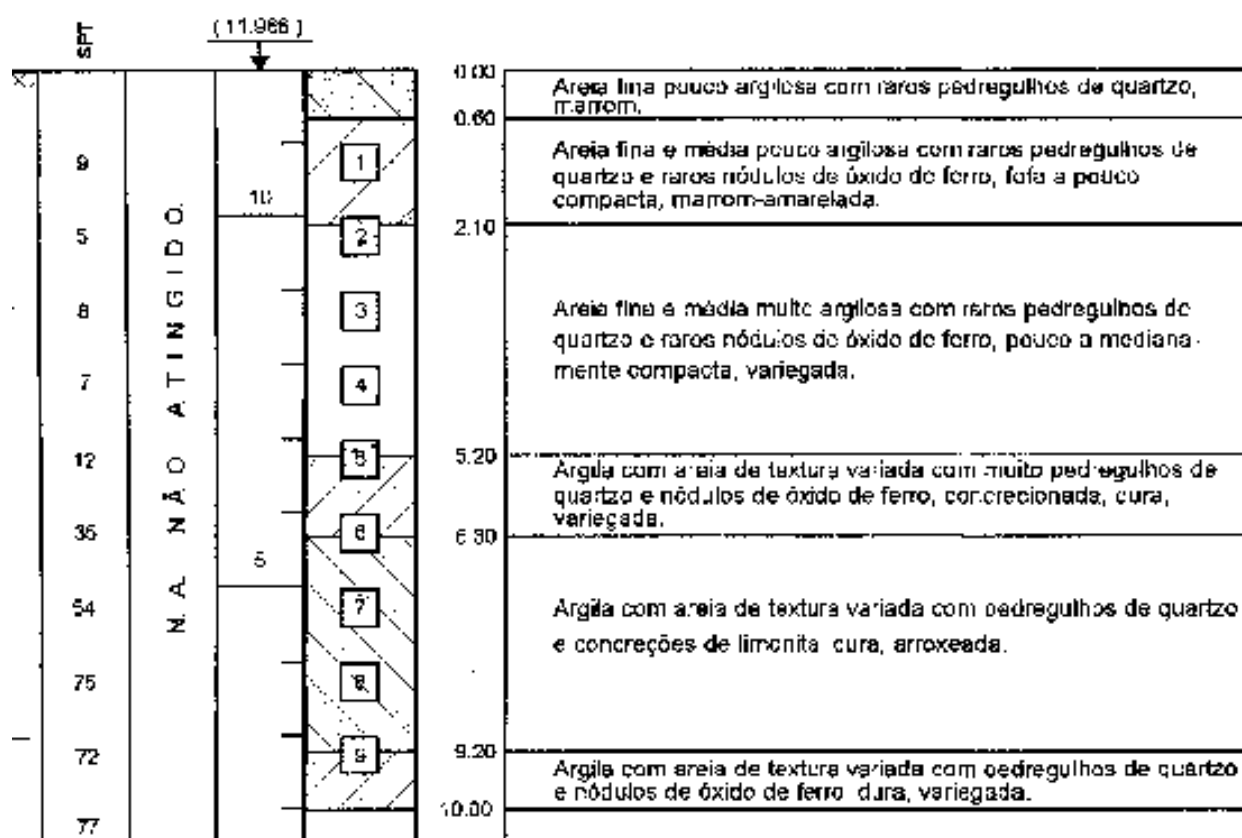
SONDAGEM SP-11

7/E-95



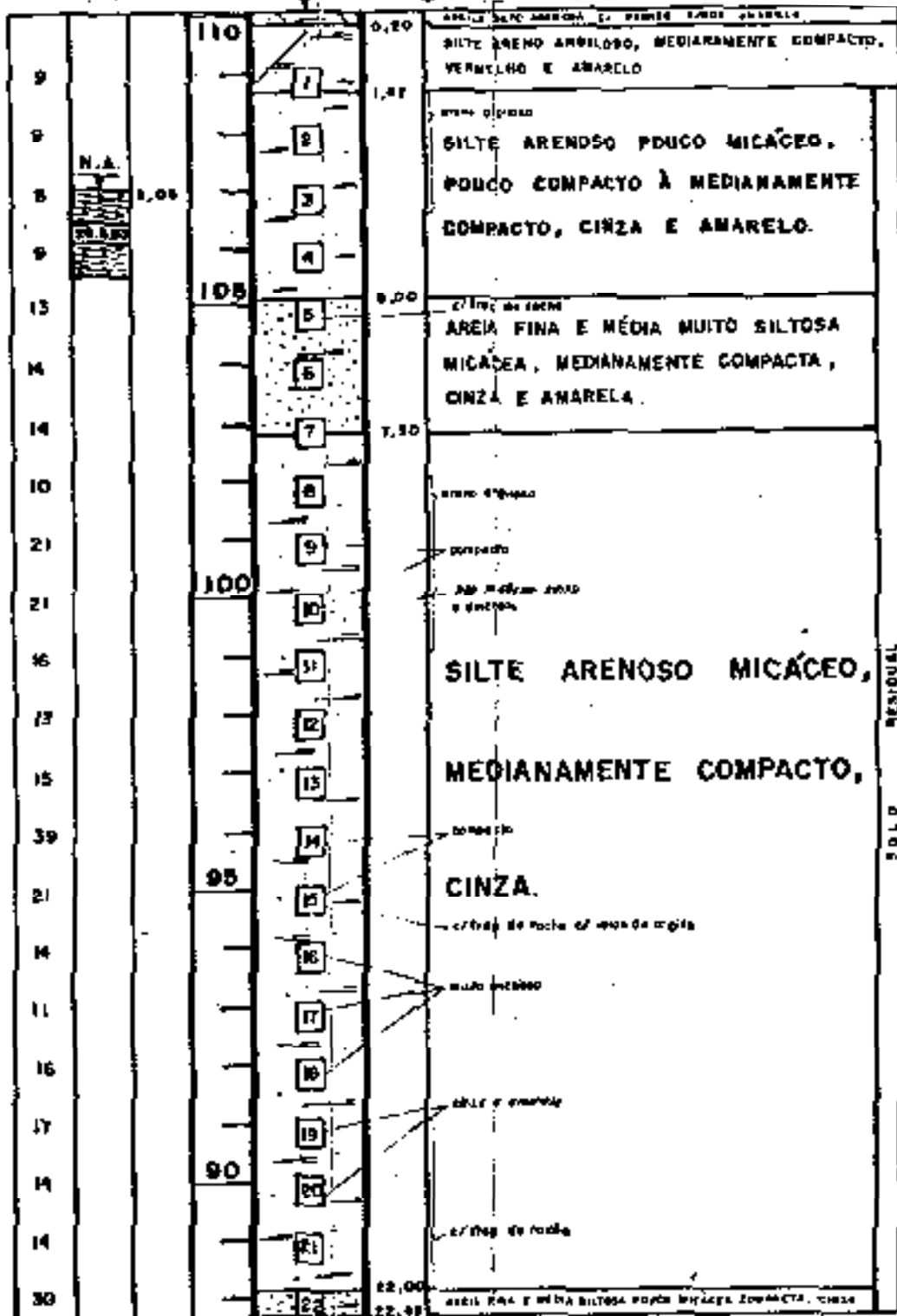
E246

## SONDAGEM SP-27

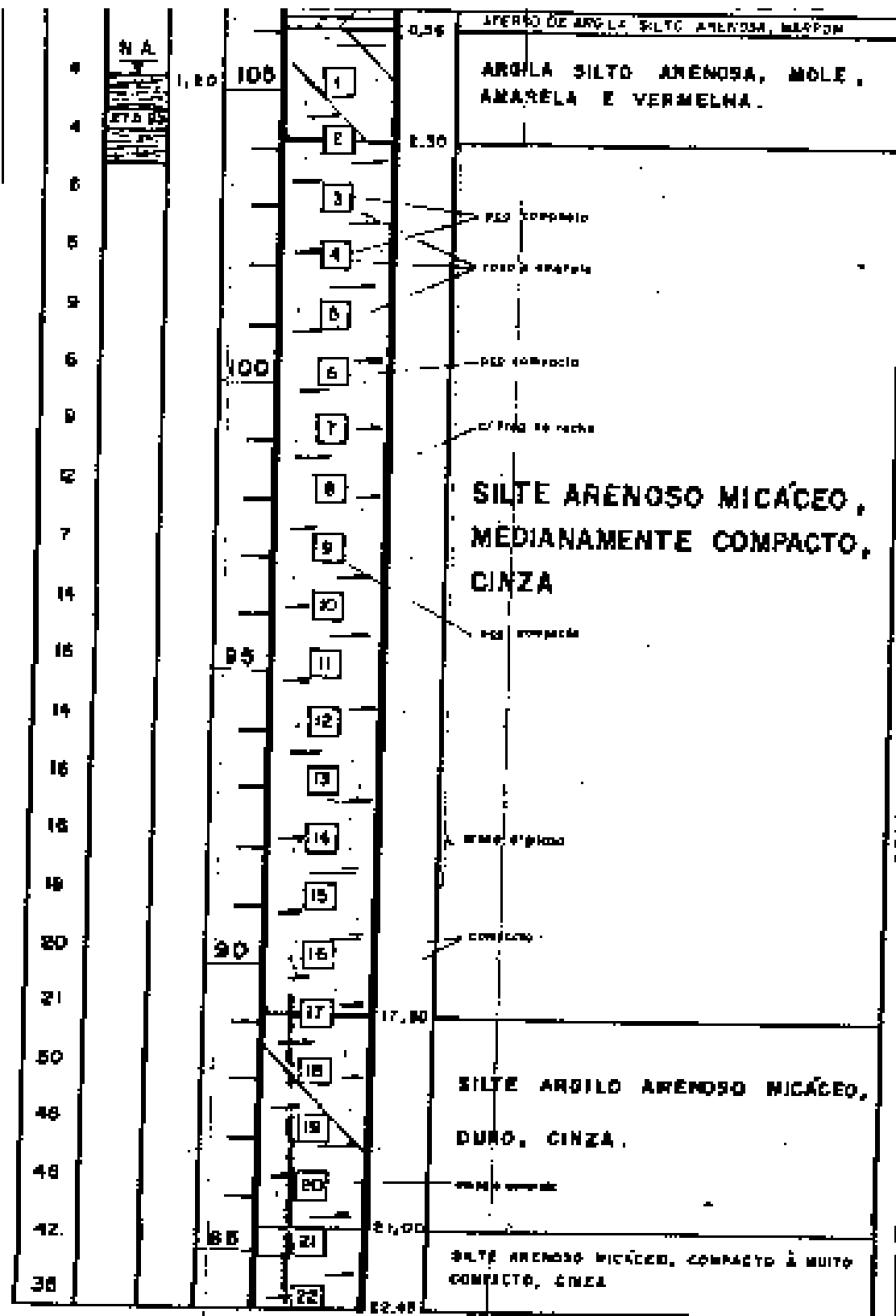


OBRA 10

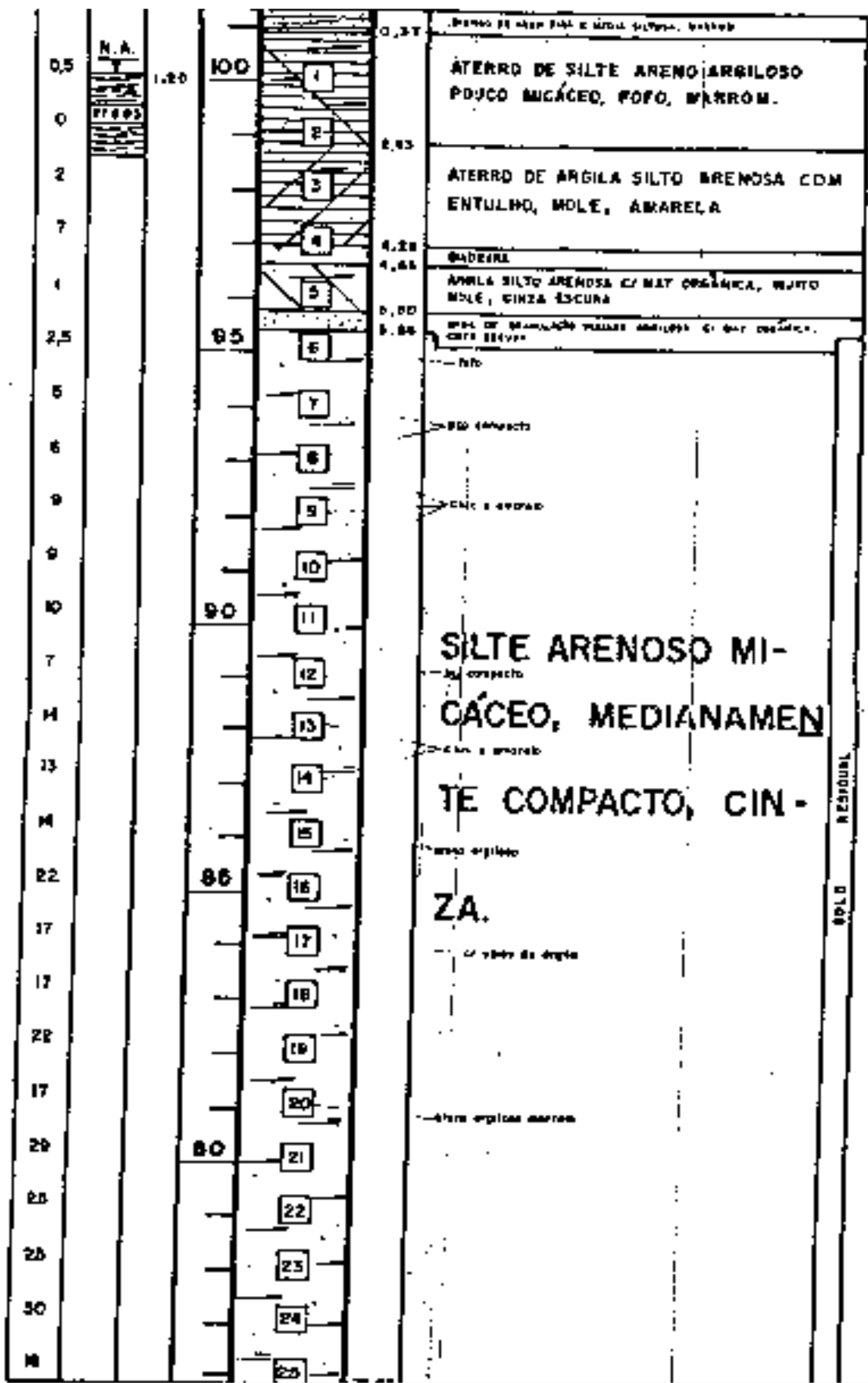
PC1



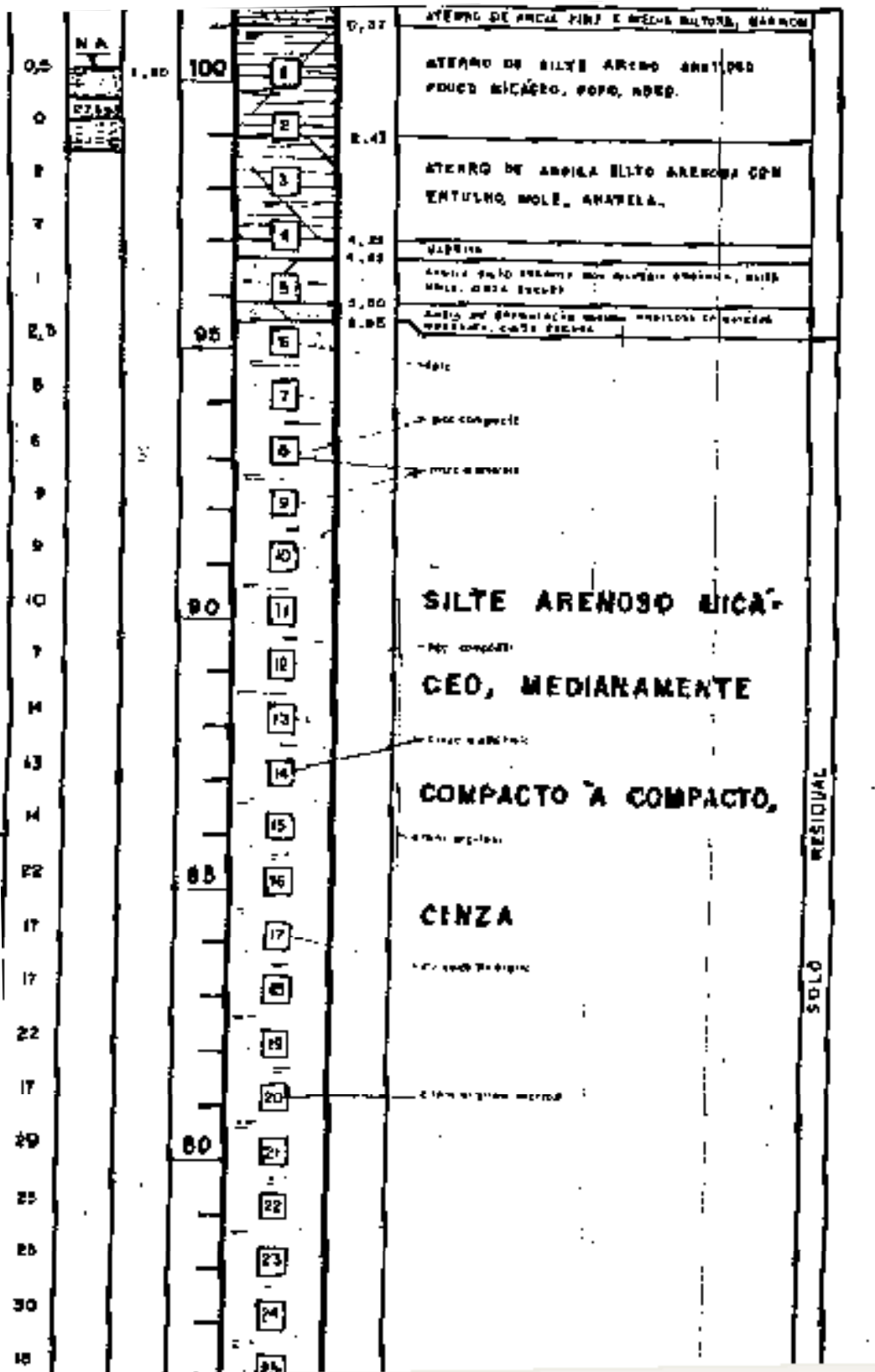
PC2

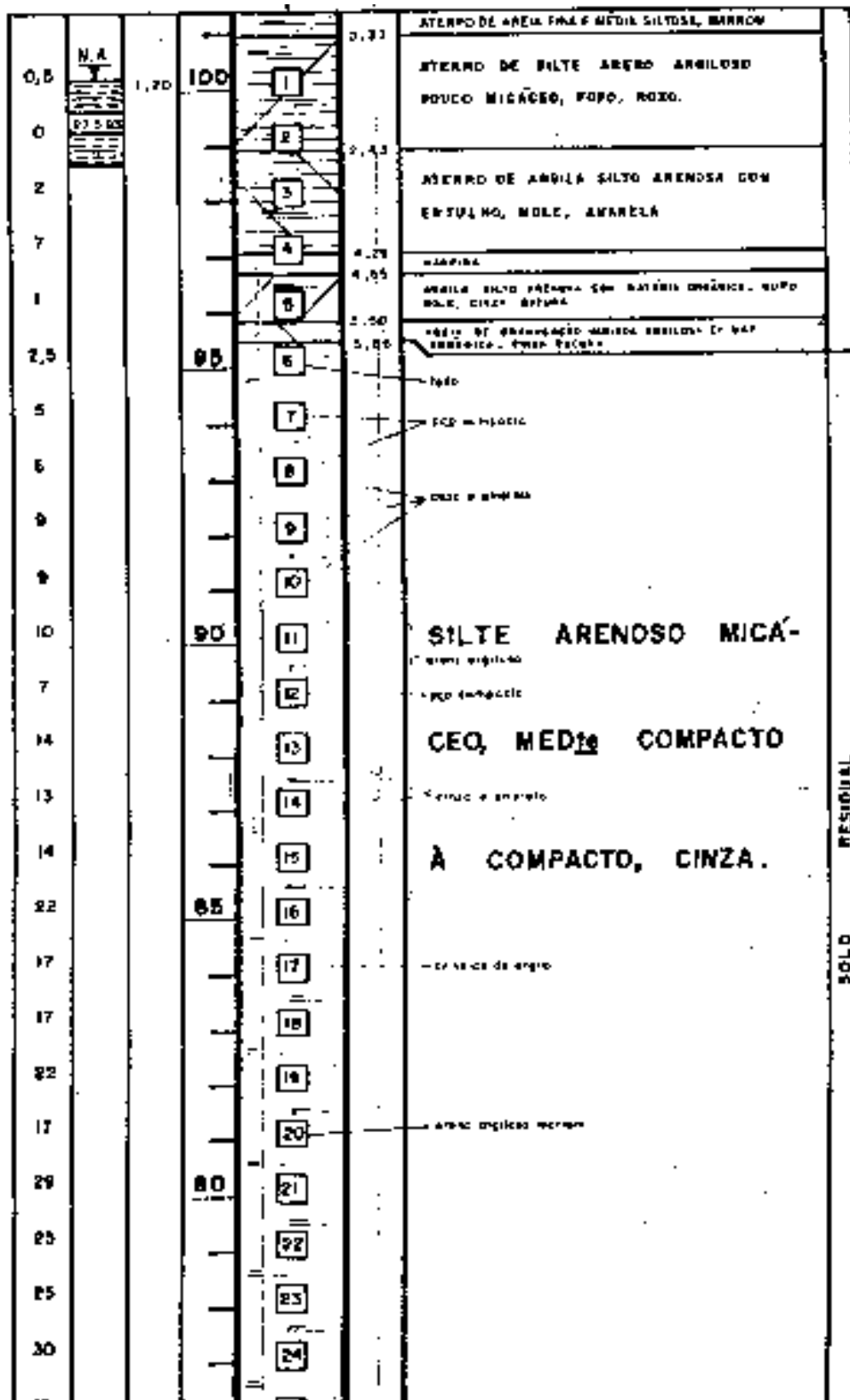


PC3



PC4

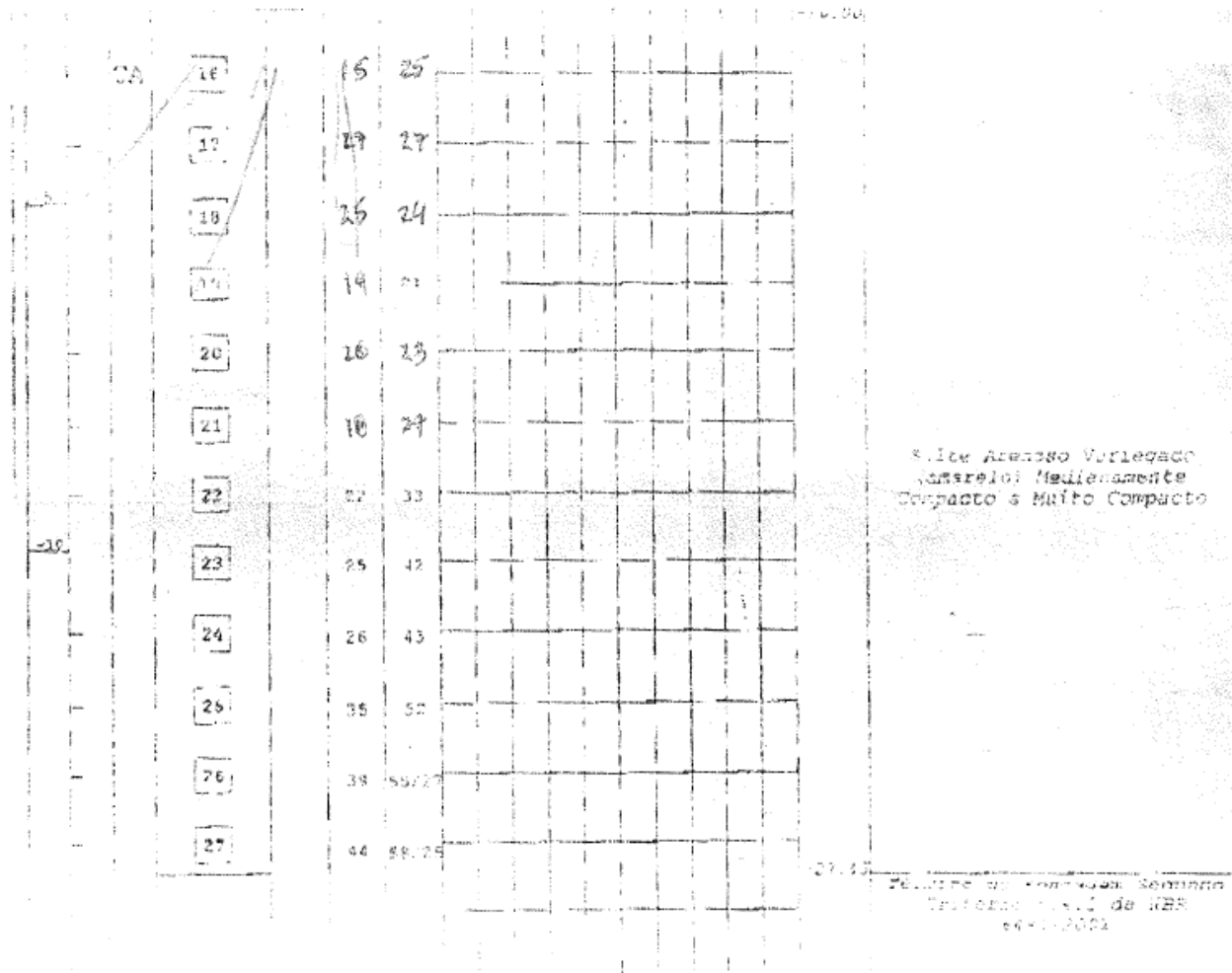




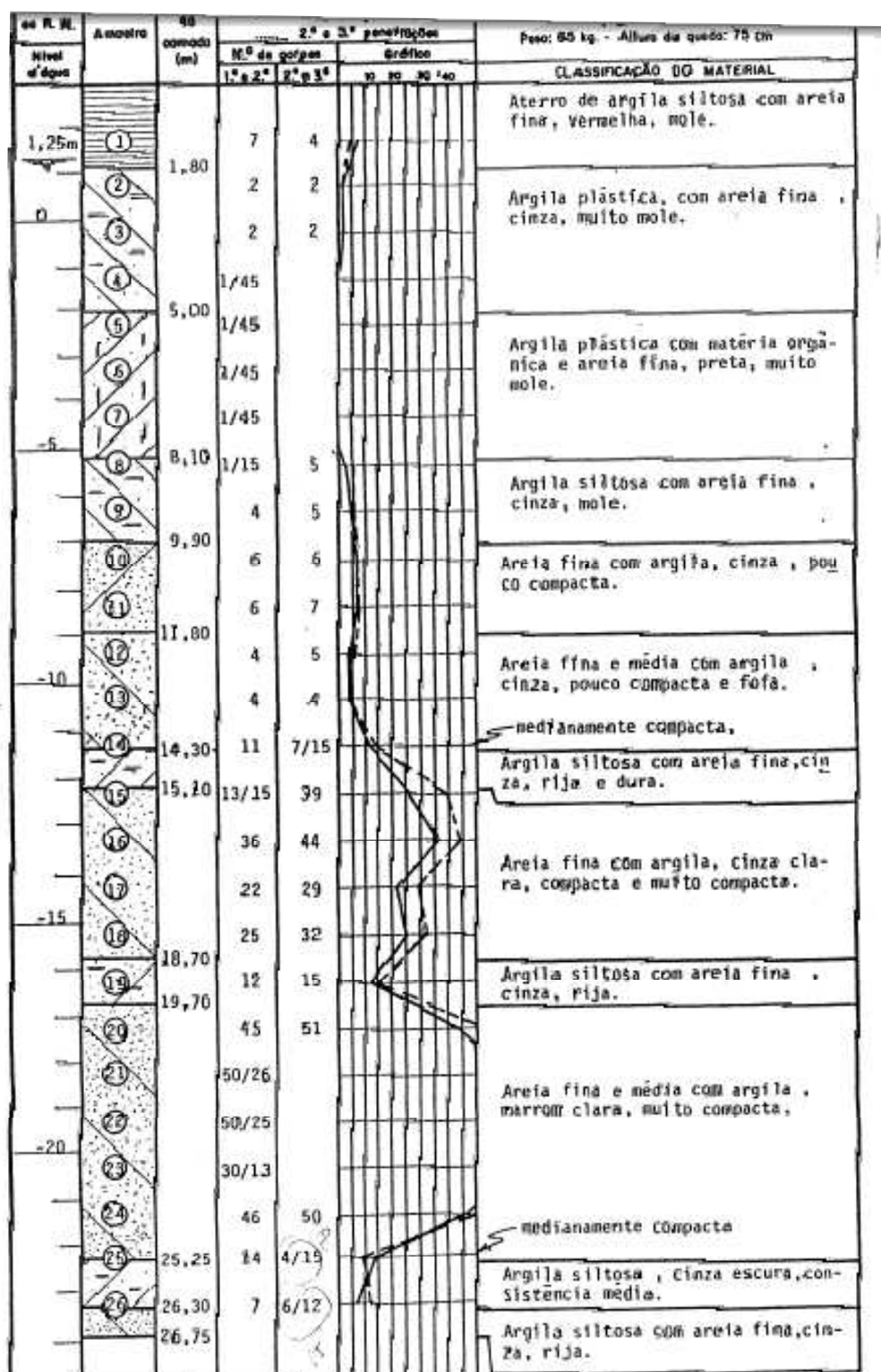
OBRA 11



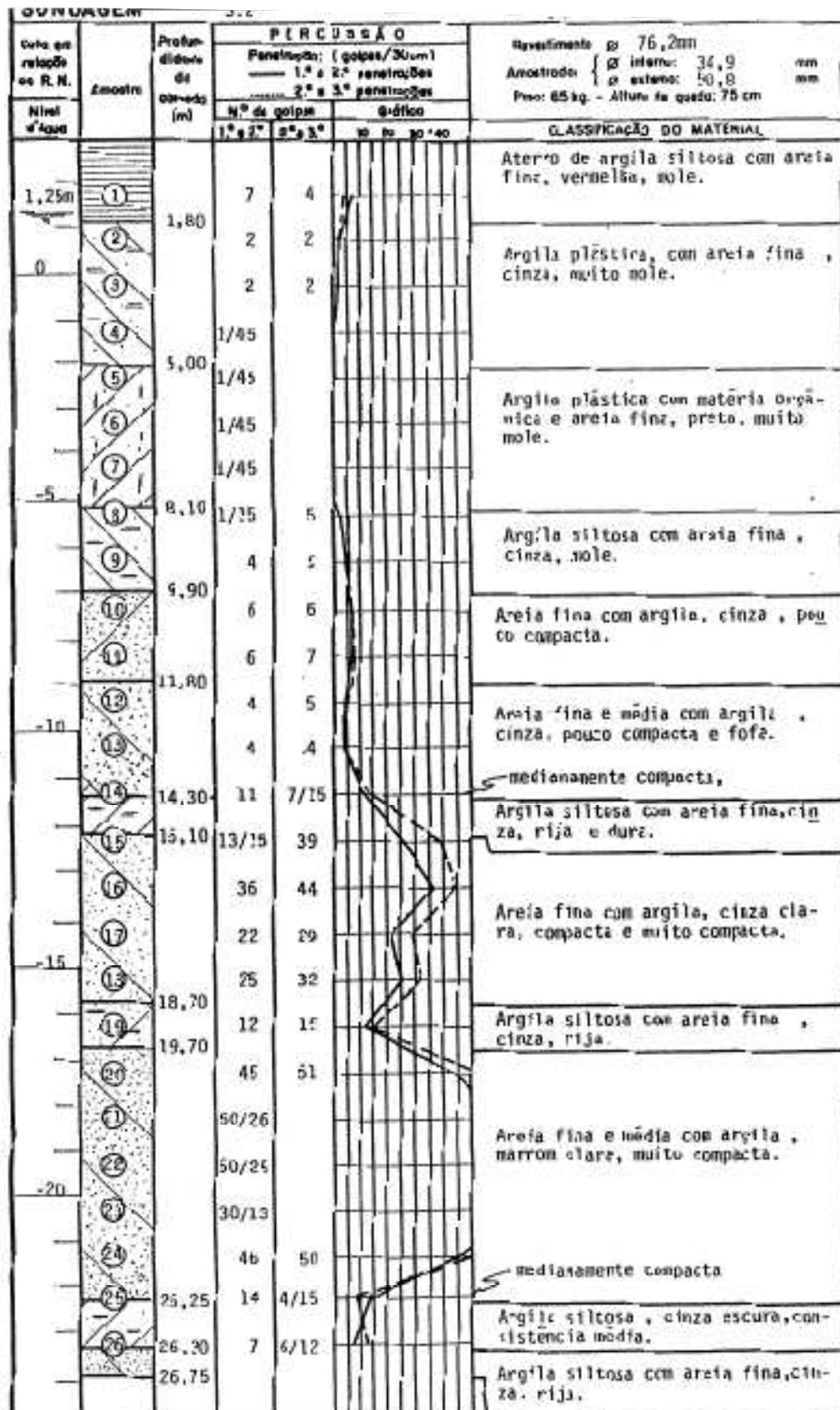




P37D



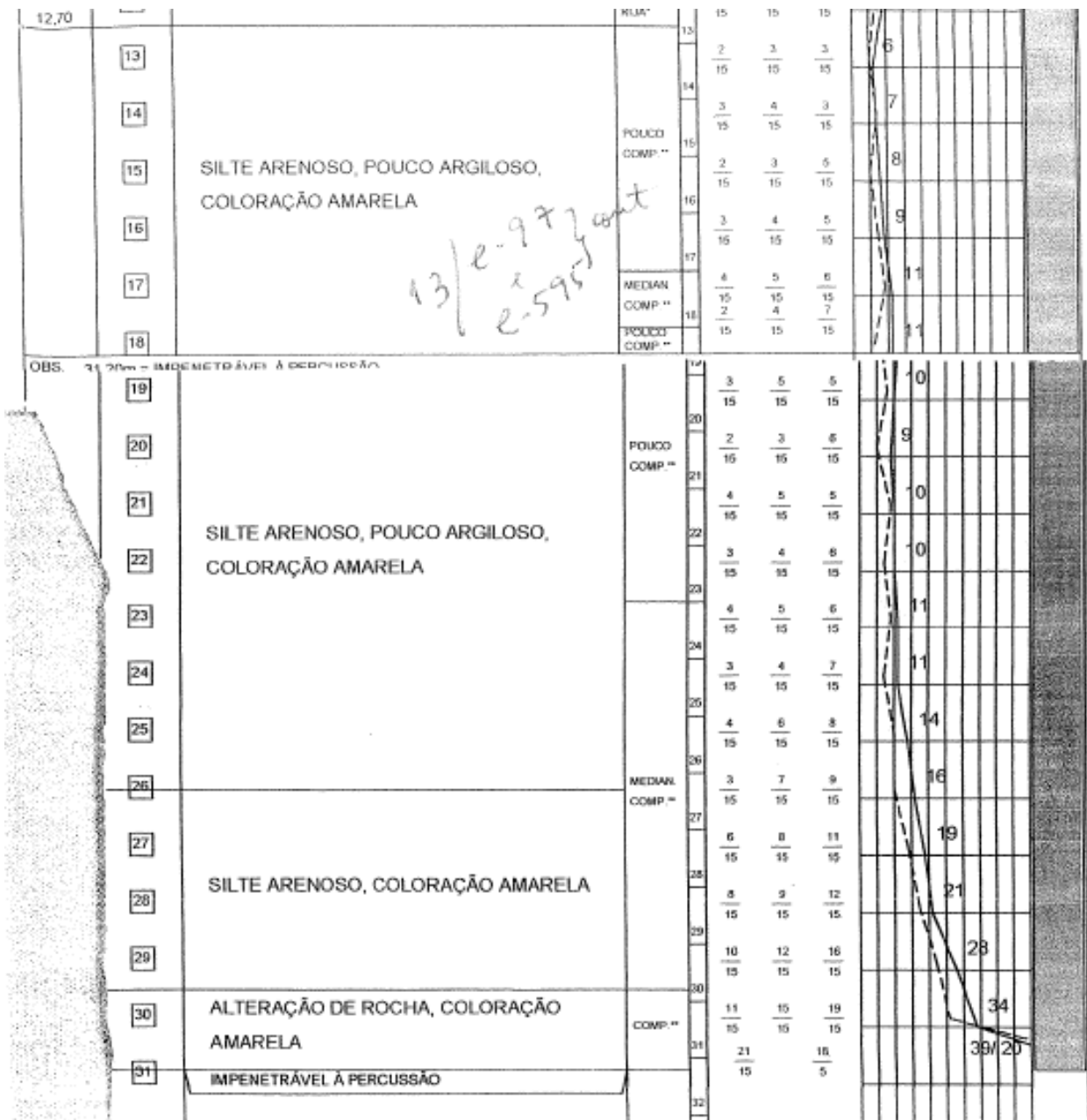
P40D



E97 e E595

DEPTH LEVEL (m)	GEOLOG. PROFILE	MATERIAL CLASSIFICATION	CONS. OR COMP.**	N.º OF PUNCHS	GRAPH				WATER LEVEL (m)	
					PENETRATION					
					20	40	60	80		
					10	20	30	40		
0,50		ATERRO ARGILOSO, COLORAÇÃO VERMELHA								
1,30	1	ARGILA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONS. MOLE*	1	$\frac{2}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{2}{15}$			
2,10	2,00	ARGILA POUCA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA CLARA		2	$\frac{1}{15}$	$\frac{2}{15}$	$\frac{2}{15}$			
	2	SILTE ARGILOSO, POUCA ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	3	$\frac{1}{15}$	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$			
	3			4	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$	$\frac{3}{15}$			
	4			5	$\frac{2}{15}$	$\frac{2}{15}$	$\frac{4}{15}$			
5,60	5		SILTE ARGILOSO, POUCA ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA (VARIEGADO)	CONS. RUA*	6	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$	$\frac{4}{15}$		
	6				7	$\frac{2}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{5}{15}$		
	7	CONS. MÉDIA*		8	$\frac{3}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{4}{15}$			
	8			9	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$	$\frac{4}{15}$			
	9			10	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$	$\frac{5}{15}$			
	10			11	$\frac{2}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{4}{15}$			
	11			12	$\frac{3}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{5}{15}$			
12,70	12	SILTE ARENOSO, POUCA ARGILOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. RUA*	13	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$	$\frac{3}{15}$			
	13			14	$\frac{3}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{3}{15}$			
	14		CONS. MÉDIA*	15	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$	$\frac{5}{15}$			
	15			16	$\frac{3}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{5}{15}$			
	16			17	$\frac{2}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{5}{15}$			

E97 e E595 (continuação)

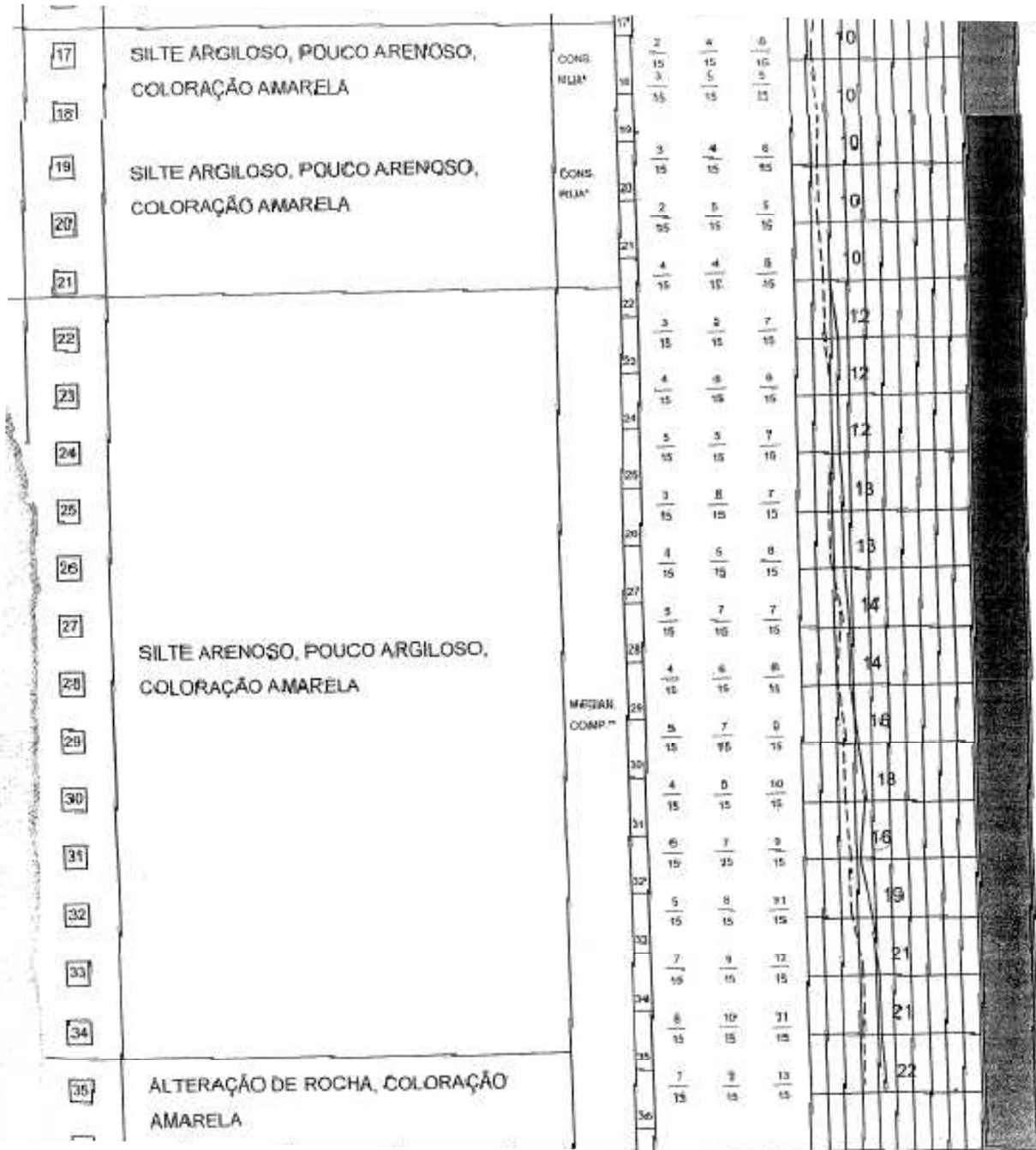


DEPTH LEVEL (m)	GEOLOG. PROFILE	MATERIAL CLASSIFICATION	CONS. OR COMP. **	N.° OF PUNCHS	GRAPH PENETRATION				WATER LEVEL (m)				
					20	40	60	80					
				1									
	1			2	3	2	4						
	2			3	15	15	15						
	3			4	2	3	4						
	4			5	2	3	4						
5,00	5	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA (VARIEGADO)	CONS. MÉDIA*	6	2	3	2						
	6			2	3	2							
	7			3	4	4							
	8			2	3	5							
	9			2	3	4							
	10			3	2	3							
11,30	11			2	3	3							
	12			SILTE ARENOSO, POUCO ARGILOSO, COLORAÇÃO VERMELHA	POUCO COMP. **	13	3	4	4				
	13					3	3	5					
	14					2	3	4					
	15	2	4			5							
	16	3	5			5							
16,80	17	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. RUJA*			18	2	4	6				
	18					3	5	5					
	19	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. RUJA*			19	3	4	6				
	20			2	5	5							
	21			2	5	5							

Handwritten notes: NT=13,40; NT=12,63; ~~NT=11,15~~

Water level: 6,80

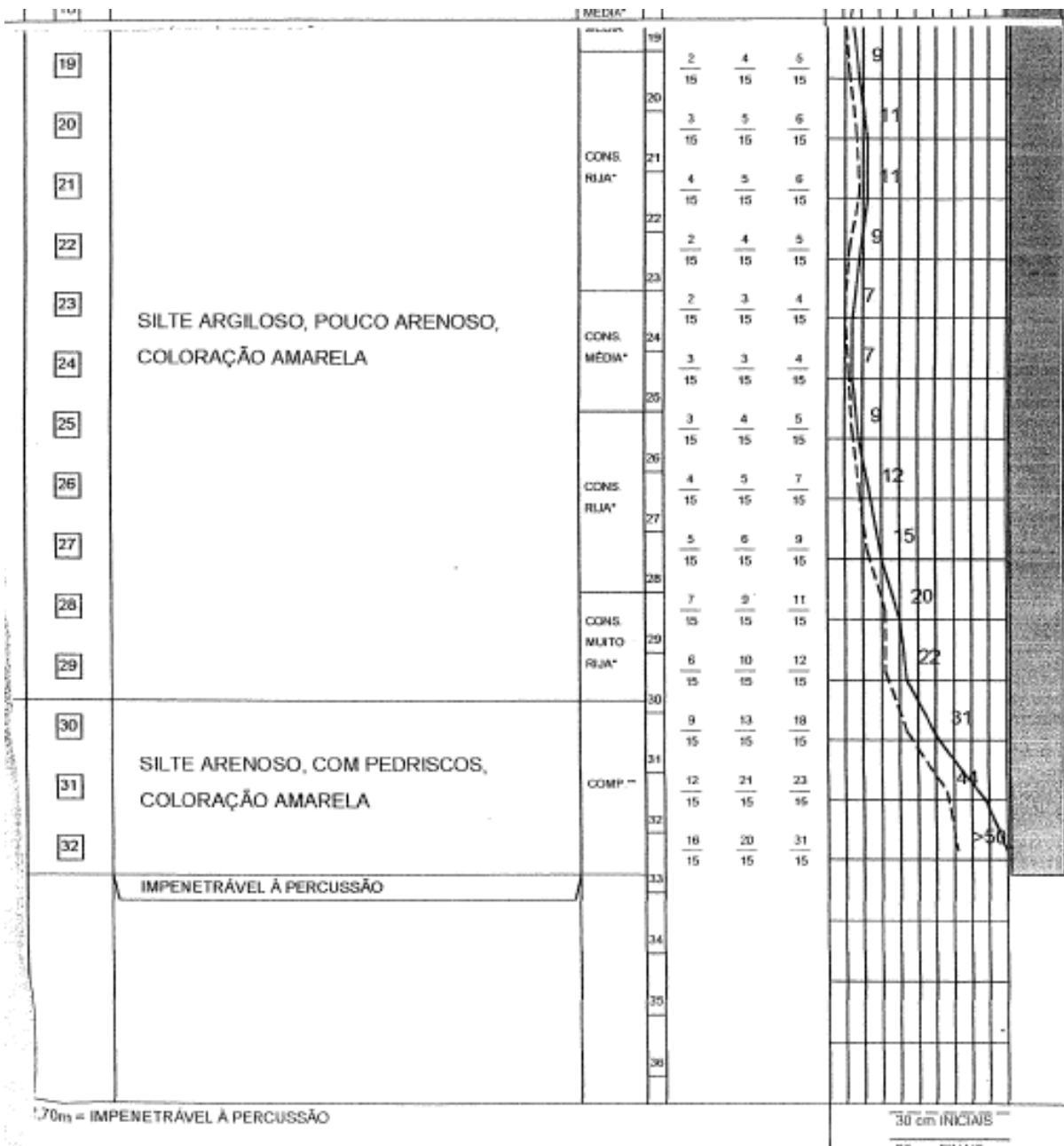
E307 (continuação)





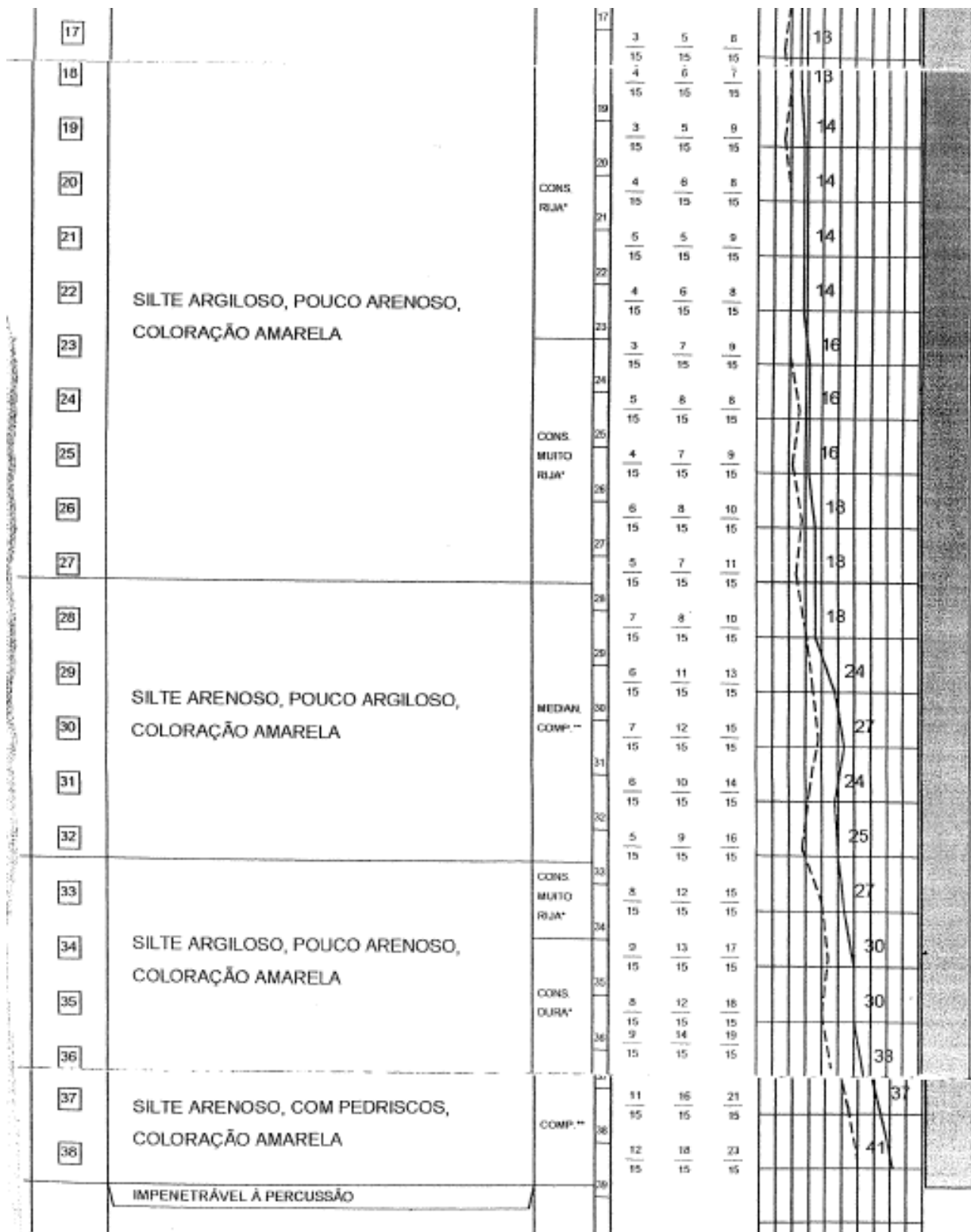
DEPTH LEVEL (m)	GEOLOG. PROFILE	MATERIAL CLASSIFICATION	CONS. OR CLUMP	N° OF PUNCHES	GRAPH PENETRATION				WATER LEVEL (m)
					20	40	60	80	
					10	20	30	40	
0.60		ARGILA SILTOSA, COLORAÇÃO AMARELA							
	1	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA		1	1	2	4	6	
	2			2	1	1	1	1	
3.40	3			3	1	1	1	1	
	4	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO VERMELHA (VARIADO)		4	2	2	2	2	
	5		CONS. MÉDIA	5	1	1	1	1	
5.80	6			6	2	1	1	1	
	7			7	1	2	3	5	
	8			8	1	1	1	1	
	9			9	1	1	1	1	
	10			10	3	1	1	1	
	11		CONS. RUA	11	2	3	6	9	
	12	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA		12	4	3	5	10	
	13		CONS. MÉDIA	13	3	4	4	6	
	14			14	3	1	5	9	
	15			15	4	5	5	10	
	16		CONS. ELVA	16	3	4	6	10	
	17			17	3	0	5	10	
	18		CONS. MÉDIA	18	2	1	4	7	
	19			19	2	4	4	5	
	20			20	3	5	6	7	
	21		CONS.	21	3	5	6	7	

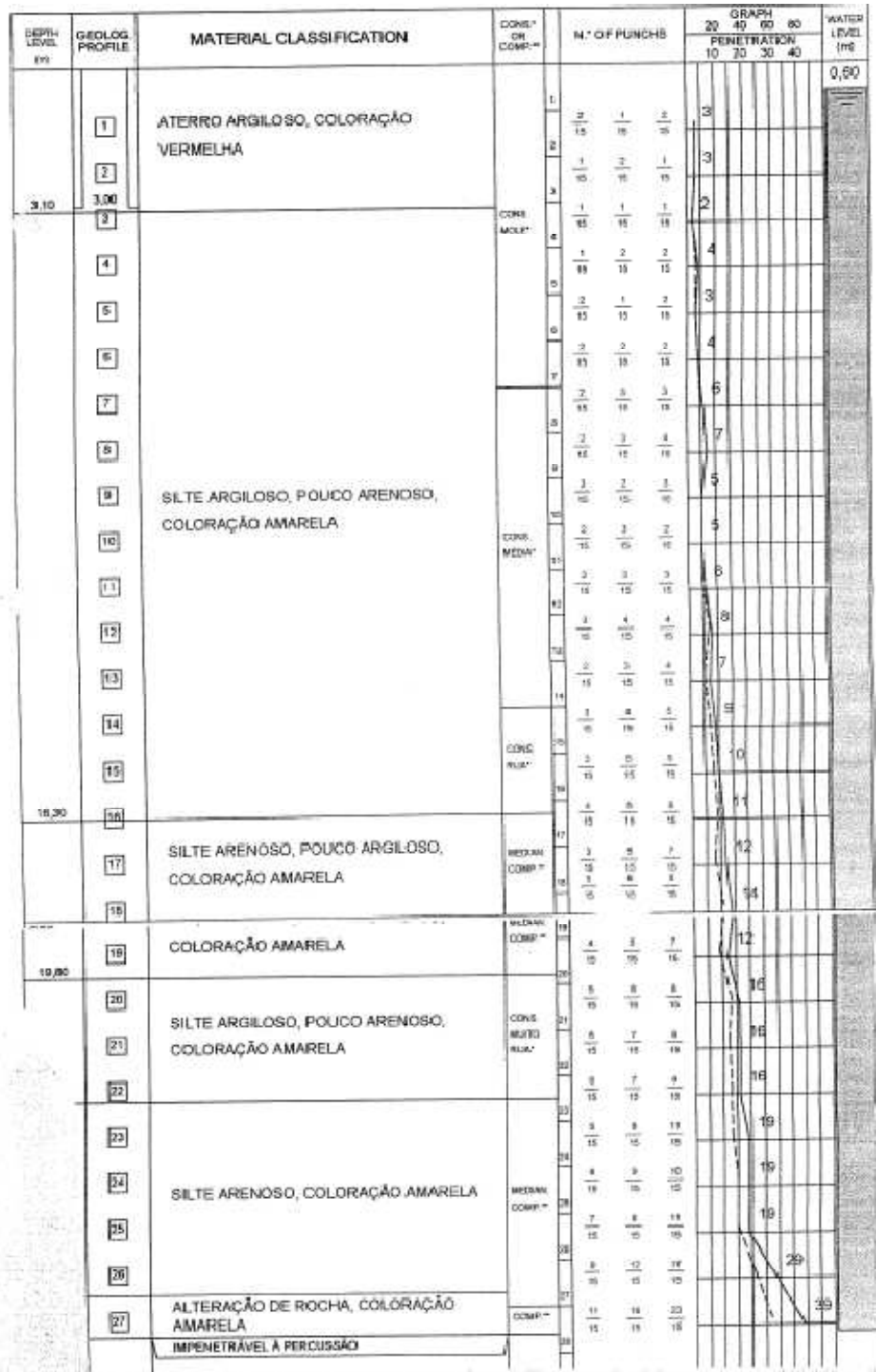
E340 (continuação)



DEPTH LEVEL (m)	GEOLOG. PROFILE	MATERIAL CLASSIFICATION	CONS. OR COMP.	N.º OF PUNCHES	GRAPH PENETRATION				WATER LEVEL (m)
					20	40	60	80	
					10	20	30	40	
2.00	1	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO VERMELHA	CONS. RUA*	1	3	4	5		5
	2			12	15	15			
3.10	2			2	2	4	4		8
	3			15	15	15			
5.10	3	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	3	3	4	4		7.2
	4			10	10	15			
	5			2	3	2			
	6			10	15	5			
	7			3	4	4			
	8			15	11	15			
	9			2	5	3			
	10			15	15	15			
	11			3	4	5			
	12			15	15	10			
	13			2	3	3			
5.10	14	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. RUA*	14	7	4	5		8
	15			10	12	15			
	16			3	4	4			
	17			15	15	18			
	18			4	5	5			
	19			15	15	15			
	20			3	4	5			
	21			15	15	10			
	22			3	4	5			
	23			15	15	18			
	24			4	4	5			
5.10	25	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	25	8	4	5		10
	26			11	15	10			
	27			3	3	3			
	28			10	10	10			
	29			4	4	5			
	30			11	15	15			
	31			3	3	3			
	32			15	15	15			
	33			4	5	5			
	34			11	15	15			
	35			3	3	3			
5.10	36	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. RUA*	36	4	5	5		13
	37			11	15	15			
	38			3	3	3			
	39			15	15	15			
	40			4	5	5			
	41			11	15	15			
	42			3	3	3			
	43			15	15	15			
	44			4	5	5			
	45			11	15	15			
	46			3	3	3			
5.10	47	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	47	4	5	5		14
	48			11	15	15			
	49			3	3	3			
	50			15	15	15			
	51			4	5	5			
	52			11	15	15			
	53			3	3	3			
	54			15	15	15			
	55			4	5	5			
	56			11	15	15			
	57			3	3	3			
5.10	58	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. RUA*	58	4	5	5		14
	59			11	15	15			
	60			3	3	3			
	61			15	15	15			
	62			4	5	5			
	63			11	15	15			
	64			3	3	3			
	65			15	15	15			
	66			4	5	5			
	67			11	15	15			
	68			3	3	3			
5.10	69	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	69	4	5	5		14
	70			11	15	15			
	71			3	3	3			
	72			15	15	15			
	73			4	5	5			
	74			11	15	15			
	75			3	3	3			
	76			15	15	15			
	77			4	5	5			
	78			11	15	15			
	79			3	3	3			
5.10	80	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. RUA*	80	4	5	5		14
	81			11	15	15			
	82			3	3	3			
	83			15	15	15			
	84			4	5	5			
	85			11	15	15			
	86			3	3	3			
	87			15	15	15			
	88			4	5	5			
	89			11	15	15			
	90			3	3	3			

E517 (continuação)





DEPTH LEVEL (m)	GEOLOG. PROFILE	MATERIAL CLASSIFICATION	CONS. OR COMP.**	N.° OF PUNCHES	GRAPH PENETRATION				WATER LEVEL (m)
					20	40	60	80	
					10	20	30	40	
0,60		ATERRO ARGILOSO, COLORAÇÃO VERMELHA							
1,60	1	ARGILA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA		1	2/15	3/15	3/15		
	2	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO VERMELHA (VARIEGADO)	CONS. MÉDIA*	2	3/15	4/15	4/15		
3,00	3		3	3/15	3/15	5/15			
	4		CONS. RUJA*	3	4/15	5/15			
	5		2	3/15	3/15	4/15			
	6		3	3/15	3/15	3/15			
	7		2	2/15	2/15	3/15			
	8		2	2/15	3/15	4/15			
8,70	9		SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	3	4/15	4/15		
	10	2		2/15	3/15	3/15			
	11	2		2/15	2/15	4/15			
	12	3		4/15	4/15	4/15			
	13	2		2/15	3/15	5/15			
	14	3		4/15	4/15	4/15			
	15	2		2/15	3/15	6/15			
	16	CONS. RUJA*		3	4/15	5/15			
	17	CONS. MÉDIA*		3	4/15	4/15			
	18	2		2/15	3/15	4/15			
	19	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	3	3/15	6/15			
	20		2	2/15	3/15	6/15			
	21		CONS. RUJA*	3	4/15	5/15			

NT=13

NT=13

2,60

19	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	19	3	3	5	8		
20			15	15	15				
21		CONS. RUJA*	21	2	3	8		9	
22			15	15	15				
23	SILTE ARENOSO, POUCO ARGILOSO, COLORAÇÃO AMARELA	MÉDIA COMP.**	23	3	5	8	11		
24			15	15	15				
25		POUCO COMP.**	25	3	5	5		10	
26			15	15	15				
27			4	5	4	9			
28			15	15	15				
29			2	4	8				10
30			15	15	15				
31	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. RUJA*	31	2	5	5	10		
32			15	15	15				
33			3	4	4	8			
34			15	15	15				
35		CONS. MUITO RUJA*	35	4	5		6	11	
36			15	15	15				
37			2	6	7	13			
38			15	15	15				
39	SILTE ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	MÉDIA COMP.**	39	4	5	7	12		
40			15	15	15				
41			5	8	8	14			
42			15	15	15				
43	SILTE ARENOSO, COM PEDRISCOS, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MUITO RUJA*	43	4	7	8	15		
44			15	15	15				
45			MÉDIA COMP.**	45	5	8		9	17
46				15	15	15			
47	SILTE ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	MÉDIA COMP.**	47	4	7	9	16		
48			15	15	15				
49			8	7	9	16			
50			15	15	15				
51	SILTE ARENOSO, COLORAÇÃO AMARELA	MÉDIA COMP.**	51	7	8	11	19		
52			15	15	15				
53			9	10	14	24			
54			15	15	15				
55	SILTE ARENOSO, COM PEDRISCOS, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MUITO RUJA*	55	11	15	15	30		
56			15	15	15				
57			9	14	16	30			
58			15	15	15				
59	SILTE ARENOSO, COM PEDRISCOS, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MUITO RUJA*	59	12	15	17	32		
60			15	15	15				
61			13	19	23				
62	15	15	15						
63	IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO		63						

