

pilares foram armados com quatro barras de 3,0m comprimento e diâmetro de 20mm com o comprimento de ancoragem dentro da estaca de 1,5m.

Sobre as estacas testes foram executados blocos de coroamento com dimensões de 0,40 x 0,40 x 0,40m, sendo sua armadura tipo gaiola de 5,0mm de diâmetro e com espaçamento de 5cm. A estaca foi embutida dentro do bloco em 10cm, a qual foi ligada ao bloco com quatro barras de 10mm e comprimento de 1,0 m, sendo 0,35 m inserido dentro do bloco. No fundo do bloco foi colocado uma camada de 5cm de brita “zero” para facilitar a escava o e deixando o bloco apoiando somente na estaca no momento de fazer o ensaio. Na figura 3.6 são apresentados os detalhes dos blocos e pilares.



Figura 3. 6 - Blocos de coroamento e pilares desformados

3.2. Equipamentos Utilizados na Prova de Carga

Os principais equipamentos utilizados fazem parte de um conjunto para ensaio de prova de carga, marca WILLE – Geotechnik, recebido pelo LMCC/UFSM no programa de atualiza o dos laboratórios pelo MEC. Constam deste conjunto man metro, macaco hidráulico, placa, defletômetros e viga de rea o.

A seguir será descrito a seq ncia de montagem do ensaio.

Sobre o bloco, foi colocado uma placa de 0,30m para melhor distribuir as tensões e sobre ela o macaco hidráulico com capacidade de 500kN, conforme ilustrado na figura 3.7. A carga foi aplicada na estaca teste através do macaco e transmitida por rea o   viga e estacas

de rea o. A carga aplicada foi medida com man metro instalado no sistema de aplica o do macaco hidráulico, com prévia calibra o.

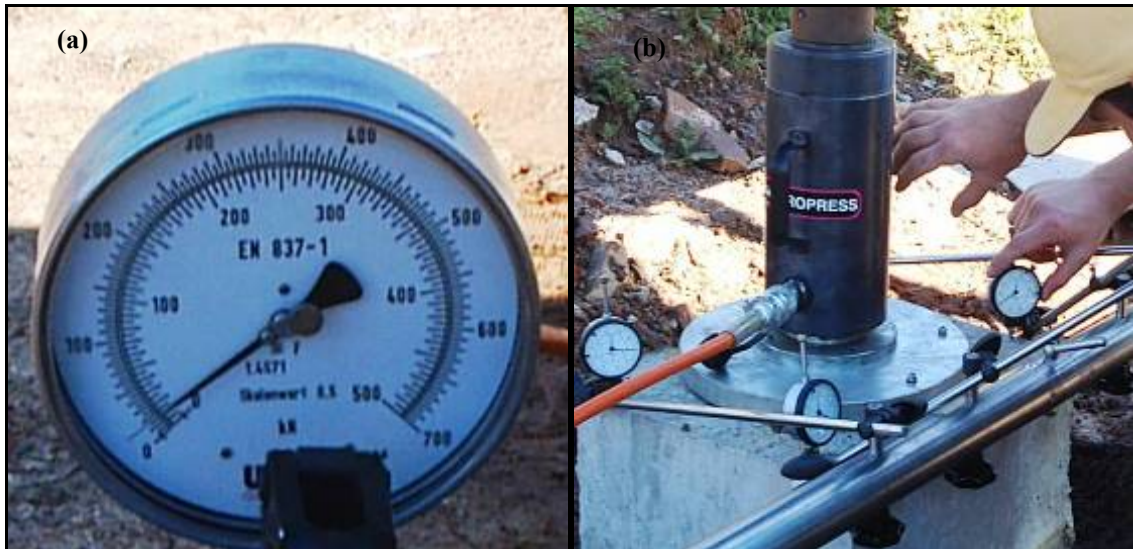


Figura 3. 7 – (a) Man metro e (b) macaco hidráulico

Para as medi es dos deslocamentos no topo da estaca foram usados quatro defletômetros analógicos com a precisão de 10^{-3} mm (figuras 3.7 e 3.8), colocados na parte superior do bloco de coroamento nos quatro cantos e fixados por uma viga de referência met lica através de suportes. A viga de referência com 2,43m de comprimento foi apoiada a uma distância de 1,21m do centro do bloco, para evitar que os deslocamentos devido ao movimento do solo em torno da estaca ensaiada afetassem as leituras de deslocamento.



Figura 3. 8 - Disposi o dos defletômetros sobre o bloco

Para o sistema de rea o, utilizou-se uma viga de rea o met lica (perfil I de 45,2 x 15,2cm), fixado através de quatro barras de 20mm, por meio de chapas metálicas de 1/2” soldadas, como mostrado na figura 3.9.



Figura 3. 9 - Fixa o das chapas metálicas nas barras de ancoragem dos pilares

Teve-se o cuidado, quando foram executados os pilares, de manter o nível e o alinhamento entre eles com o ponto médio das estacas teste para não ocorrer excentricidade na aplica o do carregamento.

3.3. Prova de Carga Est tica

As provas de carga foram realizadas em conformidade com a NBR 12131(1991) - Estacas – Prova de carga est tica, que visa fornecer elementos para avaliar o comportamento carga-recalque e estimar as características de capacidade de carga. Na execu o da prova de carga, as estacas foram carregadas até o máximo permitido pelo macaco hidráulico, valor este que para as estacas ensaiadas era superior a 2 vezes a carga de trabalho. O ensaio foi executado com carregamento lento, também chamado de SM ou SML – *Slow Maintained Load Test*, conforme descrito por Milititsky (1991).

No dia anterior ao previsto para o ensaio foi executada uma escava o em torno do bloco de coroamento deixando-o sem contato com o solo para não interferir no resultado do ensaio. Para reduzir os efeitos de dilata o térmica foi montada uma estrutura com lona

plástica protegendo o equipamento do sol e eventual chuva. Logo após a montagem do sistema de aplica o de carga era realizada uma pré-carga, para verificar a correta montagem do sistema, como apresentado na figura 3.10.



Figura 3. 10 – Montagem do sistema e realiza o da pré-carga

Verificou-se que nos estágios iniciais de carregamento, ocorreu uma estabiliza o rápida dos deslocamentos, sendo suficiente o intervalo de 30 minutos entre aplica o de incrementos sucessivos. Alguns estágios com carregamentos mais elevados apresentaram dificuldades para estabiliza o dos deslocamentos. Estabeleceu-se um limite máximo de 120 minutos para cada estágio, para não estender em muito o tempo do ensaio. Na fase de descarregamento, cada estágio era mantido até a estabiliza o dos recalques e no máximo até 30 minutos.

Após a aplica o da carga, foram efetuadas leituras, nos 4 defletômetros, decorridos 2, 4, 15, 30 minutos contados a partir do início do estágio e após em intervalos de 30 minutos. A estabiliza o dos deslocamentos foi admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e t_2 correspondera no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabiliza o do estágio anterior e o atual).

Enquanto que, na fase de descarregamento a carga era retirada em cinco estágios e realizada leituras aos 2, 4, 8, 15 e 30 minutos.

Para estaca EC1(3m) os incrementos de carga foram de 15kN e a carga máxima aplicada foi de 240kN, para a estaca EC2(3m), os incrementos de carga foram de 30kN e a carga máxima aplicada foi de 430 kN.

Para as estacas EC3 e EC4 (4m) os incrementos foram de 40kN e a carga m  xima aplicada foi de 430kN para EC3 e de 420kN para EC4.

Os incrementos de carga para estaca EC5(5,2m) e EC6(5,3) foram de 50kN e a carga m  xima aplicada de 450kN para EC5 e 470kN para EC6.

4. ÁREA DE ESTUDO

Neste capítulo será realizada uma breve descrição do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM), contendo resultados de ensaios de campo e laboratório. Uma descrição mais ampla e completa do CEEG/URSM foi realizada por Emmer (2004) em seu trabalho que trata da implantação do referido campo experimental.

4.1. Considerações Iniciais

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM) situa-se na esquina, noroeste, das ruas E e P, no campus desta universidade. A área do CEEG tem aproximadamente 5.250m² e apresenta as seguintes dimensões e confrontações: ao Norte, medindo 70,0m, confronta-se com área da UFSM; ao Sul, medindo 70,0 m, confronta-se com a Rua E; ao Leste, medindo 75,0m, confronta-se com a Rua P; ao Oeste, medindo 75,0m, confronta-se com área da UFSM. Na figura 4.1, mostra a locação das estacas ensaiadas nesta pesquisa.



Figura 4. 1 - Vista da área do CEEG/UFSM

Apresenta-se na figura 4.2 o mapa do Estado do Rio Grande do Sul com destaque para o município de Santa Maria, e uma ampliação da localização do CEEG no Campus da UFSM.

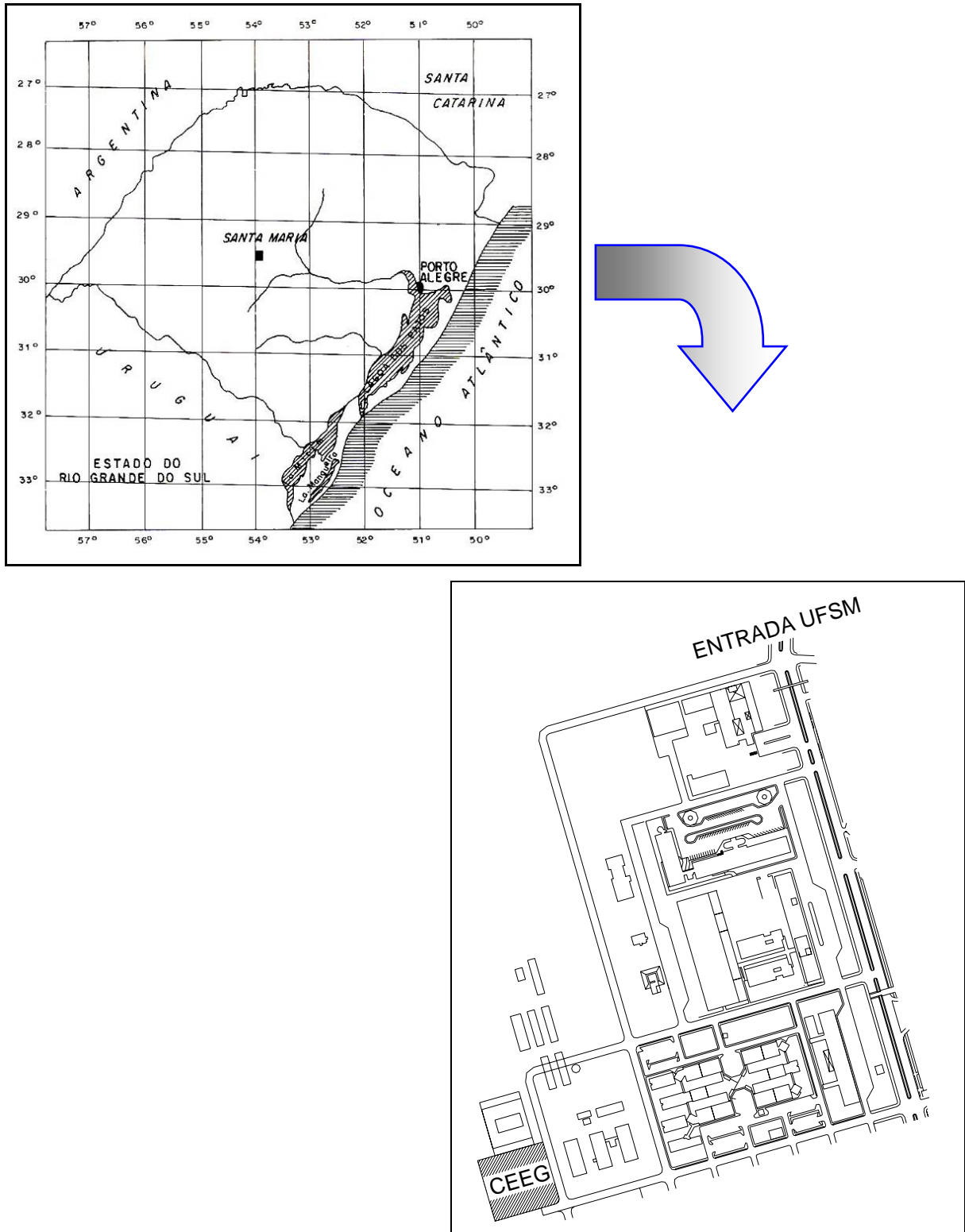


Figura 4. 2 - Localização do Município de Santa Maria no Estado do RS, e do CEEG no Campus da UFSM

Na figura 4.3, está representado um croqui do CEEG, com a localização das sondagens penetrométricas (SP), trincheiras superficiais (TS) e profundas (TP) e localização das estacas ensaiadas (EC) realizados até o momento.

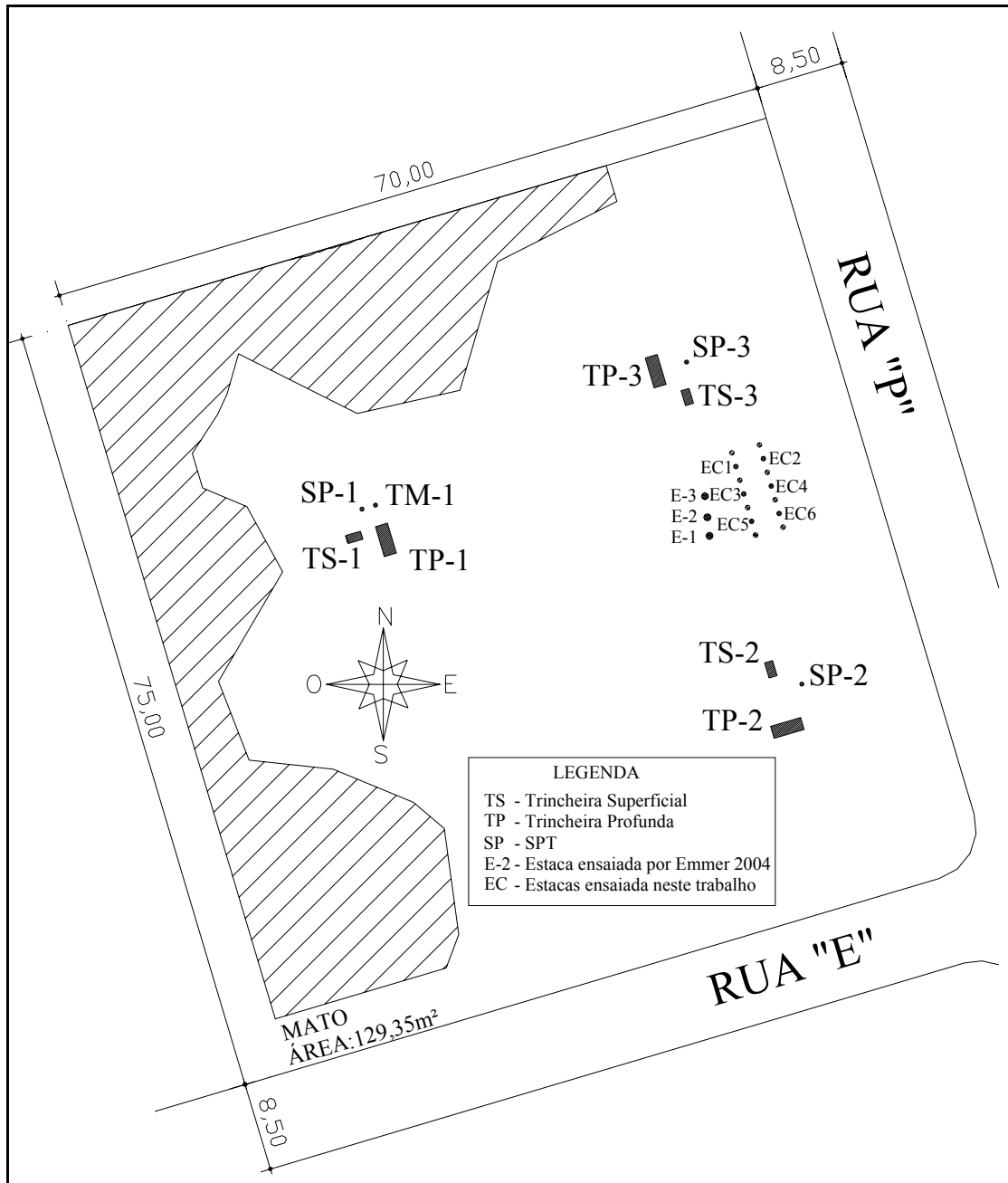


Figura 4. 3 - Croqui do CEEG/UFSM

4.1.1. Geologia

A geologia da área de estudo é composta por uma seqüência de arenitos e argilas arenosas de cores variegadas, as quais podem ter duas interpretações. Antigamente, isto é, nos mapas editados pelo Departamento de Geociência desta universidade, admitia-se ser o arenito basal da Formação Santa Maria. Mais recentemente, segundo trabalhos não publicados, admite-se tratar de Formação mais jovem que a Santa Maria, possivelmente Terciário ou Pleistoceno. Nesta unidade informal predominam arenitos de constituição variegada, contendo muitas vezes feldspatos. Na base desta seqüência podem ser encontrados conglomerados. Os arenitos são permeáveis. Abaixo desta seqüência pode estar o lamito vermelho típico da fácies do membro superior Alemoa da Formação Santa Maria ou o arenito da fácies do membro inferior Passo das Tropas (Maciel Filho, 2004). A figura 4.4 apresenta em detalhe o material de alteração da Formação Santa Maria (Membro Alemoa) na parede da trincheira profunda (TP-1).



Figura 4. 4 - Trincheira TP-1 aberta para retirada de amostras indeformadas (Emmer, 2004)

4.1.2. Pedologia

A descrição pedológica do local foi obtida através de ensaios de campo e laboratoriais de amostras de solo retiradas da área de estudo, bem como, de uma caracterização táctil-visual

realizada num perfil característico desta área por Azevedo e Dalmolin (2004). Segundo estes autores no CEEG o perfil de solo está decepada, classificado como um Alissolo Hipocrômico da Unidade de Mapeamento Santa Maria. A tabela 4.1 apresenta a descrição morfológica do perfil característico da área de estudo (trincheira TP-1). Este perfil foi caracterizado como um saprólito do lamito da Formação Santa Maria.

Tabela 4.1 - Descrição morfológica da trincheira (TP-1) adaptado de Emmer (2004)

Profundidade (cm)	Descrição
0 - 10	deposição de material exógeno, entulhos.
10 - 100	cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, médio, proeminente, vermelho (2,5YR 4/8), argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, cerosidade não aparente, transição plana e difusa.
100 - 135	cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, proeminente, vermelho amarelado (5YR 5/6), franco argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, cerosidade não aparente, transição plana e clara.
135 - 207	cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, distinto, bruno-amarelado (10YR 5/5), argilo siltoso, maciça que se desfaz em prismas grandes e fortes, cerosidade não aparente.

4.2. Sondagens de Simples Reconhecimento

Apresenta-se na figura 4.5 a interpretação dos perfis obtidos das três sondagens de simples reconhecimento, SP-1, SP-2 e SP-3, que foram realizadas, respectivamente, nas áreas 1, 2 e 3 do campo experimental por Emmer (2004).

Pode-se observar no perfil da sondagem SP-1, figura 3.5, que este é composto, basicamente, por duas camadas distintas. A camada superficial, até 5,0m de profundidade, é classificada como argila arenosa com consistência média a rija, resistência à penetração (N_{SPT}) variando entre 9 a 18 golpes. Abaixo desta camada, encontra-se uma camada de areia fina a média com compactidade muito compacta, o N_{SPT} aumenta com a profundidade e atingem valores que variam de 27/15 a 22/3 golpes.

O perfil obtido na SP-2, a camada superficial, tem 5,10m de espessura, é classificada de argila arenosa, consistência média a rija, N_{SPT} variando entre 8 e 15 golpes. Enquanto que a camada profunda, areia fina média, apresenta compactidade muito compacta, valores de N_{SPT} que variam de 27/5 a 30/4 golpes. Em ambas as camadas, o valor de N_{SPT} aumenta com a profundidade.

O perfil SP-3 apresenta resultados similares aos outros perfis. A camada superficial possui espessura de 6,05m, é constituída de argila arenosa, consistência rija, N_{SPT} com

variações de 13 a 16. A camada inferior, classificada de areia fina a média, compactidade muito compacta, apresenta valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes.

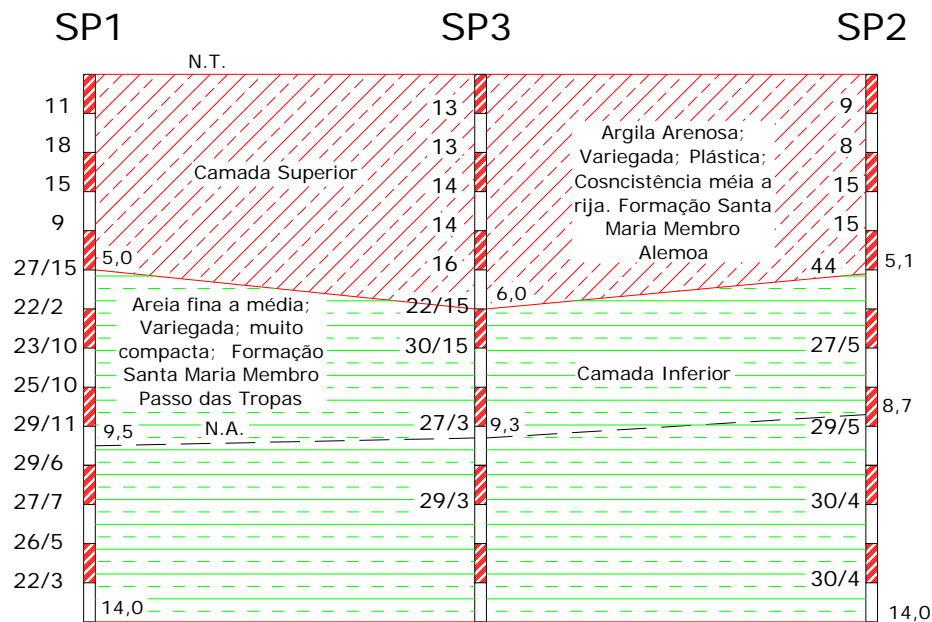


Figura 4.5 - Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFSM

O CEEG apresenta de um modo geral, duas camadas distintas. A camada superior é uma argila arenosa, consistência média a rija, N_{SPT} variando entre 8 e 16 golpes. A camada inferior caracteriza-se por ser uma areia fina a média, de compactidade muito compacta, valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes.

4.3. Caracterização Geotécnica dos Solos do CEEG/UFSM

Emmer (2004) realizou uma extensa caracterização do CEEG/UFSM através de ensaios de caracterização: peso específico real dos grãos, limites de consistência, granulometria com e sem defloculante, ensaios químicos e raio-X. Esta caracterização permitiu a classificação dos materiais, identificação mineralógica e química destes materiais. Estes ensaios foram realizados em amostras deformadas obtidas do barrilete amostrador do ensaio penetrométrico, de amostras coletadas nas 3 trincheiras superficiais e 3 trincheiras profundas e amostras coletadas em trados manuais. Nas trincheiras foram coletados amostrados indeformadas para realização de ensaios de compressão confinada e resistência ao cisalhamento em corpos de provas com a umidade natural e embebido em água por 12 horas. As tabelas 4.2 a 4.4 apresentam um resumo geral com os principais resultados que caracterizam as camadas que constituem o campo experimental.

Tabela 4. 2 - Resumo dos ensaios de caracterização realizados do CEEG adaptado de Emmer (2004)

Ensaio laboratorial de caracterização		Camadas diagnosticadas				
		Superior		Inferior		
		Descrição ou valores		Descrição ou valores		
		Mínimos e máximos	Médios	Mínimos e máximos	Médios	
Limites de consis.	LL (%)	33 - 81	56	-	-	
	LP (%)	15 - 34	26	-	-	
	IP (%)	15 - 46	30	-	-	
Granulometria	Com defloculante	Argila (%)	22 - 57	43	3 - 11	7
		Silte (%)	19 - 47	38	10 - 20	15
		Areia fina (%)	7 - 38	15	14 - 27	20
		Areia média (%)	1 - 17	4	42 - 64	54
		Areia grossa (%)	0 - 2	0	2 - 10	4
	Sem defloculante	Pedregulho (%)	0 - 0	0	0 - 0	0
		Argila (%)	1 - 35	15	-	-
		Silte (%)	27 - 81	59	-	-
		Areia fina (%)	11 - 42	21	-	-
		Areia média (%)	1 - 17	5	-	-
Areia grossa (%)	0 - 3	0	-	-		
Pedregulho (%)	0 - 0	0	-	-		
Classificações	HRB	Argila plást. com pres. de M.O. (A7-6)		Finos de baixa compressibilidade (A2-4)		
	SUCS	Argila pouco plástica (CL)		Areia siltosa (SM)		
	Textural com defloc.	Argila silto-arenosa		Areia média siltosa		
	Textural sem defloc.	Silte areno-argiloso		-		
	Munsell – am. seca	Bruno avermelhado-claro		Bruno muito-claro-acinzentado		
	Munsell – am. úmida	Bruno-amarelado com mosq. cinza-claro		-		

Tabela 4. 3 - Resumo da determinação dos índices físicos, análise química e mineralógica dos ensaios realizados no CEEG adaptado de Emmer (2004)

Ensaio laboratorial de caracterização		Camadas diagnosticadas			
		Superior		Inferior	
		Descrição ou valores		Descrição ou valores	
		Mínimos e máximos	Médios	Mínimos e máximos	Médios
Índices físicos e outros	Umid. Nat. - wn (%)	22,05 - 35,68	28,74	-	-
	P.E.R.G. - γ_s (kN/m ³)	25,59 - 29,67	28,14	25,61 - 29,04	27,27
	P.E.N. - γ (kN/m ³)	17,82 - 19,88	18,99	-	-
	P.E.A.S. - γ_d (kN/m ³)	13,13 - 16,18	14,80	-	-
	Índ. de vazios - e	0,68 - 1,13	0,93	-	-
	Grau de sat. - S (%)	81,79 - 93,16	89,48	-	-
	Porosidade - η (%)	40,64 - 53,03	47,69	-	-
	Ativ. Coloidal - Ia	0,51 - 0,87	0,70	-	-
Análise química	Grau de floculação	0,36 - 0,98	0,64	-	-
	CTC (mol/L)	18,2 - 32,9	24,5	8,2 - 8,2	8,2
	Ph (H ₂ O)	4,6 - 4,9	4,7	5,1 - 5,1	5,1
	Mat. Orgânica (%)	0,1 - 0,2	0,1	0,1 - 0,1	0,1
	Saturação: Al (%)	14 - 41	22,9	4 - 4	4
	Saturação: Bases (%)	39 - 81	57,6	79 - 79	79
Análise mineral.	Ca (mol/L)	6,1 - 19,2	12,6	4,4 - 4,4	4,4
	Argilo-minerais	Interestratificado illita-montmorilonita e caolinita		Montmorilonita, illita e caolinita	

Tabela 4. 4 - Resumo dos resultados dos ensaios de adensamento e de resistência realizados no CEEG adaptados de Emmer (2004)

Ensaio de adensamento e resistência ao cisalhamento		Camadas diagnosticadas		
		Superior		
		Descrição ou valores		
		Mínimos e máximos	Médios	
Colapsiv.	i (%) para $\sigma_v=200$ kPa	0,806 - 1,243	0,971	
Cisalhamento direto	Ruptura	Coesão – c (kPa) N	22,6 - 60,1	30,7
		Âng. de atrito – ϕ (°) N	18 - 25	23
		Coesão – c (kPa) I	5,2 - 15,5	8,5
		Âng. de atrito – ϕ (°) I	18 - 26	23
		Coesão – c (kPa) N	0,6 - 20,5	11,1
	10 mm	Âng. de atrito – ϕ (°) N	8 - 25	17
		Coesão – c (kPa) I	0,0 - 0,0	0,0
		Âng. de atrito – ϕ (°) I	7 - 25	16
	Adensamento unidimensional	σ'_{vm} (kPa) – Natural	380 - 530	465
		Cr – Natural	0,02 - 0,06	0,03
Cc – Natural		0,20 - 0,42	0,30	
Cs – Natural		0,03 - 0,10	0,06	
Def. máxima (%) – N		9,82 - 21,15	15,33	
σ'_{vm} (kPa) – Inundada		320 - 440	380	
Cr – Inundada		0,03 - 0,08	0,04	
Cc – Inundada		0,21 - 0,44	0,32	
Cs – Inundada		0,05 - 0,13	0,09	
Def. máxima (%) – I		10,96 - 23,35	16,66	

Especificamente no local onde foram executadas as estacas de reação nesta dissertação, foram coletadas amostras deformadas obtidas por meio da perfuração com de trado mecânico, para realização de ensaios de caracterização. Estas amostras foram coletadas a cada 0,5m e a tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos para umidade natural, peso específico real dos grãos e limites de consistência.

Verifica-se uma variação nos valores obtidos na camada superficial, mas os resultados são similares aos obtidos por Emmer (2004). O limite de liquidez variou entre 31 e 56%, com índice de plasticidade entre 3 e 35%. Caracterizando uma camada superficial de média a alta plasticidade com teor de umidade natural entre 19 e 33%. A camada profunda abaixo do contato com a camada superficial não apresenta plasticidade.

Tabela 4. 5 - Umidade natural, peso específico real dos grãos e limite de consistência com a profundidade no local de execução das estacas

Camadas	Prof. (m) das amostras	Umidade natural wn (%)	Peso espec. real grãos γ_s (kN/m ³)	Lim. de Consistência		
				LL (%)	LP (%)	IP (%)
	0,0-0,5	19,12	26,95	31	28	3
	0,5-1,0	23,18	27,67	48	27	21
	1,0-1,5	25,39	27,77	51	18	33
	1,5-2,0	28,07	26,84	47	20	27
	2,0-2,5	32,92	27,57	47	19	28
Camada superior	2,5-3,0	27,99	27,20	56	21	35
	3,0-3,5	25,61	27,00	49	20	29
	3,5-4,0	22,53	26,95	31	16	15
	4,0-4,5	21,92	27,95	37	18	19
	4,5-5,0	18,81	27,80	42	22	20
Contato	5,0-5,5	14,89	26,30	24	13	11
Camada inferior	> 5,5	-	-	N.P.	N.P.	N.P

A figura 4.6 apresenta em forma de gráfico a variação da umidade natural, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade no local da execução das estacas caracterizando a camada superficial e profunda do CEEG.

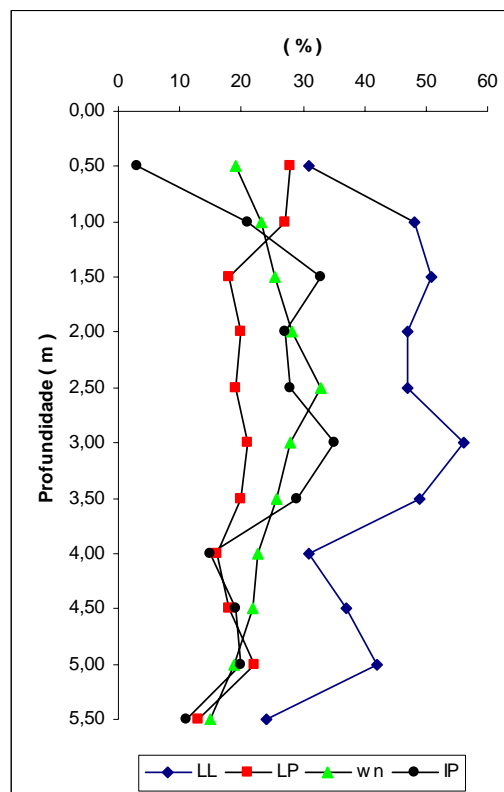


Figura 4. 6 - Variação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural (wn) com a profundidade

Devido à utilização de métodos teóricos ou racionais para estimativa carga de ruptura de fundações nesta dissertação realizou-se uma análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento direto obtido por Emmer (2004). Os resultados médios estão apresentados na tabela 4.4. Os ensaios de cisalhamento foram realizados em amostras indeformadas, coletas nas trincheiras superficiais (1,5m) e profundas (2,5m). Os ensaios foram realizados na umidade natural e embebidos em água para saturação. No total foram ensaiados 60 corpos de prova de dimensão 5x5x2cm. Os valores do ensaio de cisalhamento direto obtidos por Emmer (2004) foram reinterpretados, como mostrado na tabela 4.6 e nos gráficos das figuras 4.7 e 4.8.

Tabela 4. 6 - Valores de resistência ao cisalhamento direto (pico)

Resultados do Ensaio de Cisalhamento Direto - Pico					
Tensão Vertical σ (Kpa)	Tensão de Cisalhamento - τ (kpa)			Desvio Padrão	Coefi. de Variação
	Máxima	Mínimo	Média		
Umidade Natural					
25	69,2	27,8	43,83	14,41	33,0
50	82,2	39,4	58,97	15,99	27,0
100	108,6	55,0	83,68	18,71	22,0
150	132,8	77,5	102,38	20,10	20,0
200	147,0	81,6	118,13	27,70	23,0
Solo Inundado					
25	25,0	13,5	18,28	4,33	24,0
50	42,5	22,9	30,97	6,97	23,0
100	65,6	30,9	48,38	12,33	25,0
150	81,9	57,4	71,36	9,79	14,0
200	113,6	67,4	91,63	15,75	17,0

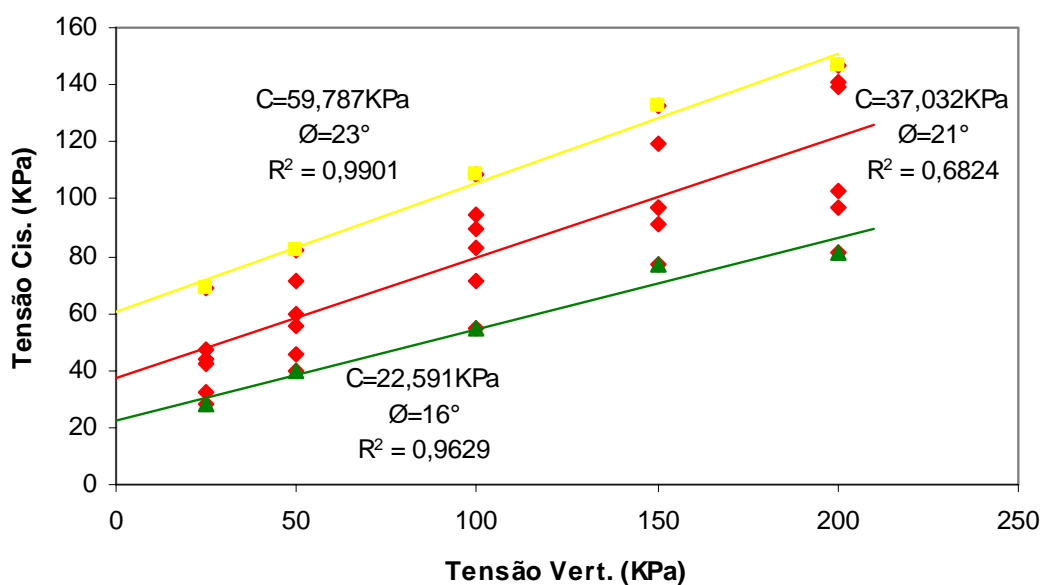


Figura 4. 7 - Envoltória da resistência ao cisalhamento direto para valores máximos, médios e mínimos na ruptura em solo com umidade natural

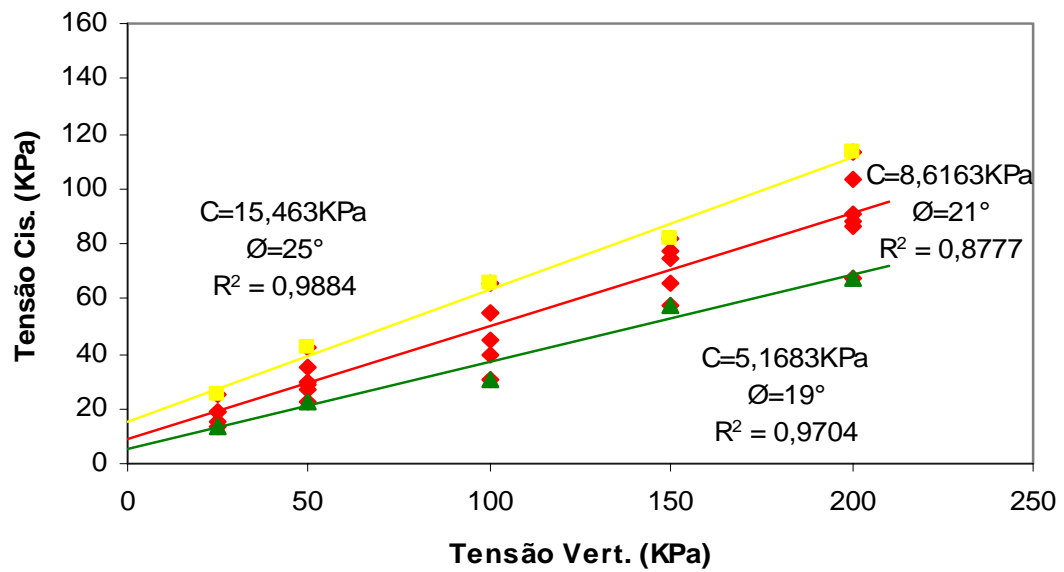


Figura 4. 8 - Envoltória da resistência ao cisalhamento direto para valores máximos, médios e mínimos na ruptura em solo saturado

Na estimativa da carga de ruptura pelos métodos teóricos foram adotados valores médios da resistência do solo com a umidade natural (Parcialmente saturado). Para a camada superior com aproximadamente 5,0m, formada por argila-arenosa o ângulo de atrito interno médio (ϕ) adotado foi de 21° e o intercepto coesivo médio (c) 37kPa, e peso específico natural médio do solo (γ) $19,2\text{kN/m}^3$. Para a camada inferior, formada de areia, adotaram-se valores do ângulo de atrito em função da compactidade do solo baseados nos valores obtidos N_{SPT} . Para esta camada estimou-se um de ângulo de atrito de 42° e peso específico natural de $20,0\text{kN/m}^3$.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados das seis provas de carga realizadas para este trabalho, em forma de curvas carga-recalque, descrição do seu comportamento, critérios de interpretação dos resultados e a comparação entre os métodos estimados para previsão de carga citados no capítulo 2.

5.1. Comportamento das Curvas Carga-Recaque

A figura 5.1 apresenta os resultados para as seis estacas ensaiadas à compressão. Os recalques indicados nos gráficos representam à média aritmética dos deslocamentos registrados pelos quatro defletômetros instalados sobre o bloco de coroamento.

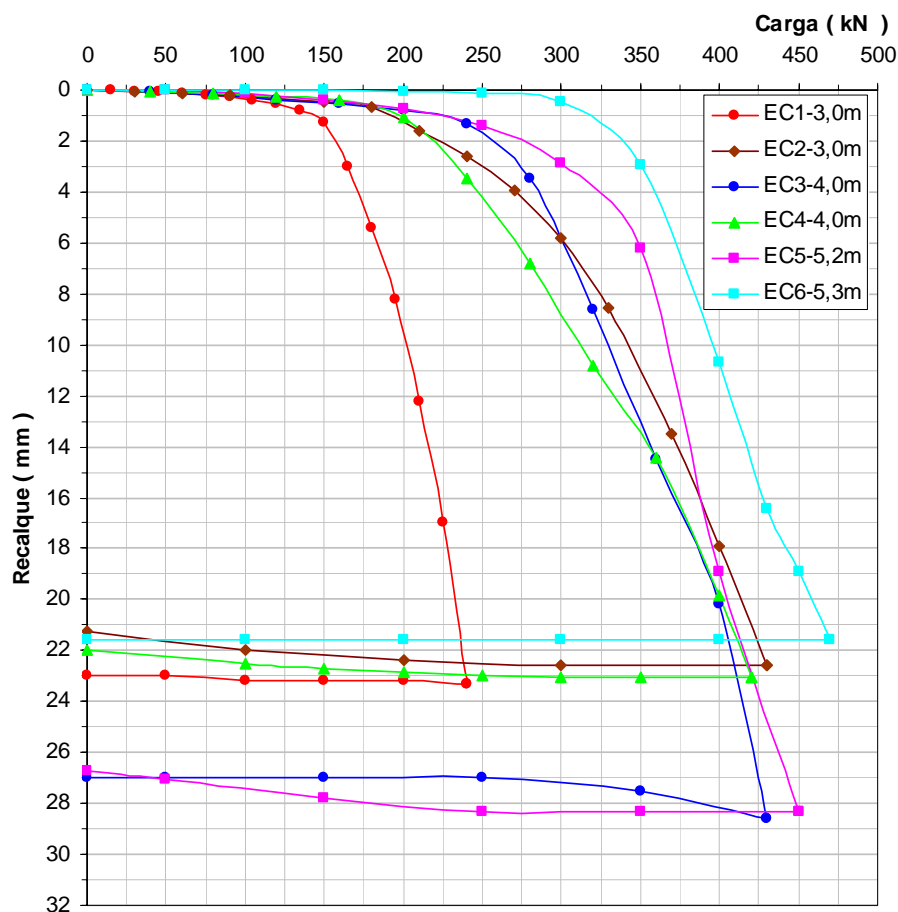


Figura 5.1 – Curva carga-recalque das estacas ensaiadas

As figuras 5.2 a 5.7 apresentam as curvas carga-recalque individuais das seis provas de carga. A figura 5.2 apresenta a curva carga-recalque da estaca EC1(3,0m). A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EC1 foi de 240kN, para um recalque médio de 23,3mm. Os recalques medidos nos quatro defletômetros apresentaram valores uniformes, comprovando que a carga foi aplicada sem excentricidade. O gráfico é composto de dois segmentos retilíneos ligados por uma curva de transição, no primeiro segmento retilíneo a carga atingiu o valor de 100kN e um recalque médio aproximadamente de 0,5mm, o segundo trecho tem início, aproximadamente com deslocamento de 3mm e carga de 165kN.

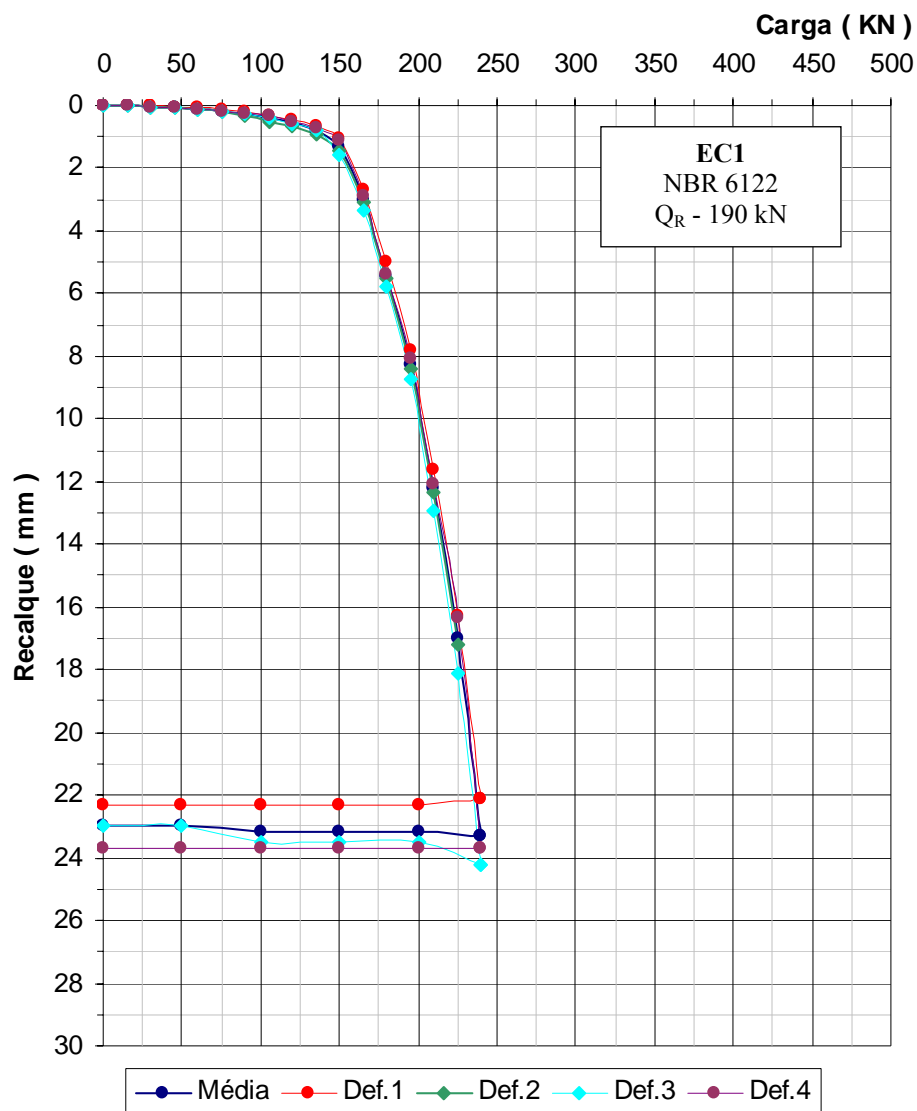


Figura 5. 2 – Curva carga-recalque da estaca EC1

A figura 5.3 apresenta a curva carga-recalque para a estaca EC2 (3,0m). Nesta estaca, a carga máxima aplicada no ensaio foi de 430kN, para um recalque médio de 22,6mm, da mesma forma que a estaca anterior os recalques medidos nos quatro defletômetros apresentaram valores uniformes. O gráfico também é composto de dois segmentos retilíneos ligados por uma curva de transição, no primeiro segmento retilíneo a carga atingiu a carga de 180kN com deslocamento de 0,5mm e o segundo segmento tem início com uma carga de 300kN e deslocamento de 6mm.

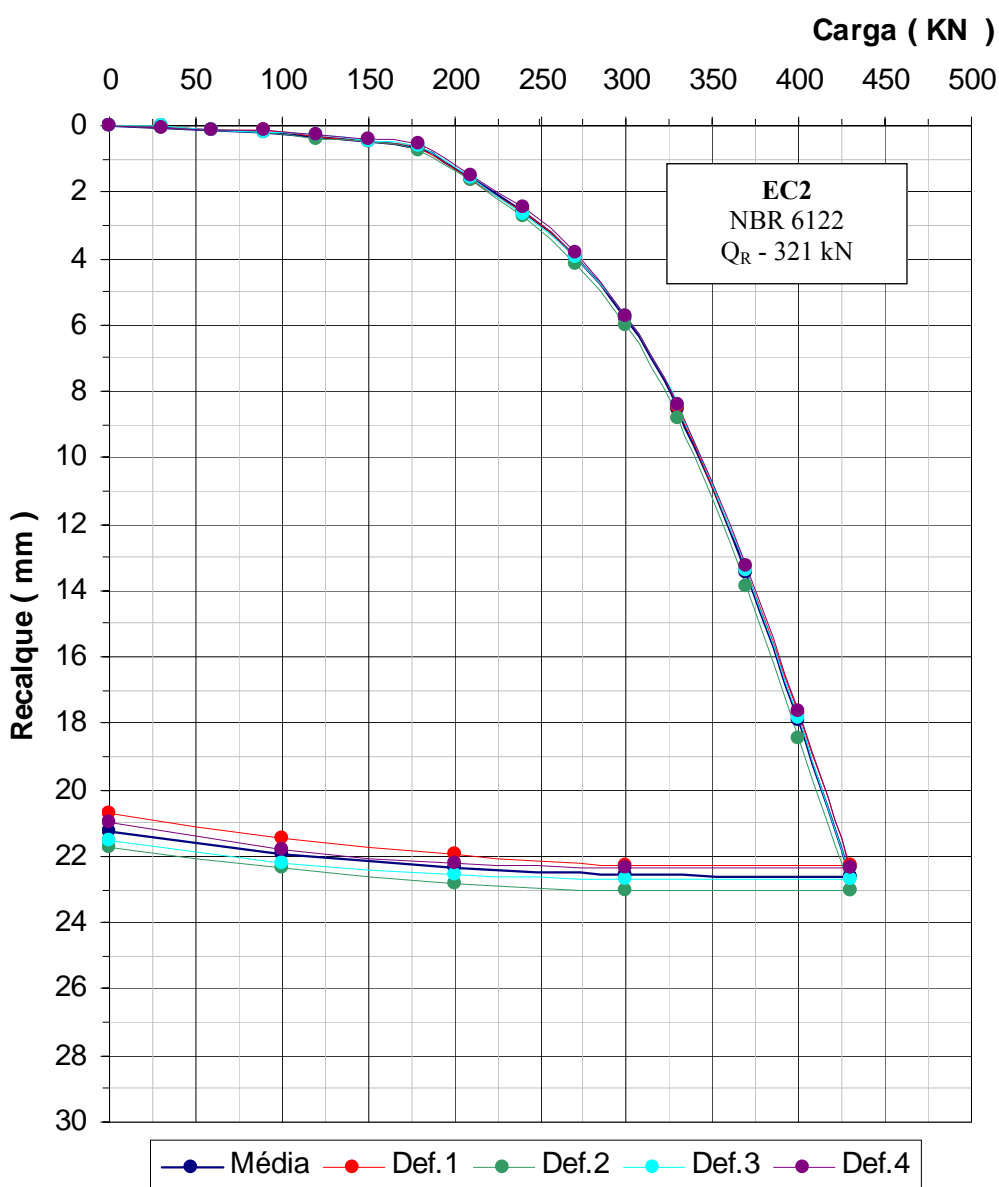


Figura 5.3 – Curva carga-recalque da estaca EC2

As estacas EC1 e EC2, possuem o mesmo comprimento, porém, não apresentou o mesmo comportamento, sendo a estaca EC2, mais rígida que a EC1.

A figura 5.4 apresenta a curva carga-recalque para a estaca EC3 (4,0m). Nesta estaca o recalque médio foi de 28,6mm para carga de 430kN. As leituras nos defletômetros foram uniformes, e no primeiro segmento retilíneo do gráfico, a carga atingiu o valor de 200kN com deslocamento de 0,75mm, seguido por uma curva de transição, e o segundo segmento tem início com deslocamento de 4mm e carga de 285kN.

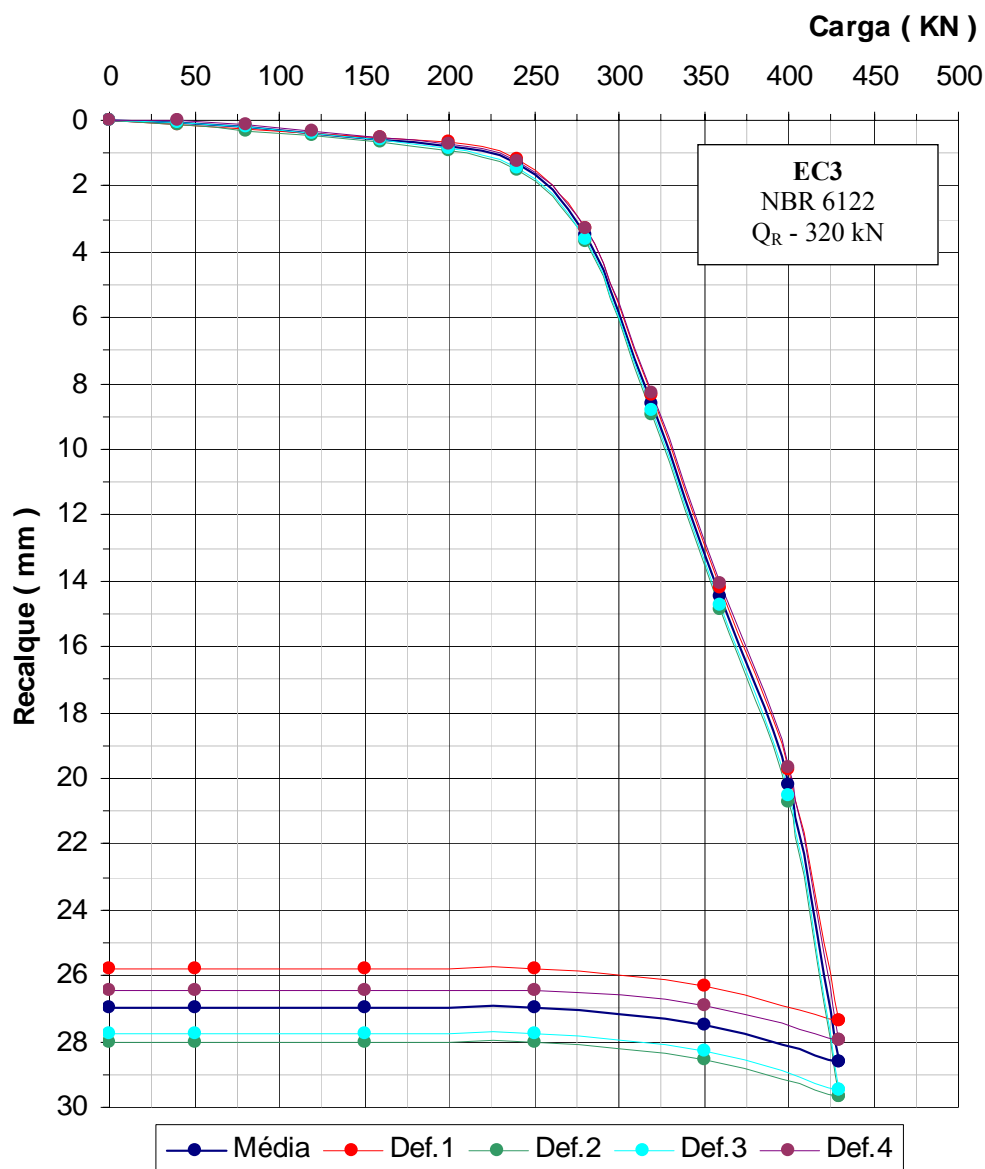


Figura 5. 4 – Curva carga-recalque da estaca EC3

Na estaca EC4 (4,0m), o recalque médio foi de 23,1mm para carga de 420kN (figura 5.5). Houve uma pequena diferença nas leituras iniciais do defletômetro nº1 em relação aos outros, porém as medidas se estabilizaram durante os estágios seguintes de carregamento. No primeiro segmento retilíneo do gráfico a carga atingiu o valor de 165kN e recalque de 0,5mm, após uma curva de transição, e o segmento retilíneo tem início com deslocamento de 3mm e carga de 230kN.

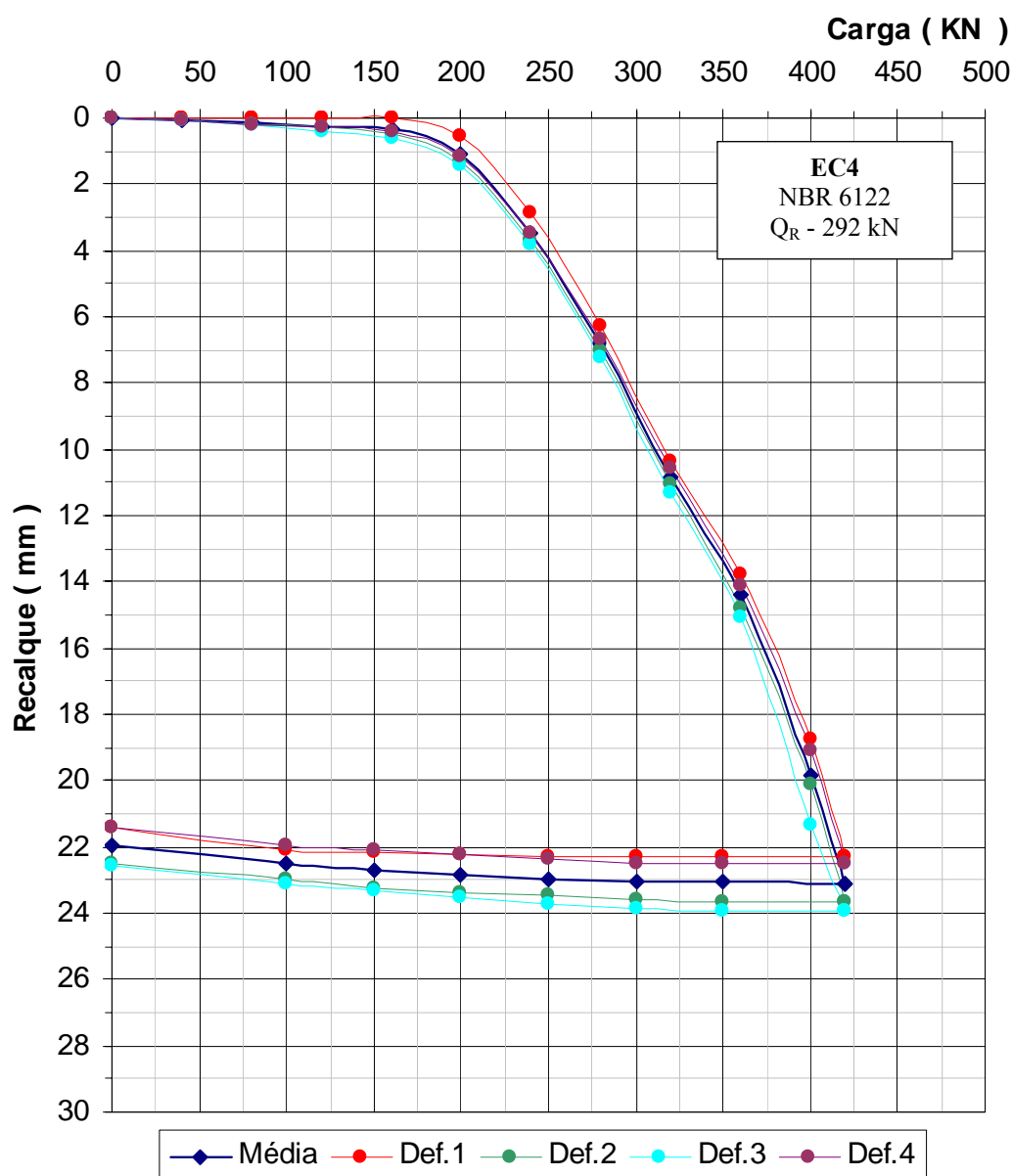


Figura 5. 5 – Curva carga-recalque da estaca EC4

A carga máxima aplicada na estaca EC5 (5,20m) foi de 450kN conforme apresentado na figura 5.6. Os recalques medidos foram uniformes e para carga máxima o recalque médio

foi de 28,36mm. A curva carga-recalque é composta por dois segmentos retilíneos unidos por uma curva de transição, para o primeiro segmento retilíneo a carga atingiu o valor de 200kN e deslocamento de 0,75mm, o segundo segmento tem início com deslocamento de 6mm e carga de 350kN.

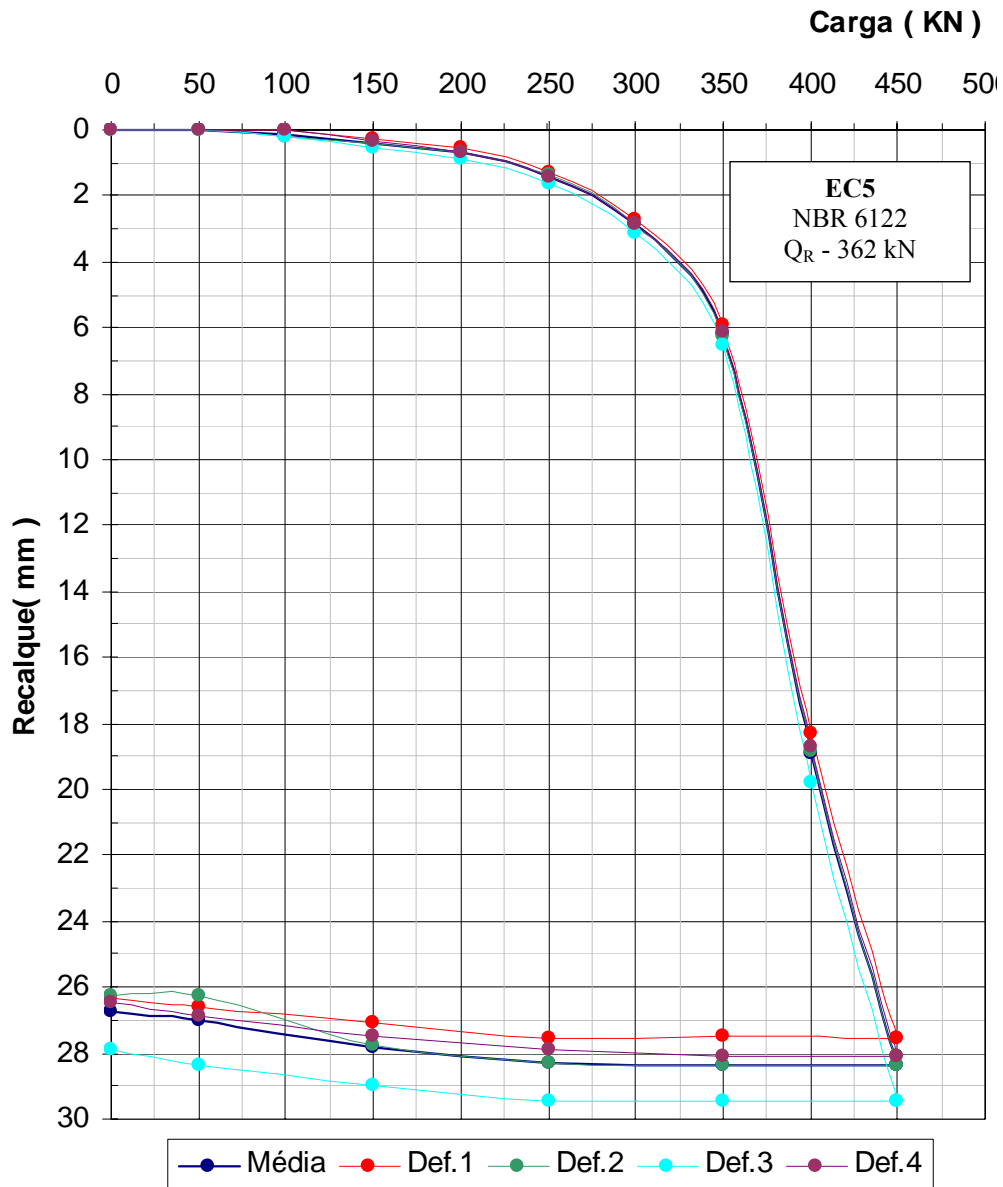


Figura 5. 6 – Curva carga-recalque da estaca EC5

A figura 5.7 apresenta a curva carga-recalque para a estaca EC6(5,3m). Para esta estaca a carga máxima aplicada foi de 470kN e recalque médio de 21,6mm. Houve uma pequena diferença entre as leituras das deformações até a carga de 350kN, passando depois para recalque uniforme entre eles. O comportamento da curva carga-recalque da estaca EC6 foi idêntico aos anteriores, formado por dois trechos retilíneos unidos por uma curva de

transição. A carga máxima para o primeiro trecho retilíneo foi de 280kN e deslocamento de 0,25mm, e o segundo trecho tem início com deslocamento de 3mm para a carga de 350kN.

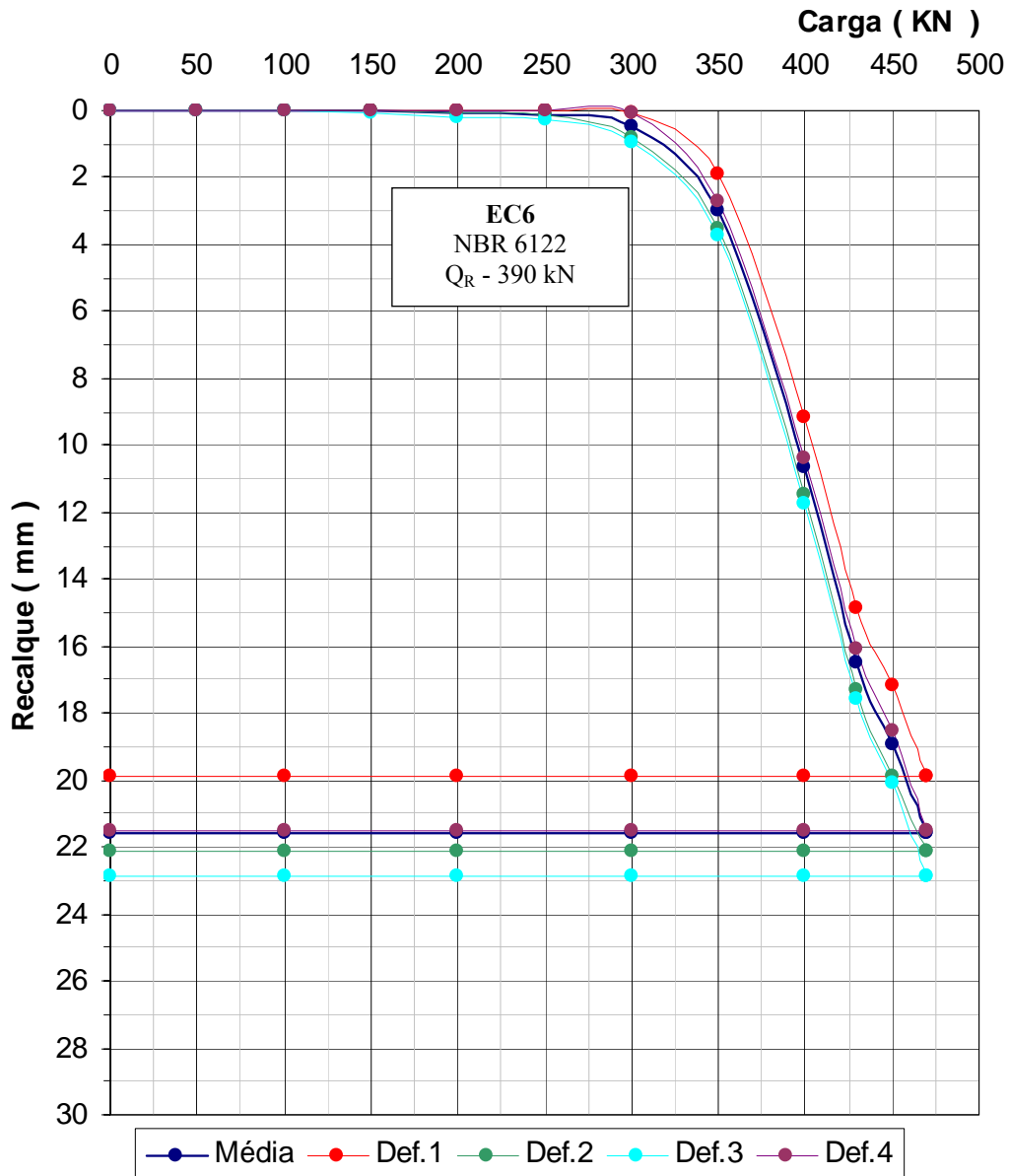


Figura 5. 7 – Curva carga-recalque da estaca EC6

O início da curva de transição dos gráficos analisados, variou entre 0,12% a 0,40% e o final entre 1,5% a 3% do diâmetro da estaca.

O comportamento das curvas carga-recalque das estacas EC2, EC3, EC4 e EC5 foi similar. A estaca EC1 apresentou a menor rigidez e a EC6 maior rigidez, comparada com as demais.

5.2. Interpretação da Curva Carga-Recalque

Devido à impossibilidade da instrumentação das estacas ensaiadas para determinação das parcelas de capacidade de carga lateral e de ponta, foram adotados critérios para definição destas parcelas a partir da interpretação da curva carga-recalque.

O primeiro segmento retilíneo da curva carga-recalque causa pequenos deslocamentos, onde a carga é transferida para o solo pelo fuste da estaca. A mobilização da resistência lateral apresentou recalques em geral inferiores à 4mm, registrados no topo da estaca (bloco). Vários autores apresentam valores de recalque relacionados com o diâmetro da estaca. Cita-se o trabalho de Décourt (1995), que para estacas escavadas em argila o valor que inicia a separação do atrito lateral da resistência de ponta esta entre 0,5% e 2% do diâmetro da estaca.

O segundo segmento retilíneo registra a mobilização da resistência de ponta, mostra que para cargas maiores há um crescimento dos recalques. Segundo Décourt (*op. cit.*) este trecho tem início com o valor de recalque corresponde a 4% do diâmetro da estaca. Entre os pontos correspondentes ao recalque de 0,5 e 2% do diâmetro e 4% do diâmetro ocorre a curva de transição (Figura 5.8).

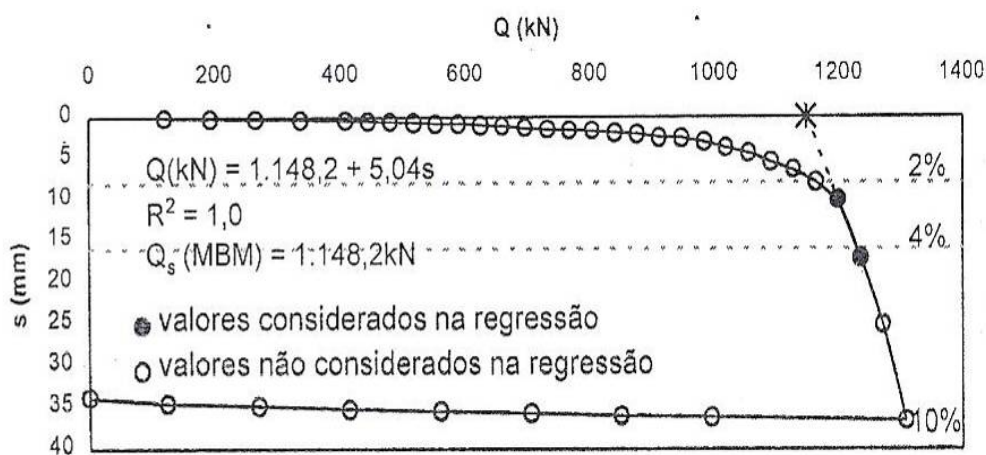


Figura 5.8 – Determinação da parcela resistência lateral, Décourt (2002)

5.2.1. Determinação da Carga de Ruptura

Em todas as curvas carga-recalque, obtidas nas seis provas de carga o valor de ruptura não ficou nítido, mas ao adotar-se o critério previsto na norma brasileira este valor ficou perfeitamente definido. Todas as provas de carga foram conduzidas a um valor de deslocamento superior a 10% do diâmetro da estaca, valor este suficiente para definição da ruptura pela norma brasileira. Mesmo assim foram adotados métodos gráficos e de

extrapolação para verificar sua utilização, facilidade e adequação as provas de carga realizadas.

Na Tabela 5.1 estão resumidos os valores de carga de ruptura determinados através da utilização dos métodos descritos e a figura 5.9 apresenta de forma gráfica a relação entre a carga determinada e o critério da NBR 6122.

Tabela 5. 1 – Carga de Ruptura medida considerando os métodos apresentados

Método		Cara de Ruptura Estimada (kN)					
		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6
NBR 6122(1996)	Q_{NBR}	190,0	321,0	320,0	292,0	362,0	390,0
Prática Inglesa	Q_{10D}	232,0	410,0	395,0	401,0	405,0	409,0
Davisson (1972)	Q_D	185,0	310,0	310,0	280,0	355,0	382,0
Média		202,33	343,33	341,67	324,33	374,00	393,67
Desvio Padrão		25,81	52,52	46,46	66,67	27,07	13,87
Coefficiente de. Variação		12,76	15,30	13,60	20,55	7,24	3,52
Intersecção das tangentes (Masure e Kaufman, 1983)	Q_{MK}	170,0	270,0	275,0	217,0	325,0	335,0
Inclinação das tangentes (Kulhawy, et al, 1983)	Q_K	175,0	290,0	290,0	252,0	332,0	360,0
Buttler e Hoy (Aoki et al. 1998)	Q_{BH}	180,0	290,0	300,0	270,0	330,0	363,0
De Beer (1967 – 1968)	Q_{DB}	150,0	180,0	240,0	190,0	320,0	430,0
Média		168,75	257,50	276,25	232,25	326,75	372,00
Desvio Padrão		13,15	52,52	26,26	35,74	5,38	40,65
Coefficiente de. Variação		7,79	20,40	9,51	15,39	1,65	10,93
Van der Veen (1952)	Q_{VD}	270,0	480,0	500,0	550,0	570,0	630,0
Mazurkiewicz (1972)	Q_{MA}	270,0	450,0	500,0	550,0	570,0	630,0
Massad (1986)	Q_M	255,8	446,2	438,2	523,6	426,9	566,6
Chin (1970)	Q_C	277,7	526,3	500,0	526,3	476,2	555,6
Rigidez (Décourt, 1996)	Q_R	262,1	494,4	502,1	528,5	461,6	477,5
Brinch Hansen/80%(1963)	Q_B	235,2	402,9	500,0	536,1	481,1	435,2
Média		261,81	466,63	490,05	535,75	497,62	549,13
Desvio Padrão		15,05	43,05	25,41	11,78	59,19	79,43
Coefficiente de. Variação		5,75	9,23	5,19	2,20	11,89	14,46
Considerando todos os Valores							
Valor Máximo		217,7	526,3	502,1	550,0	570,0	630,0
Valor mínimo		150,0	180,0	240,0	190,0	320,0	335,0
Média		219,45	374,67	390,02	393,58	416,52	458,75
Desvio Padrão		45,56	104,68	103,45	145,25	89,53	103,56
Coefficiente de. Variação		20,76	27,94	26,53	36,91	21,50	22,57

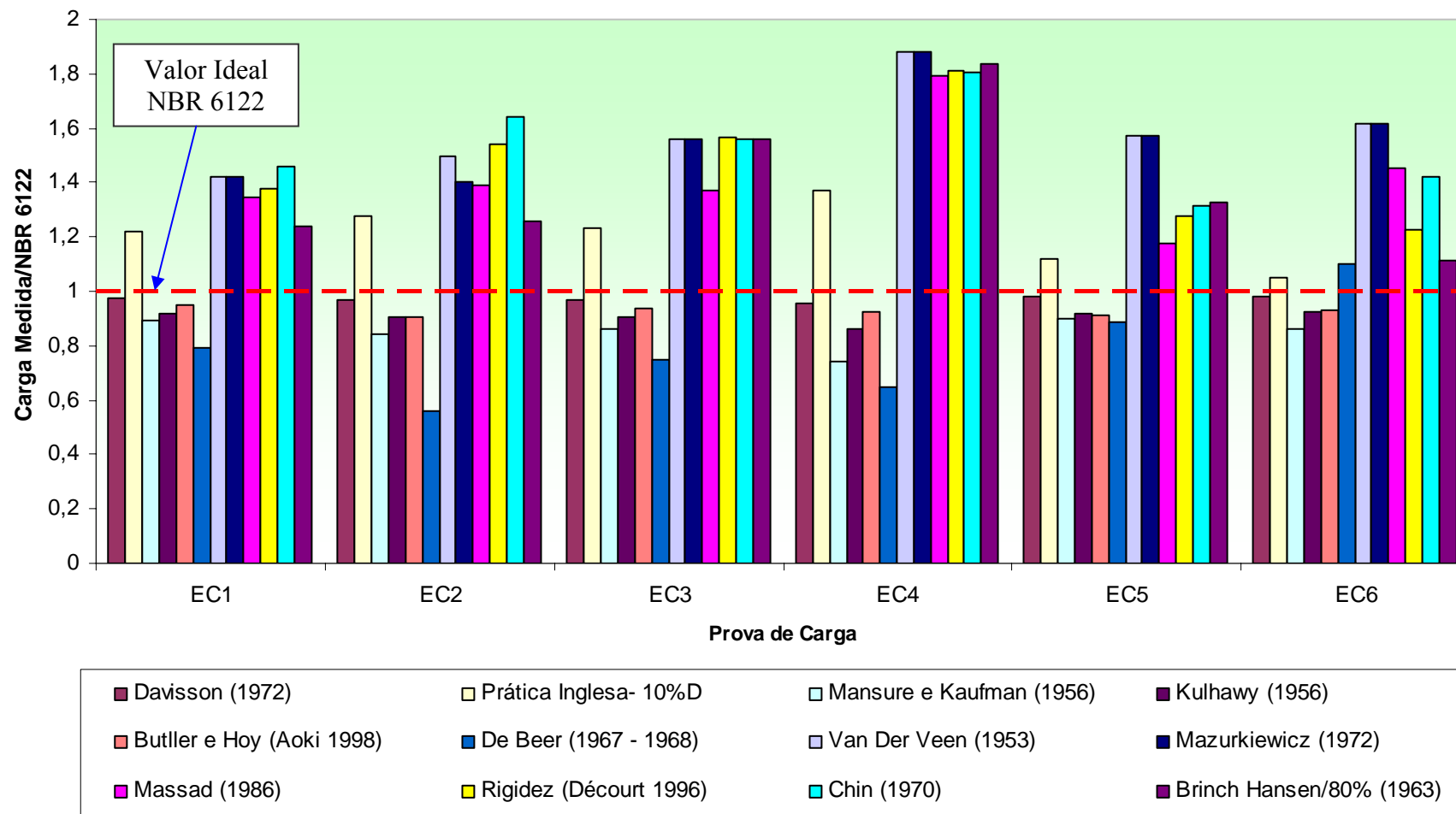


Figura 5. 9 –Relação entre as cargas de ruptura determinada a partir da interpretação da curva carga recalque das provas de carga com o critério da NBR 6122.

Como pode ser observado na tabela 5.1 e figura 5.9 existe uma dispersão entre os métodos de determinação da carga de ruptura, que pode ser separados em três grupos, os métodos que apresentam valores menores de estimativa de carga, que são os métodos gráficos (Mansure e Kaufman 1956, Kulhawy 1983, Butlter e Hoy apud Aoki et al. 1998, e de Beer 1967 – 1968). Valores mais elevados de carga de ruptura foram encontrados nos métodos de extrapolação da curva carga-recalque (Van der Veen 1953, Mazurkiewicz 1972, Massad 1986, Chin 1970, Décourt 1996 e Brinch Hansen 1963). Já os métodos que limitam o recalque ou encurtamento elástico da estaca (NBR 6122 1996, Prática Inglesa BSI – CP2004, e Davisson 1972), apresentaram valores um pouco superiores aos métodos gráficos. Os valores dos coeficientes de variação quando comparados todos os métodos situaram-se entre 20 e 37%, porém quanto comparados métodos do mesmo grupo estes valores reduzem-se significativamente.

5.2.2. Determinação da Carga Lateral e de Ponta

Como já discutido anteriormente determinou-se as parcelas de carga lateral (atrito) e ponta baseados na interpretação na curva carga-recalque. A carga lateral foi obtida pela proposta de Peres e Milititsky (1990) *apud* Ramirez (1993) e por Décourt (1995). Pela proposta de Peres e Milititsky, a resistência lateral é obtida pelo encontro do prolongamento de dois trechos retilíneos da curva carga-recalque, portanto a resistência de ponta corresponde à parcela complementar da resistência total. Estes procedimentos foram utilizados, em detrimento de outros possíveis métodos, pela simplicidade e unicidade dos resultados. A proposição de Décourt é similar, porém adota valores relacionados com o deslocamento relativo ao diâmetro da estaca (Figura 5.8) A tabela 5.2 apresenta os valores das parcelas resistência total ou última (Q_R), obtidos pelos critérios previstos pela NBR 6122 e a carga lateral que foi determinada pela proposta de Péres e Milititsky (1990) e Décourt (1995).

Tabela 5. 2 – Resistência total (Q_R), de ponta (Q_P) e lateral (Q_L) das estacas através do critério da NBR 6122.

Estaca	Q_R (kN)	Peres e Militistky				Décourt			
		Q_L (kN)	Q_P (kN)	q_L (kPa)	q_P (MPa)	Q_L (kN)	Q_P (kN)	q_L (kPa)	q_P (MPa)
EC1	190	170	20	90,23	0,64	151	39	80,2	1,24
EC2	321	270	51	143,3	1,62	210	111	111,5	3,54
EC3	320	275	45	109,5	1,43	252	68	100,3	2,17
EC4	292	217	75	86,4	2,39	205	87	81,6	2,77
EC5	362	325	37	99,5	1,18	310	52	94,9	1,66
EC6	390	335	55	100,7	1,75	337	53	101,3	1,69

Na análise dos valores apresentados na tabela 5.2, verifica-se que a resistência lateral ou atrito proposta por Décourt (1995) é um pouco inferior ao método sugerido por Peres e Milititsky (1990). Os valores de resistência lateral se situam entre 65 a 90% da carga de ruptura, com valor médio de 80% da carga de ruptura.

5.3. Análise do Desempenho de Previsão da Capacidade de Carga

Para a estimativa da capacidade de carga foram utilizados os métodos teóricos e semi-empíricos, apresentados no capítulo 2. Para os métodos teóricos foi utilizado o método de Terzaghi e Peck (1967) para determinação da carga de ponta; e os métodos propostos por Kézdi (1965), Chandler (1968), Burland (1973) e Touma e Reese (1974) para estimativa da carga lateral (atrito).

Para estimativa da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos utilizaram-se as propostas apresentadas por Aoki e Velloso (1975), com ajustes de Laprovitera (1988) e Monteiro (1997); por Décourt e Quaresma (1978), com modificações de Décourt (1986 e 1996) e ajustes de Milititsky (1988) para solos do Rio Grande do Sul; por P.P.C. Velloso (1981) com modificações de Meksraitis (1988); por Milititsky e Alves (1985); por Teixeira (1996), Vorcaro e Velloso (2000) e pelo método proposto pela UFRGS (2006).

Os métodos semi-empíricos utilizam valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens a percussão. Foram adotados os valores médios dos resultados das sondagens SP2 e SP3 devido à proximidade do local das estacas ensaiadas. Na camada com resistência superior a N_{SPT} 50 foi adotado o valor de máximo N_{SPT} de 50.

Tabela 5. 3 – Valores das resistências à penetração dinâmica (N_{SPT})

Prof. (m)	SP2	SP3	Média
1	9	13	11
2	8	13	10,5
3	15	14	14,5
5	15	14	14,5
6	50	16	33
7	50	50	50
8	50	50	50

5.3.1. Métodos Teóricos

A tabela 5.4 apresenta os valores da estimativa da carga lateral (Q_L), ponta (Q_P) e total (Q_R) pelos métodos teóricos, para as estacas de 0,20m de diâmetro e a profundidade de 3,0m, 4,0m e 5,25m. Esses valores estão representados na figura 5.10, na qual pode ser notado que há um aumento considerável da capacidade de carga quando a estaca está com a ponta apoiada na segunda camada (areia). A determinação da capacidade de carga de ruptura pode ser apresentada em dois grupos, em que os valores são aproximados entre eles, o primeiro grupo formado pelos métodos de Kézdi, 1965 (MT1), Kézdi modificado, 1965 (MT2), Burland, 1973 (MT4) e de Touma e Reese, 1974 (MT6), e o segundo grupo formado pelos métodos de Chandler, 1968 (MT3) e de Burland modificado, 1973 (MT5).

As figuras 5.11 a 5.13 mostram a relação entre a carga de ruptura prevista pelos métodos teóricos e a medida pelo critério da NBR 6122. Verifica-se que para parcela de resistência de ponta, o melhor desempenho foi o método de Terzachi e Peck, 1967 (MT13) considerando ruptura geral.

Para as estacas situadas na camada superior (argila-arenosa), estacas EC1, EC2, EC3 e EC4 as cargas de ruptura previstas pelos métodos teóricos foram bem inferiores aos medidos. Portanto, subestimando os valores de carga de ruptura. Para as estacas que tiveram a sua ponta apoiada na camada inferior (areia), estacas EC5 e EC6, alguns métodos de previsão teóricos apresentaram valores inferiores aos medidos.

Para as estacas EC1 e EC2 (figura 5.11), os métodos que tiveram o melhor desempenho foram o de Chandler, 1968 (MT3) e Burland modificado, 1973 (MT5).

Estes mesmos métodos, também apresentaram os melhores resultados para as estacas EC3 e EC4, conforme apresentado na figura 5.12.

Para as estacas EC5 e EC6 (Figura 5.13), apoiadas na camada inferior (arenosa) a comparação entre os valores previstos pelos métodos teóricos e os valores medidos pelo critério da NBR 6122, apresentaram-se mais consistentes. Verifica-se novamente que o melhor desempenho foi o método de Terzachi e Peck (1967) para ponta, considerando ruptura geral. Os métodos propostos por Kézdi, 1965 (MT1), Kézdi modificado, 1965 (MT2), Burland, 1973 (MT4) e Touma e Reese, 1974 (MT6) apresentaram valores entre 0,85 a 1,04 para relação carga prevista e a carga medida. Já os métodos de Chandler, 1968 (MT3) e Burland modificado, 1973 (MT5) apresentaram valores da relação carga prevista e a carga medida entre 1,25 a 1,52.

Tabela 5. 4 - Previsão da carga de ruptura pelos métodos teóricos para as estacas de 0,2m de diâmetro e 3,00, 4,00 e 5,25m de comprimento

Cód.	Método	Q _P (kN)			Cód.	Método	Q _L (kN)			Q _R (kN)		
		3,00m	4,00m	5,25m			3,00m	4,00m	5,25m	3,00m	4,00m	5,25m
MT13	Terzaghi e Peck (geral) (1967)	35	39,2	285,55	MT1	Kézdi (1965)	19,62	25,64	44,17	54,62	64,84	329,72
					MT2	Kézdi (1965) Modificado	26,71	34,9	60,13	61,71	74,10	345,68
					MT3	Chandler (1968)	96,41	140,42	203,79	131,41	179,62	489,34
					MT4	Burland (1973)	26,71	47,48	81,80	61,71	86,68	367,35
					MT5	Burland (1973) com $\beta = 0,8$	86,77	154,26	265,76	121,77	193,46	551,31
					MT6	Touma e Reese (1974)	29,13	51,78	89,21	64,13	90,98	374,76
MT14	Terzaghi e Peck (local) (1967)	16,2	18,3	48,95	MT7	Kézdi (1965)	19,62	25,64	44,17	35,82	43,94	93,12
					MT8	Kézdi (1965) Modificado	26,71	34,9	60,13	42,91	53,2	109,80
					MT9	Chandler (1968)	96,41	140,42	203,79	112,61	158,72	252,74
					MT10	Burland (1973)	26,71	47,48	81,80	42,91	65,78	130,745
					MT11	Burland (1973) com $\beta = 0,8$	86,77	154,26	265,76	102,97	172,56	314,71
					MT12	Touma e Reese (1974)	29,13	51,78	89,21	45,33	70,08	138,16

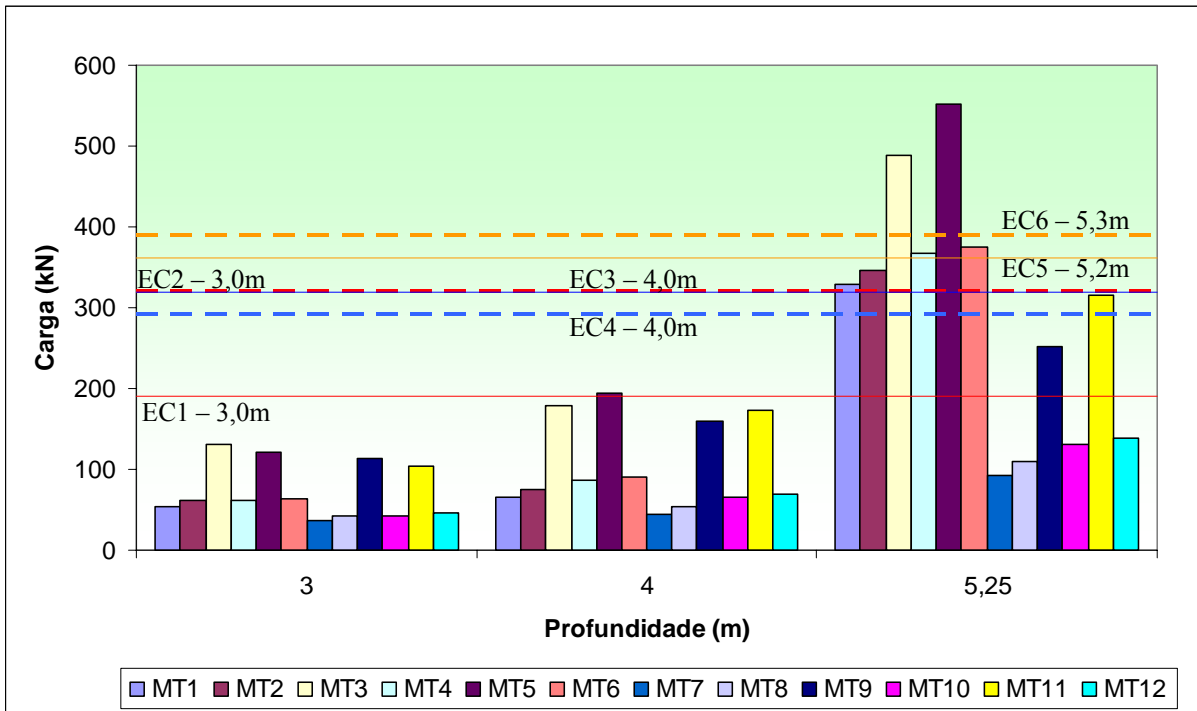


Figura 5. 10 - Carga de ruptura prevista pelos métodos teóricos para as estacas ensaiadas comparadas com os valores determinados pelo Critério da NBR 6122

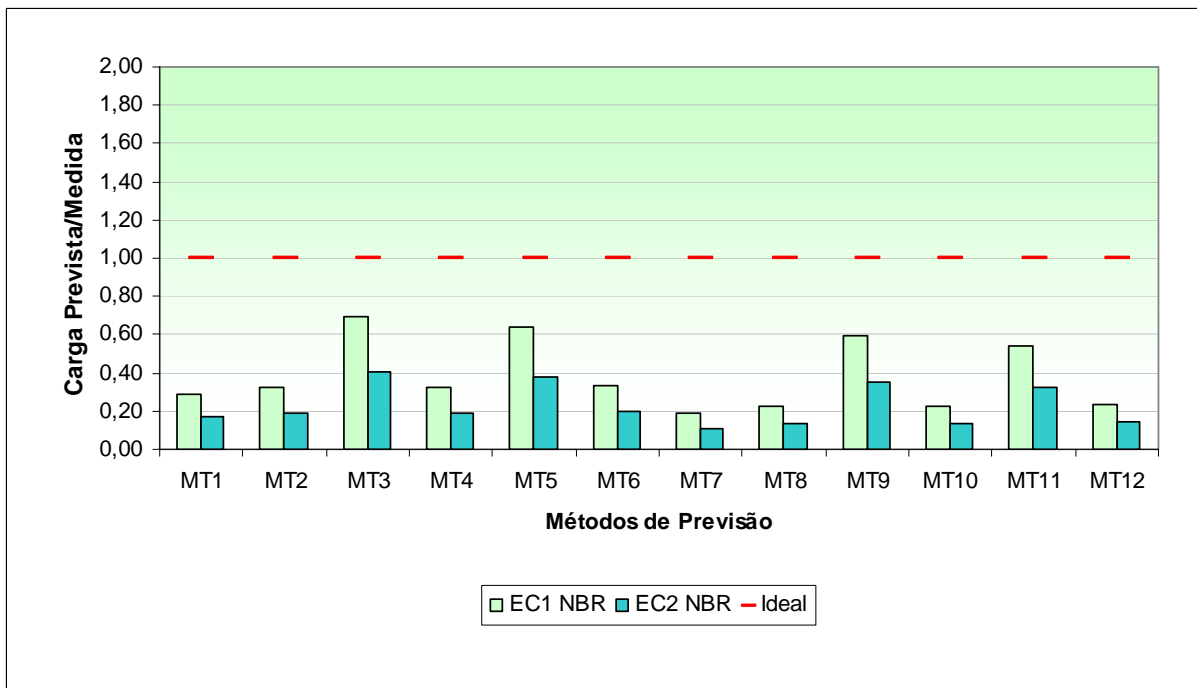


Figura 5. 11 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos teóricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC1 e EC2 (3m).

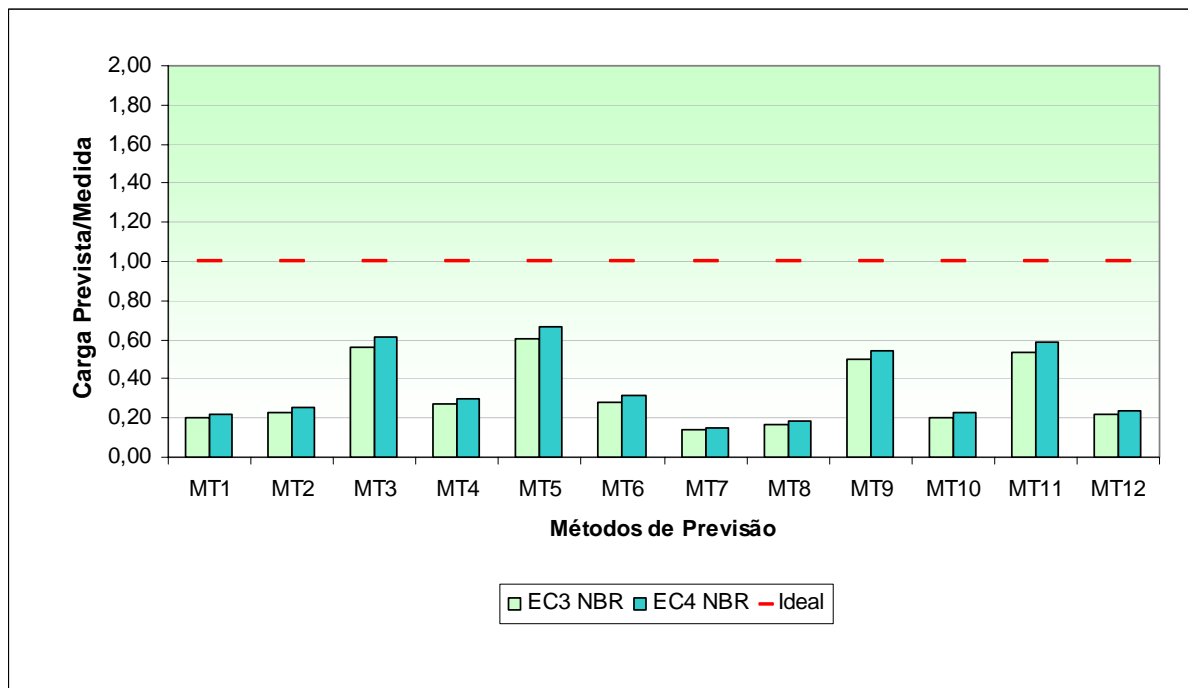


Figura 5. 12 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos teóricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC3 e EC4 (4m).

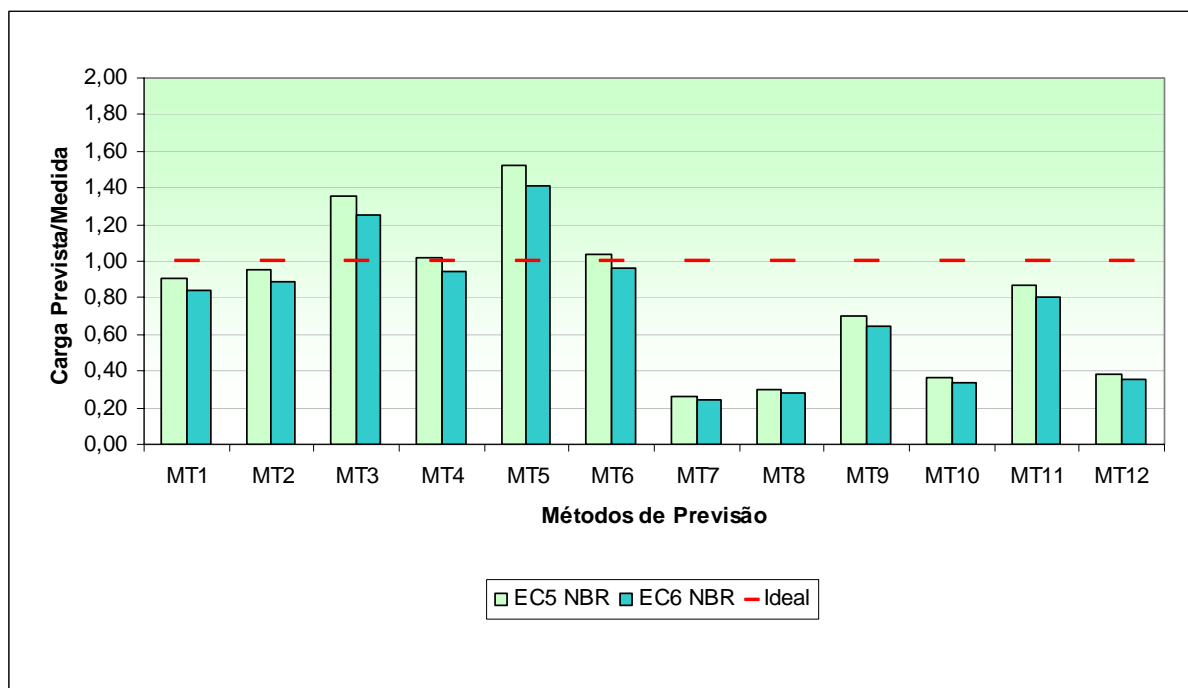


Figura 5. 13 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos teóricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC5 (5,2) e EC6 (5,3m).

5.3.2. Métodos semi-empíricos

Da mesma forma que as previsões de capacidade de carga dos métodos teóricos os métodos semi-empíricos apresentaram um comportamento similar para as estacas situadas na

camada superior (argila-arenosa). Para as estacas EC1, EC2, EC3 e EC4 as cargas de ruptura previstas pelos métodos semi-empíricos foram inferiores à medida pelo critério da NBR 6122 o que determina um comportamento a favor da segurança e para as estacas que tiveram a sua ponta apoiada na camada inferior (areia), estacas EC5 e EC6, alguns métodos de previsão foram superiores aos medidos. A tabela 5.5 apresenta os valores estimados para resistência lateral (Q_L), de ponta (Q_P) e total (Q_R) para as estacas ensaiadas.

A figura 5.14 apresenta de forma gráfica os valores obtidos através dos métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga. As figuras 5.15 a 5.17 mostram a relação entre a carga de ruptura prevista pelos métodos semi-empíricos e a medida pelo critério da NBR 6122.

Para as estacas EC1 e EC2 com 3,0m de profundidade (figura 5.15), os métodos que tiveram o melhor desempenho foram: Laprovitera, 1988 (MSE2), Monteiro, 1997 (MSE3), Décourt e Quaresma, 1978 (MSE4), Décourt, 1986 (MSE5), Teixeira, 1996 (MSE11) e UFRGS, 2006 (MSE13). Os valores obtidos entre a carga prevista e a carga medida variou entre 0,39 a 0,76.

Para as estacas EC3 e EC4 com 4,0m de profundidade (Figura 5.16) os métodos de previsão de capacidade de carga que tiveram o melhor desempenho foram os mesmos das estacas EC1 e EC2. Os valores obtidos entre a carga prevista e a carga medida entre 0,52 a 0,72.

Na figura 5.17, está representada a relação entre capacidade de carga prevista pelos métodos semi-empíricos e medida pelo critério da NBR 6122 para as estacas EC5 e EC6 (5,20 e 5,30m), apoiadas na camada de areia aonde alguns métodos de previsão apresentaram valores superiores aos estimados.

Para as estacas EC5 e EC6 os métodos semi-empíricos de previsão apresentaram valores superiores ao estimado, exceto os métodos Décourt, 1996 (MSE7), Milititsky, 1985 (MSE10), Vorcaro e Velloso, 2000 (MSE12) e o método da UFRGS 2006 (MSE13).

Nos resultados apresentados para as estacas situadas na camada argilo-arenosa (EC1 a EC4) os valores previstos da capacidade de carga foram inferiores aos medidos, portanto, subestimando a carga de ruptura. Para as estacas apoiadas na camada arenosa (EC5 e EC6), pode-se notar que alguns dos métodos semi-empíricos de previsão da capacidade da carga foram superiores aos valores medidos. O método de Décourt e Quaresma 1978 (MSE4) apresentou valores muito superiores aos demais e os métodos de Décourt 1982 (MSE7) e Milititsky 1985 (MSE10) apresentaram valores muito inferiores aos demais.

Tabela 5. 5 - Previsão da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos para as estacas de 0,2m de diâmetro e 3,00, 4,00 e 5,25m de comprimento

Método de Previsão		Cod.	Q _L (kN)			Q _P (kN)			Q _R (kN)		
			3,00m	4,00m	5,25m	3,00m	4,00m	5,25m	3,00m	4,00m	5,25m
Aoki Velloso (1975)	Aoki Velloso (1978)	MSE1	31,65	44,4	91,73	53,12	53,12	523,33	84,77	97,52	615,06
	Laprovitera (1988)	MSE2	96,46	135,31	238,39	48,57	48,57	209,33	145,03	183,88	447,72
	Monteiro (1997)	MSE3	70,74	99,23	190,82	66,78	66,78	382,03	137,52	166,01	572,85
Décourt e Quaresma (1978)	Décourt e Quaresma (1978)	MSE4	94,20	131,88	178,98	49,61	77,87	556,83	143,81	209,75	735,81
	Décourt (1986)	MSE5	89,49	122,2	176,65	41,34	64,89	278,41	130,83	187,09	455,06
	Milititsky (1988)	MSE6	62,64	85,54	123,66	41,34	64,89	278,41	103,98	150,43	402,07
	Décourt (1996)	MSE7	71,59	97,76	137,96	35,14	55,16	139,21	106,73	152,92	277,17
P.P.C Velloso (1981)	P.P.C. Velloso (1981)	MSE8	49,85	69,93	129,37	37,09	52,55	301,68	86,94	122,48	431,05
	Meksraitis (1988)	MSE9	49,85	69,93	129,37	39,84	39,84	329,70	89,69	109,77	459,07
	Milititsky (1985)	MSE10	50,30	68,85	94,71	24,81	38,94	83,52	75,11	107,79	178,23
	Teixeira (1996)	MSE11	84,78	116,49	172,42	53,75	84,36	375,86	138,53	200,85	548,28
	Vorcaro-Veloso (2000)	MSE12	-	-	-	-	-	-	91,42	121,29	327,81
	UFRGS (2006)	MSE13	44,98	62,33	101,48	80,28	123,47	190,95	124,96	185,80	292,43

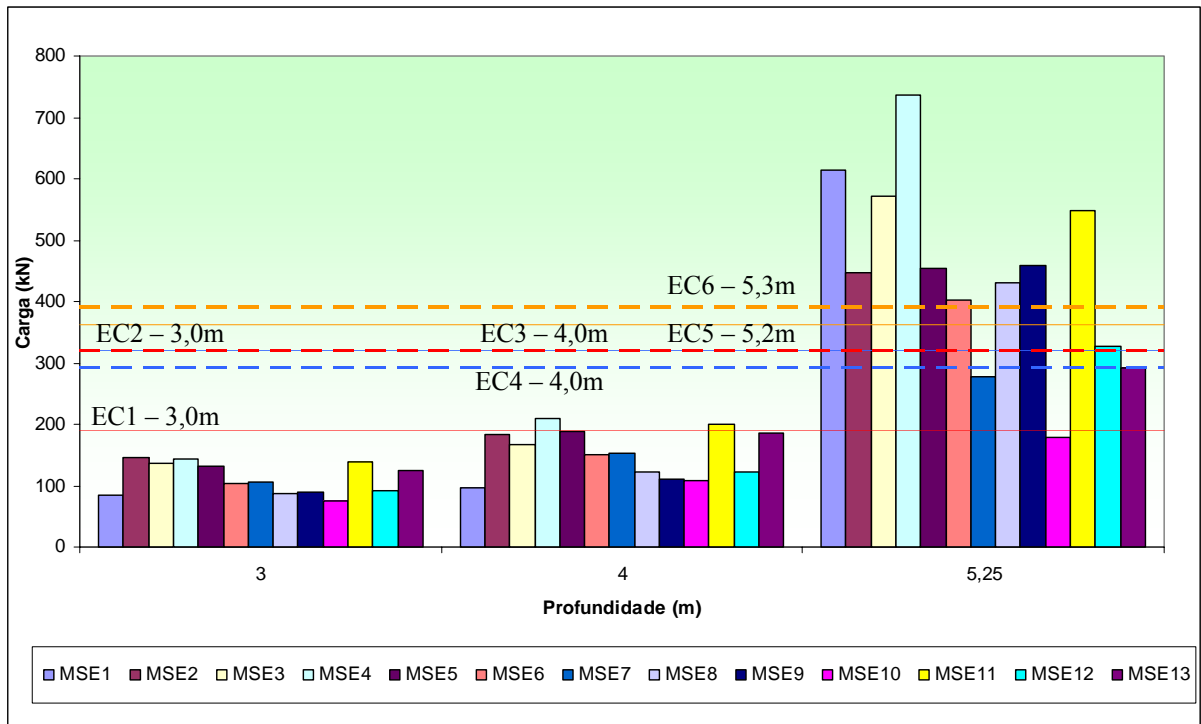


Figura 5. 14 - Carga de ruptura prevista pelos métodos semi-empíricos para as estacas ensaiadas comparadas com os valores determinados pelo Critério da NBR 6122.

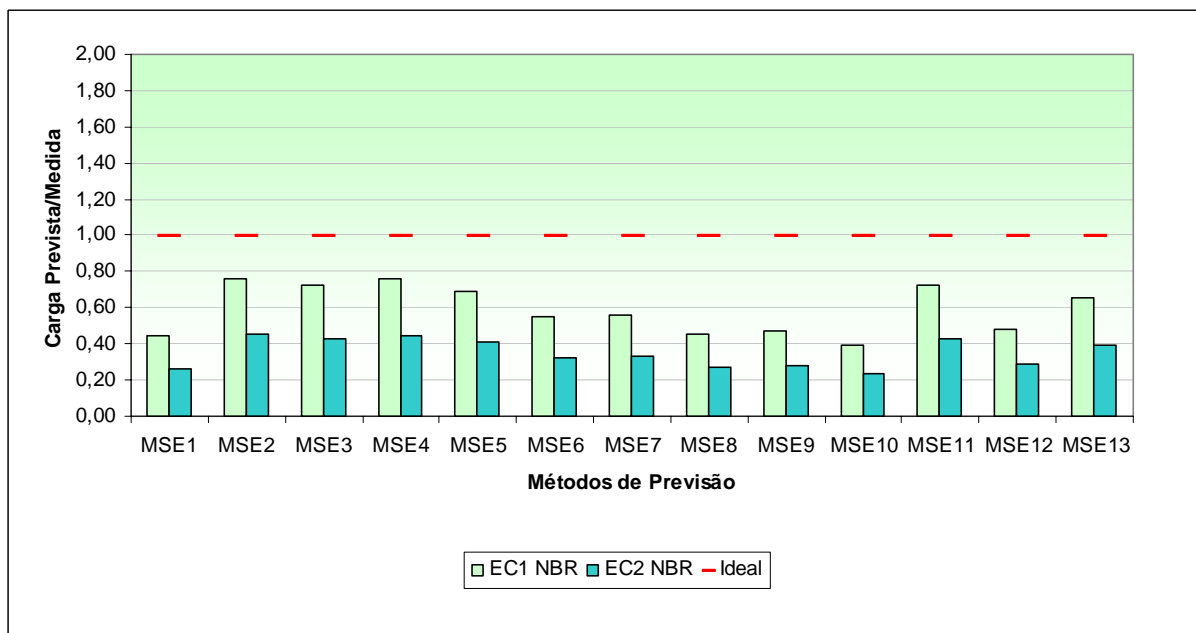


Figura 5. 15 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC1 e EC2 (3,0m).

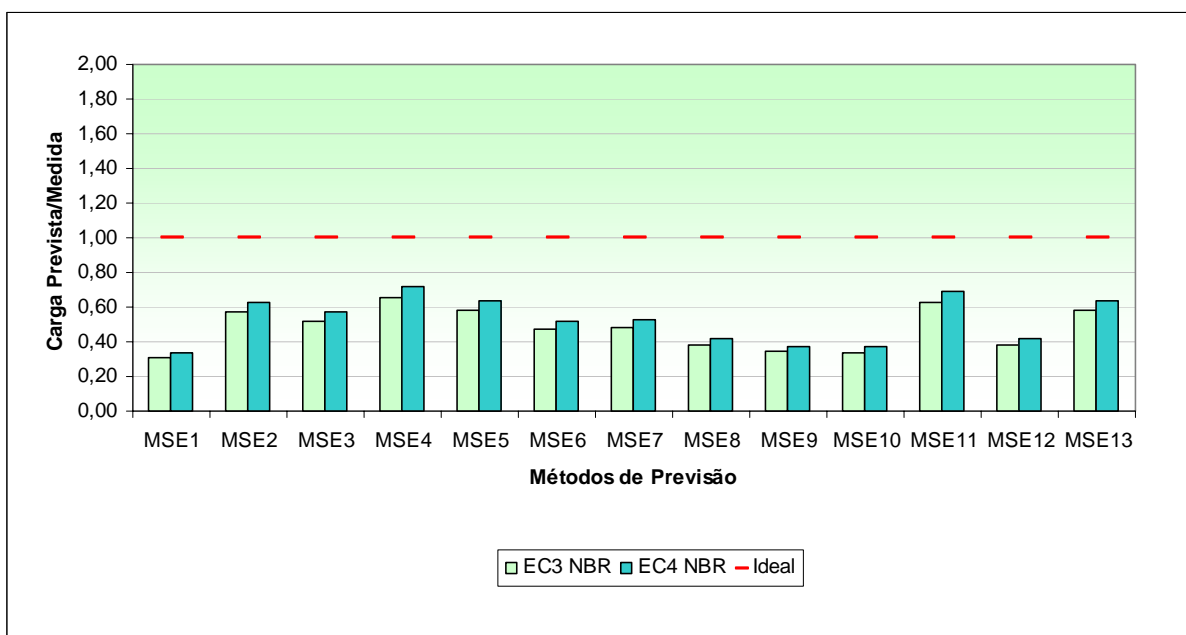


Figura 5. 16 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC3 e EC4 (4,0m).

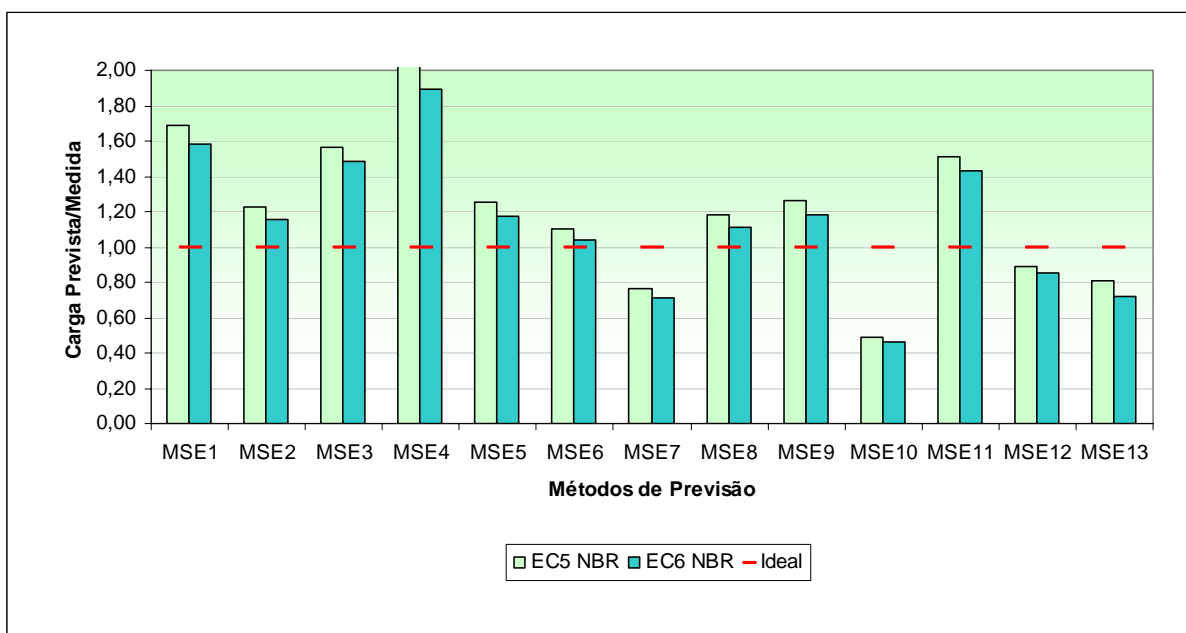


Figura 5. 17 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC5 (5,2) e EC6 (5,3m).

As figuras 5.18 a 5.20 mostram a relação entre a carga lateral prevista e a medida pela proposta de Peres e Milititsky (1990) e Décourt (1995), para as estacas ensaiadas.

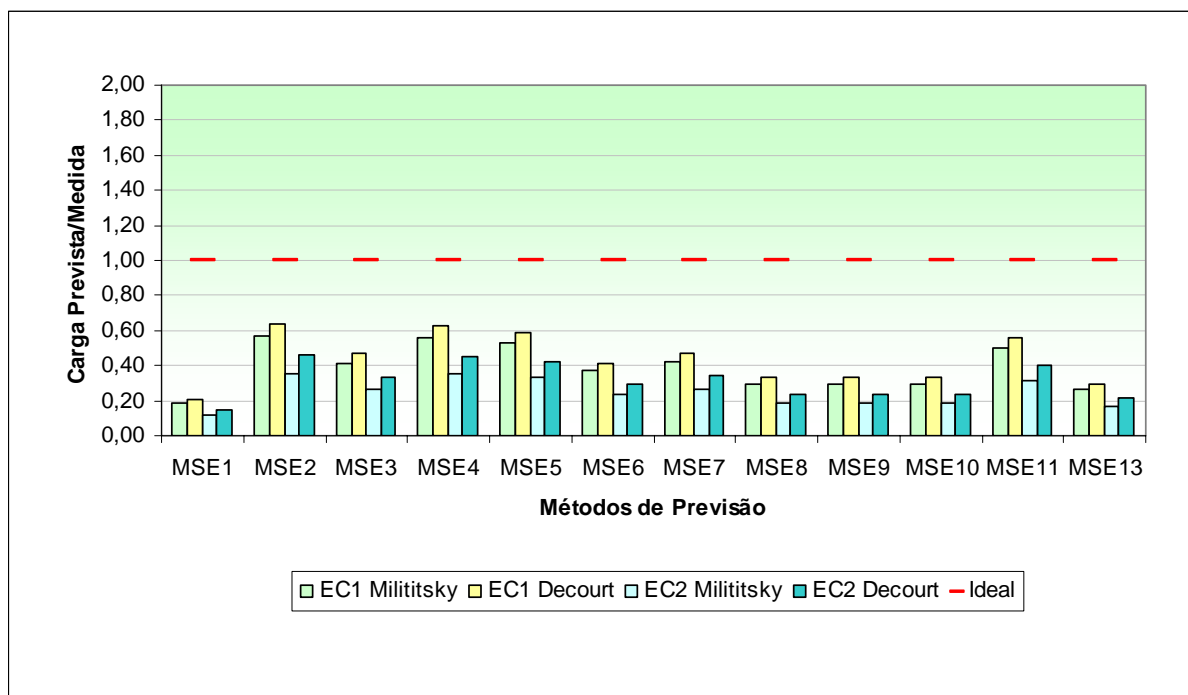


Figura 5. 18 - Relação entre a carga lateral prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC1 e EC2 (3m).

A relação entre a carga lateral prevista e medida para a estaca EC1 e EC2 está representada na figura 5.18. Os métodos que apresentaram o melhor desempenho foram o de Laprovitera, 1988 (MSE2), Décourt e Quaresma, 1978 (MSE4), com a relação carga prevista e carga medida de 0,35 a 0,57 pela proposta de Peres e Milititsky e 0,45 a 0,64 pela proposta de Décourt.

Para as estacas EC3 e EC4 a relação entre a carga lateral prevista e a medida esta representada na figura 5.19. Os melhores desempenhos foram dos mesmos métodos das estacas EC1 e EC2, para uma relação de carga prevista e de carga medida de 0,48 a 0,62 pela proposta de Peres Milititsky de 0,52 a 0,66 pela proposta de Décourt.

A figura 5.20 apresenta os valores da relação entre a capacidade de carga lateral prevista e da carga medida das estacas EC5 e EC6. Os métodos de Laprovitera, 1988 (MSE2), Monteiro, 1997 (MSE3), com uma relação de carga prevista e carga medida de 0,57 a 0,72 pela proposta de Peres e Milititsky e de 0,58 a 0,76 pela proposta de Décourt.

Para previsão da capacidade de carga lateral das estacas ensaiadas, todos os métodos de previsão semi-empíricos apresentaram valores inferiores aos valores medidos.