

4

Previsão da capacidade de suporte

Os resultados das provas de carga do capítulo anterior foram analisados com alguns dos métodos para previsão de carga última descritos no capítulo 2, bem como pela aplicação do método dos elementos finitos através do programa computacional Plaxis v.8 (PLAXISBV, 2004). Este programa foi elaborado tendo em vista sua utilização por engenheiros geotécnicos, não necessariamente especialistas na área de métodos numéricos.

4.1. Modelagem com o Plaxis v.8

Normalmente a modelagem de estacas submetidas a carregamentos axiais é feita na formulação axissimétrica do método dos elementos finitos considerando-se elementos planos para discretização tanto da estaca quanto do solo (figura 4.1).

Neste estudo, entretanto, adotou-se a modelagem proposta por Baars (1997) onde a estaca é representada apenas pelo seu contorno com auxílio de elementos de viga uni-dimensionais de formulação axissimétrica (figura 4.2a). Além do número de elementos tornar-se menor (não sendo necessário a utilização de um grande número de pequenos elementos planos para representação da estaca), a vantagem principal deste tipo de modelagem é permitir introduzir os efeitos de instalação da estaca, através da aplicação de carregamentos sobre os elementos de viga.

De maneira geral, o processo de simulação do comportamento de estacas através desta abordagem pode ser sumarizado nos seguintes passos:

- a) execução de uma análise inicial, sem a inclusão dos elementos de estaca, para gerar o campo das tensões iniciais. Ao longo do furo, uma distribuição de carregamento compatível com o estado de tensões iniciais deve ser aplicada (figura 4.2b). Deformações e deslocamentos calculados nesta etapa são ignorados;

- b) em uma segunda etapa de cálculo, outras distribuições de carregamento podem ser aplicadas no contorno do furo para representar efeitos de instalação da fundação. Por exemplo, para estacas cravadas de raio R e comprimento h em areias médias e compactas, a distribuição das tensões normais radiais pode ser expressa pela equação (4.1) proposta por Jardine et al (1998):

$$\sigma_r' = 0,029q_c \left(\frac{\sigma_v'}{p_a} \right)^{0,12} \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,38} \quad (4.1)$$

onde σ_v' é a tensão vertical efetiva na profundidade relativa h/R , p_a a pressão atmosférica e q_c o correspondente valor da resistência de ponta no ensaio CPT;

- c) finalmente, com a estaca introduzida e representada pelos elementos de viga 1-D, os deslocamentos radiais dos nós da estaca devem ser impedidos, conforme figura 4.2a. O carregamento axial na estaca pode então ser imposto, por forças nodais ou através de deslocamentos verticais prescritos.

Outro tipo de consideração que deve ser feita em problemas de interação solo-estrutura é a introdução de elementos de interface (figura 4.3) para simular a possibilidade de deslocamentos relativos entre o solo e a estaca, corpos que usualmente exibem grandes contrastes de rigidez.

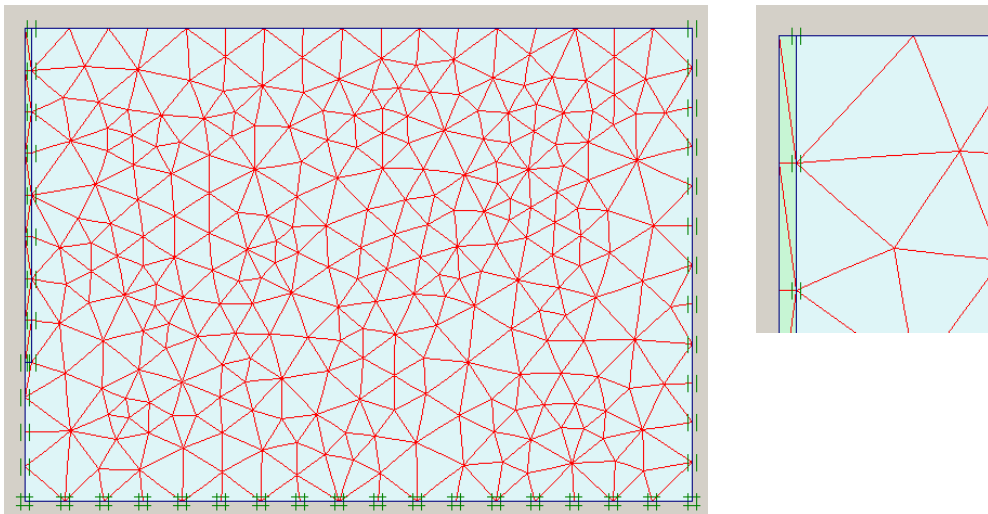


Figura 4.1: Modelagem do maciço de solo e estaca com elementos planos triangulares de 6 nós (à direita detalhe do topo da estaca)..

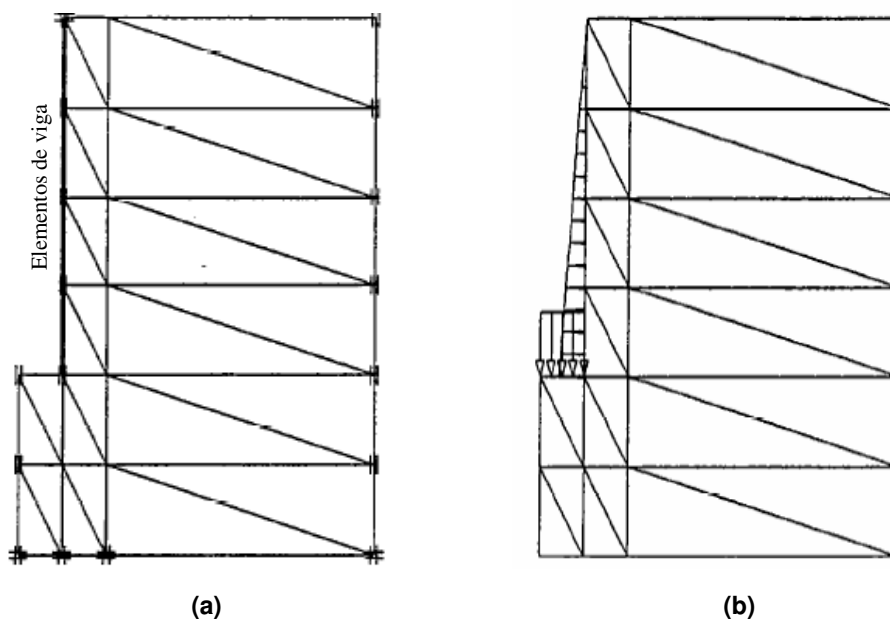


Figura 4.2 – Alternativa de modelagem da periferia da estaca com elementos de viga (Baars, 1997)

Na figura 4.3 os elementos de interface estão mostrados com uma espessura finita, mas na formulação numérica implementada no programa Plaxis v.8 as coordenadas dos pares de pontos nodais (do elemento plano e do elemento de interface) são idênticas, ou seja, o elemento de interface tem espessura nula. Para

melhor simulação mecânica das regiões com concentração de tensões (cantos das estruturas mais rígidas) recomenda-se prolongar os elementos de interface para melhorar a qualidade dos resultados numéricos obtidos.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é utilizado para descrição do comportamento mecânico na interface, com as propriedades de resistência ao longo da interface solo-estaca estimadas como

$$c_{inter} = R_{inter} \cdot c_{solo} \quad e \quad \tan \phi_{inter} = R_{inter} \tan \phi_{solo} \quad (4.2)$$

onde R_{inter} é um fator de redução dos parâmetros de resistência.

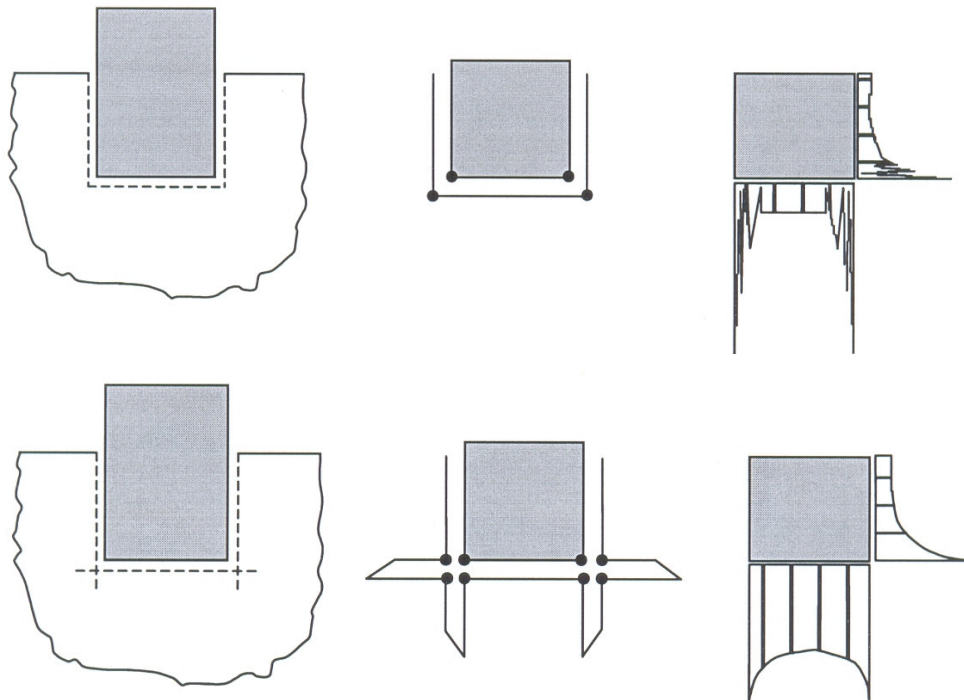


Figura 4.3: Distribuição das tensões em cantos de estruturas desconsiderando (ilustrações superiores) e considerando (ilustrações inferiores) elementos de interface – manual do Plaxis v.8.

Valores específicos deste fator são normalmente obtidos através de ensaios de cisalhamento direto ou, alternativamente, valores aproximados podem ser consultados em várias publicações da literatura, como os listados na tabela 4.1 (Potyondy, 1961).

O critério de “corte por tração” (*tension cut-off*) deve ser também satisfeito pelos elementos de interface, ou seja, os valores de tensão normal σ devem ser inferiores à resistência à tração no solo da interface $\sigma_{t,inter}$.

$$\sigma < \sigma_{t,inter} = R_{inter} \cdot \sigma_{t,solo} \quad (4.3)$$

Tabela 4.1 : Valores típicos do fator de redução de resistência R_{inter} de acordo com Potyondy (1961) – apud Borga (1999)

Material da estaca	Acabamento da superfície	Areia seca	Areia saturada
Aço	Lisa (polida)	0,54	0,64
	Áspera (oxidada)	0,76	0,80
Madeira	Paralela às fibras	0,76	0,85
	Normal às fibras	0,88	0,89
Concreto	Lisa (forma metálica)	0,76	0,80
	Áspera (forma de madeira)	0,88	0,88
	Rugosa (sem forma)	0,98	0,90

4.2 Simulação numérica das provas de carga

Na simulação numérica da prova de carga, o carregamento no topo da estaca é aplicado de forma incremental até que a ruptura seja atingida, isto é, até que não haja mais convergência das equações de equilíbrio no método de elementos finitos, indicando que a estaca está na condição de equilíbrio limite (Q_{ult}).

As tensões iniciais devido ao peso próprio do material são calculadas em uma etapa preliminar do processo, conforme comentado no item 4.1. Efeitos do processo de instalação da estaca foram ignorados nas simulações apresentadas nesta dissertação devido à falta de informações na literatura de como simular tais efeitos para estacas escavadas em solos de granulação fina.

Quanto aos aspectos da discretização da geometria do problema, a literatura fornece indicações sobre as dimensões mínimas da malha de elementos finitos necessária para a obtenção de resultados numéricos confiáveis. Trochanis et al. (1991), utilizando elementos quadrilaterais quadráticos, recomendaram malha com extensão horizontal equivalente a 0,6 comprimentos da estaca e extensão vertical equivalente a 1,7 comprimentos. Hoback e Rujipakorn (2004), com o mesmo tipo de elemento, sugeriram malha com largura equivalente a um comprimento de estaca e profundidade de dois comprimentos. Rodriguez (1984),

em seu trabalho sobre o estudo do comportamento de fundações profundas em meios linearmente não-homogêneos, empregou malha de elementos quadrilaterais quadráticos com profundidade equivalente a dois comprimentos de estaca e largura de até 1,5 comprimento. Neste trabalho, adotou-se largura para malha de 2 vezes o comprimento da estaca, e profundidade de 1,4 (estacas Unicamp) e 1,5 (estacas UnB) vezes o comprimento da fundação. Tais valores foram escolhidos por representarem limites, visto que malhas com dimensões maiores que estas não provocam diferenças significativas nos resultados.

As malhas de elementos finitos utilizadas neste trabalho foram compostas por elementos triangulares quadráticos (6 nós) em malhas com acentuada discretização para obtenção de maior acurácia nos resultados. Schweiger (2005) advertiu que o grau de refinamento da malha pode exercer grande influência no valor final da capacidade de suporte de estacas através do método dos elementos finitos, apresentando alguns casos de simulações bi e tridimensionais com o programa Plaxis onde tais efeitos mostraram-se significativos.

4.2.1 Prova de carga da Unicamp

A figura 4.4 mostra o modelo do perfil de solo, dividido em 17 camadas de 1m de espessura cada, com parâmetros de resistência obtidos da tabela 3.1. O coeficiente de redução na interface solo – concreto foi considerado igual a 0,9.

O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb foi adotado para os solos enquanto que a estaca escavada de concreto armado foi admitida comportar-se elasticamente ($E_p = 21.000$ MPa, $\nu = 0$). Valores dos módulos de elasticidade para as diferentes camadas de solos foram também retirados da figura 3.1 (valores obtidos a partir de ensaios triaxiais realizados em laboratório).

A correspondente malha de elementos finitos está ilustrada na figura 4.5, formada por 733 elementos triangulares quadráticos (6 nós). As condições de contorno impedem deslocamentos laterais nos contornos laterais esquerdo e direito, enquanto que o contorno inferior da malha, situado à profundidade de 17m, tem os deslocamentos horizontais e verticais impedidos (completa aderência).

A figura 4.6 mostra a malha deformada com a carga de ruptura ($Q_{ult} = 665$ kN, $r_{ult} = 111,6$ mm) enquanto que a figura 4.7 ilustra a região imediatamente abaixo da ponta da estaca, onde se produziram as maiores deformações com escoamento plástico do material.

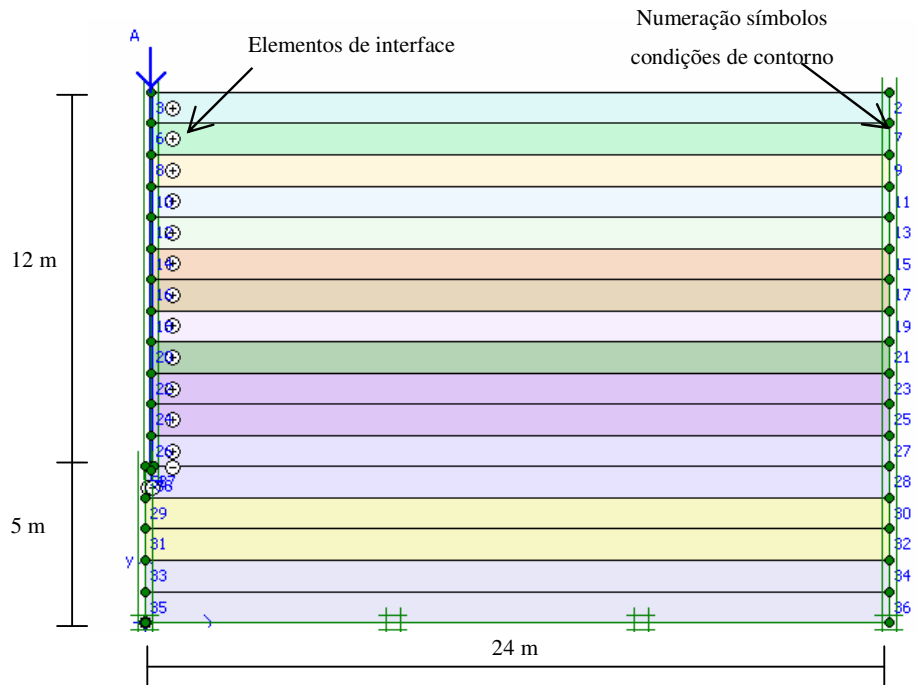


Figura 4.4: Geometria do modelo solo-estaca com 17 camadas de solo homogêneo com 1m de espessura.

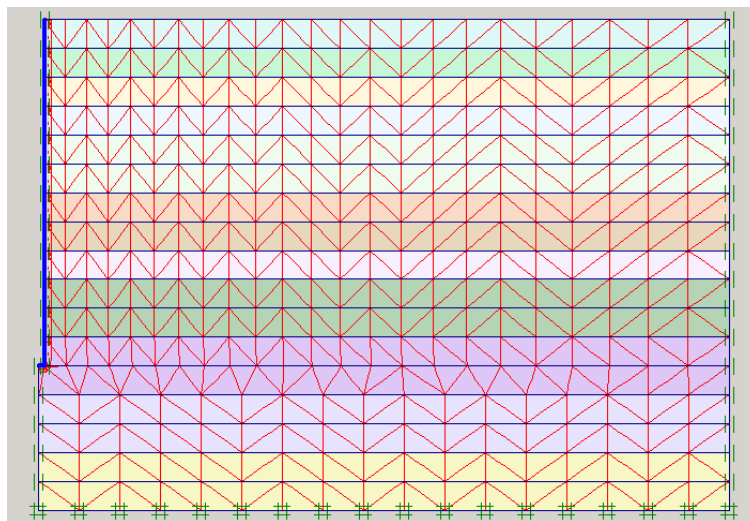


Figura 4.5: Malha de elementos finitos utilizada nas estacas escavadas da Unicamp.

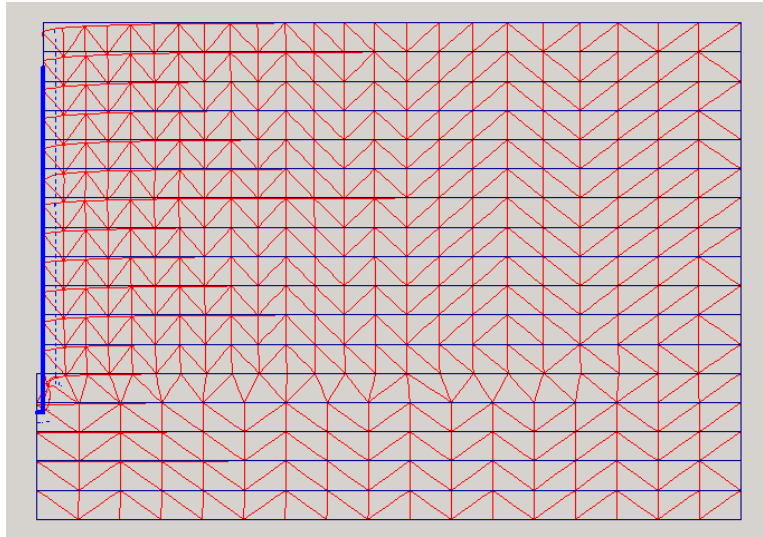


Figura 4.6: Deformada da malha de elementos com carregamento Q_{ult} (escala ampliada)



Figura 4.7: Escoamento plástico na base da estaca com carregamento Q_{ult} .

Como informado no capítulo 3, foram executadas na Unicamp 3 provas de carga em estacas escavadas de concreto armado de 12m de comprimento e 0,4m de diâmetro, todas numericamente representadas pela malha da figura 4.5. Em virtude da similaridade numérica do problema, os resultados foram comparados na figura 4.8 com a média dos valores de carga e de recalque medidos nas 3 provas

de carga experimentais. Os valores previstos e a média dos valores medidos concordam razoavelmente.

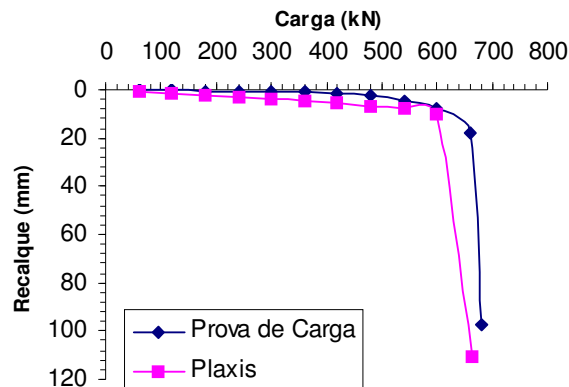


Figura 4.8: Curvas carga x recalque experimental média e a previsão numérica por elementos finitos

4.2.2 Provas de carga da UnB

Os módulos de elasticidade dos solos das provas de carga da UnB não foram especificamente avaliados em ensaios de campo ou de laboratório, mas informações da literatura situam seu intervalo de provável variação entre 1 a 8 MPa para o solo em seu estado natural de umidade (Cunha, 2003)

De acordo com Mascarenha (2003) a sucção influencia nos resultados do ensaio SPT (figura 4.9) e, por este motivo, em seu trabalho existem valores do número de golpes para diferentes épocas de execução do ensaio ao longo do ano, isto é, para diferentes valores de sucção que variam em função da precipitação pluviométrica.

A capacidade de suporte da estaca será estimada considerando-se a distribuição média do número de golpes SPT nos períodos de máxima e mínima precipitação pluviométrica (figura 4.9).

Aplicando-se correlações propostas na literatura, tem-se então a distribuição dos módulos de elasticidade do solo com a profundidade nestes dois períodos, conforme explicado a seguir. O coeficiente de Poisson foi admitido constante e igual para todas as camadas de solo ($\nu = 0,3$).

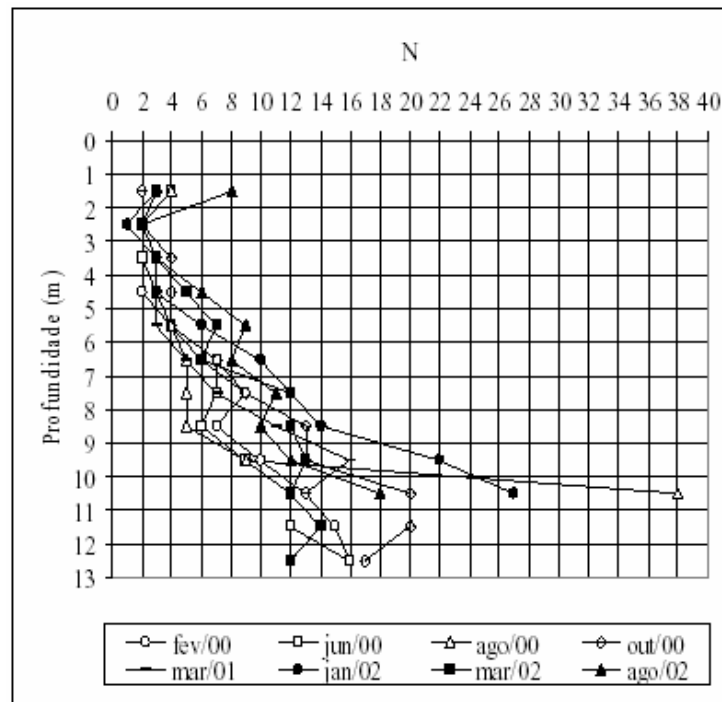


Figura 4.9: Variação com a data do ensaio da distribuição do número de golpes do ensaio SPT com a profundidade (Mascarenha, 2003).

4.2.2.1 Módulos de elasticidade na condição saturada

Várias correlações para solos residuais propostas na literatura - Fonseca (1996), Jones e Rust (1989), Rocha Filho (1991), Rocha Filho (1988) - foram consideradas para estimativa do módulo de elasticidade do solo na condição saturada. Os módulos determinados a partir destas correlações (figuras 4.10 e 4.11) foram introduzidos no programa computacional Plaxis v.8 e os resultados numéricos assim obtidos foram comparados com a curva carga x recalque medida em campo. A correlação escolhida com base neste critério foi a proposta por Rocha Filho (1988), expressa pela equação 4.4 O valor calculado da carga última para todas as correlações testadas manteve-se constante.

$$E_s = 0,81 + 2,83.N_{SPT} \text{ (MPa)} \quad ($$

4.4)

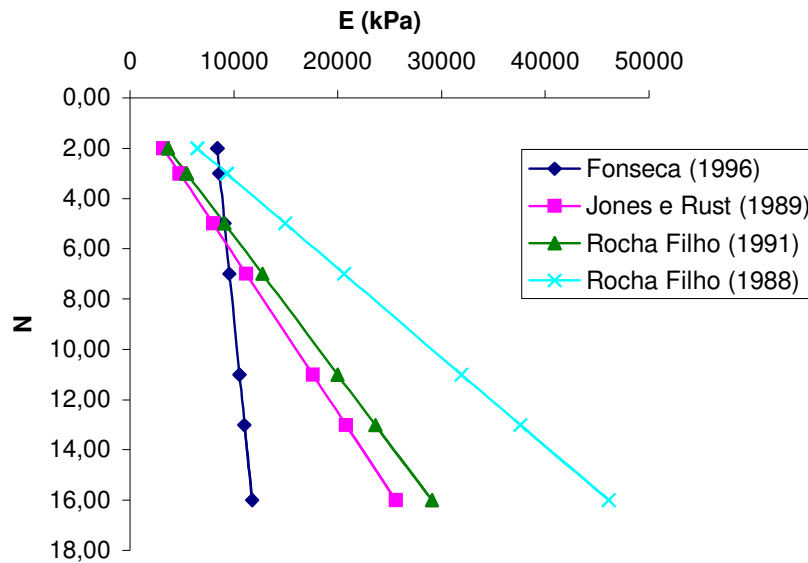


Figura 4.10: Correlações do módulo de elasticidade com N_{SPT} para o solo na condição saturada.

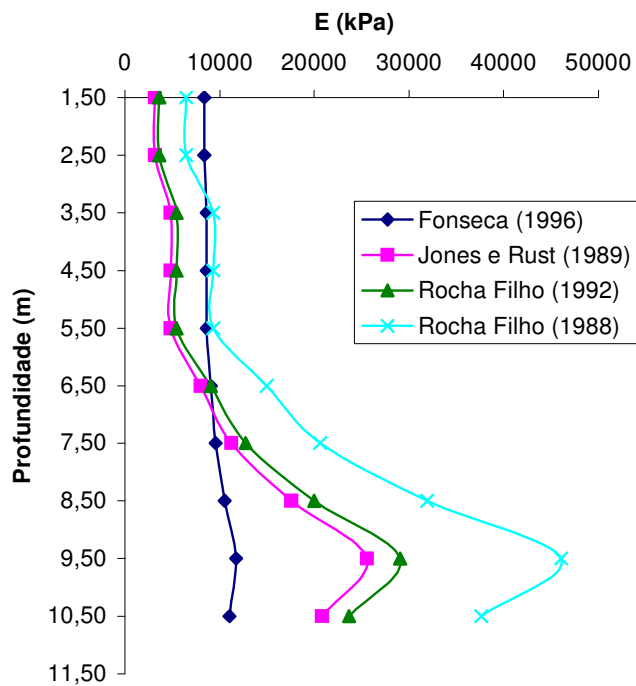


Figura 4.11: Variação do módulo de elasticidade com a profundidade para o solo na condição saturada.

4.2.2.2 Módulos de elasticidade condição não saturada

Para a condição natural de umidade do solo seguiu-se o mesmo procedimento anteriormente aplicado para o solo na condição saturada, estimando-se o módulo de elasticidade com base em correlações propostas na literatura - Fonseca (1996), Martim (1977), Jones e Rust (1989), Rocha Filho (1991) – e selecionando-se aquela que melhor aproximasse a curva carga x recalque experimental. Dentre as correlações examinadas (figuras 4.12 e 4.13) escolheu-se então a sugerida por Fonseca (1996), expressa por

$$E_s = 7,9 + 0,24.N_{SPT} \text{ (Mpa)} \quad (4.5)$$

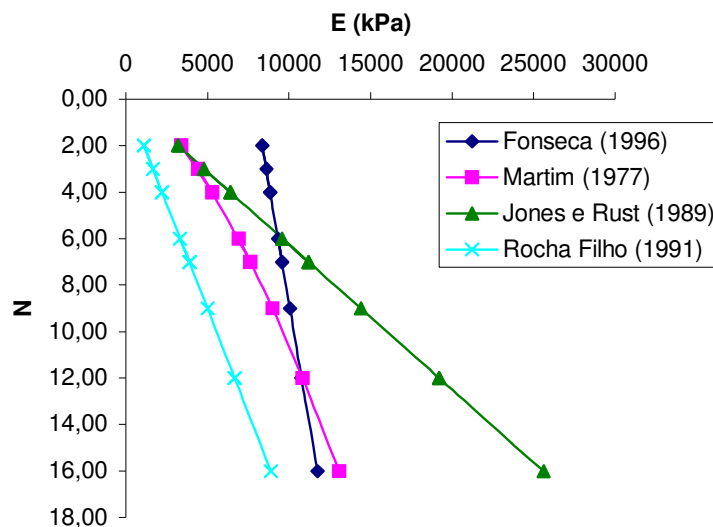


Figura 4.12: Correlações do módulo de elasticidade com N_{SPT} para o solo na condição não saturada.

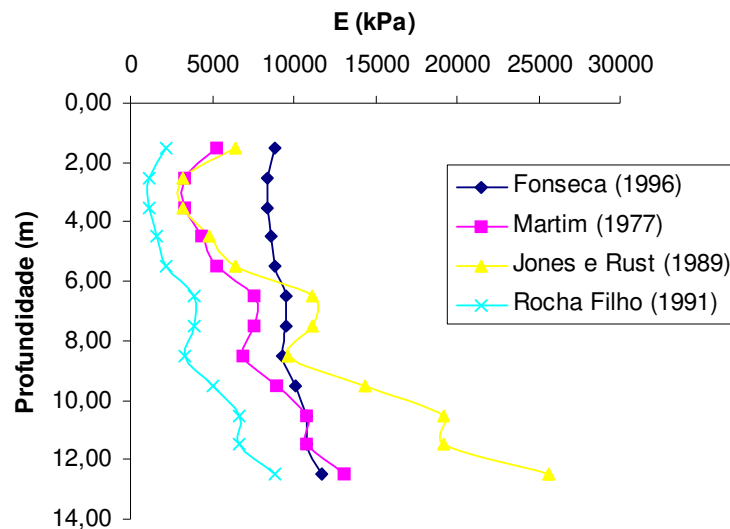


Figura 4.13: Variação do módulo de elasticidade com a profundidade para o solo na condição não saturada.

Mascarenha (2003) realizou ensaios de cisalhamento direto com o objetivo de obter os parâmetros de resistência na interface solo/microconcreto. A variação destes com a profundidade está mostrada nas figuras 3.7 e 3.8. Considerando diferentes valores de tensão normal no ensaio de cisalhamento direto entre amostras de solo e concreto, Mascarenha (op.cit.) estabeleceu valores de redução superiores a 1, justificado possivelmente pela penetração do solo nos macroporos de concreto (Guimarães, 2002 e Delgado, 2002) e pela ação dos agentes cimentantes da própria operação de concretagem da estaca, aumentando a aderência entre ambos os materiais.

Entretanto, como para o programa Plaxis v.8 o coeficiente de redução $R_{inter} \leq 1$, utilizou-se para análise destas provas de carga o valor máximo $R_{inter} = 1$.

A figura 4.14 mostra a geometria do modelo, consistindo de estaca escavada de concreto armado de 8m de comprimento e 0,4m de diâmetro, 12 camadas de solo homogêneo com 1m de espessura, condições de contorno impedindo deslocamentos horizontais e verticais na base da malha e restringindo os deslocamentos horizontais em ambos os contornos laterais. O modelo é similar para as estacas de 7,5m, sendo bastante pequena a diferença observada entre os

resultados numéricos de ambas as estacas (8m e 7,5m de comprimento). A figura 4.15 apresenta uma discretização da geometria do problema com 603 elementos triangulares quadráticos (6 nós), além dos elementos de viga 1D utilizados para modelagem da periferia da própria estaca.

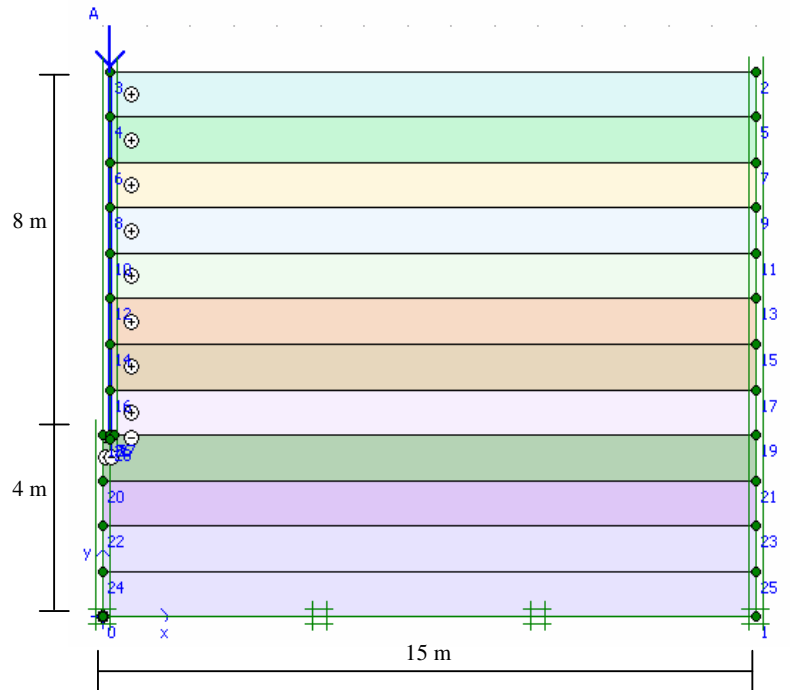


Figura 4.14: Geometria do modelo solo-estaca com 12 camadas de solo homogêneo com 1m de espessura.

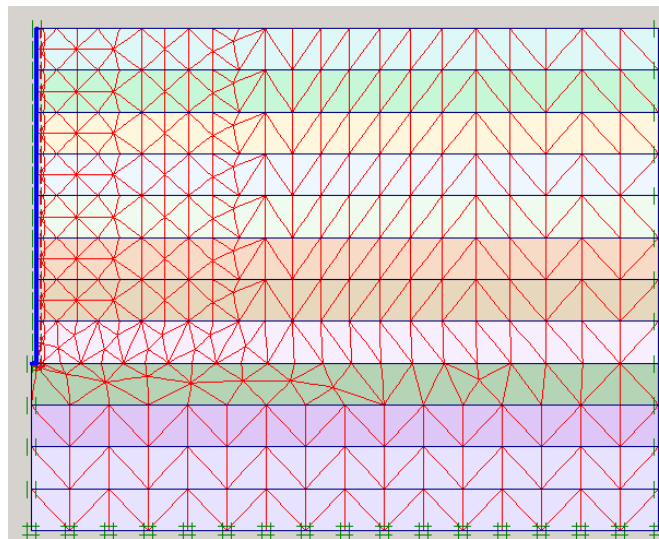


Figura 4.15: Malha de elementos finitos utilizada nas estacas escavadas da UnB.

4.2.2.3.

Resultados com parâmetros de resistência na condição saturada

Os resultados da simulação das prova de carga com parâmetros de resistência na condição saturada (correspondentes a provas de carga realizadas em época de maior precipitação pluviométrica) estão apresentados nas figuras 4.16 (deformada da malha de elementos finitos com a aplicação da carga Q_{ult}), figura 4.17 (região prevista de escoamento plástico) e figura 4.18 (curva cargas x recalque), com valor de carga última prevista $Q_{ut} = 228$ kN. A comparação dos resultados calculados pelo método de elementos finitos é feita em relação à curva carga x recalque fornecida pelo ensaio na estaca 4, já que primeiro ciclo de carregamento desta estaca foi realizado em época de grande precipitação na região, e, portanto, justificando a utilização dos parâmetros de resistência na condição saturada nesta simulação.

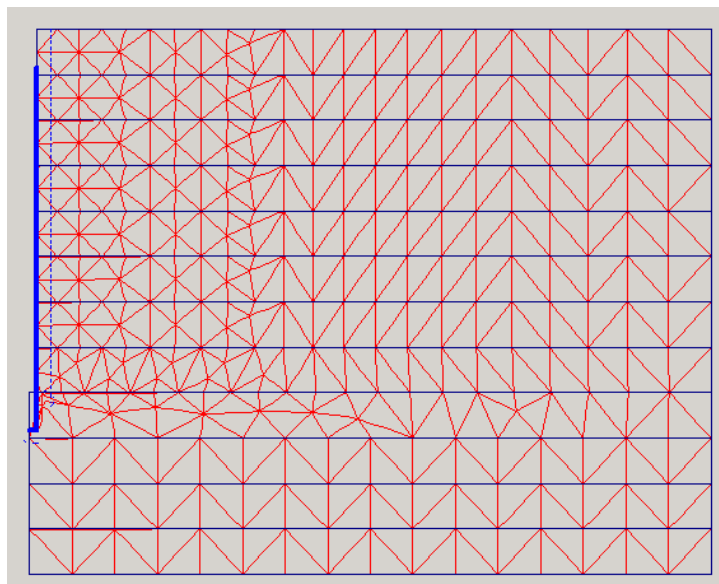


Figura 4.16: Deformada da malha de elementos sob carregamento Q_{ult} e parâmetros de resistência na condição saturada.

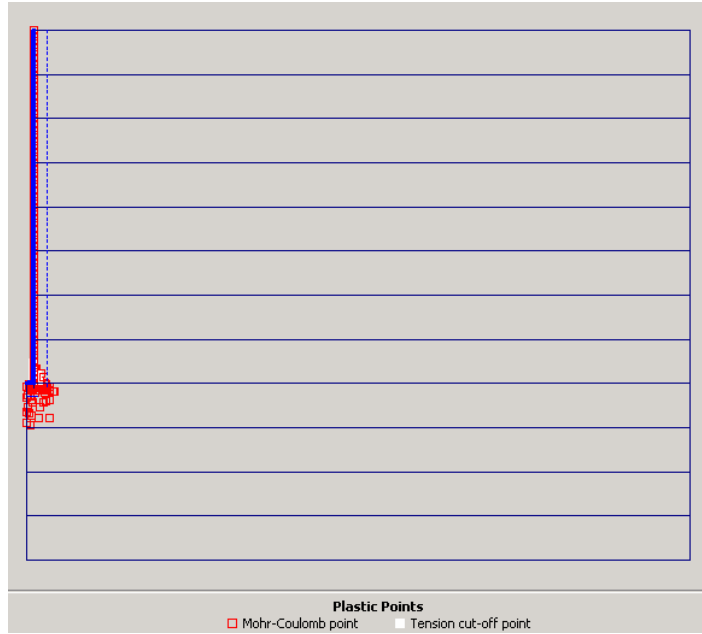


Figura 4.17: Escoamento plástico na base da estaca sob carregamento Q_{ult} e parâmetros de resistência na condição saturada.

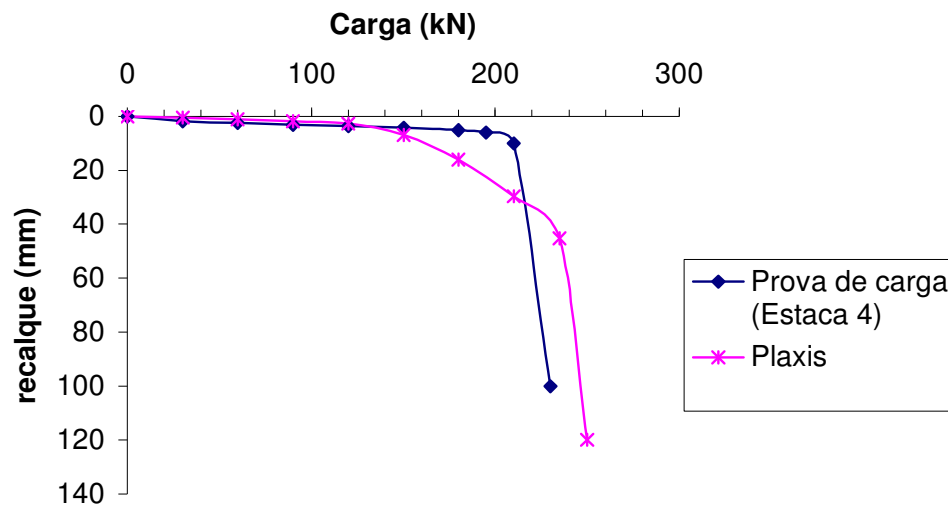


Figura 4.18: Curva carga x recalque da estaca 4 e a previsão numérica com parâmetros de resistência na condição saturada.

4.2.2.4.

Resultados com parâmetros de resistência na condição não saturada

Neste caso, com a influência da sucção representada implicitamente nos valores dos parâmetros de resistência, mas não explicitamente em um modelo constitutivo para solos parcialmente saturados, não disponível no programa Plaxis v.8, os resultados das simulações numéricas estão mostrados nas figuras 4.19 a 4.21, com a carga última atingindo o valor $Q_{ult} = 342$ kN. A comparação dos resultados obtidos nesta modelagem é feita com os resultados de ensaios realizados na estaca de número 5, pois esta teve seu primeiro ciclo de carregamento realizado em novembro, época de baixa precipitação na região, possibilitando a consideração de parâmetros naturais do solo nesta análise.

4.2.3

Resumo dos resultados

A tabela 4.2 apresenta um resumo comparativo entre os valores de carga última Q_{ult} determinados pelo método dos elementos finitos e os experimentalmente medidos em provas de carga executadas em estacas escavadas nos campos experimentais de Geotecnia da Unicamp e de Mecânica dos Solos e Fundações da UnB. O resultado obtido para a carga Q_{ult} da prova de carga realizada na Unicamp mostrou-se bastante satisfatório. Os resultados referentes às provas de carga realizadas na Universidade de Brasília mostraram-se um pouco acima dos valores reais obtidos nos ensaios de campo.

Tabela 4.2: Valores de carga última Q_{ult} prevista por elementos finitos, medidos na prova de carga e os erros relativos correspondentes.

Estaca	$Q_{ult}^{prevista}$ (kN)	Q_{ult}^{medida} (kN)	Erro relativo (%)
Unicamp	665	682	-2,49
UnB-não saturado	342	270	26,67
UnB - saturado	228	210	8,57

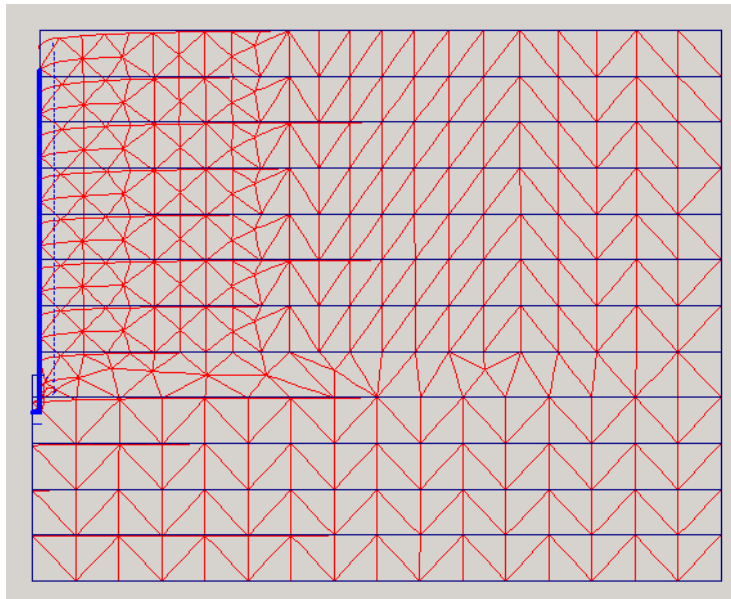


Figura 4.19: Deformação da malha de elementos sob carregamento Q_{ult} e parâmetros de resistência na condição natural.

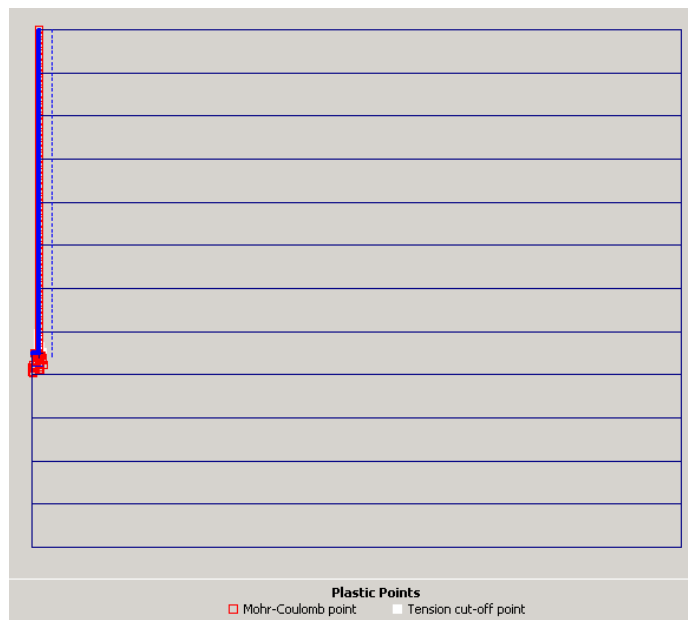


Figura 4.20: Escoamento plástico na base da estaca sob carregamento Q_{ult} e parâmetros de resistência na condição natural.

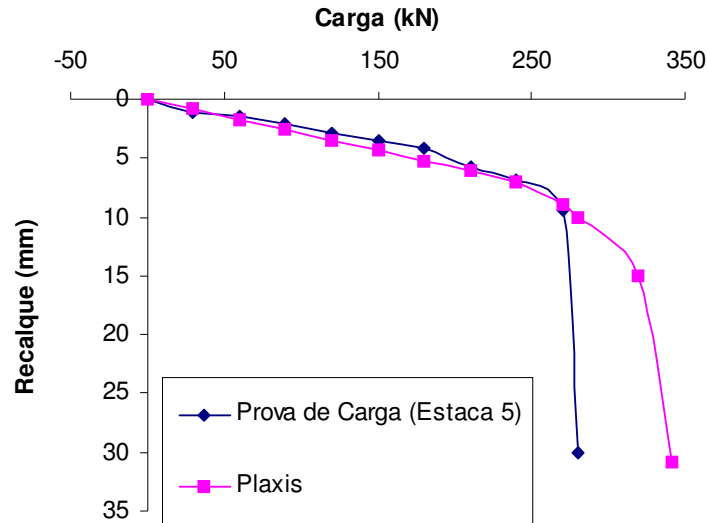


Figura 4.21: Curva carga x recalque experimental e da previsão numérica, com parâmetros de resistência na condição natural.

4.3 Simulação numérica da prova de carga com redução dos parâmetros de resistência

O método dos elementos finitos pode ser utilizado para cálculo do coeficiente de segurança de obras de terra pela simulação do colapso da estrutura (aterros, barragens, etc). Nesta técnica, os parâmetros de resistência dos diversos solos são reduzidos gradualmente (equação 4.6) até que o sistema de equações do método não atinja mais a convergência da solução, indicando uma possível condição de equilíbrio limite.

$$c^* = \frac{c}{M} \quad \text{e} \quad \tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (4.6)$$

onde M é um parâmetro que reduz os valores de c e $\tan \phi$ das camadas de solo e que, em realidade, representa o valor do coeficiente de segurança contra a ruptura.

Esta técnica foi empregada por diversos pesquisadores, dentre os quais Zienkiewicz et al. (1975), Naylor (1982), Rojas (1999), dentre outros, para análise da estabilidade de taludes pelo método dos elementos finitos.

O programa computacional Plaxis v.8 apresenta a opção de cálculo do fator de segurança através da técnica de redução dos parâmetros de resistência ((*phi-c reduction*)), onde o fator de redução M da equação 4.6 recebe a designação $\sum M_{sf}$ na terminologia adotada pelo programa.

As estacas estudadas anteriormente com a técnica do incremento gradual de carga foram novamente analisadas, considerando o procedimento automático de redução dos parâmetros de resistência disponível no programa Plaxis v.8. Três cargas de referência Q foram consideradas nas análises (i.e., aplicadas no topo da estaca nas simulações numéricas); a primeira equivalente a 20% da carga de ruptura experimental, a segunda majorada para 80% e a terceira aumentada para 95% do valor de ruptura determinado nas provas de carga.

Os resultados previstos para o valor da carga última nestas análises estão mostrados nas tabelas 4.3 a 4.5. Como pode ser observado quanto menor for o valor da carga aplicada em relação ao seu verdadeiro valor, maior é o valor do fator de redução M , como esperado. No entanto, o método fornece valores bastante acima dos valores reais de Q_{ult} encontrados nas provas de carga e portanto não pode ser considerado confiável para a previsão da capacidade de carga de estacas.

Tabela 4.3: Carga última prevista com redução automática de c e $\tan \phi$ com carga inicial igual a 0,95 da carga de ruptura observada em campo.

<i>Estaca</i>	Q_{ult}^{medida} (kN)	$Q_{inicial}$ (kN)	M	$Q_{ult}^{prevista}$ (kN)	<i>Erro relativo</i> (%)
Unicamp	682	647,9	2,108	1086,85	59
UnB – não saturado	270	256,5	2,708	694,60	257
UnB - saturado	210	199,5	2,215	441,89	210

Tabela 4.4: Carga última prevista com redução automática de c e $\tan \phi$ com carga inicial igual a 0,80 da carga de ruptura observada em campo.

<i>Estaca</i>	Q_{ult}^{medida} (kN)	$Q_{inicial}$ (kN)	M	$Q_{ult}^{prevista}$ (kN)	<i>Erro relativo</i> (%)
Unicamp	682	545,6	2,48	1353,09	248
UnB – não saturado	270	216	2,725	588,60	218
UnB - saturado	210	168	2,442	410,26	95

Tabela 4.5: Carga última prevista com redução automática de c e $\tan \phi$ com carga inicial igual a 0,20 da carga de ruptura observada em campo.

<i>Estaca</i>	Q_{ult}^{medida} (kN)	$Q_{inicial}$ (kN)	M	$Q_{ult}^{prevista}$ (kN)	<i>Erro relativo</i> (%)
Unicamp	682	136,4	7,989	1089,70	60
UnB – não saturado	270	54	9,448	510,19	88
UnB - saturado	210	42	5,687	238,85	13,7

A explicação deste comportamento está na própria metodologia adotada pelo Plaxis v.8 na técnica de redução dos parâmetros de resistência. O programa determina o estado de tensão apenas para o valor da carga inicial, reduzindo gradualmente em seguida os parâmetros de resistência até a simulação numérica do colapso.

Ainda que este procedimento possa apresentar resultados satisfatórios no caso de estabilidade de taludes, onde as cargas finais são conhecidas (geralmente os pesos próprios dos solos) e, portanto, o campo de tensões possa ser razoavelmente determinado, no caso da simulação da capacidade de suporte de estacas os valores das tensões dependem da carga inicial aplicada, que podem ser muito diferentes dos valores de tensão implícitos no critério de ruptura de Mohr-Coulomb correspondentes à situação de iminência da ruptura (i.e. com Q_{ult}).

4.4

Previsão da capacidade de suporte com métodos empíricos baseados na curva carga x recalque

4.4.1

Método de Van der Veen (1953)

4.4.1.1

Estaca escavada da Unicamp

O método de Van der Veen (1953) foi aplicado considerando-se possíveis valores de carga última entre 500 kN a 750 kN, com incrementos sucessivos $\Delta Q = 25$ kN. Os valores dos coeficientes α e β das correspondentes regressões lineares (equação 2.4) estão mostrados na tabela 4.6, observando-se que o melhor ajuste ($r^2 = 0,9966$) refere-se à carga $Q = 525$ kN, considerada então o valor da carga última Q_{ult} . Os valores experimentais considerados (carga e recalque) correspondem à média das três provas de carga executadas.

Tabela 4.6: Método de Van der Veen (1953) nas provas de carga de Unicamp

Q (kN)	α	β	r_2
500	0,8607	0,0050	0,9948
525	1,065	0,0888	0,9966
550	1,1744	0,0568	0,9921
575	1,6241	0,2451	0,9870
600	1,923	0,3243	0,9698
625	2,5341	0,5778	0,9737
650	3,0531	0,7355	0,9441
675	16,069	9,9478	0,6755
700	20,723	10,756	0,5286
725	23,721	11,118	0,4802
750	26,269	11,346	0,4512

4.4.1.2

Estaca escavada da UnB - parâmetros de resistência na condição não saturada

Valores da carga Q foram assumidos no intervalo entre 200kN a 360kN com incremento $\Delta Q = 20$ kN. Os coeficientes α e β das regressões lineares, bem como os respectivos coeficientes de correlação r^2 , estão listados na tabela 4.7. Valores experimentais correspondem novamente à prova de carga da estaca 5. O valor da carga última foi determinada como $Q_{ult} = 320$ kN.

Tabela 4.7: Método de Van der Veen (1953) nas provas de carga da UnB, na condição não saturada.

Q (kN)	α	β	r_2
200	0,4818	1,2771	0,6568
220	1,7358	0,9348	0,9264
240	2,5840	0,6620	0,9683
260	2,6150	0,8470	0,9502
280	2,7657	1,0098	0,9580
300	3,9327	0,5947	0,9899
310	4,388	0,4861	0,9929
320	4,8091	0,4033	0,9936
330	5,2081	0,3369	0,9933
340	5,5918	0,2819	0,9925
360	6,3277	0,1950	0,9901

4.4.1.3

Estaca escavada da UnB - parâmetros de resistência na condição saturada

Aplicando-se novamente o método de extrapolação de Van der Veen (1953), considerando-se os valores medidos na prova de carga da estaca 4, foram obtidas as regressões lineares cujos coeficientes estão listados na tabela 4.8. Valores de carga foram tentativamente admitidos no intervalo entre 150kN a 290kN, com

intervalo $\Delta Q = 20\text{kN}$. O valor final da carga última foi determinado igual a $Q_{\text{ult}} = 260\text{ kN}$.

Tabela 4.8: Método de Van der Veen (1953) nas provas de carga da UnB, na condição saturada.

Q (kN)	α	β	r_2
150	1,9182	0,9435	0,7691
170	1,7026	1,2046	0,7813
190	1,4848	1,5143	0,7814
210	2,3209	1,2446	0,8557
230	2,4327	1,3787	0,9051
250	3,0255	1,2975	0,9715
255	3,4122	1,1491	0,9754
260	3,742	1,0429	0,9758
265	4,0388	0,9608	0,9746
270	4,3141	0,8941	0,9728
290	6,9115	0,1202	0,9521

4.4.2.

Método de Brinch-Hansen (1963)

4.4.2.1.

Estaca escavada da Unicamp

Para as regressões lineares expressas pela equação 2.12 foram considerados os 4, 6 e 8 últimos pontos da curva carga x recalque. A tabela 4.9 lista os coeficientes obtidos em cada uma destas regressões, verificando-se que o melhor ajuste ocorreu para o caso dos 4 últimos pontos apenas. Em seguida, com base nas equações 2.8 é possível calcular os valores de r_{ult} e Q_{ult} , comparando-os com os valores medidos nas provas de carga (tabela 4.10).

Tabela 4.9: Método de Brinch-Hansen (1963) nas provas de carga da Unicamp.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r_2
4	0,0029	0,0001	0,9658
6	0,0023	0,0001	0,9687
8	0,0022	0,0001	0,9715

Tabela 4.10: Valores previstos e medidos de r_{ult} e Q_{ult} nas provas de carga da Unicamp.

$r_{ult}^{previsto} = \alpha/\beta$ (mm)	r_{ult}^{medido} (mm)	Erro relativo (%)	$Q_{ult}^{previsto} = 1/(2\sqrt{\alpha\beta})$ (kN)	Q_{ult}^{medido} (kN)	Erro relativo (%)
22,0	95,37	23	1066	682	56

4.4.2.2

Estaca escavada UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

Seguindo a mesma metodologia das provas de carga da Unicamp, os seguintes valores (tabelas 4.11 e 4.12) foram obtidos pela aplicação do método de Brinch-Hansen (1963) no caso da prova de carga na estaca 5 considerando os parâmetros de resistência na condição não saturada. Observe que neste caso o melhor coeficiente de correlação obtido foi bastante baixo ($r^2 = 0,542$).

Tabela 4.11: Método de Brinch-Hansen (1963) nas provas de carga da UnB na condição não saturada.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r_2
4	0,00113	0,000008	0,0049
6	0,01360	0,000300	0,4552
8	0,0173	0,0009	0,5420

Tabela 4.12: Valores previstos e medidos de r_{ult} e Q_{ult} nas provas de carga da UnB na condição não saturada

$r_{ult}^{previsto} = \alpha/\beta$ (mm)	r_{ult}^{medido} (mm)	Erro relativo (%)	$Q_{ult}^{previsto} = 1/(2\sqrt{\alpha\beta})$ (kN)	Q_{ult}^{medido} (kN)	Erro relativo (%)
19,20	9,42	2,03	127	270	47

4.4.2.3

Estaca escavada UnB com parâmetros de resistência na condição saturada

De maneira similar foram obtidos os resultados das tabelas 4.13 e 4.14, ressaltando-se que neste caso o melhor coeficiente de ajuste das regressões lineares examinadas foi bastante satisfatório ($r^2 = 0,9726$ para $n = 4$).

Tabela 4.13: Método de Brinch-Hansen (1963) nas provas de carga da UnB na condição saturada.

Número de pontos	α	β	r_2
4	0,0108	0,0003	0,9726
6	0,0129	0,0002	0,3306
8	0,0176	0,0002	0,0539

Tabela 4.14: Valores previstos e medidos de r_{ult} e Q_{ult} nas provas de carga da UnB na condição saturada

$r_{ult}^{previsto} = \alpha/\beta$ (mm)	r_{ult}^{medido} (mm)	Erro relativo (%)	$Q_{ult}^{previsto} = 1/(2\sqrt{\alpha\beta})$ (kN)	Q_{ult}^{medido} (kN)	Erro relativo (%)
36,00	6,82	527	278	210	132

4.4.3 Método de Chin (1971)

4.4.3.1 Estaca escavada Unicamp

Ajusta-se a reta da equação 2.10 com no mínimo os 4 últimos pares de pontos (Q_k , r_k) medidos na prova de carga. Outras tentativas para se obter a regressão de maior coeficiente de correlação r^2 foram também feitas considerando-se os últimos 6 e 8 pares de ponta da curva carga x recalque experimental. A tabela 4.15 lista os coeficientes obtidos em cada uma destas análises, concluindo-se que $Q_{ult} = 714$ kN.

Tabela 4.15: Método de Chin (1971) nas provas de carga da Unicamp.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	0,0015	0,0013	1
6	0,0015	0,0014	1
8	0,0015	0,0014	1

4.4.3.2 Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

Seguindo-se o mesmo procedimento, foram obtidos os coeficientes da tabela 4.16 e a estimativa da capacidade de suporte da estaca $Q_{ult} = 455$ kN.

Tabela 4.16: Método de Chin (1971) nas provas de carga da UnB, com parâmetros de resistência na condição não saturada.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	0,0022	0,0142	0,9844
6	0,0018	0,0153	0,9784
8	0,0018	0,0169	0,9469

4.4.3.3

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada

Neste caso, o valor da carga última conforme tabela 4.17 é igual a $Q_{ult} = 322,58$ kN.

Tabela 4.17: Método de Chin (1971) nas provas de carga da UnB, com parâmetros de resistência na condição saturada.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	0,0031	0,0119	0,9989
6	0,0029	0,0156	0,9939
8	0,0030	0,0136	0,9825

4.4.4

Aplicação do método de Mazurkiewicz-Massad

4.4.4.1

Estaca escavada Unicamp

Regressões lineares (equação 2.16) foram feitas considerando 4, 6 e 8 pares de pontos com valores experimentais das cargas aplicadas (Q_{k+1} , Q_k). Os coeficientes que definem as equações das retas, bem como a qualidade do ajuste obtido (coeficiente de correlação r^2), estão listados na tabela 4.18. O valor previsto da carga última, considerando número de pontos igual a 4, foi obtido de acordo com a equação 2.17 como $Q_{ult} = 680$ kN.

Tabela 4.18: Método de Mazurkiewicz-Massad (1986) nas provas de carga da Unicamp.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	1,069	49,155	0,9746
6	1,6689	455,17	0,9489
8	1,2568	177,04	0,9472

4.4.4.2

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

Seguindo o mesmo procedimento, com regressões lineares considerando os 4, 6 e 8 valores de carga medidos no trecho final da prova de carga da estaca 5 (tabela 4.19) obtém-se novamente pela equação 2.17 a estimativa $Q_{ult} = 357$ kN.

Tabela 4.19: Método de Mazurkiewicz-Massad (1986) nas provas de carga da UnB, com parâmetros de resistência não condição não saturada.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	0,9748	0,6871	0,9503
6	1,3312	122,68	0,9452
8	1,1129	49,09	0,9615

4.4.4.3

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada

Similarmente, o método de Mazurkiewicz-Massad (1986) aplicado para a interpretação da capacidade de carga da estaca 4 produz os valores listados na tabela 4.20 e a previsão de $Q_{ult} = 269$ kN.

Tabela 4.20: Método de Mazurkiewicz-Massad (1986) nas provas de carga da UnB, com parâmetros de resistência não condição saturada.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	0,9417	9,1377	0,947
6	1,1967	57,488	0,9769
8	1,7617	201,36	0,9602

4.4.5 Aplicação do método de Decourt (1996)

4.4.5.1 Estaca escavada Unicamp

Apesar do método de Decourt (1996) não ser aconselhado para interpretação de provas de carga em estacas escavadas, o mesmo foi aplicado para fornecer ao menos uma aproximação dos valores de carga última para os ensaios executados na Unicamp e UnB .

Considerando uma variação linear da rigidez da fundação conforme equação 2.18, foram obtidos os coeficientes da regressão linear correspondentes aos 4, 6 e 8 últimos pontos da curva carga x recalque (tabela 4.21). A previsão da carga última pela equação 2.19 resultou em $Q_{ult} = 675$ kN.

Tabela 4.21: Método de Décourt (1996) nas provas de carga da Unicamp.

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	-0,7992	552,62	0,9647
6	-0,8966	613,81	0,9889
8	-0,9792	663,35	0,9917

4.5.5.2 Estaca escavada na UnB com parâmetro de resistência na condição não saturada

De maneira similar (tabela 4.22), a previsão da capacidade de suporte resultou neste caso em $Q_{ult} = 560$ kN.

Tabela 4.22: Método de Décourt (1996) nas provas de carga na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	-0.0806	51,668	0,813
6	-0.0950	56,407	0,920
8	-0,1070	60,092	0,9485

4.4.5.3

Estaca escavada na UnB com parâmetro de resistência na condição saturada

Previsão da capacidade de suporte $Q_{ult} = 327$ kN, com base nas equações 2.18, 2.19 e resultados da tabela 4.23.

Tabela 4.23: Método de Décourt (1996) nas provas de carga da UnB com parâmetros de resistência na condição saturada

<i>Número de pontos</i>	α	β	r^2
4	-0,2418	79,581	0,9669
6	-0,1365	54,786	0,7737
8	-0,048	35,716	0,2224

4.4.6

Método de Butler e Hoy (1977)

O método de Butler e Hoy (1977) para estimativa da capacidade de suporte de estaca foi descrito na seção 2.2.6, sendo baseado na interseção de 2 tangentes aos trechos inicial e final da curva carga x recalque. As figuras abaixo são ilustrativas da aplicação do método.

4.4.6.1

Estaca escavada Unicamp

Da Figura 4.22 foi possível estimar-se o valor da capacidade de carga $Q_{ult} = 560$ kN.

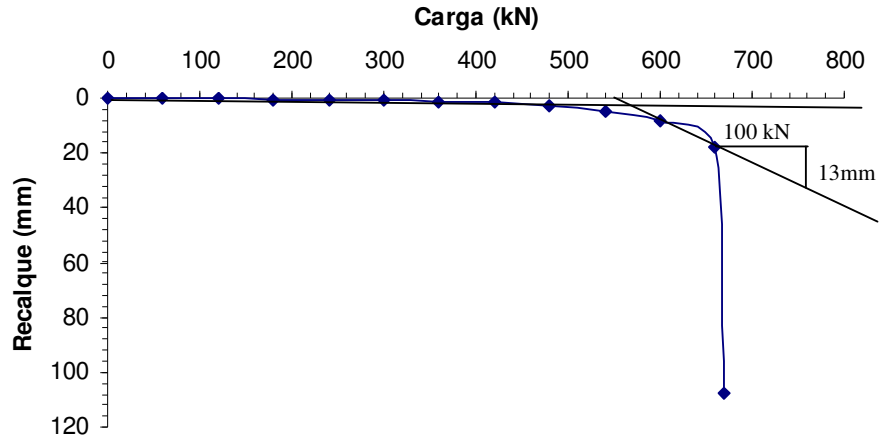


Figura 4.22: Estimativa da capacidade de suporte da estaca escavada na Unicamp pelo método de Butler e Hoy (1977)

4.4.6.2

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

Pelo método de Butler e Hoy (1977), conforme figura 4.23, obtém-se $Q_{ult} = 285$ kN.

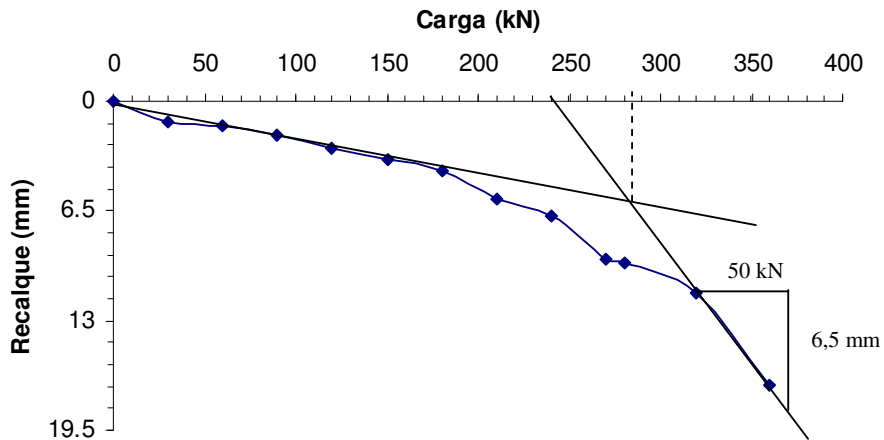


Figura 4.23: Estimativa da capacidade de suporte de estaca escavada na UnB, com parâmetros de resistência na condição não saturada, pelo método de Butler e Hoy (1977).

4.4.6.3

Estaca escavada na UnB com parâmetro de resistência na condição saturada

Da figura 4.24, $Q_{ult} = 200$ kN de acordo com o método de Butler e Hoy (1977).

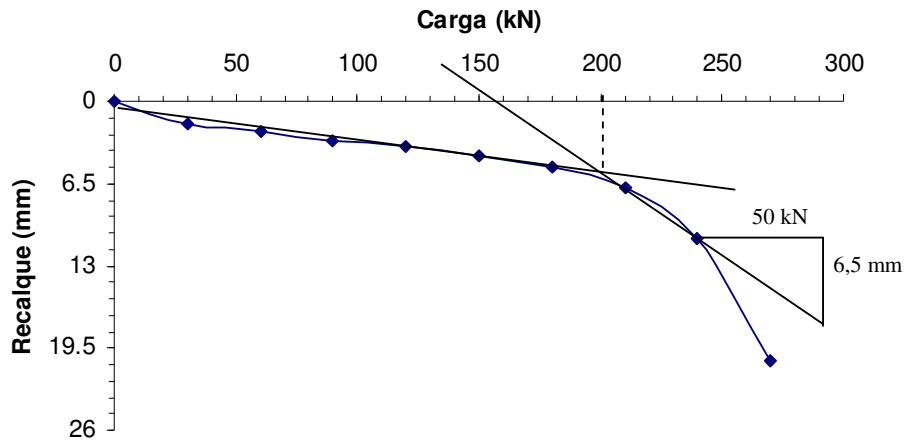


Figura 4.24: Estimativa da capacidade de suporte de estaca escavada na UnB, com parâmetros de resistência na condição saturada, pelo método de Butler e Hoy (1977).

4.4.7

Aplicação do método de Método de Davisson (1972)

4.4.7.1

Estaca escavada Unicamp

A aplicação do método de Davisson (1972), conforme descrição no item 2.3.1 e tabela 4.24, resultou na estimativa da capacidade de suporte da estaca escavada na Unicamp em $Q_{ult} = 640$ kN (figura 4.25).

Tabela 4.24: Método de Davisson (1972) nas provas de carga da Unicamp.

$(D/120 + 4)mm$	L/AE (mm/kN)	Q_{ult} (kN)
7,33	0,00573	640

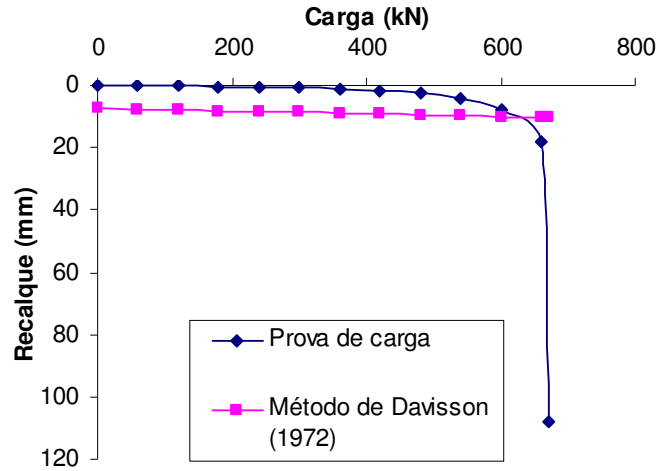


Figura 4.25: Estimativa da capacidade de suporte pelo método de Davisson (1972) da estaca escavada na Unicamp.

4.4.7.2

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

Da tabela 4.25 e figura 4.26 foi estimado o valor da capacidade de suporte da estaca escavada 5 em $Q_{ult} = 250$ kN.

Tabela 4.25: Método de Davisson (1972) na prova de carga da estaca 5 na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada.

$(D/120 + 4)mm$	L/AE (m/kN)	Q_{ult} (kN)
6,5	0,00520	250

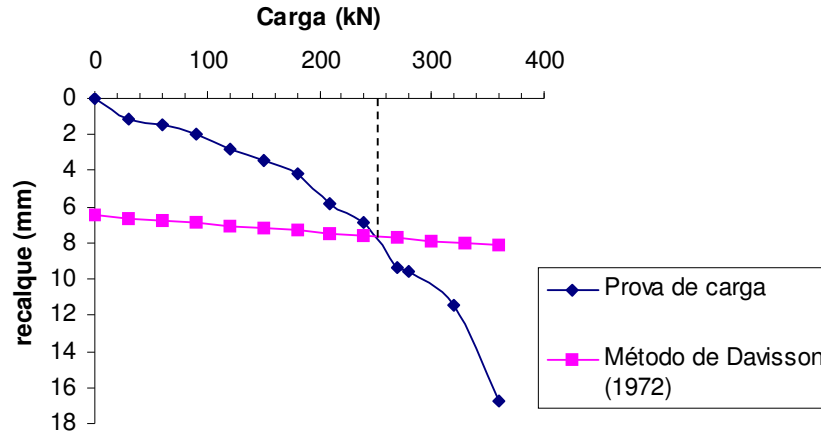


Figura 4.26: Estimativa da capacidade de suporte pelo método de Davisson (1972) da estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada.

4.4.7.3

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada.

Da tabela 4.26 e figura 4.27 foi estimado o valor da capacidade de suporte da estaca escavada 4 em $Q_{ult} = 215$ kN.

Tabela 4.26: Método de Davisson (1972) na prova de carga da estaca 4 na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada.

$(D/120 + 4)mm$	L/AE (m/kN)	Q_{ult} (kN)
6,50	0,00520	250

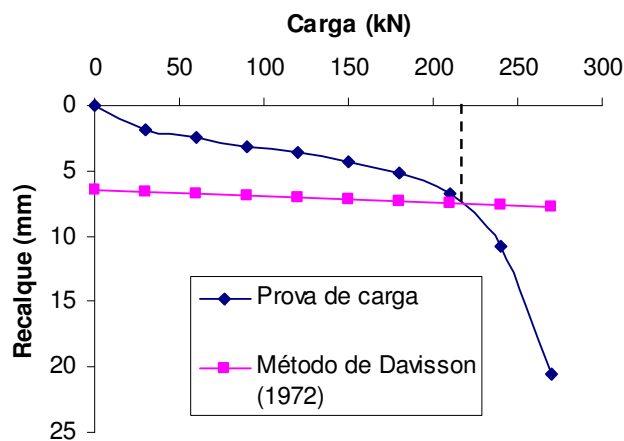


Figura 4.27: Estimativa da capacidade de suporte pelo método de Davisson (1972) da estaca escavada 4 na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada.

4.4.8 Aplicação do método da NBR 6122

4.4.8.1 Estaca escavada Unicamp

A aplicação do método NBR 6122a, de acordo com descrição no item 2.3.2 e tabela 4.27, resultou na estimativa da capacidade de suporte da estaca escavada na Unicamp em $Q_{ult} = 650$ kN (figura 4.28).

Tabela 4.27: Método da NBR 6122 nas provas de carga da Unicamp.

$D/30$ mm	L/AE (m/kN)	Q_{ult} (kN)
13,33	0,00012	650

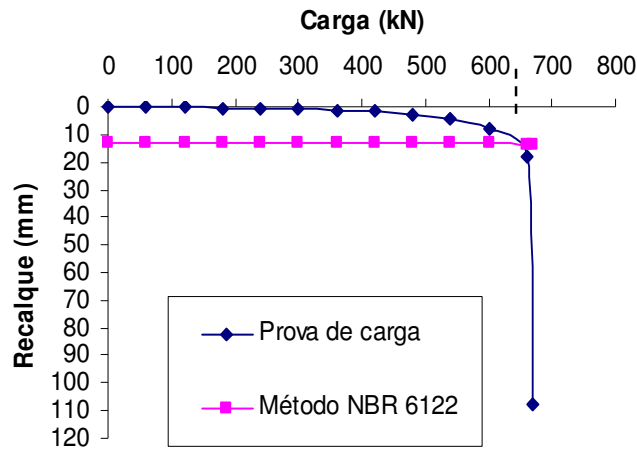


Figura 4.28: Estimativa da capacidade de suporte pelo método da NBR 6122 da estaca escavada na Unicamp.

4.4.8.2 Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

Da tabela 4.28 e figura 4.29 foi estimado o valor da capacidade de suporte da estaca escavada 5 em $Q_{ult} = 320$ kN.

Tabela 4.28: Método da NBR 6122 na prova de carga da estaca 5 na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada.

$D/30$ mm	L/AE (mm/kN)	Q_{ult} (kN)
10	1,1	320

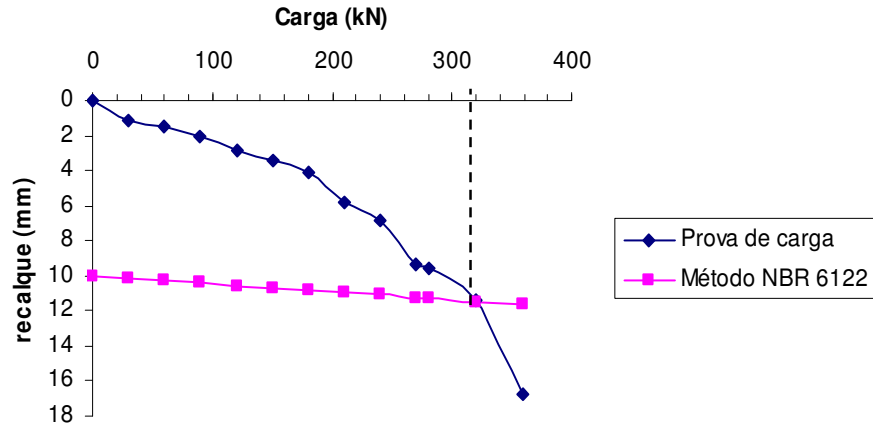


Figura 4.29: Estimativa da capacidade de suporte pelo método da NBR 6122 da estaca escavada 5 na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada.

4.4.8.3

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada

Da tabela 4.29 e figura 4.30 foi estimado o valor da capacidade de suporte da estaca escavada 4 em $Q_{ult} = 219$ kN.

Tabela 4.29: Método da NBR 6122 na prova de carga da estaca 4 na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada.

$D/30$ mm	L/AE (m/kN)	Q_{ult} (kN)
10	1,0	219

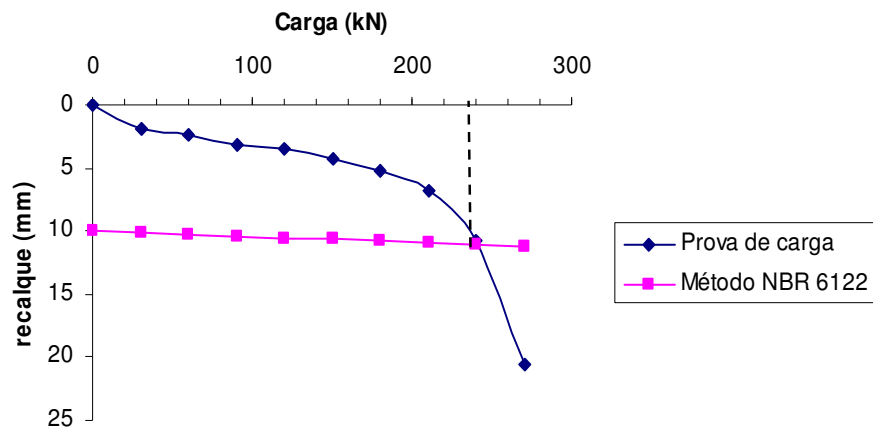


Figura 4.30: Estimativa da capacidade de suporte pelo método da NBR 6122 da estaca escavada 4 na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada.

4.4.9

Resumo dos resultados obtidos com métodos baseados na curva carga x recalque

Tabela 4.30: Resumo dos resultados das capacidades de suporte previstas e respectivos erros relativos.

<i>Método</i>	<i>Estaca</i>	$Q_{ult}^{prevista}$	Q_{ult}^{medida}	<i>Erro relativo (%)</i>
Van der Veen (1953)	Unicamp	525,00	682	77
	UnB - estaca 5	320,00	270	119
	UnB - estaca 4	260,00	210	124
Brinch Hansen (1963)	Unicamp	1066,00	682	156
	UnB - estaca 5	127,00	270	47
	UnB - estaca 4	525,00	210	250
Chin (1970)	Unicamp	714,00	682	105
	UnB - estaca 5	455,00	270	169
	UnB - estaca 4	322,00	210	153
Mazurkiewicz-Massad (1986)	Unicamp	680,00	682	100
	UnB - estaca 5	357,00	270	132
	UnB - estaca 4	269,00	210	128
Décourt (1996)	Unicamp	675,00	682	99
	UnB - estaca 5	560,00	270	207
	UnB - estaca 4	327,00	210	156
Butler e Hoy (1977)	Unicamp	560,00	682	82
	UnB - estaca 5	285,00	270	106
	UnB - estaca 4	200,00	210	95
Davisson (1972)	Unicamp	640,00	682	94
	UnB - estaca 5	250,00	270	93
	UnB - estaca 4	215,00	210	102
NBR 6122	Unicamp	650,00	682	95
	UnB - estaca 5	320,00	270	119
	UnB - estaca 4	219,00	210	104

4.5

Previsão da capacidade de suporte com métodos empíricos baseados em ensaios SPT

4.5.1.

Método de Aoki e Velloso (1975)

4.5.1.1

Estaca escavada na Unicamp

A capacidade de carga da estaca é dada pela equação 2.23, onde:

a) Parcela da resistência de ponta R_p

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi(0,4)^2 / 4 = 0,126m^2$$

$K = 250$ kPa da tabela 2.1 (silte argilo-arenoso)

$$N_p = 8$$

$F_1 = 3$ da tabela 2.2

b) Parcela da resistência lateral R_L

$$U = \pi D = 0,4\pi = 1,256m$$

$F_2 = 6$ da tabela 2.2

$$\Delta L = 1m$$

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
N_{SPT}	2	3	3	4	4	5	4	4	5	5	8	8
α (%)	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
K (kPa)	220	220	220	220	220	220	250	250	250	250	250	250

Logo,

$$Q_{ult} = \frac{0,126 \times 250 \times 8}{3} + 1,256 \left(\frac{220 \times 0,04 \times (2 + 3 + 3 + 4 + 4 + 5)}{6} + \frac{250 \times 0,03 \times (4 + 4 + 5 + 5 + 8 + 8)}{6} \right) \quad (4.7)$$

$$Q_{ult} = 84 + 92 = 176 \text{ kN}$$

4.5.1.2

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

a) Parcela da resistência de ponta R_p

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,3)^2 / 4 = 0,071 m^2$$

$K = 300$ kPa da tabela 2.1 (argila areno-siltosa)

$$N_p = 6$$

$F_1 = 3$ da tabela 2.2

b) Parcela da resistência lateral R_L

$$U = \pi D = 0,3\pi = 0,942 m$$

$F_2 = 6$ da tabela 2.2

$$\Delta L = 1 m$$

Refazer a tabela abaixo

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8
N_{SPT}	4	2	2	3	4	7	7	6
α	0,03	0,03	0,03	0,03	0,028	0,028	0,028	0,028
K (kPa)	600	600	600	600	300	300	300	300

Logo,

$$Q_{ult} = \frac{0,071 \times 300 \times 6}{3} + 0,942 \left(\frac{600 \times 0,03 \times (4 + 2 + 2 + 3)}{6} + \frac{300 \times 0,028 \times (4 + 7 + 7 + 6)}{6} \right) \quad (4.8)$$

$$Q_{ult} = 42,6 + 62,7 = 105,3 \text{ kN}$$

4.5.1.3**Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada**

a) Parcela da resistência de ponta R_p

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi(0,3)^2 / 4 = 0,071m^2$$

$K = 300$ kPa da tabela 2.1 (argila areno-siltosa)

$$N_p = 11$$

$F_1 = 3$ da tabela 2.2

b) Parcela da resistência lateral R_L

$$U = \pi D = 0,3\pi = 0,942m$$

$F_2 = 6$ da tabela 2.2

$$\Delta L = 1m$$

Refazer a tabela abaixo

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8
N_{SPT}	2	2	3	3	3	5	7	11
α	0,03	0,03	0,03	0,03	0,028	0,028	0,028	0,028
K (kPa)	600	600	600	600	300	300	300	300

$$Q_{ult} = \frac{0,071 \times 300 \times 11}{3} + 0,942 \cdot \left(\frac{600 \times 0,03 \times (2 + 2 + 3 + 3)}{6} + \frac{300 \times 0,028 \times (3 + 5 + 7 + 11)}{6} \right) \quad (4.9)$$

$$Q_{ult} = 78,1 + 62,5 = 140,6 \text{ kN}$$

4.5.2.**Método de Monteiro (2000)****4.5.2.1****Estaca escavada na Unicamp**

a) Parcela da resistência de ponta R_p

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi(0,4)^2 / 4 = 0,126m^2$$

$K = 400$ kPa da tabela 2.3 (silte argilo-arenoso)

$$N_p = \frac{9+8+8+5+5}{5} = 7 \text{ conforme boletim de sondagem da figura 3.2.}$$

$F_1 = 3,5$ da tabela 2.4

b) Parcela da resistência lateral R_L

$$U = \pi D = 0,4\pi = 1,256m$$

$F_2 = 4,5$ da tabela 2.4

$$\Delta L = 1m$$

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
N_{SPT}	2	3	3	4	4	5	4	4	5	5	8	8
α	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
K (kPa)	260	260	260	260	260	260	400	400	400	400	400	400

Logo,

$$Q_{ult} = \frac{0,126 \times 400 \times 8}{3,5} +$$

$$1,256 \cdot \left(\frac{260 \times 0,045 \times (2+3+3+4+4+5)}{4,5} + \frac{400 \times 0,033 \times (4+4+5+5+8+8)}{4,5} \right)$$

$$Q_{ult} = 115,2 + 193,8 = 309,0 \text{ kN}$$

4.5.2.2

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

a) Parcela da resistência de ponta R_p

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,3)^2 / 4 = 0,071m^2$$

$K = 300$ kPa da tabela 2.3 (silte argilo-arenoso)

$$N_p = \frac{10+7+7+6}{4} = 7 \text{ conforme boletim de sondagem da figura 4.9.}$$

$$F_1 = 3,5 \text{ da tabela 2.4}$$

b) Parcela da resistência lateral R_L

$$U = \pi D = 0,3\pi = 0,942m$$

$$F_2 = 4,5 \text{ da tabela 2.4}$$

$$\Delta L = 1m$$

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8
N_{SPT}	4	2	2	3	4	7	7	6
α	0,028	0,028	0,028	0,028	0,038	0,038	0,038	0,038
K (kPa)	540	540	540	540	300	300	300	300

Logo,

$$Q_{ult} = \frac{0,071 \times 300 \times 7}{3,5} + 0,942 \cdot \left(\frac{540 \times 0,028 \times (4 + 2 + 2 + 3)}{4,5} + \frac{300 \times 0,038 \times (4 + 7 + 7 + 6)}{4,5} \right) \quad (4.11)$$

$$Q_{ult} = 42,6 + 92,1 = 134,7 \text{ kN}$$

4.5.2.3

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada

a) Parcela da resistência de ponta R_p

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,3)^2 / 4 = 0,071m^2$$

K = 300 kPa da tabela 2.3 (silte argilo-arenoso)

$$N_p = \frac{10 + 5 + 7 + 11}{4} = 8 \text{ conforme boletim de sondagem da figura 4.9.}$$

$$F_1 = 3,5 \text{ da tabela 2.4}$$

b) Parcela da resistência lateral R_L

$$U = \pi D = 0,3\pi = 0,942m$$

$$F_2 = 4,5 \text{ da tabela 2.4}$$

$$\Delta L = 1m$$

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8
N _{SPT}	2	2	3	3	3	5	7	11
α	0,028	0,028	0,028	0,028	0,038	0,038	0,038	0,038
K (kPa)	540	540	540	540	300	300	300	300

Logo,

$$Q_{ult} = \frac{0,071 \times 300 \times 8}{3,5} + 0,942 \cdot \left(\frac{540 \times 0,028 \times (2 + 2 + 3 + 3)}{4,5} + \frac{300 \times 0,038 \times (3 + 5 + 7 + 11)}{4,5} \right) \quad (4.12)$$

$$Q_{ult} = 48,7 + 93,7 = 142,4 \text{ kN}$$

4.5.3.

Método de Décourt (1982)

4.5.3.1

Estaca escavada na Unicamp

a) Parcela da resistência de ponta R_p , de acordo com equação 2.25 e tabela 2.7

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,4)^2 / 4 = 0,126 \text{ m}^2$$

K = 100 kPa da tabela 2.7 (silte argilo-arenoso)

$$N_1 = \frac{9 + 8 + 8}{3} = \frac{25}{3} \text{ do boletim de sondagem da figura 3.2.}$$

b) Parcela da resistência lateral R_L , de acordo com equação 2.24:

$$N_2 = \frac{2 + 3 + 3 + 4 + 4 + 5 + 4 + 4 + 5 + 5 + 8}{11} = \frac{47}{11}$$

$$U = \pi D = 0,4\pi = 1,256 \text{ m}$$

Logo, conforme equação 2.25

$$Q_{ult} = 0,126 \times 100 \times \frac{25}{3} + 10 \times 1,256 \times 12 \times \left(\frac{47}{11 \times 3} + 1 \right) \quad (4.13)$$

$$Q_{ult} = 105 + 365,4 = 470,4 \text{ kN}$$

4.5.3.2**Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada**

a) Parcela da resistência de ponta R_p , de acordo com equação 2.25 e tabela 2.7:

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,3)^2 / 4 = 0,071 m^2$$

$K = 100$ kPa da tabela 2.7 (silte argilo-arenoso)

$$N_1 = \frac{6+7+10}{3} = \frac{23}{3} \text{ do boletim de sondagem da figura 4.9.}$$

b) Parcela da resistência lateral R_L , de acordo com equação 2.24:

$$N_2 = \frac{4+2+2+3+4+7+7}{7} = \frac{29}{7}$$

$$U = \pi D = 0,3\pi = 0,942 m$$

Logo, conforme equação 2.26

$$Q_{ult} = 0,071 \times 100 \times \frac{23}{3} + 10 \times 0,942 \times 8 \times \left(\frac{29}{7 \times 3} + 1 \right) \quad (4.14)$$

$$Q_{ult} = 54,4 + 179,4 = 233,8 \text{ kN}$$

4.5.3.3**Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada**

a) Parcela da resistência de ponta R_p , de acordo com equação 2.25 e tabela 2.5:

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,3)^2 / 4 = 0,071 m^2$$

$K = 200$ kPa da tabela 2.5 (silte argilo-arenoso)

$$N_1 = \frac{10+7+11}{3} = \frac{28}{3} \text{ do boletim de sondagem da figura 4.9.}$$

b) Parcela da resistência lateral R_L , de acordo com equação 2.24:

$$N_2 = \frac{2+2+3+3+3+5+7+11}{8} = \frac{36}{8}$$

$$U = \pi D = 0,3\pi = 0,942m$$

Logo, conforme equação 2.26

$$Q_{ult} = 0,071 \times 100 \times \frac{28}{3} + 10 \times 0,942 \times 8 \times \left(\frac{36}{8 \times 3} + 1 \right) \quad (4.15)$$

$$Q_{ult} = 66,27 + 188,4 = 254,66 \text{ kN}$$

4.5.4

Resumo dos resultados com métodos baseados em ensaios SPT

Tabela 4.31: Resumo dos resultados das capacidades de suporte previstas e respectivos erros relativos.

<i>Método</i>	<i>Estaca</i>	$Q_{ult}^{prevista}$	Q_{ult}^{medida}	<i>Erro relativo</i>
Aoki e Velloso (1975)	Unicamp	176,00	682	0,26
		247*		0,36
	UnB - estaca 5	105,30	270	0,39
		165**		0,61
	UnB - estaca 4	140,60	210	0,67
		223**		1,06
Monteiro (2000)	Unicamp	309,00	682	0,45
	UnB - estaca 5	134,20	270	0,50
	UnB - estaca 4	142,40	210	0,68
Décourt (1982)	Unicamp	470,40	682	0,69
		519*		0,76
	UnB - estaca 5	233,80	270	0,87
		198**		0,73
	UnB - estaca 4	254,66	210	1,21
		243**		1,16

*Albuquerque (2001)

** Guimarães (2002)

4.6

Previsão da capacidade de suporte com método teórico

4.6.1.

Estaca escavada na Unicamp

a) Parcela da resistência de ponta R_p , considerando equações 2.35 e 2.40, sem consideração da correção devido ao escoamento plástico na ponta da estaca (ver 2.6.1.2):

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,4)^2 / 4 = 0,126 m^2$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{18,3^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 18,3^\circ} = 5,414$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \alpha n \phi = (5,414 - 1) \cot \alpha n 18,3^\circ = 13,346$$

$c = 87$ kPa da tabela 3.1.

$$\sigma'_{vb} \approx 1 \times 13,4 + 3 \times 13,0 + 2 \times 14,2 + 1 \times 15,4 + 1 \times 14,8 + 1 \times 15,0 + 1 \times 15,1 + 2 \times 15,6 = 172,3 \text{ kPa}$$

$$\xi_{ic} = \xi_{iq} = 1 \text{ (carregamento vertical)}$$

$$\xi_{sq} = 1 + \tan \phi = 1,331 \quad \text{(tabela 2.8)}$$

$$\xi_{dq} = 1 + 2(\tan \phi)(1 - \sin \phi)^2 \left\{ \pi \left[\tan^{-1}(L/D) \right] / 180^\circ \right\} = 1,009 \quad \text{(tabela 2.8)}$$

$$\xi_{sc} = 1 + N_q / N_c = 1 + 5,414 / 13,346 = 1,406 \quad \text{(tabela 2.8)}$$

$$\xi_{dc} = \xi_{dq} - (1 - \xi_{dq}) / (N_c \tan \phi) = 1,011 \quad \text{(tabela 2.8)}$$

Logo,

$$R_p = r_p A_p = \left[\xi_{sc} \xi_{dc} \xi_{ic} N_c c + \xi_{sq} \xi_{dq} \xi_{iq} (N_q - 1) \sigma'_{vb} \right] A_p = \\ [1,406 \times 1,011 \times 13,346 \times 87 + 1,331 \times 1,009 \times 4,414 \times 172,3] 0,126 = \quad (4.16) \\ 336,87 \text{ kN}$$

b) Parcela da resistência lateral R_L

Considerando a sugestão de Stas e Kulhawy (1984) expressa pela equação 2.46, admitindo-se $(\delta/\phi) = 2/3$ e com base nos valores da tabela 3.1, tem-se:

Prof. (m)	c (kPa)	σ_v (kPa)	ϕ ($^\circ$)	$\tan[(\delta/\phi)\phi]$	$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)$	r_L (kPa)
1	5	13,4	31,5	0,384	0,478	7,46
2	11	26,4	31,5	0,384	0,478	15,85
3	2	39,4	30,5	0,371	0,492	9,19
4	0	52,4	26,5	0,319	0,554	9,26
6	9	80,8	18,5	0,219	0,683	21,09
7	31	96,2	22,5	0,268	0,617	46,91
8	18	111,0	25,5	0,306	0,569	37,33
9	64	126,0	14,5	0,170	0,750	80,07
10	78	141,1	22,8	0,272	0,612	101,49
12	87	172,3	18,3	0,216	0,686	108,53

Assim,

$$R_L = \pi D \sum_{i=1}^{10} (r_L)_i \Delta z_i = \pi \times 0,4 \times (7,46 + 15,85 + 9,19 + 9,26 + 21,09 \times 2 + 46,91 + 37,33 + 80,07 + 101,49 + 108,53 \times 2) = 712,24 \text{ kN} \quad (4.17)$$

c) Carga última Q_{ult}

Finalmente,

$$Q_{ukt} = r_p \frac{\pi D^2}{4} + \pi D \sum_{i=1}^{10} (r_L)_i \Delta z_i = 336,87 + 712,24 = 1049,11 \text{ kN} \quad (4.18)$$

4.6.2.

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição não saturada

a) Parcela da resistência de ponta R_p , considerando equações 2.35 e 2.40, sem consideração da correção devido ao escoamento plástico na ponta da estaca (ver 2.6.1.2):

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,3)^2 / 4 = 0,071 m^2$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{27,12^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 27,12^\circ} = 13,37$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \alpha n \phi = (13,37 - 1) \cot \alpha n 27,12^\circ = 24,152$$

$$c = 37 \text{ kPa} .$$

$$\sigma'_{vb} \approx 1 \times 10,3 + 1 \times 10,4 + 2 \times 11,5 + 1 \times 11,9 + 1 \times 12,0 + 1 \times 12,8 + 1 \times 13,9 = 94,3 \text{ kPa}$$

$$\xi_{ic} = \xi_{iq} = 1 \text{ (carregamento vertical)}$$

$$\xi_{sq} = 1 + \tan \phi = 1,512 \quad \text{(tabela 2.8)}$$

$$\xi_{dq} = 1 + 2(\tan \phi)(1 - \text{sen} \phi)^2 \left\{ \pi [\tan^{-1}(L/D)] / 180^\circ \right\} = 1,010 \quad \text{(tabela 2.8)}$$

$$\xi_{sc} = 1 + N_q / N_c = 1 + 13,37 / 24,15 = 1,554 \quad \text{(tabela 2.8)}$$

$$\xi_{dc} = \xi_{dq} - (1 - \xi_{dq}) / (N_c \tan \phi) = 1,010 \quad \text{(tabela 2.8)}$$

Logo,

$$R_p = r_p A_p = \left[\xi_{sc} \xi_{dc} \xi_{ic} N_c c + \xi_{sq} \xi_{dq} \xi_{iq} (N_q - 1) \sigma'_{vb} \right] A_p = \\ [1,554 \times 1,010 \times 13,346 \times 37 + 1,512 \times 1,010 \times 12,37 \times 94,3] 0,071 = \quad (4.19) \\ 181,50 \text{ kN}$$

b) Parcela da resistência lateral R_L

Considerando a sugestão de Stas e Kulhawy (1984) expressa pela equação 2.46, admitindo-se $(\delta/\phi) = 2/3$ e com base nos valores da tabela 3.1, tem-se:

Prof. (m)	c (kPa)	σ_v (kPa)	ϕ ($^\circ$)	$\tan[(\delta/\phi)\phi]$	$K_0 = (1 - \text{sen} \phi)$	r_L (kPa)
1	27	10,3	26,99	0,324	0,547	28,83
2	27	20,7	26,99	0,324	0,547	30,67
3	24	32,2	26,99	0,324	0,547	29,71
4	20	43,7	26,99	0,324	0,547	27,75
5	27	55,6	26,99	0,324	0,547	36,85
6	45	67,6	26,99	0,324	0,547	56,98
7	47	80,4	26,99	0,324	0,547	61,25
8	37	94,3	27,12	0,326	0,544	53,72

Assim,

$$R_L = \pi D \sum_{i=1}^{10} (r_L)_i \Delta z_i = \pi \times 0,3 \times (28,83 + 30,67 + 29,71 + 27,75 + 36,85 + 56,98 + 61,25 + 53,72) = 307,02 \text{ kN} \quad (4.20)$$

c) Carga última Q_{ult}

Finalmente,

$$Q_{ukt} = r_p \frac{\pi D^2}{4} + \pi D \sum_{i=1}^{10} (r_L)_i \Delta z_i = 181,50 + 307,02 = 488,52 \text{ kN} \quad (4.21)$$

4.6.3.

Estaca escavada na UnB com parâmetros de resistência na condição saturada

a) Parcela da resistência de ponta R_p , considerando equações 2.35 e 2.40, sem consideração da correção devido ao escoamento plástico na ponta da estaca (ver 2.6.1.2):

$$A_p = \pi D^2 / 4 = \pi (0,3)^2 / 4 = 0,071 \text{ m}^2$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{27,12^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 27,12^\circ} = 13,37$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \alpha n \phi = (13,37 - 1) \cot \alpha n 27,12^\circ = 24,152$$

$$c = 18,98 \text{ kPa} .$$

$$\sigma'_{vb} \approx 1 \times 10,3 + 1 \times 10,4 + 2 \times 11,5 + 1 \times 11,9 + 1 \times 12,0 + 1 \times 12,8 + 1 \times 13,9 = 94,3 \text{ kPa}$$

$$\xi_{ic} = \xi_{iq} = 1 \text{ (carregamento vertical)}$$

$$\xi_{sq} = 1 + \tan \phi = 1,512 \quad (\text{tabela 2.8})$$

$$\xi_{dq} = 1 + 2(\tan \phi)(1 - \text{sen} \phi)^2 \left\{ \pi \left[\tan^{-1}(L/D) \right] / 180^\circ \right\} = 1,010 \quad (\text{tabela 2.8})$$

$$\xi_{sc} = 1 + N_q / N_c = 1 + 13,37 / 24,15 = 1,554 \quad (\text{tabela 2.8})$$

$$\xi_{dc} = \xi_{dq} - (1 - \xi_{dq}) / (N_c \tan \phi) = 1,010 \quad (\text{tabela 2.8})$$

Logo,

$$R_p = r_p A_p = [\xi_{sc} \xi_{dc} \xi_{ic} N_c c + \xi_{sq} \xi_{dq} \xi_{iq} (N_q - 1) \sigma'_{vb}] A_p = \\ [1,554 \times 1,010 \times 13,346 \times 37 + 1,512 \times 1,010 \times 12,37 \times 94,3] 0,071 = \quad (4.22) \\ 181,50 \text{ kN}$$

b) Parcela da resistência lateral R_L

Considerando a sugestão de Stas e Kulhawy (1984) expressa pela equação 2.46, admitindo-se $(\delta/\phi) = 2/3$ e com base nos valores da tabela 3.1, tem-se:

Prof. (m)	c (kPa)	σ_v (kPa)	ϕ ($^\circ$)	$\tan[(\delta/\phi)\phi]$	$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)$	r_L (kPa)
1	0	10,3	26,99	0,324	0,547	1,82
2	0	20,7	26,99	0,324	0,547	3,67
3	1,57	32,2	26,99	0,324	0,547	7,28
4	4,51	43,7	26,99	0,324	0,547	12,25
5	7,34	55,6	26,99	0,324	0,547	17,19
6	9,54	67,6	26,99	0,324	0,547	21,52
7	13,53	80,4	26,99	0,324	0,547	27,78
8	18,98	94,3	27,12	0,326	0,544	35,79

Assim,

$$R_L = \pi D \sum_{i=1}^{10} (r_L)_i \Delta z_i = \pi \times 0,3 \times (1,82 + 3,67 + 7,28 + 12,25 + 17,19 + \\ 21,52 + 27,78 + 35,79) = 119,98 \text{ kN} \quad (4.23)$$

c) Carga última Q_{ult}

Finalmente,

$$Q_{ult} = r_p \frac{\pi D^2}{4} + \pi D \sum_{i=1}^{10} (r_L)_i \Delta z_i = 181,50 + 119,98 = 301,48 \text{ kN} \quad (4.24)$$

4.6.4

Resumo dos resultados com método teórico

Tabela 4.32 Capacidades de suporte previstas e respectivos erros relativos.

<i>Método</i>	<i>Estaca</i>	$Q_{ult}^{prevista}$	Q_{ult}^{medida}	<i>Erro relativo</i>
Teórico	Unicamp	1049,11	682	1,54
		835*		1,22
	UnB - estaca 5	307,02	270	1,14
	UnB - estaca 4	301,48	210	1,44

* Albuquerque (2001)