



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



ROGÉRIO SARAIVA JÚNIOR

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE UMA
ESTACA HÉLICE CONTÍNUA INSTRUMENTADA POR DIFERENTES
MÉTODOS DE PREVISÃO**

Uberlândia

2022

ROGÉRIO SARAIVA JÚNIOR

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE UMA ESTACA
HÉLICE CONTÍNUA INSTRUMENTADA POR DIFERENTES MÉTODOS DE
PREVISÃO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Uberlândia

2022

AGRADECIMENTOS

A Deus, que fez com que meus objetivos fossem alcançados, e por me permitir ultrapassar todos os obstáculos encontrados ao longo da realização deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, Rogério Saraiva e Marilha Saraiva e ao meu irmão, João Victor Saraiva, por sempre me apoiarem e estarem comigo, independente de tudo.

Aos meus familiares, por todo o apoio que me deram ao longo desses últimos anos.

Aos meus amigos, de dentro e de fora da vida acadêmica, por deixarem esta caminhada mais leve, em especial ao Edson Matheus e Heverton Alves, obrigado por estarem comigo.

A todos os professores que, de alguma forma, contribuíram para a minha formação.

Ao meu orientador, prof. Dr. Jean Garcia, por aceitar conduzir meu trabalho de conclusão de curso, pela paciência, ajuda e conselhos.

RESUMO

Fundações são os elementos que transferem a carga da estrutura para o solo, sendo que este elemento deve possuir capacidade de carga adequada para que o seu comportamento carga e recalque ocorram de forma adequada, ou seja, de maneira solidária à estrutura, limitando os recalques à valores aceitáveis. Neste trabalho, realizou-se uma revisão bibliográfica dos principais métodos semiempíricos existentes na literatura para previsão do comportamento da capacidade de carga e do recalque. Tais métodos foram aplicados para estimativa da capacidade de carga e recalque de uma estaca hélice contínua instrumentada instalada em solo residual submetida à compressão axial por meio de prova de carga estática e lenta. Todos os métodos semiempíricos de capacidade de carga se mostraram conservadores. A maioria dos métodos de previsão de recalques superestimaram os recalques obtidos em campo em, aproximadamente, dez vezes, também não tendo seus resultados considerados satisfatórios. Novos estudos complementares são necessários, a fim de adaptar os métodos à diferentes tipos de estacas e solos.

Palavras-chave: Capacidade de carga. Recalque. Métodos de Previsão. Prova de Carga Instrumentada.

ABSTRACT

Foundations are elements that transfer the load from the superstructure to the ground, so that the bearing capacity of such elements is able to properly predict the load – settlement behavior in an integrated manner with the structure, limiting the settlements to acceptable values. In this work, a bibliographic review of the main semi-empirical methods available in the literature was conducted to predict the behavior of bearing capacity and settlement. Such methods were applied to estimate the bearing capacity and settlement of an instrumented continuous flight auger pile installed in residual soil submitted to axial compression by means of a static and slow maintained load test (SML). All semi-empirical methods of bearing capacity proved to be conservative. The most settlement prediction methods overestimated the settlements obtained in the field by approximately ten times, also not having their results considered satisfactory. Further complementary studies are needed in order to adapt the methods to different types of piles and soils.

Keywords: Bearing Capacity. Settlement. Prediction Methods. Instrumented Load Test.

Lista de Símbolos

- α_1 – Fator de estaca (VELLOSO, 1981)
- α_2 – Fator da estaca (VELLOSO, 1981)
- A_p – Área de ponta da estaca (m^2)
- α_{AV} – Coeficiente de correlação entre o ensaio CPT e SPT para a resistência de ponta da estaca (%) (AOKI; VELLOSO, 1975)
- α_{DQ} e β_{DQ} – Coeficiente de majoração ou minoração (DÉCOURT; QUARESMA, 1978)
- α_f – Coeficiente variante conforme o tipo de estaca (PHILIPPONNAT, 1976)
- α_p – Coeficiente variante conforme o tipo de solo (PHILIPPONNAT, 1976)
- α_s – Coeficiente variante conforme o tipo de solo (PHILIPPONNAT, 1976)
- α_{SS} – Fator que depende da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca (VÉSIC, 1975)
- α_T e β_T – Parâmetros de cálculo (kPa) (TEIXEIRA, 1996)
- $\beta_{1,AC}$ e $\beta_{2,AC}$ – Coeficientes variantes conforme o tipo de solo (%) (ANTUNES; CABRAL, 1996)
- β_A – Coeficiente variante conforme o tipo de solo ($KPa/kgf * m$) (ALONSO, 1996)
- β_V – Fator de dimensão da base (VELLOSO, 1981)
- C_s – Parâmetro de cálculo (VÉSIC, 1975)
- CPT* – Cone Penetration Test
- ζ – Máximo raio de influência (RANDOLPH; WROTH, 1978)
- Δ_{abs} – Erro absoluto (kN)
- Δ_{rel} – Erro relativo (%)
- $\Delta\sigma_l$ – Acréscimo de tensões devido à parcela de atrito lateral da estaca (CINTRA; AOKI, 2010)
- $\Delta\sigma_p$ – Acréscimo de tensões devido à parcela de carga na ponta da estaca (CINTRA; AOKI, 2010)
- δ_{PC} – Deslocamento máximo na prova de carga instrumentada (ALBUQUERQUE, 2001)
- Δl – Espessura de cada uma das camadas atravessadas pelo fuste da estaca (m)
- E_0 – Módulo de deformabilidade da camada de solo antes da execução da estaca (CINTRA; AOKI, 2010)
- $E_{p,RW}$ – Módulo de Young do material da estaca (RANDOLPH; WROTH, 1978)
- E_b – Módulo de Young do solo (kPa) (POULOS; DAVIS, 1980)
- E_c – Módulo de elasticidade do material da estaca (MPa) (VÉSIC, 1975)
- E_l – Coeficiente variante conforme o tipo de estaca, para o atrito lateral da estaca (BERBERIAN, 1992)
- E_p – Coeficiente variante conforme o tipo de estaca, para a ponta da estaca (BERBERIAN, 1992)
- $E_{p,PD}$ – Módulo de elasticidade da estaca (kPa) (POULOS; DAVIS, 1980)

E – Módulo de elasticidade do solo (kPa) (POULOS; DAVIS, 1980)
 F_1 e F_2 – Coeficientes de transformação (AOKI; VELLOSO, 1975)
 f_s – Resistência de atrito lateral entre o amostrador padrão do ensaio *CPT* e o solo (kPa) (ALONSO, 1996)
 G_L – Módulo cisalhante do solo a uma profundidade Z igual à L (RANDOLPH; WROTH, 1978)
 G_b – Módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca (RANDOLPH; WROTH, 1978)
 λ – Fator de carregamento (VELLOSO, 1981)
 G – Módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca (RANDOLPH; WROTH, 1978)
 h – Espessura finita do solo compressível (POULOS; DAVIS, 1980)
 I_0 – Fator de influência para estaca incompressível num meio elástico semi-infinito (POULOS; DAVIS, 1980)
 I – Fator de influência (POULOS; DAVIS, 1980)
 K_{AV} – Coeficiente de correlação entre o ensaio *CPT* e *SPT* para a resistência por atrito lateral da estaca (MPa) (AOKI; VELLOSO, 1975)
 K_{DQ} – Coeficiente de correlação o ensaio *CPT* e *SPT* (kPa) (DÉCOURT; QUARESMA, 1978)
 K_{PD} – Equivalente à E_p/E (POULOS; DAVIS, 1980)
 K_l – Coeficiente variante conforme o tipo de solo, para o atrito lateral da estaca (tf/m^2) (BERBERIAN, 1992)
 K_p – Coeficiente variante conforme o tipo de solo, para a ponta da estaca (tf/m^2) (BERBERIAN, 1992)
 K – Parâmetro de correlação entre o ensaio *CPT* e o ensaio *SPT* (kPa)
 kN – Quilonewton
 kPa – Quilopascal
 L_i – Comprimento da camada “i” (CINTRA; AOKI, 2010)
 L – Comprimento da estaca (m)
 MPa – Megapascal
 μ – Parâmetro de cálculo (RANDOLPH; WROTH, 1978)
 \bar{N}_l – Valor médio do N_{SPT} ao longo do comprimento da estaca
 $\bar{N}_{p,DQ}$ – Média dos três valores de N medidos na ponta da estaca e imediatamente acima e abaixo (DÉCOURT; QUARESMA, 1978)
 $\bar{N}_{p,T}$ – Valor médio dos índices N medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo (TEIXEIRA, 1996)
 N_{SPT} – Índice de resistência à penetração obtido no ensaio *SPT*
 \emptyset – Diâmetro da estaca (m)

Q_1 – Primeira carga de trabalho para o cálculo de recalques (kN) (AUTOR, 2022)
 Q_2 – Segunda carga de trabalho para o cálculo de recalques (kN) (AUTOR, 2022)
 Q_{Li} – Resistência de atrito lateral (CINTRA; AOKI, 2010)
 Q_a – Capacidade de carga admissível da estaca (kN)
 Q_i – Esforço normal médio na camada “i” (CINTRA; AOKI, 2010)
 Q_l – Capacidade de carga por atrito lateral da estaca (kN)
 Q_{lat} – Carga na lateral da estaca no início do carregamento (kN) (VÉSIC, 1975)
 Q_p – Capacidade de carga de ponta da estaca (kN)
 Q_u – Capacidade de carga última da estaca (kN)
 Q_{uPC} – Carga de ruptura na prova de carga instrumentada (ALBUQUERQUE, 2001)
 q_c – Resistência de ponta unitária obtida no ensaio CPT (kPa)
 q_{c1} – Média aritmética dos valores medidos da resistência de ponta no ensaio de cone, no trecho de $8 * D$ acima da ponta da estaca (VELLOSO, 1981)
 q_{c2} – Média aritmética dos valores medidos da resistência de ponta no ensaio de cone, no trecho de $3,5 * D$ abaixo da ponta da estaca (VELLOSO, 1981)
 q_l – Resistência por atrito lateral unitária da estaca (kPa)
 q_p – Resistência de ponta unitária da estaca (kPa)
 Q – Carga axial atuante na estaca (kN)
 R_h – Fator de correção para (h) (POULOS; DAVIS, 1980)
 R_b – Fator de correção para a base apoiada em solo mais rígido com E_b (POULOS; DAVIS, 1980)
 R_k – Fator de correção para a compressibilidade da estaca em função do fator de rigidez K (POULOS; DAVIS, 1980)
 R_ν – Fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo (POULOS; DAVIS, 1980)
 r_0 – Raio da estaca (RANDOLPH; WROTH, 1978)
 r_b – Raio da ponta da estaca (RANDOLPH; WROTH, 1978)
 ρ_c – Encurtamento elástico da estaca (CINTRA; AOKI, 2010)
 s_{PC} – Recalque obtido na prova de carga instrumentada (mm) (ALBUQUERQUE, 2001)
 s_{calc} – Recalque calculado através dos métodos de previsão (mm) (AUTOR, 2022)
 s_e – Recalque devido ao encurtamento elástico da estaca (m) (VÉSIC, 1975)
 s_f – Recalque do solo devido as cargas de atrito ao longo do fuste (m) (VÉSIC, 1975)
 s_p – Recalque do solo devido a carga na ponta da estaca (m) (VÉSIC, 1975)
 σ_0 – Tensão geostática no centro da camada (CINTRA; AOKI, 2010)
 SPT – Standard Penetration Test
 s – Recalque da estaca isolada (cm)

$T_{min}^{(1)}$ – Média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de $8 * D$ (D é o diâmetro da estaca) acima da ponta da estaca ($kgf * m$) (ALONSO, 1996)

$T_{min}^{(2)}$ – Média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de $3 * D$ abaixo da ponta da estaca ($kgf * m$) (ALONSO, 1996)

U – Perímetro da seção transversal do fuste (m)

ν – Coeficiente de Poisson do solo (RANDOLPH; WROTH, 1978)

X_1 – Índice de crescimento de carga com o deslocamento (DÉCOURT, 1995)

Lista de Ilustrações

Figura 1 - Processo executivo de estaca hélice contínua. (SETE ENGENHARIA, 2017).....	15
Figura 2 - Parâmetros para cálculo do recalque da estaca compressível: (a) fator de deslocamento, (b) influência da compressibilidade da estaca, (c) camada de espessura finita do solo compressível, (d) coeficiente de Poisson do solo (Poulos & Davis, 1980).....	32
Figura 3 - Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo: (a) condição $L/B = 75$, (b) condição $L/B=50$, (c) condição $L/B=25$, (d) condição $L/B=10$ (Poulos & Davis, 1980).	33
Figura 4 - Modos de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca (Autor, 2022).	34
Figura 5 - Propagação de tensões devido à reação de ponta da estaca (Cintra & Aoki, 2010).	36
Figura 6 - Modelo proposto para representação da curva Carga vs Recalque para estacas de deslocamento (Garcia, 2006).	40
Figura 7 – Dados de execução da estaca hélice contínua (Albuquerque, 2001).....	43
Figura 8 – Características geotécnicas médias do Campo Experimental (Albuquerque, 2001).....	43
Figura 9 – Diâmetros reais da estaca ensaiada (adaptada de Albuquerque, 2001).....	44
Figura 10 – Variação da capacidade de carga por atrito lateral da estaca utilizando-se o diâmetro nominal e os diâmetros reais (Autor, 2022).....	45
Figura 11 – Curva Carga vs Deslocamento da estaca (adaptada de Albuquerque, 2001).	46
Figura 12 – Variação do atrito lateral unitário ao longo da profundidade da estaca (Albuquerque, 2001).	47
Figura 13 – Comparativo das parcelas de resistência de ponta e lateral por diferentes métodos de cálculo (Autor, 2022).	48
Figura 14 – Comparativo entre métodos semiempíricos de capacidade de carga e prova de carga (Autor, 2022).....	48
Figura 15 – Comparativo da resistência lateral por métodos semiempíricos de capacidade de carga e prova de carga (Autor, 2022).	49
Figura 16 – Comparativo da resistência de ponta por métodos semiempíricos de capacidade de carga (Autor, 2022).....	50
Figura 17 – Curvas Carga vs Recalque obtidas através dos métodos de previsão de recalques (Autor, 2022).	51
Figura 18 - Resultados dos recalques obtidos, para carga de trabalho Q_1 , fazendo-se uso dos métodos de previsão de recalques (Autor, 2022).	53
Figura 19 - Resultados dos recalques obtidos, para a carga de trabalho Q_2 , fazendo-se uso dos métodos de previsão de recalques (Autor, 2022).....	54
Figura 20 - Método Semiempírico de Aoki & Velloso (1975) (Autor, 2022).....	61

Figura 21 – Método Semiempírico de Décourt & Quaresma (1978) (Autor, 2022).....	61
Figura 22 - Método Semiempírico de Teixeira (1996) (Autor, 2022).	61
Figura 23 - Método Semiempírico de Alonso (1996) (Autor, 2022).	62
Figura 24 - Método Semiempírico de Antunes & Cabral (1996) (Autor, 2022).	62
Figura 25 - Método Semiempírico de Berberian (1992) (Autor, 2022).....	62
Figura 26 - Método Semiempírico de Philipponnat (1976) (Autor, 2022).	62
Figura 27 - Método Semiempírico de P. Velloso (1981) (Autor, 2022).....	63
Figura 28 – Método de previsão de recalques de Poulos & Davis (1980) (Autor, 2022).....	64
Figura 29 - Método de previsão de recalques de Vésic (1969) (Autor, 2022).....	64
Figura 30 - Método de previsão de recalques de Randolph & Wroth (1978) (Autor, 2022).....	65
Figura 31 - Método de previsão de recalques de Décourt (1995) (Autor, 2022).....	65
Figura 32 - Método de previsão de recalques de Cintra & Aoki (2010) (adaptação de Autor, 2022).	66

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Coeficientes de Correlação α_{AV} e K (Aoki & Velloso, 1975).....	18
Tabela 2 - Coeficientes de transformação $F1$ e $F2$ (Aoki & Velloso, 1975).....	19
Tabela 3 – Coeficientes KDQ de Décourt & Quaresma (Décourt & Quaresma, 1978).....	20
Tabela 4 - Coeficientes de majoração e minoração α_{DQ} e β_{DQ} de Décourt & Quaresma (Décourt, 1996).	20
Tabela 5 - Valores do parâmetro α de Teixeira (Teixeira, 1996).	22
Tabela 6 - Valores do parâmetro β_T de Teixeira (Teixeira, 1996).	22
Tabela 7 - Valores para o coeficiente β_A (Velloso & Lopes, 2010).....	24
Tabela 8 - Valores para os coeficientes β_1 e β_2 (Antunes & Cabral, 1996).....	26
Tabela 9 – Coeficientes K_p e K_l (adaptada de Berberian, 1992).	28
Tabela 10 - Valores para os coeficientes E_p e E_l (Berberian, 1992).....	29
Tabela 11 - Valores para o coeficiente α_p (Philipponnat, 1976).....	30
Tabela 12 - Valores para o coeficiente α_f (Philipponnat, 1976).....	30
Tabela 13 - Valores para o coeficiente α_s (Philipponnat, 1976).	30
Tabela 14 - Valores para o coeficiente C_p (Vésic ,1975 apud Albuquerque ,2001).....	34
Tabela 15 - Determinação dos recalques nos pontos de consideração.....	39
Tabela 16 – Parâmetro K para correlações entre ensaios CPT e SPT (Velloso & Lopes ,2010).....	41
Tabela 17 – Valores de carga no topo, nos níveis e na ponta da estaca (Albuquerque, 2001).	46
Tabela 18 – Cargas de ruptura da estaca (Autor ,2022).	47
Tabela 19 – Análise de erros absolutos e relativos entre métodos semiempíricos e prova de carga para a carga última (Autor ,2022).	49
Tabela 20 - Análise de erros absolutos e relativos entre métodos semiempíricos e prova de carga para a carga última por atrito lateral (Autor ,2022).	50
Tabela 21 - Análise de erros absolutos e relativos entre métodos semiempíricos e prova de carga para a carga última de ponta (Autor ,2022).	51
Tabela 22 - Parâmetros para o cálculo dos métodos de previsão de recalques (Albuquerque, 2001).	52
Tabela 23 - Análise dos resultados obtidos entre métodos de previsão de recalques e prova de carga (Autor ,2022).....	53
Tabela 24 - Análise dos resultados obtidos entre métodos de previsão de recalques e prova de carga (Autor ,2022).....	54

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVO.....	16
1.2	JUSTIFICATIVA.....	16
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE CAPACIDADE DE CARGA	17
2.1.1	Método de Aoki & Velloso (1975).....	17
2.1.2	Método de Décourt & Quaresma (1978).....	19
2.1.3	Método de Teixeira (1996).....	21
2.1.4	Método de P. Velloso (1981).....	22
2.1.5	Método de Alonso (1996).....	24
2.1.6	Método de Antunes & Cabral (1996)	25
2.1.7	Método de Berberian (1996).....	26
2.1.8	Método de Philipponnat (1976).....	29
2.2	MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES	31
2.2.1	Método de Poulos & Davis (1980).....	31
2.2.2	Método de Vésic (1969, 1975a)	33
2.2.3	Método de Cintra & Aoki (2010)	35
2.2.4	Método de Randolph & Wroth (1978)	37
2.2.5	Método de Décourt (1995)	39
3.	MATERIAL E MÉTODOS	41
3.1	CORRELAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS CPT E SPT	41
3.2	CAMPO EXPERIMENTAL E CARACTERÍSTICAS DA ESTACA.....	42
4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	44
4.1	EXTRAÇÃO DA ESTACA E REFLEXO NA ANÁLISE DE RESULTADOS	44
4.2	RESULTADOS DA PROVA DE CARGA	46

4.3	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	47
4.3.1	Capacidade de carga: Métodos vs Prova de carga.....	48
4.4	PREVISÃO DOS RECALQUES.....	51
4.4.1	Q1: Métodos de Previsão de Recalques vs Prova de carga.....	52
4.4.2	Q2: Métodos de Previsão de Recalques vs Prova de carga.....	53
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	55
6.	CONCLUSÃO.....	56
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	58
	APÊNDICE A.....	61
	APÊNDICE B.....	64

1. INTRODUÇÃO

As fundações profundas transmitem a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões, guardadas suas peculiaridades previstas na ABNT NBR 6122/2019. As estacas são elementos de fundação profunda executados inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores (ABNT NBR 6122/2019).

As estacas do tipo hélice contínua foram desenvolvidas, primariamente, nos Estados Unidos da América e, posteriormente, difundidas na Europa e no Japão na década de 1980. A alta competitividade e uso destas estacas no mercado se devem, principalmente, ao alto nível de produtividade, em comparação a outras tipologias de estacas, e ao baixos ruídos e vibrações gerados na execução destas (BORNSALES ENGENHARIA, 2017). As estacas do tipo hélice contínua são executadas por meio da perfuração mecânica realizada com um trado helicoidal contínuo que perfura o solo até a profundidade especificada em projeto. O concreto é então lançado por bombeamento com auxílio de bomba, percorrendo toda a extensão do trado até a sua saída na extremidade do trado. A subida do trado deve ser realizada de forma a garantir que a concretagem sob pressão seja suficiente para garantir a estabilidade das paredes do furo. Ao final da concretagem, a armadura da estaca é inserida no furo concretado com auxílio mecânico e manual (Figura 1).

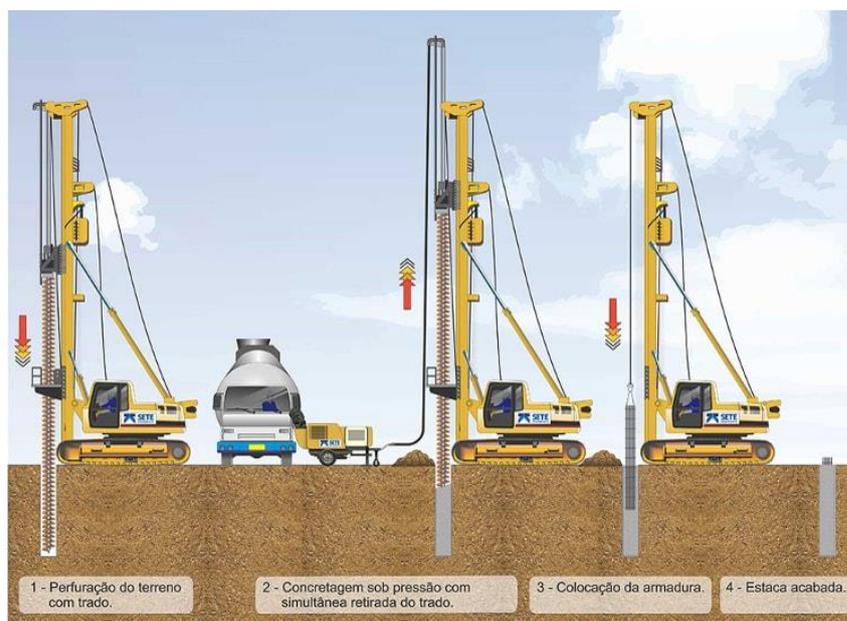


Figura 1 - Processo executivo de estaca hélice contínua. (SETE ENGENHARIA, 2017)

1.1 OBJETIVO

Neste trabalho, o objetivo foi o de realizar um comparativo entre resultados de capacidade de carga e recalque obtidos experimentalmente, a partir de uma estaca hélice contínua instrumentada embutida em solo tropical ensaiada por meio de prova de carga estática e lenta, utilizando diversos métodos de previsão e assim, aferir a eficácia de cada um dos métodos empregados para um caso específico.

Além disso, compreender quais são os fatores que mais influenciam na variação entre os resultados de capacidade de carga e recalques obtidos através de cada método e, com isso, entender as razões que levaram à assertividade de alguns métodos em detrimento a outros.

1.2 JUSTIFICATIVA

Entender as peculiaridades e características de métodos semiempíricos é importante para se conhecer quais são mais adequados a determinado tipo de estaca, no caso hélice contínua instrumentada e solo. Isso também é uma forma importante de compreender a aplicabilidade e potencialidade desses métodos para determinados tipos e condições de instalação de estacas, assim como auxiliar o meio técnico em futuros dimensionamentos nas mesmas condições que serão aqui analisadas e consideradas. Do ponto de vista econômico, um método mais assertivo otimiza e gera economia na execução das estacas, acarretando menor consumo de matérias-primas empregadas na construção deste tipo de estaca. Já sob o aspecto dos recalques em estruturas, pode vir a ser considerado como o fator limitante em comparação a capacidade e por isso, pode ser mais crítico no estabelecimento da carga de projeto, uma vez que esta pode ser inferior a carga admissível determinada em termos de valores admissíveis para um fator de segurança imposto. Este trabalho pretende estabelecer uma visão crítica sobre o uso indiscriminado de métodos de capacidade de carga e de previsão de recalques no Brasil sem os devidos cuidados necessários à sua utilização, apresentando resultados que comprovem a efetividade ou inefetividade de alguns destes, quando aplicados a estacas do tipo hélice contínua embutidas em solo tropical.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir são apresentados os métodos semiempíricos de capacidade de carga e de previsão de recalques considerados relevantes para a execução deste Trabalho. O critério de seleção destes métodos levou em conta diversos fatores, como:

- Aplicabilidade dos métodos em estacas do tipo Hélice Contínua;
- Nível de aplicabilidade e confiança dos métodos: buscou-se, sempre, os métodos mais renomados e utilizados para os fins de estimativas de capacidades de carga e/ou recalques;
- Detalhamento de resultados: buscou-se métodos que apresentem, em seus resultados, as parcelas de capacidade de carga de cada parte componente da estaca (Resistência Lateral e Resistência de Ponta).

2.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE CAPACIDADE DE CARGA

2.1.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

Segundo esses autores, os valores unitários de resistência de ponta (q_p) e resistência lateral (q_l) são obtidos em função da resistência de ponta unitária (q_c) e da resistência unitária de atrito lateral (f_s), medidos no ensaio *Cone Penetration Test* (CPT). Para os casos em que não se dispõe deste ensaio, a seguinte correlação, com o ensaio *Standard Penetration Test* (SPT), pode ser utilizada:

$$q_c = K_{AV} * N \quad (1)$$

em que,

q_c é a resistência de ponta unitária da estaca, em *MPa*;

K_{AV} é um coeficiente de correlação, em *MPa*;

N é o valor de N_{spt} de ponta da estaca analisada.

Para a determinação do fator f_s , faz-se uso da seguinte equação:

$$f_s = \alpha_{AV} * q_c \quad (2)$$

em que,

f_s é a resistência de atrito lateral unitária da estaca, em *MPa*;

α_{AV} é um coeficiente de correlação, em %.

Os coeficientes de correlação α_{AV} e K_{AV} variam conforme o tipo de solo no qual à estaca está inserida e são obtidos de acordo com Tabela 1.

Tabela 1 - Coeficientes de Correlação α_{AV} e K (Aoki & Velloso, 1975).

Tipo de Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia Siltosa	0,80	2,00
Areia Silto-Argilosa	0,70	2,40
Areia Argilosa	0,60	3,00
Areia Argilo-Siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte Arenoso	0,55	2,20
Silte Areno-Argiloso	0,45	2,80
Silte Argiloso	0,23	3,40
Silte Argilo-Arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila Arenosa	0,35	2,40
Argila Areno-Siltosa	0,30	2,80
Argila Siltosa	0,22	4,00
Argila Silto-Arenosa	0,33	3,00

A resistência de ponta unitária q_p pode ser obtida através da seguinte equação:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (3)$$

em que,

q_p é a resistência de ponta unitária da estaca, em *MPa*;

F_1 é um coeficiente de transformação.

A resistência lateral unitária q_l pode ser obtida através da seguinte equação:

$$q_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (4)$$

em que,

q_l é a resistência lateral unitária da estaca, em *MPa*;

F_2 é um coeficiente de transformação.

Para obter-se os coeficientes de transformação F_1 e F_2 , que variam conforme o tipo de estaca, faz-se o uso da Tabela 2.

Tabela 2 - Coeficientes de transformação F_1 e F_2 (Aoki & Velloso, 1975).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	2*F1
Pré-Moldada de Concreto	1,75	2*F1
Metálica	1 + D/0,80	2*F1
Escavada	3,00	2*F1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,00	2*F1

Para o cálculo da capacidade de carga admissível (Q_a) da estaca, os autores admitem um Fator de Segurança Global (F.S) igual à 2, e, no caso de apoio da estaca em camada rochosa, pode-se adotar um F.S igual à 3 à capacidade de carga última (Q_u) da estaca.

Assim, a capacidade de carga última (Q_u), proposta por Aoki & Velloso (1975) da estaca, pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$Q_u = q_p * A_p + U * \sum q_l * \Delta l \quad (5)$$

em que:

Q_u é a capacidade de carga última da estaca, em kN ;

A_p é a área de ponta da estaca, em m^2 ;

U é o perímetro da seção transversal do fuste, em m ;

Δl é a espessura de cada uma das camadas atravessadas pelo fuste da estaca, em m .

2.1.2 Método de Décourt & Quaresma (1978)

No método semiempírico dos autores, originalmente estabelecido para estacas de deslocamento, os valores de q_p e q_l são obtidos, em função dos valores de N medidos no ensaio SPT das sondagens à percussão (PRESA & POUSADA, 2004).

Neste método, a tensão-limite média de atrito lateral (q_l) é obtida através da seguinte expressão:

$$q_l = 10 * \left(\frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right) \quad (6)$$

em que,

q_l é a resistência unitária, da estaca, por atrito lateral, em kPa ;

\bar{N}_l é o valor médio de N ao longo do fuste.

Vale ressaltar que não podem ser adotados no cálculo de \bar{N}_l valores de N inferiores à 3 e superiores à 50 (para estacas de deslocamento) e a 15 (para estacas escavadas). Não se deve

considerar, também, valores de N que venham a ser utilizados na avaliação da resistência de ponta unitária (DÉCOURT, 1982).

A resistência de ponta unitária q_p pode ser calculada através da seguinte equação:

$$q_p = K_{DQ} * \bar{N}_{p,DQ} \quad (7)$$

em que,

q_p é a resistência de ponta unitária, em kPa ;

K_{DQ} é um coeficiente em função do tipo de solo, em kPa ;

$\bar{N}_{p,DQ}$ é a média dos três valores de N medidos na ponta da estaca e imediatamente acima e abaixo.

Os coeficientes K_{DQ} , propostos por Décourt & Quaresma (1978), estão dispostos na Tabela 3.

Tabela 3 – Coeficientes K_{DQ} de Décourt & Quaresma (Décourt & Quaresma, 1978).

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

Décourt (1996) introduziu, na fórmula de capacidade de carga (Q_u), os coeficientes de ponderação α_{DQ} e β_{DQ} para a reação unitária de ponta (q_p) e a reação unitária de atrito lateral (q_l), respectivamente, de modo a permitir estender o método de cálculo original (desenvolvido para estacas de deslocamento) a outros tipos de estacas (PRESA & POUSADA, 2004). A Tabela 4 apresenta os coeficientes de majoração e minoração α e β .

Tabela 4 - Coeficientes de majoração e minoração α_{DQ} e β_{DQ} de Décourt & Quaresma (Décourt, 1996).

Tipo de Estaca	Escavada sem lama		Escavada com lama		Hélice Contínua		Estaca Raiz		Microestaca	
Tipo de Solo	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,00	0,85	1,50	1,00	3,00
Siltes	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	3,00
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	3,00

A capacidade de carga Q_u pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$Q_u = \alpha_{DQ} * q_p * A_p + \beta_{DQ} * q_l * U * L \quad (8)$$

em que,

Q_u é a capacidade de carga da estaca, em kN ;

α_{DQ} é um coeficiente de majoração ou minoração;

A_p é a área da seção transversal da zona de ponta da estaca, em m^2 ;

β_{DQ} é um coeficiente de majoração ou minoração;

U é o perímetro da seção transversal do fuste, em m ;

L é o comprimento da estaca, em m .

Os autores propõem a utilização de coeficientes de segurança parciais, aplicando, para a resistência de ponta $(F.S)_p = 4$ e para a de atrito lateral $(F.S)_l = 1,3$. Assim, a carga admissível da estaca (Q_a) é definida pela seguinte equação:

$$Q_a = \frac{Q_p}{4} + \frac{Q_l}{1,3} \leq \frac{Q_u}{2} \quad (9)$$

em que,

Q_a é a carga admissível da estaca, em kN ;

Q_p é a capacidade de carga de ponta da estaca, em kN ;

Q_l é a capacidade de carga por atrito lateral da estaca, em kN ;

2.1.3 Método de Teixeira (1996)

Neste método, com base nos índices de resistência à penetração (N) do ensaio SPT, o autor propõe as seguintes equações para se calcular a resistência unitária de ponta (q_p) e a resistência unitária por atrito lateral (q_l):

$$q_p = \alpha_T * \bar{N}_{p,T} \quad (10)$$

em que,

q_p é a resistência unitária de ponta, em kPa ;

α_T é um parâmetro de cálculo, em kPa ;

$\bar{N}_{p,T}$ é o valor médio dos índices N medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo.

$$q_l = \beta_T * \bar{N}_l \quad (11)$$

em que,

q_l é a resistência unitária por atrito lateral, em kPa ;

β_T é um parâmetro de cálculo, em kPa ;

\bar{N}_l é o valor médio dos índices N medidos ao longo do comprimento do fuste da estaca.

A Tabela 5 apresenta os valores do parâmetro α .

Tabela 5 - Valores do parâmetro α de Teixeira (Teixeira, 1996).

Tipo de Solo/Estaca (4<N<40)	α (kN/m ²)			
	Pré-Moldadas de concreto e metálicas	Tipo Franki	Escavadas a céu aberto	Estacas Raiz
Areia com Pedregulho	431,64	372,78	304,11	284,49
Areia	392,40	333,54	264,87	255,06
Areia Siltosa	353,16	294,30	235,44	215,82
Areia Argilosa	294,30	235,44	196,20	186,39
Silte Arenoso	255,06	206,01	156,96	156,96
Silte Argiloso	156,96	117,72	107,91	107,91
Argila Arenosa	206,01	156,96	127,53	137,34
Argila Siltosa	107,91	98,10	98,10	98,10

A Tabela 6 apresenta os valores do parâmetro β_T , propostos por Teixeira (1996).

Tabela 6 - Valores do parâmetro β_T de Teixeira (Teixeira, 1996).

Tipo de Estaca	β (kN/m ²)
Pré-Moldadas e Metálicas	3,92
Tipo Franki	4,91
Escavadas a céu aberto	3,92
Estacas Raiz	5,89

A capacidade de carga última da estaca (Q_u) é dada pela seguinte expressão:

$$Q_u = q_p * A_p + q_l * A_l \quad (12)$$

em que,

Q_u é a capacidade de carga última da estaca, em kN;

A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca, em m²;

A_l é a área da seção do fuste da estaca, em m².

De modo a estimar a carga admissível à compressão (Q_a), o autor propõe a utilização de um coeficiente de segurança global em relação à ruptura do sistema estaca/solo igual a 2 para as estacas por ele estudadas, com exceção das estacas escavadas a céu aberto, para as quais recomenda coeficientes de segurança parciais de 4, para a parcela de ponta, e 1,5 para a parcela de atrito lateral (Presa & Pousada, 2004).

2.1.4 Método de P. Velloso (1981)

Este método foi desenvolvido tendo como base o ensaio CPT, utilizando valores médios medidos na haste do mesmo. Berberian (1992) afirma que este método admite não ocorrer atrito negativo no fuste da estaca e nem camadas mais compressíveis abaixo da ponta da mesma.

O autor propõe um método semiempírico em que o valor de resistência unitária de ponta (q_p) pode ser obtido mediante a seguinte expressão:

$$q_p = \alpha_1 * \beta_V * \left(\frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \right) \quad (13)$$

em que,

q_p é a resistência unitária de ponta, em kPa ;

α_1 é o fator da estaca, que equivale à 0,5 para estacas do tipo Hélice Contínua;

β_V é o fator de dimensão da base, que equivale à $1,016 - 0,016 * \left(\frac{D}{d} \right)$. D é o diâmetro da base da estaca e d equivale ao diâmetro da ponta do cone do CPT (igual a 3,6 cm);

q_{c1} é a média aritmética dos valores medidos da resistência de ponta no ensaio de cone, no trecho de $8 * D$ acima da ponta da estaca;

q_{c2} é a média aritmética dos valores medidos da resistência de ponta no ensaio de cone, no trecho de $3,5 * D$ abaixo da ponta da estaca.

Vale ressaltar que quando a estaca possuir comprimento menor que $8 * D$, adotam-se valores nulos de q_{c1} para cotas acima do nível do terreno.

Velloso (1981) apresenta a seguinte equação para o cálculo da resistência unitária por atrito lateral (q_l):

$$q_l = \alpha_2 * \lambda * K * N * \alpha_{AV} \quad (14)$$

em que,

q_l é a resistência unitária por atrito lateral, em kPa ;

λ é o fator de carregamento, que equivale à 1 para estacas comprimidas e 0,7 para estacas tracionadas;

α_2 é o fator da estaca, que equivale à 0,85 para estacas do tipo Hélice Contínua;

K é um parâmetro de correlação entre o ensaio CPT e o ensaio SPT;

N é o valor médio de NSPT obtido ao longo do comprimento do fuste da estaca.

α_{AV} é um parâmetro de correlação entre o ensaio CPT e o ensaio SPT;

A capacidade de carga última da estaca (Q_u) é dada pela seguinte expressão:

$$Q_u = q_p * A_p + q_l * A_l \quad (15)$$

em que,

Q_u é a capacidade de carga última da estaca, em kN ;

A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca, em m^2 ;

A_l é a área da seção do fuste da estaca, em m^2 .

Berberian (1992) admite um F.S equivalente à 2,5 para o cálculo da carga admissível à compressão (Q_a) através deste método. Sendo assim, a equação a seguir demonstra este cálculo:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (16)$$

em que,

Q_a é a capacidade de carga admissível da estaca, em kN ;

2.1.5 Método de Alonso (1996)

Este método foi concebido com base no ensaio Standard Penetration Test with Friction measurement (SPT-T), que consiste no ensaio SPT com medida de torque. Vale ressaltar que este método foi desenvolvido exclusivamente para uso em estacas do tipo Hélice Contínua.

O autor propõe a seguinte expressão para o cálculo da resistência unitária de ponta da estaca (q_p):

$$q_p = \beta_A * \left(\frac{T_{mín}^{(1)} + T_{mín}^{(2)}}{2} \right) \quad (17)$$

em que,

q_p é a resistência unitária de ponta, em kPa ;

β_A é um coeficiente variante conforme o tipo de solo, em $kPa/kgf * m$;

$T_{mín}^{(1)}$ é a média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de $8 * D$ (D é o diâmetro da estaca) acima da ponta da estaca, em $kgf * m$;

$T_{mín}^{(2)}$ é a média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de $3 * D$ abaixo da ponta da estaca, em $kgf * m$.

Vale ressaltar que os valores de $T_{mín}$ superiores à $40 kgf * m$ devem ser tomados iguais à $40 kgf * m$ e, quando o comprimento da estaca for inferior à $8 * D$, devem-se adotar nulos os valores de $T_{mín}^{(1)}$ acima do nível do terreno.

Velloso & Lopes (2010) propõem os seguintes valores para o coeficiente β_A , expostos na Tabela 7:

Tabela 7 - Valores para o coeficiente β_A (Velloso & Lopes, 2010).

Tipo de Solo	β (kPa/kgf*m)
Areia	200
Silte	150
Argila	100

Alonso (1996) estabelece a seguinte equação para o cálculo da resistência unitária por atrito lateral:

$$q_l = 0,65 * f_s < 200 \text{ kPa} \quad (18)$$

em que,

q_l é a resistência unitária por atrito lateral, em kPa ;

f_s é a resistência de atrito lateral entre o amostrador padrão e o solo, em kPa .

O fator f_s pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$f_s = \frac{100 * T_{m\acute{a}x}}{0,41 * h - 0,032} \quad (18)$$

em que,

$T_{m\acute{a}x}$ é o torque máximo obtido no ensaio SPT-T;

h é a penetração total do amostrador do SPT, em cm .

Presa & Pousada (2004) estabelecem uma simplificação para a Equação 18, admitindo a penetração total do amostrador equivalente à 45 cm . Sendo assim admite-se a seguinte forma:

$$f_s = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0,18} \quad (19)$$

Para os casos onde se possuir, apenas, dados do ensaio SPT, o autor propõe as seguintes correlações:

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2 * N \quad (20)$$

$$T_{m\acute{i}n} = N \quad (21)$$

em que,

N é o valor de NSPT a ser correlacionado.

A capacidade de carga última da estaca (Q_u) é dada pela seguinte expressão:

$$Q_u = q_p * A_p + q_l * A_l \quad (22)$$

em que,

Q_u é a capacidade de carga última da estaca, em kN ;

A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca, em m^2 ;

A_l é a área da seção do fuste da estaca, em m^2 .

2.1.6 Método de Antunes & Cabral (1996)

O método semiempírico destes autores também se caracteriza por ser de uso exclusivo às estacas do tipo Hélice Contínua. Este método utiliza como base os valores de N de ensaios do tipo SPT.

Antunes & Cabral (1996) estabelecem a seguinte equação para cálculo da resistência unitária de ponta (q_p):

$$q_p = \beta_{2,AC} * N_p \leq 3,92 \text{ MPa} \quad (23)$$

em que,

q_p é a resistência unitária de ponta, em *MPa*;

$\beta_{2,AC}$ é um coeficiente variante conforme o tipo de solo, em %;

N_p é o valor de NSPT na ponta da estaca.

Para o cálculo da resistência unitária por atrito lateral (q_l), é utilizada a seguinte expressão:

$$q_l = \beta_{1,AC} * \bar{N}_l \quad (24)$$

em que,

q_l é a resistência unitária por atrito lateral, em *MPa*;

$\beta_{1,AC}$ é um coeficiente variante conforme o tipo de solo, em %;

\bar{N}_l é a média aritmética dos valores de NSPT ao longo do comprimento do fuste da estaca.

Os autores estabelecem os seguintes intervalos de valores para os coeficientes β_1 e β_2 , expostos na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores para os coeficientes β_1 e β_2 (Antunes & Cabral, 1996).

Tipo de Solo	β_1 (%)	β_2 (MPa)
Areia	4,0 a 5,0	0,20 a 0,25
Silte	2,5 a 3,5	0,10 a 0,20
Argila	2,0 a 3,5	0,1 a 0,15

A capacidade de carga última da estaca (Q_u) é dada pela seguinte expressão:

$$Q_u = (q_p * A_p + q_l * A_l) * 1000 \quad (25)$$

em que,

Q_u é a capacidade de carga última da estaca, em *kN*;

A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca, em *m²*;

A_l é a área da seção do fuste da estaca, em *m²*.

2.1.7 Método de Berberian (1996)

Este método semiempírico de cálculo de capacidade de carga de estacas leva em consideração resultados obtidos através do ensaio SPT.

A parcela referente à resistência unitária de ponta (q_p) pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$q_p = \frac{K_p * N_p}{E_p} * 9,81 \quad (26)$$

em que,

q_p é a resistência unitária de ponta, em kPa ;

K_p é um coeficiente variante conforme o tipo de solo, para a ponta da estaca, em tf/m^2 ;

N_p é o valor de NSPT na ponta da estaca.

E_p é um coeficiente variante conforme o tipo de estaca, para a ponta da estaca.

A parcela de resistência unitária por atrito lateral (q_l) pode ser obtida através da seguinte equação:

$$q_l = \frac{K_l * \bar{N}_l}{E_l} * 9,81 \quad (27)$$

em que,

q_l é a resistência unitária por atrito lateral, em kPa ;

K_l é um coeficiente variante conforme o tipo de solo, para o atrito lateral da estaca, em tf/m^2 ;

\bar{N}_l é a média aritmética dos valores de NSPT ao longo do comprimento do fuste da estaca.

E_l é um coeficiente variante conforme o tipo de estaca, para o atrito lateral da estaca.

Os valores para os coeficientes K_p e K_l , propostos por (Berberian, 1992), são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Coeficientes K_p e K_l (adaptada de Berberian, 1992).

Tipo de Solo	K_p (kPa)	K_l (kPa)
Areia	490,50	6,87
Areia Mt. Pouco Siltosa	392,40	6,28
Areia Pouco Siltosa	412,02	7,36
Areia Siltosa	392,40	7,85
Areia Muito Siltosa	367,88	8,04
Areia Silto Argilosa	343,35	8,24
Areia Mt. Pouco Argilosa	294,30	8,24
Areia Pouco Argilosa	284,49	7,95
Areia Argilosa	294,30	8,83
Areia Muito Argilosa	245,25	7,36
Areia Argilo Siltosa	245,25	6,87
Silte	196,20	5,89
Silte Mt. Pouco Arenoso	220,73	6,18
Silte Pouco Arenoso	245,25	6,08
Silte Arenoso	269,78	5,89
Silte Muito Arenoso	294,30	5,89
Silte Areno Argiloso	220,73	6,18
Silte Mt. Pouco Argiloso	186,39	5,59
Silte Pouco Argiloso	147,15	4,71
Silte Argiloso	112,82	3,83
Silte Muito Argiloso	98,10	3,53
Silte Argilo Arenoso	112,82	3,63
Argila	196,20	5,89
Argila Mt. Pouco Arenosa	245,25	5,89
Argila Pouco Arenosa	294,30	5,30
Argila Arenosa	343,35	4,12
Argila Muito Arenosa	392,40	2,75
Argila Areno Siltosa	294,30	4,12
Argila Mt. Pouco Siltosa	196,20	5,10
Argila Pouco Siltosa	206,01	4,71
Argila Siltosa	215,82	4,32
Argila Muito Siltosa	225,63	3,83
Argila Silto Arenosa	323,73	4,81
Turfa	0,00	0,00

Os valores dos coeficientes E_p e E_l estão dispostos na Tabela 10 a seguir.

Tabela 10 - Valores para os coeficientes E_p e E_l (Berberian, 1992).

Tipo de Estaca	E_p	E_l
Franki de Fuste Apilado	2,40	4
Franki de Fuste Vibrado	2,40	4,2
Perfis Metálicos Cravados	2,00	3,2
Pré-Moldada de Concreto	$1+1,25*D$	$1,75+2,19*D$
Escavada Mecanicamente sem Lama	4,00	4,6
Mega de Concreto Prensada	$1+1,25*D$	$1,75+2,19*D$
Escavada com Lama Bentonítica (Estacão)	3,50	5
Escavada (Barrete)	4,50	5
Raiz	2,80	2,4
Strauss	4,00	3
Solo Cimento e Estaca Broca	3,00	5
Hélice Contínua e Ômega	3,00	3,8

Vale ressaltar que D é o diâmetro da estaca, em metros.

A capacidade de carga última da estaca (Q_u) é dada pela seguinte expressão:

$$Q_u = q_p * A_p + q_l * A_l \quad (28)$$

em que,

Q_u é a capacidade de carga última da estaca, em kN ;

A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca, em m^2 ;

A_l é a área da seção do fuste da estaca, em m^2 .

Berberian (1992) admite um F.S igual à 2 para o cálculo da capacidade de carga admissível da estaca (Q_a). Portanto, este pode ser calculado da seguinte maneira:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} \quad (29)$$

em que,

Q_a é a capacidade de carga admissível da estaca, em kN ;

2.1.8 Método de Philipponnat (1976)

O método do autor tem como base o ensaio CPT, utilizando a resistência unitária de ponta do penetrômetro estático na camada portante (q_c) como principal fator de cálculo.

As resistências unitárias de ponta (q_p) e por atrito lateral (q_l) podem ser obtidas através das seguintes equações:

$$q_p = \alpha_p * q_c \quad (30)$$

$$q_l = \alpha_f * \frac{q_c}{\alpha_s} \quad (31)$$

em que,

q_p é a resistência unitária de ponta, em kPa ;

α_p é um coeficiente variante conforme o tipo de solo;

q_c é a resistência unitária de ponta do penetrômetro estático na camada portante, em kPa ;

q_l é a resistência unitária por atrito lateral, em kPa ;

α_f é um coeficiente variante conforme o tipo de estaca;

α_s é um coeficiente variante conforme o tipo de solo.

A

Tabela 11, Tabela 12 e Tabela 13 apresentam, respectivamente, os valores propostos pelo autor para os coeficientes α_p , α_f e α_s .

Tabela 11 - Valores para o coeficiente α_p (Philipponnat, 1976).

Tipo de Solo	α_p
Argila	0,50
Silte	0,45
Areia	0,40
Pedregulho	0,35

Tabela 12 - Valores para o coeficiente α_f (Philipponnat, 1976).

Natureza da interface solo-estaca	Tipo de Estaca	α_f
Concreto	Pré-Moldadas	1,25
	Moldadas in loco com revestimento cravado	1,25
	Escavadas com revestimento vibro-cravado	1,25
	Injetadas	1,25
	Escavadas (Diâmetro < 1,50 m)	0,85
	Benoto	0,85
	Escavadas (Diâmetro > 1,50 m)	0,75
	Barretes	0,75
	Prensadas	0,75

Tabela 13 - Valores para o coeficiente α_s (Philipponnat, 1976).

Tipo de Solo	α_s
Argila, Argila Calcárea	50
Silte, Argila Arenosa, Areia Argilosa	60
Areia pco. Compacta	100
Areia Medianamente Compacta	150
Areia Compacta, Pedregulhos	200

A capacidade de carga admissível da estaca (Q_a), já com os F.S's propostos por Philipponnat (1976), é dada pela seguinte expressão:

$$Q_a = \frac{q_p * A_p}{3} + \frac{q_l * A_l}{2} \quad (32)$$

em que,

Q_a é a capacidade de carga admissível da estaca, em kN ;

A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca, em m^2 ;

A_l é a área da seção do fuste da estaca, em m^2 .

2.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES

2.2.1 Método de Poulos & Davis (1980)

Poulos & Davis (1980), em estudo teórico sobre o comportamento carga-recalque de estacas, baseado nos estudos elásticos de Mindlín, obtiveram uma solução para estacas compressíveis em solo de espessura finita e com a base em material resistente, além de considerar diferentes valores para o coeficiente de Poisson, chegando à seguinte fórmula geral para o cálculo de recalques de uma estaca isolada sobre carga axial (Poulos & Davis, 1980):

$$s = \frac{Q * I}{E * \emptyset} \quad (33)$$

em que,

s é o recalque da estaca isolada, em cm ;

Q é a carga axial atuante na estaca, em kN ;

I é um fator de influência, adimensional;

E é o módulo de elasticidade do solo, em kPa ;

\emptyset é o diâmetro da estaca, em m .

O Fator de Influência I pode ser definido pela seguinte expressão:

$$I = I_0 * R_k * R_h * R_v * R_b \quad (34)$$

em que,

I_0 é o fator de influência para estaca incompressível num meio elástico semi-infinito (Fig. 2a);

R_k é o fator de correção para a compressibilidade da estaca em função do fator de rigidez K (Fig. 2b);

R_{PD} é equivalente a $E_{p,PD}/E$, sendo $E_{p,PD}$ o módulo de elasticidade da estaca;

R_h é o fator de correção para a espessura finita (h) do solo compressível (Fig. 2c);

R_v é o fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo (Fig. 2d);

R_b é o fator de correção para a base apoiada em solo mais rígido com módulo de Young (E_b) (Fig. 3).

Para a obtenção dos índices necessários ao cálculo do fator de influência I , faz-se uso de ábacos, como os explicitados na Figura 2 e na Figura 3, a seguir.

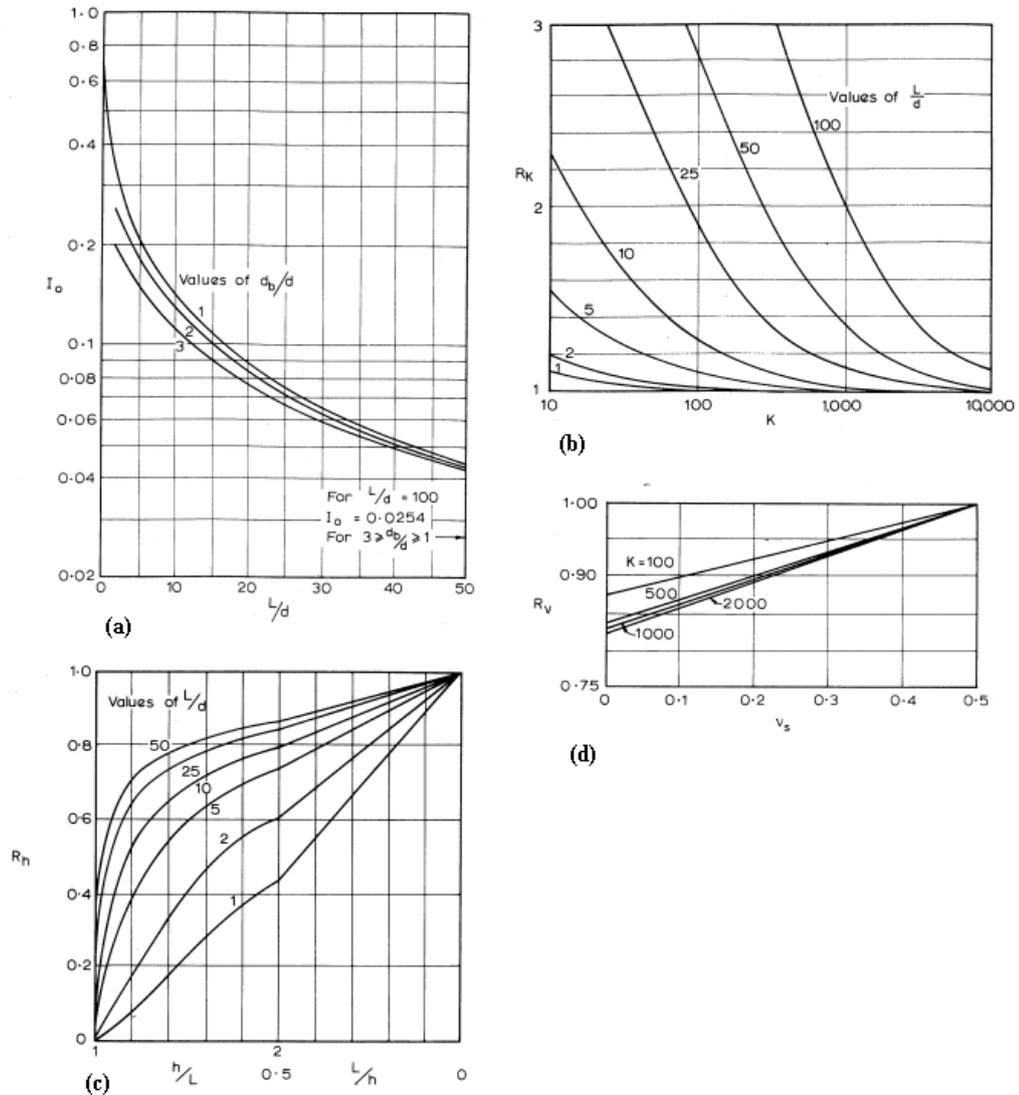


Figura 2 - Parâmetros para cálculo do recalque da estaca compressível: (a) fator de deslocamento, (b) influência da compressibilidade da estaca, (c) camada de espessura finita do solo compressível, (d) coeficiente de Poisson do solo (Poulos & Davis, 1980).

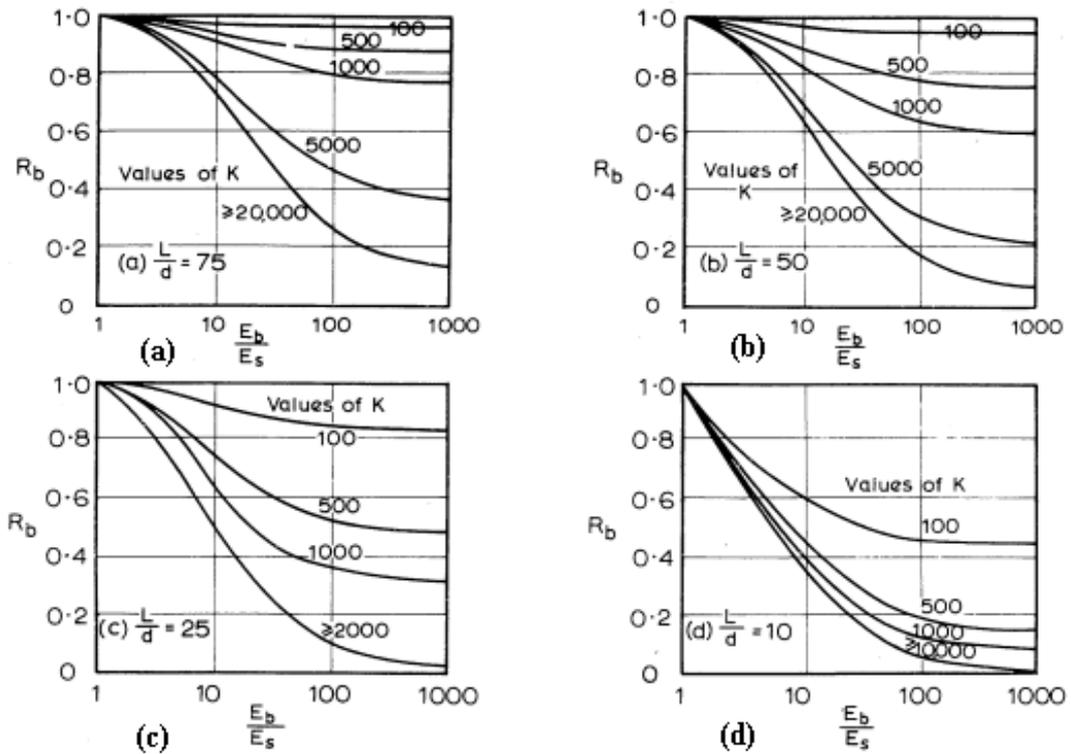


Figura 3 - Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo: (a) condição $L/B = 75$, (b) condição $L/B=50$, (c) condição $L/B=25$, (d) condição $L/B=10$ (Poulos & Davis, 1980).

2.2.2 Método de Vésic (1969, 1975a)

Vésic (1975) apud Albuquerque (2001) propõe um método de previsão de recalques baseado na forma do diagrama de distribuição de atrito lateral ao longo do fuste da mesma. O recalque por este método pode ser calculado através da seguinte equação:

$$s = s_e + s_p + s_f \quad (35)$$

em que,

s é o recalque da estaca, em m ;

s_e é o recalque devido ao encurtamento elástico da estaca, em m ;

s_p é o recalque do solo devido a carga na ponta da estaca, em m ;

s_f é o recalque do solo devido as cargas de atrito ao longo do fuste, em m ;

O recalque devido ao encurtamento elástico da estaca (s_e) pode ser definido através da seguinte expressão:

$$s_e = (Q_p + \alpha_{ss} * Q_{lat}) * \frac{L}{A * E_c} \quad (36)$$

em que,

Q_p é a carga na ponta da estaca no início do carregamento, em kN ;

α_{ss} é um fator que depende da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca;

Q_{lat} é a carga na lateral da estaca no início do carregamento, em kN ;

L é o comprimento da estaca, em m ;

A é a área da seção transversal da estaca, em m^2 ;

E_c é o módulo de elasticidade do material da estaca, em MPa ;

A Figura 4 apresenta os diferentes modos de distribuição do atrito lateral na estaca e os respectivos valores de α_{ss} para cada uma destas distribuições.

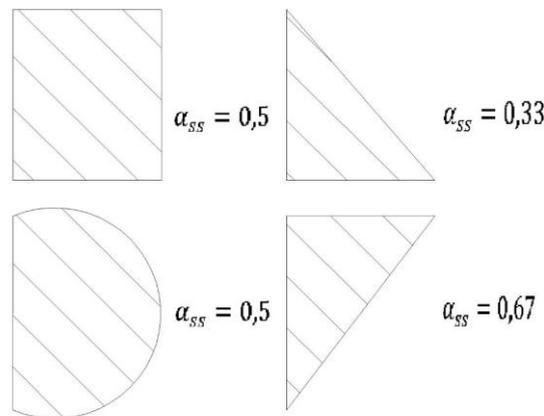


Figura 4 - Modos de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca (Autor, 2022).

O recalque no solo devido à ponta da estaca (s_p) pode ser definido através da seguinte equação:

$$s_p = \frac{C_p * Q_p}{\emptyset * q_p} \quad (37)$$

em que,

C_p é um coeficiente variante conforme o tipo de solo e estaca;

Q_p é a reação de ponta da estaca, em kPa ;

\emptyset é o diâmetro da estaca, em m ;

q_p é a carga na ponta no estágio de carregamento, em kN .

Os autores propõem os seguintes valores para os coeficientes C_p , expostos na Tabela 14

Tabela 14 - Valores para o coeficiente C_p (Vésic ,1975 apud Albuquerque ,2001).

Tipo de Solo	Estaca Cravada	Estaca Escavada
Areia (densa a fofa)	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
Argila (rija a mole)	0,02 - 0,04	0,04 - 0,08
Silte (denso a fofo)	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

O recalque no solo devido às cargas de atrito ao longo do fuste (s_f) pode ser definido através da seguinte equação:

$$s_f = \frac{C_s * Q_{lat}}{L * q_p} \quad (38)$$

em que,

C_s é um parâmetro de cálculo;

Q_{lat} é a carga na lateral da estaca no início do carregamento, em kN ;

O parâmetro de cálculo C_s pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 * \sqrt{\frac{L}{\phi}} \right) * C_p \quad (39)$$

2.2.3 Método de Cintra & Aoki (2010)

O método de previsão de recalques dos autores é baseado na teoria da elasticidade, levando-se em conta, no cálculo do recalque, as deformações da estaca e do solo da fundação, para estimar o deslocamento total (s).

Para o encurtamento elástico, leva-se em consideração a capacidade de carga admissível e o esforço normal da estaca, resultante devido ao carregamento aplicado, levando em consideração as seguintes hipóteses, em conformidade com (Prununciati et. al, 2017):

1. A carga vertical aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral, ou seja, um valor intermediário e menor entre a resistência lateral e a capacidade de carga;
2. dessa forma, todo o atrito lateral será mobilizado e será necessário o acionamento da resistência de ponta;
3. a reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças. Sendo assim, a soma entre a reação de ponta da estaca e seu atrito lateral deve ser de mesmo valor que a carga vertical aplicada no topo da estaca.

Finalmente, com a aplicação da Lei de Hooke, faz-se possível obter o encurtamento elástico da estaca:

$$\rho_c = \frac{1}{A * E_c} * \sum (Q_i * L_i) \quad (39)$$

em que,

ρ_c é o encurtamento elástico da estaca;

A é a área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c é o módulo de deformabilidade do concreto;

Q_i é o esforço normal médio na camada “i”;

L_i é o comprimento da camada “i”.

O acréscimo de tensões ($\Delta\sigma_p$), em uma camada de solo, de acordo com Cintra & Aoki (2010), devido à parcela de carga que chega na ponta da estaca, é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 * Q_p}{\pi * \left(\phi + h + \frac{H}{2}\right)^2} \quad (40)$$

em que,

$\Delta\sigma_p$ é o acréscimo de tensões devido à parcela de carga na ponta da estaca;

Q_p é a reação de ponta da estaca;

ϕ é o diâmetro da estaca;

h é a distância entre o ponto de aplicação de carga, até o topo da camada H ;

H é a espessura da camada subjacente;

A Figura 5 demonstra a propagação de tensões devido à reação de ponta da estaca.

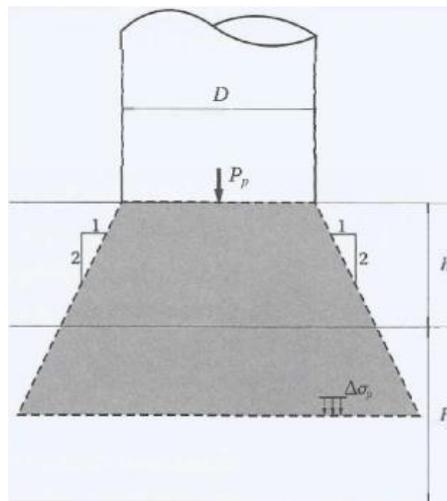


Figura 5 - Propagação de tensões devido à reação de ponta da estaca (Cintra & Aoki, 2010).

O acréscimo de tensões no solo devido à mobilização por atrito lateral ($\Delta\sigma_l$) da estaca ao longo de uma camada i (Figura 6), pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_l = \frac{4 * Q_{Li}}{\pi * \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2} \quad (41)$$

em que,

$\Delta\sigma_l$ é o acréscimo de tensões devido à parcela de atrito lateral da estaca, em kN/m^2 ;

Q_{Li} é a resistência de atrito lateral em kN ;

O acréscimo total de tensões ($\Delta\sigma$) na linha média da camada H acima da superfície indeslocável é dado pela soma das Equações 40 e 41.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \quad (42)$$

em que,

$\Delta\sigma$ é o acréscimo total de tensões na linha média da camada H , em kN/m^2 ;

Admitindo-se a variação de tensões com as deformações de forma linear, é possível calcular o recalque do solo (s), através da seguinte equação:

$$s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} * H \right) \quad (43)$$

em que,

E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, em kN/m^2 ;

O fator E_s pode ser obtido pela seguinte expressão, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_0 * \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (44)$$

em que,

E_0 é o módulo de deformabilidade da camada de solo antes da execução da estaca, em kN/m^2 ;

σ_0 é tensão geostática no centro da camada, em kN/m^2 ;

n é equivalente à 0,5 para materiais granulares e 0 para argilas duras e rijas.

Para a avaliação de E_0 , (Aoki, 1984) considera:

- $E_0 = 6 * K * N_{SPT}$ para estacas cravadas;
- $E_0 = 4 * K * N_{SPT}$ para estacas do tipo hélice contínua;
- $E_0 = 3 * K * N_{SPT}$ para estacas escavadas;

em que K é um coeficiente que correlaciona os ensaios CPT e SPT.

2.2.4 Método de Randolph & Wroth (1978)

Os autores apresentaram uma solução aproximada para o processo de transferência de carga ao solo de uma estaca isolada carregada axialmente, com base na solução de Boussinesq para um semi-espaco elástico.

A seguinte equação demonstra a proposta dos autores:

$$\frac{Q}{G_L * r_0 * s} = \frac{\frac{4 * \eta}{(1 - \nu) * \xi} + \rho * \frac{2 * \pi}{\zeta} * \frac{tgh(\mu * L)}{\mu * L} * \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi * \lambda} * \frac{4 * \eta}{(1 - \nu) * \xi} * \frac{tgh(\mu * L)}{\mu * L} * \frac{L}{r_0}} \quad (45)$$

em que,

Q é carga no topo da estaca, em kN ;

G_L é o módulo cisalhante do solo a uma profundidade Z igual à L , em kN/m^2 ;

r_0 é o raio da estaca, em m^2 ;

s é o recalque no topo da estaca, em m ;

$\eta = r_b * r_0$, onde r_b é o raio da ponta da estaca, em m^2 ;

ν é o coeficiente de Poisson do solo, adimensional;

$\xi = G_L * G_b$, onde G_b é o módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca;

$\rho = G * G_L$, onde G é o módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca;

ζ é o máximo raio de influência;

$\lambda = E_{P,RW} * G_L$, onde $E_{P,RW}$ é o módulo de Young do material da estaca;

μ é um parâmetro de cálculo, adimensional;

L é o comprimento da estaca, em m .

O máximo raio de influência (ζ) é definido pela seguinte expressão:

$$\zeta = \ln \left(\frac{L * \{0,25 + \xi[2,5 * \rho * (1 - \nu) - 0,25]\}}{r_0} \right) \quad (46)$$

O parâmetro de cálculo μ é definido pela seguinte equação:

$$\mu = \frac{L}{r_0 * \sqrt{2} * L * \zeta * \lambda} \quad (47)$$

Os autores simplificaram a Equação 45, ignorando o segundo termo (da ordem de 0,1), compensado ignorando-se a contribuição do termo referente à ponta (ALBUQUERQUE, 2001):

$$\frac{Q}{G_L * r_0 * s} = \rho * \frac{2 * \pi}{\zeta} * \frac{L}{r_0} * \frac{tgh(\mu * L)}{\mu * L} \quad (48)$$

Que pode ser escrita da seguinte forma:

$$s = \frac{Q}{\frac{2 * \pi}{\zeta} * L * G_L * \rho * \frac{tgh(\mu * L)}{\mu * L}} \quad (49)$$

2.2.5 Método de Décourt (1995)

O método empírico desenvolvido por Décourt (1995) busca uma previsão da curva Carga vs Recalque. Inicialmente, deve-se determinar a carga de ruptura, através de algum método conhecido na literatura, e separar as cargas, lateral e de ponta.

O método considera duas situações para determinar o primeiro fator de cálculo (X_1):

1. $X_1 = \frac{Q}{0,07 * D}$ → para solos argilosos;
2. $X_1 = \frac{Q}{0,21 * D}$ → para solos arenosos;

em que,

X_1 é o índice de crescimento de carga com o deslocamento;

Q é a carga na ponta da estaca, em MN ;

D é o diâmetro da estaca, em mm .

Os seguintes passos devem ser seguidos para obtenção da curva Carga vs Recalque:

1. Obter o valor da carga de atrito lateral na ruptura (Q_l), através de algum método conhecido na literatura;
2. Marcar o ponto Q_l no eixo das cargas, definindo-se um ponto 0;
3. Conhecido e calculado o fator X_1 , traça-se a reta definida pelos pontos 0 e 2, sendo $X_2 = 0,5 * X_1$, obtendo-se o ponto 3 de ruptura;
4. Traça-se uma reta partindo da origem até o encontro com a reta referente aos pontos 1 e 2, correspondentes à $5 mm$ para estacas de deslocamento.

Na Tabela 15, são apresentados os fatores de obtenção de recalques nos pontos 1, 2 e 3.

Tabela 15 - Determinação dos recalques nos pontos de consideração.

Pontos	Recalques (mm)
Ponto 1	5
Ponto 2	$0,04 * D$
Ponto 3	$0,1 * D$

Fonte: Garcia (2006).

A Figura 6 apresenta um modelo exemplificador da curva Carga vs Recalque para estacas de deslocamento.

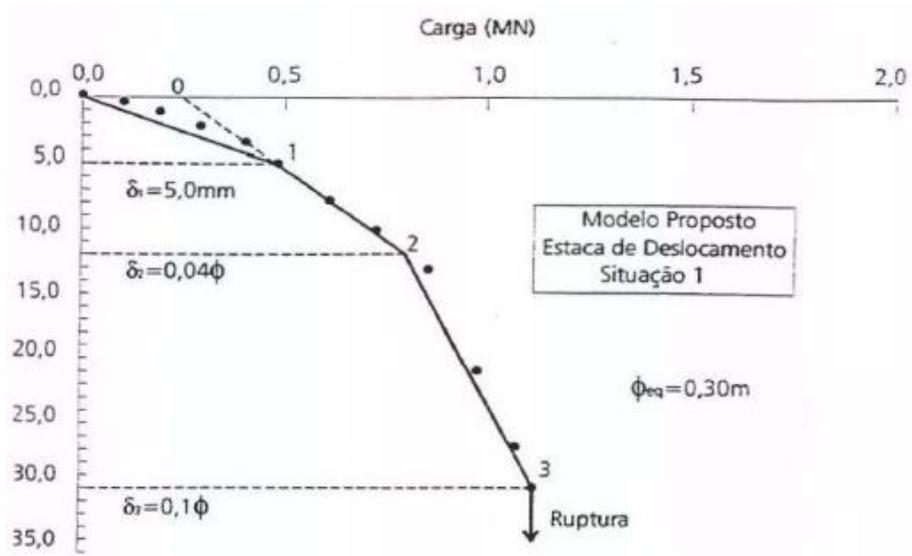


Figura 6 - Modelo proposto para representação da curva Carga vs Recalque para estacas de deslocamento (Garcia, 2006).

3. MATERIAL E MÉTODOS

3.1 CORRELAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS CPT E SPT

Alguns dos métodos semiempíricos de capacidade de carga e de previsão de recalques apresentados anteriormente têm como base de cálculos, resultados provindos do ensaio CPT. Cada um dos autores destes métodos propõe diferentes maneiras de correlacionar os índices do ensaio CPT com resultados provindos de um ensaio SPT, pelo fato deste último ser de amplo uso no Brasil.

Por este Trabalho tratar de comparações entre resultados de vários métodos, faz-se necessário que haja uma padronização na conversão dos resultados obtidos em ensaios SPT para os índices do ensaio CPT. Assim sendo, nenhuma diferença numérica nos resultados entre os métodos proverá de diferenças entre correlações, mas sim da própria diferença entre as concepções dos métodos.

A Tabela 16 apresenta os parâmetros-base K e α , propostos por Velloso & Lopes (2010), que serão utilizados em todos os casos em que se façam necessárias correlações entre os ensaios CPT e SPT.

Tabela 16 – Parâmetro K para correlações entre ensaios CPT e SPT (Velloso & Lopes ,2010).

Tipo de Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	600	1,40
Areia Siltosa	530	2,00
Areia Silto-Argilosa	530	2,40
Areia Argilosa	530	3,00
Areia Argilo-Siltosa	530	2,80
Silte	480	3,00
Silte Arenoso	480	2,20
Silte Areno-Argiloso	380	2,80
Silte Argiloso	300	3,40
Silte Argilo-Arenoso	380	3,00
Argila	250	6,00
Argila Arenosa	480	2,40
Argila Areno-Siltosa	380	2,80
Argila Siltosa	250	4,00
Argila Silto-Arenosa	380	3,00

As seguintes equações serão utilizadas nos casos onde se fizer necessário o uso das correlações acima mencionadas.

$$q_c = K * N \quad (53)$$

$$f_s = K * N * \alpha \quad (54)$$

em que,

q_c é a resistência de ponta unitária da estaca, em kPa ;

f_s é a resistência por atrito lateral unitária da estaca, em kPa ;

K é um coeficiente de correlação, em kPa ;

N é o valor de N_{spt} de ponta da estaca analisada.

α é um coeficiente de correlação, em %;

3.2 CAMPO EXPERIMENTAL E CARACTERÍSTICAS DA ESTACA

As provas de carga instrumentadas visam otimizar a quantidade de informações disponíveis acerca do rompimento das fundações profundas que são submetidas a estes ensaios. Enquanto em uma prova de carga convencional obtemos a relação entre Carga vs Recalque, nas provas de carga instrumentadas pode-se obter as cargas presentes em cada parte da estaca (ponta e lateral) em cada estágio de carregamento. A prova de carga instrumentada, estática e lenta, utilizada como base comparativa neste trabalho, foi executada por Albuquerque (2001) no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações, implantado dentro do Campus da Unicamp.

A estaca ensaiada, e que será utilizada como base no cálculo dos métodos semiempíricos de capacidade de carga e previsão de recalque, possui $0,40m$ de diâmetro nominal e $12m$ de profundidade e é do tipo Hélice Contínua Monitorada. Mais detalhes a respeito do processo de instrumentação da estaca, características dos materiais utilizados, etc podem ser encontrados em Albuquerque (2001).

A Figura 7 apresenta os gráficos e informações relevantes a respeito do monitoramento da execução da estaca hélice contínua no Campus da Unicamp.

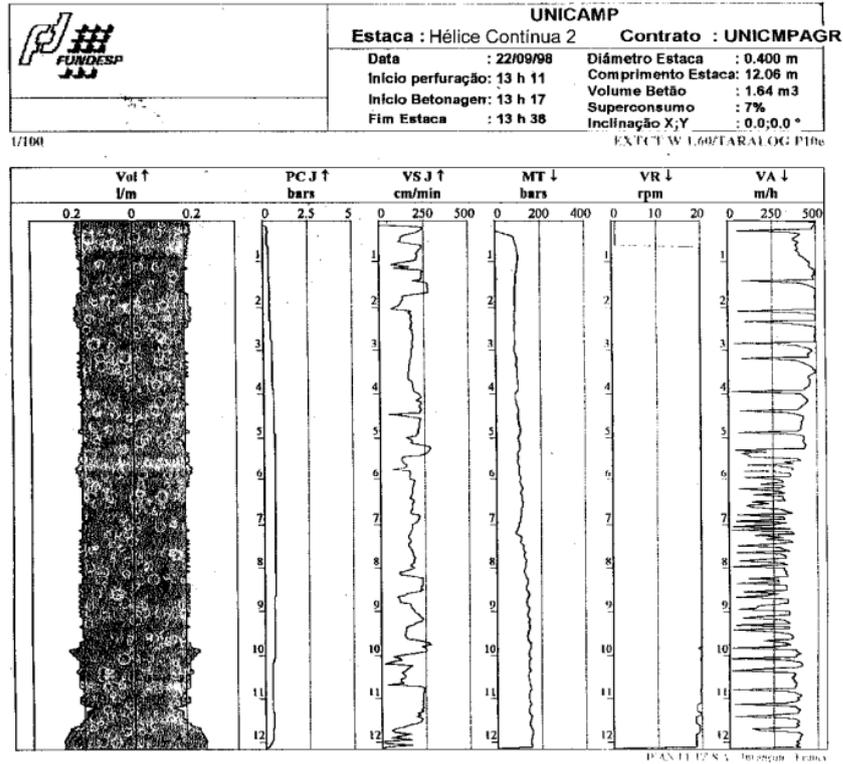


Figura 7 – Dados de execução da estaca hélice contínua (Albuquerque, 2001).

Tendo como base ensaios de caracterização geotécnica, desenvolvidos no campo experimental da Unicamp, pode-se resumir algumas das características geotécnicas médias no subsolo, caracterizando-o como majoritariamente argiloso, fofo e com baixos índices de resistência à penetração (Figura 8).

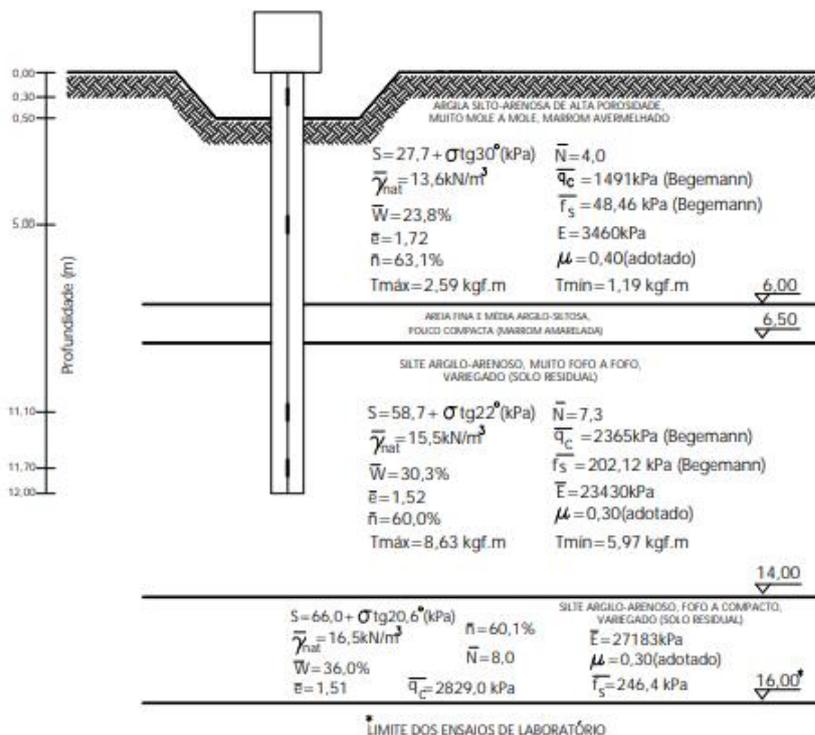


Figura 8 – Características geotécnicas médias do Campo Experimental (Albuquerque, 2001)

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 EXTRAÇÃO DA ESTACA E REFLEXO NA ANÁLISE DE RESULTADOS

Albuquerque (2001) realizou a extração da estaca Hélice Contínua para maior conhecimento a respeito da variação dos diâmetros ao longo do comprimento da mesma. A Figura 9 apresenta os diâmetros reais da estaca ensaiada, após processo de extração.

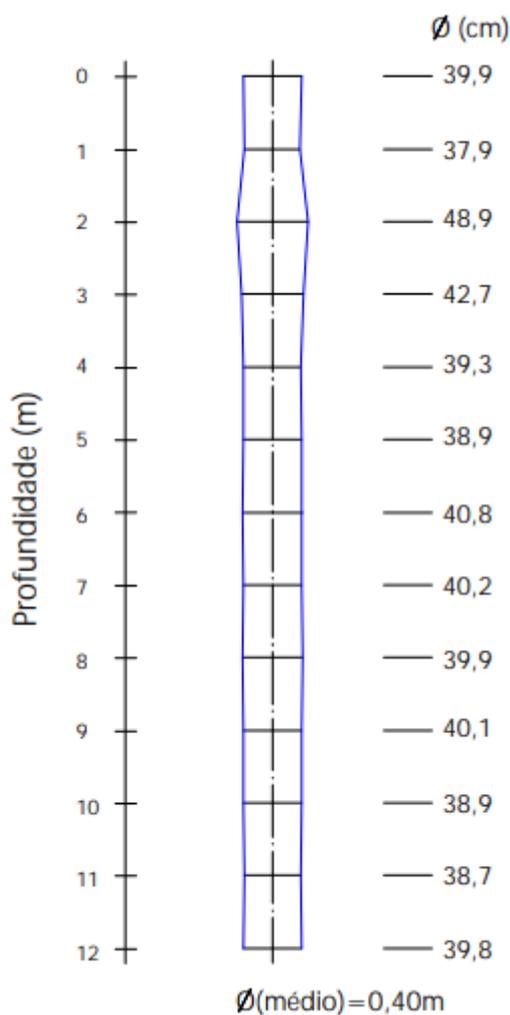


Figura 9 – Diâmetros reais da estaca ensaiada (adaptada de Albuquerque, 2001).

Na maioria dos casos, o diâmetro nominal da estaca é considerado como padrão ao longo do comprimento da estaca para a realização dos cálculos dos métodos semiempíricos de capacidade de carga e previsão de recalques. A consideração da variação destes diâmetros ao longo do fuste alterará o valor final da capacidade de carga e recalques calculados para a mesma, tornando este mais preciso e fidedigno à realidade. A Figura 10 apresenta um comparativo entre as capacidades de carga por

atrito lateral da estaca, calculadas através do método de Aoki & Velloso (1975), ao longo de sua extensão, utilizando o diâmetro nominal e o diâmetro real da mesma.

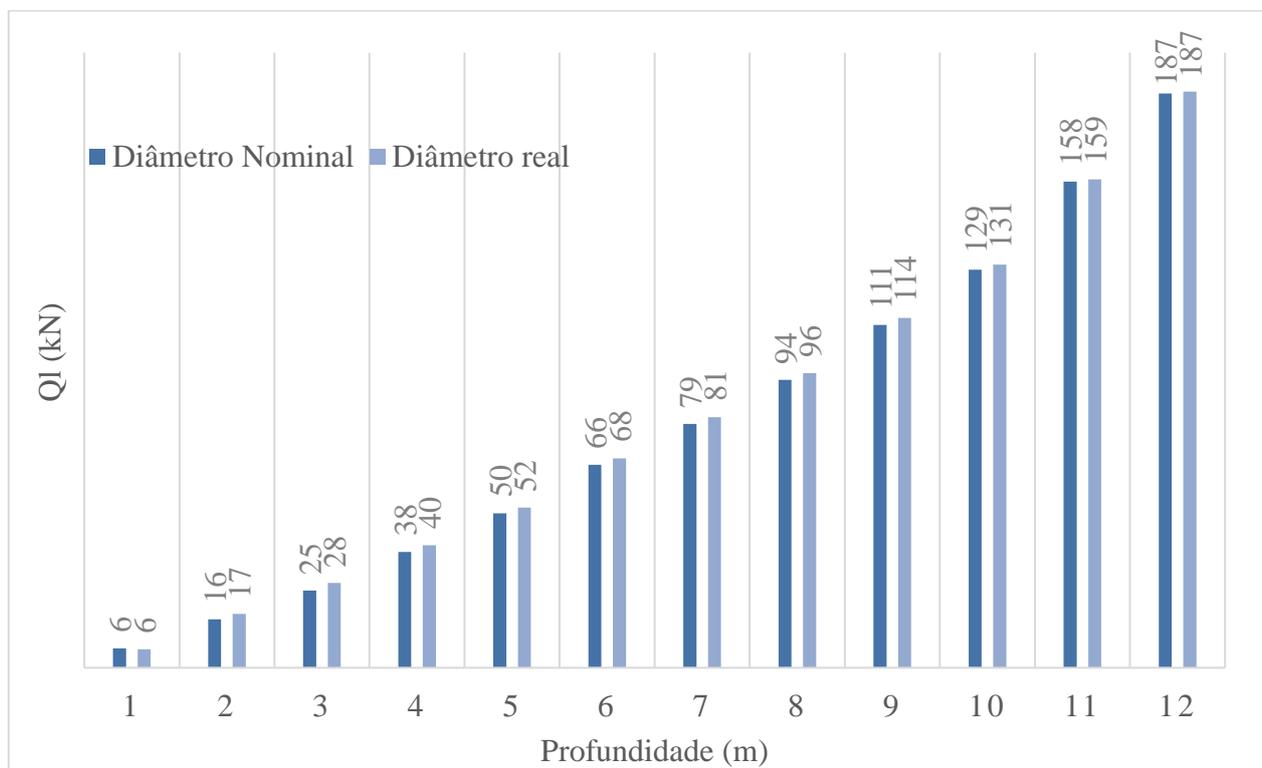


Figura 10 – Variação da capacidade de carga por atrito lateral da estaca utilizando-se o diâmetro nominal e os diâmetros reais (Autor, 2022).

Nota-se que as maiores variações de capacidade de carga ocorrem nas profundidades onde estão localizados os maiores estrangulamentos/alongamentos de diâmetro, como, por exemplo, nas profundidades de *2m* e *11m*.

A capacidade de carga última final da estaca, calculada considerando-se o diâmetro real e pelo método semiempírico anteriormente mencionado, possui uma variação de apenas $0,66kN$ em relação à mesma capacidade de carga calculada utilizando-se o diâmetro nominal. Esta diferença tem baixo nível de importância considerando-se os níveis de carga atuantes em uma estaca com estas características e proporções, representando, apenas, $0,35\%$ da capacidade de carga por atrito lateral da mesma. Isso deve-se, principalmente, ao baixo desvio padrão ($2,78cm$) do diâmetro real em relação ao nominal, ao longo do comprimento da estaca.

Para que os resultados presentes neste trabalho sejam mais precisos em relação aos reais diâmetros da estaca, os mesmos serão utilizados como parâmetro de cálculos nos métodos mencionados.

4.2 RESULTADOS DA PROVA DE CARGA

Na Figura 11 apresenta-se a curva Carga vs Recalque obtida na prova de carga lenta e estática realizada na estaca analisada.

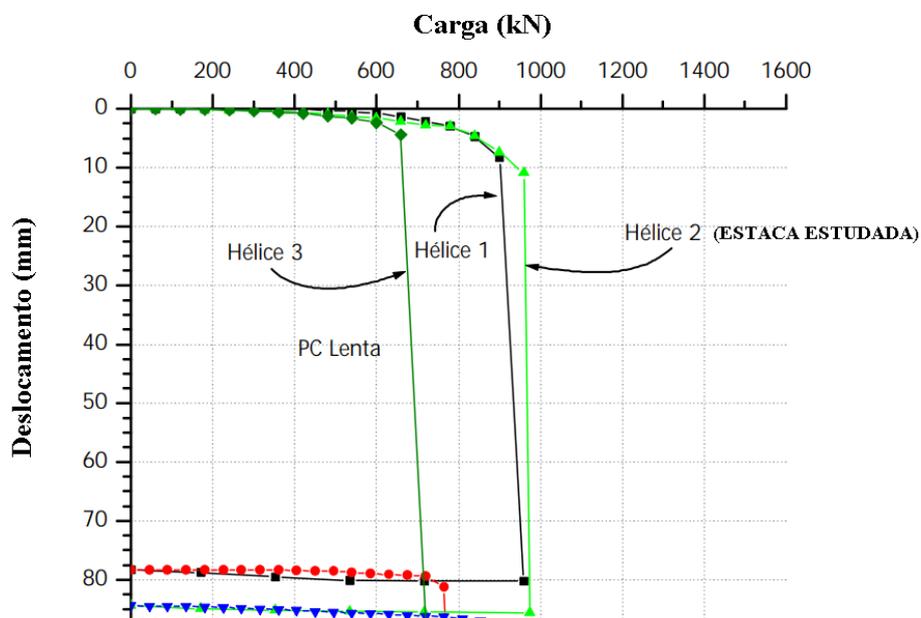


Figura 11 – Curva Carga vs Deslocamento da estaca (adaptada de Albuquerque, 2001).

A estaca teve uma carga máxima de ruptura na prova de carga (Qu_{PC}) equivalente à 975kN e um deslocamento máximo na prova de carga (δ_{PC}) de $85,62\text{mm}$.

Os valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e na ponta da estaca estudada estão descritos na Tabela 17.

Tabela 17 – Valores de carga no topo, nos níveis e na ponta da estaca (Albuquerque, 2001).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7m	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	29,7	6,7	3,7	2,2	3,7
120	56,0	12,3	6,6	3,7	3,1
240	112,0	23,7	12,1	6,2	2,6
360	178,3	36,4	17,8	8,3	2,3
480	251,4	51,7	25,6	12,2	2,5
600	323,4	68,9	35,6	18,5	3,1
720	394,2	89,8	49,9	29,5	4,1
840	452,1	112,4	67,3	44,3	5,3
900	469,9	132,7	84,1	59,4	6,6
975	536,0	147,9	97,1	71,0	7,3

Os diagramas de tensões unitárias por atrito lateral, conforme a profundidade da estaca, são apresentadas na Figura 12.

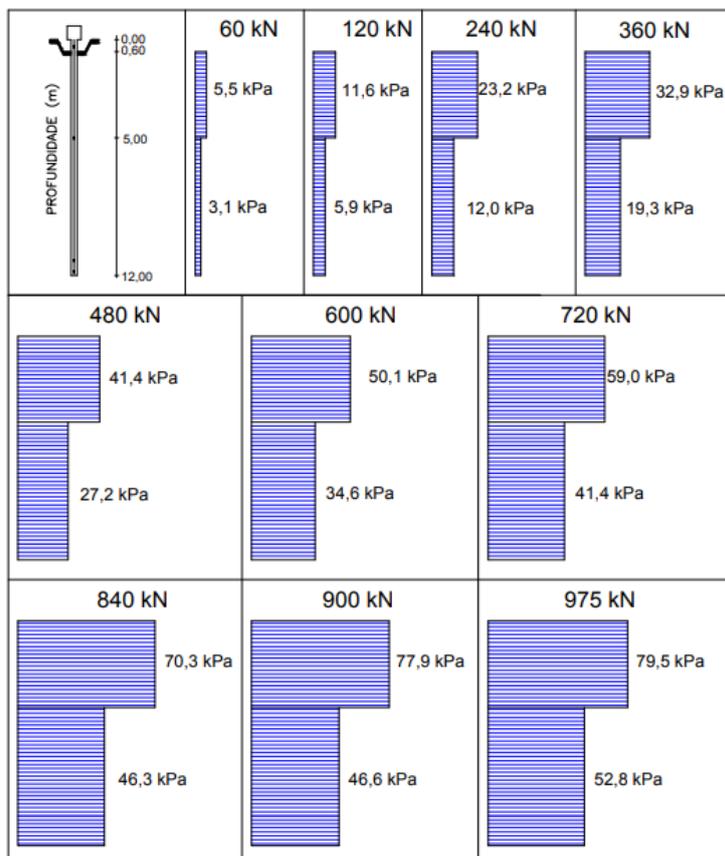


Figura 12 – Variação do atrito lateral unitário ao longo da profundidade da estaca (Albuquerque, 2001).

4.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

As planilhas, validadas através de cálculos manuais, utilizadas para a realização dos cálculos, estão apresentadas no Apêndice A. A seguir (Tabela 18) são apresentados os resultados de carga de ruptura (Q_u), carga de ruptura por atrito lateral (Q_l) e carga de ruptura de ponta (Q_p), para a estaca Hélice Contínua estudada, obtidos através dos vários métodos descritos anteriormente.

Tabela 18 – Cargas de ruptura da estaca (Autor, 2022).

Método	Q_l (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)
Aoki & Velloso (1975)	187	189	376
Décourt & Quaresma (1978)	384	63	448
Teixeira (1996)	278	96	374
Alonso (1996)	301	140	441
Antunes & Cabral (1996)	243	195	438
Berberian (1992)	151	76	228
Philipponnat (1976)	350	170	520
P. Velloso (1981)	624	275	899

Vale ressaltar que todos os coeficientes de segurança propostos pelos autores e pela própria ABNT NBR 6122/2019 foram retirados das etapas de cálculo. Esta etapa é essencial, pois a prova de carga instrumentada com a qual os resultados serão comparados foi levada à ruptura, portanto, há a necessidade de se entender quais são as cargas de ruptura, para a estaca, prevista pelos métodos semiempíricos.

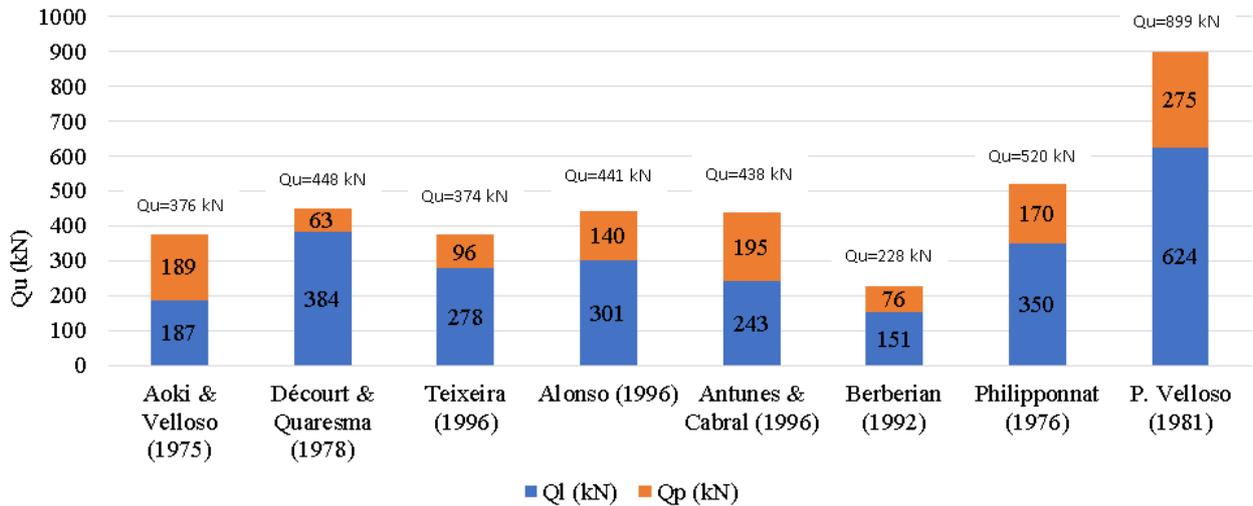


Figura 13 – Comparativo das parcelas de resistência de ponta e lateral por diferentes métodos de cálculo (Autor, 2022).

4.3.1 Capacidade de carga: Métodos vs Prova de carga

A Figura 14 apresenta o comparativo entre os resultados de cargas últimas obtidos pelos métodos semiempíricos de capacidade de carga e o resultado de carga de ruptura obtido através da prova de carga instrumentada realizada na estaca.

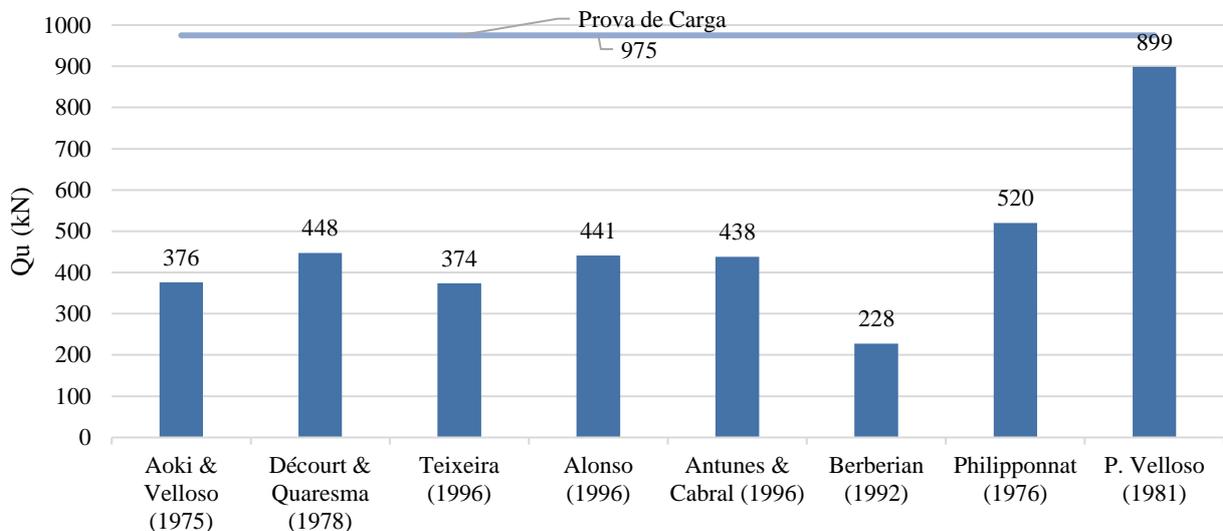


Figura 14 – Comparativo entre métodos semiempíricos de capacidade de carga e prova de carga (Autor, 2022).

Para um melhor entendimento em relação à precisão de cada um dos métodos em comparação à prova de carga instrumentada, far-se-á uma análise de erros (Tabela 19).

Tabela 19 – Análise de erros absolutos e relativos entre métodos semiempíricos e prova de carga para a carga última (Autor ,2022).

Método	Qu (kN)	Qu,pc (kN)	Δ_{abs} (kN)	Δ_{rel} (%)	Qu,pc/Qu
Aoki & Velloso (1975)	376	975	599	61,4	2,6
Décourt & Quaresma (1978)	448	975	527	54,1	2,2
Teixeira (1996)	374	975	601	61,7	2,6
Alonso (1996)	441	975	534	54,8	2,2
Antunes & Cabral (1996)	438	975	537	55,0	2,2
Berberian (1992)	228	975	747	76,6	4,3
Philipponnat (1976)	520	975	455	46,6	1,9
P. Velloso (1981)	899	975	76	7,8	1,1

Para uma melhor discretização dos resultados, faz-se necessário entender a contribuição de cada parcela da estaca (lateral e ponta) na capacidade de carga última. Na Figura 15 tem-se uma comparação entre as cargas últimas por atrito lateral obtidas através dos métodos semiempíricos de capacidade de carga e a carga última por atrito lateral obtida através da prova de carga instrumentada.

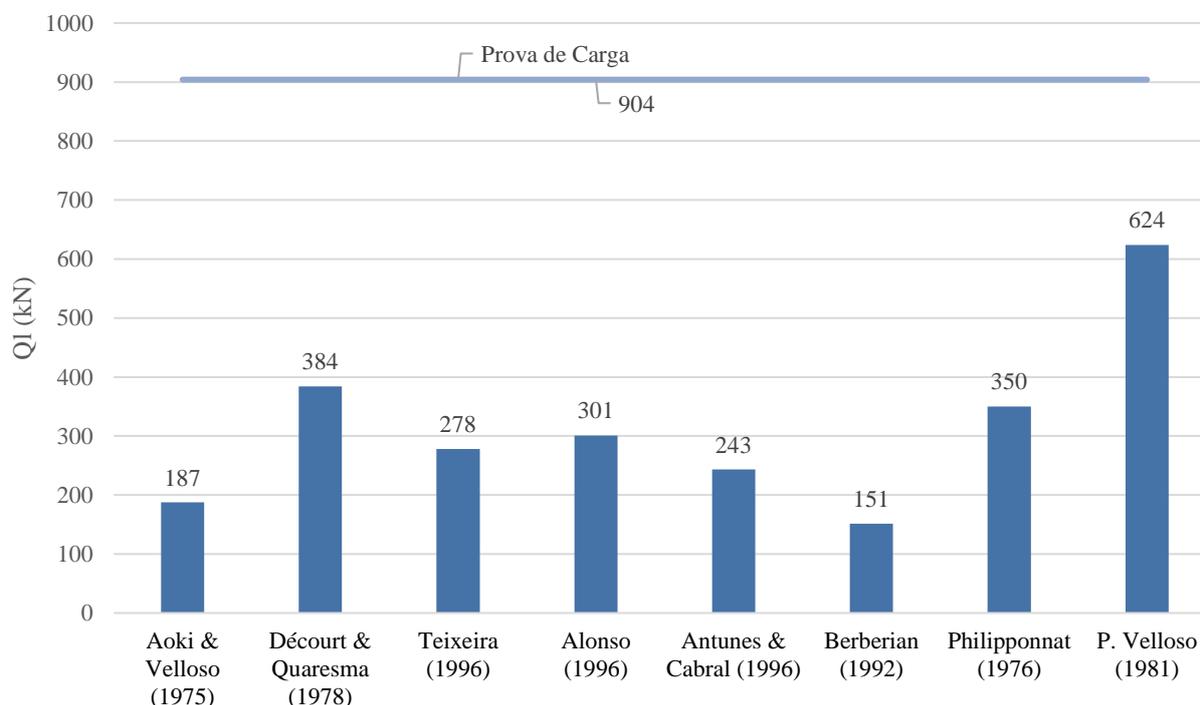


Figura 15 – Comparativo da resistência lateral por métodos semiempíricos de capacidade de carga e prova de carga (Autor, 2022).

Para um melhor entendimento em relação à precisão de cada um dos métodos em comparação à prova de carga instrumentada, far-se-á uma análise de erros (Tabela 20).

Tabela 20 - Análise de erros absolutos e relativos entre métodos semiempíricos e prova de carga para a carga última por atrito lateral (Autor ,2022).

Método	Ql (kN)	Ql,pc (kN)	Δ_{abs} (kN)	Δ_{rel} (%)	Qu,pc/Qu
Aoki & Velloso (1975)	187	904	717	79,3	4,8
Décourt & Quaresma (1978)	384	904	520	57,5	2,4
Teixeira (1996)	278	904	626	69,3	3,3
Alonso (1996)	301	904	603	66,7	3,0
Antunes & Cabral (1996)	243	904	661	73,1	3,7
Berberian (1992)	151	904	753	83,3	6,0
Philipponnat (1976)	350	904	554	61,3	2,6
P. Velloso (1981)	624	904	280	31,0	1,4

Percebe-se que todos os métodos semiempíricos analisados apresentaram resultados bem abaixo do proveniente da prova de carga instrumentada. O método que mais se aproximou foi o de P. Velloso (1981), mas ainda com um alto erro relativo (31%).

Faz-se também uma comparação entre as cargas últimas de ponta (Figura 16).

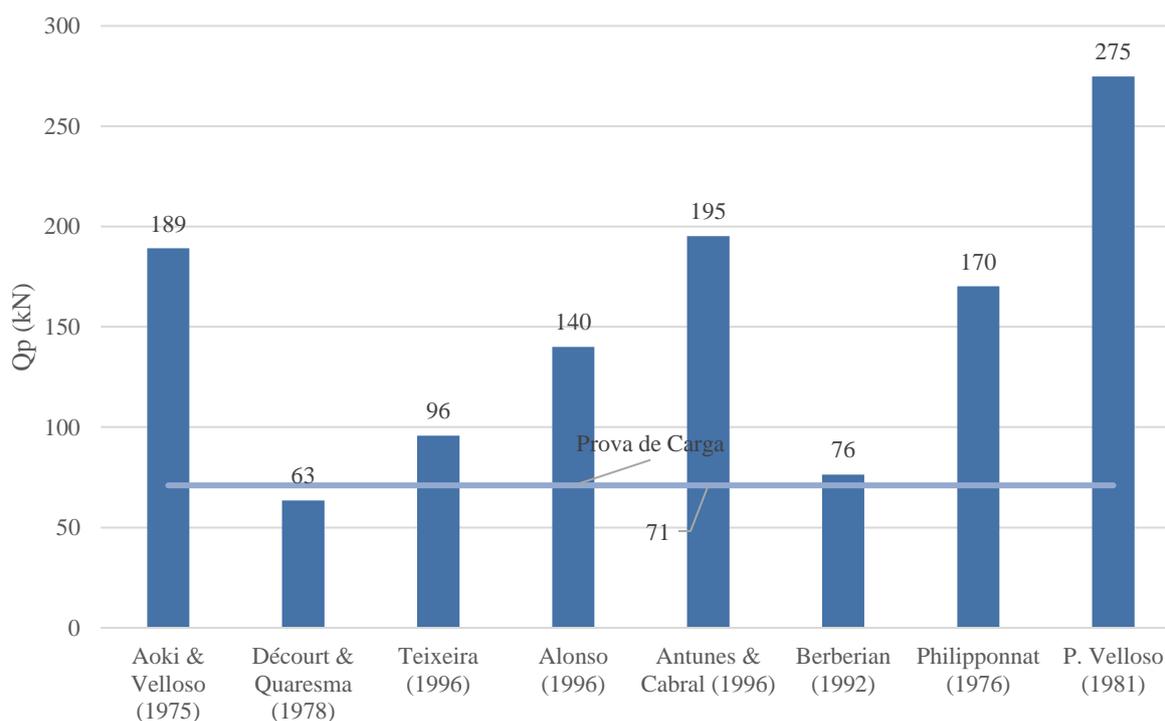


Figura 16 – Comparativo da resistência de ponta por métodos semiempíricos de capacidade de carga (Autor, 2022).

Para um melhor entendimento em relação à precisão de cada um dos métodos em comparação à prova de carga instrumentada, far-se-á uma análise de erros (Tabela 21).

Tabela 21 - Análise de erros absolutos e relativos entre métodos semiempíricos e prova de carga para a carga última de ponta (Autor, 2022).

Método	Q _p (kN)	Q _{p,pc} (kN)	Δ _{abs} (kN)	Δ _{rel} (%)	Q _{u,pc} /Q _u
Aoki & Velloso (1975)	189	71	118	166,3	0,4
Décourt & Quaresma (1978)	63	71	8	10,7	1,1
Teixeira (1996)	96	71	25	34,9	0,7
Alonso (1996)	140	71	69	97,1	0,5
Antunes & Cabral (1996)	195	71	124	175,0	0,4
Berberian (1992)	76	71	5	7,5	0,9
Philipponnat (1976)	170	71	99	139,7	0,4
P. Velloso (1981)	275	71	204	287,0	0,3

Os métodos de Berberian (1992) e Décourt & Quaresma (1978) foram os que mais se aproximaram da capacidade de carga de ponta da estaca avaliada através da prova de carga instrumentada, ambos com erros inferiores à 11%. Alguns métodos extrapolaram significativamente a capacidade de carga de ponta medida na prova de carga, como os métodos de P. Velloso (1981) e Antunes & Cabral (1996).

Através desta análise, faz-se perceptível que caso o principal erro de estimativa dos métodos ocorreu na previsão da capacidade de carga por atrito lateral, sendo esta abaixo do resultado apresentado na prova de carga instrumentada.

4.4 PREVISÃO DOS RECALQUES

As curvas de Carga vs Recalque da prova de carga instrumentada e dos métodos de previsão de recalques estão apresentadas na Figura 17 .

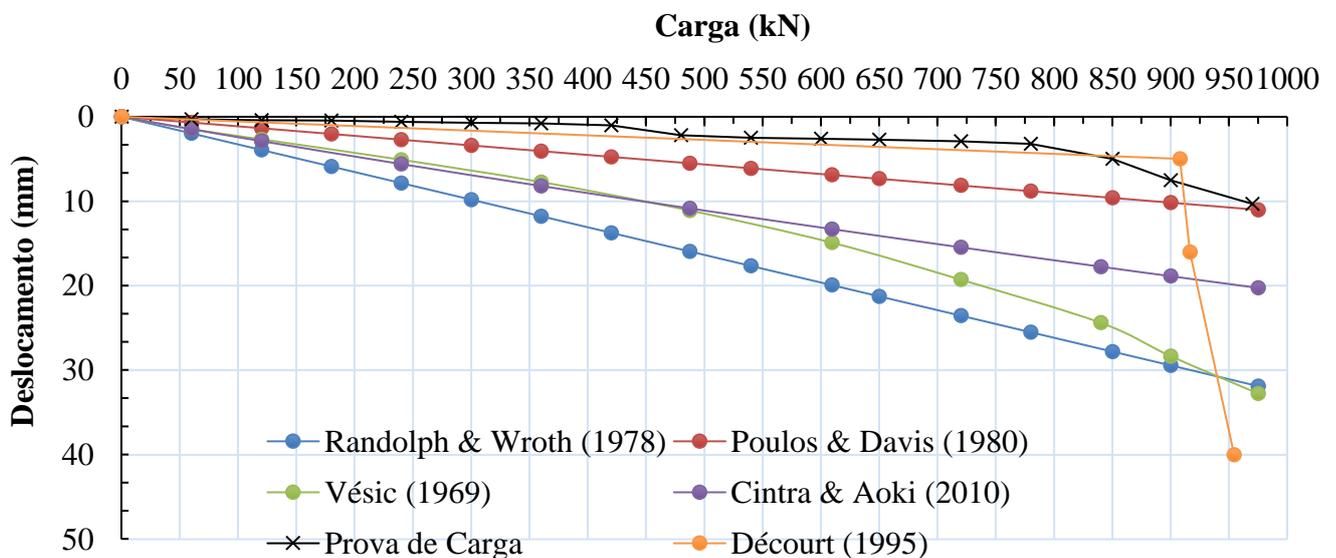


Figura 17 – Curvas Carga vs Recalque obtidas através dos métodos de previsão de recalques (Autor, 2022).

As planilhas, validadas através de cálculos manuais, utilizadas para a realização dos cálculos, estão apresentadas no Apêndice B.

Os parâmetros de cálculo utilizados como base para o cálculo dos métodos de previsão de recalques são apresentados a seguir (Tabela 22).

Tabela 22 - Parâmetros para o cálculo dos métodos de previsão de recalques (Albuquerque, 2001).

Método	Parâmetro
Randolph & Wroth	$\xi = 4,03$; $G_1 \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L} = 2,18\text{MN}$; $\psi = 0,75$
Vésic	$C_p = 0,04$; $C_f = 0,071$; $E_c = 25\text{GPa}$; $\alpha_{ss} = 0,5$
Poulos & Davis	$\nu = 0,4$; $E_s = 13445\text{kPa}$

O comparativo dos resultados apresentados pelos métodos de previsão de recalques e a prova de carga instrumentada será feito para duas cargas de trabalho.

A primeira carga de trabalho (Q_1) é equivalente à razão da carga de ruptura apresentada na prova de carga instrumentada ($Q_u = 975 \text{ kN}$) pelo fator de segurança global, preconizado pela ABNT NBR 6122/2019, para os casos onde provas de carga são executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto ($F.S = 1,6$).

$$Q_1 = \frac{975}{1,6} \cong 609 \text{ kN} \quad (55)$$

A segunda carga de trabalho (Q_2) é equivalente à razão da carga de ruptura apresentada na prova de carga instrumentada ($Q_u = 975 \text{ kN}$) pelo fator de segurança, preconizado pela ABNT NBR 6122/2019, para os casos são aplicados métodos semiempíricos ($F.S = 2$).

$$Q_2 = \frac{975}{2} \cong 488 \text{ kN} \quad (56)$$

4.4.1 Q_1 : Métodos de Previsão de Recalques vs Prova de carga

A Figura 18 apresenta o comparativo entre os resultados de recalques obtidos pelos métodos de previsão de recalques para a carga Q_1 (S_{calc}) e o resultado de deslocamento máximo obtido através da prova de carga instrumentada (S_{pc}) realizada na estaca.

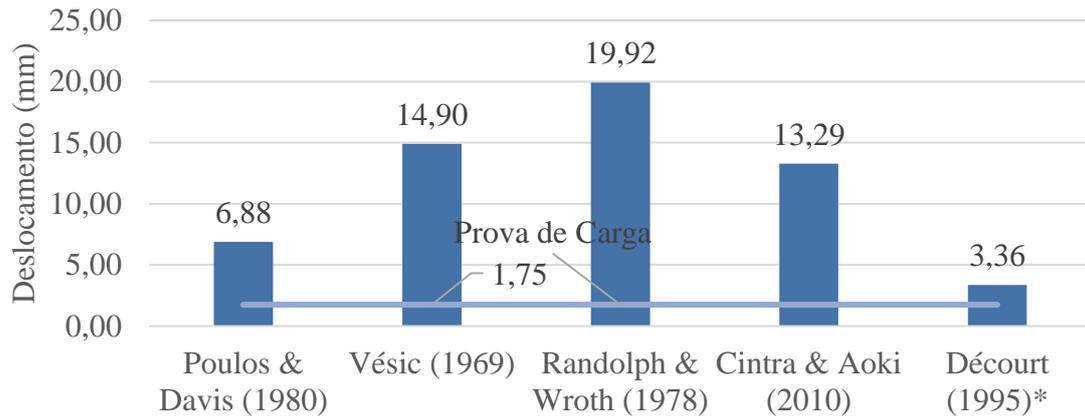


Figura 18 - Resultados dos recalques obtidos, para carga de trabalho Q_1 , fazendo-se uso dos métodos de previsão de recalques (Autor, 2022).

Vale ressaltar que o método de previsão de recalques de Décourt (1995) considera, como carga de ruptura, o valor de 929 kN.

Para um melhor entendimento em relação à precisão de cada um dos métodos em comparação à prova de carga instrumentada, far-se-á uma análise de proporcionalidade (Tabela 23).

Tabela 23 - Análise dos resultados obtidos entre métodos de previsão de recalques e prova de carga (Autor, 2022).

Método	Q_1 (kN)	S_{calc} (mm)	S_{pc} (mm)	S_{calc}/S_{pc}
Poulos & Davis (1980)	609	6,88	1,75	3,93
Vésic (1969)		14,90		8,51
Randolph & Wroth (1978)		19,92		11,38
Décourt (1995)		3,36		1,92
Cintra & Aoki (2010)		13,29		7,59

4.4.2 Q_2 : Métodos de Previsão de Recalques vs Prova de carga

A Figura 19 apresenta o comparativo entre os resultados de recalques obtidos pelos métodos de previsão de recalques para a carga Q_2 (S_{calc}) e o resultado de deslocamento máximo obtido através da prova de carga instrumentada (S_{pc}) realizada na estaca.

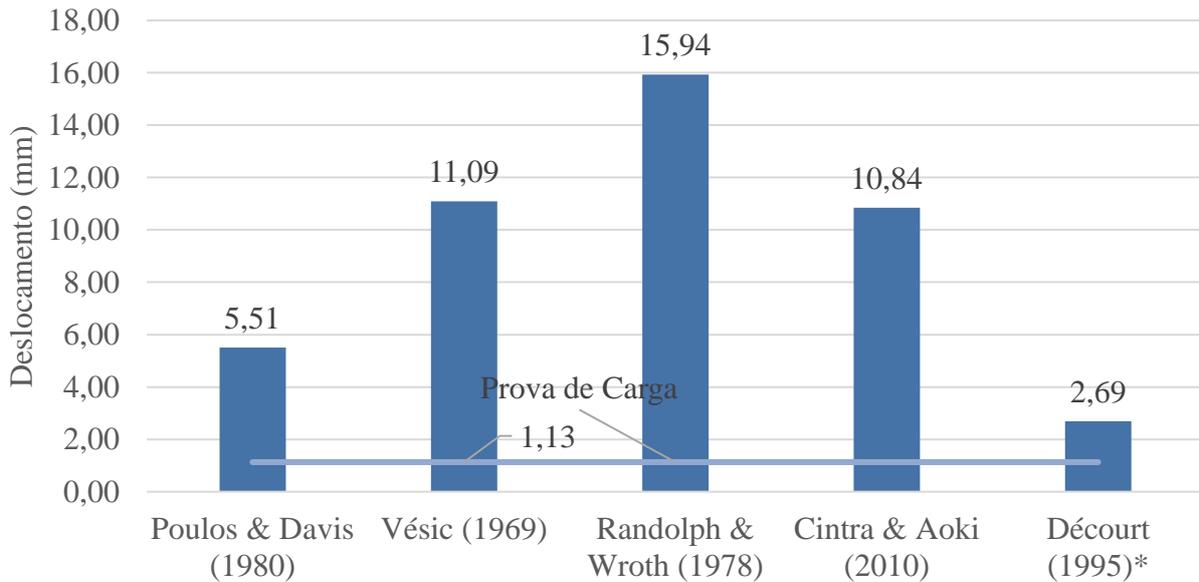


Figura 19 - Resultados dos recalques obtidos, para a carga de trabalho Q_2 , fazendo-se uso dos métodos de previsão de recalques (Autor, 2022).

Vale ressaltar que o método de previsão de recalques de Décourt (1995) considera, como carga de ruptura, o valor de 929 kN .

Para um melhor entendimento em relação à precisão de cada um dos métodos em comparação à prova de carga instrumentada, far-se-á uma análise de proporcionalidade (Tabela 24).

Tabela 24 - Análise dos resultados obtidos entre métodos de previsão de recalques e prova de carga (Autor, 2022).

Método	Carga (kN)	S,calc (mm)	S,pc (mm)	S,calc/S,pc
Poulos & Davis (1980)	488	5,51	1,13	4,87
Vésic (1969)		11,09		9,82
Randolph & Wroth (1978)		15,94		14,10
Décourt (1995)		2,69		2,38
Cintra & Aoki (2010)		10,84		9,59

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A adequabilidade dos métodos empregados para estimativa da capacidade de carga de estacas frente ao tipo de terreno, é fator primordial para evitar o super ou subdimensionamento destas fundações, de modo a garantir a estabilidade e a viabilidade econômico de projetos. Para o caso estudado, os fatores de segurança obtidos entre prova de carga e as estimativas são significativamente elevados, o que pode tornar um projeto oneroso e danoso ao meio-ambiente, pelo consumo desnecessário de recursos e mão-de-obra;

Vale ressaltar que, por utilizar dados referentes à ruptura da estaca na prova de carga estática, o método de Décourt (1995) possui uma metodologia de cálculo que difere dos outros métodos de previsão de recalques, podendo ser classificado como um método empírico e não podendo ser utilizado para os casos em que não se possui dados de provas de cargas executadas no local. Ao se analisar somente os métodos que utilizam parâmetros geotécnicos e dimensionais da estaca para estimar os recalques, o que obteve a melhor performance foi o método de Poulos & Davis (1980), superestimando os recalques observados em, aproximadamente, 4 vezes para a carga de trabalho Q_1 e, aproximadamente, 5 vezes para a carga de trabalho Q_2 ;

6. CONCLUSÃO

Com os devidos cálculos dos métodos semiempíricos de capacidade de carga e recalque e as comparações realizadas com a prova de carga instrumentada foi possível atingir o objetivo do trabalho, entendendo a eficácia de um método em detrimento a outro e os fatores que levaram a estas diferenças. As conclusões estão dispostas a seguir.

1. Todos os métodos semiempíricos subestimaram a capacidade de carga obtida por meio da prova de carga estática, sendo que o método de P. Velloso (1981) apresentou o resultado mais próximo, com 8% de erro relativo. Por outro lado, o método de Berberian (1992) apresentou a maior divergência, subestimando em aproximadamente 77% a capacidade de carga última;
2. A estimativa da parcela de resistência lateral resultou em elevadas subestimativas pelos métodos semiempíricos, com erro relativo variando entre 58% e 83%, com exceção do método P. Velloso (1981) que subestimou em aproximadamente 30%.
3. A estimativa da parcela de ponta resultou em superestimativas pelos métodos semiempíricos, com erro relativo variando entre 97% e 283%, com exceção dos métodos Berberian (1992) e Décourt & Quaresma (1978), subestimando e superestimando, respectivamente, em aproximadamente 10%.
4. O erro presente na estimativa de capacidade de carga lateral das estacas, responsável maior pela discrepância entre métodos semiempíricos e a prova de carga instrumentada, pode ser explicado fazendo-se uma análise do banco de dados que cada um dos autores utilizou para formular seus métodos. As provas de carga utilizadas para isto foram, majoritariamente, não-instrumentadas, apresentando somente os resultados de carga última obtidas nos ensaios simples. A inserção de dados instrumentados em cada um dos métodos seria benéfica para a calibração e aumento da precisão dos mesmos, possibilitando um estudo mais detalhado da divisão das parcelas de carga;
5. Todos os métodos de previsão de recalques superestimaram o recalque, para as cargas de trabalho Q_1 e Q_2 , sendo que o método de Décourt (1995) apresentou o resultado mais próximo, superestimando o recalque observado na prova de carga estática em aproximadamente 2 vezes. Por outro lado, o método teórico de Randolph & Wroth (1978) apresentou a maior divergência, superestimando em aproximadamente 14 vezes o recalque da estaca hélice contínua;
6. Neste estudo, foi demonstrado que, apesar de serem os meios mais comumente utilizados para se estimar capacidades de carga e recalques, os métodos desenvolvidos

pelos pesquisadores não podem ser tratados como absolutos em representar os padrões de cada fundação. As provas de carga conseguem realizar esta mesma função com uma maior precisão e podem representar uma economia significativa em obras, pois avaliam fidedignamente o comportamento de um elemento de fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6122. **Projeto e Execução de Fundações. Associação Brasileira de Normas de Técnicas**, 2019.

ALBUQUERQUE, P. J. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2001.

ALONSO, U. R. Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão de capacidade de carga através do ensaio SPTT. **3º seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia.**, p. 141–151, 1996.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. **3º seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia.**, p. 105–109, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. **V Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering**, p. 367–376, 1975.

BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**. Brasília: Infrasolo Editora Independente, 1992.

BORNSALES ENGENHARIA. Concreto de Estacas Hélice Contínua. In: **Concreto de Estacas Hélice Contínua**. Balneário Camboriú, 2020. Disponível em: <https://www.bornsales.com.br/single-post/2020/03/10/concreto-de-estacas-h%C3%A9lice-cont%C3%ADnua#:~:text=As%20estacas%20h%C3%A9lice%20cont%C3%ADnua%20foram,m%C3%A1quinas%20importadas%20principalmente%20da%20It%C3%A1lia>. Acesso em: 21 dez. 2021.

CINTRA, J. C.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on values of the SPT. **European Symposium on Penetration Test**, p. 29–34, 1982.

DÉCOURT, L. Prediction of load-settlement relationships for foundations on the basis of the SPT-T. **Ciclo de Conferencias Internationale**, p. 85–104, 1995.

DÉCOURT, L. **Análise e projeto de fundações profundas**. São Paulo: Pini, 1996.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. **Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações**, p. 45–54, 1978.

GARCIA, J. R. **Estudo do comportamento carga x recalque de estacas raiz carregadas à compressão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas. Campinas. 2006.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. **European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 19–25, 1963.

PHILIPPONNAT, G. Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique. **Revue Française de Géotechnique**, p. 55–64, 1976.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Wiley & Sons, 1980.

PRESA, E. P.; POUSADA, M. C. **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**. 2. ed. Salvador: ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 2004.

PRUNUNCIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUEZ, T. G. Recalques em fundações profundas - análise em estacas hélice contínua. **REEC - revista eletrônica de engenharia civil**, 2017.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. **J. Geotech. Engineering Division**, p. 1465–1488, 1978.

TEIXEIRA, H. A. Projeto e execução de fundações. **3º seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia.**, p. 33–50, 1996.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. v. 2

VELLOSO, P. P. Estacas em solo: dados para estimativa do comprimento. **Ciclo de palestras sobre estacas escavadas**, 1981.

VÉSIC, A. S. General report on excavations and deep foundations. **Panamerican conference on soils mechanics and foundation engineering**, p. 373–387, 1975.

APÊNDICE A

Apresentam-se, a seguir, as planilhas eletrônicas utilizadas a fim de automatizar os cálculos dos métodos semiempíricos de capacidade de carga. Estas planilhas foram validadas através de cálculos manuais.

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE AOKI & VELLOSO (1975)								
Tipo de Estaca	Hélice Contínua	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	NSPT	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
		37.90	1	Argila Siltosa	2	28	6	34
		48.90	2	Argila Siltosa	3	70	17	88
		42.70	3	Argila Siltosa	3	54	28	81
		39.30	4	Argila Siltosa	4	61	40	101
		38.90	5	Argila Siltosa	4	59	52	112
		40.80	6	Argila Siltosa	5	82	68	150
		40.20	7	Silte Arenoso	4	122	81	203
		39.90	8	Silte Argilo-Arenoso	4	95	96	191
		40.10	9	Silte Argilo-Arenoso	5	120	114	234
		38.90	10	Silte Argilo-Arenoso	5	113	131	244
		38.70	11	Silte Argilo-Arenoso	8	179	159	338
		39.80	12	Silte Argilo-Arenoso	8	189	187	376

Figura 20 - Método Semiempírico de Aoki & Velloso (1975) (Autor, 2022).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978)									
Hélice Contínua	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	Tipo de Solo 2	NSPT	NP	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
	37.90	1	Argila	Argila	2	2.00	8	20	28
	48.90	2	Argila	Argila	3	2.67	18	51	69
	42.70	3	Argila	Argila	3	3.33	18	77	95
	39.30	4	Argila	Argila	4	3.67	16	106	123
	38.90	5	Argila	Argila	4	4.33	19	135	154
	40.80	6	Argila	Argila	5	4.33	21	169	190
	40.20	7	Silte	Silte Arenoso	4	4.33	42	198	240
	39.90	8	Silte	Silte Argiloso	4	4.33	33	228	261
	40.10	9	Silte	Silte Argiloso	5	4.67	36	261	297
	38.90	10	Silte	Silte Argiloso	5	6.00	44	294	337
	38.70	11	Silte	Silte Argiloso	8	7.00	50	338	389
	39.80	12	Silte	Silte Argiloso	8	8.33	63	384	448

Figura 21 – Método Semiempírico de Décourt & Quaresma (1978) (Autor, 2022).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE TEIXEIRA (1996)									
Tipo de Estaca	Escavada a céu aberto	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	NSPT	NP	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
		37.90	1	Argila Siltosa	2	2.00	23	10	32
		48.90	2	Argila Siltosa	3	3.00	56	28	84
		42.70	3	Argila Siltosa	3	2.67	38	44	82
		39.30	4	Argila Siltosa	4	3.33	40	64	104
		38.90	5	Argila Siltosa	4	3.67	44	83	127
		40.80	6	Argila Siltosa	5	4.33	57	109	166
		40.20	7	Silte Arenoso	4	4.33	88	129	217
		39.90	8	Silte Argiloso	4	4.33	60	149	209
		40.10	9	Silte Argiloso	5	4.33	60	174	235
		38.90	10	Silte Argiloso	5	4.67	61	199	260
		38.70	11	Silte Argiloso	8	6.00	78	238	315
		39.80	12	Silte Argiloso	8	7.00	96	278	374

Figura 22 - Método Semiempírico de Teixeira (1996) (Autor, 2022).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE ALONSO (1996)														
Tipo de Estaca	Hélice Contínua	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	NSPT	T _{mín}	T _{máx}	T _{mín,2}	T _{mín,1}	Q _p (kN)	f _s (kPa)	q _l (kPa)	Q _l (kN)	Q _u (kN)
		37.90	1	Argila	2	2	2	2.50	2.00	25	13.33	8.67	10	36
		48.90	2	Argila	3	3	4	3.00	2.50	52	20.00	13.00	30	82
		42.70	3	Argila	3	3	4	3.50	2.67	44	20.00	13.00	48	92
		39.30	4	Argila	4	4	5	4.00	3.00	42	26.67	17.33	69	112
		38.90	5	Argila	4	4	5	4.50	3.50	48	26.67	17.33	90	138
		40.80	6	Argila	5	5	6	4.50	4.00	56	33.33	21.67	118	174
		40.20	7	Silte	4	4	5	4.00	4.25	79	26.67	17.33	140	219
		39.90	8	Silte	4	4	5	4.50	4.25	82	26.67	17.33	162	244
		40.10	9	Silte	5	5	6	5.00	4.50	90	33.33	21.67	189	279
		38.90	10	Silte	5	5	6	6.50	4.50	98	33.33	21.67	215	314
		38.70	11	Silte	8	8	10	8.00	5.50	119	53.33	34.67	258	377
		39.80	12	Silte	8	8	10	8.50	6.50	140	53.33	34.67	301	441

Figura 23 - Método Semiempírico de Alonso (1996) (Autor, 2022).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE ANTUNES & CABRAL (1996)								
Tipo de Estaca	Hélice Contínua	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	NSPT	Q _p (kN)	Q _l (kN)	Q _u (kN)
		37.90	1	Argila	2	33	8	42
		48.90	2	Argila	3	83	24	107
		42.70	3	Argila	3	63	39	102
		39.30	4	Argila	4	71	56	127
		38.90	5	Argila	4	70	73	143
		40.80	6	Argila	5	96	95	192
		40.20	7	Silte	4	100	113	213
		39.90	8	Silte	4	98	131	229
		40.10	9	Silte	5	124	153	277
		38.90	10	Silte	5	117	174	291
		38.70	11	Silte	8	185	208	393
		39.80	12	Silte	8	195	243	438

Figura 24 - Método Semiempírico de Antunes & Cabral (1996) (Autor, 2022).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE BERBERIAN (1992)								
Tipo de Estaca	Hélice Contínua ou Ômega	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	NSPT	Q _p (kN)	Q _l (kN)	Q _u (kN)
		37.90	1	Argila Siltosa	2	17	3	39
		48.90	2	Argila Siltosa	3	41	8	99
		42.70	3	Argila Siltosa	3	32	13	89
		39.30	4	Argila Siltosa	4	36	18	108
		38.90	5	Argila Siltosa	4	35	24	118
		40.80	6	Argila Siltosa	5	48	32	159
		40.20	7	Silte Arenoso	4	47	40	172
		39.90	8	Silte Argilo Arenoso	4	19	44	127
		40.10	9	Silte Argilo Arenoso	5	24	51	150
		38.90	10	Silte Argilo Arenoso	5	23	56	159
		38.70	11	Silte Argilo Arenoso	8	36	66	204
		39.80	12	Silte Argilo Arenoso	8	38	76	228

Figura 25 - Método Semiempírico de Berberian (1992) (Autor, 2022).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE PHILIPPONNAT (1976)										
Tipo de Estaca	Escavadas com D<1,5m	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo 1	Tipo de Solo 2	Tipo de Solo 3	NSPT	Q _p (kN)	Q _l (kN)	Q _u (kN)
		37.90	1	Argila	Argila Siltosa	Argila	2	28	10	38
		48.90	2	Argila	Argila Siltosa	Argila	3	70	30	100
		42.70	3	Argila	Argila Siltosa	Argila	3	54	47	101
		39.30	4	Argila	Argila Siltosa	Argila	4	61	68	128
		38.90	5	Argila	Argila Siltosa	Argila	4	59	89	148
		40.80	6	Argila	Argila Siltosa	Argila	5	82	116	198
		40.20	7	Silte	Silte Arenoso	Silte	4	110	150	260
		39.90	8	Silte	Silte Argilo-Arenoso	Silte	4	86	177	263
		40.10	9	Silte	Silte Argilo-Arenoso	Silte	5	108	211	319
		38.90	10	Silte	Silte Argilo-Arenoso	Silte	5	102	244	346
		38.70	11	Silte	Silte Argilo-Arenoso	Silte	8	161	296	457
		39.80	12	Silte	Silte Argilo-Arenoso	Silte	8	170	350	520

Figura 26 - Método Semiempírico de Philipponnat (1976) (Autor, 2022).

MÉTODO SEMIEMPIRICO DE P. VELLOSO (1981)														
Tipo de Estaca 1	Estaca Escavada		Diámetro (cm)	Profundidad (m)	qc	K	NSPT	fs	Tipo de Solo	Alfa (%)	qp (kPa)	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
Tipo de Estaca 2	Estaca Comprimida	0.85	37.90	1	500	250	2	17	Argila Siltosa	0.04	618	70	20	90
Diámetro (cm)	40	0.80	48.90	2	750	250	3	25.5	Argila Siltosa	0.04	628	118	59	177
β	0.84	0.83	42.70	3	750	250	3	25.5	Argila Siltosa	0.04	809	116	94	209
α	0.50	0.84	39.30	4	1000	250	4	34	Argila Siltosa	0.04	871	106	136	241
γ	1.00	0.84	38.90	5	1000	250	4	34	Argila Siltosa	0.04	1117	133	177	310
		0.83	40.80	6	1250	250	5	42.5	Argila Siltosa	0.04	1470	192	232	424
		0.84	40.20	7	1920	480	4	55.49	Silte Arenoso	0.034	1091	138	302	440
		0.84	39.90	8	1200	300	4	34.68	Silte Argiloso	0.034	1237	155	345	500
		0.84	40.10	9	1500	300	5	43.35	Silte Argiloso	0.034	1364	172	400	572
		0.84	38.90	10	1500	300	5	43.35	Silte Argiloso	0.034	1960	233	453	686
		0.84	38.70	11	2400	300	8	69.36	Silte Argiloso	0.034	2062	243	537	780
		0.84	39.80	12	2400	300	8	69.36	Silte Argiloso	0.034	2209	275	624	899

Figura 27 - Método Semiempírico de P. Velloso (1981) (Autor, 2022).

APÊNDICE B

Apresentam-se, a seguir, as planilhas eletrônicas utilizadas a fim de automatizar os cálculos dos métodos de previsão de recalques. Estas planilhas foram validadas através de cálculos manuais.

Poulos & Davis (1980)			
Trecho		Carga (kN)	s (mm)
Comprimento da estaca (m)	12	0.00	0.00
Diâmetro da estaca (m)	0.4	60.00	0.68
L/d	30	120.00	1.36
Diâmetro da ponta (m)	0.4	180.00	2.03
db/d	1	240.00	2.71
I,0	0.069	300.00	3.39
Ep (kPa)	20000000.00	360.00	4.07
Es=E (kPa)	13445	420.00	4.74
K	1488	480.00	5.42
Rk	1.21	540.00	6.10
h (m)	20	600.00	6.78
h/L	1.67	650.00	7.34
L/h	0.60	720.00	8.13
Rh	0.75	780.00	8.81
vs	0.4	850.00	9.60
Rv	0.97	900.00	10.16
Eb (kPa)	13445	975.00	11.01
Rb	1		
I	0.061		

Figura 28 – Método de previsão de recalques de Poulos & Davis (1980) (Autor, 2022).

Vésic (1969)									
Sp (Recalque na ponta)		Se (Encurtamento Elástico)		Sl (Recalque lateral)					
Cp	0.04	L (m)	12	Cl	0.072				
D (m)	0.4	A (m ²)	0.13	D (m)	0.4				
		Ec (MPa)	25000						
		Alfa,ss	0.5						
Carga (kN)	Sp (mm)	Carga (kN)	Se (mm)	Carga (kN)	Sl (5m)	Sl (12m)	Sl (mm)	Carga (kN)	S,final (mm)
0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00
60	0.39	60	0.12	60	0.76	0.19	0.95	60	1.46
120	0.65	120	0.24	120	1.43	0.35	1.78	120	2.67
240	1.10	240	0.47	240	2.86	0.65	3.52	240	5.09
360	1.47	360	0.70	360	4.56	0.99	5.55	360	7.72
480	2.16	480	0.94	480	6.43	1.41	7.84	480	10.94
600	3.27	600	1.18	600	8.27	1.91	10.18	600	14.64
720	5.22	720	1.43	720	10.08	2.54	12.63	720	19.28
840	7.84	840	1.69	840	11.56	3.28	14.85	840	24.38
900	10.51	900	1.83	900	12.02	3.96	15.98	900	28.32
975	12.57	975	2.00	975	13.71	4.48	18.19	975	32.75

Figura 29 - Método de previsão de recalques de Vésic (1969) (Autor, 2022).

Randolph & Wroth (1978)			
ζ	4.03		Carga (kN)
L (m)	12		s (mm)
$Gt \cdot \tan(u \cdot L) / u \cdot L$ (MN)	2.18		0.00
$R\delta$	0.75		60.00
			120.00
			180.00
			240.00
			300.00
			360.00
			420.00
			480.00
			540.00
			600.00
			650.00
			720.00
			780.00
			850.00
			900.00
			975.00

Figura 30 - Método de previsão de recalques de Randolph & Wroth (1978) (Autor, 2022).

Décourt (1995)					
Carga (kN)	Q1 (kN)	Qp (kN)	X1 (kN/mm)	2.54	Carga (kN)
0	0	0	X2 (kN/mm)	1.27	Deslocamento (mm)
60	57.8	2.2	Qs (kN)	904	0
120	116.3	3.7	Qp (kN)	71	906
240	233.8	6.2	x,0 (kN)	904	910
360	351.7	8.3	y,0 (mm)	0.00	929
480	467.8	12.2	y,2 (mm)	16.00	
600	581.5	18.5	x,2 (kN)	910	
720	690.5	29.5	y,3 (mm)	40.00	
840	795.7	44.3	x,3 (kN)	929	
900	840.6	59.4	y,1 (mm)	5.00	
975	904	71	x,1 (kN)	906	

D (mm)	400
---------------	-----

Figura 31 - Método de previsão de recalques de Décourt (1995) (Autor, 2022).

Recalque (1° camada)	
D (m)	0.4
h (m)	1
H (m)	1

Carga (kN)	Delta (kPa)
0	0.00
60	21.16
120	42.32
240	84.65
360	126.97
480	169.30
600	211.62
720	253.94
840	296.27
900	317.43
975	343.88

E ₀ (MPa)	23.43
Sigma ₀ (kN/m ²)	190.1

Recalque (1° camada)		
Carga (kN)	Es (MPa)	s (mm)
0	23.43	0.00
60	24.06	0.88
120	24.64	1.72
240	25.69	3.29
360	26.63	4.77
480	27.47	6.16
600	28.25	7.49
720	28.97	8.77
840	29.63	10.00
900	29.95	10.60
975	30.33	11.34

Figura 32 - Método de previsão de recalques de Cintra & Aoki (2010) (adaptação de Autor, 2022).