

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
LEANDRO VOLTOLINI

**ADAPTAÇÃO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTIMAR A
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA NO SOLO DA
CIDADE DE TOLEDO-PR**

CASCABEL - PR
2017

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

LEANDRO VOLTOLINI

**ADAPTAÇÃO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTIMAR A
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA NO SOLO DA
CIDADE DE TOLEDO-PR**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Me. Eng. Civil Maycon André de Almeida.

**CASCABEL - PR
2017**

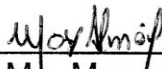
CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

LEANDRO VOLTOLINI

**ADAPTAÇÃO DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA ESTIMAR A
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA NO SOLO DA
CIDADE DE TOLEDO-PR**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Me. Engenheiro Civil Maycon André de Almeida.

BANCA EXAMINADORA



Orientador Prof. Me. Maycon André de Almeida
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil



Professor Me. Guilherme Irineu Venson
UNIOESTE - Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Engenheiro Civil



Professora Me. Debora Felten
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheira Civil

Cascavel, 16 de novembro de 2017.

RESUMO

Os métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga têm forte influência das características locais do solo a receber a fundação e não devem ser usados de maneira indiscriminada, pois mesmo que o solo possua características semelhantes, nunca são idênticas, sendo de grande importância realizar os ajustes dos coeficientes. Devido a isto, o objetivo deste trabalho é ajustar os coeficientes padrões nos métodos de dimensionamento propostos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), proporcionando uma estimativa de carga mais precisa e condizente com o solo da cidade de Toledo-PR. Para isto foi executada uma sondagem à percussão com SPT e uma prova de carga estática através de uma estaca teste hélice contínua com carregamento do tipo lento. Utilizando o índice de penetração obtido por meio da sondagem SPT foi estimada a capacidade de carga da estaca através dos métodos semiempíricos e comparada com os valores de carga *versus* deformação obtidas da prova de carga, analisando o quão conservador estão os métodos semiempíricos em relação ao solo laterítico de Toledo-PR a receber o sistema de fundação. Por fim, foram ajustados os coeficientes de cálculo, obtendo para o método de Aoki e Velloso (1975) os valores de $F1=0,7$ e $F2=2,92$, e para o método de Décourt e Quaresma (1978) os valores de $\alpha=0,79$ e $\beta=1,62$, constatando-se um elevado grau de conservadorismo dos métodos.

Palavras-chave: prova de carga, capacidade de carga, métodos semiempíricos, estaca hélice contínua.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ensaio de sondagem à percussão com SPT.	14
Figura 2: Sondagem à percussão com SPT.	16
Figura 3: Parcelas das resistências que constituem a capacidade de carga.	18
Figura 4: Perfil de esquema básico para prova de carga estática.	24
Figura 5: Curva carga x recalque.	27
Figura 6: Método de Van der Veen.	29
Figura 7: Curva exponencial de Van der Veen.	29
Figura 8: Método de Brierley Modificado.	30
Figura 9: Método do Gráfico de Rigidez (GR).	31
Figura 10: Mapa de localização do Município de Toledo-PR.	34
Figura 11: Local da realização dos ensaios.	35
Figura 12: Sondagem à percussão com SPT.	37
Figura 13: Execução da estaca de ensaio.	39
Figura 14: Estrutura completa do ensaio da prova de carga.	40
Figura 15: Resumo da sondagem.	42
Figura 16: Capacidade de carga versus profundidade.	44
Figura 17: Gráfico carga versus deformação.	46
Figura 18: Estimativa de ruptura da estaca pelo método de Van der Veen.	47
Figura 19: Gráfico de Rigidez (GR).	48
Figura 20: Método de Brierley Modificado.	48

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Estados de compactidade e de consistência.....	16
Tabela 2: Coeficiente K e razão de atrito α	20
Tabela 3: Fatores de correção F1 e F2 atualizados.....	20
Tabela 4: Valores do coeficiente K em função do tipo de solo.....	21
Tabela 5: Valores do fator α	22
Tabela 6: Valores do fator β	22
Tabela 7: Histórico de testes de carregamento.	23
Tabela 8: Estados de compactidade e de consistência.....	26
Tabela 9: Resultado dos dimensionamentos da capacidade de carga da estaca.	43
Tabela 10: Resultado da prova de carga estática lenta.	45
Tabela 11: Definição dos coeficientes dos métodos semiempíricos.	49

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1: Estimativa de capacidade de carga	18
Equação 2: Resistência lateral.....	18
Equação 3: Resistência de ponta	18
Equação 4: Incógnita geotécnica referente a resistência de ponta	19
Equação 5: Incógnita geotécnica referente a resistência lateral	19
Equação 6: Capacidade de carga da estaca	21
Equação 7: Resistência lateral	21
Equação 8: Resistência de ponta	22
Equação 9: Capacidade de carga da estaca	27
Equação 10: Função exponencial de Van der Veen (1953)	27
Equação 11: Determinação do coeficiente α	28
Equação 12: Van der Veen (1953) generalizada por Aoki.....	29
Equação 13: Determinação da rigidez	30

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	9
1.1 INTRODUÇÃO	9
1.2 OBJETIVOS	10
1.2.1 Objetivo geral	10
1.2.2 Objetivos específicos.....	10
1.3 JUSTIFICATIVA.....	11
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	11
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	11
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	12
CAPÍTULO 2	13
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
2.1.1 Sondagem de simples reconhecimento com SPT	13
2.1.2 Métodos semiempíricos de dimensionamento.....	17
2.1.2.1 Aoki e Velloso (1975)	17
2.1.2.2 Décourt e Quaresma (1978).....	21
2.1.3 Prova de carga	22
2.1.4 Critérios de extrapolação das curvas carga versus recalque.....	26
2.1.4.1 Método de Van der Veen (1953)	27
2.1.4.2 Método do Gráfico de Rigidez de Décourt (1998) e Brierley Modificado (1998).....	30
CAPÍTULO 3	33
3.1 METODOLOGIA	33
3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa	33
3.1.2 Caracterização da amostra	33
3.1.3 Instrumentos e procedimento para coleta de dados	35
3.1.3.1 Sondagem à percussão com SPT	36
3.1.3.2 Prova de carga estática	37
3.1.4 Análise dos dados	40
CAPÍTULO 4	42
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
4.1.1 Caracterização do solo local.....	42
4.1.2 Estimativa da capacidade de carga da estaca utilizando a sondagem SPT.....	43

4.1.3	Dados da prova de carga estática.....	44
4.1.4	Determinação da resistência lateral, resistência de ponta e coeficiente de correção....	47
CAPÍTULO 5		50
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS OU CONCLUSÃO.....	50
CAPÍTULO 6		52
6.1	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	52
REFERÊNCIAS.....		53
APÊNDICE A – BOLETIM DE SONDAGEM		55
APÊNDICE B – PROVA DE CARGA		56

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

As fundações são responsáveis pela condução das cargas de uma estrutura da edificação para o solo (AZEREDO, 1988), devido a isto, a escolha do tipo de fundação é intrínseca à funcionalidade, segurança e desempenho da edificação. Diversos fatores devem ser considerados para escolha do sistema de fundação, como Cintra e Aoki (2010) salientam, que para a correta decisão faz-se necessário dispor do máximo número possível de dados da edificação, a exemplo do porte da obra, localização, valores do carregamento imposto aos pilares, bem como características do terreno, onde têm-se principalmente os parâmetros obtidos por meio da sondagem à percussão com SPT.

Na região oeste do Paraná, especialmente na cidade de Toledo, a fundação profunda utilizando estacas de concreto moldada *in loco* é largamente difundida. Segundo a NBR 6122 (2010), este é o tipo de fundação em que a transmissão do carregamento para o solo se dá pela combinação da base, através da resistência de ponta e por sua superfície lateral, por meio da resistência de fuste.

Para o dimensionamento destes elementos de fundação é fundamental realizar uma investigação geotécnica preliminar do solo, que segundo a NBR 6122 (2010), deve possuir pelo menos sondagens a percussão com SPT, a qual tem um custo viável a edificações de variados portes. Deste modo, a sondagem SPT é capaz de proporcionar a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e o valor do índice de resistência a penetração (número N), de suma importância para o dimensionamento de capacidade de carga através dos métodos semiempíricos.

De posse dos índices de penetração oriundos do ensaio de sondagem SPT é possível a utilização de métodos semiempíricos de dimensionamento para estimar a capacidade de carga das estacas. No Brasil, os dois métodos mais renomados e utilizados para o dimensionamento são os desenvolvidos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Contudo, nos diversos segmentos que tangem a geotecnia, há uma série de fatores referentes ao solo que influenciam na estimativa de capacidade de carga das estacas, devido a parâmetros como propriedades de resistência, compressibilidade e permeabilidade serem função de inúmeras variáveis, tais como a rocha de origem, clima da região, processo de decomposição da rocha e topografia (CABETTE, 2014).

Desta maneira, Cintra e Aoki (2010) citam que as fórmulas teóricas de estimativa de capacidade de carga geralmente não são confiáveis na previsão da capacidade de carga de fundações por estacas, devido a isso muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga realizadas em regiões ou formações geotécnicas específicas.

Diante das incertezas impostas pelos métodos de dimensionamento, Hachich *et al.* (1998) mencionam que a prova de carga estática vem se destacando como um dos ensaios mais importantes na engenharia de fundações, pois simulam a real interação do comportamento do elemento de fundação com o solo, tendo papel fundamental para auxiliar na elaboração correta e precisa do projeto de fundações.

Desta forma, a comparação da estimativa da capacidade de carga de estacas utilizando os métodos semiempíricos de dimensionamento frente aos dados oriundos da prova de carga estática possibilita verificar o quão conservadores são estes métodos. Além disso, efetuando a retroanálise, é possível determinar novos coeficientes de cálculo compatíveis com a realidade do solo local, os quais podem ser utilizados nos métodos de dimensionamento com intuito de maximizar a precisão dos resultados, garantindo um nível elevado de segurança à estrutura.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Adaptar os métodos semiempíricos brasileiros utilizados para a determinação da capacidade de carga de estacas de acordo com as características únicas do solo da cidade de Toledo, estado do Paraná.

1.2.2 Objetivos específicos

- Executar uma prova de carga de uma estaca tipo hélice contínua com carregamento lento;
- Determinar as resistências laterais e de ponta obtidas em prova de carga através de métodos de bibliografia;
- Adaptar os coeficientes do solo utilizados os métodos semiempíricos de acordo com as especificidades do solo local de Toledo-PR.

1.3 JUSTIFICATIVA

Os métodos semiempíricos de dimensionamento utilizam parâmetros obtidos através da sondagem à percussão com SPT e coeficientes de acordo com o tipo do solo, envolvendo assim inúmeras variáveis e incertezas.

Cabette (2014) cita que os parâmetros do solo dependem do clima, da região, da rocha de origem e até mesmo do processo de decomposição da rocha, o que influi diretamente na estimativa de capacidade de carga das estacas, desta maneira, Amman (2010 *apud* VELLOSO e ALONSO, 2000) aponta que os métodos semiempíricos não são universais, e que não se deve utilizá-los de forma indiscriminada em regiões incompatíveis com o local de testes para sua criação, mas sim que devem ser adequados às características do solo de aplicação, sendo de grande importância realizar a adaptação dos métodos.

Miguel *et al.* (2005) afirmam que o uso dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga se mostram conservadores, quando utilizados em solos lateríticos e contra a segurança quando aplicados em solos colapsíveis. Devido a isto, se faz essencial a adaptação dos coeficientes, no intuito de garantir a segurança do sistema de fundação adotado.

Sendo assim, através dos métodos adaptados ao solo da região de Toledo-PR, o dimensionamento poderá ter sua precisão aumentada, proporcionando elevado grau de segurança aos projetistas e a edificação, evitando o superdimensionamento das estacas, e consequentemente evitando gastos desnecessários.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Os coeficientes referentes ao tipo do solo adotados nos métodos semiempíricos brasileiros de determinação da capacidade de carga de estacas são conservadores em relação as características do solo da cidade de Toledo-PR?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Os coeficientes referentes ao tipo do solo utilizados nos métodos semiempíricos foram estabelecidos de acordo com o solo local de origem dos métodos de dimensionamento, e assim disseminados para sua utilização em solos com características semelhantes, mas nunca idênticos, haja vista as peculiaridades do solo de cada região.

Deste modo, no intuito de garantir a segurança do elemento de fundação em local diferente do solo de origem do método, os coeficientes acabam tendo sua eficácia reduzida, muitas vezes sendo conservadores, consequentemente superdimensionando a estrutura.

Ademais, através de experimentos análogos realizados na cidade de Londrina-PR, a qual apresenta solo com características semelhantes aos da cidade de Toledo-PR, apresentaram, segundo Miguel *et al.* (2005), valores conservadores de resistência quando estimados utilizando os métodos semiempíricos de dimensionamento, frente aos valores da resistência obtidos através da execução de provas de carga.

Além disso, Paschoalin *et al.* (2010) também concluíram que os métodos se mostraram conservadores com experimentos realizados em solo residual, utilizando estaca do tipo hélice contínua.

Tendo em vista os aspectos observados, é possível deduzir que os coeficientes utilizados nos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga de estacas tendem também a serem conservadores em relação às especificidades do solo local da cidade de Toledo-PR.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa será limitada à comparação do dimensionamento de capacidade de carga através dos métodos semiempíricos brasileiros *versus* capacidade de carga derivada da execução da prova de carga, possibilitando, por meio da retroanálise, a definição de novos coeficientes compatíveis ao solo local da cidade de Toledo-PR.

O dimensionamento se dará pelos renomados métodos brasileiros criados por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), utilizando os parâmetros obtidos pela sondagem de simples reconhecimento com SPT.

Concomitante a isto, a execução da prova de carga estática possibilitará realizar a comparação dos valores obtidos pelos dimensionamentos com os dados fornecidos da estaca de prova de carga, a qual simula o real comportamento do elemento de fundação no solo a receber a edificação.

A prova de carga e a sondagem SPT foram executadas no centro da cidade de Toledo-PR, no cruzamento da Rua Santos Dumont com Rua Borges de Medeiros. Sendo que a estaca teste executada é do tipo hélice contínua, diâmetro e profundidade de 80,00cm e 16,00m, respectivamente, e carga nominal prevista de 250tf.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados conceitos essenciais para nortear a determinação da capacidade de carga das estacas. Para isto, primeiramente serão descritas informações referentes a sondagem à percussão, que é intrínseca para a estimativa de carga na utilização dos métodos semiempíricos de dimensionamento, amplamente difundidos em território nacional. Além disso, serão apresentados dados referentes às provas de cargas, que vêm se tornando prática cada dia mais comum na área de fundações, bem como métodos para extrapolação dos resultados caso não haja a ruptura nítida do elemento no ensaio, como foi o caso da estaca ensaiada no presente trabalho.

2.1.1 Sondagem de simples reconhecimento com SPT

Os solos apresentam peculiaridades específicas de acordo com a região em que se encontram, diante disto Rocha (2014) afirma que para a elaboração de projetos geotécnicos se faz necessário ter conhecimento do local que irá receber a estrutura, sendo imprescindível realizar análises *in loco*, obtendo assim as características necessárias para o correto dimensionamento.

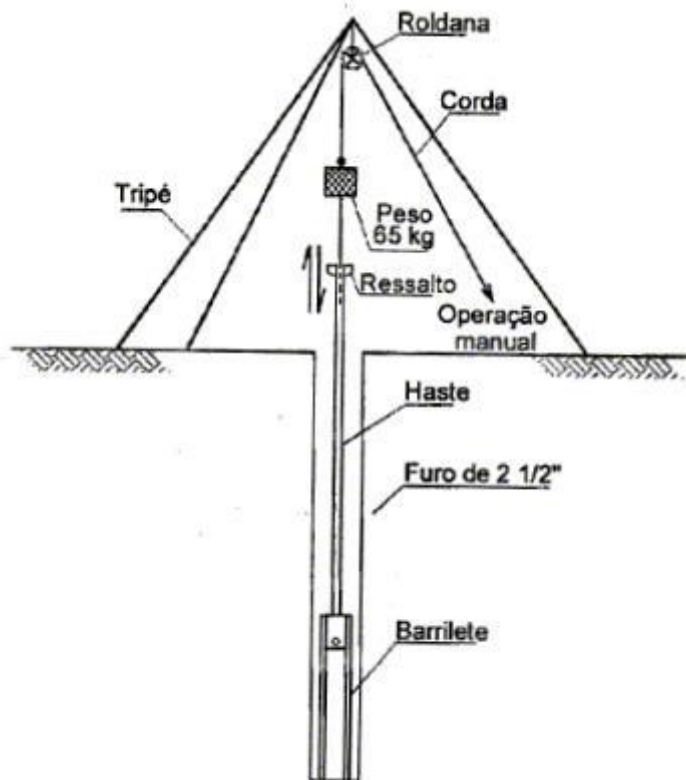
Para a obtenção dos dados do solo, Rocha (2014) destaca que mesmo diante de vários métodos de classificação e determinação das propriedades do solo, no Brasil o sistema mais adotado é através da sondagem à percussão do tipo SPT, que além de ser de fácil execução tem um custo relativamente baixo em comparação com outros métodos. Deste modo, é através dos dados obtidos por meio da sondagem SPT que a maioria dos projetos de fundação é executado.

Hachich *et al.* (1998) citam que a sondagem à percussão com SPT é um processo geotécnico de campo, o qual permite a amostragem do subsolo, medindo a resistência do mesmo ao longo da profundidade perfurada.

No Brasil, a NBR 6484 (2001) prescreve o método de execução da sondagem de simples reconhecimento. De acordo com a norma, as principais finalidades da utilização da sondagem de simples reconhecimento com SPT, para a área de Engenharia Civil, são a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível de água e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

A execução do ensaio pode ser compreendida através da Figura 1, do qual Hachich *et al.* (1998) afirmam que consiste, basicamente, na cravação de um amostrador padrão no solo por meio da queda livre de um martelo, com peso de 65Kg, o qual cai da altura de 75cm.

Figura 1: Ensaio de sondagem à percussão com SPT.



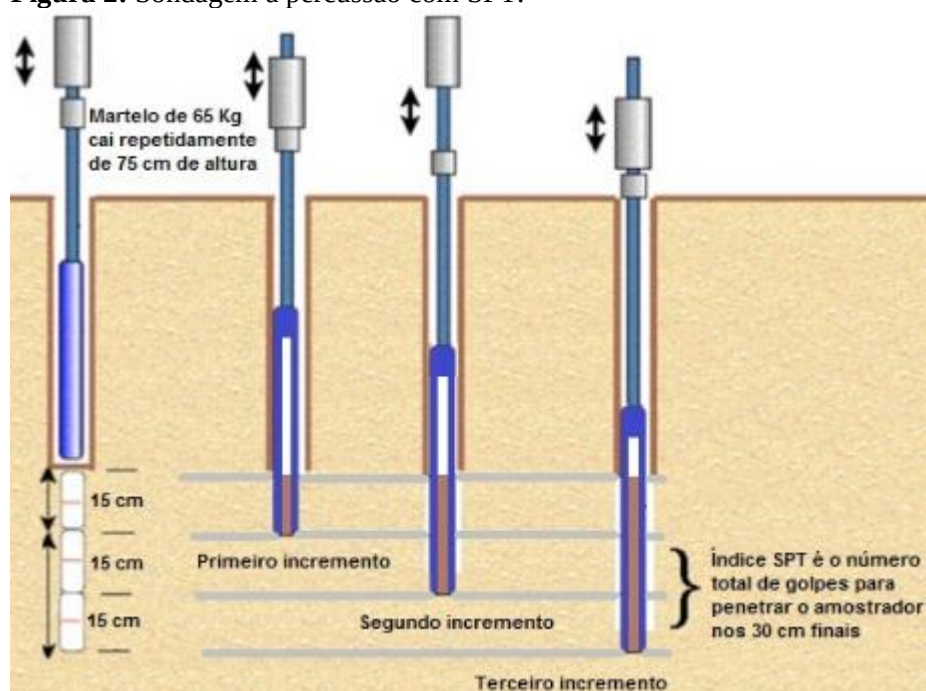
Fonte: Aragon sondagens (2017).

Os materiais e dimensões dos equipamentos devem obrigatoriamente atender as especificações regidas pela norma, garantindo a máxima eficiência dos resultados obtidos. Através disto, o procedimento de execução do ensaio deve obedecer a NBR 6484 (2001):

- a) Locação do furo: Deve ser marcado o local do furo através de um piquete. Esta etapa servirá de referência de nível e determinação de cota através de nivelamento topográfico.
- b) Processo de perfuração: A sondagem tem início com perfuração através de trado-concha até a profundidade de 1,00m, após isto se utiliza o trado helicoidal. Caso haja presença de nível d'água se faz necessário a utilização do trépano de lavagem e o material deve ser retirado através da circulação de água.

- c) Amostragem: A cada metro de perfuração deve ser coletada uma amostra de solo por meio do amostrador padrão, para posterior análise em laboratório.
- d) Determinação do número N: Corresponde ao índice de resistência à penetração do SPT. O procedimento basicamente se resume a queda livre do martelo de 65Kg a uma altura de 75cm, anotando-se o número de golpes necessários para a cravação de três segmentos de 15cm do amostrador padrão, sendo que a determinação do número N se dá através do número de golpes necessários para o amostrador padrão cravar 30cm, após a cravação inicial dos 15cm. Através disto, o número N é utilizado nos métodos de dimensionamento semi-empíricos.
- e) Interrupções sem nível d'água antes dos 45cm: A interrupção se dá em qualquer dos segmentos de 15cm, quando o número de golpes ultrapassa 30, quando um total de 50 golpes for aplicado durante a cravação e quando não se observar avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de 5 golpes consecutivos;
- f) Critério de paralisação: O processo de perfuração com nível d'água é utilizado até quando em 3m consecutivos se obtiver 30 golpes para penetração dos 15cm iniciais, quando em 4m consecutivos se obtiver 50 golpes para penetração dos 30cm iniciais e quando em 5m consecutivos se obtiver 50 golpes para penetração dos 45cm.
- g) Observação do nível do lençol freático: A presença do nível d'água é determinada pelo operador, o qual deve estar atento para qualquer mudança de umidade no solo.

A determinação do número N do ensaio SPT pode ser visualizada de maneira mais precisa através da Figura 2, onde é possível verificar os três incrementos de deformação e a determinação do N_{spt} através das duas camadas finais de 15cm.

Figura 2: Sondagem à percussão com SPT.

Fonte: M2 sondagem (2017).

Finalmente, a designação do solo é realizada através do índice de resistência à penetração (N), onde os estados de compactidade e de consistência são definidos pela NBR 6484 (2001), separados entre areia e siltes arenosos e argilas e siltes argilosos, conforme a Tabela 1.

Tabela 1: Estados de compactidade e de consistência.

Solo	Índice de Resistência à penetração N	Designação
Areia e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

Fonte: NBR 6484 (2001).

2.1.2 Métodos semiempíricos de dimensionamento

No Brasil, os métodos semiempíricos de dimensionamento da capacidade de cargas de estacas são largamente utilizados para a determinação da capacidade de carga das estacas (LOBO, 2005). Estes métodos utilizam basicamente dados obtidos através da sondagem SPT e características do solo e tipo da estaca, sendo de fácil aplicação e obtendo resultados plausíveis, mas não exatos.

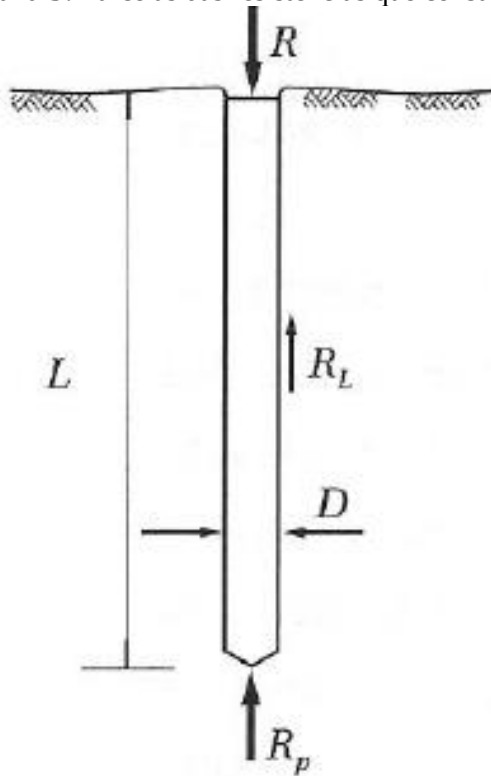
Devido a não confiabilidade da previsão da capacidade de carga obtida através dos diversos métodos de dimensionamento teóricos, diversos autores têm desenvolvido métodos fundamentados em correlações empíricas, utilizando resultados de ensaios realizados *in situ* e ajustados de acordo com as características reais através de ensaios de prova de carga (CINTRA e AOKI, 2010).

Diante disto, haja vista os inúmeros métodos para estimativa de capacidade de carga, devido a sua ampla utilização no cenário nacional neste trabalho serão utilizados dois métodos de cálculo brasileiros largamente difundidos, sendo eles os renomados métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978),

2.1.2.1 Aoki e Velloso (1975)

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a capacidade de cargas das estacas é dada pela somatória das parcelas referentes a resistência lateral, promovida pelo atrito solo-estaca e pela resistência de ponta. Através da Figura 3, é nítido que para as forças estarem em equilíbrio, a capacidade de carga vai ser a soma das resistências laterais e de ponta.

Figura 3: Parcelas das resistências que constituem a capacidade de carga.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Portanto, a estimativa de capacidade de carga é calculada através da Equação 1:

$$R = R_l + R_p \quad (1)$$

Onde:

R: Capacidade de carga da estaca (kN)

R_l: Resistência lateral (kN)

R_p: Resistência de ponta (kN)

Sendo que a parcelas referente a resistência lateral é calculada através Equação 2, onde é considerado que o fuste da estaca atravessa n camadas diversas. A resistência de ponta é calculada através da Equação 3, levando em consideração apenas a incógnita geotécnica e a área de ponta da estaca.

$$R_l = U \cdot \sum (r_l \cdot \Delta l) \quad (2)$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (3)$$

Onde:

U: Perímetro da estaca (m)

Δl : Espessura da camada (m)

A_p : Área de ponta da estaca (m²)

r_l e r_p : Incógnitas geotécnicas

Estas incógnitas geotécnicas são usualmente definidas, através do método de Aoki e Velloso (1975), por meio de correlações com o índice de resistência à penetração N_{spt} . Vale salientar que, inicialmente, estas incógnitas eram determinadas através de correlação com os ensaios de penetração estática (CPT), mas devido ao fato de que no Brasil o ensaio SPT tem maior incidência de uso, prevalece a correlação através do N_{spt} .

Com isso, as expressões matemáticas para a determinação das incógnitas r_p e r_l , são dadas pelas Equações 4 e 5, respectivamente.

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (4)$$

$$r_l = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_l}{F_2} \quad (5)$$

Onde:

N_p : Índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca

N_l : Índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δl

F_1 e F_2 : Fatores de correção que levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT, e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca

K : Coeficiente em função do tipo de solo (kPa)

α : Razão de atrito (%)

Portanto, a capacidade de carga de um elemento de fundação pode ser estimada, de acordo com Aoki e Velloso (1975), através da Equação 6.

$$R = \frac{K \cdot N_p \cdot A_p}{F_1} + \frac{U}{F_2} \cdot \sum (\alpha \cdot K \cdot N_l \cdot \Delta l) \quad (6)$$

Para a utilização da fórmula, os valores do coeficiente K e da razão de atrito α podem ser obtidos através da Tabela 2.

Tabela 2: Coeficiente K e razão de atrito α .

Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: Aoki e Cintra (1975).

E os fatores de correção utilizados para o dimensionamento podem ser observados através da Tabela 3. Destaca-se que as estacas escavadas possuem os seus fatores de correção F_1 e F_2 propostos por Aoki e Alonso (1991), determinados através da prática de projetos, sendo $F_1=3,0$ e $F_2=6,0$.

Tabela 3: Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2. F_1
Metálica	1,75	2. F_1
Pré-Moldada	$1+D/0,80$	2. F_1
Escavada	3,0	2. F_1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2. F_1

Fonte: Adaptados de Aoki e Velloso (1975).

Por fim, Cintra e Aoki (2010) salientam que algumas publicações trazem novos valores para K e α , válidos para locais específicos, citando como exemplo o caso de Alonso (1980), com coeficientes previstos para solos da cidade de São Paulo. Além disso, tal como objetivo fundamental deste trabalho, os referidos autores informam que para a utilização do método proposto, a tendência é manter a fórmula geral estabelecida por eles e realizar a substituição das correlações originais, por correlações regionais.

2.1.2.2 Décourt e Quaresma (1978)

De acordo com Hachich *et al.* (1988), Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo de estimativa de capacidade de carga com base nos valores N do ensaio SPT.

No método, as parcelas referentes a resistência lateral (Rl) e resistência de ponta (Rp) referentes a capacidade de carga da estaca (R) do elemento de fundação é obtido através das Equações (7) e (8), respectivamente:

$$Rl = 10 \left(\frac{Nl}{3} + 1 \right) . Sl \quad (7)$$

Onde:

Nl: Média N_{spt} ao longo do fuste da estaca

Sl: Área lateral da estaca (m²)

$$Rp = K . Np . Ap \quad (8)$$

Onde:

K: Coeficiente característico do solo, ajustado por meio de provas de carga

Np: Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou na base da estaca, obtido através de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior

Ap: Área de ponta da estaca (m²)

O valor referente ao coeficiente característico do solo é obtido através da Tabela 4.

Tabela 4: Valores do coeficiente K em função do tipo de solo.

Tipo de solo	K (kN/m ²)
Argila	120
Silte argiloso (solo residual)	200
Silte arenoso (solo residual)	250
Areia	400

Fonte: Décourt *et al.* (1988).

Por fim, Décourt introduz fatores α e β nas parcelas que se referem a resistência lateral e de ponta, que são coeficientes de majoração e minoração, os quais permitem estender os cálculos efetuados na estaca padrão para outros tipos de estacas. Portanto, o cálculo final referente a capacidade de carga da estaca dada pela Equação 9:

$$R = \alpha \cdot K \cdot Np \cdot Ap + \beta \cdot 10 \left(\frac{Nl}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (9)$$

Os valores dos fatores propostos para α e β , que são fatores de majoração ou de minoração, para a reação de ponta e para o atrito lateral unitário, sendo dados em função do tipo de solo e do tipo de estaca, são apresentados nas tabelas 5 e 6, respectivamente.

Tabela 5: Valores do fator α .

Tipo de solo	Tipos de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 6: Valores do fator β .

Tipo de solo	Tipos de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt (1996).

2.1.3 Prova de carga

Devido às grandes incertezas na elaboração do sistema adequado das fundações, a prova de carga vem ganhando espaço de suma importância no campo de fundações da engenharia civil, tendo papel importante com objetivo de garantir as premissas de projeto e a qualidade na execução dos elementos de fundação (RODRIGUEZ e RAMOS, 2012).

Com o passar dos anos houve uma grande evolução quanto a determinação da capacidade de carga das estacas, contudo Alledi *et al.* (2015), afirmam que o meio mais confiável e preciso para avaliar a carga real que uma estaca pode suportar é através da execução

da prova de carga estática, a qual é executada no próprio solo a receber a edificação, com dimensões reais, simulando o verdadeiro comportamento do elemento estrutural no solo a receber a edificação. Esta evolução pode ser notada através da Tabela 7.

Tabela 7: Histórico de testes de carregamento.

Período	Prática de engenharia aplicada	Teste de carregamento versus cálculo
Antiguidade	Uma arte passada através de experiência de construção para construção	Intuição, erros e acertos. Testes de carregamento e procedimentos de dimensionamento quase inexistentes.
Renascimento	Primeiras tentativas de padronização de testes e procedimentos de dimensionamento (compressão, tração, flexão)	Testes de carregamento, utilizados para calibrar modelos teóricos de resistência
Século XIX	Manuais que davam pequenas informações sobre a resistência dos materiais (elevados coeficientes de incerteza)	Torna-se usual o emprego de procedimentos-padrão para testes de carregamento, principalmente destinados à caracterização de materiais. Procedimentos de dimensionamento pouco desenvolvidos.
Início do século XX	Primeiros equipamentos de ensaios para caracterização de materiais (Irmãos Wright e indústria automobilística) Primeiros códigos de normalização (ASTM)	Grande incremento na utilização de testes de carregamento em elementos estruturais e estruturas. Grande desenvolvimento de procedimentos analíticos de dimensionamento.
Tempos atuais	Uma ciência baseada em normalizações de comportamento resistente de materiais e procedimentos de dimensionamento	Estruturas tipicamente projetadas mediante procedimentos analíticos padronizados. Testes de carregamento especificados e padronizados.

Fonte: Oliveira e Moreno Junior (2007 *apud* Hall e Tsai, 1989).

Embora o custo para a realização da prova de carga ainda seja elevado, Rodriguez e Ramos (2012) mencionam que a execução da estaca teste é fundamental, diminuindo as incertezas e os riscos inerentes do sistema de fundação. Além disso, destacam que o valor desembolsado para o experimento deve ser encarado não como custo, mas como um real investimento, haja vista ser possível analisar o comportamento da fundação, acarretando a possível redução dos coeficientes, desta forma, ainda apontam que a economia gerada, muitas vezes, é mais alta que o valor pago pelo ensaio.

Oliveira (2007) cita que existem dois tipos de prova de carga, a prova de carga dinâmica, que se dá através da vibração da estrutura e observação da sua reação ao ser vibrada, e a prova de carga estática, que consiste na aplicação de uma carga estática no elemento de fundação.

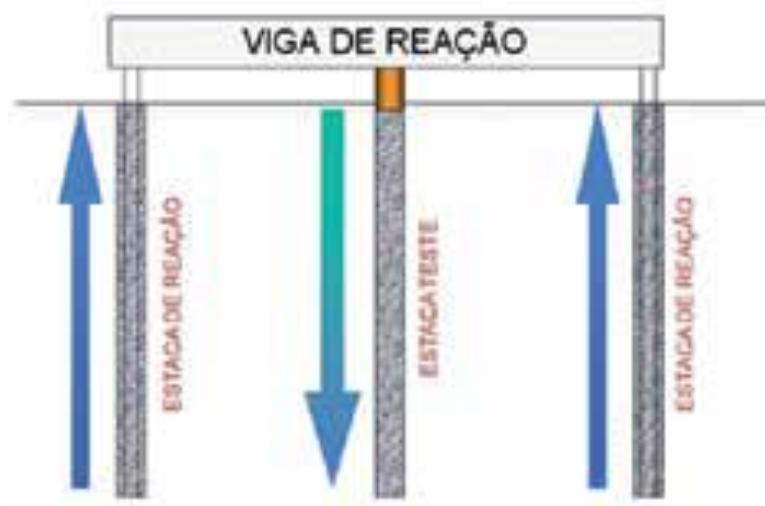
O ensaio de carregamento dinâmico é definido pela NBR 6122 (2010) como sendo aquele em que se utiliza uma instrumentação fundamentada na aplicação da “Equação da Onda”, conforme a NBR 13208. De acordo com a referida norma, este ensaio é baseado na verificação do comportamento da estaca sob a ação de carregamento dinâmico.

De acordo com Hachich *et al.* (1998 *apud* AOKI, 1989; NIYAMA e AOKI, 1991), trata-se do procedimento no qual se aplicam golpes sucessivos de martelo, utilizando energias crescentes, medindo assim a resistência à cravação por meio da instrumentação.

Diferente do ensaio dinâmico, Rodriguez e Ramos (2012) destacam que a prova de carga estática consiste em aplicar carga estática de compressão, tração e horizontal, sendo elas sucessivas e crescente, reagindo contra um sistema de reação estável, obtendo desta forma os pares de valores de carga e deslocamento. Os referidos autores ainda salientam que a prova de carga estática tem deixado de ter seu uso apenas em obras de grande porte e pesquisas acadêmicas, tornando-se prática usual na engenharia brasileira.

Através da Figura 4 é possível verificar o esquema básico da prova de carga estática, no qual são presentes duas estacas de reação, viga de reação e a estaca teste.

Figura 4: Perfil de esquema básico para prova de carga estática.



Fonte: Rodriguez e Ramos (2012).

Hachich *et al.* (1998) afirmam que a prova de carga estática é tão perfeita quanto praticamente factível, sendo a que tem maior aproximação com o real comportamento das condições real do elemento estrutural, pois simula as condições que de fato serão submetidas à estaca perante a edificação.

O ensaio é determinado de acordo com a NBR 12131 (2006), sendo que a norma prescreve o método de prova de carga estática, a qual visa fornecer elementos no intuito de avaliar o comportamento da carga aplicada *versus* deslocamento do elemento, possibilitando assim a estimativa das características da capacidade de carga da estaca.

De acordo com a norma, a prova de carga estática consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca, os quais podem ser de tração ou compressão, ou transversais, registrando assim os deslocamentos correspondentes.

O dispositivo para a aplicação da carga geralmente é constituído por macacos hidráulicos atuando contra um sistema de reação estável, devendo possuir capacidade de no mínimo 10% maior que o carregamento máximo do ensaio.

A NBR 12131 (2006) apresenta a aparelhagem necessária, constituída dos dispositivos de aplicação de carga, dispositivo de medidas, bem como dispõe da preparação e execução da prova de carga e ainda a maneira correta para a apresentação dos resultados obtidos nos ensaios

Além disso, convém ressaltar que a quantidade obrigatória de execução de provas de carga é estabelecida através da NBR 6122 (2010). A norma informa que, quando a quantidade total das estacas é superior ao valor informado na coluna B da Tabela 8, deverão ser executadas provas de carga em um número igual a 1% da quantidade total de estacas da obra, sempre arredondando para cima. E ainda, cita que se faz obrigatório, independentemente do número de estacas da obra, caso as estacas estejam empregadas para tensões médias superiores aos valores da coluna A da Tabela 8.

Tabela 8: Estados de compactidade e de consistência.

Tipo de estaca	A	B
	Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B) , em MPa	Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70\text{cm}$	5,0	100
Raíz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5,0	75
Franki	7,0	100
Estacas escavadas sem fluido estabilizante $\varnothing < 70\text{cm}$	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: NBR 6122 (2010).

2.1.4 Critérios de extrapolação das curvas carga *versus* recalque

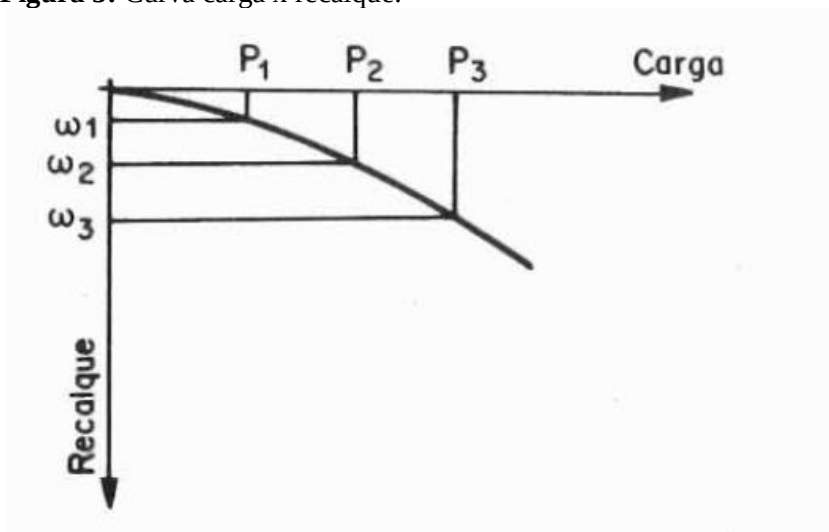
De acordo com a NBR 6122 (2010), deve-se considerar a capacidade de carga da prova de carga quando ocorrer a ruptura nítida do elemento, que é caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga.

Contudo, de acordo com a norma, nem sempre o comportamento da estaca apresenta a ruptura nítida, sendo que isto pode ocorrer em duas situações:

- Quando a capacidade de carga da estaca é superior à carga que se pretende aplicar;
- Quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configuram uma ruptura nítida.

Desta maneira, para definir a carga de ruptura do elemento, a NBR 6122 (2010) recomenda extrapolar a curva de carga *versus* recalque, obtida no ensaio da prova de carga, que acordo com Alonso (1989), pode ser realizada desde que sejam calculados, para cada carga aplicada, o respectivo recalque, gerando desta maneira um gráfico, conforme Figura 5.

Figura 5: Curva carga x recalque.



Fonte: Alonso (1989).

Ademais, é de suma importância salientar que diante dos inúmeros métodos possíveis para a extrapolação, de acordo Hachich *et al.* (1998), é impossível indicar qual o método mais adequado para a definição de ruptura da estaca, pois, segundo o autor, cada método possui aspectos positivos e negativos, cabendo-se comparar diversos métodos e utilizar o bom senso para utilizar o que melhor se enquadra em cada situação.

Para isso, neste trabalho foram adotados os métodos de Van der Veen (1953), Gráfico de Rigidez (GR), proposto por Décourt (1998) e o Método de Brierley Modificado (MBM), generalizado por Aoki.

2.1.4.1 Método de Van der Veen (1953)

De acordo com Scallet (2011) é possível afirmar que o método de Van der Veen (1953) é um dos mais utilizados no território nacional, o qual, dependendo do caso, é utilizado para extrapolação ou interpolação dos parâmetros.

Alonso (1999) cita que diversas expressões podem gerar a curva, contudo, facilita-se o trabalho caso possam ser representadas através de uma equação matemática. Desta maneira, o autor também cita que uma das propostas mais utilizadas para a expressão foi desenvolvida por Van der Veen (1953), conforme Equação (10), a qual é representada por uma função exponencial.

$$P_i = PR(1 - e^{-\alpha w}) \quad (10)$$

Onde:

Pi: carga correspondente ao recalque W

PR: carga de ruptura da estaca (correspondente a um valor assintótico da curva, quando w_i tende ao infinito)

α : coeficiente que depende das características da estaca e da natureza do solo

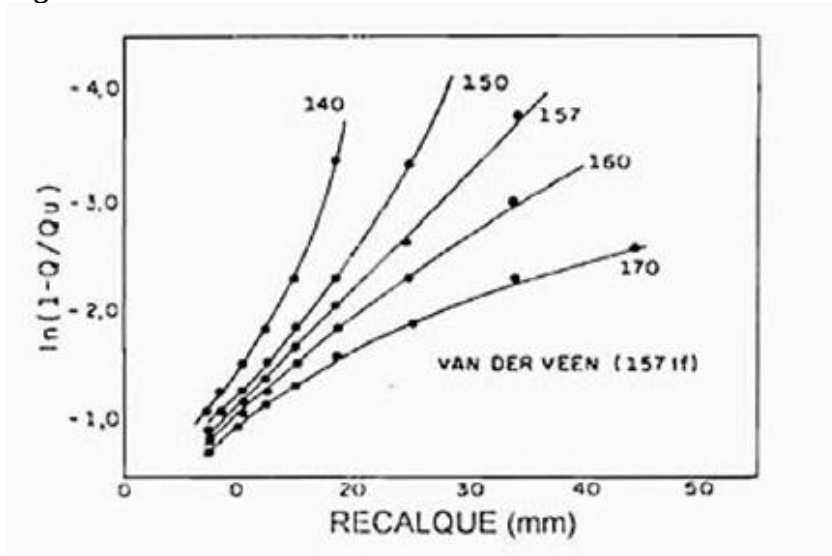
Através da Equação (10), nota-se que possuindo os valores da carga de ruptura e tendo posse dos parâmetros da carga e seu respectivo recalque, é possível obter o valor de α , e utilizando a nova Equação (11), possibilita-se traçar a curva carga *versus* recalque teórica.

$$\alpha = \frac{\ln\left(1 - \frac{P_i}{PR}\right)}{w} \quad (11)$$

Portanto, a Equação (11) corresponde a uma reta que passa pela origem, sendo que isto se dá quando plotada em uma escala semilogarítmica de base neperiana.

Hachich *et al.* (1998) também citam o método de Van der Veen (1953) como sendo, provavelmente, o mais utilizado no Brasil, o qual determina a possível carga de ruptura última através de tentativas.

De acordo com o autor, se dá início ao método com um valor de carga qualquer e seus valores correspondentes de “ $\ln(1 - Q/Qu)$ ”, plotando-se em um gráfico em função do respectivo recalque, e por fim, realiza-se novas tentativas com diferentes valores de carga e quando o resultado for um gráfico reto, o valor da carga que o originou é determinado como sendo a carga de ruptura, como pode ser visualizado através da Figura 6.

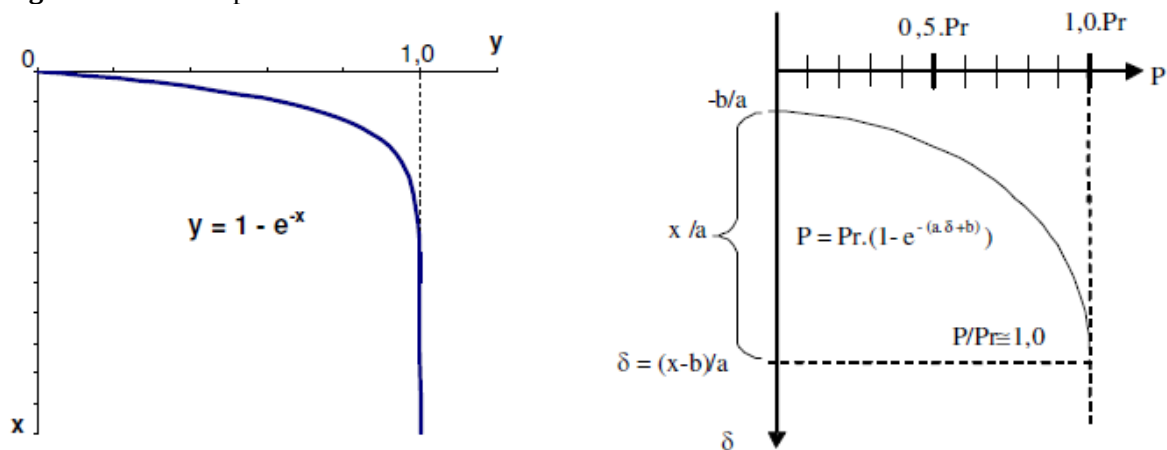
Figura 6: Método de Van der Veen.

Fonte: Hachich *et al* (1998).

Posteriormente, através de manipulações, a expressão que deu origem a curva carga *versus* recalque definida por Van der Veen (1953), foi generalizada por Nelson Aoki, dando início, desta maneira, ao método de Van der Veen generalizado, conforme a Equação (12).

$$P_i = PR(1 - e^{-(aw+b)}) \quad (12)$$

Verifica-se que Aoki introduz um coeficiente “b”, com o intuito de liberar o modelo estabelecido por Van der Veen, onde antes era obrigatório a passagem pela origem do diagrama, gerando um novo gráfico, conforme pode ser notado através da Figura (7), em sua forma original e parametrizada.

Figura 7: Curva exponencial de Van der Veen.

Fonte: Amman (2010 *apud* Amman, 2008).

2.1.4.2 Método do Gráfico de Rigidez de Décourt (1998) e Brierley Modificado (1998)

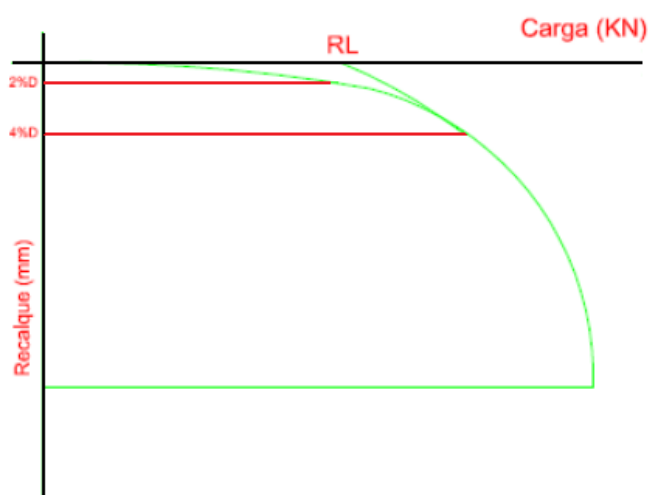
Existem diversas maneiras para a determinação da capacidade de carga da estaca, contudo alguns não possibilitam a separação da resistência total em resistência lateral e resistência de ponta.

Devido a isso, para separar a resistência, alguns métodos são utilizados em conjunto, como é o caso do Gráfico de Rigidez (GR) e o Método de Brierley Modificado (MBM).

Desta maneira, Scallet (2011) cita que realizando a estimativa da resistência lateral, pode-se facilmente obter a resistência de ponta da estaca, apenas subtraindo o valor da resistência lateral da capacidade de carga da estaca, sendo que através disto é possível definir os novos coeficientes de cálculo dos métodos semiempíricos de dimensionamento.

Gonçalves (2006) menciona que o MBM consiste, basicamente, na determinação da parcela de resistência lateral da estaca utilizando os parâmetros de carga *versus* deformação utilizados na prova de carga. De acordo com o autor, para determinar a resistência lateral basta aplicar uma regressão linear dos valores da deformação compreendidos no intervalo de 2% a 4% do diâmetro da estaca, conforme pode ser visualizado na Figura 8.

Figura 8: Método de Brierley Modificado.



Fonte: Scallet (2011)

De maneira semelhante, Scallet (2011) menciona que para fundações que não resultaram na ruptura da prova de carga, como acontece na maioria dos casos, a carga última pode também ser obtida por meio da extrapolação da curva de carga *versus* rigidez, utilizando os valores que mais se aproximam de duas diferentes retas, pois os gráficos resultam em dois

trechos bem definidos, sendo eles o trecho inicial, com grande mobilização de carga e um recalque pequeno, possibilitando determinar a resistência lateral, e um trecho final, com diminuição pouco notável da rigidez e aumento da carga, possibilitando determinar a carga última. Ainda, de acordo com a autora, deve-se utilizar valores de recalque menores que 2% do diâmetro da estaca.

Para utilizar este método, Decourt (1998) define como rigidez a divisão da carga aplicada a uma fundação com seu respectivo recalque, de acordo com a Equação (13):

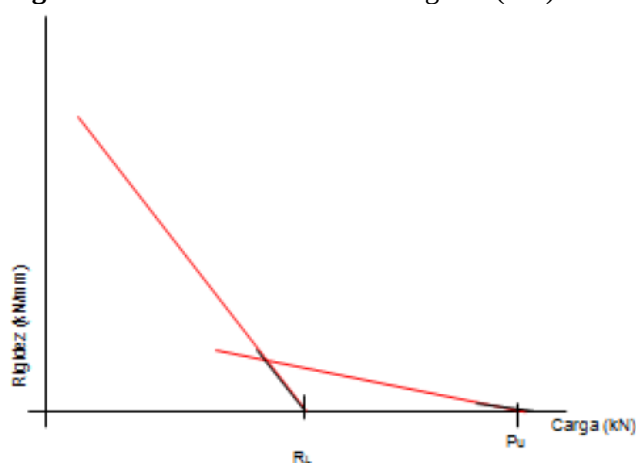
$$Rig = \frac{P}{r} \quad (13)$$

Além disso, de acordo com o autor, a ruptura do elemento estrutural está totalmente ligada a carga última, a qual conduz ao recalque infinito, desta maneira quando o recalque tende ao infinito, a rigidez tende a zero, portanto, vê-se que o valor de rigidez nulo está ligado à carga última.

A aplicação deste método consiste em traçar um gráfico de rigidez, sendo que nos pares ordenados são inseridos os dados referentes a prova de carga, traçando no eixo “x” as cargas obtidas no ensaio e no eixo “y” a respectiva rigidez.

Desta maneira, adotando os parâmetros fornecidos na prova de carga e calculando a rigidez pelo método, quando não ocorre a ruptura do elemento estrutural ensaiado, tem-se um gráfico de maneira semelhante ao indicado na Figura 9.

Figura 9: Método do Gráfico de Rigidez (GR).



Fonte: Scallet (2011).

Cabe ainda salientar que de acordo com Scallet (2011), o Método de Brierley Modificado (MBM) prevê resultados subestimados da resistência lateral, enquanto o Gráfico de Rigidez (GR), prevê resultados superestimados. A autora ainda cita que, para a melhor aplicabilidade do método, além dos valores encontrados no gráfico, deve-se majorar o valor subestimado e minorar o valor superestimado em 10% e determinar a média entre os valores intermediários, ou seja, dos quatro valores obtidos através dos métodos, descartam-se os valores extremos, realizando a média dos valores mais próximos.

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa

Foram realizados ensaios de sondagem à percussão com SPT e prova de carga estática, tratando-se de uma pesquisa experimental, que, segundo Gil (2002), é o experimento que representa o melhor exemplo de pesquisa científica, sendo constituída do delineamento mais prestigiado no meio científico, consistindo em determinar um objeto de estudo, escolher as variáveis que podem influenciá-lo, definir as formas de controle e observar os efeitos que a variável produz no objeto.

Gil (2008), cita que o método experimental consiste em submeter os objetos de estudo à influência de certas variáveis, em condições controladas e conhecidas pelo investigador, para observar os resultados que a variável produz no objeto.

A pesquisa foi analisada pelo método quantitativo, que segundo Gil (2002), é o método em que é possível descrever com precisão os fenômenos, e após o levantamento dos dados, têm-se geralmente tabelas, as quais são analisadas e interpretadas, e através disto é que se procede a redação do trabalho.

Richardson (1999), menciona que o método quantitativo se caracteriza pelo emprego de quantificação, tanto na coleta das informações quanto em sua análise. Ainda de acordo com o autor, o método quantitativo tem a intenção de garantir a precisão dos resultados, evitar a distorção das análises, possibilitando assim uma margem segura quanto às inferências realizadas.

3.1.2 Caracterização da amostra

Para o experimento, foram realizadas uma sondagem à percussão com SPT e uma prova de carga estática lenta, sendo que os experimentos tiveram a realização em um terreno no centro da cidade de Toledo.

O Município de Toledo situa-se na região Oeste do Paraná, distante 555 km da capital do Estado, com uma área territorial de 1.205,501 km². De acordo com o censo demográfico de 2010, do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, o Município de Toledo possui 119.313 habitantes, com população estimada para o ano de 2016 de 133.313 habitantes. A localização da cidade pode ser visualizada através da Figura 10.

Figura 10: Mapa de localização do Município de Toledo-PR.



Fonte: Prefeitura do Município de Toledo (2011).

De acordo com dados da Prefeitura do Município de Toledo (2001), com base na classificação de Köppen, o clima de Toledo-PR é do tipo Cfa, ou seja, subtropical úmido mesotérmico, com verões quentes e geadas pouco frequentes, apresentando tendência de concentração de chuvas nos meses de verão, sem estação seca definida. Apresenta precipitação média anual de 1.800 mm, com evapotranspiração potencial anual de 950 mm.

Além disso, de acordo com o Município de Toledo (2011), o relevo é ondulado constituído por topos arredondados, vertentes curtas e declives que variam entre 8 e 15%, com altitudes entre 500 m a 800 m. Além disto, o solo é classificado como latossolo roxo distrófico.

Segundo a pedologia, o solo designado como latossolo é amplamente empregado no termo de solos lateríticos, os quais, segundo Hachich *et al.* (1998), são típicos da evolução de solos em climas quentes, com regime de chuvas moderadas e intensas, que apresentam em seu estado natural um grande índice de vazios e pouca resistência, porém quando compactados têm sua capacidade de suporte de carga elevada.

A coleta das informações foi realizada no local onde será construído um edifício de múltiplos pavimentos, localizado no centro da cidade de Toledo, Paraná, especificamente na esquina da Rua Santos Dumont com Rua Borges de Medeiros, conforme representado na Figura 11.

Figura 11: Local da realização dos ensaios.



Fonte: Google Maps (2017).

3.1.3 Instrumentos e procedimento para coleta de dados

A coleta dos dados consistiu na realização da sondagem à percussão com SPT e prova de carga estática, para isto foram necessários adotar os procedimentos e instrumentos de acordo

com o estabelecido em normas referentes à realização dos ensaios, conforme apresentado no capítulo 2 deste trabalho.

3.1.3.1 Sondagem à percussão com SPT

A sondagem à percussão com SPT visou a determinação de tipo de solo, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (N), informações intrínsecas ao dimensionamento da estimativa de capacidade de carga através dos métodos semiempíricos.

A realização do ensaio foi cumprida rigorosamente de acordo com a NBR 6484 (2001), a qual prescreve o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos. A aparelhagem necessária adotada também é definida pela norma, a qual lista os componentes de aparelhagem-padrão, composta principalmente pelos seguintes itens:

- a) torre com roldana;
- b) tubos de revestimento;
- c) trado-concha ou cavadeira;
- d) trado helicoidal;
- e) amostrador-padrão;
- f) martelo padronizado para a cravação do amostrador;
- g) medidor de nível d'água;
- h) ferramentas gerais necessárias à operação da aparelhagem.

Além disso, teve-se uma atenção especial quanto aos materiais e dimensões dos equipamentos, os quais obrigatoriamente atenderam as especificações regidas pela norma. Assim, de posse dos materiais supracitados, o procedimento de execução do ensaio obedeceu às diretrizes estabelecidas pela NBR 6484 (2001).

O ensaio consistiu basicamente na cravação de um amostrador padrão no solo através da queda livre na altura de 75cm de um martelo com massa de 65Kg, no qual foram recolhidas amostras metro a metro da perfuração para determinar o perfil do solo e anotados o índice de resistência a penetração (N), dados intrínsecos para utilização nos métodos semiempíricos de dimensionamento de capacidade de carga das estacas.

A sondagem realizada foi do tipo manual, conforme pode ser visualizada na ilustração da Figura 12, vale salientar que a foto não representa a execução no local do ensaio, haja vista o autor não estar presente na hora da execução da sondagem quando realizada.

Figura 12: Sondagem à percussão com SPT.



Fonte: AP&L Geotecnia e Fundações (2017).

Após a realização do ensaio de sondagem e completa coleta dos dados necessários referentes a sondagem à percussão com SPT, estes foram transferidos para um relatório de sondagem, conforme APENDICE A, no qual consta as informações necessárias de acordo com a NBR 6484 (2001), que são: a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

3.1.3.2 Prova de carga estática

O ensaio da prova de carga adotado foi do tipo estática e lenta, com carregamento axial a compressão, o qual foi executado no solo em sua umidade natural, seguindo o recomendado por norma, até a ruptura pelo menos duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho.

A prova de carga foi executada em conformidade com a NBR 12131 (2006), no que se refere aos materiais e procedimentos de execução. Impende ressaltar que a execução do

elemento foi exatamente no mesmo local onde foi realizada a sondagem à percussão com SPT, aumentando desta forma a precisão dos resultados do experimento.

Para a realização do ensaio foram necessários, basicamente, os seguintes itens:

- a) Estacas;
- b) Viga de referência;
- c) Extensômetro analógico;
- d) Macaco hidráulico;
- e) Vigas e tirantes de reação.

O procedimento de execução da prova de carga com carregamento lento é definido pela NBR 12131 (2006), e consistiu em realizar uma estaca teste do tipo hélice contínua, a qual foi submetida a esforços axiais de compressão realizados em estágios iguais e sucessivos através de duas estacas de reação e macaco hidráulico, sendo que a medida dos deslocamentos foi lida imediatamente após a carga aplicada e depois em 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos e 30 minutos, e por fim, a cada 30 minutos, até atingir a estabilização.

A execução dos primeiros procedimentos para o ensaio da prova de carga pode ser visualizada através da Figura 13, na qual é possível verificar a execução da estaca teste do tipo hélice contínua.

Figura 13: Execução da estaca de ensaio.



Fonte: Autor (2017).

Dado o início ao carregamento, foram impostos à estaca um esforço de 50tf, aumentando de maneira gradativa em 50tf, alcançando o esforço nominal previsto em projeto de 250tf, não ocorrendo a ruptura do elemento estrutural.

O procedimento prosseguiu até atingir a carga de 500tf, sendo o recomendado por norma de duas vezes o esforço nominal previsto em projeto, sendo que ainda não ocorreu a ruptura da estaca. Desta maneira, prosseguiu-se o ensaio até 600tf, e não tendo ocorrido a ruptura do elemento, optou-se por finalizar o ensaio, efetuando o descarregamento da estaca.

Já na Figura 14, é possível verificar o desenvolvimento do ensaio, onde já estão executadas a estaca teste, estacas e vigas de reação, na fase em que está sendo aplicado o carregamento na estaca de prova de carga e sendo efetuadas as leituras respectivas do recalque sofrido pela estaca.

Figura 14: Estrutura completa do ensaio da prova de carga.



Fonte: Autor (2017).

Os resultados da prova de carga foram expostos em um relatório, conforme pode ser visualizado no APÊNDICE B, de acordo com a NBR 12131 (2006), contendo as informações necessárias de acordo com normatização.

3.1.4 Análise dos dados

De posse dos parâmetros fornecidos pela sondagem utilizou-se os métodos de dimensionamento para estimativa de capacidade de carga das estacas propostos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), utilizando os coeficientes globais estabelecidos pelos autores. Os cálculos foram realizados por meio do *software* Excel, onde exibiu-se os resultados por meio de tabelas e gráficos, possibilitando realizar a comparação entre os métodos.

Além disso, através dos dados obtidos por meio da prova de carga ensaiada, foram utilizados os parâmetros de carga *versus* deslocamento, e como no ensaio realizado não houve a ruptura da estaca, foram necessários utilizar os métodos, conforme Capítulo 2, para a extrapolação da carga, estimando a carga de ruptura do elemento.

De posse da carga de ruptura prevista pelo método de Van der Veen (1953) e utilizando os métodos do Gráfico de Rigidez e Brierley Modificado, através do software Excel foram estimadas as resistências lateral e de ponta da estaca, possibilitando, desta maneira, o recalculo através dos métodos semiempíricos de dimensionamento, determinando os novos coeficientes de cálculo de acordo com as características do solo da cidade de Toledo.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1 Caracterização do solo local.

A sondagem à percussão com SPT foi realizada no terreno, exatamente no mesmo local de execução da prova de carga, no intuito de maximizar a precisão dos resultados. O ensaio foi realizado até, aproximadamente, 25m de profundidade, sendo que aos 10,70m foi encontrado o nível d'água e através da retirada de amostras do solo no decorrer da sondagem foi possível constatar que o solo da região é predominantemente argiloso.

Durante o procedimento notou-se um aumento significativo de resistência no decorrer da perfuração, sendo que a partir dos 15m considerou-se suficiente para a execução da prova de carga. Pode-se verificar as informações referentes ao ensaio de sondagem à percussão através da Figura 15.

Figura 15: Resumo da sondagem.

Nsot	COTA	CARACTERÍSTICA
0		ARGILA, COR MARROM AVERMELHADA, OCORRÊNCIA DE GRÂNULOS DE QUARTZITO, CONSISTÊNCIA MOLE A RIJA
3		
5		
8		
8		
9		
10		
12		
13		ARGILA, TONALIDADE MARROM AVERMELHADA, ALTERAÇÕES PONTUAIS ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES CLARAS, OCORRÊNCIA DE GRÂNULOS DE QUARTZO, CONSISTÊNCIA RIJA
14	-10	
14		
15		
16		
17		
21		
31	-15	
33		ARGILA A ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E PONTUAIS ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS OCASIONALMENTE EM FORMA DE FEIXES, CONSISTÊNCIA RIJA A DURA
35		
36		
44		
47		
62		
65		
75		
93		
125	-25	

Fonte: Autor (2017).

4.1.2 Estimativa da capacidade de carga da estaca utilizando a sondagem SPT.

Através dos parâmetros obtidos pela sondagem à percussão com SPT, foram estimadas as capacidades de carga das estacas pelos métodos clássicos de dimensionamento, por meio de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Através da Tabela 9 é possível verificar a carga de ruptura e a carga admissível, bem como as resistências de ponta e lateral no decorrer da profundidade. A carga admissível, para o método de Aoki e Velloso (1975) foi calculada considerando o fator de segurança igual a 2, conforme normatização, além dessa verificação, para o método de Décourt e Quaresma (1978), foram aplicados os coeficientes de resistência de ponta, igual a 4,0 e lateral, igual a 1,3, e utilizado o menor valor entre as duas verificações.

Os valores de resistência total (R total) dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), desconsiderando os fatores de segurança, resultaram em, respectivamente, 3.484,91kN e 3.396,05kN, totalizando uma diferença de apenas 88,86kN.

Tabela 9: Resultado dos dimensionamentos da capacidade de carga da estaca.

Prof.(m)	Aoki e Velloso (1975)				Décourt e Quaresma (1978)			
	Rp (kN)	RI (kN)	R total (kN)	P adm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	R total (kN)	P adm (kN)
1	150,80	22,62	173,42	86,71	241,27	0,00	241,27	60,32
2	251,33	60,32	311,65	155,83	321,70	0,00	321,70	80,42
3	402,12	120,64	522,76	261,38	422,23	69,81	492,04	159,26
4	402,12	180,96	583,08	291,54	502,66	145,21	647,87	237,36
5	452,39	248,81	701,20	350,60	542,86	225,64	768,50	309,28
6	502,65	324,21	826,86	413,43	623,29	310,81	934,10	394,91
7	603,19	414,69	1017,88	508,94	703,72	401,76	1105,48	484,98
8	653,45	512,71	1166,16	583,08	784,14	498,11	1282,25	579,19
9	703,72	618,27	1321,99	661,00	824,35	599,57	1423,92	667,30
10	703,72	723,82	1427,54	713,77	864,56	705,13	1569,69	758,55
11	753,98	836,39	1590,37	795,19	904,78	814,80	1719,58	852,96
12	804,25	957,56	1761,81	880,91	965,10	927,89	1892,99	946,50
13	854,51	1085,73	1940,24	970,12	1085,74	1043,89	2129,63	1064,81
14	1055,58	1244,07	2299,65	1149,83	1387,33	1162,37	2549,70	1240,97
15	1558,23	1477,81	3036,04	1518,02	1709,03	1283,01	2992,04	1414,19
16	1824,64	1660,27	3484,91	1742,46	1990,52	1405,53	3396,05	1578,81

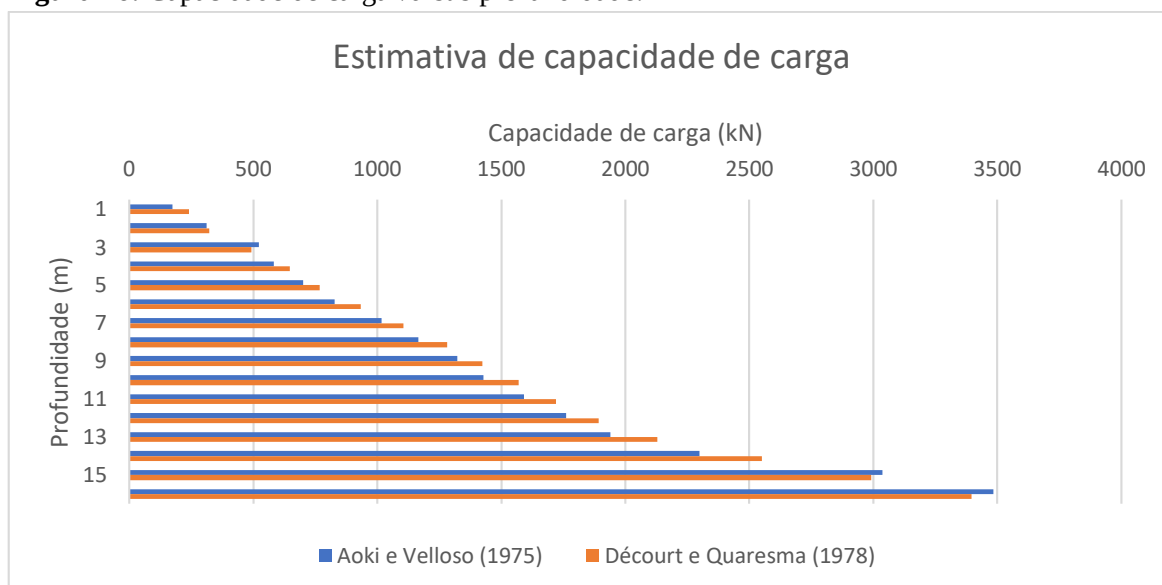
Fonte: Autor (2017).

Por meio do dimensionamento, é possível verificar que para a profundidade de execução da prova de carga, os métodos possuem uma variação de cerca de 18% para a resistência lateral e aproximadamente 9% para a resistência de ponta, e ainda, no que se refere a carga total estimada, a variação da resistência final é de cerca de 2,62%.

Considerando os fatores de segurança, a resistência final constatada por Aoki e Velloso foi de 1742,45kN, e Décourt e Quaresma de 1578,81kN, totalizando uma diferença de 163,64kN entre os métodos. Por meio disto e analisando os meios propostos pelos métodos, pode-se concluir que o método de Aoki e Velloso (1975) tem um grau de conservadorismo mais elevado.

Através da Figura 16 é possível notar que o dimensionamento da estimativa da capacidade de carga de estacas dos autores Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) tem seu resultado semelhante, ora um método estima maior capacidade de carga, ora outro, mas na maior parte das profundidades os métodos são equivalentes.

Figura 16: Capacidade de carga versus profundidade.



Fonte: Autor (2017).

4.1.3 Dados da prova de carga estática.

Com a execução da prova de carga estática, do tipo lenta, foram obtidos os dados referentes a carga aplicada e seu respectivo deslocamento. Foram anotados os recalques na sua aplicação e na estabilidade do elemento, bem como o tempo e a média destes, gerando assim o

resumo que pode ser verificado através da Tabela 10, sendo que os dados completos da prova de carga podem ser visualizados através do APÊNDICE B.

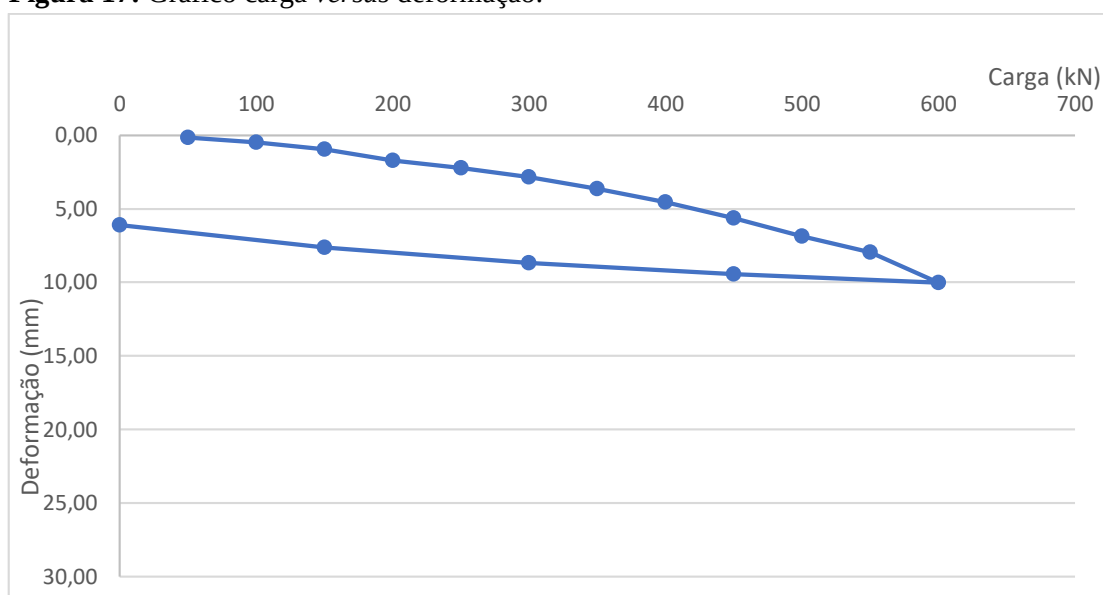
Tabela 10: Resultado da prova de carga estática lenta.

ETAPA	CARGA (tf)	RECALQUE (mm)
1	50	0,14
2	100	0,49
3	150	0,96
4	200	1,71
5	250	2,21
6	300	2,83
7	350	3,63
8	400	4,56
9	450	5,64
10	500	6,86
11	550	7,95
12	600	10,01
13	450	9,44
14	300	8,69
15	150	7,62
16	0	6,11

Fonte: Autor (2017).

Diante da execução da prova de carga, nota-se que o elemento estrutural não veio a ruptura, ainda que imposto uma carga de 600tf, excedendo em 350tf a carga nominal prevista em projeto, a qual era de 250tf. Deste modo, impende salientar que a parada do ensaio atendeu o critério estabelecido pela NBR 6122 (2010), que menciona que o experimento deve ocorrer até no mínimo duas vezes a carga nominal, caso não haja a ruptura da estaca.

De posse dos dados oriundos da prova de carga, foi traçado a curva de carga *versus* deformação obtidos *in loco*, conforme Figura 17.

Figura 17: Gráfico carga *versus* deformação.

Fonte: Autor (2017).

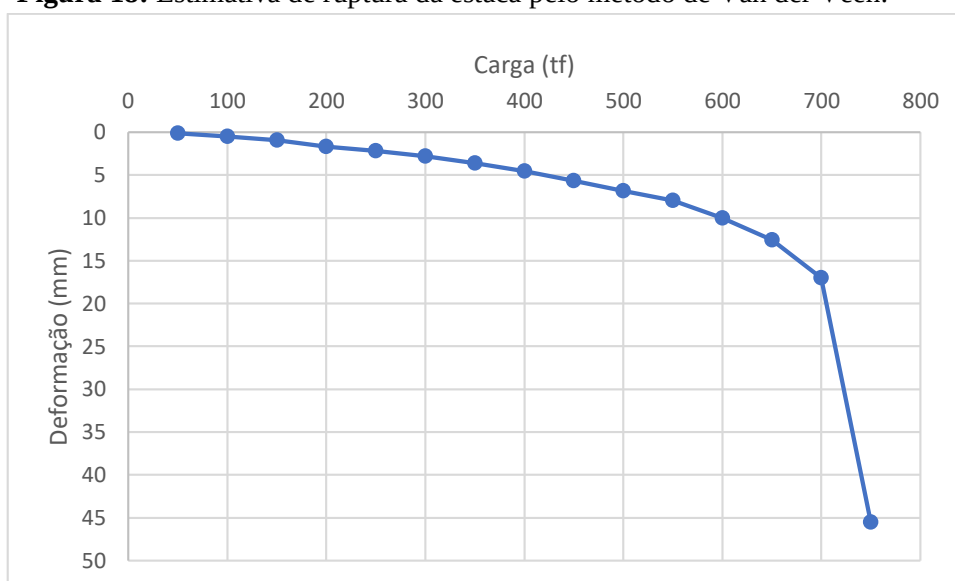
Como não houve a ruptura do elemento, tornou-se necessário a execução de métodos de previsão de ruptura de estacas, utilizando assim, o método de Van der Veen (1953).

De acordo com a aplicação do método proposto pelo autor, por meio das Equações 10 e 12, apresentadas no Capítulo 2, foram calculados os parâmetros de α e b , resultando nos coeficientes com valores de 0,1567 e 0,0489, respectivamente.

Desta maneira, através dos dados de carga versus deformação informados na Figura 17 e utilizando o método de Van der Veen (1953), foi definida a previsão de carga de ruptura do elemento estrutural, a qual resultou na carga total de 750tf, o que pode ser visualizado por meio da Figura 18, na qual é perceptível a verificação da atuação da resistência lateral e resistência de ponta, bem como a queda brusca e aumento excessivo da deformação, indicando a ruptura do elemento.

Para a utilização do método, foram inseridos no gráfico de Van der Veen (1953) os pares de carga *versus* deformação obtidos na prova de carga, a qual chegou a carga máxima de 600tf, e posterior a isso foram calculadas novas deformações para cargas superiores ao valor de 600tf, e traçado o gráfico, no qual é possível perceber uma significativa deformação entre as cargas de 700tf e 750tf, momento o qual o autor define como a carga de ruptura do elemento.

Figura 18: Estimativa de ruptura da estaca pelo método de Van der Veen.



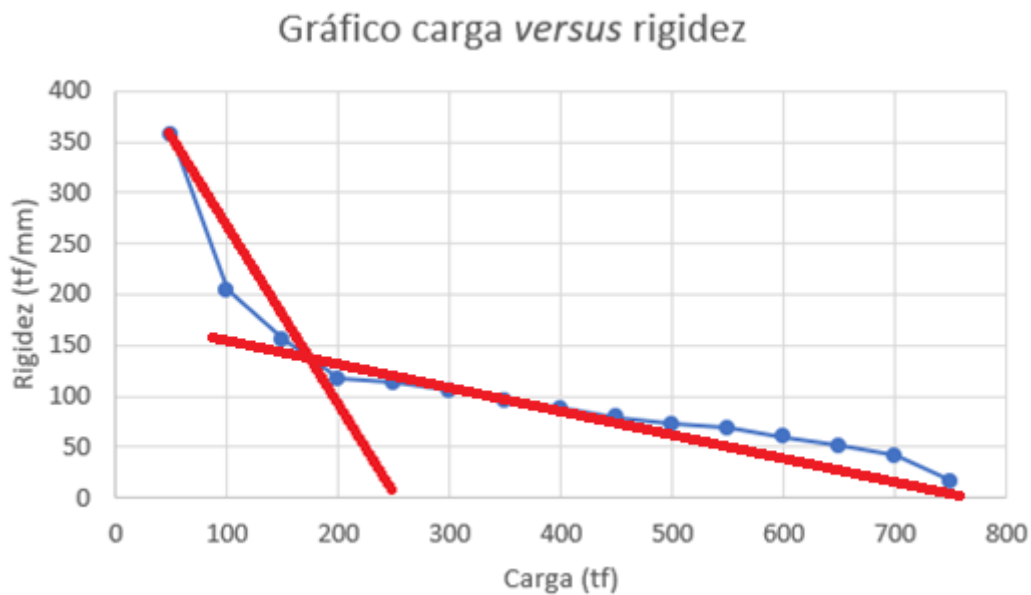
Fonte: Autor (2017).

4.1.4 Determinação da resistência lateral, resistência de ponta e coeficiente de correção.

Além do exposto, para a correção dos coeficientes de dimensionamento, utilizou-se os métodos de Brierley Modificado (MBM) e Gráfico de Rigidez (GR), possibilitando utilizar os dados de previsão de ruptura do elemento através dos parâmetros de carga *versus* deformação, oriundos do método de Van der Veen (1953), obtendo desta maneira a separação da resistência total da estaca em resistência lateral e resistência de ponta.

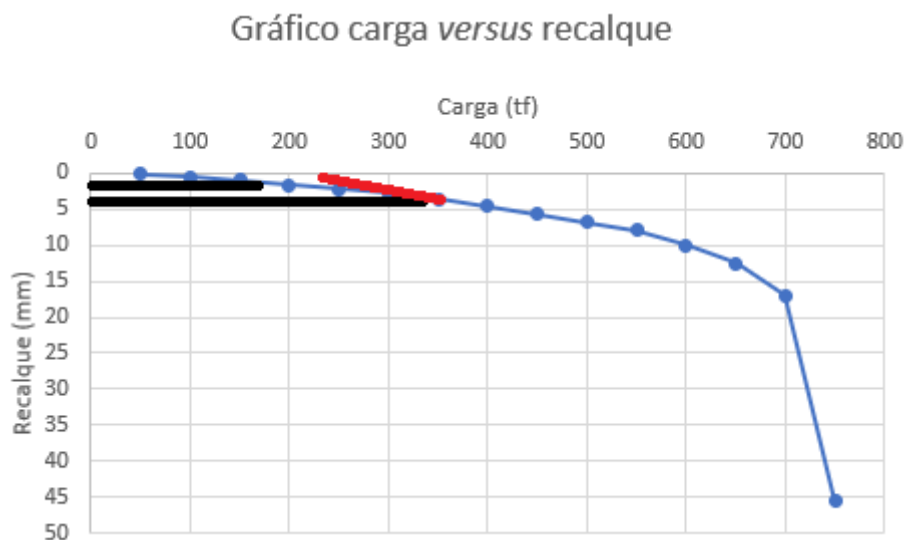
O dimensionamento através do Gráfico de Rigidez (GR) segue conforme Figura 19, onde foram utilizados valores de rigidez e carga aplicada, resultando em um gráfico de nítida percepção da separação da resistência lateral e resistência de ponta.

É possível verificar a definição dos dois trechos de resistência, sendo que no primeiro, referente a resistência lateral, nota-se grande mobilização de carga e um pequeno recalque, trecho no qual traça-se uma reta, sendo que a resistência lateral é definido através do valor em que a reta toca o eixo, totalizando, neste caso, 250tf.

Figura 19: Gráfico de Rigidez (GR).

Fonte: Autor (2017).

O resultado obtido por meio do MBM segue conforme Figura 20, onde foi realizada uma regressão linear dos valores de deformação compreendidos entre 2% e 4% do valor do diâmetro da estaca, traçando-se uma reta neste intervalo, sendo a resistência lateral o valor em que a reta toca no eixo, totalizando em uma resistência lateral de 230tf.

Figura 20: Método de Brierley Modificado.

Fonte: Autor (2017).

Desta maneira, adotando o sugerido por Décourt (2008), foram utilizados o valor de resistência lateral obtido por meio do Gráfico de Rigidez (RG) e o mesmo valor minorado em

10%, bem como o valor de resistência lateral obtido pelo Método de Brierley Modificado (MBM) e o seu valor majorado em 10%, tendo, respectivamente, 250 tf, 225tf, 230tf e 253tf.

Com isso, para a determinação final do valor de resistência lateral, excluíram-se os valores extremos e foi realizada a média dos valores intermediários, tendo uma resistência lateral de 227,5 tf, e subtraindo o valor da resistência total da estaca definida pelo método de Van der Veen, obteve-se um valor de resistência de ponta de 522,5 tf.

Por fim, foram utilizados os valores supracitados referente a resistência lateral e de ponta e recalculados, através dos métodos semiempíricos de dimensionamento de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Para isto, foram igualados os valores de resistência lateral e de ponta obtidos pelos métodos do Gráfico de Rigidez (GR) e Método de Brierley Modificado (MBM) às fórmulas dos métodos semiempíricos e substituído todos os valores, ficando os valores dos coeficientes a serem encontrados em evidência, determinando assim os coeficientes corrigidos, sendo o resultado apresentando conforme Tabela 11.

Tabela 11: Definição dos coeficientes dos métodos semiempíricos.

Método	Coeficientes	
Aoki e Velloso (1975)	F1(original)	F2(original)
	2,00	4,00
	F1(ajustado)	F2(ajustado)
	0,70	2,92
Décourt e Quaresma (1978)	α (original)	β (original)
	0,30	1,00
	α (ajustado)	β (ajustado)
	0,79	1,62

Fonte: Autor (2017).

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS OU CONCLUSÃO

A estimativa de capacidade de carga referentes a resistência lateral e de ponta, para a estaca do tipo hélice contínua, moldada *in loco*, no solo da cidade de Toledo, estado do Paraná, dimensionadas através dos métodos semiempíricos de dimensionamento, clássicos e largamente difundidos no Brasil, apresentaram-se grandemente conservativos em relação aos resultados encontrados.

Os valores encontrados para o coeficiente α , referente a resistência de ponta e β , referentes a resistência lateral, foram de 0,79 e 1,62, apresentando divergência elevada dos valores propostos pelos autores Décourt e Quaresma (1978), podendo-se concluir, desta maneira, conservativos em relação ao solo da cidade de Toledo-PR.

De maneira análoga, os valores encontrados para o coeficiente F1, referente a resistência de ponta e F2, referente a resistência lateral, foram de 0,70 e 2,92, apresentando também divergência elevada dos valores propostos pelos autores Aoki e Velloso (1975), desta maneira também é possível afirmar o alto nível de conservadorismo dos coeficientes propostos pelos autores.

Ainda, através do redimensionamento foi possível verificar que a estimativa de carga através do método de Aoki e Velloso (1975), que possui uma proporção para os coeficientes de $F2=2.F1$, não foi atendida para o solo laterítico estudado.

Vale a pena ressaltar que a grande divergência dos valores encontrados tem influência devido à resistência de ponta da estaca de prova de carga ser mais de duas vezes a previsão dos métodos semiempíricos de estimativa da capacidade de carga, sendo necessário desta maneira, para garantir a efetividade deste estudo, realizar outras provas de carga e confrontar os valores encontrados.

Diante disto, é possível afirmar que os resultados obtidos pelos métodos semiempíricos são perfeitamente compreensíveis, haja vista que os coeficientes adotados pelos autores são gerais e nacionais, o que tende a tornar o dimensionamento conservador, no intuito de preservar a segurança do elemento em locais com solos de características diferentes dos locais de sua criação.

Por fim, impende salientar que os valores obtidos são orientativos, necessitando, desta maneira, de maiores estudos para confirmar a aplicabilidade prática na região da cidade de Toledo, no estado do Paraná.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugestão a; Realizar o ensaio em diferentes locais da cidade de Toledo-PR;

Sugestão b; Realizar uma quantidade superior de prova de carga, comparando o resultado;

Sugestão c; Utilizar outros métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga de estacas e comparar com a prova de carga;

Sugestão d; Realizar prova de carga com outro tipo de estaca.

REFERÊNCIAS

AMANN, Kurt André Pereira. **Metodologia semiempírica unificada para estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas - Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 2 ed. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. 2. ed. São Paulo: Edgar Blücher, 1997.

BORJAILLE ALLEDI, C.T.D.; POLIDO, U.F.; MINETTE, E.; ALBUQUERQUE, P.J.R.. Estaca hélice contínua instrumentada: previsão de carga de ruptura por métodos semiempíricos vs prova de carga. **Geotecnia** (Lisboa), v. 135, p. 115-128, 2015.

CABETTE, Jean Felix. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 f.

DÉCOURT, L. (2008). Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE, 2008 São Paulo/SP. **Anais...** V.1 p. 221-245.

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GIL, Antonio Carlos. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. 6. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

GONÇALVES, Rafael Leite. **Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/PR**. 2006. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Edificações e Saneamento, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2006.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 f.

LIMA, Valmiqui Costa; LIMA, Marcelo Ricardo de; MELO, Vander de Freitas. **Conhecendo os principais solos do Paraná**. Curitiba: Carvalho, 2012.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 121 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MIGUEL, Miriam Gonçalves et al. Adaptação de métodos semi-empíricos para estimar capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro no solo de Londrina, Estado do Paraná. **Acta Scientiarum. Technology**, Maringa, v. 27, n. 2, p.155-165, 27 mar. 2005. Universidade Estadual de Maringa.

OLIVEIRA, Clayton Reis de. **Prova de carga em estruturas de concreto**. 2017. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

OLIVEIRA, Clayton Reis de; MORENO JUNIOR, Armando Lopes. Considerações sobre prova de carga em estruturas de concreto. **Revista Escola de Minas**, Ouro Preto, v. 60, n. 1, p.29-36, mar. 2007.

PASCHOALIN FILHO, J.A.; CARVALHO, D.; NOGUEIRA, R. R. C.; ALBUQUERQUE, P. J.R.. Comportamento à tração de estacas tipo hélice contínua executadas em solo de diabásio. *Exacta* (São Paulo. Impresso), v. 6, p. 75-82, 2008.

PEREIRA, Diego Fernando. **Mapeamento Geotécnico: Estudo das propriedades geotécnicas do solo de Toledo-PR**. 2016. 81 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Assis Gurgacz, Cascavel, 2016.

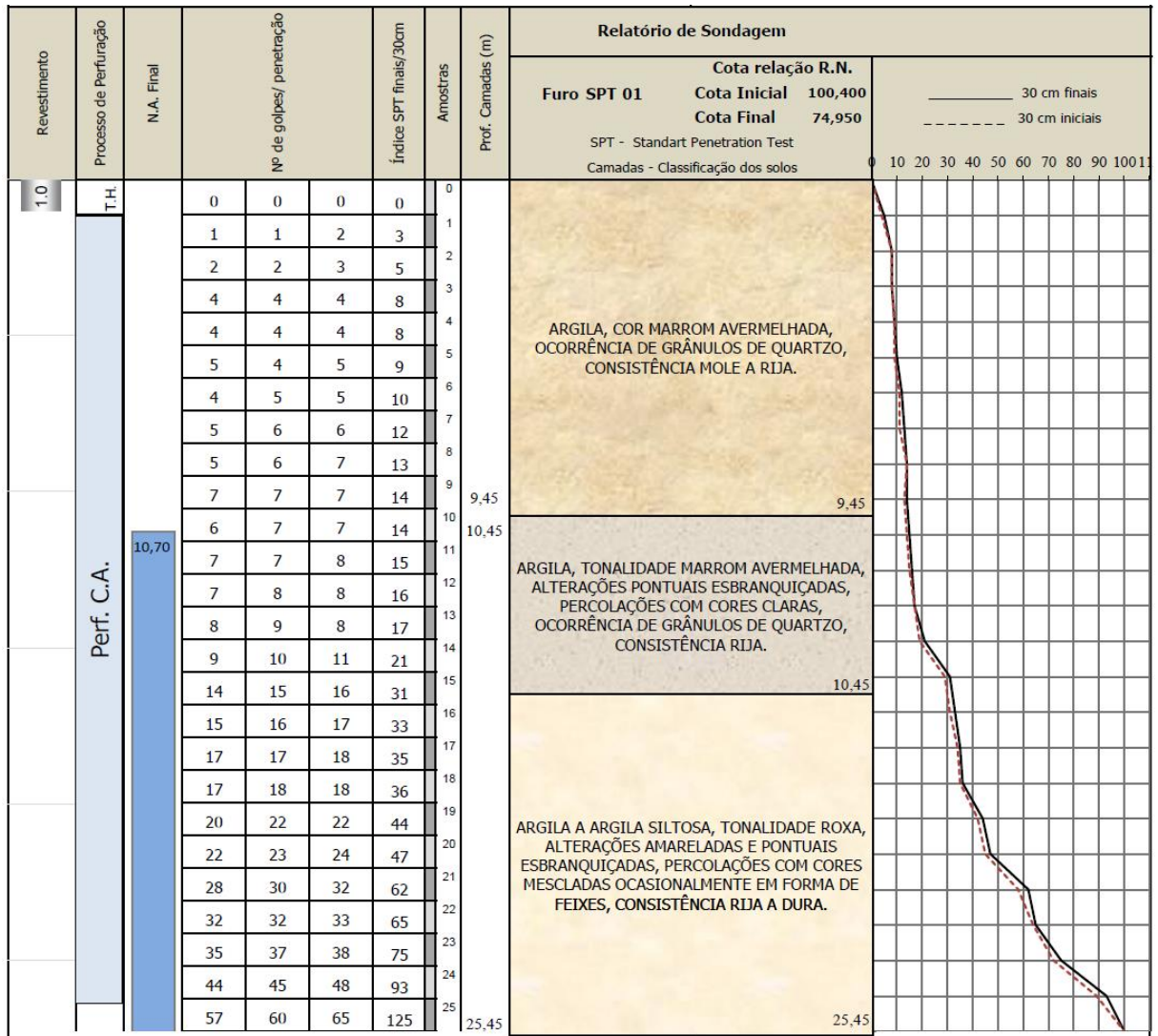
RICHARDSON, Roberto Jarry. **Pesquisa social: Métodos e técnicas**. 3. ed. São Paulo: Atlas, 1999. 394 f.

RODRIGUEZ, Tiago Garcia; RAMOS, Cristiano. O verdadeiro potencial da prova de carga estática. **Fundações e Obras Geotécnicas**, São Paulo, p.56-63, 2012.

ROCHA, Mirella Talitha. Sondagem do tipo SPT – Considerações para a execução de estacas tipo hélice contínua. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2014, Goiânia. COBRAMSEG, 2014. Rio de Janeiro: ABMS. 2014. V. Único. p. 1-8

TOLEDO. Prefeitura. Secretarial Municipal do Meio Ambiente. **Plano Municipal de Gerenciamento dos Resíduos Sólidos**. 2011. Disponível em: <<https://www.toledo.pr.gov.br/sites/default/files/book/schererpmgrstoledo06setembro2007alteracao02.pdf>>. Acesso em: 20 maio 2017

APÊNDICE A – BOLETIM DE SONDAAGEM



APÊNDICE B – PROVA DE CARGA

ETAPA	CARGA	PRESSÃO	RECALQUE	TEMPO	DEFORMAÇÕES ACUMULADAS				
Nº	tf	kg/cm2	NA ETAPA	HORA	A	B	C	D	MÉDIA
			INÍCIO	00:00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	50	52	APLICAÇÃO	00:01	0,08	0,17	0,17	0,18	0,15
	50		ESTABILIDADE	00:31	0,08	0,15	0,17	0,16	0,14
2	100	103	APLICAÇÃO	00:32	0,32	0,46	0,46	0,46	0,43
	100		ESTABILIDADE	01:02	0,40	0,50	0,55	0,51	0,49
3	150	155	APLICAÇÃO	01:03	0,74	0,85	0,89	0,88	0,84
	150		ESTABILIDADE	01:33	0,83	0,97	1,04	1,00	0,96
4	200	206	APLICAÇÃO	01:34	1,29	1,46	1,52	1,51	1,45
	200		ESTABILIDADE	02:04	1,55	1,72	1,80	1,75	1,71
5	250	258	APLICAÇÃO	02:05	1,90	2,06	2,14	2,12	2,06
	250		ESTABILIDADE	02:35	2,06	2,23	2,28	2,26	2,21
6	300	309	APLICAÇÃO	02:36	2,40	2,59	2,65	2,66	2,58
	300		ESTABILIDADE	03:06	2,67	2,84	2,91	2,90	2,83
7	350	361	APLICAÇÃO	03:07	3,15	3,31	3,39	3,39	3,31
	350		ESTABILIDADE	04:07	3,55	3,63	3,67	3,68	3,63
8	400	412	APLICAÇÃO	04:08	4,11	4,26	4,32	4,35	4,26
	400		ESTABILIDADE	05:08	4,37	4,60	4,63	4,63	4,56
9	450	464	APLICAÇÃO	05:09	4,96	5,01	5,08	5,11	5,04
	450		ESTABILIDADE	06:09	5,54	5,62	5,69	5,71	5,64
10	500	515	APLICAÇÃO	06:10	6,20	6,29	6,36	6,43	6,32
	500		ESTABILIDADE	07:10	6,75	6,77	6,92	7,00	6,86
11	550	567	APLICAÇÃO	07:11	7,48	7,49	7,62	7,74	7,58
	550		ESTABILIDADE	08:11	7,90	7,88	7,93	8,10	7,95
12	600	619	APLICAÇÃO	08:12	8,65	8,62	8,68	8,87	8,71
	600		ESTABILIDADE	09:12	10,08	9,95	9,87	10,12	10,01
13	450	464	APLICAÇÃO	09:13	9,55	9,43	9,34	9,50	9,46
	450		ESTABILIDADE	09:28	9,55	9,42	9,32	9,48	9,44
14	300	309	APLICAÇÃO	09:29	8,75	8,71	8,64	8,74	8,71
	300		ESTABILIDADE	09:44	8,74	8,68	8,61	8,72	8,69
15	150	155	APLICAÇÃO	09:45	7,65	7,71	7,69	7,72	7,69
	150		ESTABILIDADE	10:00	7,59	7,64	7,61	7,63	7,62
16	0	0	APLICAÇÃO	10:01	6,24	6,28	6,27	6,28	6,27
	0		ESTABILIDADE	11:01	6,10	6,12	6,11	6,12	6,11