

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

BRUNA CAROLINA DE SOUZA

MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS: UM
ESTUDO DE CASO DAS FUNDAÇÕES DE DOIS VIADUTOS LOCALIZADOS NA
RODOVIA BR-376/PR

Joinville

2020

BRUNA CAROLINA DE SOUZA

MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS: UM
ESTUDO DE CASO DAS FUNDAÇÕES DE DOIS VIADUTOS LOCALIZADOS NA
RODOVIA BR-376/PR

Trabalho apresentado como requisito para
obtenção do título de bacharel no Curso de
Graduação em Engenharia Civil de
Infraestrutura do Centro Tecnológico de
Joinville da Universidade Federal de Santa
Catarina.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2020

BRUNA CAROLINA DE SOUZA

MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS: UM
ESTUDO DE CASO DAS FUNDAÇÕES DE DOIS VIADUTOS LOCALIZADOS NA
RODOVIA BR-376/PR

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 19 de novembro de 2020.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcelo Heidemann
Orientador/Presidente
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dra. Helena Paula Nierwinski
Membro da banca
Universidade Federal de Santa Catarina

Me. Eng. Samuel Maggioni Mezzomo
Membro da banca
Arteris Litoral Sul

AGRADECIMENTOS

Após a finalização de um trabalho como esse, vem na memória toda a trajetória que percorri até chegar nesse momento. Agradeço imensamente aos meus pais, Jorge e Tânia, e à minha irmã, Paula, por todo suporte que me ofereceram para que eu pudesse me dedicar aos estudos e completar minha graduação na Universidade Federal de Santa Catarina. Por entenderem a minha rotina de estudos e me incentivarem em todos os momentos. Obrigada por sempre acreditarem que tudo isso era possível e por me concederem meios para tanto.

Agradeço ao meu namorado, Marcus, pela paciência e pelo otimismo, por ser minha alegria em meio ao estresse dos estudos, por dividir comigo a experiência de estudar na UFSC e por sempre ter me passado a certeza de que tudo daria certo.

No meio acadêmico, agradeço a todos amigos, colegas e professores que me acompanharam, em especial ao meu orientador de TCC, Prof. Dr. Marcelo Heidemann por ter aceitado meu convite de orientação e por ter me auxiliado não apenas nesse processo do TCC, mas em todas disciplinas ministradas e outros assuntos pertinentes à graduação, sempre com muita paciência e atenção. Obrigada também à Prof. Dra. Helena Paula Nierwinski por ter aceitado o convite de ser membro da banca e por sempre estar disponível quando eu precisei de auxílio no entendimento sobre solos.

Agradeço à Arteris Litoral Sul pela disponibilização dos dados utilizados nesse trabalho, e especialmente agradeço ao Me. Eng. Samuel Maggioni Mezzomo, que foi meu supervisor de estágio e membro da banca, por sempre ter compartilhado comigo seus conhecimentos profissionais e ter me oferecido longas explicações em todos momentos que precisei. Também agradeço ao geólogo Fabio Madeira, o qual sempre dedicou seu tempo para solucionar muitas dúvidas minhas sobre solos e sobre esse trabalho.

Agradeço à Universidade Federal de Santa Catarina pela oportunidade da graduação, serei sempre grata e lembrarei com carinho de todos os amigos, colegas e professores que estiveram comigo nessa jornada.

“The art of ground engineering lies in the ability to combine the established principles of soil mechanics with experience and judgement.” (BURLAND, 1973).

RESUMO

É frequente o emprego de instrumentos de controle de execução de fundações profundas para aferição da capacidade de carga geotécnica da fundação em campo. Essa prática se tornou importante, visto que os métodos de previsão de capacidade de carga a nível de projeto apresentam incertezas relacionadas aos parâmetros adotados no cálculo. Assim, este trabalho analisa o desempenho apresentado por diferentes métodos de previsão de capacidade de carga de fundações profundas, tendo como referência resultados de provas de carga dinâmica. Para isso, foi realizado um estudo de caso do projeto e execução das fundações de estacas metálicas tipo H de dois viadutos localizados nos municípios de São José dos Pinhais e Tijucas do Sul, no estado do Paraná. A partir dos resultados dos ensaios de Standard Penetration Test (SPT), foram definidos os perfis estratigráficos representativos dos terrenos e estimados os parâmetros geotécnicos necessários para cálculo. A previsão da capacidade de carga das fundações foi realizada pelo método analítico de Terzaghi (1943) para resistência de ponta e pelos métodos citados por Velloso e Lopes (2010) e Viajayvergiya e Focht (1972) para a resistência por atrito lateral. Os métodos semiempíricos utilizados foram Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Concluiu-se que, em termos de carga de ruptura, o método analítico se mostrou o mais conservador, seguido pelo método Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), o mais arrojado. No entanto, as parcelas de resistência de ponta e resistência por atrito lateral calculadas mostraram elevadas divergências com as parcelas mobilizadas nas provas de carga dinâmica. Devido às estacas metálicas do estudo de caso serem estacas de ponta aberta, os cálculos foram feitos de acordo com a recomendação de Salgado (2006) na adoção da geometria da seção transversal, em que a depender do tipo de solo utiliza-se a área e perímetro do perfil H ou do retângulo envolvente. Ao notar as disparidades dos resultados das parcelas de resistência, procedeu-se uma segunda análise pelo método Décourt-Quaresma (1975), que resultou em mais dois valores de capacidade de carga, um utilizando a geometria do perfil H e outro utilizando a geometria do retângulo envolvente, sem considerar o tipo de solo. Novamente observou-se significativas divergências dos resultados das parcelas de resistência quando comparados com os resultados das provas de carga dinâmica. Entretanto, resultados satisfatórios de carga de ruptura foram obtidos ao utilizar a geometria do perfil H.

Palavras-chave: Fundações profundas. Estacas metálicas. Capacidade de carga. Prova de carga dinâmica.

ABSTRACT

The use of field instrumentation to control the execution of deep foundations is frequent to measure the geotechnical ultimate load capacity of foundations. This technique became important, because there are uncertainties related to the parameters involved in the formulations used to estimate the ultimate load capacity of piles. Therefore, this work analyses the performance of several methods used to estimate the ultimate load capacity of piles, comparing the results of the calculations with the results of dynamic load tests (PDA). For this, this work presents the case study of the design and execution of the steel H-section piles of two highway viaducts, located in the cities of São José dos Pinhais and Tijucas do Sul, state of Paraná. Using the Standard Penetration Tests (SPT) results, stratigraphic profiles of the area were determined and the geotechnical parameters of the soils behavior were estimated. The ultimate load capacity of the piles was calculated using the analytical method of Terzaghi (1943) to estimate the ultimate base resistance, and the method cited by Velloso and Lopes (2010) and Vijayvergiya e Focht (1972) to estimate the ultimate shaft resistance. The semiempirical methods used were Aoki and Velloso (1975) e Décourt and Quaresma (1978). In terms of ultimate load capacity, it was concluded that the analytical methods were the most conservative, followed by Aoki and Velloso (1975) method and Décourt and Quaresma (1978) method. However, significant divergences were obtained between the ultimate base and shaft resistance calculated and the dynamics load tests results. Due to the fact that steel H-section piles are an open-ended piles, for the ultimate load capacity calculations it was used the recommendation from Salgado (2006), which considers that the H-pile cross-sectional area depends on the type of soil. Considering the significant divergences of the results mentioned above, a second analysis was conducted using the Décourt and Quaresma (1978) method and two results for the ultimate load capacity were obtained, one considering the actual H-pile cross-sectional area and the other considering the gross sectional area, without considering the type of soil. It was noticed again significant divergences between the ultimate base and shaft resistance calculated and dynamics load tests results. However, the most satisfactory results of ultimate load capacity were obtained using the actual H-pile cross-sectional area.

Keywords: Deep foundations. Steel piles. Ultimate load capacity. Dynamic load tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Resistências na interação estaca-solo sob a aplicação de uma carga axial	16
Figura 2 – Perfis metálicos mais utilizados.....	17
Figura 3 – Equipamento utilizado no ensaio de SPT.....	19
Figura 4 - Resistência não-drenada de argilas proposta por Stroud (1974)	22
Figura 5 - Geometrias para o cálculo da resistência de ponta e resistência lateral de acordo com o tipo de solo para estacas com perfil H.....	25
Figura 6 – a) medida simples da nega; b) medida da nega e do repique	33
Figura 7 – Esquema de execução de prova de carga dinâmica	35
Figura 8 - Curvas típicas de força e velocidade x impedância	36
Figura 9 - Curva carga x deslocamento com ruptura bem definida.....	38
Figura 10 – Localização dos viadutos em estudo	39
Figura 11 - Unidades geológicas da região de estudo.....	40
Figura 12 – Localização do Viaduto 1	41
Figura 13 – Locação das estacas e da sondagem do apoio central do Viaduto 1	42
Figura 14 - Boletim de sondagem SPT 02 do apoio central do Viaduto 1.....	43
Figura 15 – Localização do Viaduto 2.....	44
Figura 16 – Locação das estacas e da sondagem do apoio central do Viaduto 2	44
Figura 17 - Boletim de sondagem SPT 05 do apoio central do Viaduto 2.....	45
Figura 18 – Fluxograma das etapas da metodologia desse trabalho	46
.....	46
Figura 19 – Perfil metálico.....	52
Figura 20 - Mapeamento das sondagens SPT do Viaduto 1	54
Figura 21 - Corte AA do Viaduto 1	55
Figura 22 - Mapeamento das sondagens SPT do Viaduto 2	56
Figura 23 - Corte AA do Viaduto 2	56
Figura 24 – Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida por métodos analíticos para o Viaduto 1.....	59
Figura 25 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida pelo método Aoki-Velloso para o Viaduto 1.....	60
Figura 26 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida pelo método Décourt-Quaresma para o Viaduto 1	61

Figura 27 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida por métodos analíticos para o Viaduto 2.....	62
Figura 28 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida pelo método Aoki-Velloso para o Viaduto 2.....	63
Figura 29 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida pelo método Décourt-Quaresma para o Viaduto 2	64
Figura 30 – Distribuição das cargas de ruptura ao longo da profundidade calculada pelos métodos estáticos para o Viaduto 1	65
Figura 31 - Distribuição das cargas de ruptura ao longo da profundidade calculada pelos métodos estáticos para o Viaduto 2	66
Figura 32 – Gráfico dos resultados de capacidade de carga calculados por métodos estáticos e das provas de carga dinâmica do Viaduto 1	67
Figura 33 - Gráfico dos resultados de capacidade de carga calculados por métodos estáticos e das provas de carga dinâmica do Viaduto 2	69
Figura 34 - Gráfico dos resultados de capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma para variadas geometrias de seção transversal adotadas para o Viaduto 1	72
Figura 35 - Gráfico dos resultados de capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma para variadas geometrias de seção transversal adotadas para o Viaduto 2	74
Figura 36 – Distribuição da carga de ruptura ao longo da profundidade calculada pelo método Décourt-Quaresma utilizando diferentes geometrias de seção transversal para o Viaduto 1	75
Figura 37 - Distribuição da carga de ruptura ao longo da profundidade calculada pelo método Décourt-Quaresma utilizando diferentes geometrias de seção transversal para o Viaduto 2	76

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação do solo de acordo com o N_{spt}	20
Quadro 2 – Fatores de carga propostos por Bowles (1968)	27
Quadro 3 - Valores propostos por Broms (1966) para o coeficiente de empuxo horizontal K_s	28
Quadro 4 - Coeficientes α e k propostos por Aoki e Velloso (1975).....	30
Quadro 5 - Coeficiente característico do solo utilizado no método Décourt e Quaresma ...	31
Quadro 6 - Peso específico de solos argilosos propostos por Godoy (1972).....	48
Quadro 7 - Peso específico de solos arenosos propostos por Godoy (1972)	48

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dados das estacas do Viaduto 1	53
Tabela 2 - Dados das estacas do Viaduto 2	53
Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos dos solos do Viaduto 1	57
Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos dos solos do Viaduto 2	58
Tabela 5 – Resultados de capacidade de carga calculada por métodos estáticos para o Viaduto 1	59
Tabela 6 - Resultados de capacidade de carga calculada por métodos estáticos para o Viaduto 2	62
Tabela 7 – Resultados de capacidade de carga por métodos estáticos e das provas de carga dinâmica do Viaduto 1	67
Tabela 8 – Razão calculado/mobilizado entre a capacidade de carga calculada e a capacidade de carga mobilizada pela PCD no Viaduto 1	68
Tabela 9 - Resultados de capacidade de carga por métodos estáticos e das provas de carga dinâmica do Viaduto 2	69
Tabela 10 - Razão calculado/mobilizado entre a capacidade de carga calculada e a capacidade de carga mobilizada pela PCD no Viaduto 2	70
Tabela 11 – Resultados de capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma para variadas geometrias de seção transversal adotadas para o Viaduto 1	71
Tabela 12 - Resultados de capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma para variadas geometrias de seção transversal adotadas para o Viaduto 2	73

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1. OBJETIVOS	14
1.1.1. Objetivo Geral	14
1.1.2. Objetivos Específicos	14
2. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	15
2.1. FUNDAÇÕES PROFUNDAS E PARTICULARIDADES DE ESTACAS METÁLICAS	15
2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	18
2.2.1 Standard Penetration Test (SPT)	19
2.2.2 Parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento dos solos	21
2.3. MÉTODOS ESTÁTICOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	23
2.3.1. Métodos analíticos	26
2.3.2. Métodos semiempíricos	29
2.4. PROVAS DE CARGA DINÂMICA EM ESTACAS	32
2.4.1 Métodos dinâmicos	32
2.4.2 Metodologia do ensaio	34
2.4.3. Considerações gerais	37
3. CASO DE ESTUDO	39
3.1. LOCALIZAÇÃO	39
3.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA REGIÃO	40
3.3. VIADUTO 1 – SÃO JOSÉ DOS PINHAIS/PR	41
3.4. VIADUTO 2 - TIJUCAS DO SUL/PR	44
4. METODOLOGIA	46
4.1. LEVANTAMENTO DE DADOS DAS ESTACAS	46
4.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS DOS LOCAIS	47
4.2.1 Perfil estratigráfico representativo	47
4.2.2 Parâmetros geotécnicos	48
4.3. CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS E COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA DINÂMICA	50
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	52

5.1. LEVANTAMENTO DE DADOS	52
5.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICA-GEOTÉCNICAS DOS LOCAIS	54
5.2.1. Perfil estratigráfico representativo	54
5.2.2 Parâmetros geotécnicos	57
5.3. CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS	58
5.3.1. Resultados de capacidade de carga calculados pelos métodos estáticos	58
5.3.2. Comparação dos resultados de capacidade de carga calculados pelos métodos estáticos com os resultados das provas de carga dinâmica das estacas	66
5.3.3. Análise da influência da geometria da seção transversal das estacas sobre os resultados de capacidade de carga	71
6. CONCLUSÕES	78
REFERÊNCIAS	80
APÊNDICE A – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO ANALÍTICO	84
APÊNDICE B – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE AOKI E VELLOSO (1975)	85
APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978)	86

1. INTRODUÇÃO

O correto dimensionamento de fundações é imprescindível para garantir a segurança de uma construção. De acordo com Salgado (2006), esse é um processo que requer a análise de todas as informações da estrutura a ser suportada pela fundação e das condições do subsolo. Nesse contexto, um dos desafios para a engenharia de fundações é determinar com precisão a capacidade de carga geotécnica da fundação, um dos mecanismos que caracteriza o estado limite último.

Segundo a NBR 6122:2019 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), norma que rege os projetos de fundações no Brasil, “Os estados limites últimos representam os mecanismos que conduzem ao colapso das fundações.” (p. 16). Para Tsuha, Aoki e Cintra (2013) a capacidade de carga, do ponto de vista geotécnico, é a mobilização máxima da resistência na interação estaca-solo, caracterizada pela ruptura do solo.

Nos projetos de fundações, a previsão da capacidade de carga geotécnica de estacas é obtida por métodos estáticos, os quais se dividem em analíticos e semiempíricos. Existem na literatura diversos métodos e todos apresentam determinadas limitações e incertezas, pois os resultados obtidos são sujeitos a imprecisões associadas à determinação dos valores dos parâmetros de comportamento envolvidos nas formulações. Desse modo, torna-se importante o emprego de procedimentos para verificação do desempenho de fundações e comprovação em campo da capacidade de carga geotécnica, como a prova de carga dinâmica (GONÇALVES; ANDREO; BERNARDES, 1996), a qual apresenta vantagens relacionadas ao custo e duração (TSUHA et al., 2013) se comparada à prova de carga estática.

Nesse sentido, esse trabalho investigou a confiabilidade e aplicabilidade de alguns métodos de previsão de capacidade de carga consagrados da literatura tendo como referência os resultados de provas de carga dinâmica, vinculando a análise às estacas metálicas utilizadas nesse caso e ao ambiente geotécnico da região do estudo.

Para tal, foi proposto um estudo de caso do projeto e execução de dois viadutos localizados na rodovia BR-376, nos municípios de Tijucas do Sul e São José dos Pinhais, no estado do Paraná. Com o perfil estratigráfico do terreno de cada local conhecido a partir de ensaios de Standard Penetration Test (SPT) executados nos locais das obras, foi estimada a capacidade de carga geotécnica das estacas por meio de métodos analíticos e semiempíricos e em seguida realizou-se a comparação com os resultados das provas de carga dinâmica.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Analisar o desempenho apresentado por diferentes métodos de previsão de capacidade de carga geotécnica de fundações profundas aplicados à estacas metálicas considerando como referência resultados de provas de carga dinâmica

1.1.2. Objetivos Específicos

- Estimar os parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento do solo;
- Determinar as capacidades de carga geotécnica de ponta e de atrito lateral das fundações analisadas por meio de métodos analíticos e semiempíricos;
- Comparar os resultados de capacidade de carga obtidos pelos métodos analíticos e semiempíricos com os resultados das provas de carga dinâmica das estacas;
- Investigar a influência da geometria da seção transversal das estacas sobre os resultados de capacidade de carga.

2. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

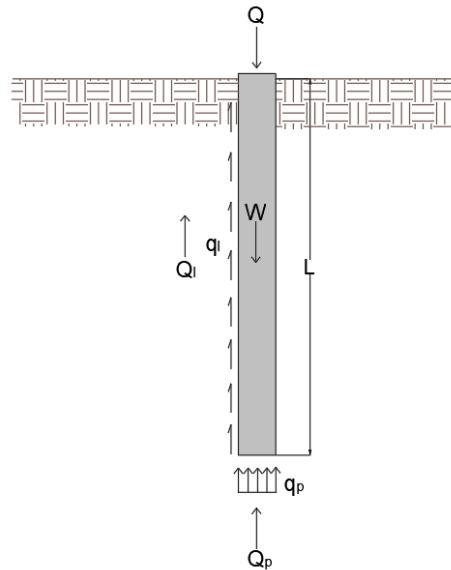
Nesse capítulo serão abordados os quatro principais temas deste trabalho. Inicialmente, serão explicados brevemente conceitos relacionados às fundações profundas e particularidades de estacas metálicas. Na sequência, será discutido sobre investigação geotécnica e o ensaio de SPT, além de mostrar correlações empíricas para obtenção dos parâmetros de comportamento geotécnico dos solos, mais especificamente os voltados à resistência ao cisalhamento, a partir de ensaios de campo. Em seguida, serão apresentados os métodos analíticos e semiempíricos para previsão de capacidade de carga de fundações profundas que serão utilizados na metodologia deste trabalho. Por fim, serão apresentados conceitos e metodologias para interpretação de provas de carga dinâmica em estacas.

2.1. FUNDAÇÕES PROFUNDAS E PARTICULARIDADES DE ESTACAS METÁLICAS

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), fundações profundas são elementos que podem ser estacas ou tubulões e que devem estar assentes em profundidade de no mínimo três metros e superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta. Para Salgado (2006), a utilização de fundações profundas é necessária quando o solo de profundidades inferiores não é capaz de suportar fundações rasas de forma segura e econômica.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) cita que a transmissão do carregamento pelas fundações profundas ocorre da estrutura para o solo através do fuste da fundação, ou da ponta da fundação ou ainda através dos dois. Com a aplicação de uma carga Q , o conjunto estaca-solo apresenta uma resistência ao cisalhamento estática mobilizada (AOKI, 1997) resultante da soma da resistência por atrito lateral com a resistência por ponta, como mostra a Figura 1.

Figura 1 – Resistências na interação estaca-solo sob a aplicação de uma carga axial



Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 285).

Segundo Velloso e Lopes (2010), o peso próprio das estacas (W) é desprezado. Considerando o equilíbrio estático entre as forças representadas na Figura 1, a capacidade de carga geotécnica de um elemento isolado de fundação é expressa pela Equação 1, a qual é a soma da máxima resistência disponível por atrito lateral com a máxima resistência disponível por ponta, caracterizando o estado limite último.

$$Q_{ult} = A_P q_{P,ult} + U \int_0^L \tau_{L,ult} dz = A_P q_{P,ult} + U \sum \tau_{L,ult} \Delta l$$

$$Q_{ult} = Q_{P,ult} + Q_{L,ult} \quad (1)$$

Onde:

A_P = Área da seção transversal da ponta da estaca;

$q_{P,ult}$ = Resistência de ponta (unitária, em termos de tensão)

U = Perímetro da estaca;

$\tau_{L,ult}$ = Resistência por atrito lateral (unitária, em termos de tensão);

Δl = Comprimento da seção analisada da estaca.

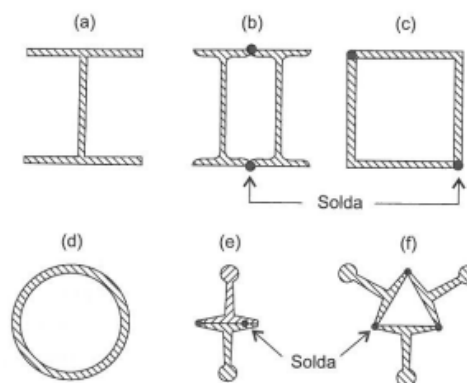
A capacidade de carga também é usualmente chamada de carga última, carga de ruptura, resistência última, resistência.

No que diz respeito à estacas, existem atualmente diversos tipos e essas podem ser classificadas quanto ao seu material e quanto ao método de execução. Para Velloso e Lopes (2010), de uma maneira geral essa classificação pode ser expressa como:

- a) Estacas “de deslocamento”: estacas cravadas em geral, como por exemplo estacas pré-moldadas de concreto, de madeira, tipo Franki, perfis de aço e outras. Esses tipos de estaca ainda pertencem à subdivisões entre estacas de “pequeno deslocamento” e grande deslocamento”. Na primeira subdivisão pode-se citar perfis de aço, tubos de aço de ponta aberta e estacas hélice especiais, e, na segunda subdivisão, estacas de madeira, pré-moldadas de concreto, tipo Franki e tubos de aço de ponta fechada.
- b) Estacas “de substituição”: estacas escavadas em geral, como estacas raiz, estacas hélice contínua, tipo Strauss e outras.

As estacas implantadas nos viadutos em estudo são estacas metálicas de perfil H. A NBR 6122 (ABNT, 2019) cita que esse tipo de estaca é produzida industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos reaproveitados após a remoção das linhas férreas (ALONSO, 1998). A Figura 2 ilustra os perfis mais utilizados.

Figura 2 – Perfis metálicos mais utilizados



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 238).

Os perfis metálicos são embutidos no terreno pelo processo de cravação, portanto classificados como estacas “de deslocamento”. Nesse processo de execução, o solo presente no espaço que a estaca vai ocupar não é removido, apenas deslocado durante a cravação.

Os efeitos que o processo de cravação impõe ao terreno variam de acordo com o tipo de solo. Velloso e Lopes (2010) apontam que em solos granulares pode ocorrer o

aumento da capacidade de carga dos solos devido à densificação e diminuição do índice de vazios provocado pela cravação. Em solos argilosos, a cravação de estacas eleva as poropressões no terreno e o aumento da capacidade de carga acontecerá apenas após a dissipação das poropressões e consequente aumento das tensões efetivas (ATKINSON, 2007).

Dentre as vantagens da utilização de estacas metálicas, Alonso (1998) e Velloso e Lopes (2010) citam a facilidade no processo de cravação, no transporte e na manipulação. A AECweb (2020) também cita vantagens como alta capacidade de carga e grande alcance de profundidade na cravação.

2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para Pinto (1998) “[...] todo desenvolvimento de técnicas de projeto e de execução das fundações depende do entendimento dos mecanismos de comportamento dos solos” (p. 51). Nesse sentido, o reconhecimento das condições do subsolo em que serão implantadas as fundações é feito pela investigação geotécnica. De acordo com Atkinson (2007), os principais objetivos da investigação geotécnica são identificar as camadas de solos e rochas, determinar a posição do lençol freático e estimar os parâmetros geotécnicos necessários para o projeto.

Schnaid e Odebrecht (2012) citam que os dados obtidos em ensaios de campo fornecem uma definição satisfatória da estratigrafia do terreno e das propriedades de comportamento do solo, e ainda apontam que as causas mais frequentes de problemas nas fundações estão relacionadas com as características do subsolo determinadas pela investigação geotécnica. Alonso (2019) também afirma que no caso de fundações, ensaios de campo são mais recomendáveis do que ensaio de laboratório pois os resultados desse último são propensos a erros relacionados à qualidade das amostras.

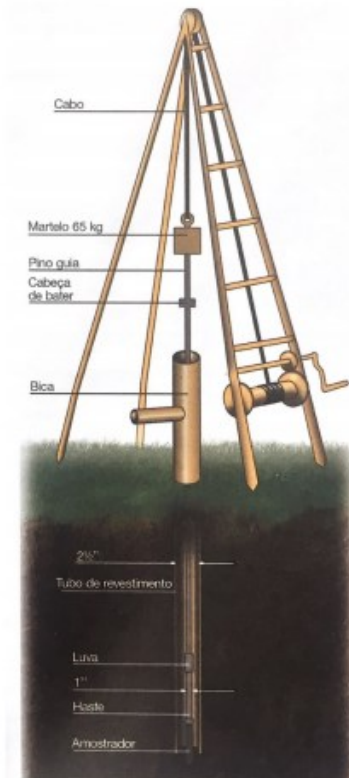
Nesse sentido, a NBR 6122 (ABNT, 2019) aponta que deve ser realizado no mínimo sondagens à percussão (SPT) como campanha geotécnica preliminar, podendo ser complementada com outros ensaios caso necessário. O ensaio de SPT vem sendo por anos apontado como a ferramenta mais recorrente de investigação geotécnica (CINTRA, 2013; ODEBRECHT, 2003; QUARESMA et al., 1998; SCHNAID, 2009; SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Além deste, no contexto de ensaios de campo são práticas usuais os ensaios de penetração do cone (CPT), piezocone (CPTU), sondagem a percussão com medida de torque (SPT-T), ensaio de palheta, e outros.

2.2.1 Standard Penetration Test (SPT)

Regido pela NBR 6484 (ABNT, 2001), de uma maneira geral a metodologia desse ensaio consiste na execução de um furo no terreno com um amostrador padrão, que avança à medida da aplicação de golpes de um martelo metálico de 65 kg deixado cair livremente de uma altura de 75 cm. São feitas três marcações na haste do amostrador, em segmentos de 15 cm, totalizando 45 cm. O número de golpes necessários para o avanço do amostrador nos últimos 30 cm é denominado como índice de resistência à penetração N_{spt} , obtido a cada metro perfurado. A Figura 3 ilustra o equipamento padrão utilizado no ensaio de SPT.

Figura 3 – Equipamento utilizado no ensaio de SPT



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 25).

Desse ensaio também são obtidas amostras deformadas a cada metro perfurado, retiradas do amostrador, para a análise tátil-visual do solo. Essa análise, juntamente com o

N_{spt} . medido, possibilita classificar o solo em termos de textura e coloração e em termos de compactidade ou consistência. Essa classificação se dá conforme estabelecido pela NBR 6484 (ABNT, 2001), mostrada no Quadro 1.

Quadro 1 – Classificação do solo de acordo com o N_{spt} .

Solo	Índice de resistência à penetração N_{spt} .	Designação
Areias 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: ABNT (2001).

Além da classificação do solo, a posição do lençol freático também é identificada no ensaio de SPT. Para isso, deve ser feita a leitura do nível d'água a cada 5 minutos, por um intervalo de 15 minutos na profundidade em que for encontrado.

Desse modo, com os relatórios do ensaio de SPT é possível a construção de perfis do subsolo de cada sondagem, identificando as camadas de solo encontradas, a posição do nível d'água e o índice de resistência à penetração a cada metro. O ensaio não fornece, no entanto, resultados diretos de parâmetros de resistência ao cisalhamento, sendo necessária a utilização de correlações empíricas para a estimativa desses parâmetros a serem utilizados no cálculo da capacidade de carga de fundações por meio de métodos analíticos.

Além disso, cabe destacar que o N_{spt} é variável conforme a eficiência do equipamento utilizado no ensaio de SPT (QUARESMA ET AL., 1998). Desse modo, deve-se atentar que para algumas correlações empíricas o N_{spt} obtido deve ser corrigido para a eficiência padrão de 60%, conforme recomendação de Skempton (1986). Quaresma et al. (1998) explica que o valor do N_{spt} padronizado denomina-se N_{60} , e que no Brasil essa conversão é feita multiplicando-se o número de golpes obtido no ensaio SPT por 1,2, devido a média da eficiência do equipamento no país ser de 72%.

2.2.2 Parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento dos solos

Caputo (1988) descreve a resistência ao cisalhamento dos solos como sendo a tensão cisalhante que ocorre no plano de ruptura no instante da ruptura. Gerscovich (2010) cita que ao ocorrer a ruptura, forma-se uma superfície de cisalhamento contínua em que o solo em torno dessa superfície perde suas características, formando a chamada zona cisalhada.

Marangon (2018) cita que Terzaghi desenvolveu o conceito de que a resistência ao cisalhamento dos solos é mobilizada pelas tensões efetivas ao invés das tensões totais. Nesse sentido, Caputo (1988) mostra a equação que governa o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a mais utilizada na Mecânica dos Solos para descrever a resistência ao cisalhamento (τ'). Nesse critério, Gerscovich (2010) explica que admite-se que a combinação das tensões cisalhantes e normais no plano de ruptura resultam na tensão de cisalhamento máxima.

$$\tau' = \sigma' \tan \Phi' + c' \quad (2)$$

Como mostra a Equação 2, a resistência ao cisalhamento depende, além da tensão efetiva, do ângulo de atrito interno efetivo Φ' e da coesão efetiva ou verdadeira c' , ambos em termos de tensões efetivas, ou seja, na condição de dissipação da poropressão.

Em termos gerais, Caputo (1988) descreve o ângulo de atrito interno como sendo o atrito proveniente do entrosamento entre as partículas do solo e considera-se que é a parcela que governa a resistência ao cisalhamento dos solos granulares. A coesão verdadeira, por outro lado, decorre de forças eletroquímicas de atração entre as partículas do solo, nesse caso se tratando de solos argilosos. Quando o carregamento ocorre em condições não-drenadas, a parcela da coesão efetiva é representada pela resistência não-drenada S_u .

Visto isso, são mostradas na sequência algumas correlações empíricas derivadas do ensaio de SPT existentes nas literaturas consultadas para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos granulares e argilosos.

a) Solos granulares

Em solos granulares, a resistência ao cisalhamento é representada pelo o ângulo de atrito interno do material. Schnaid (2009) explica que esse dado pode ser estimado por meio correlações com a densidade relativa do solo ou obtido diretamente por meio do valor de

N_{spt} . Nesse sentido, Schnaid (2009) e Schnaid e Odebrecht (2012) apresentam diversas correlações. Dentre essas, estão as apresentadas por Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996), respectivamente, em que a estimativa do ângulo de atrito é relacionada diretamente com o N_{60} :

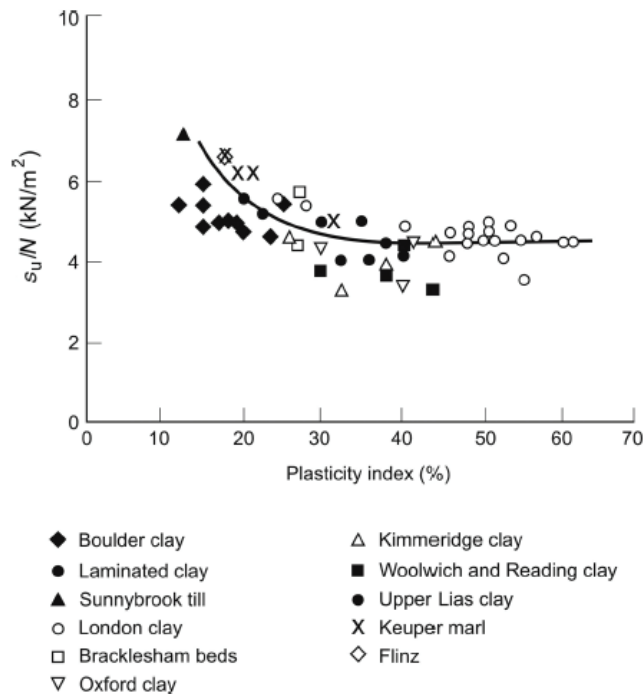
$$\Phi = 15^\circ + \sqrt{24 * N_{60}} \quad (3)$$

$$\Phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 * N_{60}} \quad (4)$$

b) Solos coesivos

Se tratando de solos coesivos, a resistência ao cisalhamento pode ser expressa pela resistência não-drenada. Nesse sentido, para a obtenção desse parâmetro Schnaid (2009) apresenta, dentre outras equações, a proposição de Stroud (1974) que correlaciona o índice de plasticidade do material e o N_{spt} , como mostra a Figura 4.

Figura 4 - Resistência não-drenada de argilas proposta por Stroud (1974)



Fonte: Schnaid (2009, p. 50)

Dados reportados por Pinto (1998), Hunt (2007) e Schnaid (2009) permitem observar que de maneira geral o índice de plasticidade de argilas é maior que 30%, o que

implica, ao observar a Figura 3, em uma relação S_u/N constante de aproximadamente 4,5. Nessa correlação, Schnaid (2009) sugere que sejam utilizado o N_{60} .

De maneira geral, com relação às correlações empíricas apresentadas, Kulhawy e Mayne (1990) ressaltam que parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento seriam obtidos de forma mais precisa com ensaios específicos de laboratório e outros ensaios de campo. No entanto, os autores argumentam que a obtenção de todos os parâmetros sob condições controladas requer um plano de investigação geotécnica detalhado e oneroso.

Sendo assim, muitas vezes um projeto de engenharia é baseado em correlações empíricas derivadas dos ensaios de investigação geotécnica de campo mais utilizados. Kulhawy e Mayne (1990) e Schnaid (2009) afirmam que apesar da necessidade de precaução ao utilizar correlações empíricas, pois a validade da correlação para o solo da região em estudo deve ser conhecida, essas estimativas são úteis e bastante utilizadas na prática de engenharia.

2.3. MÉTODOS ESTÁTICOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A nível de projeto, a capacidade de carga de fundações é usualmente estimada por métodos analíticos ou métodos semiempíricos. Os métodos analíticos e semiempíricos formam o que se chama de métodos estáticos, em que a capacidade de carga é expressa pela resistência ao cisalhamento mobilizada estática do solo (VELLOSO; LOPES, 2010). No conjunto de métodos analíticos, determina-se a capacidade de carga por meio de formulação teórica ou experimental com base nos resultados de ensaio de campo e de laboratório (DÉCOURT, 1998). O segundo conjunto de métodos utiliza correlações empíricas ou semiempíricas a partir de ensaios de campo, como os ensaios de SPT e CPT.

Décourt (1998) aponta que os métodos analíticos são utilizados em menor escala em comparação com os métodos semiempíricos porque os parâmetros geotécnicos necessários para a formulação teórica são de difícil obtenção, muitas vezes não reproduzindo fielmente o comportamento dos diversos solos existentes. O autor ainda diz que, por outro lado, as correlações entre a carga de ruptura e dados de resistência à penetração de ensaios de campo são mais simples de serem estabelecidas, atribuindo certa facilidade na utilização dos métodos semiempíricos. No entanto, Schnaid e Odebrecht (2012) apontam que a

confiabilidade destes métodos está relacionada às condições específicas de cada caso de utilização.

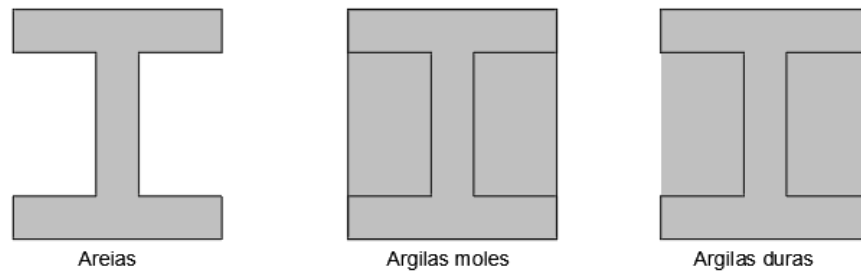
Para a determinação da capacidade de carga das estacas desse trabalho por métodos analíticos, será utilizada a solução de Terzaghi (1943) para a resistência de ponta, o método citado por Velloso e Lopes (2010) para resistência por atrito lateral em solos arenosos e o método de Vijayvergiya e Focht (1972) para solos argilosos. O cálculo por métodos semiempíricos será feito utilizando os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Cabe ainda destacar que o cálculo de capacidade de carga de estacas metálicas possui particularidades na determinação da área e perímetro a ser adotado nos cálculos, pois a maioria dos perfis metálicos não possuem seção transversal “cheia”, conforme mostrado anteriormente na Figura 2. Com isso, a geometria da seção transversal da estaca adotada no cálculo da capacidade de carga de estacas metálicas é um fator que exerce influência nos resultados e que para o qual ainda não foi estabelecido consenso no meio técnico. Com relação às estacas de perfil H, a área de ponta adotada para o cálculo da resistência de ponta varia entre a área efetiva do perfil H e a área do retângulo envolvente, assim como o perímetro adotado varia entre o perímetro colado ao fuste (perímetro efetivo do perfil H) e o perímetro do retângulo envolvente.

Muitos autores concordam que a decisão da geometria a ser adotada no cálculo está relacionada ao nível de aderência entre o solo e a estaca e ao fenômeno de embuchamento ou não da estaca. Ghilardi (2005) define esse fenômeno como sendo o que ocorre quando, ao cravar uma estaca metálica de ponta aberta, o solo que se encontra no interior cessa a penetração e passa a se deslocar junto com a ponta da estaca, como se fosse parte da geometria original da estaca.

A formação ou não dessa bucha em estacas com perfil H também mostra ser um assunto que não foi plenamente resolvido até o momento. Alonso (2008) apud Cury Filho (2016) afirma que o fenômeno de embuchamento ocorre apenas em estacas tubulares de pequeno diâmetro. Salgado (2006), por outro lado, afirma que esse fenômeno está presente mesmo em estacas com perfil H, e propõe que a adoção da geometria seja feita de acordo com o solo do local de cravação, como mostra a Figura 5. As linhas sólidas de contorno representam geometria a ser considerada para o cálculo da resistência lateral e a geometria em cinza é a área a ser utilizada para o cálculo da resistência de ponta.

Figura 5 - Geometrias para o cálculo da resistência de ponta e resistência lateral de acordo com o tipo de solo para estacas com perfil H



Fonte: adaptado de Salgado (2006, p. 566)

De acordo com a Figura 5, em solos arenosos não há formação da bucha, portanto a resistência de ponta e resistência lateral são calculadas utilizando a área e perímetro efetivo do perfil H. Por outro lado, em solos argilosos há a formação da bucha, devendo ser utilizados a área e perímetro do retângulo envolvente para argilas moles. Para argilas rijas e duras, Salgado (2006) salienta que há duas possibilidades para o cálculo da resistência lateral: a opção mais conservadora considera o perímetro do retângulo envolvente devido a possibilidade das partículas de argilas duras se desprenderem do fuste da estaca, não contribuindo para a resistência lateral. A outra opção é utilizar o perímetro colado (efetivo do perfil H).

Alonso (1998), por outro lado, afirma que para o cálculo da capacidade de carga em estacas metálicas deve ser utilizado o perímetro colado e a área do retângulo envolvente, não citando referência ao tipo de solo.

Cury Filho (2016) em um estudo envolvendo a capacidade de carga de 14 estacas metálicas de perfil “I”, “H” e TR-37 de seção simples e dupla conclui que foram obtidos resultados coerentes utilizando a área e o perímetro efetivo do perfil H para diversos métodos, dentre eles Aoki-Velloso (1975) e Décourt (1996).

Polido, Alledi e Albuquerque (2010) citam que a utilização da área do retângulo envolvente e o perímetro colado nos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) conduziu a bons resultados. A utilização do perímetro do retângulo envolvente conduziu a valores subestimados para a resistência por atrito lateral, alertam.

Albuquerque, Melo e Melo (2016) ao analisar a capacidade de carga de uma estaca mista cravada em solo arenoso calculada por diversos métodos semiempíricos concluíram que o melhor resultado foi obtido pelo método Aoki-Velloso (1975) utilizando a área e o perímetro efetivo do perfil H. Além disso, alertam que a consideração do retângulo envolvente como área de ponta conduz a resultados arrojados. Os autores concluem também

que é essencial que a geometria adotada no cálculo seja cuidadosamente estudada pois os resultados obtidos em cada caso mostram significativas divergências.

2.3.1. Métodos analíticos

O cálculo por métodos analíticos é dividido em duas etapas: cálculo da resistência de ponta e cálculo da resistência por atrito lateral, mostrados na sequência.

a) Resistência de Ponta

Terzaghi (1943) e Terzaghi e Peck (1948, 1967) apresentaram em seus trabalhos a solução para estacas com seção transversal quadrada, expressa pela Equação 5:

$$Q_P = \left(1,2c'N_c + \gamma LN_q + 0,8\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \right) A_P \quad (5)$$

Onde:

c' = Coesão do solo na ponta da estaca;

γ = Peso específico natural do solo ao longo do fuste da estaca;

L = Comprimento da estaca;

B = Lado da seção transversal da estaca;

A_P = Área da seção transversal da ponta da estaca;

N_c, N_q, N_γ = Fatores de capacidade de carga.

Para que o resultado seja em termos de tensões efetivas, Vesic (1963) apud Velloso e Lopes (2010) propôs que o produto γL seja substituído pela tensão vertical efetiva σ'_v atuante na ponta da estaca. Quanto à geometria da estaca, não foi encontrado, nas literaturas consultadas, sugestões de valores de “B” a serem adotados no caso de estacas metálicas tipo H.

Os fatores de capacidade de carga N_c, N_q e N_γ (para solos resistentes) e N'_c, N'_q e N'_γ (para solos de baixa resistência) são função do ângulo de atrito do solo e podem ser observados no Quadro 2, que apresenta os valores propostos por Bowles (1968).

Quadro 2 – Fatores de carga propostos por Bowles (1968)

Φ (°)	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0	5,7	1,0	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 287).

b) Resistência por atrito lateral

Para a determinação da resistência por atrito lateral, Velloso e Lopes (2010) apontam que a formulação é análoga à análise da resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo, podendo ser expressa conforme a Equação 6.

$$\tau_{l,ult} = \alpha + \sigma_h \operatorname{tg} \delta \quad (6)$$

Onde:

α = aderência entre estaca e solo;

σ_h = tensão horizontal desenvolvida na superfície lateral da estaca;

δ = ângulo de atrito do solo entre estaca e solo.

Velloso e Lopes (2010) ainda apresentam soluções para solos granulares e solos coesivos, conforme é mostrado na sequência.

I. Solos granulares

Em solos granulares, a parcela de aderência entre estaca (α) e solo é admitida igual a zero. Considerando que a tensão horizontal σ_h pode ser relacionada com a tensão vertical e um coeficiente de empuxo K_s , Velloso e Lopes (2010) citam que a resistência por atrito lateral em solos granulares pode ser escrita conforme a Equação 7.

$$\tau_{l,ult} = K_s \sigma'_v t g \delta \quad (7)$$

Para as estacas metálicas, é admitido $\delta = \phi'$ devido a essas serem dotadas de rugosidade normal (VELLOSO; LOPES, 2010). Os valores do coeficiente de empuxo horizontal K_s foram propostos por Broms (1966) e são mostrados no Quadro 3:

Quadro 3 - Valores propostos por Broms (1966) para o coeficiente de empuxo horizontal K_s

Tipo de estaca	K_s	
	Solo fofo	Solo compacto
Aço	0,5	1
Concreto	1	2
Madeira	1,5	3

Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 296).

II. Solos coesivos

Velloso e Lopes (2010) apresentam três métodos para o cálculo da resistência por atrito lateral em solos argilosos saturados. O primeiro método tem enfoque em tensões totais, relacionando a resistência por atrito lateral diretamente com a resistência não-drenada. O segundo método tem enfoque em tensões efetivas, com a principal hipótese de que o carregamento ocorre sob condições drenadas.

O terceiro método, por sua vez, tem enfoque misto, proposto por Vijayvergiya e Focht (1972), e relaciona a resistência lateral com a resistência não-drenada da argila e a tensão efetiva, conforme a Equação 8:

$$\tau_{l,ult} = \lambda (\sigma'_{vo} + 2Su) \quad (8)$$

O valor do coeficiente λ tem relação com o comprimento da estaca, sendo cerca de 0,1 para estacas com mais de 50 metros de comprimento e 0,3 para estacas com menos de 10 metros de comprimento.

2.3.2. Métodos semiempíricos

a) Aoki e Velloso (1975)

Esse método pode ser utilizado com base nos resultados do ensaio CPT, ensaio originalmente utilizado na concepção desse método, ou com os resultados SPT, que é o caso estudado neste trabalho. Desse modo, no método Aoki e Velloso (1975) a parcela da resistência de ponta e a parcela de resistência lateral são expressas conforme as Equações 9 e 10.

$$Q_P = A_p q_p \quad (9)$$

$$Q_L = U \sum q_L \Delta l \quad (10)$$

Em que:

$$q_P = \frac{kN}{F1}$$

$$q_L = \frac{\alpha kN}{F2}$$

A carga de ruptura é expressa pela Equação 11:

$$Q_{rup} = A_p \frac{kN}{F1} + U \sum \frac{\alpha kN}{F2} \Delta l \quad (11)$$

Onde:

A_p = Área da seção transversal da ponta da estaca;

U = Perímetro da estaca;

Δl = Comprimento da seção analisada;

k = Fator de correção da fórmula que utiliza ensaio CPT para fórmula utilizando ensaio SPT;

N = Índice de resistência à penetração N_{spt} no comprimento analisado;

α = Coeficiente que correlaciona o atrito lateral com a resistência de ponta (q_c) do ensaio CPT;

$F1$ e $F2$ = Fatores de segurança.

Velloso e Lopes (2010) comentam que com as variáveis da Equação 11 conhecidas a partir dos ensaios de SPT, foi possível estabelecer os valores de $F1$ e $F2$ com provas de cargas em estacas. Os fatores de segurança aplicados a estacas metálicas são $F1 = 1,75$ e $F2 = 3,5$.

Os coeficientes α e k propostos para esse método para diferentes tipos de solo são mostrados no Quadro 4.

Quadro 4 - Coeficientes α e k propostos por Aoki e Velloso (1975)

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 311).

Velloso e Lopes (2010) citam que com a utilização dos valores de Aoki e Velloso (1975) o N_{spt} fica limitado a um valor de 50.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), o fator de segurança que deve ser empregado no cálculo da capacidade de carga por métodos semiempíricos é da ordem de 2. Portanto, seguindo as diretrizes da norma e também por sugestão dos autores do método, a carga admissível de projeto é expressa pela Equação 12:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{rup}}{2} \quad (12)$$

b) Décourt e Quaresma (1978)

Nesse método, o valor da resistência de ponta é expresso pela Equação 13.

$$Q_P = q_P A_P \quad (13)$$

Em que:

$$q_P = C N_P$$

Onde:

N_P = Média entre os valores do índice de resistência à penetração (N_{spt}) entre a profundidade na ponta da estaca, a profundidade imediatamente superior e imediatamente inferior.

C = Coeficiente característico do solo (Quadro 5).

Quadro 5 - Coeficiente característico do solo utilizado no método Décourt e Quaresma

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso (alteração de rocha)	200
Silte arenoso (alteração de rocha)	250
Areia	400

Fonte: Décourt (1998, p. 275).

A resistência lateral segue a Equação 14:

$$Q_L = U \sum q_L \Delta l \quad (14)$$

Em que:

$$q_L = 10(N_L/3 + 1)$$

Onde:

U = Perímetro da estaca

Δl = Comprimento analisado

N_L = Índice de resistência a penetração no comprimento analisado

De acordo com Velloso e Lopes (2010), esse método considera valores de N_{spt} entre 3 e 50.

A carga de ruptura fica, portanto, expressa pela Equação 15.

$$Q_{rup} = A_p C N_p + U \sum 10(N_L/3 + 1) \Delta l \quad (15)$$

Décourt (1996) introduziu coeficientes α e β multiplicando as parcelas de resistência de ponta e resistência lateral, respectivamente. Para estacas cravadas, ambos coeficientes assumem valor igual a 1 (um).

Os autores do método propuseram o emprego de fatores de segurança específicos para a resistência de ponta e resistência lateral, com valores de 4,0 e 1,3 respectivamente. Assim, a carga admissível pode ser obtida tanto utilizando esses fatores de segurança sugeridos pelos autores quanto utilizando o fator de segurança preconizado na NBR 6122 (ABNT, 2019).

$$Q_{adm} = \frac{Q_P}{4,0} + \frac{Q_L}{1,3} \quad (16)$$

Ou

$$Q_{adm} = \frac{Q_P + Q_L}{2,0} \quad (17)$$

2.4. PROVAS DE CARGA DINÂMICA EM ESTACAS

2.4.1 Métodos dinâmicos

Golçalves et al. (1996), Aoki (1997) e Tsuha et al. (2013) relatam que anteriormente à 1960 a capacidade de carga de estacas cravadas era obtida através de fórmulas dinâmicas de cravação baseadas na Teoria de Choque de Newton. Aoki (1997) apresenta diversas das fórmulas dinâmicas mais utilizadas até a década de 1950 e explica que, de uma maneira geral, essas fórmulas tinham como hipóteses simplificadoras: o princípio da conservação de energia e a mobilização instantânea da resistência do solo no momento da cravação. Alonso (2019) resume as fórmulas dinâmicas como sendo:

$$W \cdot h = R \cdot s + \text{perdas}$$

Onde:

W = peso do pilão;

h = altura de queda do pilão;

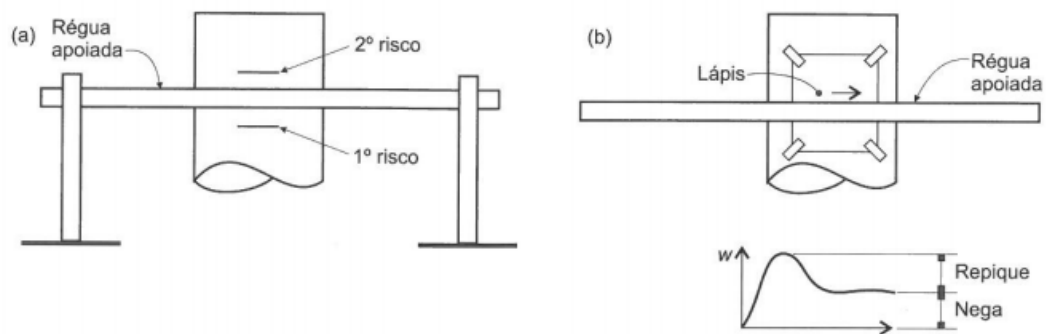
R = resistência apresentada pelo solo (capacidade de carga)

s = nega medida no golpe.

O dado essencial para o cálculo da capacidade de carga pela equação acima era a nega – medida da penetração permanente da estaca no terreno por golpe de cravação à percussão. Velloso e Lopes (2010) mostram que posteriormente foi incorporado às fórmulas dinâmicas a medida de repique, que é a parcela elástica da medida de penetração da estaca no terreno. Atualmente, contudo, considera-se que as medidas de nega e repique visam apenas garantir a homogeneidade do estaqueamento (LIMA, 1999), (NBR 6122:2019), e que as fórmulas dinâmicas não fornecem valores de capacidade de carga confiáveis pois a Teoria de Choque de Newton não descreve adequadamente o fenômeno de cravação de estacas (LIMA, 1999).

Velloso e Lopes (2010) consideram que as fórmulas dinâmicas fazem parte da família dos métodos dinâmicos, em que a capacidade de carga é obtida por meio da observação da resposta à cravação. Essa resposta à cravação é a medida da nega e do repique, e pode ser obtida de maneira simples, com o auxílio de régua, lápis e papel para marcação e medição do deslocamento no topo da estaca a cada golpe, conforme mostra o esquema da Figura 6.

Figura 6 – a) medida simples da nega; b) medida da nega e do repique



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 332)

Faz parte também da família dos métodos dinâmicos as soluções da equação da onda, que trata o fenômeno da cravação como sendo a propagação de uma onda de tensão longitudinal descendente ao longo da estaca. Após Smith (1960) apresentar algoritmos para solução da equação da onda, foi possível observar a resposta à cravação por meio da monitoração com instrumentos eletrônicos (VELLOSO; LOPES, 2010).

Tsuha et al. (2013) apresentam o modelo proposto por Smith (1960) para solução da equação da onda aplicada à cravação de estacas, segundo a qual a resistência estática mobilizada R_u é igual à diferença entre a resistência total à penetração da estaca R_t e a parcela de resistência dinâmica R_d , conforme a fórmula:

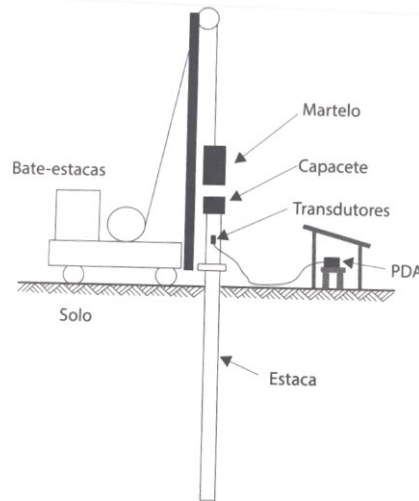
$$R_u = R_t - R_d$$

A partir do desenvolvimento desse modelo numérico e do advento de instrumentos eletrônicos mais sofisticados, surgiu o ensaio de carregamento dinâmico, atualmente normatizado no Brasil pela NBR 13208 (ABNT, 2007). O ensaio de carregamento dinâmico é uma forma de monitoração dinâmica com o auxílio do equipamento Pile Driving Analyzer (PDA). Por meio de um carregamento dinâmico axial, feito pela aplicação de golpes no topo da estaca com um martelo de massa e altura de queda pré-estabelecidas, têm-se como principal objetivo conhecer a capacidade de carga na interação solo-estaca, utilizando a Teoria da Equação da Onda (GONÇALVES et al., 1996)

2.4.2 Metodologia do ensaio

O equipamento para o ensaio de carregamento dinâmico é o bate-estacas utilizado para cravação de estacas. Para a aquisição e tratamento dos dados, um par de transdutores de deformação específica e um par de acelerômetros são fixados opostamente cerca de dois diâmetros abaixo do topo da estaca a ser ensaiada. A Figura 7 mostra a representação da execução do ensaio.

Figura 7 – Esquema de execução de prova de carga dinâmica



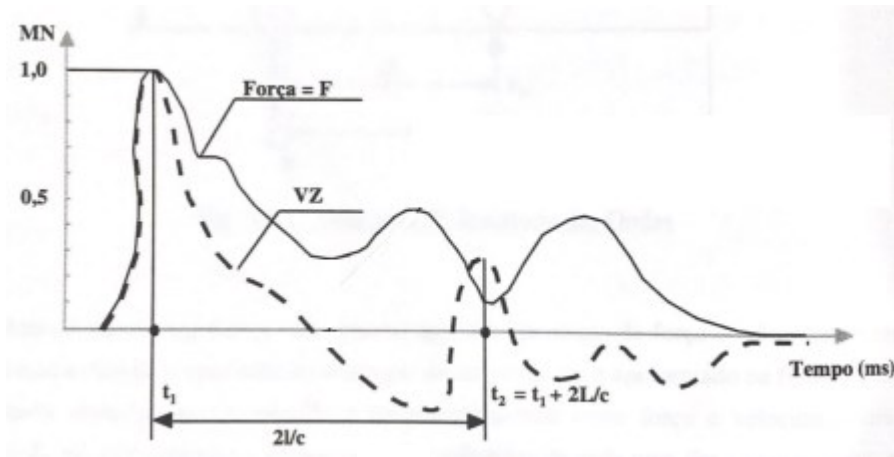
Fonte: Tsuha et al. (2013, p. 115)

Cabos de conexão ligam esses instrumentos ao equipamento PDA, que por sua vez armazena e converte os dados recebidos em força e velocidade média das partículas a cada golpe aplicado no topo da estaca (GONÇALVES et al., 1996). Segundo Cintra et al. (2013), o processador do equipamento PDA utiliza os dados de força e velocidade para a determinação das seguintes grandezas: força máxima do impacto, energia máxima do golpe, resistência estática mobilizada, deslocamento máximo da estaca durante o impacto, integridade da estaca, tensões máximas na estaca e desempenho do equipamento de cravação.

Tsuha et al. (2013) apontam que durante a propagação da onda ao longo da estaca, perturbações como mudança na seção transversal, resistência por atrito lateral e resistência por ponta provocam ondas de reflexão ascendentes, conhecidas como *wave-up*. Segundo Medrano (2014), a partir do registro da perturbação dessa onda na interação solo-estaca, é possível a quantificação e separação das parcelas de resistência de ponta e resistência por atrito lateral mobilizadas em cada golpe.

Essas parcelas são obtidas a partir da análise da curva de força, cujo registro típico sob a forma de curvas é mostrado na Figura 8, no espaço magnitude vs. tempo. A linha cheia corresponde à linha de força, e a linha tracejada corresponde à linha de velocidade das partículas (v) vs. impedância (z). A impedância pode ser descrita como uma resistência da estaca à mudança de velocidade das partículas (GONÇALVES et al., 1996) e está relacionada ao módulo de elasticidade do material da estaca, seção transversal da estaca e velocidade de propagação da onda (ALVES; LOPES, 2004).

Figura 8 - Curvas típicas de força e velocidade x impedância



Fonte: adaptado de Gonçalves et al. (1996, p. 24).

Tsuha et al. (2013) explica que após o momento do impacto (t_1), a curva velocidade x impedância se afasta da curva de força. Esse afastamento pode ser quantificado como a resistência lateral oferecida no comprimento da estaca (L) abaixo dos sensores. Após o tempo de reflexão da onda, $t_2 = t_1 + 2L/c$, em que c é a velocidade de propagação da onda, surge a resistência de ponta da estaca.

Segundo Tsuha et al. (2013), quando a resistência de ponta da estaca é pequena, há o aumento do sinal da velocidade e diminuição do sinal de força, pois a onda refletida (*wave-up*) torna-se uma onda de tração e se soma com a onda descendente. Do contrário, quando a resistência de ponta é elevada, há a transmissão de uma onda refletida de compressão e consequente diminuição do sinal de velocidade e o aumento do sinal de força.

De acordo com Gonçalves et al. (1996), durante a execução do ensaio os dados de força e velocidade medidos são convertidos em uma estimativa de capacidade de carga pelo Método CASE, que se baseia em hipóteses como comportamento plástico ideal do solo e estaca elástica e uniforme. Esse método é uma solução simplificada da Teoria da Equação da Onda e fornece a estimativa da capacidade de carga durante a execução do ensaio, mostrada no visor do equipamento PDA. Para Tsuha et al. (2013) essa é uma importante vantagem do ensaio de carregamento dinâmico, pois possibilita a programação de intervenção de execução caso a capacidade de carga da estaca não esteja de acordo com o valor estimado em projeto. Contudo, Gonçalves et al. (1996) mostra que o Método CASE não apresenta a distribuição ao longo da profundidade das parcelas de resistência por atrito lateral e resistência por ponta.

Posteriormente, em escritório, os mesmos dados recebidos durante o ensaio são analisados pelo Método CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) ou CAPWAPC (Case

Pile Wave Analysis Model – Continuous Model) os quais ajustam os parâmetros do conjunto estaca-solo e fornecem uma estimativa da capacidade de carga e das parcelas de resistência por atrito lateral e resistência por ponta baseadas em modelos numéricos (GONÇALVES et al., 1996).

Os resultados das estacas ensaiadas neste estudo de caso foram processados pelo Método CAPWAP. Esse método modela a estaca como uma série de massas e molas e utiliza como dado de entrada para o cálculo o registro da força ou da velocidade medida no ensaio. Com os parâmetros da estaca conhecidos e os parâmetros do solo estimados, o movimento da estaca ao golpe de cravação é simulado utilizando o dado de entrada.

O programa calcula o outro dado e compara-o com o valor medido durante a execução do ensaio, além de também calcular os deslocamentos de cada massa em que foi discretizado e os valores de reação do solo (ALONSO, 2019). Por exemplo, ao utilizar como dado de entrada o sinal da força medida, o programa irá calcular a velocidade. O processo iterativo de comparar os sinal calculado com o sinal medido continua até que a melhor aproximação possível dos resultados seja atingida. Com isso, obtém-se a resistência mobilizada a cada golpe e a distribuição da mesma ao longo da profundidade. Nesse sentido, a NBR 13208 (ABNT, 2007) cita que deve ser feita pelo menos uma análise CAPWAP para cada estaca ensaiada.

2.4.3. Considerações gerais

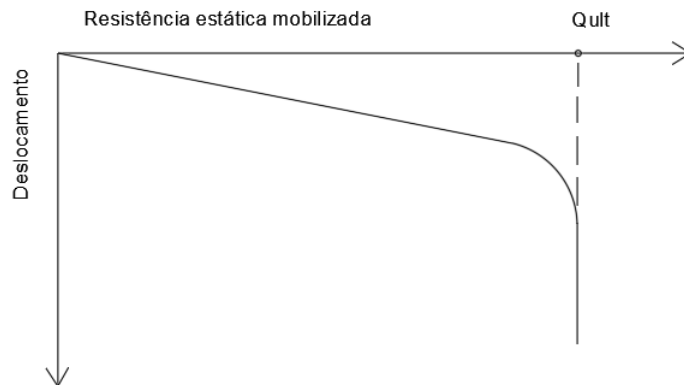
O ensaio de carregamento dinâmico tradicional consiste na aplicação de golpes com energia constante, ou seja, são aplicados golpes com a mesma altura de queda. Contudo, atualmente é de comum acordo no meio técnico que a resistência estática obtida no ensaio de carregamento dinâmico com energia constante é apenas a resistência mobilizada para o nível de energia aplicado, podendo não corresponder à real capacidade de carga última (AOKI, 1997).

Considerando que cada altura de queda corresponde à uma resistência estática mobilizada diferente, Aoki (1989) apresentou o conceito de energia crescente, que consiste na execução do ensaio de carregamento dinâmico utilizando diferentes alturas de queda. Gonçalves et al. (1996) e Aoki (1997) consideram que o ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente pode ser chamado de prova de carga dinâmica.

Segundo Tsuha et al. (2013), essa metodologia permite a obtenção de diversos pares de energia aplicada e resistência estática mobilizada para posterior plotagem da curva

resistência mobilizada vs. deslocamento dinâmico, também chamada simplesmente de curva carga – deslocamento. Essa curva permite a obtenção da capacidade de carga última do sistema estaca-solo, sendo esse valor igual à resistência sobre a reta vertical assíntota à curva, conforme esquematizado na Figura 9.

Figura 9 - Curva carga x deslocamento com ruptura bem definida



Fonte: adaptado de Lima (1999).

Para Tsuha et al. (2013), na maioria dos casos não se obtém uma curva com ruptura bem definida como a exemplificada na Figura 9, sendo mais comum a obtenção de uma curva “aberta”. Nesses casos, deve ser feita a extrapolação da curva para determinação da carga última ou aplicação de algum critério de ruptura convencional. Nesse sentido, a NBR 13208 (ABNT, 2007) recomenda a apresentação dessa curva.

A carga admissível de projeto será a resistência estática mobilizada apresentada no relatório do ensaio de carregamento dinâmico dividida por um fator de segurança. A NBR 6122:2019 determina que o fator de segurança global a ser utilizado para estacas com prova de carga seja 1,6 desde que os ensaios sejam feitos durante a fase de projeto. Caso contrário, o fator de segurança adotado deve ser igual a 2,0.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) diz ainda que “[...] as provas de carga estáticas à compressão podem ser substituídas por ensaios de carregamento dinâmico na proporção de cinco ensaios de carregamento dinâmico para cada prova de carga estática [...]” (p. 41). Cintra et al. (2013) apontam que os ensaios de carregamento dinâmicos ainda enfrentam certa relutância no meio técnico, principalmente pelo argumento de que as estacas sofrem um carregamento estático na vida útil. Por outro lado, Marchezini (2013) relata que esse tipo de ensaio ganhou destaque nos últimos 20 anos devido à sua facilidade de execução e relativo baixo custo.

3. CASO DE ESTUDO

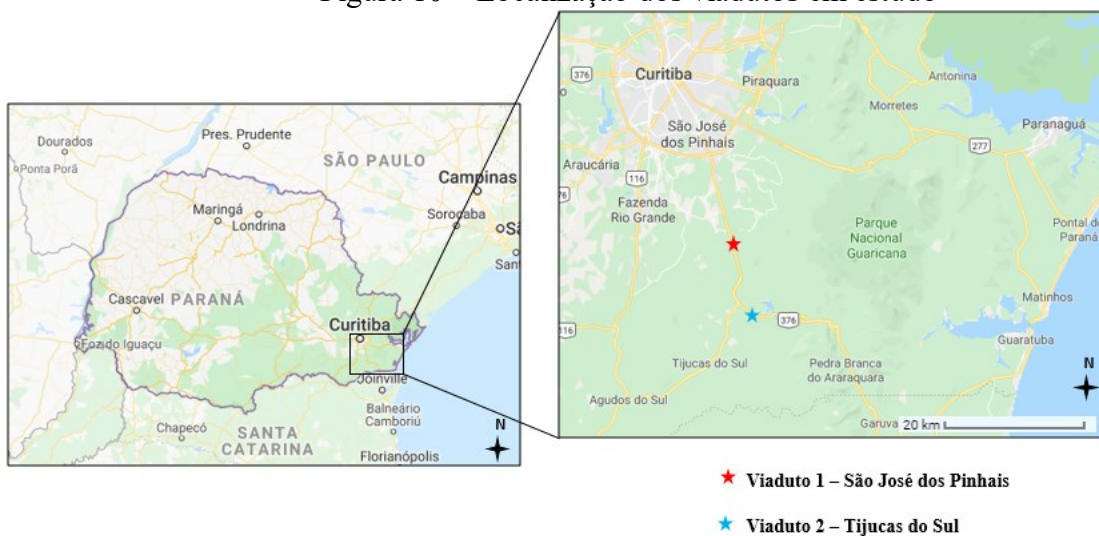
O caso de estudo trata de um conjunto de duas intersecções rodoviárias em desnível construídas entre os anos de 2014 e 2015 e que se localizam no trecho de concessão rodoviária da Arteris Litoral Sul. De acordo com Madeira e Timboni (2015), a implantação de intersecções em desnível tem como objetivo principal eliminar cruzamentos de fluxo na rodovia, o que reduz significativamente o número de acidentes que ocorrem em intersecções em nível, além de atender às comunidades próximas ao local e diminuir os deslocamentos urbanos pela rodovia.

Esse capítulo apresenta as características dos dois viadutos, descrevendo a localização, as condições geotécnicas-geológicas na área, disposição e características dos elementos de fundação utilizados.

3.1. LOCALIZAÇÃO

Os viadutos objetos de estudo desse trabalho estão situados na rodovia BR-376, no estado do Paraná, como mostra a Figura 10. O Viaduto 1 está localizado na região do município de São José dos Pinhais o Viaduto 2 na região do município de Tijucas do Sul. Os dois viadutos distam, aproximadamente, 15 quilômetros.

Figura 10 – Localização dos viadutos em estudo

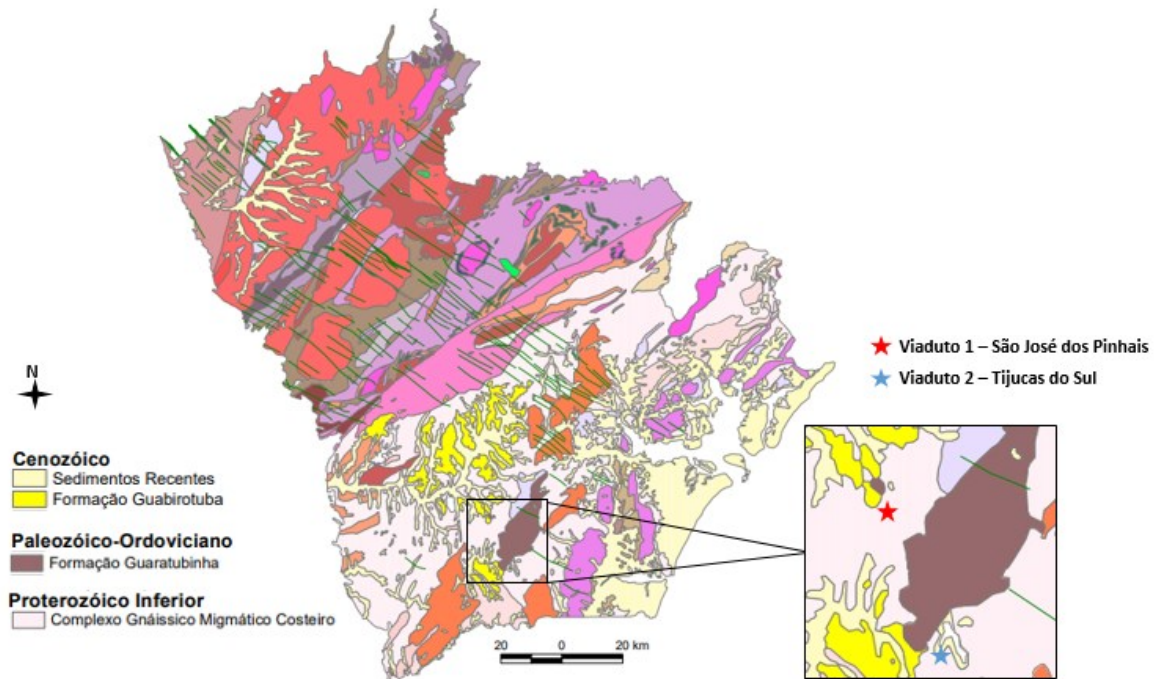


Fonte: adaptado de Google Earth (2019).

3.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA REGIÃO

Inserido no Escudo Paranaense, o local em estudo faz parte do Complexo Gnáissico Migmático e, regionalmente, é recoberto por depósitos sedimentares do Cenozóico e outras formações observadas na Figura 11.

Figura 11 - Unidades geológicas da região de estudo



Fonte: adaptado de Mineropar (2001).

A Formação Guabirota é uma das unidades geológicas que preenche a Bacia Sedimentar de Curitiba e os principais sedimentos encontrados são argilosos, silto-argilosos e argilo-siltosos (KORMANN, 2002). Solos granulares também podem estar presentes, o que faz a Formação Guabirota apresentar certa diversidade (LODDI et al., 2003).

A Formação Guaratubinha, por sua vez, compreende um conjunto de rochas sedimentares e vulcânicas assentes em discordância angular sobre o embasamento cristalino (MINEROPAR, 2001). Ainda, segundo a Mineropar (2001), ao longo da região também encontram-se sedimentos aluvionares, constituídos principalmente por argilas, siltes, cascalhos e argilas turfosas.

Essas unidades geológicas repousam sobre o Complexo Gnáissico Migmático Costeiro, também chamado de complexo cristalino ou embasamento cristalino, caracterizado

por terrenos cristalinos de alto grau metamórfico. Dentro dessa formação, a região está inserida no Domínio Curitiba, o qual apresenta predominantemente rochas gnáissicas e migmáticas associadas a anfibólitos, gnaisses graníticos, núcleos de gnaisses granulíticos e rochas máfica-ultramáfica toleíticas (MINEROPAR, 2001).

3.3. VIADUTO 1 – SÃO JOSÉ DOS PINHAIS/PR

A Figura 12 apresenta foto aérea do local da rodovia BR-376 em que foi implantado o Viaduto 1.

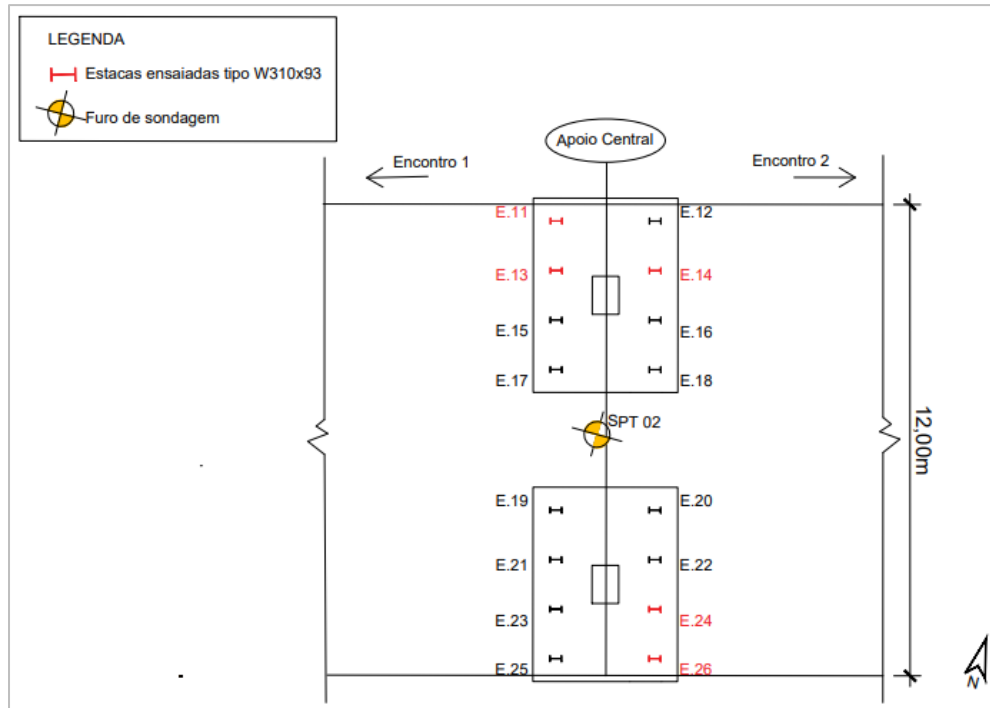
Figura 12 – Localização do Viaduto 1



Fonte: Google earth (2020).

As provas de carga dinâmica foram realizadas nas estacas do apoio central, portanto, este trabalho será direcionado à essas estacas. A planta de locação das estacas é apresentada na Figura 13.

Figura 13 – Locação das estacas e da sondagem do apoio central do Viaduto 1



Fonte: adaptado de Empresa X (2014).

Conforme mostra a Figura 13, a largura do tabuleiro é da ordem de 12 metros e na infraestrutura do apoio central constam dois blocos de fundações, com oito estacas metálicas do tipo W310x93 em cada bloco, totalizando dezesseis estacas, sendo cinco delas submetidas à prova de carga dinâmica. Também é observado um furo de sondagem à percussão executado no apoio central, cujo boletim de sondagem é apresentado na Figura 14.

3.4. VIADUTO 2 - TIJUCAS DO SUL/PR

A Figura 15 mostra foto aérea do local de implantação do Viaduto 2.

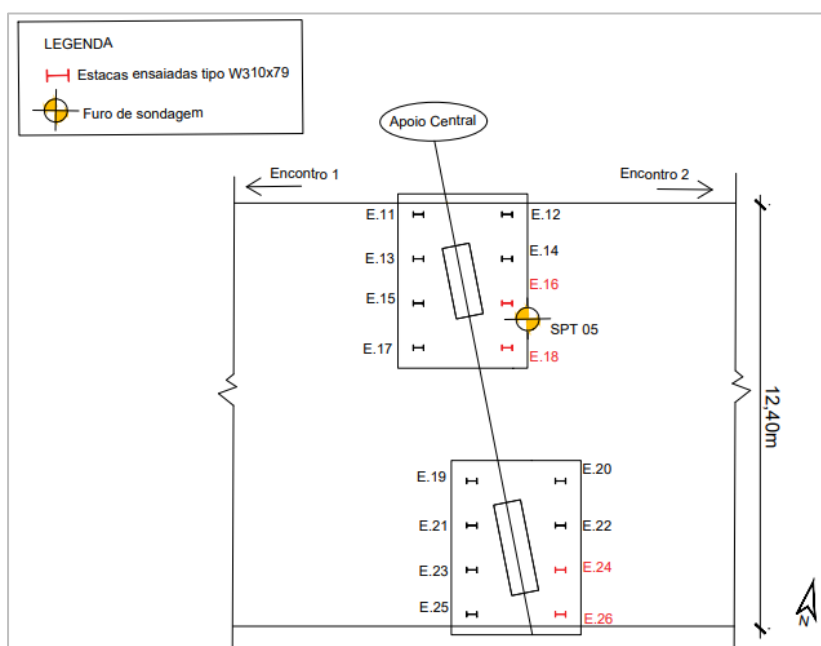
Figura 15 – Localização do Viaduto 2



Fonte: Google Earth (2020).

Assim como no Viaduto 1, as estacas ensaiadas encontram-se no apoio central, como mostra a Figura 16:

Figura 16 – Locação das estacas e da sondagem do apoio central do Viaduto 2

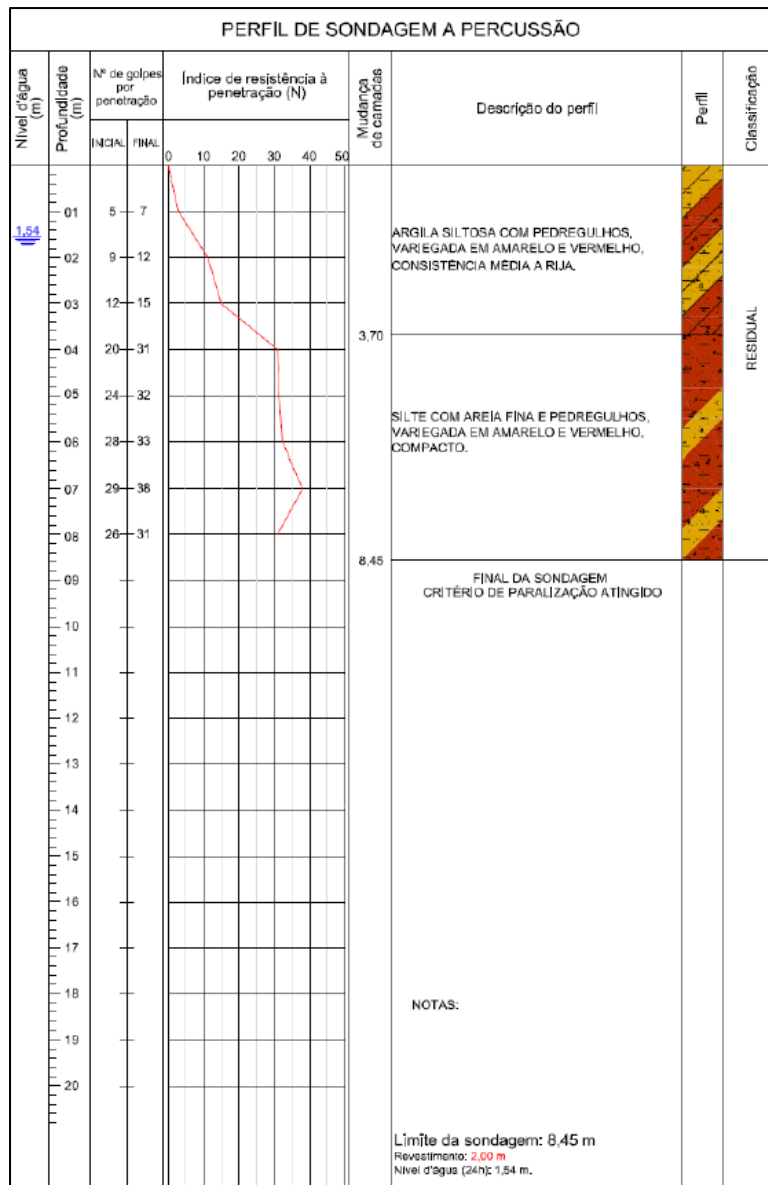


Fonte: adaptado de Empresa X (2014).

Conforme a Figura 16, o tabuleiro do viaduto tem largura de cerca de 12 metros e a infraestrutura do apoio central é composta por dois blocos de fundações, cada um com oito estacas metálicas tipo W310x79, totalizando dezesseis estacas. Dessas, quatro estacas foram submetidas às provas de carga dinâmica. Nesse mesmo local, foi executado um furo de sondagem à percussão.

Ns Figura 17 é apresentado o perfil de sondagem à percussão SPT 05 executado no apoio central, próximo às estacas ensaiadas, e que será utilizado para estimativa dos parâmetros geotécnicos do solo e cálculo da previsão da capacidade de carga.

Figura 17 - Boletim de sondagem SPT 05 do apoio central do Viaduto 2

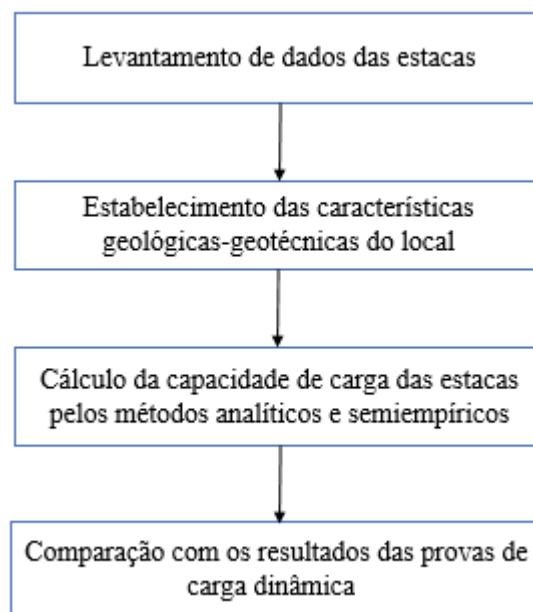


Fonte: Empresa X (2012).

4. METODOLOGIA

A Figura 18 apresenta o fluxograma que sumariza as etapas necessárias para a realização desse estudo de caso, o qual tem como objetivo geral analisar o desempenho apresentado por diferentes métodos de previsão de capacidade de carga geotécnica de fundações profundas aplicados à estacas metálicas.

Figura 18 – Fluxograma das etapas da metodologia desse trabalho



Fonte: Autora (2020).

As etapas descritas na Figura 18 contemplam a metodologia do trabalho após a apresentação do referencial teórico e prévia apresentação do caso de estudo e estão detalhadas nos subcapítulos a seguir.

4.1. LEVANTAMENTO DE DADOS DAS ESTACAS

O levantamento de dados contemplou a consulta aos arquivos disponibilizados pela Arteris Litoral Sul para a elaboração desse trabalho, os quais são referentes ao projeto e execução das obras dos viadutos. Os documentos consultados nessa etapa estão listados a seguir.

- Relatório técnico de projeto;
- Desenhos de projeto;
- Boletins dos ensaios de SPT;
- Relatório dos ensaios de carregamento dinâmico;
- Boletins de cravação das estacas do apoio central.

Com base nesses documentos foi feito o levantamento dos tipos de estacas para estabelecer a área e perímetro da seção transversal das mesmas, além do comprimento cravado embutido no terreno no dia do ensaio de carregamento dinâmico, informação extraída dos relatórios do ensaio e dos boletins de cravação das estacas. Com essa informação, foi possível determinar em qual profundidade a ponta de cada estaca foi embutida. Devido ao terreno possivelmente possuir heterogeneidade quanto às cotas de superfície, para essa determinação foi necessário observar a cota do terreno no local de cada estaca, extraída dos boletins de cravação, e a cota do furo do ensaio de SPT.

Também foi necessário verificar se a cota de ponta das estacas estava dentro da profundidade investigada pelo ensaio de SPT. No caso das cotas apresentarem disparidades, foram feitas considerações para cada ponto que serão apresentadas no Capítulo 5, juntamente com os resultados dos dados levantados nessa etapa.

4.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS DOS LOCAIS

4.2.1 Perfil estratigráfico representativo

De posse dos boletins de ensaio de SPT executados em todo o local das obras e da planta do projeto de implantação, foi possível a criação do perfil estratigráfico representativo do terreno, o qual permite a observação e compreensão espacial das camadas de solo presentes no local. Vale ressaltar que devido ao porte das duas obras foram realizados diversos ensaios de SPT na região de cada viaduto, porém, nessa análise serão utilizados apenas os ensaios de SPT mais próximos do apoio central.

4.2.2 Parâmetros geotécnicos

Visto que a investigação geotécnica realizada no local de implantação dos viadutos foi feita por meio de ensaios de SPT, os parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento do solo foram estimados com base em correlações empíricas constantes na literatura consultada, conforme apresentado no tópico 2.2 desse trabalho. Essas correlações são necessárias para o cálculo da capacidade de carga por métodos analíticos.

a) Peso específico natural

Primeiramente foi necessário estabelecer o valor representativo do peso específico natural dos solos, para o posterior cálculo da tensão efetiva a cada metro. Nesse trabalho, foram adotados os valores propostos por Godoy (1972). O Quadro 6 mostra os valores para solos argilosos em função do N_{spt} .

Quadro 6 - Peso específico de solos argilosos propostos por Godoy (1972)

N_{spt}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Marangon (2018)

O Quadro 7 apresenta os valores para solos arenosos, também em função do N_{spt} .

Quadro 7 - Peso específico de solos arenosos propostos por Godoy (1972)

N_{spt}	Compacidade	Peso específico (saturado) (kN/m ³)
< 5	Fofa	19
5 - 8	Pouco compacta	
9 - 18	Medianamente compacta	20
19 - 40	Compacta	21
> 40	Muito compacta	

Fonte: Marangon (2018)

Os valores mostrados no Quadro 7 também foram utilizados para o material silto-arenoso reportado nos perfis de sondagem SPT. Para o solo silto-arenoso de aterro,

considerou-se o peso específico de 20 kN/m³ e para o solo silto-arenoso residual, adotou-se o valor de 21 kN/m³.

b) Ângulo de atrito

Para a estimativa do ângulo de atrito foram utilizadas as correlações propostas (3) e (4) por Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996), apresentadas no subcapítulo 2.2 e mostradas novamente a seguir.

$$\Phi = 15^\circ + \sqrt{24 * N_{60}} \quad (3 \text{ bis})$$

$$\Phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 * N_{60}} \quad (4 \text{ bis})$$

Os valores obtidos por essas equações foram comparados com valores típicos de ângulo de atrito de diversos solos reportados por Bowles (1997), Schnaid (2009) e Marangon (2018). Verificou-se que foram encontrados valores coerentes para todos materiais de ambos viadutos.

A definição do ângulo de atrito a ser adotado para cada tipo de solo presente nos perfis de sondagem foi feita conforme sequência a seguir:

- Foi encontrado dois valores de ângulo de atrito para cada metro, obtidos pelas Equações 3 bis e 4 bis;
- Calculou-se a média dos valores obtidos a cada metro para cada camada de solo analisada. Com isso, obteve-se dois valores médios de ângulo de atrito para cada camada, um para cada Equação.
- O ângulo de atrito final adotado de cada camada foi obtido pela média dos valores médios obtidos anteriormente, limitando esse valor final em 45°. Essa limitação foi devido ao fato de que as literaturas consultadas raramente apresentam valores de ângulo de atrito maiores de 45°;
- Os valores de N_{60} foram limitados a 50 devido aos métodos de capacidade de carga utilizados posteriormente também serem limitados a esse valor.

A sequência exposta acima pode ser expressa pela Equação 17:

$$\Phi_{adot} = \frac{\frac{\sum \Phi_{Teixeira}}{n} + \frac{\sum \Phi_{Hatanaka e Uchida}}{n}}{2} \leq 45^\circ \quad (17)$$

Onde:

n = Espessura da camada analisada, em metros.

c) Resistência não-drenada

Para a estimativa da resistência não-drenada das camadas de argila foi utilizada a correlação proposta por Stroud (1974), explicada no subcapítulo 2.2, conforme Equação 18.

$$S_u = 4,5N_{60} \quad (18)$$

A partir da Equação 18, obteve-se um valor de resistência não-drenada para cada metro da camada de argila. O valor final adotado de resistência não-drenada para a camada de argila foi o valor médio dentre esses. Assim como para o ângulo de atrito, o N_{60} foi limitado a 50. Resultados coerentes foram encontrados, comparando a resistência não-drenada obtida com valores típicos reportados por Marangon (2018).

4.3. CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS E COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA DINÂMICA

A capacidade de carga das estacas foi estimada por meio dos métodos analíticos e semiempíricos apresentados no subcapítulo 2.3 e com base nos boletins de ensaio de SPT executados no apoio central de cada obra. Conforme discussão apresentada nesse mesmo subcapítulo, também foi necessário a determinação da geometria da seção transversal das estacas a ser adotada nos cálculos.

Sendo assim, inicialmente procedeu-se os cálculos utilizando os métodos analíticos de Terzaghi (1943) para resistência de ponta, o método citado por Velloso e Lopes (2010) para resistência por atrito lateral em solos arenosos e o método de Vijayvergiya e Focht (1972) para solos argilosos. Os métodos semiempíricos utilizados foram Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Quanto aos valores de área de ponta e perímetro da

seção transversal das estacas, para essa análise optou-se por utilizar a recomendação de Salgado (2006), a qual encontra-se explicada na Figura 5 do subcapítulo 2.3.

Os resultados de resistência de ponta, resistência por atrito lateral e carga de ruptura fornecidos por cada método foram comparados entre si. Em seguida, fez-se a comparação desses resultados com os valores reportados nas provas de carga dinâmica. Vale ressaltar que nos relatórios das provas de carga dinâmica são apresentadas as resistências mobilizadas para cada altura de queda e por fim a resistência máxima mobilizada em cada estaca. Para esse trabalho, essas resistências máximas mobilizadas foram consideradas iguais à carga de ruptura, pois a curva carga – deslocamento apresentada nos relatórios da prova de carga dinâmica para cada estaca apresenta tendência para ruptura.

Após a análise dessas comparações e com o objetivo de investigar a influência da geometria da seção transversal das estacas sobre os resultados, calculou-se novamente a capacidade de carga das estacas de ambos viadutos, dessa vez adotando outras duas geometrias. Nessa segunda análise, utilizou-se a área e perímetro do perfil H na primeira simulação e a área e o perímetro do retângulo envolvente na segunda simulação, obtendo-se assim dois novos valores de capacidade de carga. Para o cálculo, optou-se por utilizar o método de Décourt-Quaresma (1978).

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

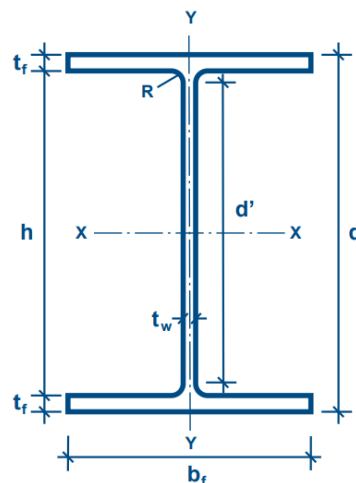
Esse capítulo apresenta os resultados de cada etapa da metodologia desse trabalho.

5.1. LEVANTAMENTO DE DADOS

I. Viaduto 1

O perfil metálico empregado foi do tipo W310x93, perfil H, de seção transversal representada na Figura 19.

Figura 19 – Perfil metálico



Fonte: Gerdau (2020).

Com as dimensões da Figura 19 especificadas por Gerdau (2020), foi possível calcular os valores de área e perímetro do perfil H e do retângulo envolvente.

Com relação às cotas do terreno e do assentamento da ponta da estaca, observou-se que a cota do terreno no local de cravação das estacas objetos de estudo não eram coincidentes com a cota do furo do ensaio SPT 02 executado na região do apoio central. Essa diferença era pouco menos de 2 metros, portanto optou-se por tratar ambas cotas como sendo iguais.

A Tabela 1 apresenta o resumo de informações pertinentes às estacas analisadas.

Tabela 1 - Dados das estacas do Viaduto 1

Estacas	Tipo	Carga de trabalho	Comprimento embutido	Perfil H		Retângulo env.	
				Área (m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	Perímetro (m)
E.11 E.13 E.14 E.24 E.26	Aço ASTM A520 W310x93	650 kN	11,10 m	0,012	1,780	0,093	1,222

Fonte: Autora (2020).

II. Viaduto 2

No Viaduto 2, as estacas empregadas foram do tipo W310x79, com a mesma geometria mostrada na Figura 19. As dimensões para o cálculo da área e perímetro também foram extraídas de Gerda (2020).

Quanto à verificação das cotas, observou-se que a cota do terreno no local de execução das estacas estudadas do Viaduto 2 e do furo SPT 05 executado no apoio central eram coincidentes. No entanto, o comprimento cravado das estacas ultrapassou a profundidade do limite da sondagem SPT 05. Nesse caso, foi considerado que as camadas abaixo desse limite apresentam o mesmo tipo de solo e N_{spt} do último metro investigado.

Na Tabela 2 são apresentadas informações relacionadas às estacas estudadas.

Tabela 2 - Dados das estacas do Viaduto 2

Estacas	Tipo	Carga de trabalho	Comprimento embutido	Perfil H		Retângulo env.	
				Área (m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	Perímetro (m)
E.16 E.18 E.24 E.26	Aço ASTM A520 W310x79	800 kN	11,00 m	0,010	1,770	0,091	1,210

Fonte: adaptado de Empresa X (2014).

Destaca-se, também, que em ambos viadutos as provas de carga dinâmica foram executadas cerca de três dias após a cravação das estacas.

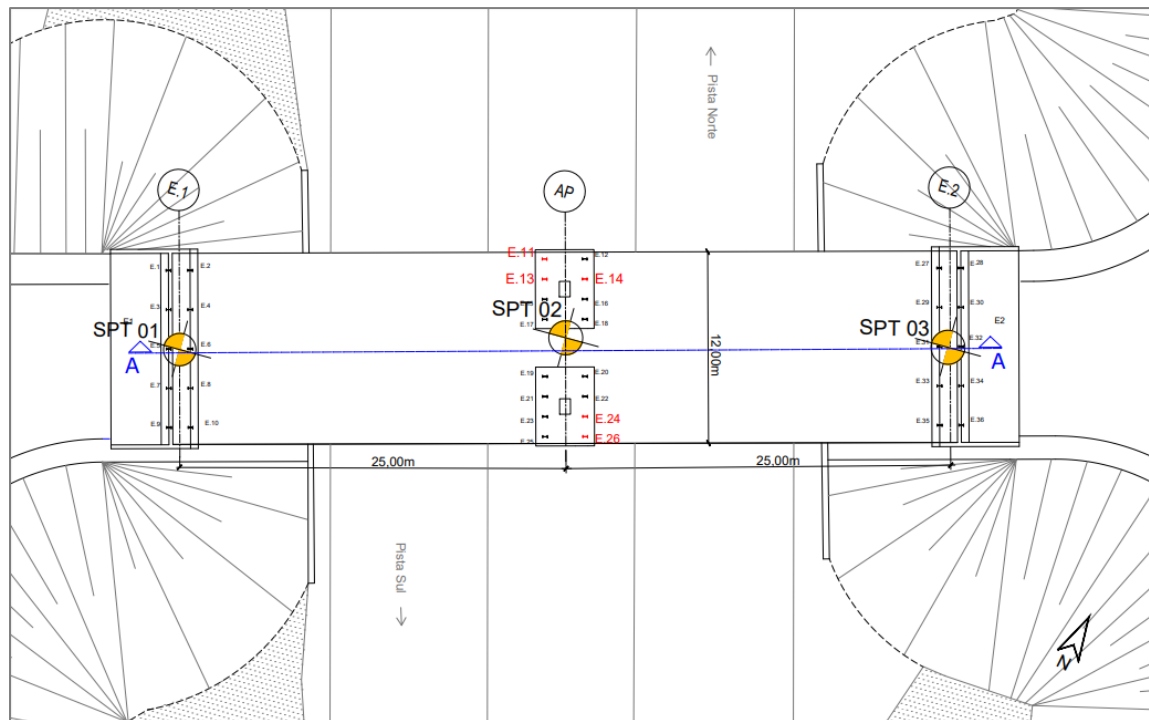
5.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICA-GEOTÉCNICAS DOS LOCAIS

5.2.1. Perfil estratigráfico representativo

I. Viaduto 1

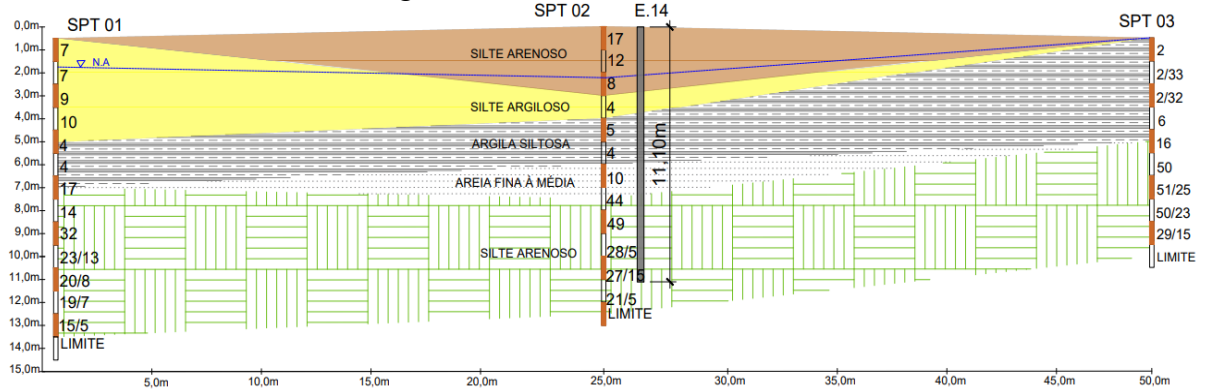
A Figura 20 mostra a distribuição dos ensaios de SPT e a localização do corte AA representativo que gerou o perfil estratigráfico do terreno, além de evidenciar (em vermelho) as estacas estudadas nesse trabalho. Em seguida, a Figura 21 apresenta o perfil estratigráfico estabelecido a partir da análise das sondagens.

Figura 20 - Mapeamento das sondagens SPT do Viaduto 1



Fonte: adaptado de Empresa X (2014).

Figura 21 - Corte AA do Viaduto 1



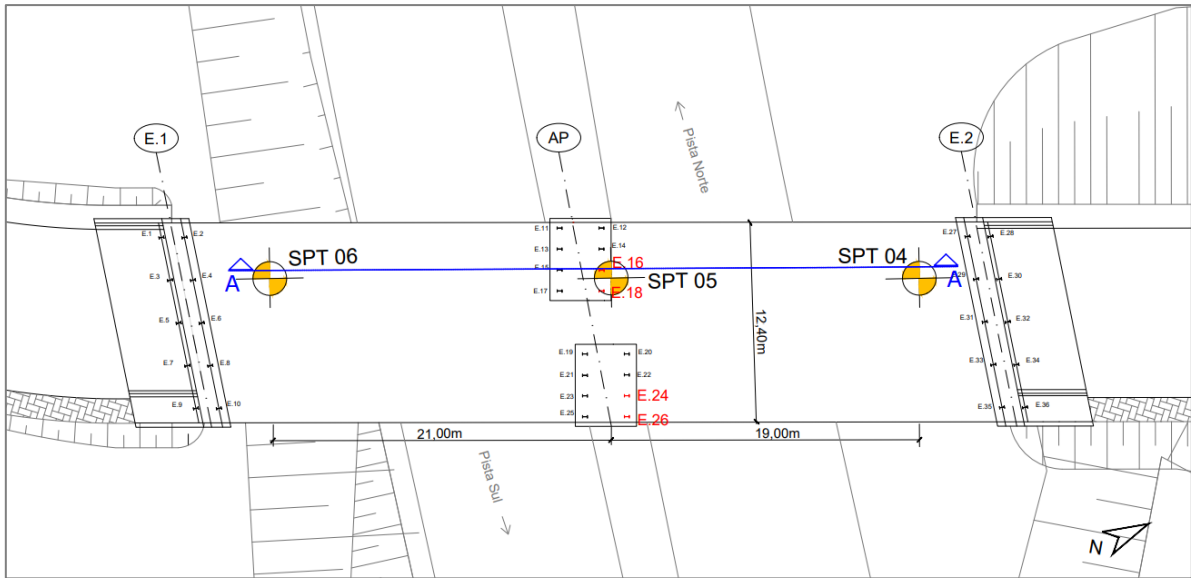
Fonte: Autora (2020).

Conforme a Figura 21, nos primeiros metros encontra-se o aterro da rodovia, formado por materiais siltosos, sobrejacente a camadas aluvionares de argila siltosa de baixa resistência e uma fina camada de areia, também indicada como aluvionar nos boletins de sondagem. Essas camadas estão sobrepostas ao solo residual silto-arenoso encontrado em profundidades entre 4 e 8 metros, em que o N_{spt} cresce rapidamente com a profundidade. As sondagens apontaram que o nível d'água foi encontrado entre 0,00 metro e 2,20 metros de profundidade. O limite de sondagem ocorreu entre 9,00 e 13,00 metros.

II. Viaduto 2

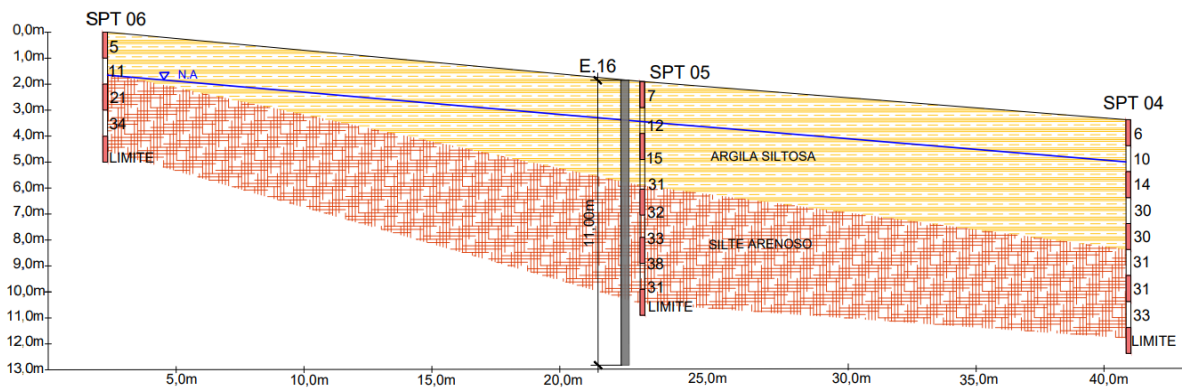
A disposição dos ensaios de SPT utilizados para a criação do perfil estratigráfico do Viaduto 2 são apresentadas na Figura 22, evidenciando também (em vermelho) as estacas em estudo. A Figura 23 mostra o perfil estratigráfico obtido.

Figura 22 - Mapeamento das sondagens SPT do Viaduto 2



Fonte: adaptado de Empresa X (2014)

Figura 23 - Corte AA do Viaduto 2



Fonte: Autora (2020).

O perfil estratigráfico apresentado na Figura 23 indica a presença de solo residual desde a superfície do terreno, caracterizado como argilo-siltoso, sobreposto a uma camada silto-arenosa em que o N_{spt} cresce rapidamente com a profundidade. De maneira geral, chega-se a 30 golpes em cerca de 4 metros de profundidade. A posição do nível d'água apontado nos boletins de sondagem foi, em média, igual a 1,50 metro de profundidade. O limite de sondagem ocorreu entre 4 e 8 metros.

5.2.2 Parâmetros geotécnicos

I. Viaduto 1

Para o Viaduto 1, o perfil estratigráfico considerado para o cálculo dos parâmetros geotécnicos foi o apresentado pelo SPT 02 (Figura 16). A Tabela 3 apresenta os parâmetros geotécnicos encontrados. Para o cálculo desses parâmetros, foi feita a consideração de tratar as camadas siltosas e arenosas como puramente friccionais, enquanto que a camada argilo-siltosa foi considerada puramente coesiva.

Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos dos solos do Viaduto 1

Prof. (m)	Solo	Nspt	N60	γ (kN/m ³)	$\sigma'v$ (kPa)	Φ' (Teixeira)	Φ' (Hatanaka e Uchida)	Φ' adotado (°)	Su (Stroud) (kPa)	Su adotado (kPa)
1	Silte arenoso	17	20	20	20,00	37	38	-	-	-
2		12	14	20	40,00	34	35	34	-	-
3		8	10	20	52,00	30	32	-	-	-
4	Argila siltosa	4	5	15	57,00	-	-	-	22	-
5		5	6	15	62,00	-	-	-	27	23
6		4	5	15	67,00	-	-	-	22	-
7	Areia	10	12	20	77,00	32	34	33	-	-
8	Silte arenoso	44	50	21	88,00	50	48	-	-	-
9		49	50	21	99,00	50	48	-	-	-
10		28/5	50	21	110,00	50	48	45	-	-
11		27/15	50	21	121,00	50	48	-	-	-
12		21/5	50	21	132,00	50	48	-	-	-

NA = 2,20 m

Fonte: Autora (2020).

II. Viaduto 2

Para o Viaduto 2, o cálculo dos parâmetros foi feito considerando o perfil estratigráfico apresentado pelo SPT 05 (Figura 17). A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos. A camada de silte arenoso foi considerada puramente friccional, e a camada de argila siltosa foi considerada puramente coesiva.

Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos dos solos do Viaduto 2

Prof. (m)	Solo	N _{spt}	N ₆₀	γ (kN/m ³)	$\sigma'v$ (kPa)	Φ' (Teixeira)	Φ' (Hatanaka e Uchida)	Φ' adotado (°)	Su (Stroud) (kPa)	Su adotado (kPa)
1		7	8	19	19	-	-	-	38	
2	Argila siltosa*	12	14	19	33,4	-	-	-	65	61
3		15	18	19	42,4	-	-	-	81	
4		31	37	21	53,4	45	44		-	-
5		32	38	21	64,4	45	44		-	-
6		33	40	21	75,4	46	45		-	-
7	Silte arenoso	38	46	21	86,4	48	46		-	-
8		31	37	21	97,4	45	44	45	-	-
9		31	37	21	87,4	45	44		-	-
10		31	37	21	98,4	45	44		-	-
11		31	37	21	109,4	45	44		-	-
12		31	37	21	120,4	45	44		-	-

*solo residual

N.A = 1,54 m

Fonte: Autora (2020).

É importante destacar que conforme explicado no subcapítulo 5.1 e evidenciado na Figura 22, o limite de sondagem do SPT 05 ocorreu em uma profundidade aproximada de 8,50m, sendo menor do que a profundidade de assentamento das estacas. Devido a falta de informações para o estabelecimento do índice de resistência à penetração das profundidades abaixo de 8,50m, considerou-se o mesmo material e o mesmo N_{spt} do último metro investigado.

5.3. CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

5.3.1. Resultados de capacidade de carga calculados pelos métodos estáticos

I. Viaduto 1

A Tabela 5 resume os resultados de resistência de ponta, resistência por atrito lateral e carga de ruptura na profundidade de assentamento (11,10m, considerado no cálculo como 11,00m) calculados pelos métodos analíticos e pelos métodos semiempíricos para o Viaduto 1, com a geometria da estaca adotada de acordo com o tipo de solo a cada metro conforme recomendação de Salgado (2006). Na sequência, serão mostrados os gráficos com as curvas

Resistência x Profundidade de cada método de cálculo. As planilhas de cálculo podem ser visualizadas nos Apêndices, A, B e C.

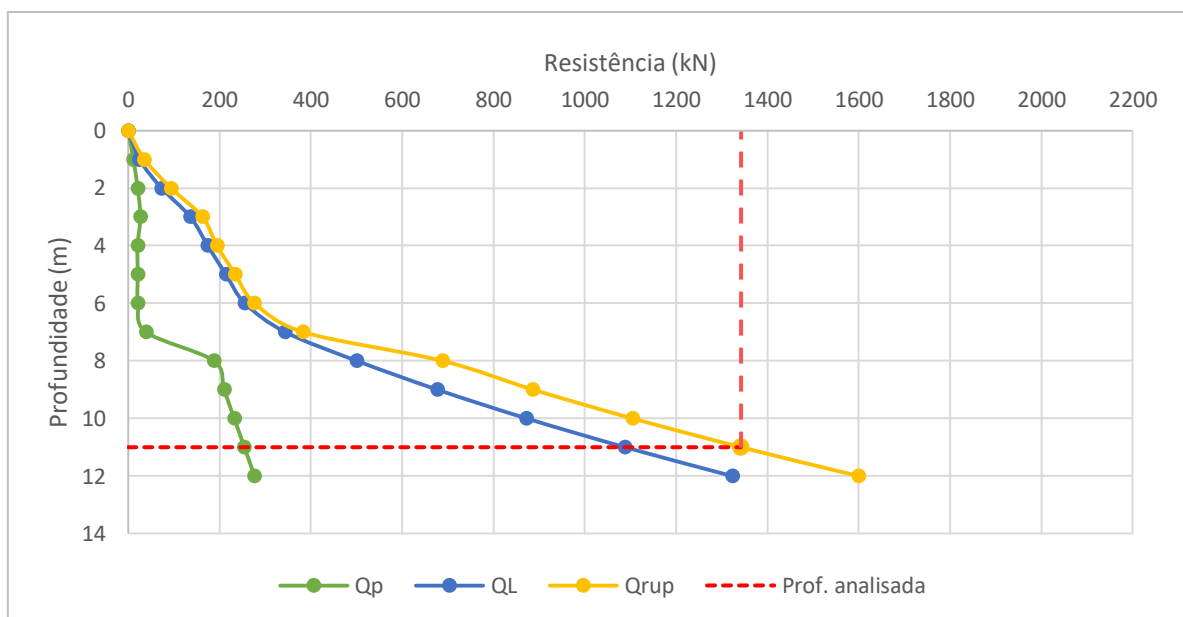
Tabela 5 – Resultados de capacidade de carga calculada por métodos estáticos para o Viaduto 1

Método	Q _p (kN)	Q _L (kN)	Q _{rup} (kN)
Método analítico	254	1088	1342
Aoki-Velloso	184	1526	1710
Décourt-Quaresma	146	1656	1802

Fonte: Autora (2020).

A Figura 24 mostra a distribuição das resistências ao longo da profundidade determinada pelos métodos analíticos.

Figura 24 – Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida por métodos analíticos para o Viaduto 1



Fonte: Autora (2020).

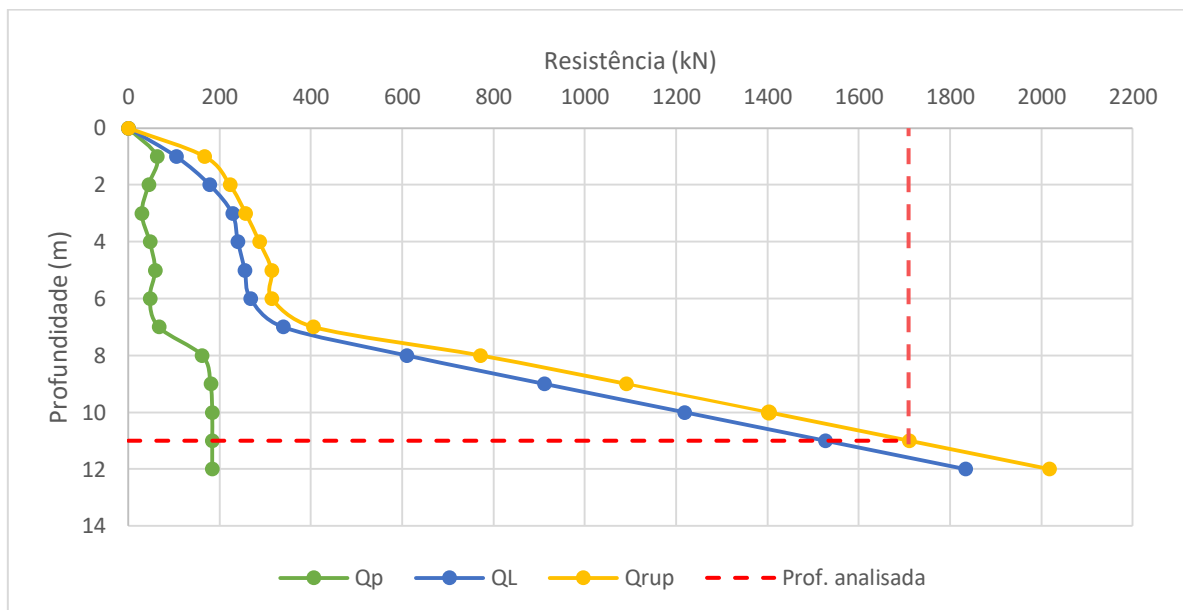
É possível notar que a resistência de ponta se mantém baixa e com valores aproximados entre si ao longo da camada de aterro e de solo sedimentar até atingir a camada residual silto-arenosa, em cerca de 8 metros, que apresenta altos valores de N_{spt} . Pode-se atrelar o abrupto crescimento da resistência de ponta ao atingir a camada de silte arenoso

residual aos fatores de carga N_c , N_q e N_γ que são relacionados diretamente ao ângulo de atrito, o qual atinge alto valor na camada residual em comparação com as camadas sedimentares subjacentes.

A resistência lateral, por sua vez, também apresenta menor taxa de crescimento ao longo do aterro, nos primeiros 3 metros, e na camada aluvionar, até os 6 metros. Quando atinge a camada silto-arenosa residual, apresenta valores mais altos e crescimento mais expressivo.

Observa-se, também, que a curva da carga de ruptura acompanha a curva da resistência lateral. Essa tendência também é observada nos cálculos pelo método Aoki e Velloso (semiempírico), como mostra a Figura 25.

Figura 25 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida pelo método Aoki-Velloso para o Viaduto 1



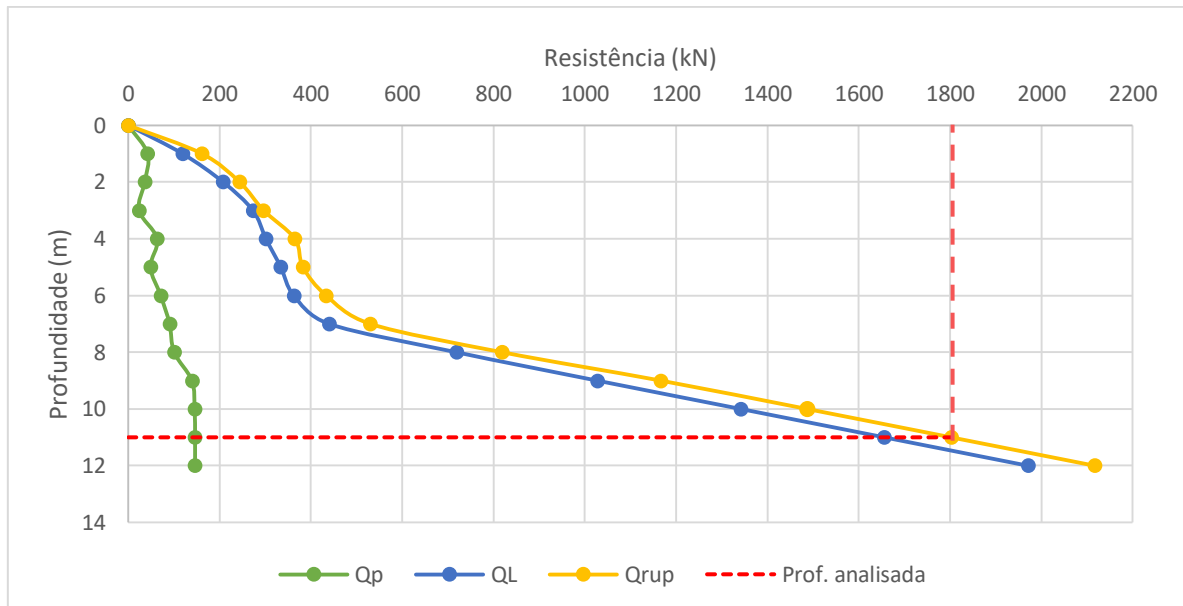
Fonte: Autora (2020).

Na Figura 25 observa-se que, assim como a carga de ruptura, a resistência por atrito lateral pelo método Aoki e Velloso, também apresenta alta taxa de crescimento com o aumento da profundidade ao atingir a camada de silte arenoso residual, fato que pode ser atribuído aos altos valores de N_{spt} encontrados nessa camada em relação às camadas de solo subjacentes, ainda que limitados ao valor de 50. Antes de atingir essa camada, apresenta menor crescimento, de comportamento similar ao observado pelo método analítico.

Quanto à resistência de ponta, essa apresenta leves variações de valores antes de atingir a camada residual. Quando atinge, apresenta aumento acentuado. Entretanto, esse valor se mantém constante com a profundidade, devido ao material dessa camada apresentar valores de N_{spt} perto de 50 logo no primeiro metro e maiores que 50 até o final da sondagem, limitando o cálculo a esse valor.

A Figura 26 apresenta o comportamento em termos de capacidade de carga mobilizada com a profundidade para o método Décourt-Quaresma.

Figura 26 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida pelo método Décourt-Quaresma para o Viaduto 1



Fonte: Autora (2020).

É possível perceber que quando calculada pelo método Décourt-Quaresma, a resistência de ponta não apresenta acentuada mudança no valor como observado no método analítico e no método de Aoki-Velloso, além de atingir menor valor nos últimos metros dentre os métodos supracitados. Por outro lado, a resistência por atrito lateral calculada por Décourt-Quaresma apresenta comportamento semelhante aos outros métodos utilizados, mas atinge maior valor, e, assim como no método analítico e no método Aoki-Velloso, também dita o comportamento da curva da carga de ruptura.

II. Viaduto 2

A Tabela 6 resume os resultados de resistência de ponta, resistência por atrito lateral e carga de ruptura na profundidade de assentamento das estacas analisadas do Viaduto 2. As planilhas de cálculo encontram-se nos Apêndices A, B e C.

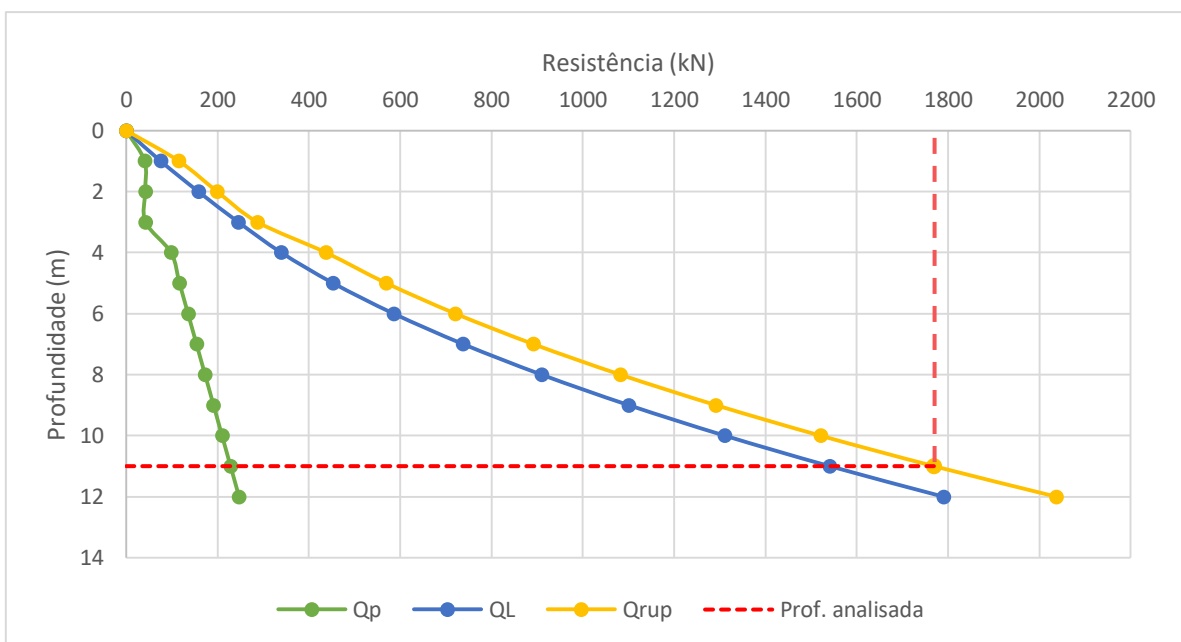
Tabela 6 - Resultados de capacidade de carga calculada por métodos estáticos para o Viaduto 2

Método	Q _p (kN)	Q _L (kN)	Q _{rup} (kN)
Método analítico	228	1541	1769
Aoki-Velloso	95	1730	1825
Decourt-Quaresma	78	1918	1995

Fonte: Autora (2020).

Na sequência, são apresentados os gráficos da distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida em cada método. A Figura 27 mostra os resultados do método analítico para o Viaduto 2. Conforme mostrado anteriormente no boletim do ensaio de SPT executado no local, o mesmo apresenta solo residual desde a superfície do terreno.

Figura 27 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida por métodos analíticos para o Viaduto 2



Fonte: Autora (2020).

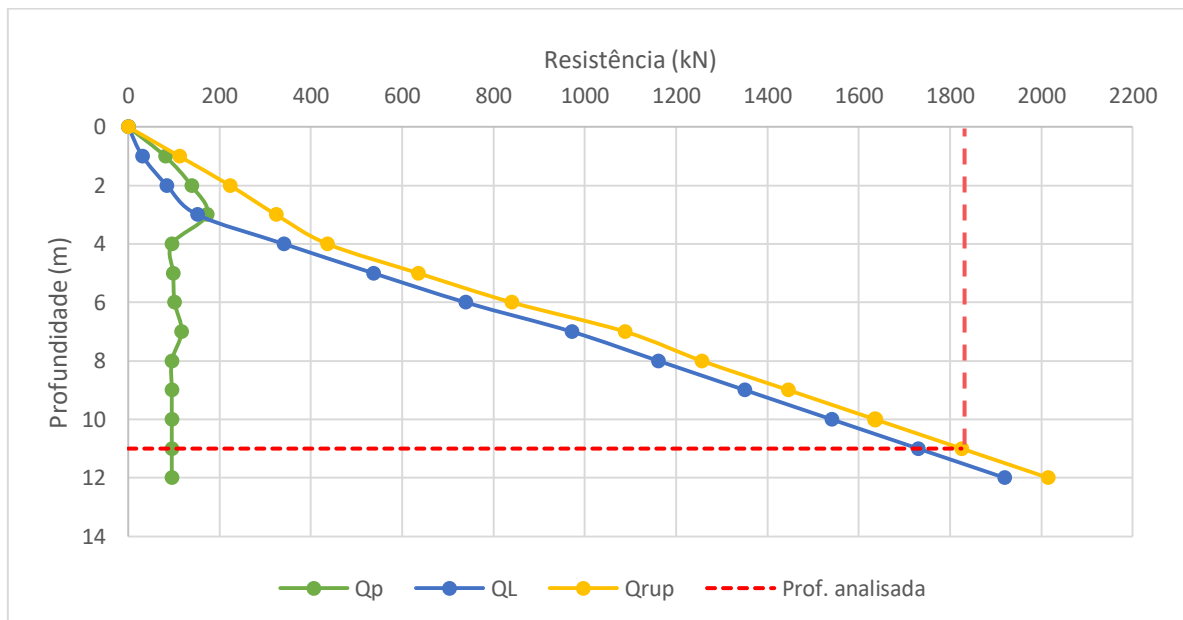
Nesse caso, a curva da resistência de ponta até 3 metros diz respeito à argila siltosa residual que tem sua resistência ao cisalhamento expressa por S_u . Assim, a variação de tensão efetiva ao longo da profundidade tem pouca influência sobre os valores de resistência de ponta e consequentemente esses são praticamente constantes ao longo desse trecho. À partir de 4 metros, o solo tem sua resistência ao cisalhamento expressa por parâmetros drenados, ocasionando o crescimento da resistência de ponta de forma constante com a profundidade.

Além disso, assim como analisado no Viaduto 1, os fatores de carga N_c , N_q e N_γ quando relacionados com camadas de solo com alto ângulo de atrito provocam abrupto crescimento da resistência de ponta.

O mesmo não foi observado nas curvas da resistência por atrito lateral e da carga de ruptura, em que os valores mantêm crescimento aproximadamente constante.

Por outro lado, a distribuição de resistências calculadas pelos métodos semiempíricos demonstrou comportamento distinto do método analítico. A Figura 28 mostra os resultados do método Aoki-Velloso.

Figura 28 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida pelo método Aoki-Velloso para o Viaduto 2



Fonte: Autora (2020).

Ao analisar a curva da resistência de ponta, é interessante observar que essa atinge maiores valores nos primeiros metros, ao longo da camada de argila, em comparação com a camada de silte arenoso residual, mesmo que essa última apresente maiores valores de N_{spt} .

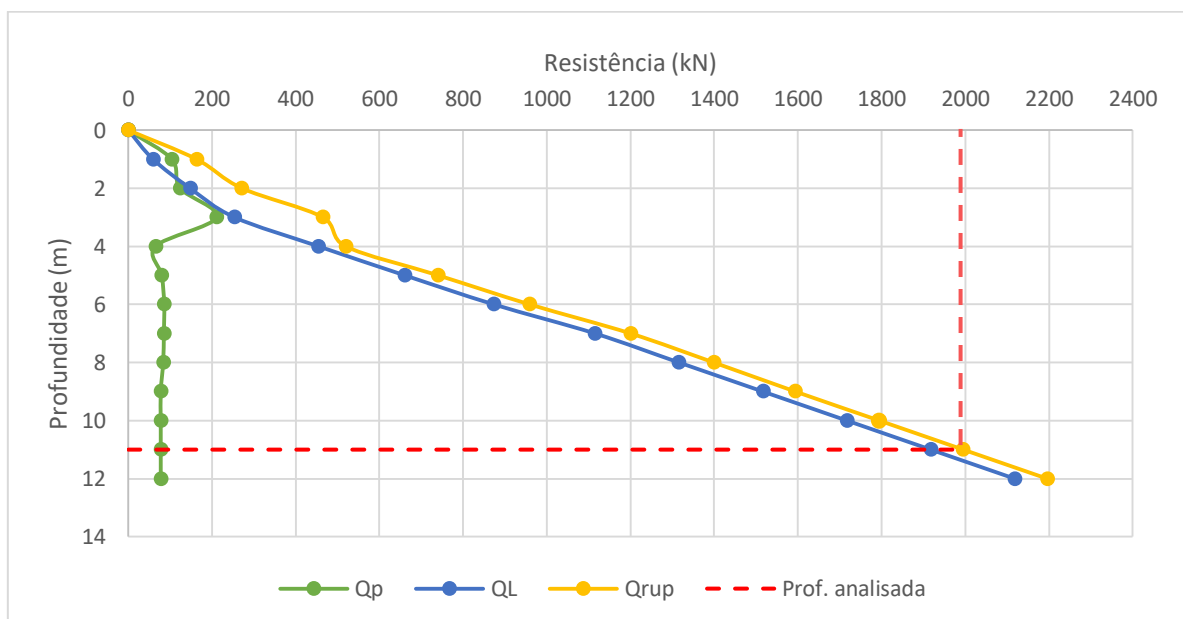
e parâmetro k do que a primeira. Os valores aproximadamente constantes da camada de silte arenoso estão relacionados com o valor de N_{spt} que foi considerado constante após o limite de sondagem aos 8,5 metros, conforme discutido em capítulos anteriores. Notou-se, então, que o comportamento de resistência de ponta obtido está relacionado com a área de ponta da estaca utilizada para cada tipo de solo.

Conforme apresentado anteriormente, foi utilizada a recomendação de Salgado (2006), a qual sugere que para argilas rijas e duras deve-se utilizar a área de ponta como o retângulo envolvente, e para solos arenosos, a área real do perfil H. Como essas duas áreas possuem significativa diferença no valor (ver subcapítulo 5.1, Tabela 2), observou-se significativa diferença na resistência de ponta para essas duas camadas.

O mesmo não foi observado na curva de resistência por atrito lateral, que para as duas camadas de solo foi utilizado o perímetro do perfil H, e apresentou crescimento nos valores de resistência de acordo com o N_{spt} . A curva da carga de ruptura, de uma maneira geral, acompanhou o comportamento da curva de resistência por atrito lateral

Comportamentos semelhantes foram observados quando utilizado o método Décourt-Quaresma para o cálculo, como mostra a Figura 29.

Figura 29 - Distribuição das resistências ao longo da profundidade obtida pelo método Décourt-Quaresma para o Viaduto 2

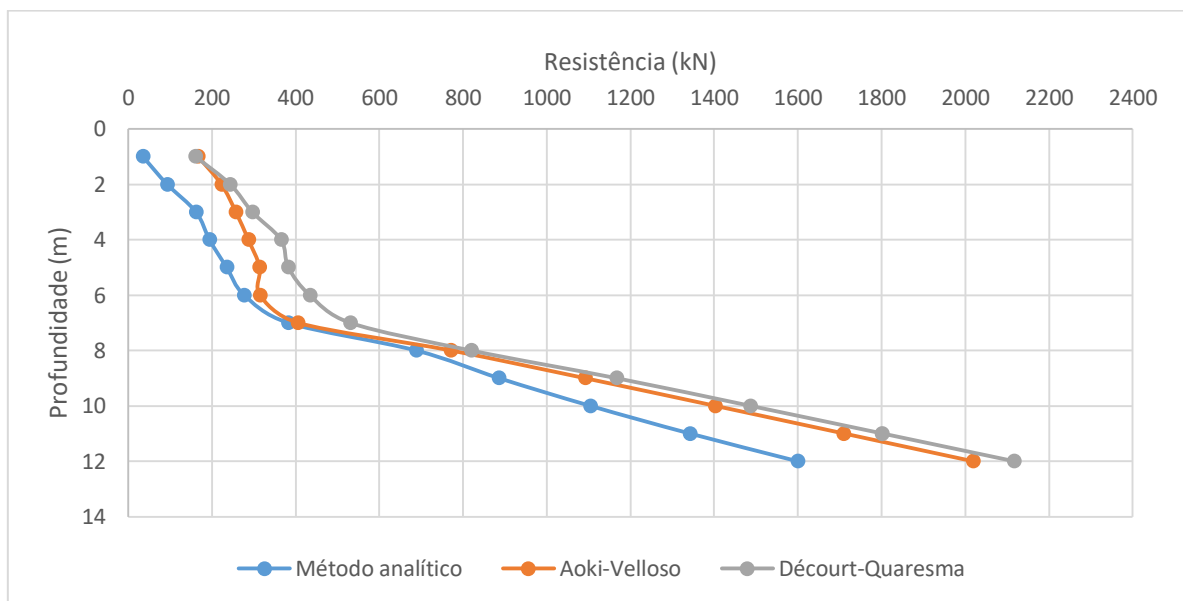


Fonte: Autora (2020).

Com relação à resistência de ponta, nota-se que nesse método os valores apresentam o mesmo comportamento observado no método Aoki-Velloso discutido anteriormente. Do mesmo modo, tanto o parâmetro C envolvido no cálculo da resistência de ponta quanto os valores de N_{spt} são maiores para a camada de silte arenoso residual. Entretanto, os valores para essa camada são menores do que os valores obtidos nos primeiros metros para a argila, o que indica que a área de ponta utilizada para cada tipo de solo é o fator de maior influência nesse caso. As curvas de resistência por atrito lateral e carga de ruptura se comportam de maneira semelhante àquela observada no método Aoki-Velloso.

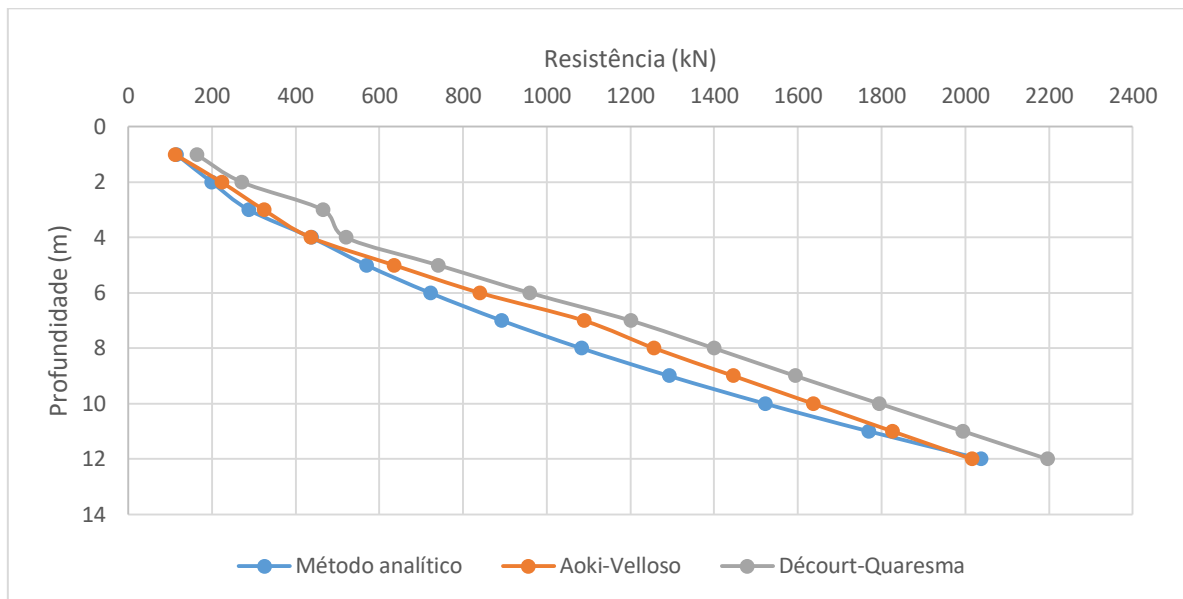
Por fim, as Figuras 30 e 31 mostram as curvas de carga de ruptura do Viaduto 1 e do Viaduto 2 obtidas pelos métodos estáticos.

Figura 30 – Distribuição das cargas de ruptura ao longo da profundidade calculada pelos métodos estáticos para o Viaduto 1



Fonte: Autora (2020).

Figura 31 - Distribuição das cargas de ruptura ao longo da profundidade calculada pelos métodos estáticos para o Viaduto 2



Fonte: Autora (2020).

Nas Figuras 30 e 31, ao observar o comportamento das curvas até a profundidade analisada (11 metros) é possível notar que em ambos os casos o método Décourt-Quaresma forneceu maiores valores de carga de ruptura do que o método Aoki-Velloso. O método analítico, por outro lado, apresentou os valores mais conservadores. No entanto, é interessante observar que para o Viaduto 2, o método analítico forneceu resultados satisfatórios quando comparados aos da prova de carga dinâmica, conforme será exposto a seguir, e muito próximos aos resultados do método Aoki-Velloso.

5.3.2. Comparação dos resultados de capacidade de carga calculados pelos métodos estáticos com os resultados das provas de carga dinâmica das estacas

I. Viaduto 1

A Tabela 7 apresenta os valores de capacidade de carga calculados pelos métodos estáticos e pelas provas de carga dinâmica (PCD) do Viaduto 1, bem como as parcelas de resistência de ponta e resistência por atrito lateral.

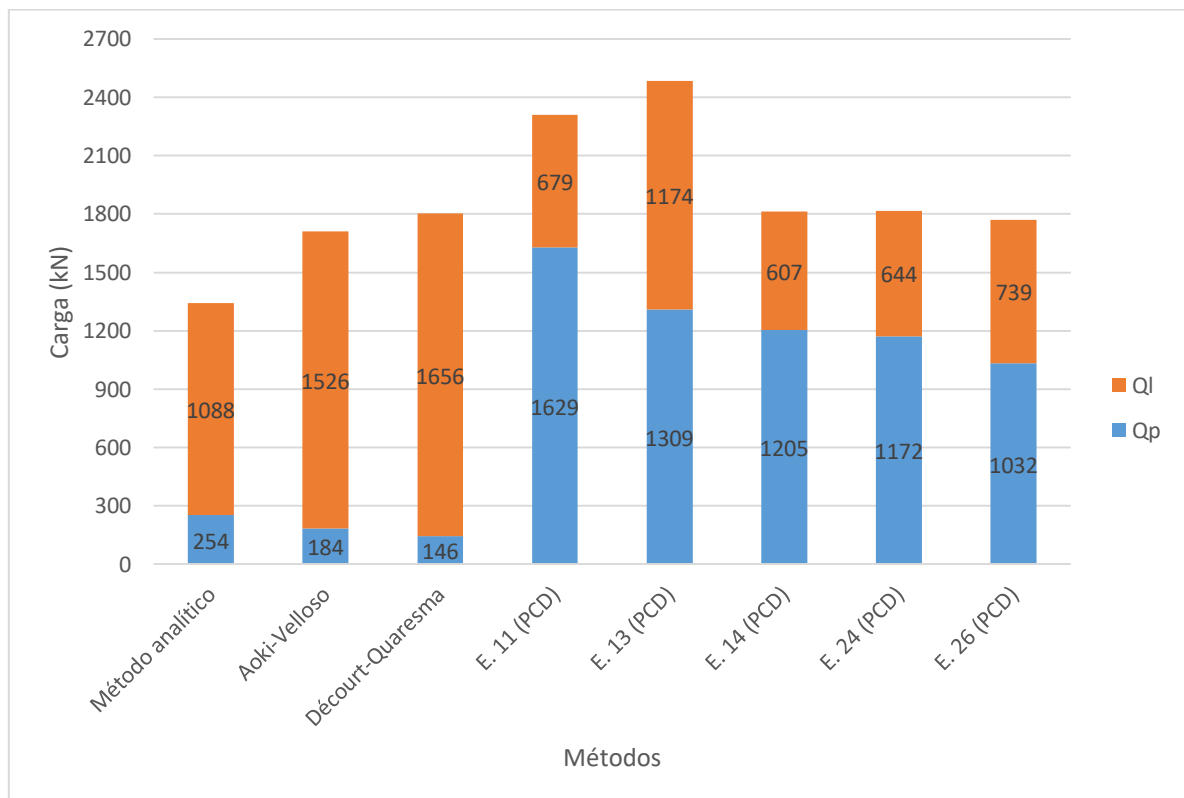
Tabela 7 – Resultados de capacidade de carga por métodos estáticos e das provas de carga dinâmica do Viaduto 1

Método	Q _P (kN)	Q _L (kN)	Q _{RUP} (kN)	
Método analítico	254	1088	1342	
Aoki-Velloso	184	1526	1710	
Decourt-Quaresma	146	1656	1802	
Prova de Carga Dinâmica	E.11	1629	679	2308
	E.13	1309	1174	2483
	E.14	1205	607	1812
	E.24	1172	643	1815
E.26	1032	739	1771	

Fonte: Autora (2020).

Para melhor visualização dos resultados, a distribuição das parcelas de capacidade de carga está exposta na Figura 32.

Figura 32 – Gráfico dos resultados de capacidade de carga calculados por métodos estáticos e das provas de carga dinâmica do Viaduto 1



Fonte: Autora (2020).

Ao observar a Tabela 7 e a Figura 32, fica evidente a diferença entre os resultados das parcelas de resistência de ponta e resistência por atrito lateral estimados pelos métodos estáticos e os resultados mobilizados em campo pelas provas de carga dinâmica. Diferente do que normalmente ocorre em estacas metálicas, em que prevalece a resistência por atrito lateral (CINTRA; AOKI, 2010), nesse caso a medição em campo mostrou que houve predominância da resistência de ponta. Essa condição pode ser decorrente da possibilidade das pontas das estacas estudadas estarem assentes em algum pedregulho, o qual tem sua ocorrência constatada no ensaio de SPT 02 (Figura 14, página 43) tomado como referência, ou ainda por atingir alguma camada de rocha alterada.

Apesar da diferença significativa observada nas parcelas de resistências, as cargas de ruptura calculadas pelos métodos semiempíricos apresentaram concordância com os resultados das provas de carga das estacas E. 14, E. 24 e E. 26. Para todas as estacas, o método analítico mostrou-se conservador.

A Tabela 8 apresenta a razão entre o valor calculado de carga de ruptura por cada método estático e o valor mobilizado em campo, nas provas de carga dinâmica, além de mostrar também a média e o desvio-padrão dos resultados.

Tabela 8 – Razão calculado/mobilizado entre a capacidade de carga calculada e a capacidade de carga mobilizada pela PCD no Viaduto 1

Estaca (PCD)	Método Analítico	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma
E. 11	0,58	0,74	0,78
E. 13	0,54	0,69	0,73
E. 14	0,74	0,94	0,99
E. 24	0,74	0,94	0,99
E. 26	0,76	0,97	1,02
MÉDIA	0,67	0,86	0,90
DESVIO-PADRÃO	0,09	0,12	0,12

Fonte: Autora(2020).

Ao analisar a Tabela 8, observa-se que de maneira geral Décourt-Quaresma foi o método que apresentou estimativa de carga de ruptura mais próxima das estacas analisadas. O método Aoki-Velloso apresentou razões calculado/mobilizado intermediárias dentre os métodos, mas ainda assim valores de capacidade de carga muito próximos dos observados nas provas de carga. O método analítico apresentou razões calculado/mobilizado bem abaixo da unicidade, se mostrando assim o método menos preciso e mais conservador nessa análise.

II. Viaduto 2

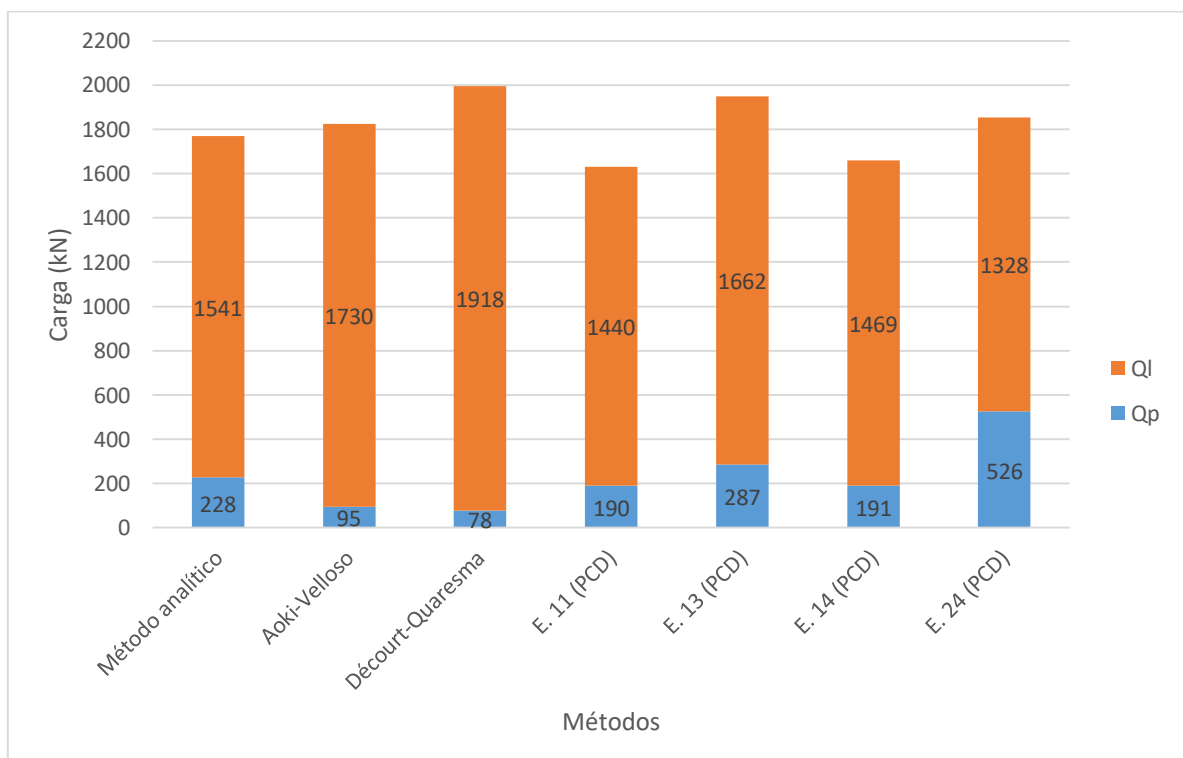
A Tabela 9 apresenta os resultados de capacidade de carga calculados pelos métodos estáticos e os resultados obtidos pelas provas de carga dinâmica no Viaduto 2. Na sequência, a Figura 33 mostra o gráfico com os valores da Tabela 9.

Tabela 9 - Resultados de capacidade de carga por métodos estáticos e das provas de carga dinâmica do Viaduto 2

Método	Q _p (kN)	Q _L (kN)	Q _{RUP} (kN)
Método analítico	228	1541	1769
Aoki-Velloso	95	1730	1825
Decourt-Quaresma	78	1918	1995
E.16	190	1440	1630
Prova de Carga Dinâmica	E. 18	287	1662
E. 24	191	1469	1660
E. 26	526	1328	1854

Fonte: Autora (2020).

Figura 33 - Gráfico dos resultados de capacidade de carga calculados por métodos estáticos e das provas de carga dinâmica do Viaduto 2



Fonte: Autora (2020).

Conforme a Figura 33, as provas de carga mostram que as estacas apresentam majoritariamente resistência por atrito lateral, condição coerente com o que foi calculado pelos métodos estáticos, ainda que com significativas diferenças no valor em alguns casos. Com exceção do método analítico, os métodos semiempíricos subestimaram a resistência de ponta. Quanto à carga de ruptura, de maneira geral não houve elevadas disparidades nos resultados obtidas pelos métodos estáticos e pelas provas de carga dinâmicas. Contudo, nesse caso o método analítico mostrou-se, em geral, mais eficiente que os métodos semiempíricos na previsão da capacidade de carga.

A Tabela 10 mostra, por fim, a razão entre o valor de carga de ruptura calculado pelos métodos estáticos e o valor mobilizado pelas provas de carga dinâmica.

Tabela 10 - Razão calculado/mobilizado entre a capacidade de carga calculada e a capacidade de carga mobilizada pela PCD no Viaduto 2

Estaca (PCD)	Método Analítico	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma
E. 16	1,09	1,12	1,22
E. 18	0,91	0,94	1,02
E. 24	1,07	1,10	1,20
E. 26	0,95	0,98	1,08
MÉDIA	1,00	1,03	1,13
DESVIO-PADRÃO	0,07	0,08	0,08

Fonte: Autora (2020).

É possível perceber que, diferente do Viaduto 1, nesse caso o método analítico apresentou as menores variações com relação à unicidade, e, em média apresentou o melhor desempenho dentre os métodos. Aoki-Velloso também apresentou bons resultados para a maioria das estacas, e o método Décourt-Quaresma superestimou a carga de ruptura para todas as estacas.

5.3.3. Análise da influência da geometria da seção transversal das estacas sobre os resultados de capacidade de carga

Considerando as disparidades das parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral observadas entre os valores calculados pelos métodos estáticos e os mobilizados nas prova de carga dinâmica, além da dúvida quanto à geometria da seção transversal a ser utilizada no cálculo conforme discutido na revisão teórica nesse trabalho, procedeu-se com uma nova análise. Calculou-se a capacidade de carga das estacas novamente, dessa vez considerando as duas possibilidades de geometria de seção transversal a ser adotada no cálculo, sem depender do tipo de solo:

- área e perímetro do perfil H;
- área e perímetro do retângulo envolvente.

Para essa análise comparativa, foi escolhido o método Décourt-Quaresma. Todas as planilhas de cálculo dessa análise podem ser observadas no Apêndice C.

I. Viaduto 1

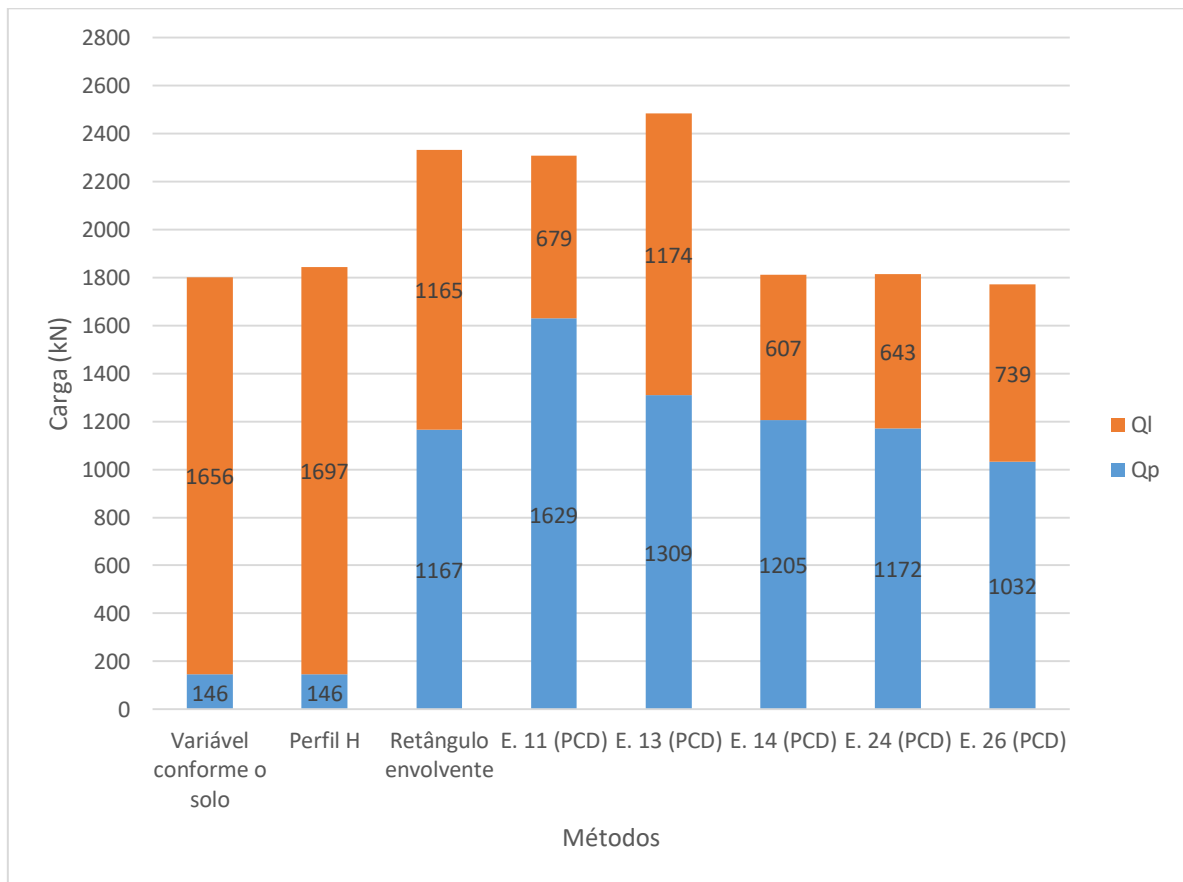
A Tabela 11 mostra, para o Viaduto 1, o resumo dos resultados para cada geometria adotada, além de mostrar novamente para fins de comparação os resultados obtidos para a geometria variável conforme o solo, os quais foram mostrados e discutidos anteriormente. A Figura 34 mostra o gráfico com os valores da Tabela 11.

Tabela 11 – Resultados de capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma para variadas geometrias de seção transversal adotadas para o Viaduto 1

Geometria/Estaca		Q _P (kN)	Q _L (kN)	Q _{RUP} (kN)
Variável conforme o solo		146	1656	1802
Perfil H		146	1697	1843
Retângulo envolvente		1167	1165	2332
Prova de Carga Dinâmica	E.11	1629	679	2308
	E.13	1309	1174	2483
	E.14	1205	607	1812
	E.24	1172	643	1815
	E.26	1032	739	1771

Fonte: Autora (2020).

Figura 34 - Gráfico dos resultados de capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma para variadas geometrias de seção transversal adotadas para o Viaduto 1



Fonte: Autora (2020).

De acordo com os resultados da Tabela 11 e da Figura 34, é possível perceber que o cálculo utilizando a geometria variável conforme o solo forneceu resultados de resistência de ponta, resistência por atrito lateral e carga de ruptura semelhantes aos obtidos quando utilizou-se o perfil H. Tal fato decorre das considerações de cálculo de que a ponta da estaca está embutida em solo arenoso e de que o material ao longo do fuste é predominantemente arenoso.

Comparando a utilização do perfil H e do retângulo envolvente é possível notar que a utilização desse último como área de ponta conduziu a um valor de resistência de ponta cerca de 700% mais alto do que o valor obtido quando calculado utilizando o perfil H. No entanto, quando comparado com as provas de carga dinâmica, a geometria do retângulo envolvente conduziu a valores próximos dos observados nas provas de carga das estacas E.14, E.24 e E.26.

Quanto à resistência por atrito lateral, a utilização do perímetro do perfil H conduziu a um resultado cerca de 45% maior do que quando se utilizou o perímetro do retângulo envolvente. Comparando com os resultados das provas de carga dinâmica, ambas geometrias forneceram valores de resistência por atrito lateral distintos dos observados na maioria das estacas.

A carga de ruptura, por sua vez, quando calculada utilizando a geometria do retângulo envolvente atingiu valor cerca de 30% maior do que o obtido utilizando a geometria do perfil H e geometria variável conforme o solo, tal fato estando relacionado com o valor elevado obtido para a resistência de ponta nesse caso. Apesar dessa geometria apresentar valor próximo dos valores das provas de carga dinâmica das estacas E.11 e E.13, para as demais estacas (E.14, E.24 e E.26) a diferença percentual também se deu em torno de 30%, e, para essas estacas, a geometria variável conforme o solo e a geometria do perfil H apresentaram resultados mais coerentes.

II. Viaduto 2

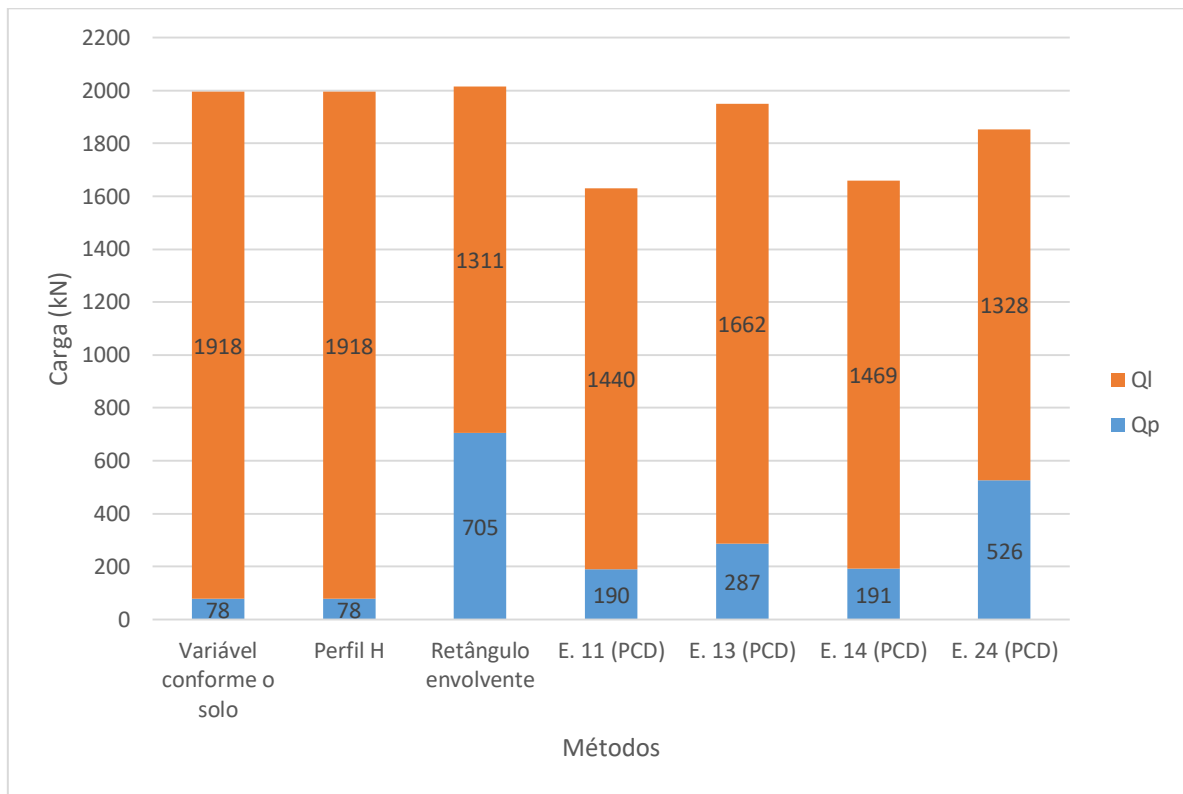
A Tabela 12 mostra os resultados de resistência de ponta, resistência lateral e carga de ruptura obtidos para o Viaduto 2 considerando diferentes geometrias, além de também mostrar novamente os resultados das provas de carga dinâmica. A Figura 35 apresenta os esses valores graficamente.

Tabela 12 - Resultados de capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma para variadas geometrias de seção transversal adotadas para o Viaduto 2

Geometria/Estaca		Q_P (kN)	Q_L (kN)	Q_{RUP} (kN)
Variável conforme o solo		78	1918	1995
Perfil H		78	1918	1995
Retângulo envolvente		705	1311	2016
	E.16	190	1440	1630
Prova de Carga Dinâmica	E.18	287	1662	1949
	E.24	191	1469	1660
	E.26	526	1328	1854

Fonte: Autora (2020).

Figura 35 - Gráfico dos resultados de capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma para variadas geometrias de seção transversal adotadas para o Viaduto 2



Fonte: Autora (2020).

Conforme a Tabela 12 e a Figura 35, nesse caso não houve diferença entre os resultados da geometria variável conforme o solo e da geometria do perfil H. Isso deve-se às considerações mencionadas anteriormente nesse trabalho, de que a ponta das estacas estão embutidas em solo arenoso e de que, de acordo com a recomendação de Salgado (2006), deve ser utilizado o perímetro do perfil H para os materiais que estão ao longo do fuste nesse caso (argila dura e silte arenoso).

Quando os resultados do perfil H e do retângulo envolvente para a resistência de ponta são comparados, constata-se a mesma diferença elevada na resistência de ponta como observado no Viaduto 1, nesse caso em torno de 800%. Ambas geometrias retornaram valores de resistência de ponta bastante distintos dos valores constatados nas provas de carga dinâmica.

Quanto à resistência por atrito lateral, observa-se, que assim como no Viaduto 1, ao ser calculada utilizando o perímetro do perfil H retorna um valor cerca de 45% maior do que o obtido utilizando o perímetro do retângulo envolvente. Porém, nesse caso, quando esses

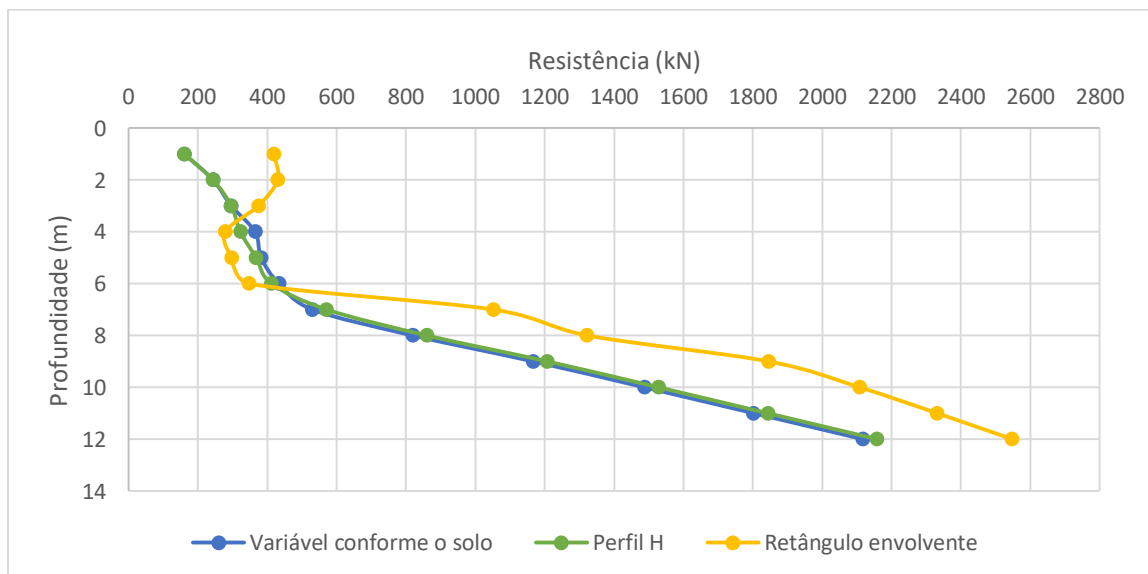
resultados são comparados com a resistência por atrito lateral mobilizada nas provas de carga dinâmica, observa-se maior coerência ao utilizar a geometria do retângulo envolvente.

Quanto à carga de ruptura, diferente do que foi observado no Viaduto 1, essa não sofre elevada diferença quando se compara a geometria do perfil H e a geometria do retângulo envolvente. Essa última geometria apresentou carga de ruptura cerca de 1% maior do que a carga de ruptura utilizando a geometria do perfil H. Por outro lado, ao considerar valores absolutos, a geometria do perfil H e a geometria variável conforme o solo forneceram valor de capacidade de carga mais próxima dos valores das provas de carga dinâmica de todas as estacas do Viaduto 2.

De maneira geral, em ambos viadutos notou-se diferenças significativas nos valores das parcelas de resistência de ponta e resistência por atrito lateral dependendo da geometria adotada. No entanto, o mesmo pareceu não ser evidente para a carga de ruptura, visto que para o Viaduto 1 a diferença de valor entre cada geometria mostrou ser significativa, ao contrário do Viaduto 2, que não apresentou diferenças significativas de carga de ruptura entre cada geometria.

Nesse sentido, as Figuras 36 e 37 mostram a distribuição da capacidade de carga ao longo da profundidade obtida nessa análise para o Viaduto 1 e Viaduto 2, respectivamente.

Figura 36 – Distribuição da carga de ruptura ao longo da profundidade calculada pelo método Décourt-Quaresma utilizando diferentes geometrias de seção transversal para o Viaduto 1

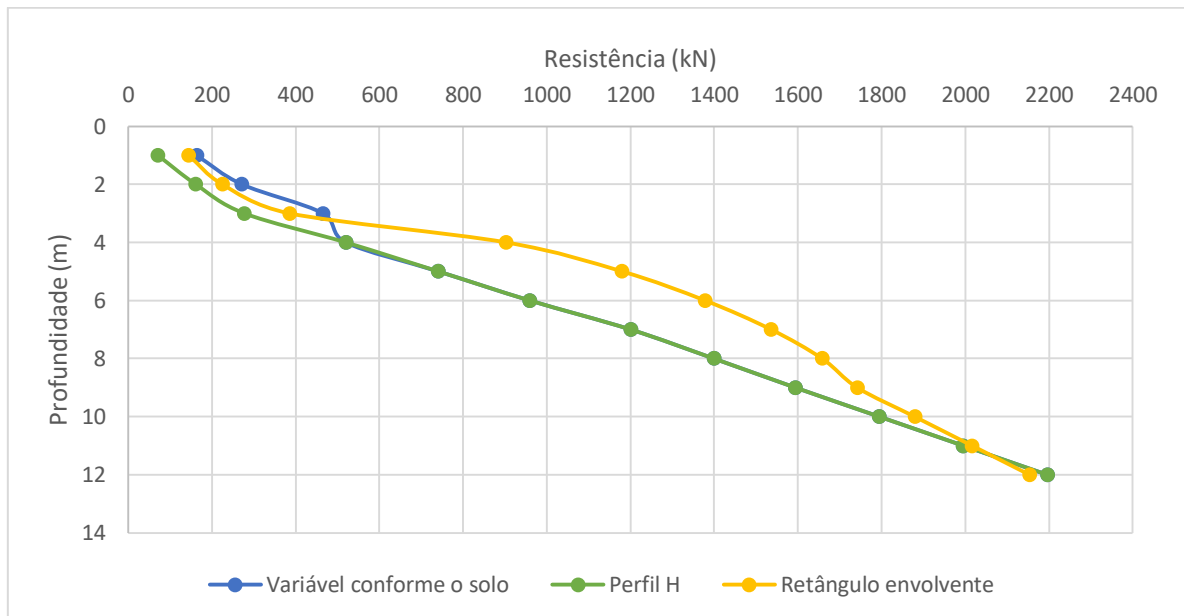


Fonte: Autora (2020).

Como mostra a Figura 36, para o solo silto-arenoso de aterro nos primeiros 4 metros e o solo silto-arenoso residual a partir dos 6 metros a utilização da geometria do retângulo envolvente conduz a resultados mais elevados do que quando foi utilizada a geometria do perfil H e geometria variável conforme o solo. Tal comportamento se inverte entre 4 e 6 metros, aonde há a presença de argila mole. Nessa profundidade, ocorre uma queda abrupta da capacidade de carga quando calculada pelo retângulo envolvente, ocasionada pela queda de resistência de ponta devido ao baixo N_{spt} dessa camada.

Essa queda de capacidade de carga não é observada nas outras geometrias, devido ao perfil H fornecer maiores valores de resistência lateral, compensando a queda da resistência de ponta ocasionada pelo baixo N_{spt} . A Figura 37 apresenta os resultados para o Viaduto 2.

Figura 37 - Distribuição da carga de ruptura ao longo da profundidade calculada pelo método Décourt-Quaresma utilizando diferentes geometrias de seção transversal para o Viaduto 2



Fonte: Autora (2020).

A Figura 37 mostra que no caso do Viaduto 2 há a tendência da geometria do retângulo envolvente conduzir a resultados de capacidade de carga mais elevados em comparação com a geometria do perfil H até 11 metros. Em seguida, há inversão desse comportamento. Conforme é possível observar nas planilhas do Apêndice C, esse

comportamento pode estar relacionado ao elevado crescimento da resistência por atrito lateral acumulada no cálculo com o perfil H, em comparação ao cálculo com o retângulo envolvente.

Diante do exposto, com os resultados obtidos nesse trabalho não é possível estabelecer de uma maneira geral se a adoção de uma determinada geometria conduz a um resultado de capacidade de carga maior ou menor com relação às outras geometrias possíveis, visto que os gráficos mostram que as curvas se cruzam em alguns pontos. Os resultados indicam, no entanto, que tal fenômeno está relacionado ao tipo de solo em que a estaca está embutida, sobretudo à resistência da camada em que se apoia a ponta da estaca. É possível, portanto, aferir a influência da geometria adotada nas parcelas de resistência e a importância das análises nesse sentido.

6. CONCLUSÕES

Esse estudo de caso de dois viadutos localizados na rodovia BR-376, nos municípios de Tijucas do Sul e São José dos Pinhais, no estado do Paraná, teve como objetivo geral analisar o desempenho apresentado por diferentes métodos de previsão de capacidade de carga geotécnica de fundações profundas aplicados à estacas metálicas, tendo como referência os resultados de provas de carga dinâmica executadas em algumas estacas de cada local.

A metodologia envolveu o levantamento de dados das estacas, a definição das características geológicas geotécnicas do terreno dos locais, o cálculo da capacidade de carga das estacas por métodos analíticos e semiempíricos considerando diferentes geometrias da seção transversal das estacas e comparação desses resultados com os resultados apresentados pelas provas de carga dinâmica.

No que se refere ao levantamento de dados das estacas analisadas, apesar de terem sido necessários ajustes entre as cotas de topo e ponta das estacas e as cotas dos furos de sondagem, as considerações efetuadas nesse sentido possivelmente se aproximaram da realidade visto que foi possível a comparação dos resultados calculados com os resultados das provas de carga dinâmica.

Quanto à caracterização geológica-geotécnica dos solos de ambos locais analisados, as correlações empíricas utilizadas nesse trabalho derivadas do ensaio de SPT para a estimativa dos parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento dos solos forneceram resultados coerentes com os dados relatados nas literaturas consultadas.

Com relação ao cálculo da capacidade de carga das estacas, os resultados obtidos pelos métodos estáticos utilizando a recomendação de Salgado (2006) para a geometria da seção transversal das estacas permitiu constatar que para a maioria das estacas, em ambos viadutos, os métodos estáticos apresentaram significativas divergências nos resultados de resistência de ponta e resistência por atrito lateral quando comparados com as provas de carga dinâmica. De maneira geral, a resistência de ponta foi subestimada e a resistência por atrito lateral superestimada.

No entanto, obteve-se bons resultados de carga de ruptura, e em ambos viadutos o método Décourt-Quaresma se mostrou o método mais arrojado, seguido pelo método Aoki-Velloso com valores intermediários e por fim o método analítico se mostrando o mais conservador entre eles. O método de Décourt-Quaresma apresentou os melhores resultados

para o Viaduto 1 e o método analítico, juntamente com o método Aoki-Velloso apresentaram resultados coerentes para o Viaduto 2.

A análise sobre a influência da geometria da seção transversal das estacas utilizando o método de Décourt-Quaresma constatou expressivas diferenças entre as parcelas de resistência obtidas utilizando as diferentes geometrias. De maneira geral, nesse estudo a resistência de ponta foi superestimada pela geometria do retângulo envolvente e subestimada pela geometria do perfil H, enquanto que para a resistência por atrito lateral valores mais coerentes foram encontrados utilizando a geometria do retângulo envolvente e valores superestimados com a utilização do perfil H.

A carga de ruptura, por outro lado, apresentou menor variação entre as diferentes geometrias analisadas, porém resultados mais coerentes quando utilizada a geometria do perfil H. Ao analisar a distribuição das resistências ao longo da profundidade, os resultados sugerem que a geometria da seção transversal deve ser adotada de acordo com o tipo de solo e com a resistência da camada em que se apoia a ponta da estaca.

Dessa forma, considerando os resultados expostos nesse trabalho, pesquisas adicionais sobre a influência que a geometria da seção transversal de estacas metálicas exerce sobre as parcelas de resistência por ponta e resistência por atrito lateral são fundamentais para diminuição das incertezas relacionadas ao dimensionamento e para que o desempenho em campo das fundações ocorra conforme previsto em projeto.

Ainda, é possível constatar que o ensaio de carregamento dinâmico é uma ferramenta importante para o controle da qualidade de estaqueamento, em que é possível a comprovação em campo da capacidade de carga das estacas e utilização dos resultados em estudos de análise da confiabilidade dos métodos estáticos utilizados no dimensionamento de fundações.

REFERÊNCIAS

- AECweb. **Perfis de aço facilitam cravação e têm alto desempenho em contenções.** Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/perfis-de-aco-facilitam-cravacao-e-tem-alto-desempenho-em-contencoes/17546>. Acesso em: 20 mar. 2020.
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; MELO, E. O.; MELO, A. C. Análise de previsão de capacidade de carga de estaca mista pré-molada em solo sedimentar da cidade do Recife/PE. *In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Anais.* Belo Horizonte, 2016.
- ALONSO, U. R. Estacas pré-moldadas. *In: HACHIC, W. (Eds.). Fundações: teoria e prática.* 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.
- ALONSO, U. R.. **Previsão e controle das fundações.** 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In: V PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Anais.* Buenos Aires, 1975.
- AOKI, N. **Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.** 1997. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122.** Projeto e execução de fundações. 108 p. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208.** Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. 12 p. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- ATKINSON, J. **The mechanics of soils and foundations.** 2. ed. Nova Iorque: Taylor & Francis Group, 2007.
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design.** Nova Iorque: McGraw-Hill, 1968.
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design.** 5. ed. Nova Iorque: McGraw-Hill, 1997.
- BROMS, B. B. Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles. n.18-19. 1966.
- BURLAND, J. B. Shaft friction of piles in clay - A simple fundamental approach. **Ground Engineering.** v. 6, n. 3, p. 30-42. Jan. 1973.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos.** 6. ed. Rio de Janeiro: LTC Editora S.A., 1988.
- CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, J. C. A. Problemas em fundações e SPT. *In*: CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

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

CURY FILHO, D. **Previsão da carga de ruptura de estacas metálicas submetidas a esforços de compressão em solo de diabásio da região de Campinas/SP**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2016.

DÉCOURT, L. Estacas. *In*: HACHIC, W. (Eds.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In*: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. **Anais**. Rio de Janeiro, 1978.

GERDAU. **Perfis estruturas Gerdau – Estacas metálicas**. Disponível em: <https://www2.gerdau.com.br/catalogos-e-manuais>. Acesso em: 12 jan. 2020.

GERSCOVICH, D. M. S. **Resistência ao cisalhamento**. Trabalho Acadêmico – Apostila da disciplina de Mecânica dos Solos II, Curso de Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

GHILARD, M. P. **Comparação entre desempenhos de estacas metálicas tubadas de ponta aberta na baixada santista**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; BERNARDES, G. P. **Ensaio de carregamento dinâmico**. Garulhos: Estacas Benaton Ltda, 1996.

HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sand soils. **Soils and Foundations**, v. 36, n. 4, p. 1-9.

HUNT, R. E. **Geotechnical investigation methods: A field guide for geotechnical engineers**. Taylor & Francis Group, 2007.

KORMANN, A. C. M. **Comportamento geomecânico da formação guabirota: estudos de campo e laboratório**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

KULHAWAY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Nova Iorque: Cornell University, 1990.

LIMA, F. M. A. **Análise de prova de carga dinâmica em estacas metálicas do tipo trilho**. 1999. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

LODDI, T. *et al.* Estruturas de Suporte de Linhas Aéreas: Estudos Geotécnicos e Provas de Carga em Poste de Distribuição de Energia. *In: II CONGRESSO DE INOVAÇÃO TECNOLÓGICA EM ENERGIA ELÉTRICA. Anais.* Bahia, 2003. Disponível em: <http://www.mfap.com.br/pesquisa/arquivos/20090427131734Estruturas%20de%20Suporte%20de%20Linhas%20Aereas.pdf>. Acesso em: 10 dez. 2019.

MADEIRA, F. A.; TIMBONI, F. F. **Estudo comparativo entre provas de carga dinâmica e métodos de dimensionamento de estacas de perfis metálicos cravadas em solos residuais:** um estudo de caso. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Engenharia de Infraestrutura de Rodovias) - Faculdade de Engenharias e Arquitetura, Faculdade de Engenharia e Inovação Técnico Profissional, Maringá, 2015.

MARANGON, M. **Resistência ao cisalhamento dos solos.** Trabalho Acadêmico – Apostila da disciplina de Mecânica dos Solos II, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2018.

MARANGON, M. **Investigação geotécnica e parâmetros para fundações.** Trabalho Acadêmico – Apostila da disciplina de Fundações e Obras de Terra, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2018.

MARCHEZINI, S. F. **Comparação entre métodos estáticos e dinâmicos de previsão de capacidade de carga em estacas assentes em solo tropical.** 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MEDRANO, M. L. O. **Avaliação de métodos dinâmicos baseados em nega e repique elástico:** estudo de caso. 2014. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

MINEROPAR, Minerais do Paraná S/A. **Atlas comentado da geologia e dos recursos minerais do estado do Paraná.** Curitiba: MINEROPAR, 2001. Disponível em: <http://www.mineropar.pr.gov.br/arquivos/File/MapasPDF/atlasgeo.pdf>. Acesso em: 20 dez. 2019.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT.** 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003

PINTO, C. S. Propriedades do solo. *In: HACHIC, W. (Eds.). Fundações: teoria e prática.* 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

POLIDO, U. F.; ALLEDI, C. T. D. B.; ALBURQUERQUE, P. J. R. Capacidade de carga de estaca metálica com base em provas de carga à compressão e à tração. *In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Anais.* Gramado, 2010.

QUARESMA, L. *et al.* Investigações geotécnicas. *In: HACHIC, W. (Eds.). Fundações: teoria e prática.* 2. ed. São Paulo: PINI, 1998

SALGADO, R. **The engineering of foundations.** Nova Iorque: McGraw Hill, 2006.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics: The main tests.** Nova Iorque: Taylor & Francis, 2009.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaaios de campo: e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation. **Geotechnique**, v. 36, n. 3, p. 425-447. 1986.

SMITH, E. A. L. Pile-Driving Analysis by the Wave Equation. **Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 6, n. 4, p. 35-64, 1960.

STROUD, M. A. The standard penetration testing in insensitive clays and soft rocks. *In: EUROPEAN CONFERENCE ON PENETRATING TESTING.* **Anais.** Estocolmo, 1974.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA.* **Anais.** São Paulo, 1996.

TSUHA, C. H. C.; AOKI, N.; CINTRA J. C. A. Prova de carga dinâmica. *In: CINTRA, J. C. A. et al. Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos.* São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK R. B. **Soil mechanics in engineering practice.** Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK R. B. **Soil mechanics in engineering practice.** 2. ed. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1967.

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

VESIC, A. S. Bearing Capacity of deep foundations in said. **Highway Research Record**, n. 39. 1963.

VIAJAYVERGIYA, V. N.; FOCHT J. A. A new way to predict the capacity of piles in clay. *In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE.* **Anais.** Texas, 1972.

**APÊNDICE A – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA
PELO MÉTODO ANALÍTICO**

- Viaduto 1 – Geometria da seção transversal recomendada por Salgado (2006)

Prof (m)	Nspt	N60	Solo	Y (kN/m ³)	$\sigma'v$ (kPa)	ϕ'_{\circ}	Su (Kpa)	Qp (kN)	qL (kN)	QL (kN)	QL_acum (kN)	Qrup (kN)
1	17	20	Silte arenoso	20	20,00			11	14	24	24	35
2	12	14	Silte arenoso	20	40,00	34	-	21	27	49	73	93
3	8	10	Silte arenoso	20	52,00			26	35	63	136	162
4	4	5	Argila siltosa ¹	15	57,00			20	31	38	174	194
5	5	6	Argila siltosa ¹	15	62,00	-	23	21	33	40	214	235
6	4	5	Argila siltosa ¹	15	67,00			21	34	42	256	277
7	10	12	Areia	20	77,00	33	-	39	50	88	344	382
8	44	50	Silte arenoso	21	88,00			187	88	157	500	688
9	49	50	Silte arenoso	21	99,00			210	99	176	677	886
10	28/5	50	Silte arenoso	21	110,00	45	-	232	110	196	872	1104
11	27/15	50	Silte arenoso	21	121,00			254	121	215	1088	1342
12	21/5	50	Silte arenoso	21	132,00			277	132	235	1323	1599

N.A.=2,20 m.

Ks=1,0.

Silte arenoso e Areia: Ap=0,012m e U=1,780m.

Argila siltosa¹: Ap=0,093m e U=1,222m.

- Viaduto 2 – Geometria da seção transversal recomendada por Salgado (2006)

Prof (m)	Nspt	N60	Solo	Y (kN/m ³)	$\sigma'v$ (kPa)	ϕ'_{\circ}	Su (Kpa)	Qp (kN)	qL (kN)	QL (kN)	QL_acum (kN)	Qrup (kN)
1	7	8	Argila siltosa ²	19	19			40	42	75	75	115
2	12	14	Argila siltosa ²	19	33,4	-	61	41	47	83	158	199
3	15	18	Argila siltosa ²	19	42,4			42	49	88	245	288
4	31	37	Silte arenoso	21	53,4			98	53	94	339	437
5	32	38	Silte arenoso	21	64,4			117	64	113	453	569
6	33	40	Silte arenoso	21	75,4			135	75	133	586	721
7	38	46	Silte arenoso	21	86,4			154	86	152	738	892
8	31	37	Silte arenoso	21	97,4	45	-	172	97	172	910	1082
9	31	37	Silte arenoso	21	87,4			191	108	191	1101	1292
10	31	37	Silte arenoso	21	98,4			210	119	210	1311	1521
11	31	37	Silte arenoso	21	109,4			228	130	230	1541	1769
12	31	37	Silte arenoso	21	120,4			247	141	249	1790	2037

N.A.=1,54m.

Ks = 1,0.

Argila siltosa²: Ap=0,091m e U=1,770m.

Silte arenoso: Ap=0,010m e U=1,770m.

**APÊNDICE B – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA
PELO MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE AOKI E VELLOSO (1975)**

- Viaduto 1 – Geometria da seção transversal recomendada por Salgado (2006)

Prof (m)	N _{SPT}	N _{consid.}	Solo	k (kN/m ²)	a (%)	q _p (kPa)	Q _p (kN)	q _L (kN)	Q _L (kN)	Q _{L_acum} (kN)	Q _{rup} (kN)
1	17	17	Silte arenoso	550	2,2	5343	63	59	105	105	167
2	12	12	Silte arenoso	550	2,2	3771	44	41	74	178	223
3	8	8	Silte arenoso	550	2,2	2514	29	28	49	228	257
4	4	4	Argila siltosa ¹	220	4,0	503	47	10	12	240	287
5	5	5	Argila siltosa ¹	220	4,0	629	59	13	15	255	314
6	4	4	Argila siltosa ¹	220	4,0	503	47	10	12	268	315
7	10	10	Areia	1000	1,4	5714	67	40	71	339	406
8	44	44	Silte arenoso	550	2,2	13829	162	152	271	610	771
9	49	49	Silte arenoso	550	2,2	15400	180	169	302	911	1091
10	28/5	50	Silte arenoso	550	2,2	15714	184	173	308	1219	1403
11	27/15	50	Silte arenoso	550	2,2	15714	184	173	308	1526	1710
12	21/5	50	Silte arenoso	550	2,2	15714	184	173	308	1834	2018

F₁ = 1,75 ; F₂ = 3,5 ; ΔL (m) = 1,0.

Silte arenoso e Areia: A_p=0,012m e U=1,780m.

Argila siltosa¹: A_p=0,093m e U=1,222m.

- Viaduto 2 – Geometria da seção transversal recomendada por Salgado (2006)

Prof (m)	N _{SPT}	N _{consid.}	Solo	k (kN/m ²)	a (%)	q _p (kPa)	Q _p (kN)	q _L (kN)	Q _L (kN)	Q _{L_acum} (kN)	Q _{rup} (kN)
1	7	7	Argila siltosa ²	220	4,0	880	81	18	31	31	112
2	12	12	Argila siltosa ²	220	4,0	1509	138	30	53	85	223
3	15	15	Argila siltosa ²	220	4,0	1886	173	38	67	151	324
4	31	31	Silte arenoso	550	2,2	9743	95	107	190	341	436
5	32	32	Silte arenoso	550	2,2	10057	98	111	196	537	635
6	33	33	Silte arenoso	550	2,2	10371	101	114	202	739	840
7	38	38	Silte arenoso	550	2,2	11943	117	131	233	971	1088
8	31	31	Silte arenoso	550	2,2	9743	95	107	190	1161	1256
9	31	31	Silte arenoso	550	2,2	9743	95	107	190	1351	1446
10	31	31	Silte arenoso	550	2,2	9743	95	107	190	1540	1636
11	31	31	Silte arenoso	550	2,2	9743	95	107	190	1730	1825
12	31	31	Silte arenoso	550	2,2	9743	95	107	190	1920	2015

F₁ = 1,75 ; F₂ = 3,5 ; ΔL (m) = 1,0.

Argila siltosa²: A_p=0,091m e U=1,770m.

Silte arenoso: A_p=0,010m e U=1,770m.

**APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA
PELO MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978)**

- Viaduto 1 – Geometria da seção transversal recomendada por Salgado (2006)

Prof (m)	N _{SPT}	N _{consid.}	Solo	N _P	C	q _P (kPa)	Q _P (kN)	q _L (kN)	Q _L (kN)	Q _{L_acum} (kN)	Q _{rup} (kN)
1	17	17	Silte arenoso	14,50	250	3625	42	67	119	119	161
2	12	12	Silte arenoso	12,33	250	3083	36	50	89	208	244
3	8	8	Silte arenoso	8,00	250	2000	23	37	65	273	296
4	4	4	Argila ¹	5,67	120	680	63	23	29	301	365
5	5	5	Argila ¹	4,33	120	520	49	27	33	334	383
6	4	4	Argila ¹	6,33	120	760	71	23	29	363	433
7	10	10	Areia	19,33	400	7733	90	43	77	440	530
8	44	44	Silte arenoso	34,33	250	8583	100	157	279	719	819
9	49	49	Silte arenoso	47,67	250	11917	139	173	309	1027	1166
10	28/5	50	Silte arenoso	49,67	250	12417	145	177	314	1342	1487
11	27/15	50	Silte arenoso	50,00	250	12500	146	177	314	1656	1802
12	21/5	50	Silte arenoso	50,00	250	12500	146	177	314	1970	2117

ΔL (m) = 1,0 ; α = 1,0 ; β = 1,0

Silte arenoso e Areia: $A_p=0,012m$ e $U=1,780m$.

Argila¹: $A_p=0,093m$ e $U=1,222m$.

- Viaduto 2 – Geometria da seção transversal recomendada por Salgado (2006)

Prof (m)	N _{SPT}	N _{consid.}	Solo	N _P	C	q _P (kPa)	Q _P (kN)	q _L (kN)	Q _L (kN)	Q _{L_acum} (kN)	Q _{rup} (kN)
1	7	7	Argila ²	9,50	120	1140	104	33	59	59	163
2	12	12	Argila ²	11,33	120	1360	124	50	89	148	271
3	15	15	Argila ²	19,33	120	2320	211	60	106	254	465
4	31	31	Silte arenoso	26,00	250	6500	65	113	201	454	519
5	32	32	Silte arenoso	32,00	250	8000	80	117	207	661	741
6	33	33	Silte arenoso	34,33	250	8583	86	120	212	873	959
7	38	38	Silte arenoso	34,00	250	8500	85	137	242	1115	1200
8	31	31	Silte arenoso	33,33	250	8333	83	113	201	1316	1399
9	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	78	113	201	1516	1594
10	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	78	113	201	1717	1794
11	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	78	113	201	1918	1995
12	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	78	113	201	2118	2196

ΔL (m) = 1,0 ; α = 1,0 ; β = 1,0

Argila²: $A_p=0,091m$ e $U=1,770m$.

Silte arenoso: $A_p=0,010m$ e $U=1,770m$.

- Viaduto 1 – Geometria da seção transversal do perfil H

Prof (m)	N _{SPT}	N _{consid.}	Solo	N _p	C	q _p (kPa)	Q _p (kN)	q _L (kN)	Q _L (kN)	Q _{L_acum} (kN)	Q _{rup} (kN)
1	17	17	Silte arenoso	14,50	250	3625	42	67	119	119	161
2	12	12	Silte arenoso	12,33	250	3083	36	50	89	208	244
3	8	8	Silte arenoso	8,00	250	2000	23	37	65	273	296
4	4	4	Argila	5,67	120	680	8	23	42	314	322
5	5	5	Argila	4,33	120	520	6	27	47	362	368
6	4	4	Argila	6,33	120	760	9	23	42	403	412
7	10	10	Areia	19,33	400	7733	90	43	77	481	571
8	44	44	Silte arenoso	34,33	250	8583	100	157	279	759	860
9	49	49	Silte arenoso	47,67	250	11917	139	173	309	1068	1207
10	28/5	50	Silte arenoso	49,67	250	12417	145	177	314	1382	1528
11	27/15	50	Silte arenoso	50,00	250	12500	146	177	314	1697	1843
12	21/5	50	Silte arenoso	50,00	250	12500	146	177	314	2011	2158

ΔL (m) = 1,0 ; α = 1,0 ; β = 1,0.

A_p=0,012m

U=1,780m.

- Viaduto 2 – Geometria da seção transversal do perfil H

Prof (m)	N _{SPT}	N _{consid.}	Solo	N _p	C	q _p (kPa)	Q _p (kN)	q _L (kN)	Q _L (kN)	Q _{L_acum} (kN)	Q _{rup} (kN)
1	7	7	Argila	9,50	120	1140	11	33	59	59	70
2	12	12	Argila	11,33	120	1360	14	50	89	148	161
3	15	15	Argila	19,33	120	2320	23	60	106	254	277
4	31	31	Silte arenoso	26,00	250	6500	65	113	201	454	519
5	32	32	Silte arenoso	32,00	250	8000	80	117	207	661	741
6	33	33	Silte arenoso	34,33	250	8583	86	120	212	873	959
7	38	38	Silte arenoso	34,00	250	8500	85	137	242	1115	1200
8	31	31	Silte arenoso	33,33	250	8333	83	113	201	1316	1399
9	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	78	113	201	1516	1594
10	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	78	113	201	1717	1794
11	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	78	113	201	1918	1995
12	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	78	113	201	2118	2196

ΔL (m) = 1,0 ; α = 1,0 ; β = 1,0.

A_p=0,010m.

U=1,770m.

- Viaduto 1 – Geometria da seção transversal do retângulo envolvente

Prof (m)	N _{SPT}	N _{consid.}	Solo	N _p	C	q _p (kPa)	Q _p (kN)	q _L (kN)	Q _L (kN)	Q _{L,acum} (kN)	Q _{rup} (kN)
1	17	17	Silte arenoso	14,50	250	3625	338	67	81	81	420
2	12	12	Silte arenoso	12,33	250	3083	288	50	61	143	430
3	8	8	Silte arenoso	8,00	250	2000	187	37	45	187	374
4	4	4	Argila siltosa	5,67	120	680	63	23	29	216	279
5	5	5	Argila siltosa	4,33	120	520	49	27	33	248	297
6	4	4	Argila siltosa	6,33	120	760	71	23	29	277	348
7	10	10	Areia	19,33	400	7733	722	43	53	330	1052
8	44	44	Silte arenoso	34,33	250	8583	801	157	191	521	1322
9	49	49	Silte arenoso	47,67	250	11917	1112	173	212	733	1845
10	28/5	50	Silte arenoso	49,67	250	12417	1159	177	216	949	2108
11	27/15	50	Silte arenoso	50,00	250	12500	1167	177	216	1165	2332
12	21/5	50	Silte arenoso	50,00	250	12500	1167	177	216	1381	2547

ΔL (m) = 1,0 ; α = 1,0 ; β = 1,0

A_p=0,093m.

U=1,222m.

- Viaduto 2 – Geometria da seção transversal do retângulo envolvente

Prof (m)	N _{SPT}	N _{consid.}	Solo	N _p	C	q _p (kPa)	Q _p (kN)	q _L (kN)	Q _L (kN)	Q _{L,acum} (kN)	Q _{rup} (kN)
1	7	7	Argila	9,50	120	1140	104	33	40	40	144
2	12	12	Argila	11,33	120	1360	124	50	61	101	225
3	15	15	Argila	19,33	120	2320	211	60	73	173	385
4	31	31	Silte arenoso	26,00	250	6500	592	113	137	311	902
5	32	32	Silte arenoso	32,00	250	8000	728	117	141	452	1180
6	33	33	Silte arenoso	34,33	250	8583	781	120	145	597	1378
7	38	38	Silte arenoso	34,00	250	8500	774	137	165	762	1536
8	31	31	Silte arenoso	33,33	250	8333	758	113	137	899	1658
9	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	705	113	137	1037	1742
10	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	705	113	137	1174	1879
11	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	705	113	137	1311	2016
12	31	31	Silte arenoso	31,00	250	7750	705	113	137	1448	2153

ΔL (m) = 1,0 ; α = 1,0 ; β = 1,0

A_p=0,091m.

U=1,210m.