

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANA PAULA MONTSERRATE DE MELO CUNHA

LAYSA JHESICA LEAL DOS SANTOS

**VIADUTO DA AV. BRASIL – ANÁPOLIS – GO – UM ESTUDO
DAS CONDIÇÕES GEOMORFOLÓGICAS**

ANÁPOLIS / GO

2017

ANA PAULA MONTSERRATE DE MELO CUNHA

LAYSA JHESICA LEAL DOS SANTOS

**VIADUTO DA AV. BRASIL – ANÁPOLIS – GO – UM ESTUDO
DAS CONDIÇÕES GEOMORFOLÓGICAS**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADOR: CARLOS EDUARDO FERNANDES

ANÁPOLIS / GO: 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

CUNHA, ANA PAULA MONTSERRATE DE MELO/ SANTOS, LAYSA JHESICA LEAL DOS

Viaduto da Av. Brasil – Anápolis – GO – Um estudo das condições geomorfológicas

81P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2017).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

- | | |
|--------------------------|----------------------|
| 1. Fundações de Viadutos | 2. Estacas Metálicas |
| 3. Capacidade de Carga | 4. SPT |
| I. ENC/UNI | II. Título (Série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CUNHA, Ana Paula Montserrate de Melo; SANTOS, Laysa Jhesica Leal dos. Viaduto da Av. Brasil – Anápolis – GO – Um estudo das condições geomorfológicas. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 81p. 2017.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ana Paula Montserrate de Melo Cunha

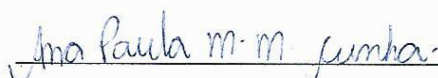
Laysa Jhesica Leal dos Santos

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Viaduto da Av. Brasil – Anápolis – GO – Um estudo das condições geomorfológicas

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2017

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Ana Paula M. M. Cunha

E-mail: anacunha01@hotmail.com



Laysa Jhesica Leal dos Santos

E-mail: laysa.leal@hotmail.com

ANA PAULA MONTSERRATE DE MELO CUNHA

LAYSA JHESICA LEAL DOS SANTOS

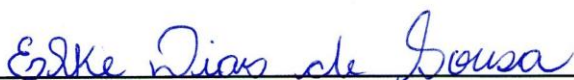
**VIADUTO DA AV. BRASIL – ANÁPOLIS – GO – UM
ESTUDO DAS CONDIÇÕES GEOMORFOLÓGICAS**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
BACHAREL**

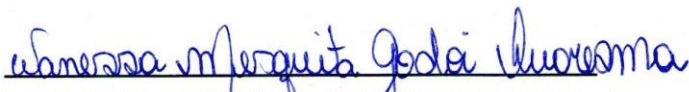
APROVADO POR:



**CARLOS EDUARDO FERNANDES, Especialista (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)**



**ELKE DIAS DE SOUSA, Mestra (UniEvangélica)
(EXAMINADORA INTERNA)**



**WANESSA MESQUITA GODOI QUARESMA, Mestra (UniEvangélica)
(EXAMINADORA INTERNA)**

ANÁPOLIS/GO, 30 de novembro de 2017.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus, por me dar a oportunidade de concluir mais um sonho. Agradeço toda minha família e amigos que estiveram comigo ao longo dessa jornada. Aos mestres que sempre tiveram paciência e sabedoria para nos ensinar. Obrigada a todos que contribuíram para que mais esse sonho pudesse se tornar real.

Ana Paula Montserrate de Melo Cunha

AGRADECIMENTOS

Agradeço á minha família, pelo incentivo dado desde o início da minha vida estudantil e pelo apoio incondicional durante toda a graduação. Á todos os educadores que fizeram parte do caminho até este momento, em especial aos professores de geotecnia e fundações do Centro Universitário de Anápolis e da Purdue University, que compartilharam seu conhecimento de forma brilhante, despertando o meu interesse neste campo da engenharia. E á todos aqueles que contribuíram de alguma forma para a realização de mais este sonho.

Laysa Jhesica Leal dos Santos

RESUMO

As fundações são responsáveis por receber e distribuir para o solo as cargas aplicadas na estrutura, bem como a carga do seu próprio peso. Para garantir a durabilidade, funcionalidade e segurança das fundações, um processo de controle e previsão deve ser seguido durante toda a fase de projeto e execução. Este trabalho tem como objetivo estudar este processo aplicado especificamente à fundação de um viaduto, feita em estacas metálicas e hélice contínua em um terreno com presença de solos moles. Os principais pontos abordados são aqueles relacionados às condições de segurança, especialmente o controle da capacidade de carga de estacas e o controle de recalques. Por meio dos dados obtidos através dos projetos da fundação e dos boletins de sondagem SPT realizadas no local, poderemos determinar se a fundação escolhida para a obra cumpre as condições necessárias de segurança ou se seria mais indicado o uso de outro tipo de fundação.

PALAVRAS-CHAVE: Viaduto. Fundações. Cargas. Controle. SPT.

ABSTRACT

Foundations are responsible for receiving and defusing to the soil the loads applied on the structure as well as the structure's self weight. To assure durability, functionality and safety of foundations, a process of control and prediction must be followed during the whole project phase and execution. This paper has as goal to study this process applied specifically to the foundation of a viaduct, composed of steel piles and continuous flight piles in a site with presence of soft soil. The main topics approached are those related to safety conditions, especially control of bearing capacity of piles and settlement control. Through information obtained from the foundation projects and from SPT reports of the site, we are able to determine if the chosen foundation comply with the required safety condition or if it would be more indicated other type of foundation.

KEYWORDS: Viaduct. Foundations. Loads. Control. SPT.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Execução de estaca tipo Franki.....	23
Figura 2 - Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada.....	24
Figura 3 - Mecanismos de ruptura de base de estacas - métodos teóricos clássicos.....	29
Figura 4 - Limites para distorção angular.....	37
Figura 5 - Vista superior do viaduto.....	40
Figura 6 - Planta de locação da rampa de acesso 1.....	42
Figura 7 - Relação de estacas da rampa 1.....	42
Figura 8 - Planta de locação da rampa de acesso 2.....	43
Figura 9 - Relação de estacas da rampa 2.....	43
Figura 10 - Locação dos furos de sondagem - Avenida Goiás.....	44
Figura 11 - Locação dos furos de sondagem - Rua Barão do Rio Branco.....	45
Figura 12 - Relatório de sondagem do furo SP11.....	46
Figura 13 - Planta de locação dos ensaios SPT da Câmara Municipal.....	47
Figura 14 - Localização do Rio das Antas em relação ao local do viaduto.....	48

LISTA DE FOTOS

Foto 1 – Cravação de estaca metálica.....	22
---	----

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Relação do tipo de obra e características do solo na escolha da fundação.....	Erro!
Indicador não definido.	20
Quadro 2 – Valores de α	32
Quadro 3 – Valores de β	33

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de k e α (Método Aoki e Velloso).....	30
Tabela 2 – Valores de F_1 e F_2 (Método Aoki e Velloso)	Erro! Indicador não definido.1
Tabela 3 – Valores de C	33
Tabela 4 – Materiais para a instrumentação do monitoramento	39
Tabela 5 – Capacidade de carga de estaca Hélice Contínua – Método Décourt Quaresma	65
Tabela 6 – Capacidade de carga de estaca Hélice Contínua – Método Aoki Velloso.....	66
Tabela 7 – Capacidade de carga de estaca Franki – Método Décourt Quaresma	67
Tabela 8 – Capacidade de carga de estaca Franki – Método Aoki Velloso	68
Tabela 9 – Capacidade de carga de estaca Pré-moldada – Método Décourt Quaresma.....	69
Tabela 10 – Capacidade de carga de estaca Pré-moldada – Método Aoki Velloso	70
Tabela 11 – Capacidade de carga de estaca Metálica – Método Décourt Quaresma	71
Tabela 12 – Capacidade de carga de estaca Metálica – Método Aoki Velloso	72
Tabela 13 – Capacidade de carga de estaca Hélice Contínua – Método Décourt Quaresma ...	73
Tabela 14 – Capacidade de carga de estaca Hélice Contínua – Método Aoki Velloso.....	74
Tabela 15 – Capacidade de carga de estaca Franki – Método Décourt Quaresma	75
Tabela 16 – Capacidade de carga de estaca Franki – Método Aoki Velloso	76

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A_l	Área lateral de uma estaca
A_p	Área da ponta de uma estaca
N_{SPT}	Número de golpes obtidos no ensaio SPT
Q_u	Capacidade de carga de uma estaca
R_{ap}	Recalque causado pelo adensamento primário
R_e	Recalque imediato
R_p	Resistência de ponta de uma estaca
R_t	Recalque absoluto
q_s	Adesão média ao longo do fuste de uma estaca
Δ_R	Recalque diferencial
A/C	Relação água-cimento
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAT	Capacidade de carga admissível total da estaca
CLT	Cyclic Load Test
CPT	Cone Penetration Test
CT	Capacidade de carga total da estaca
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
F1	Fator de correção de resistências
F2	Fator de correção de resistências
FGTS	Fundo de Garantia por Tempo de Serviço
K	Coeficiente de conversão de resistência de ponta do CPT para N_{SPT}
NBR	Norma Brasileira
PA	Capacidade de carga admissível total da estaca
PAC 2	Programa de Aceleração do Crescimento 2
PAL	Capacidade de carga admissível lateral da estaca
PAP	Capacidade de carga admissível da ponta da estaca
PL	Capacidade de carga lateral da estaca
PP	Capacidade de ponta da estaca
PT	Capacidade de carga total da estaca
QML	Quick Mantained Load

SML	Slow Mantained Load
SPT	Standard Penetration Test
U	Perímetro da seção transversal de uma estaca
α	Coeficiente de conversão
β	Coeficiente de conversão
δ	Distorção angular
ΔL	Comprimento de um segmento de estaca

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
1.1 JUSTIFICATIVA.....	15
1.2 OBJETIVOS	15
1.2.1 Objetivo geral	15
1.2.2 Objetivos específicos.....	16
1.3 METODOLOGIA	16
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	16
2 FUNDAÇÕES.....	18
2.1 CONCEITOS	18
2.2 ESCOLHA DA FUNDAÇÃO	18
2.3 FUNDAÇÕES MAIS UTILIZADAS EM VIADUTOS.....	20
2.3.1 Estacas pré-moldadas.....	20
2.3.1.1 Estacas pré-moldadas de concreto.....	20
2.3.1.2 Estacas metálicas pré-fabricadas	21
2.3.2 Estacas tipo Franki.....	23
2.3.3 Estacas Hélice Contínua Monitorada	24
3 PREVISÃO E CONTROLE DAS FUNDAÇÕES	26
3.1 ASPECTOS GERAIS	26
3.2 CONTROLE DA CAPACIDADE DE CARGA	27
3.2.1 Métodos de cálculo de capacidade de carga.....	28
3.1.1.1 Método Aoki e Velloso	30
3.1.1.2 Método Décourt e Quaresma.....	32
3.1.1.3 Prova de carga estática	34
3.1.1.4 Prova de carga dinâmica	35
3.3 CONTROLE DE RECALQUES.....	35
3.3.1 Recalques Admissíveis	36
3.3.2 Patologias causadas por recalques excessivos.....	38
3.3.3 Monitoramento de recalque	38
3.3.3.1 Método de monitoramento de recalques – Benchmark.....	38

4 ESTUDO DE CASO	40
4.1 INFORMAÇÕES GERAIS DA OBRA.....	40
4.2 INFRAESTRUTURA DA OBRA	40
4.2.1 Estrutura estaiada	41
4.2.2 Rampas de acesso	41
4.2.2.1 Rampa de acesso 1	42
4.2.2.2 Rampa de acesso 2	43
4.3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOMORFOLÓGICAS DA REGIÃO.....	44
5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	51
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	53
7 SUGESTÕES FUTURAS.....	53
REFERÊNCIAS	54
ANEXO A – Relatórios de sondagem SPT.....	57
ANEXO B – Plantas de locação do estaqueamento das rampas	64
ANEXO C – Plantas de locação das fundações, apoio P30.....	66
APÊNDICE A – Memorial de cálculo dos métodos semi-empíricos de determinação da capacidade de carga por tipo de estaca de fundação.....	67

1 INTRODUÇÃO

Na busca para atingir os princípios básicos e indispensáveis dentro da engenharia civil, economia e segurança, necessário se faz que sejam previamente elaborados estudos acerca das condições geológicas que serão enfrentadas.

A geologia é a “ciência que trata da origem, história e estrutura da Terra tal como aparecem registradas nas rochas, bem como do estudo das forças e processos que atuam, modificando-as” (KRYNINE E JUDD, 1957). Com o passar do tempo, essa ciência foi se desenvolvendo até o surgimento de uma ramificação com a finalidade de ser aplicada á Engenharia Civil. A Engenharia Geotécnica ou Geotecnia se subdivide em diversas áreas, nas quais podemos citar como exemplos a Geomorfologia, a Mecânica das Rochas, e a Hidrologia.

Podemos citar também a Mecânica dos Solos, “que estuda o comportamento dos solos quando tensões são aplicadas, como nas fundações, ou aliviadas, no caso de escavações, ou perante o escoamento de água dos vazios” (PINTO, 2006, p.13).

Um estudo geotécnico bem detalhado e de qualidade é base para que os engenheiros civis desenvolvam projetos igualmente seguros e econômicos. Da mesma forma, um estudo geotécnico feito de maneira equivocada pode ao invés de prevenir e solucionar problemas, causar danos a curto e longo prazo.

Quando aplicados ao projeto e execução de fundações, os conhecimentos de Engenharia Geotécnica ganham importância de proporções ainda maiores, uma vez que a fundação de uma estrutura pode ser considerada como a parte responsável pelo recebimento e dispersão de toda a carga da estrutura para o terreno e os aspectos que garantem sua qualidade sofrem enorme impacto relacionado ás características do solo em que serão assentes.

A escolha do tipo de fundação apropriada, sua durabilidade, funcionalidade e garantia de segurança estão amplamente interligadas aos os dados obtidos pelos ensaios de sondagem. Estes ensaios possibilitam que se saiba o tipo de solo presente no local da obra, se há ou não a presença de lençol freático elevado, e dados que permitem a determinação da resistência do solo, bem como a resistência dos elementos de fundação.

1.1 JUSTIFICATIVA

Assim como todas as partes de uma obra de engenharia, as fundações necessitam de uma atenção especial com a finalidade de assegurar que sejam projetadas e executadas de modo que elas estejam em concordância com os requisitos de segurança determinados pelos projetistas e as competentes Normas Técnicas.

As fundações recebem diretamente todo o peso de uma estrutura e todas as cargas aplicadas sobre a mesma, e têm a função de transmitir essas cargas para o terreno. A função de um elemento de fundação deve ser realizada de modo que não haja falhas, que neste caso podem ser a ruptura do solo em que dito elemento está assente ou a ruptura do elemento propriamente dito.

Para garantir que não ocorram tais falhas, os projetistas devem levar em consideração os estudos geotécnicos realizados antes da fase de projeto, de modo que possa se fazer a escolha apropriada do tipo de fundação. Após se fazer a escolha, os projetistas devem também acompanhar um processo de controle e previsão da fundação. Tal processo tem como finalidade garantir que os aspectos de segurança da fundação sejam obedecidos.

Neste trabalho faremos uma observação do processo de previsão e controle de fundações aplicadas às fundações de viadutos, ou seja, fundações profundas. Este processo baseia-se principalmente na previsão da capacidade de carga das fundações e do controle de recalques.

Grande maioria das falhas e patologias em fundações é causada pelas rupturas ou por recalques excessivos. Falhas essas que podem além de causar de prejuízo econômico e transtornos à sociedade, podem também ser fatais para a vida humana, daí a importância de se garantir que estes aspectos sejam controlados.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo explorar a importância de estudos geotécnicos e geomorfológicos prévios a fase de projetos de engenharia civil. O foco principal está no impacto que esses fatores têm nos aspectos de segurança de projeto e execução de fundações de um viaduto utilizado como estudo de caso.

1.2.2 Objetivos específicos

- Analisar as características geotécnicas da região através dos boletins de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) do local da obra.
- Analisar as características geomorfológicas da região.
- Analisar a fundação utilizada no viaduto, tanto da estrutura estaiada de concreto quanto das rampas de acesso em relação aos aspectos de garantia de segurança, especialmente capacidade de carga e controle de recalques
- Analisar as implicações causadas pelos fatores geológicos e geomorfológicos na escolha da fundação e no seu desempenho.
- Fazer uma comparação entre os resultados obtidos da fundação utilizada com outros tipos de fundações que também poderiam ser utilizados na obra.
- Verificar se a fundação utilizada realmente seria a melhor opção para as condições apresentadas.

1.3 METODOLOGIA

Revisão bibliográfica e estudo de caso serão utilizados como bases de desenvolvimento. Além destes serão também utilizados como fonte de dados os projetos de arquitetura, de fundação e de fôrmas da estrutura estaiada do viaduto da Avenida Brasil, bem como os projetos do estaqueamento das rampas de acesso ao viaduto, relatório fotográfico da obra, boletins de sondagem SPT e estudos geomorfológicos realizados no local da obra que está sendo usada como estudo de caso. Visitas técnicas ao local da obra também serão realizadas para auxílio no estudo. Para efeitos de comprovação do estudo será realizada a determinação da capacidade de carga por meio de métodos semi- empíricos para uma estaca do apoio P.30 da estrutura estaiada de concreto e para uma estaca do rampeamento.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho de conclusão de curso será composto por seis capítulos. O primeiro será o capítulo de introdução, onde é feita uma apresentação geral do tema, a motivação para a realização do estudo, os objetivos do trabalho e a metodologia utilizada para alcançar de modo satisfatório os objetivos definidos.

O segundo capítulo apresentará uma contextualização do tema e exposição do problema de maneira mais aprofundada, abrindo caminho para o capítulo três, onde uma abordagem técnica sobre o problema e suas possíveis soluções é feita.

No capítulo quatro é feita a apresentação do estudo de caso, constando a exposição geral dos dados da obra. O capítulo cinco traz os resultados do estudo, as considerações finais e possíveis sugestões. O capítulo seis consta sugestões de tópicos que não foram abordados de forma abrangente mas que apresentaram relevância na conclusão deste trabalho, e que podem ser utilizados como objeto de estudo para trabalhos importantes no futuro.

2 FUNDAÇÕES

2.1 CONCEITOS

Chama-se fundação a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente a carga da obra (CAPUTO, 1987, p. 169).

De acordo com a norma DENIT DNER-ES 334/97, fundação é a parte da estrutura responsável por transmitir ao solo seu próprio peso, o peso da estrutura e todas as cargas que atuam sobre a mesma, e sua função é distribuir estas cargas atuantes de maneira satisfatória sobre a superfície do solo que a sustenta.

As fundações são divididas em dois grupos, as fundações rasas ou diretas e as fundações profundas ou indiretas.

A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno. Como os mecanismo de ruptura de base atingem, acima da mesma, até 2 vezes sua menor dimensão, a norma NBR 6122 estabeleceu que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de 2 vezes sua menor dimensão, e a pelo menos 3 m de profundidade (VELLOSO apud LOPES, 1998, p.211).

A NBR 6122/2010 define como fundação direta o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno é menor do que duas vezes a menor dimensão da fundação.

Já fundação indireta de acordo com a NBR 6122/2010 são aquelas que transmitem a carga ao terreno ou pela base ou por sua superfície lateral, ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão, e no mínimo três metros.

Segundo (VELLOSO apud LOPES, 1998), as fundações superficiais incluem os blocos, sapatas, vigas de fundação, grelhas, sapatas associadas e radies. As fundações profundas são as estacas, tubulões e caixões.

2.2 ESCOLHA DA FUNDAÇÃO

São vários os fatores que influenciam a escolha do engenheiro civil de determinado tipo de fundação para um determinado projeto.

A topografia da área, os dados geológicos e geotécnicos, os dados da estrutura a construir, a finalidade da obra, dados sobre construções vizinhas, cálculo das cargas atuantes sobre a fundação e o estudo do terreno, são elementos que devem ser analisados e considerados para o início da elaboração de um projeto. Deve-se ainda, levar em conta o fator econômico no processo de escolha de uma fundação.

Os aspectos a serem considerados que foram acima citados podem tornar inviável a utilização de certos tipos de fundação para características específicas de cada caso.

A topografia do terreno é um fator limitante devido ao fato de que muitas das soluções de fundações utilizam equipamento de grande porte na sua execução. Terrenos muito inclinados ou de pequenas dimensões podem tornar o local de execução inacessível para o equipamento.

Quando falamos em dados geológicos e geotécnicos, nos referimos às características do terreno da localidade da obra em questão. Usualmente, estas características são determinadas por meio de ensaios de sondagem simples, o SPT (*Standard Penetration Test*). O tipo de solo, a granulometria e o nível da água são dados de extrema importância que podem ser determinados pelo SPT. Estes fatores são determinantes no estado físico em que o solo se encontra e também no atrito lateral do solo.

O estado físico do solo (líquido, plástico, semi-sólido ou sólido) é relativo ao teor de umidade do terreno. Quanto maior a quantidade de água incorporada ao solo e menores forem as partículas do solo, maior é o risco de desmoronamento durante a execução, fazendo-se assim não recomendável o uso de algumas fundações.

O projetista deve estar atento também ao impacto que o método de execução da fundação poderá causar nas edificações localizadas próximo à obra. Em alguns casos, as edificações vizinhas não possuem uma estrutura adequada para suportar impactos extras e na ocorrência dos mesmos há o surgimento de patologias de diversos graus, gerando prejuízos econômicos para os dois lados envolvidos.

Nas zonas urbanas, as condições dos vizinhos constituem frequentemente o fator decisivo na definição da solução de fundação. E quando fundações profundas ou escoramentos de subsolos são previstos, o projetista deve ter uma ideia da disponibilidade de equipamentos na região da obra (VELLOSO apud LOPES, 1998, p.211).

Para que seja feita a escolha do tipo de fundação, segundo (CAPUTO, 1987) leva-se em conta que as camadas do terreno devem suportar as cargas da estrutura sem que haja algum tipo de ruptura, as deformações das camadas de solo abaixo das fundações devem ser

compatíveis com as da estrutura, da mesma forma que se considera o lado técnico, a escolha deve atentar para o aspecto econômico.

O quadro 1 relaciona a escolha da fundação com a finalidade da obra e as características do solo:

Quadro 1: Relação do tipo de obra e características do solo na escolha da fundação

TIPO DE FUNDAÇÃO		CARGAS (peso do prédio, da ponte, etc.)	RESISTÊNCIA (tipo de solo, capacidade de carga, etc.)
BALDRAME		Casas Térreas	Solo firme e seco
SAPATA		Casas Térreas	Solo pouco firme
		Sobrados	Solo firme e seco
ESTACA	BROCA	Sobrados e Prédios Baixos	Solo firme
	STRAUSS	Prédios Baixos	Solo pouco firme
	PRÉ-MOLDADA	Prédios Altos, Pontes e Viadutos	Solo pouco firme ou com presença de água
	TIPO FRANKI	Prédios Altos, Pontes e Viadutos	Solo pouco firme
TUBULÃO	A CÉU ABERTO	Prédios Altos, Pontes e Grandes Viadutos	Quando o lençol freático é profundo
	A AR COMPRIMIDO	Prédios Altos, Pontes e Grandes Viadutos	Quando o lençol freático é raso ou quando a obra é dentro de rio, lagoa ou mar.

Fonte: EBANATAW, 2017

Viadutos, que podem ser entendidos como obras-de-arte em regiões urbanas e que não cruzam massa de água, possuem fundações como qualquer outra estrutura que seja apoiada em um terreno.

O objeto de estudo deste trabalho é um viaduto. Seguindo o que foi apresentado no Quadro 1, bem como os tipos de fundações usados no projeto da obra em estudo, faremos abaixo uma breve descrição das fundações que sejam mais pertinentes ao tipo de estrutura.

2.3 FUNDAÇÕES MAIS UTILIZADAS EM VIADUTOS

2.3.1 Estacas pré-moldadas

2.3.1.1 Estacas pré-moldadas de concreto

A NBR 6122 define estaca pré-moldada de concreto como estacas constituídas de segmentos de concreto pré-moldado ou pré-fabricado e introduzida no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou vibratório.

Este tipo de estaca de fundação pode ser fabricado tanto com o uso de concreto armado, quanto com o uso de concreto protendido. Todo o processo de fabricação, manuseio e estoque das peças devem atender os requisitos descritos na NBR 16.258/2014 Estacas pré-fabricadas de concreto. Já o projeto, dimensionamento e cravação das estacas pré-fabricadas de concreto devem atender aos requisitos da NBR 6122/2010.

Após a fabricação das peças é necessário que se faça um processo de verificação individual nas estacas antes de se permitir a cravação das mesmas. Este processo checa vários aspectos, de modo a garantir que a peça realmente suporte a carga de projeto. Durante a cravação, é necessário que se faça o controle de nega e de repique.

O site Engenharia Concreta (2017) lista as vantagens e desvantagens das estacas pré-moldadas de concreto.

Vantagens:

- Alta qualidade dos elementos de fundação;
- Boa execução em solos moles e com lençol freático próximo ao nível do solo;
- Contribui com uma obra mais limpa e um canteiro mais organizado;
- Custo baixo quando comparado a outros tipos de estacas.
- Execução simples e prática.

Desvantagens:

- Produtividade baixa quando comparada a outros tipos de estacas;
- Produz muita vibração e ruídos conforme o tipo de equipamento utilizado para cravação;
- As estacas podem quebrar durante a cravação, quando encontram uma camada de solo muito resistente, matacões ou rocha.

2.3.1.2 Estacas metálicas pré-fabricadas

Segundo a norma ABNT NBR 6122/2010, estaca metálica é uma estaca cravada, constituída de elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos.

Este tipo de fundação passou a ser mais utilizado no Brasil apenas recentemente. Não há muito tempo, a variedade de perfis metálicos fabricados e comercializados no país para utilização na engenharia civil era bastante limitada, fazendo com que as áreas de serviço em

que eram utilizados também fossem limitadas. Segundo o site Portal met@lica (2017), durante muito tempo houve falta de perfis adequados no mercado para a utilização em fundações.

Com o passar do tempo, o acesso e a distribuição dos materiais pelo país se tornou mais fácil. A modernização do processo de fabricação dos perfis e das normas técnicas que a regulam tornaram possível que novas variedades de perfis que podem ser utilizados em diversas etapas de uma construção de acordo com sua seção transversal e resistência passassem a ser comercializados. O caso de fundações sendo considerado clássico, onde anteriormente os perfis metálicos eram utilizados somente em ocasiões muito especiais e atualmente já são adotados como soluções para simples casos.

O processo executivo de fundações em estacas metálicas é relativamente simples em relação á outros tipos de estacas. Este processo é feito por cravação á percussão. O equipamento utilizado para o cravamento é o Bate Estaca, constituído por torre, base e martelo (SETE ENGENHARIA, 2017).

Foto 1: Cravação de estaca metálica



Fonte: Empresa JOFEGE, 2017

São muitas as vantagens reconhecidas pelos especialistas em engenharia geotécnica e de fundações no uso deste tipo de fundações.

Muitos autores e sites de conteúdo técnico em engenharia listam como as principais vantagens de estacas metálicas em fundações o seguinte:

- Elevada capacidade de carga;

- Fácil ultrapassagem de camadas de solo resistente;
- Pouca vibração durante o processo de cravação, conseqüentemente pouca perturbação do solo adjacente;
- Maior organização do canteiro de obras e redução na perda de material.

Como maiores desvantagens do uso de estacas metálicas em fundações, as mais citadas pelos especialistas são:

- Possibilidade de corrosão devido às características geotécnicas e geomorfológicas do local onde a estaca será cravada;
- Alto custo comparado quando comparado a estacas escavadas.

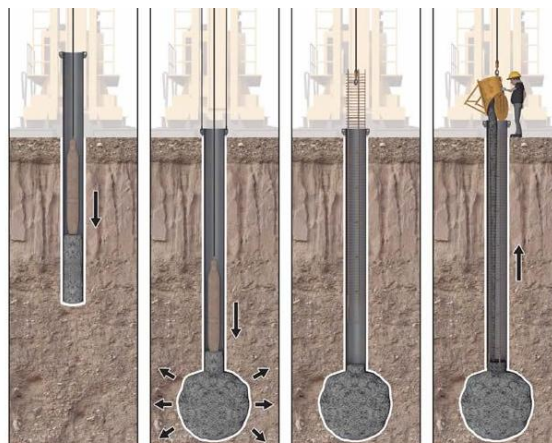
Assim como nas estacas pré-fabricadas de concreto, deve ser feito o controle de nêga e repique durante a cravação dos elementos.

2.3.2 Estacas tipo Franki

Pela NBR 6122/2010, estacas tipo Franki são estacas moldadas *in loco* executadas pela cravação, por meio de sucessivos golpes de um pilão, de um tubo de ponta fechada por uma bucha seca de pedra e areia, previamente firmada na extremidade inferior do tubo por atrito. Este tipo de estaca possui a base alargada e é integralmente armado.

Na execução desse tipo de estaca, uma mistura de brita e areia é colocada na ponta inferior de um tubo metálico e socada por um pilão, penetrando no subsolo. Por essas características, são recomendadas para terrenos mais resistentes. Depois, a armadura é inserida, o concreto é lançado e o tubo, removido. O processo de estaqueamento tipo Franki gera muitas vibrações, que podem incomodar a vizinhança da obra. Por isso, as estacas são recomendadas para obras mais isoladas (PINI, 2017).

Figura 1: Execução de estaca tipo Franki



Fonte: CORSINI, 2014

As principais vantagens da estaca Franki são:

- Elevada capacidade de carga;
- Fácil execução abaixo do nível da água;
- Avanço através de camadas resistentes de solo.

Como desvantagens, as que mais se destacam são:

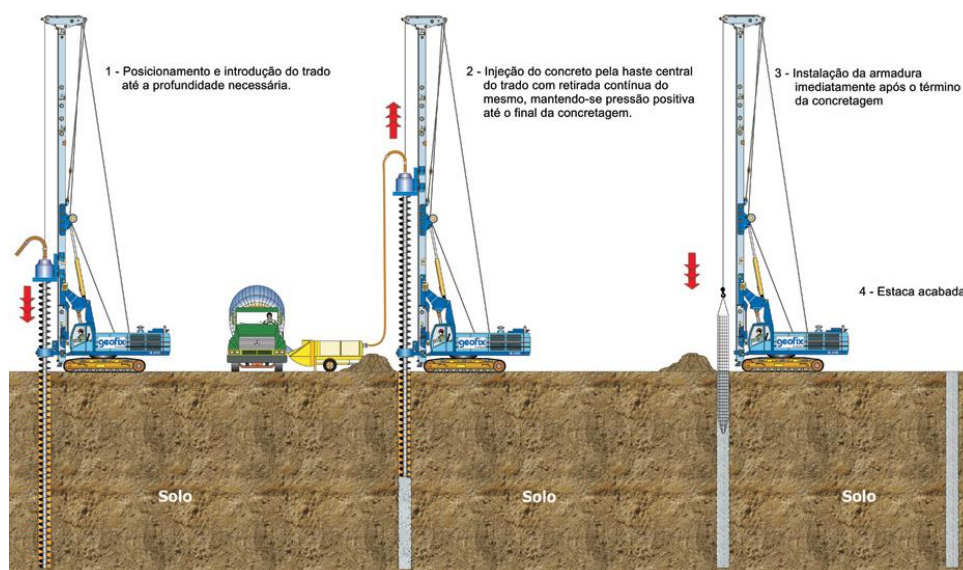
- Vibração elevada, podendo causar o levantamento de estacas já cravadas nas proximidades;
- Necessidade de muito espaço no canteiro de obra.

2.3.3 Estacas hélice contínua monitorada

Segundo a NBR 6122/2010, são estacas hélice contínua monitoradas aquelas moldadas *in loco*, executada pela introdução por rotação de um trado helicoidal no terreno, por onde após a perfuração é injetado o concreto simultaneamente à sua retirada.

O processo de escavação com o trado helicoidal é realizado pelo equipamento chamado escavatriz. O equipamento realiza a escavação até alcançar a profundidade de projeto da estaca. Após a escavação é realizada a concretagem, onde o concreto é injetado por uma haste no centro ao mesmo tempo em que a hélice utilizada para escavação é retirada. Ao final da etapa de concretagem, a armadura é introduzida na estaca. A figura 2 ilustra o processo de execução de uma estaca hélice contínua monitorada.

Figura 2: Execução de estaca tipo Hélice Contínua Monitorada



Fonte: GEOFIX, 2017

Segundo o site da Geofix, o monitoramento da execução da estaca é feito eletronicamente através de sensores ligados a um computador. Estes sensores recebem dados durante a execução sobre a profundidade, inclinação da torre, torque, velocidade de rotação, pressão e fluxo de concreto.

Podem-se citar como maiores vantagens das estacas hélice contínua monitorada:

- Ausência de vibração;
- Controle técnico mais preciso com o uso de monitorado eletrônico;
- Alta capacidade de carga;

Já as desvantagens mais notáveis são:

- Limitação de comprimento (dependente do tipo de equipamento utilizado);
- O relevo do terreno pode limitar o acesso do equipamento.

3 PREVISÃO E CONTROLE DAS FUNDAÇÕES

3.1 ASPECTOS GERAIS

Alonso (2003) aponta que as fundações devem ser projetadas e executadas para garantir, sob a ação das cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade.

Segundo as definições de Alonso (2003), a garantia das condições mínimas de segurança de fundações significa que os coeficientes de segurança definidos pelas normas técnicas, tanto para os elementos estruturais que a compõem, quanto para o solo que a suportam são atendidos.

Já Castro (2010) afirma que uma fundação deve satisfazer as seguintes condições de segurança:

- Ruptura do terreno;
- Ruptura da fundação;
- Danos produzidos pelos recalques.

As condições de funcionalidade estão diretamente interligadas com a previsão e controle dos recalques. Sabe-se que recalques excessivos (aqueles que são maiores do que o que seria compatível com a finalidade da obra) são causa de inúmeras patologias que podem tornar inviável a utilização certas funções de uma edificação. A chave para garantir tais condições denomina-se interação solo-estrutura.

Segundo Alonso (2003), os recalques devem ser estimados durante a fase de projeto num trabalho realizado em conjunto entre as equipes que calculam a estrutura e as fundações. A equipe que calcula a estrutura repassa as reações para o cálculo das fundações para a equipe que a calculará. Esta equipe por sua vez deve usar esses valores para estimar os recalques correspondentes. Os valores de recalques estimados devem estar de acordo com o que foi inicialmente fixado pela equipe da estrutura, caso contrário as cargas devem ser reavaliadas e novos recalques devem ser estimados. Esse processo é a chamada interação solo-estrutura.

Já as condições de durabilidade se referem à vida útil da fundação, que deve no mínimo se igualar a vida útil da estrutura, evitando assim a necessidade de reforços.

Segundo Velloso (apud ALONSO, P.3), especificamente em fundações, o cumprimento dos formalismos da garantia de qualidade não significa que o bom desempenho seja assegurado, pois um aspecto que caracteriza um projeto de fundações é que se trabalha com o solo, um material que não é produzido pelo homem.

Ainda de acordo com Alonso (2003) uma boa fundação tem como base o projeto, o controle e a execução.

Previamente à fase de projeto, é essencial uma investigação geotécnica de qualidade seja realizada. Para Braja (2007), os engenheiros civis devem estudar as propriedades do solo, tais como a sua origem, distribuição do tamanho dos grãos, capacidade de drenagem de água, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e capacidade de carga.

Apesar de a investigação geotécnica ser de extrema importância, não se deve confiar inteiramente nela para se escolher a fundação. A norma DENIT DNER-ES 334/97 cita que a escolha acertada do tipo de fundação não deve ser feita somente baseada nos dados obtidos através dos estudos geotécnicos da região, uma vez que a mecânica dos solos não é uma ciência exata. A escolha deve ser feita por engenheiros experientes e que tenham sólido conhecimento em mecânica dos solos.

Além da escolha do tipo de fundação, Alonso (2003) cita que é na fase de projeto que se define as cargas, os métodos construtivos a serem utilizados e quaisquer previsões que possam ser úteis às equipes de controle e execução da obra.

Na fase de execução, o essencial é que a equipe siga exatamente os métodos e especificações do projeto.

Já quando se trata do controle, Alonso (2003) afirma que é uma fase muito mais abrangente, pois é um acompanhamento, passo a passo, de tudo que se previu durante o projeto. Sua finalidade básica é determinar, o mais rápido possível, fatos que permitam determinar se que está sendo executado atende ao projeto.

Para Alonso (2003), o controle de qualidade durante a execução de uma fundação deve ser exercido em três frentes:

- Controle dos Materiais
- Controle da Capacidade de Carga
- Controle dos Recalques

Aqui serão abordados o controle de capacidade de carga e o controle de recalques, que são o foco principal do estudo.

3.2 CONTROLE DA CAPACIDADE DE CARGA

Segundo Cruz (2012), uma certa carga aplicada a uma fundação e que provoca a ruptura tanto do solo ou do elemento de fundação propriamente dito ou recalques acima dos níveis aceitáveis é a carga de ruptura.

A capacidade de carga contra a ruptura, de um elemento de fundação, é aquela que aplicada ao mesmo provoca colapso ou escoamento do solo que lhe dá suporte ou do próprio elemento (ALONSO, 2003, p.45).

Já para Cruz (2012), a capacidade de carga é a carga que imposta ao terreno não é suscetível de conduzir a ruptura do solo ou da infraestrutura.

A carga admissível de uma estaca isolada, conforme a norma ABNT NBR 6122/2010 é a força que aplicada sobre a estaca, com coeficientes de segurança predeterminados, previne de modo satisfatório a ruptura do solo e dos elementos de fundação, bem como os recalques excessivos (além daqueles compatíveis com a construção).

A Professora Regina Célia de Souza Cruz (2012) define carga admissível como sendo a carga de ruptura dividida por um coeficiente de segurança, que é variável de caso para caso, sendo assim a maior carga que deve ser utilizada no projeto de fundações.

A carga admissível para um projeto de fundação é determinada pela capacidade de carga. Para Alonso (2012) essa capacidade de carga é obtida pelo menor dos dois valores:

- a) Resistência estrutural do material (ou materiais) que compõem o elemento da fundação;
- b) Resistência do solo que dá suporte ao elemento.

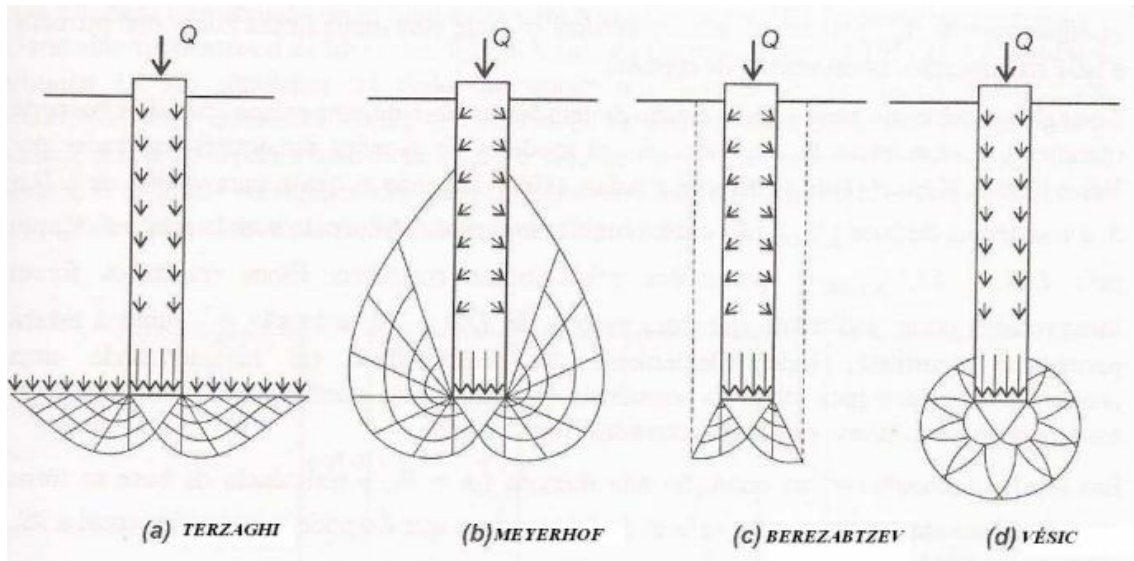
Como geralmente o solo é o material menos resistente, a capacidade de carga de uma fundação está condicionada às características geotécnicas finais do maciço que envolve a estaca (LOBO, 2005, p.5).

3.2.1 Métodos de cálculo de capacidade de carga

Sabe-se que existem diversos métodos teóricos e semi-empíricos para a determinação da capacidade de carga de estacas.

São inúmeras as teorias clássicas existentes para a determinação da capacidade de carga de fundações (*e.g.* Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972), nas quais cada uma postula diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca (Lobo, 2005).

Figura 3: Mecanismos de ruptura de base de estacas - métodos teóricos clássicos



Fonte: Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; Berenzantzev, 1961 e Vésic, 1972

Entre os métodos semi-empíricos podemos destacar o método Aoki – Velloso, 1975 e o método Décourt – Quaresma, 1978. Ambos os métodos são consagrados nacionalmente entre pessoas que lidam com engenharia geotécnica e de fundação, tanto no meio acadêmico quanto no meio profissional.

Desde 1975, quando surgiu o primeiro método para a estimativa de capacidade de carga de estacas, proposto por Aoki e Velloso, vários autores, seguindo a mesma linha de raciocínio, apresentaram outros métodos, existindo hoje uma experiência bastante razoável entre nós (ALONSO, 2003, p.59).

Apesar dos métodos teóricos e semi-empíricos para previsão de capacidade de carga serem bem difundidos e conceituados, eles não garantem que seu resultado esteja totalmente correto. Para alguns, o único método confiável para a determinação da capacidade de carga das estacas são as provas de carga.

As provas de carga impunham-se, então, como único método confiável para a determinação da capacidade de carga individual das estacas. Isto é, seriam essas provas ensaios para a determinação da carga admissível sobre as estacas (VARGAS, 1990).

Diante dos inúmeros métodos para determinação da capacidade de carga de fundações, e levando em conta também a relevância do método quando aplicado ao tipo de fundação objeto de estudo deste trabalho (estacas metálicas cravadas e estacas hélice contínua) e ao uso em que são empregadas (viaduto), optamos por destacar os métodos Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma e as provas de carga estática e dinâmica.

3.2.1.1 Método Aoki e Velloso

O método Aoki e Velloso foi apresentado pela primeira vez em 1975, no 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, tendo uma extensão no ano de 1991.

O conceito do método é a determinação da capacidade de carga de estacas através da correlação entre o valor da resistência de ponta (R_p) da estaca, obtida através do resultado do ensaio de sondagem estática (CPT) e do valor do N_{SPT} , obtido através do resultado do ensaio de sondagem dinâmica (SPT). Portanto, quando não há a realização do ensaio de CPT, o método pode ser aplicado de modo a determinar a capacidade utilizando apenas os valores de SPT.

Para que a metodologia proposta possa ser aplicada a ensaios de penetração dinâmica, deve-se utilizar um coeficiente de conversão “K” da resistência da ponta do cone para N_{SPT} (LOBO, 2005, p.8). A correlação para estes casos é dada por:

$$R_p = K \times N_{SPT} \quad (1)$$

Para a resistência lateral (de fuste), a correlação utilizada é dada pela equação a seguir:

$$R_l = \alpha \times R_p \quad (2)$$

Ambos os coeficientes de conversão podem ser retirados da tabela abaixo:

Tabela 1: Valores de K e α (Método Aoki e Velloso)

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte Arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,5	3,0
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte Argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,4	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila Arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila Siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

Fonte: LOBO, 2005

A partir das duas equações apresentadas acima para o cálculo da resistência de ponta e da resistência de fuste das estacas, apresenta-se então a equação geral para a capacidade de carga de uma estaca:

$$Q_u = A_p \frac{K.N_{SPT}}{F_1} + U \sum \frac{\alpha.K.N_{SPT}}{F_2} \Delta L \quad (3)$$

Onde, A_p é a área da seção transversal da estaca, que deve ser calculada de acordo com a forma geométrica da mesma. U é o perímetro da seção transversal da estaca e ΔL é o tamanho do segmento da estaca (comprimento).

Lobo (2005) define os coeficientes F_1 e F_2 como fatores de correção das resistências de ponta e lateral que levam em conta diferenças de comportamentos entre a estaca e o cone estático.

Os valores de F_1 e F_2 foram inicialmente avaliados para estacas Franki, Metálica, Pré-moldada de concreto e depois escavada sem distinção do diâmetro. Posteriormente estes valores foram reavaliados (1988) e sugeridos novos parâmetros para outras estacas (MARANGON, 2009). Assim, F_1 e F_2 podem ser retirados da tabela abaixo, dependendo apenas do tipo de estaca a ser calculado.

Tabela 2: Valores de F_1 e F_2 (Método Aoki e Velloso)

Tipo de Estaca	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988) & Benegas (1993)		Monteiro (1993)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,5	5,0	2,5	3,0	2,3	3,0
Franki de fuste fibrado					2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5	2,4	3,4	1,7 5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	1,75	3,5	2,0	3,5	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem					1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	7,0	4,5	4,5	3,5	4,5
Strauss					4,2	3,9
Raiz	-	-	-	-	2,2	2,4
Hélice contínua	-	-	-	-	3,0	3,8

Fonte: LOBO, 2005

3.2.1.2 Método Décourt e Quaresma

Durante o 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, no ano de 1978, os engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma apresentaram pela primeira vez o método de determinação de capacidade carga por eles desenvolvido. Tal método ficou nacionalmente conhecido como Décourt-Quaresma.

O método consistia em determinar a resistência de resistência lateral (de fuste) e a resistência de ponta de uma estaca através dos dados obtidos pelo ensaio SPT.

Há vários anos, vem o primeiro autor utilizando os valores de SPT para avaliar, a resistência tanto por atrito lateral das estacas, quanto a sua resistência de ponta. Os coeficientes então utilizados eram fruto apenas de experiência profissional, sem nunca terem sido confrontados, de forma sistemática, com dados fornecidos por provas de carga (MARANGON, 2016).

O método foi sendo melhorado através do tempo na busca de resultados mais aproximados dos reais, uma vez que durante os primeiros anos o método não era válido para uma grande variedade de tipos de estacas. Houve modificações nos anos de 1982, 1986 e 1996.

No ano de 1996, o método evoluiu para o que é utilizado até o presente momento. Outros tipos de estacas mais utilizados e mais recentemente difundidos foram inclusos no método.

A expressão geral para determinar a capacidade de carga de uma estaca é dada por:

$$Q_u = (\alpha \times C \times N_{SPT} \times A_p) + (\beta \times q_s \times A_l) \quad (4)$$

Q_u é a carga de ruptura da estaca.

A parcela $(\alpha \times C \times N_{SPT} \times A_p)$ da equação corresponde à capacidade de carga da ponta da estaca. Onde α é encontrado na tabela a seguir:

Quadro 2: Valores de α

Estaca	Cravada	Escavada	Escavada c/bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
Solo	α	α	α	α	α	α
Argilas	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos Residuais	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Quaresma *et al*, 1996

C é o coeficiente que relaciona o valor da resistência de ponta da estaca com o valor de N_{SPT} em função do tipo de solo e é retirado da tabela abaixo:

Tabela 3: Valores de C

TABELA III	
SOLO	C (tf/m ²)
Argilas	12
<u>Siltes Argilosos (alt. De rocha)</u>	20
<u>Siltes Arenosos (alt. De rocha)</u>	25
Areias	40

Fonte: Décourt & Quaresma, 1978

N_{SPTp} é a média do número de golpes junto a ponta da estaca e A_p é a área da ponta da estaca.

A parcela ($\beta \times q_s \times A_l$) da equação equivale a resistência lateral da estaca. O coeficiente β é retirado da tabela abaixo:

Quadro 3: Valores de β

Estaca	Cravada	Escavada	Escavada c/bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
Solo	β	β	β	β	β	β
Argilas	1,00	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos Residuais	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Quaresma *et al*, 1996

q_s é a adesão média ao longo do fuste da estaca, e é calculada através da equação:

$$q_s = \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \quad (5)$$

Onde N_{SPT} é o número médio de golpes ao longo do fuste. Tem que se levar em conta que não deve utilizar valores de N_{SPT} menores que 3 ou maiores que 50. Quando ocorrer esta situação deve-se adotar 3 como valor mínimo e 50 como valor máximo.

A_l é a área lateral da estaca, e deve ser calculada de acordo com a forma geométrica da mesma.

3.2.1.3 Prova de carga estática

Esse procedimento de controle de capacidade de carga ainda é a melhor maneira de se comprovar a resistência limite se uma fundação isolada, principalmente se a mesma for profunda (ALONSO, 2003, p.109).

Segundo Souza (2001, apud AVELINO, 2006, p.37), uma grande vantagem da prova de carga estática reside no fato de se tratar de um ensaio “*in situ*”, que retrata o comportamento do conjunto solo-fundação.

Mesmo sendo considerado por muitos especialistas como o melhor método para determinação de capacidade de carga de fundações, as provas de carga estática apresentam desvantagens segundo alguns autores.

Alonso (2003) aponta que devido ao custo relativamente elevado e ao tempo necessário para a realização do ensaio, não é comum que os resultados sejam abrangentes o suficiente para representar, estatisticamente, toda a fundação.

Ainda segundo Alonso (2003), normalmente as provas de carga são realizadas sobre cada elemento de fundação individualmente. Porém, o ideal seria testar os elementos que compõem o bloco de travamento. Isso, porém, só é feito em casos especiais.

A NBR 12131/2006 – Estacas – Prova de Carga Estática normaliza o ensaio, e tem como objetivo fornecer elementos para avaliar o comportamento carga x deslocamento das estacas. A norma é aplicada a todos os tipos de estacas, verticais ou inclinadas, não considerando o processo de execução e de instalação no terreno. A norma se aplica também aos tubulões que se assemelham as estacas.

Segundo a norma, a prova de carga consiste basicamente em aplicar esforços estáticos axiais, de tração ou compressão, ou transversais e registrar os deslocamentos correspondentes. A norma também cita que a carga deve ser aplicada por um ou mais macacos hidráulicos, que atuem contra um sistema de reação estável.

O tipo de ensaio mais comum envolve a aplicação de carregamento de compressão à estaca, em estágios crescentes, registrando-se os deslocamentos correspondentes. O conjunto formado por estaca, macaco hidráulico e sistema de reação deve ser projetado e montado de modo a se garantir que a carga aplicada atue na direção desejada. É importante ainda assegurar que o carregamento previsto seja alcançado com sucesso (SETE ENGENHARIA, 2017).

Com relação ao carregamento, a NBR 12131/2006 especifica que a estaca deve ser carregada até a ruptura, ou no mínimo duas vezes a carga de trabalho prevista. O ensaio de

prova de carga estática pode ser classificado em três categorias de acordo com a aplicação do carregamento, são elas:

- Provas de carga lenta (SML)
- Provas de carga rápida (QML)
- Provas de carga cíclica (CLT)

Para Avelino (2006), as provas de carga lenta são as que melhores se aproximam do carregamento que a estaca estará submetida na maioria dos casos.

3.2.1.4 Prova de carga dinâmica

A prova de carga dinâmica difere da prova de carga basicamente no tipo de carregamento. Enquanto na prova de carga estática um carregamento é aplicado constantemente na estaca durante um período de tempo estabelecido pela NBR 12131/2006 de acordo com o tipo de aplicação do mesmo, na prova de carga dinâmica, a estaca é submetida a uma força de impacto.

A NBR 13208/1994 normaliza o ensaio de prova de carga dinâmica em estacas no Brasil. A norma se aplica a todas as estacas verticais ou inclinadas, independente do seu processo de execução ou de instalação no terreno, desde que a forma geométrica da mesma seja identificável e ela possa ser submetida a uma força de impacto no seu topo. A análise é feita com base na equação da onda.

Muitos estudos dedicados à aplicação da teoria da equação da onda à cravação de estacas antecederam o atual ensaio de carregamento dinâmico. Estes estudos formaram a base teórica do ensaio de carregamento dinâmico, o qual vem colaborando para o significativo aumento da prática da instrumentação das fundações por estacas, em função do seu baixo custo e facilidade de execução em relação aos ensaios estáticos (AVELINO, 2006, p.22).

Segundo Alonso (2003), o ensaio é realizado aplicando uma série de carga e descarga na estaca. Em cada um destes ciclos, um deslocamento axial é imposto ao topo da estaca por meio de um martelo que cai de certa altura. A carga mobilizada em cada golpe é medida por meio de monitoração ou através da interpretação da curva deslocamento x tempo.

3.3 CONTROLE DE RECALQUES

O fato de uma fundação ter coeficiente de segurança ruptura, não garante que a mesma tenha um bom desempenho, pois há a necessidade de se verificar se os recalques,

absolutos e diferenciais, também satisfazem as condições de funcionalidade (ALONSO, 2003, p.24).

Alonso (2003) define que o recalque absoluto de um elemento de fundação é o deslocamento vertical descendente do mesmo. O recalque absoluto também é chamado de recalque total, e pode ser representado por R_t .

Para Castro (2010), o recalque absoluto pode ser decomposto em duas parcelas básicas:

$$R_t = R_{ap} + R_e \quad (6)$$

Onde, R_{ap} é a parcela de recalque causada pelo adensamento primário, sendo típico em argilas saturadas sob carregamento permanente. Isso ocorre com a diminuição da pressão neutra causada pela aplicação do carregamento. R_e é o recalque imediato.

Ainda segundo Castro (2010), o recalque causado pelo adensamento primário pode continuar ocorrendo por anos dependendo do tipo de solo onde está assente a edificação. Já o recalque imediato ocorre em um período de tempo muito curto, quase simultaneamente com a aplicação do carregamento.

A diferença entre os recalques absolutos de dois quaisquer elementos de fundação denomina-se recalque diferencial (ALONSO, 2003, p.24). O recalque diferencial é expresso pela equação:

$$\Delta_R = r_1 - r_2 \quad (7)$$

Segundo Castro (2010), define-se como recalque diferencial específico, também denominado de distorção angular, a razão entre o recalque diferencial e distância entre os centros dos mesmos. A distorção angular é dada pela equação:

$$\delta = \frac{\Delta_R}{L} \quad (8)$$

3.3.1 Recalques admissíveis

Segundo a NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações existem estados-limite de serviço que devem ser verificados, entre eles o recalque. Para isso é dada a seguinte condição que deve ser atendida:

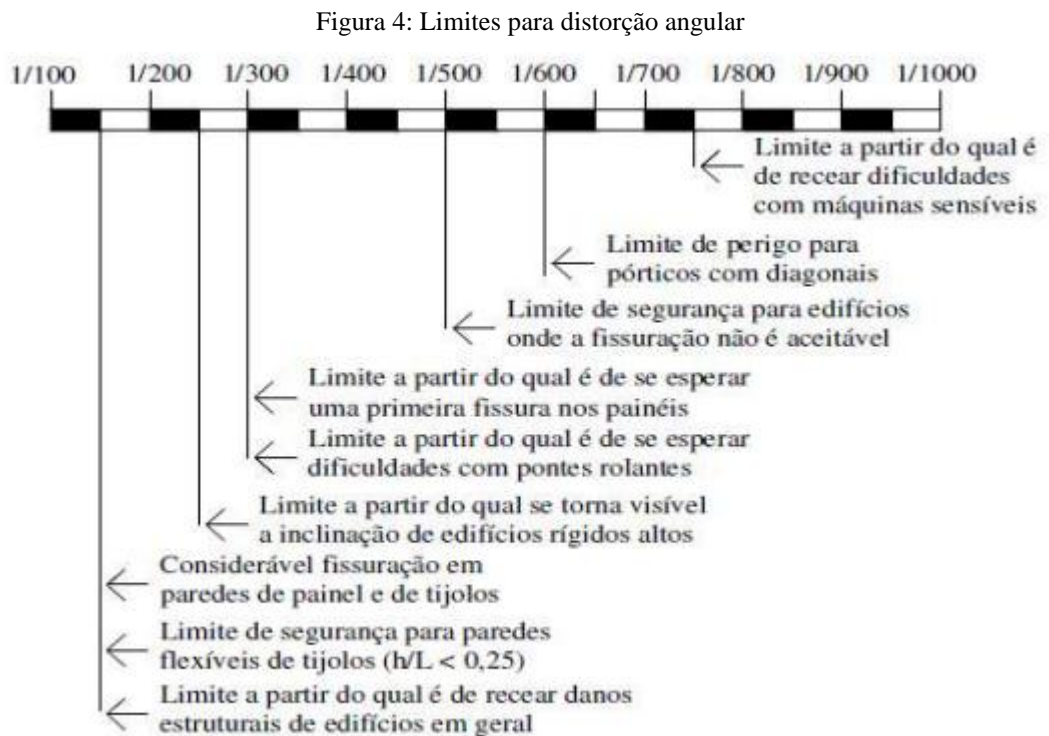
$$E_k \leq C \quad (9)$$

Onde E_k é o valor estimado da ação (recalque estimado, por exemplo). C é o valor limite de serviço, ou seja o valor admissível (recalque admissível, por exemplo).

Os valores admissíveis são fixados pelos especialistas envolvidos com o projeto, a execução e o acompanhamento do desempenho da obra. Seus valores decorrem da experiência local ao longo de períodos que permitam concluir que, para aqueles tipos de estruturas, com aqueles carregamentos, naqueles tipos de solos e naquelas comunidades, tais valores de recalque podem ser considerados aceitáveis, e, portanto, admissíveis (ALONSO, 2003, p.26).

Quando a fundação apresenta recalques excessivos, ou seja, recalques acima dos valores admissíveis, há um aumento na distorção angular.

O primeiro sintoma que a distorção angular pode causar em uma estrutura é o surgimento de fissuras (ALONSO, 2003, p.27). Pelo fato de causar tais patologias na estrutura, foram determinados limites de distorção angular para os vários tipos de obra.



Fonte: SKEMPTON & MAC DONALD, 1956

Para Alonso (2003), as principais causas de recalques excessivos são:

- Colapsibilidade e expansibilidade do solo;
- Ações da água (percolação e rebaixamento do lençol freático);
- Deficiências na prospecção geotécnica;
- Existência de espessas camadas compressíveis;
- Existência de camadas de argila rija.

3.3.2 Patologias causadas por recalques excessivos

Segundo Castro (2010), os danos causados pelos recalques excessivos podem ser classificados em danos estéticos, funcionais e estruturais.

As patologias estéticas não afetam as funções da edificação, nem a segurança da mesma. O caso mais comum de patologias estéticas são as fissuras na alvenaria de vedação.

As patologias funcionais são aquelas que comprometem a utilização de certas funções da edificação, como o desaprumo acentuado e problemas de drenagem.

As patologias estruturais são aquelas que acometem os elementos estruturais da obra, vigas, pilares e lajes. Tais patologias dependendo da sua severidade podem levar ao colapso da estrutura.

3.3.3 Monitoramento de recalque

Observação do comportamento da fundação, à medida que esta vai sendo carregada pela estrutura. Para isso deve-se estabelecer um período mínimo de observação, a ser fixado em função da finalidade da construção (ALONSO, 2003, p.7).

Este monitoramento consiste basicamente em medir os recalques e as cargas atuantes.

Serve para o conhecimento do comportamento de determinado elemento em relação à sua possível movimentação vertical ao longo do tempo e pode ser utilizada para análise e tomada de decisão em relação a possíveis ações de controle desta movimentação (VECTOR, 2017).

3.3.3.1 Método de monitoramento de recalques – *Benchmark*

O *Benchmark* consiste numa referência de nível indeslocável utilizado para realização do monitoramento de recalques. Com o auxílio topográfico é possível realizar a medição da distância entre os pinos fixados estrategicamente nos pilares na edificação e o ponto indeslocável (InvestGEO, 2017).

A N 1811 – Instalação de Referência de Nível Profunda (PETROBRÁS, 1998) determina as condições exigidas para a instalação do *Benchmark*. A norma determina que a localização da referência indeslocável deve ser escolhido de acordo com os pontos cujos

recalques se deseja medir, utilizando o menor número possível de piquetes auxiliares na leitura. Também deve-se levar em consideração o relatório de sondagem do local da obra.

Na tabela 4 podemos encontrar os materiais necessários para a montagem do nível de referência, bem como dos pinos de recalque.

Tabela 4: Materiais para a instrumentação do monitoramento

Item	Descrição	Unid.
1	Haste – Tubo metálico de ϕ - 1''	m
2	Haste perfurada – Tubo metálico perfurado de ϕ - 1''	m
3	Revestimento - Tubo metálico de ϕ - 2 ½ ''	m
4	Graxa grafitada anticorrosiva	kg
5	Semi-esfera de latão	un.
6	Tampão de ϕ - 1''	un.
7	Caixa de proteção*	un.
8	Pinos de recalque	un.

Fonte: ARAGÃO, 2011

4 ESTUDO DE CASO

4.1 INFORMAÇÕES GERAIS DA OBRA

A obra que será objeto de estudo neste trabalho é a construção de um viaduto (Complexo Estaiado s/ Av. Goiás e Rua Barão do Rio Branco), que fica localizado na cidade de Anápolis – GO. A finalidade da obra é a Reestruturação dos Corredores de Transporte Coletivo, fazendo parte do programa Pró Transportes – PAC 2 – Mobilidade Médias Cidades.

Os agentes participantes da obra são a Prefeitura Municipal de Anápolis, Governo Federal, Ministério das Cidades, Caixa Econômica Federal e FGTS. É uma obra estimada em R\$ 74.149.000,00, com data de início em 22/09/2015 e data de entrega prevista para 22/09/2017.

Figura 5: Vista superior do viaduto



Fonte: A VOZ DE ANÁPOLIS, 2017

4.2 INFRAESTRUTURA DA OBRA

Entende-se como infraestrutura a fundação utilizada no viaduto como um todo, na estrutura estaiada de concreto e nas rampas de acesso. Por este motivo, a fim de fornecer uma visão mais detalhada de toda a fundação, iremos separar a estrutura do viaduto em duas partes, estrutura de concreto e rampas de acesso.

4.2.1 Estrutura estaiada

De acordo com os projetos da obra, que foram fornecidos pela Prefeitura Municipal de Anápolis, o projeto das fundações foi baseado em cinco boletins de sondagem à percussão (SPT). Os boletins de sondagem S01A – S02A – S03A – S04A e S05A foram realizados no terreno adjacente a cada um dos 5 apoios determinados pelo projeto arquitetônico.

Segundo informações obtidas através das notas de projeto, a fundação do viaduto é composta por estacas metálicas cravadas à percussão, tendo sido utilizados perfis laminados tipo HP310X79, W200x52 e W200x46. Foram utilizadas um total de 120 estacas. Conforme as notas geotécnicas de projeto os comprimentos das estacas e as avaliações de cargas admissíveis foram feitas através de métodos semi-empíricos, com as pontas cravadas em material de 2ª categoria ou alteração de rocha. Os blocos são de concreto C30 – A/C < 0,55.

A fundação do apoio P10 é composta por 12 estacas, com comprimentos estimados em 9 metros. As estacas são coroadas por um bloco de dimensões 13,50 x 10,00 metros.

O apoio P20 possui fundação composta por 18 estacas, também com comprimentos aproximados de 9 metros. O bloco de coroamento possui dimensões 13,50 x 3,35 metros.

O apoio P30 possui fundação composta por 60 estacas com comprimento aproximado em 9 metros, sendo elas coroadas por um bloco de dimensões 10,00 x 6,75 metros.

O apoio P40 possui fundação composta por 18 estacas, também com comprimentos aproximados de 9 metros. O bloco de coroamento possui dimensões 13,50 x 3,35 metros, sendo idêntico ao bloco do apoio P20.

A fundação do apoio P50 é composta por 12 estacas, com comprimentos estimados em 10 metros. O bloco de coroamento possui as mesmas dimensões do apoio P10.

4.2.2 Rampas de acesso

A solução técnica adotada pelos projetistas ao perceberem que o terreno onde seriam executadas as rampas de acesso necessitava de reforço antes de receber o carregamento do aterro foi o uso de estacas hélice contínua. Foram utilizadas estacas com diâmetro constante e com variação no comprimento. Todas as estacas possuem capitel, uma estrutura no seu topo com a função de receber o carregamento e dissipá-lo para o fuste.

4.2.2.1 Rampa de acesso 1

A rampa de acesso 1 possui 89,785 metros de comprimento e está localizada conforme mostra a figura 6:

Figura 6: Planta de localização da rampa de acesso 1



FONTE: JOFEGE, 2017

Foram executadas um total de 238 estacas hélice contínua, dispostas como mostra a planta de localização contida no Anexo B. O diâmetro padrão de todas as estacas é de 50 cm e seus comprimentos variam entre 12 e 19 metros. Na figura 7 apresenta-se a relação da quantidade de estacas e seus comprimentos.

Figura 7: Relação de estacas da rampa 1

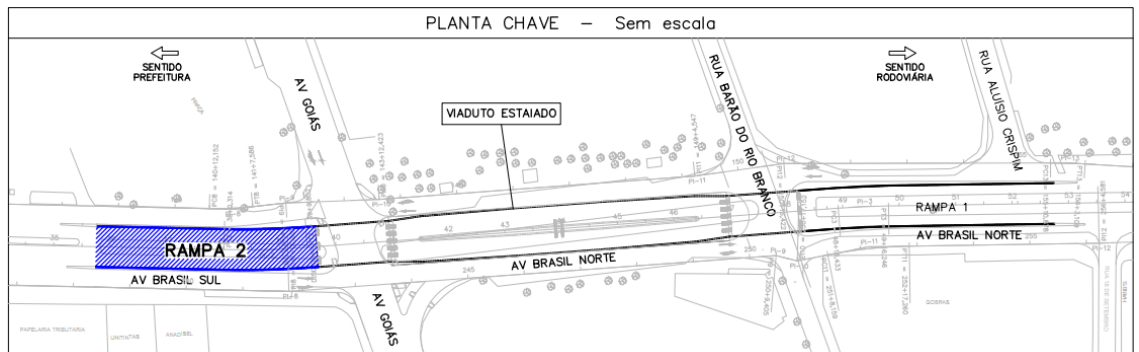
LEGENDA - RAMPA 1	
	BLOCO COM 01 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA Ø50cm (x35) PROF. ESTIMADA: 12m
	BLOCO COM 01 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA Ø50cm (x42) PROF. ESTIMADA: 17m
	BLOCO COM 01 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA Ø50cm (x49) PROF. ESTIMADA: 19m
	BLOCO COM 01 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA Ø50cm (x112) PROF. ESTIMADA: 19m
	NÃO EXISTEM AS ESTACAS A1 à A8.

FONTE: JOFEGE, 2017

4.2.2.2 Rampa de acesso 2

A rampa de acesso 2 possui 78,115 metros de comprimento e está localizada conforme mostra a figura 8:

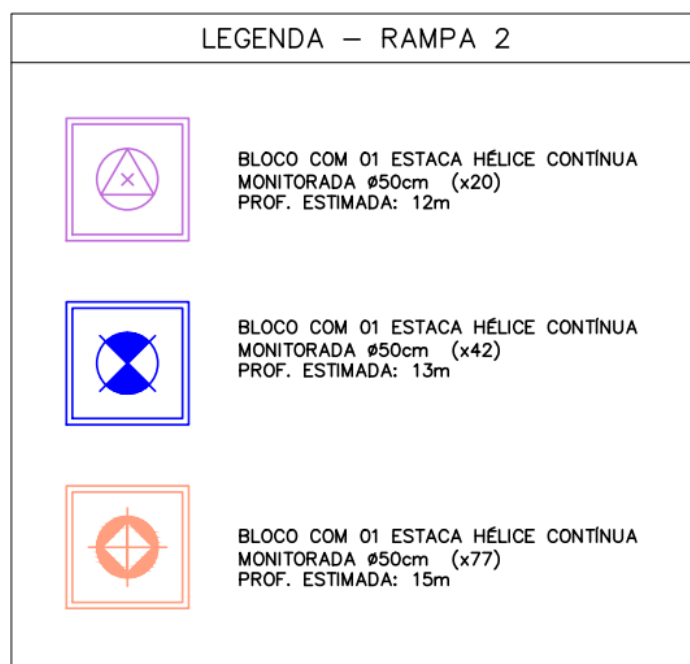
Figura 8: Planta de locação da rampa de acesso 2



FONTE: JOFEGE, 2017

O total de estacas na rampa 2 é de 139, dispostas como mostra a planta de locação contida no Anexo B. O diâmetro padrão de todas as estacas também é de 50 cm e seus comprimentos variam entre 12 e 15 metros. Na figura 9 apresenta-se a relação da quantidade de estacas e seus comprimentos.

Figura 9: Relação de estacas da rampa 2



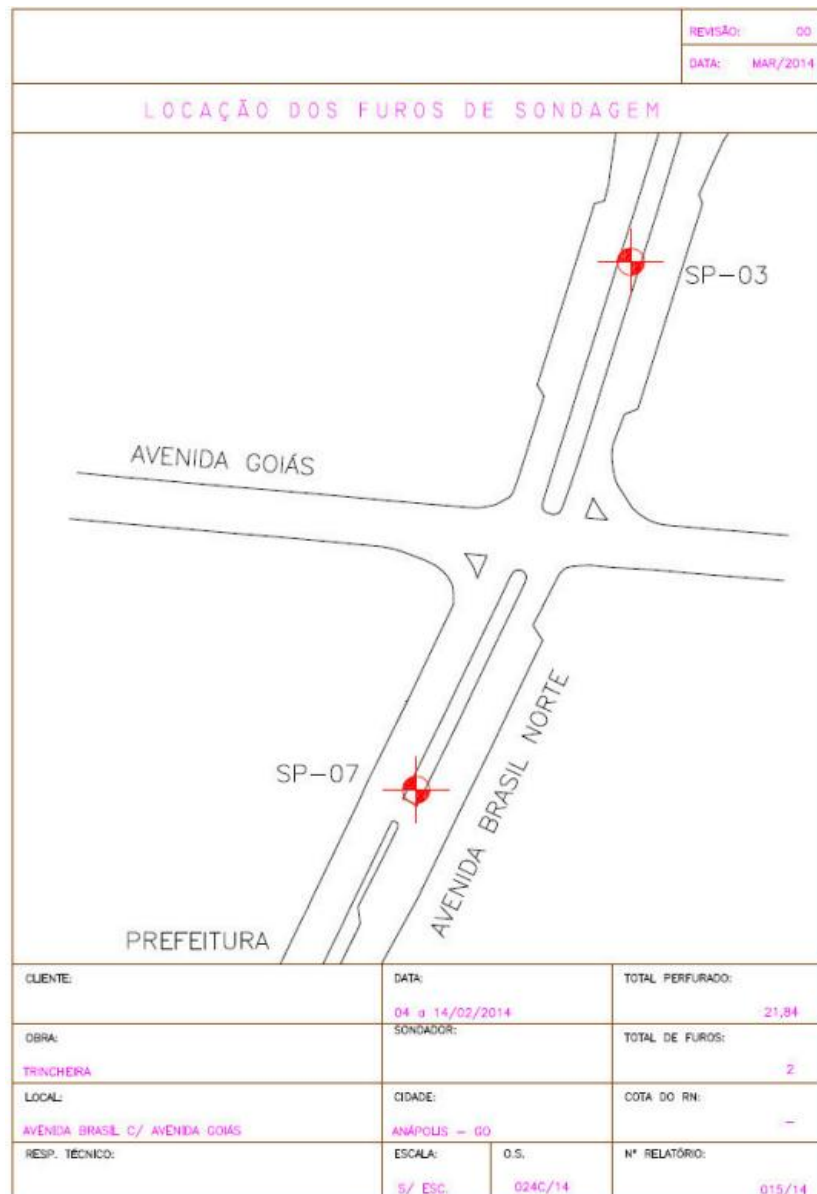
FONTE: JOFEGE, 2017

4.3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOMORFOLÓGICAS DA REGIÃO

No ano de 2014 foram realizados estudos geotécnicos de sondagem na área adjacente ao traçado do viaduto, previsto pelo estudo topográfico da região. Estes ensaios foram executados para compor um memorial descritivo preparado com o objetivo de fornecer informações necessárias para o processo de licitação para contratação dos serviços.

Os testes realizados foram o SPT (*Standart Penetration Test*), que serviram como base para o dimensionamento das fundações utilizadas. Totalizando, foram realizados quatro ensaios, locados conforme mostram as figuras 10 e 11:

Figura 10: Locação dos furos de sondagem – Avenida Goiás



Fonte: JOFEGE, 2017

Figura 11: Locação dos furos de sondagem – Rua Barão do Rio Branco



Fonte: JOFEGE, 2017

Os resultados dos ensaios são apresentados como perfis de sondagem, por onde é possível identificar características como a densidade do solo, bem como sua resistência e a localização do lençol freático. Na figura 12 é apresentado o perfil de sondagem do furo SP 11 como exemplificação:

Figura 12: Relatório de sondagem do furo SP 11

RELATÓRIO DE SONDAÇÃO SPT										Furo SP 11	
Método	Profund.	N	S.P.T.			N6PT	GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS			
			1'	2'	3'						
TC	-1,00		Avanço					Argila arenosa variegada marrom. Idem variegada marrom c/ pedregulhos, consistência mole. Argila silteosa variegada cinza, consistência muito mole. Idem variegada cinza, consistência muito mole. Areia argilosa var cinza c/ pedregulhos, compactidade fofo. Idem variegada cinza c/ pedregulhos, compacta. Idem variegada cinza c/ frag de quartzo, medianamente compacta. Idem variegada marrom, pouco compacta. Idem variegada cinza, medianamente compacta. Argila silteosa variegada cinza, consistência rija. Argila arenosa variegada cinza, consistência rija. Idem variegada cinza, consistência dura. Areia argilosa var cinza c/ pedregulhos, muito compacta.			
TH	-1,45		3	3	2	5					
TH	-2,45		1	1	-	1					
TH	-3,53		20	25	-	1					
TH	-4,45		1	1	1	2					
TH	-4,45		1	1	2	3					
CA	-5,45		15	15	15	30					
CA	-6,45		7	14	16	30					
CA	-6,45		15	15	15	30					
CA	-6,45		4	5	5	10					
CA	-7,45		15	15	15	10					
CA	-7,45		3	4	4	8					
CA	-8,45		15	15	15	8					
CA	-8,45		4	6	8	14					
CA	-9,45		15	15	15	16					
CA	-10,45		5	8	9	17					
CA	-11,45		15	15	15	17					
CA	-11,45		8	17	22	30					
CA	-12,08		15	15	15	30					
CA	-12,12		8	-	-	-					
CA	-12,12		-	-	-	-					
Início do ensaio de lavagem em 12,08 m $\frac{10'}{2.0 \text{ cm}}$ $\frac{10'}{1.0 \text{ cm}}$ $\frac{10'}{1.0 \text{ cm}}$							Furo impenetrável ao trépano de lavagem em 12,12 m				
Cliente: TRINCHEIRA					Início e término do furo: 08 a 07/03/2014			Furo número: SP 11			
Local: AV. BRASIL NORTE COM RUA BARÃO DO RIO BRANCO					Sondador:			Limite de sondagem: 12,12 m			
Cidade: ANÁPOLIS - GO					Data NA: Início: 07/03			Horário: 07:10h			
Nº OS: 024C/14					Nº Relatório: 015/14			Profundidade: 1,38 m			
Análise:					Responsável Técnico:			Cota: -			
Final: 07/03					Final: 07/03			Início lavagem: 5,45 m			
Digitação:					Verificação/aprovação:			Final revestimento: 5,00 m			

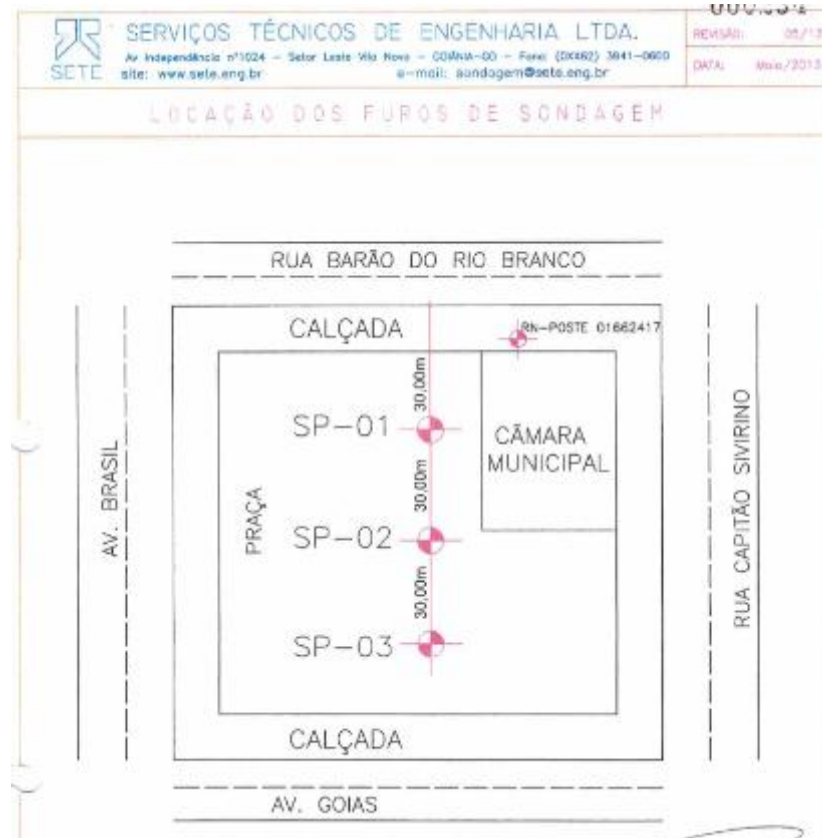
Fonte: JOFEGE, 2017

Através dos resultados obtidos por via dos relatórios de sondagem dos quatro furos realizados, Anexo A, pode-se constatar que o solo da região da obra é composto principalmente por solos argilosos de consistência mole, não se aplicando apenas as camadas mais profundas, que apesar de também serem compostas por solos argilosos possuem consistência mais rígida.

A caracterização do solo da região descrita acima pode ser reafirmada também pelo resultado de três ensaios de sondagem SPT realizados no ano de 2013, que nos foram fornecidos pela Prefeitura Municipal de Anápolis.

Os ensaios foram realizados para a obra da Câmara Municipal de Anápolis, que fica localizada em um terreno ao lado do local do viaduto, como pode ser observado na figura 13. Observa-se também na figura a locação dos furos de sondagem e como eles foram executados exatamente no traçado do viaduto.

Figura 13: Planta de locação dos ensaios SPT da Câmara Municipal



Fonte: JOFEGE, 2017

Os relatórios de sondagem dos três testes acima, também contidos no Anexo A, confirmam a presença de camadas de solo predominantemente argilosos de consistência mole ou muito mole na região, porém foi registrada a presença de solos silto-arenosos nas camadas mais resistentes apontadas pelos ensaios.

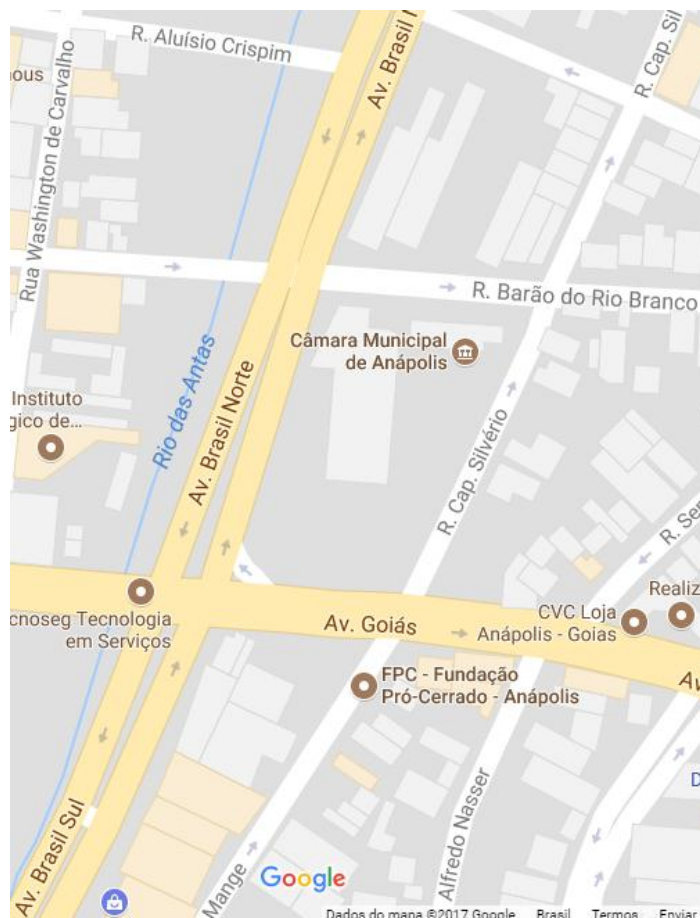
Outro aspecto geomorfológico que pode ser determinado pelo ensaio de reconhecimento padrão SPT é a posição do lençol freático. Neste caso específico, todos os relatórios de sondagem citados acima apontam que o lençol subterrâneo de água está em uma posição bastante elevada. Os três ensaios executados no ano de 2013 apontam a presença de água a menos de um metro da superfície. Já os quatro ensaios executados no ano de 2014

mostram o lençol freático posicionado a uma profundidade variando entre 1,23m e 2,40m de acordo com a localização do furo de sondagem.

Mesmo com esta variação na profundidade do lençol freático entre os testes executados em 2013 e os testes executados em 2014 é seguro afirmar que o lençol freático é sim bastante elevado. Tal afirmação pode ser feita devido ao fato de que o nível de um lençol freático é variável de acordo com as estações e meses do ano. Nos meses com maiores índices pluviométricos o lençol sofre elevação e nos meses com menores índices pluviométricos o lençol sofre rebaixamento.

Outro motivo que justifica a presença do lençol freático tão perto da superfície na região da obra é a sua localização às margens do Rio das Antas, causando a característica presença abundante de água no subsolo. A figura 14 mostra a proximidade do leito do Rio das Antas ao terreno de localização do viaduto.

Figura 14: Localização do Rio das Antas em relação ao local do viaduto

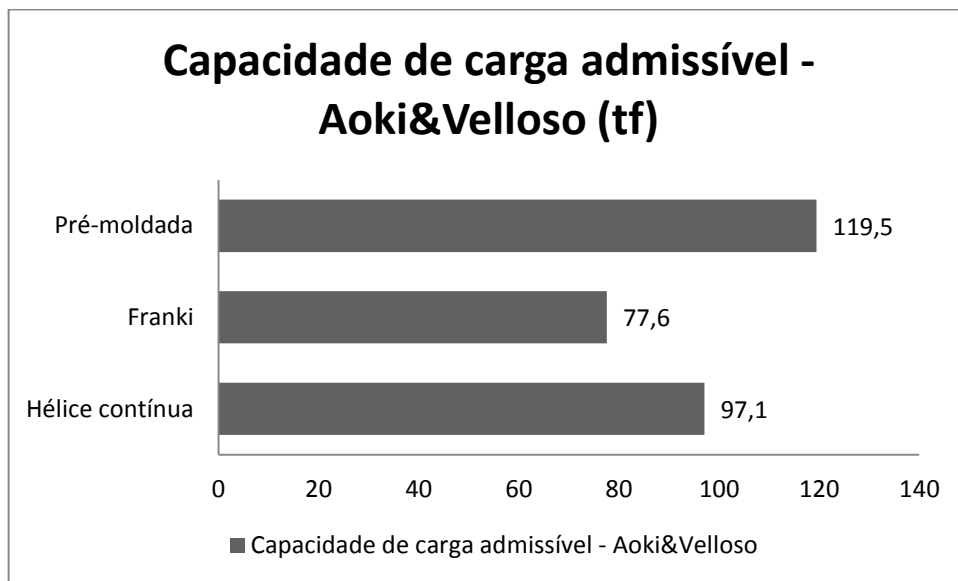


Fonte: GOOGLE MAPS, 2017

5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

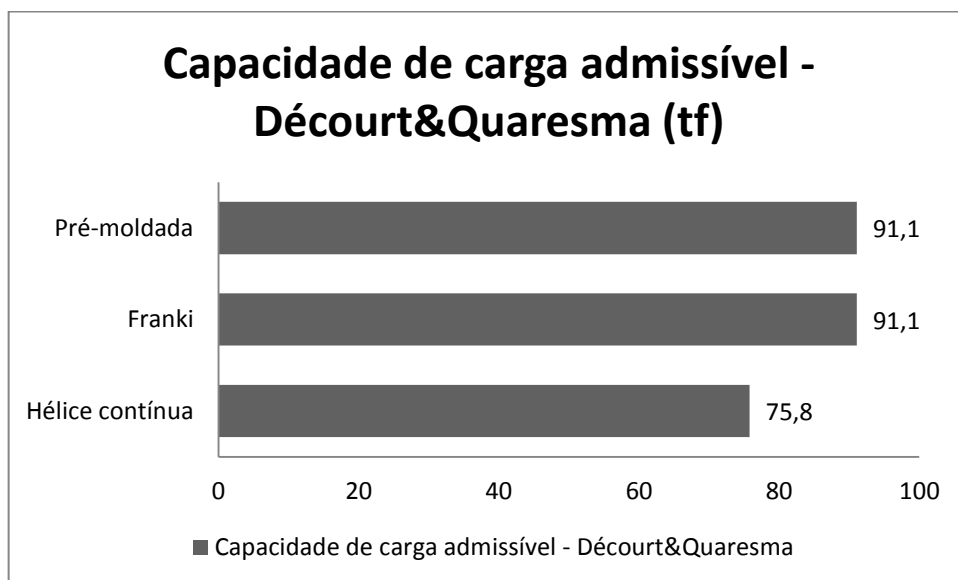
Apresentamos nos dois gráficos abaixo os resultados obtidos através dos métodos Aoki Velloso e Décourt Quaresma para capacidade de carga de uma das estacas hélice contínua do rampeamento, constando também a capacidade de carga de outros dois tipos de estacas que poderiam ser utilizados como opção no estaqueamento das rampas.

Gráfico 1: Capacidade de carga para estaca do rampeamento - Aoki Velloso



Fonte: CUNHA, DOS SANTOS, 2017

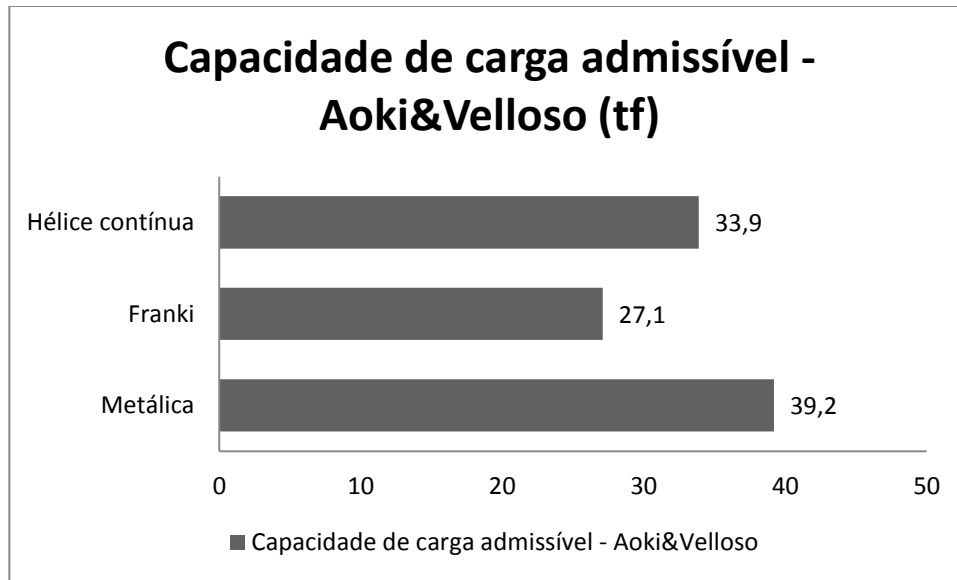
Gráfico 2: Capacidade de carga para estaca do rampeamento - Décourt Quaresma



FONTE: CUNHA, DOS SANTOS, 2017

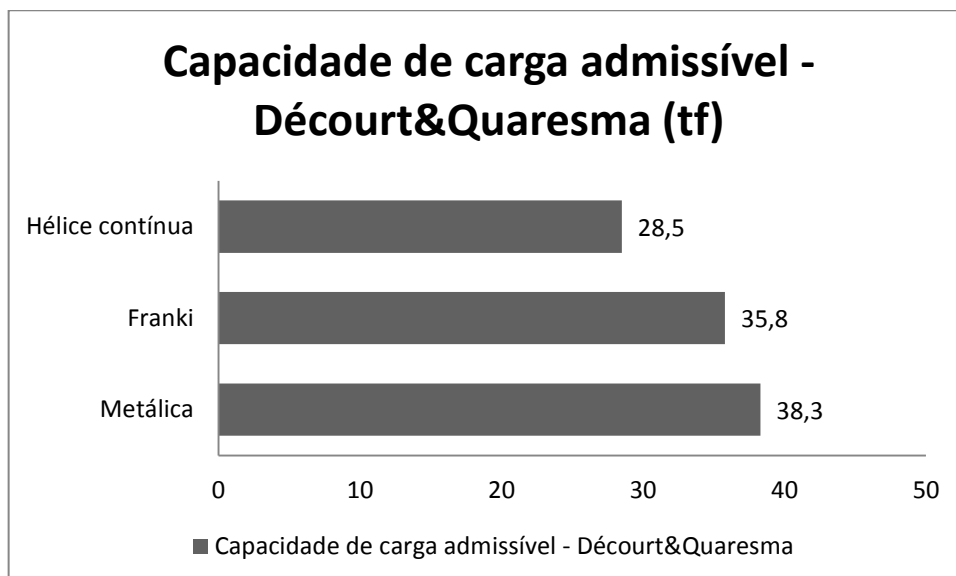
Nos gráficos apresentados abaixo temos os resultados da capacidade de carga calculados também através dos métodos Aoki Velloso e Décourt Quaresma para uma das estacas metálicas do apoio P.30 da estrutura estaiada de concreto. Também são apresentados valores para outros dois tipos de estacas que poderiam ser utilizadas como opção.

Gráfico 3: Capacidade de carga para estaca da estrutura estaiada - Aoki Velloso



Fonte: CUNHA, DOS SANTOS, 2017

Gráfico 4: Capacidade de carga para estaca da estrutura estaiada - Décourt Quaresma



Fonte: CUNHA, DOS SANTOS, 2017

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos métodos semi-empíricos analisados, foi observado que todos trabalham a favor da segurança, como era de se esperar, mas salienta-se a importância de utilizar sempre mais de um método para a estimativa da capacidade de carga das estacas, de forma a atender as premissas do projeto de forma técnica e econômica.

De acordo com a análise geotécnica do solo da região obtido através dos ensaios SPT, presente no anexo A, o solo é predominantemente argiloso e de consistência mole, ele possui um nível de água muito elevado. Este fator foi determinante na escolha dos estaqueamentos utilizados no local.

Em relação às rampas de acesso, os métodos Décourt Quaresma e Aoki Veloso apresentaram resultados consistentes, bastante aproximados e ambos trabalham a favor da segurança.

Para determinar o tipo mais favorável para o local, foi feita uma análise comparativa entre as estacas do tipo hélice contínua, Franki e pré-moldada, (de concreto ou aço). Para efeito de comparação foi utilizado o mesmo relatório de sondagem SP11, em anexo A, para todos. O diâmetro da seção e o comprimento da estaca permaneceram constantes para todos os tipos, 50 cm e 11m respectivamente.

Os resultados obtidos pelo método Décourt Quaresma, em apêndice A, mostram que tanto as estacas pré-moldadas quanto a Franki possuem a mesma capacidade de carga admissível, sendo estas maiores do que a capacidade de carga da hélice contínua. O resultado obtido pelo Aoki Velloso, também em apêndice A, indicam que o maior valor da capacidade de carga foi da estaca pré-moldada e o menor foi apresentado pela estaca Franki.

O método mais viável e econômico para o local, devido as dificuldade de acesso e as características geológicas, foi a estaca de hélice contínua.

Em relação à estrutura estaiada, utilizamos uma estaca do apoio P30, em anexo C, por ser o apoio que recebe maior carga da estrutura, uma vez que o mastro está localizado diretamente sobre este. Nesta estaca o perfil utilizado é o HP 310 x 79, e o seu comprimento é 9m.

Para efeito de comparação com outros tipos de estacas, foram realizados cálculos de capacidade de carga também para estacas hélice contínua e Franki. Para os cálculos, o comprimento foi mantido em 9 metros. A seção transversal da estaca do apoio P30 não é circular como de uma estaca hélice contínua e Franki, por esta razão, a fim de determinarmos um diâmetro para estas estacas que correspondesse a mesma área da seção transversal da

estaca do apoio P30, utilizamos a equação da área de um círculo para determinar o diâmetro das estacas circulares, demonstrado a seguir:

$$\frac{\pi d^2}{4} = A \quad (10)$$

Onde, A é a área da seção transversal do perfil HP 310 x 79, e d é o diâmetro a ser descoberto.

Os métodos de cálculo e o relatório de SPT foram os mesmos utilizados para estaca de rampeamento. Ambos apresentaram valores aproximados, sendo estes relativamente baixos devido ao comprimento da estaca. Neste caso a estaca foi analisada de forma isolada. Tendo em vista que a estaca é parte de um bloco que é composto por 60 outras iguais, a capacidade de carga que o conjunto possui é grande e compatível com o tipo de estrutura no qual foi aplicado.

É admissível ter um recalque, desde que este não ultrapasse a condição estabelecida pela NBR 6122/2010, que pode ser vista na página 36 deste trabalho, onde:

$$E_k \leq C$$

Em entrevista com a engenheira Priscila Nero, tivemos a informação que as estacas metálicas foram cravadas até a nega. Não foram fornecidos dados para cálculo de estimativa de recalque e nem dados de controle deste realizados pela empresa que executou a obra.

Em relação aos dados que foram analisados, concluímos que o tipo de estaqueamento utilizado foi compatível com as condições apresentadas.

Chegamos ao arremate de que não se tem registros suficientes do ensaio e da execução, fato que dificulta a tomada de decisões posteriores e quanto ao controle.

Assim, podemos destacar a necessidade da observância dos métodos existentes para aplicação e sua eficiência depende do domínio da literatura e da sua concepção.

7 SUGESTÕES FUTURAS

- Estudo do comportamento do solo no local com a sobrecarga.
- Condições do asfalto na região e no trecho da obra.
- Análise estrutural de recalque em obras de grande porte e na Obra em Voga.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estacas – ensaio de carregamento dinâmico: NBR13208**. 1994.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estacas – prova de carga estática: NBR12131**. 2006.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações: NBR6122**. 2010.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle de fundações**. 1 ed. São Paulo: Blucher, 2003. 3v.

ARAGÃO, L. M. (2011). **Plano de monitoramento de recalque de fundação do bloco Ateliê do curso de Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal do Ceará**. Monografia submetida á coordenação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

AVELINO, J. D. (2006). **Análise de desempenho de estacas de fundação em um terreno com presença de solos moles**. Dissertação submetida ao corpo docente da coordenação dos programas de pós-graduação de engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BRAJA, M. D. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6 ed. São Paulo: Cengage Learning, 2010.

BELÉM, P. R. **Desvio da Avenida Brasil para obras do viaduto durará 60 dias**. Disponível em: <<http://www.avozdeanapolis.com.br/desvio-da-avenida-brasil-para-obras-do-viaduto-comeca-neste-sabado-e-durara-60-dias/>>. Acesso em 01 junho 2017

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987. 2 v.

CASTRO, R. M. (2010). **Uso da planilha excel para estimativa de recalques diferenciais em fundações superficiais**. Trabalho de conclusão de curso apresentado ao departamento de tecnologia da Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana.

CORSINI, Rodinei. **Soluções técnicas: estacas Franki**. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/42/artigo326396-1.aspx>>. Acesso em: 14 abril 2017.

CRUZ, R. C. S. (2012). **Infra-estruturas**. Disponível em: <<http://docente.ifrn.edu.br/altercirkomes/disciplinas/construcao-de-edificios/fundacoes>>. Acesso em: 18 abril 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Pontes e viadutos rodoviários – Fundações: Especificação de serviço**. Espírito Santo: IPR, 1997.

ENGENHARIA CONCRETA. **Estacas pré-moldadas de concreto:** principais características e dicas. Disponível em: <<http://www.engenhariaconcreta.com/estacas-pre-moldadas-de-concreto-principais-caracteristicas-e-dicas/>>. Acesso em 11 abril 2017.

GEOFIX. **Estaca hpelice contínua.** Disponível em: <<http://www.geofix.com/br/servico-ehc.php>>. Acesso em 13 setembro 2017.

INVESTGEO INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA. **Benchmark.** Disponível em: <<http://www.investgeo.com.br/benchmark.htm>>. Acesso em: 17 abril 2017.

Krynine, D. P.; Judd, W. R. **Principles of Engineering Geology and Geotechnics.** 1 ed. New York: McGraw-Hill, 1957.

LOBO, B. O. (2005). **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT.** Dissertação para obtenção de título de Mestre em Engenharia apresentada ao programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MARANGON, M. (2009). **Capacidade de carga dos solos.** Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/09-MS-Unidade-07-Capacidade-de-Carga-2013.pdf>>. Acesso em: 09 abril 2017.

PETROBRÁS. **Instalação de referência de nível profunda: N1811.** 1998.

PINIWEB. **Fundações profundas a ar comprimido ou a céu aberto.** Disponível em: <<http://piniweb.pini.com.br/construcao/noticias/fundacoes-profundas-a-ar-comprimido-ou-a-ceu-aberto-79857-1.aspx>>. Acesso em: 16 abril 2017.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PORTAL MET@LICA CONSTRUÇÃO CIVIL. **Estacas metálicas fundações.** Disponível em: <<http://www.metalica.com.br/estacas-metalicas-fundacoes>>. Acesso em 25 setembro 2017.

ROCA ENGENHARIA. **Tubulões sobre ar comprimido.** Disponível em: <<http://www.rocafundacoes.com.br/tubuloes-sobre-ar-comprimido.html>>. Acesso em: 16 abril 2017.

SETE ENGENHARIA. **Estacas metálicas.** Disponível em: <<http://www.sete.eng.br/estacas-etalias-1024-servico-10881>>. Acesso em 10 abril 2017.

SETE ENGENHARIA. **Prova de carga estática.** Disponível em: <<http://sete.eng.br/rova-de-arga-estatica-37834-servico-37837>>. Acesso em: 18 abril 2017.

Vargas, Milton. Prova de carga em estacas – uma apreciação histórica. **Solos e Rochas – Revista Brasileira de Geotecnia**, São Paulo, Volume Costa Nunes, n. único, p. 3-12, 1990.

VECTOR GEO 4D. **Controle dimensional na infraestrutura com topografia e geodésia.** Disponível em: <<http://www.vector.agr.br/produto/control-dim-dim-na-infraestrutura-com-topografia-e-geodesia/>>. Acesso em: 18 abril 2017.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações:** critérios de projeto; investigação do subsolo; fundações superficiais; fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

WATANABE, R. M. **Conheça os tipos de fundações mais empregados para sustentar as casas, prédios, pontes e viadutos.** Disponível em: <<http://www.ebanataw.com.br/roberto/56fundacoes/fund1.htm>>. Acesso em 11 abril 2017.

ANEXO A – RELATÓRIOS DE SONDAGEM SPT

Figura 5: Relatório de sondagem SP03-2014

RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT							Furo SP 03	
Método	Profund.	N A	S.P.T.			NSPT	GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1°	2°	3°			
TC	-1,00		Avanço					Areia grossa argilosa var marrom c/ pedregulhos.
CA	-1,45		5 15	4 15	4 15	8		Idem variegada marrom c/ pedregulhos, pouco compacta.
CA	-2,45		3 15	4 15	5 15	9		Argila arenosa var marrom c/ pedregulhos, consistência média.
CA	-3,45		4 15	3 15	2 15	5		Não retornou amostra.
CA	-4,52		1 15	2 20	1 17	2		Argila arenosa var marrom c/ pedregulhos, consistência muito mole.
CA	-5,45		3 15	2 15	3 15	5		Areia argilosa var marrom c/ pedregulhos, pouco compacta.
CA	-6,45		11 15	9 15	6 15	15		Idem variegada cinza c/ pedregulhos, medianamente compacta.
CA	-7,45		3 15	5 15	6 15	11		Argila arenosa var cinza c/ pedregulhos, consistência rija.
CA	-8,45		2 15	3 15	3 15	6		Idem variegada cinza c/ pedregulhos, consistência média.
CA	-9,45		2 15	3 15	5 15	8		Areia argilosa var cinza, pouco compacta.
CA	-10,45		3 15	4 15	7 15	11		Idem variegada amarela, medianamente compacta.
CA	-11,45		4 15	8 15	10 15	16		Idem variegada amarela, medianamente compacta.
CA	-11,78		-	-	-	-		Furo impenetrável ao trépano de lavagem em 11,78 m
								Início do ensaio de lavagem em 11,78 m $\frac{10}{0,0 \text{ cm}}$ $\frac{10}{0,0 \text{ cm}}$ $\frac{10}{0,0 \text{ cm}}$

Cliente:		Início e término do furo: 05 a 11/02/2014			Furo número: SP 03	
Obra: TRINCHEIRA		Sondador:			Limite de sondagem: 11,78 m	
Local: AV. BRASIL NORTE COM AV. GOIÁS		Data NA:	Horário:	Profundidade:	Cota:	
		Início: 11/02	16:00h	2,40 m	-	
Cidade: ANÁPOLIS - GO		Nº OS: 024C/14	Nº Relatório: 015/14	Final: 12/02	08:00h	2,35 m
Análise:		Responsável Técnico:		Final lavagem: 1,45 m	Final revestimento: 7,00 m	
				Final revestimento: 7,00 m		

Fonte: JOFEGE, 2017

Figura 5: Relatório de sondagem SP07-2014

RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT						Furo SP 07		
Método	Profun.	N	S.P.T.			NSPT	GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1'	2'	3'			
TC	-1,00		Avanço					Argila arenosa variegada marrom c/ pedregulhos.
TH	-1,45		5	8	8	14		Idem variegada marrom c/ pedregulhos, consistência rja.
TH	-2,45		7	8	5	13		Idem variegada marrom c/ pedregulhos, consistência rja.
TH	-3,45		2	2	1	3		Argila siltosa var marrom c/ pedregulhos, consistência mole.
TH	-4,45		1	1	1	2		Idem variegada marrom, consistência muito mole.
TH	-5,45		1	1	2	3		Idem variegada preta, consistência mole.
TH	-6,45		15	15	15	4		Idem variegada cinza, consistência mole.
CA	-7,45		8	14	17	31		Areia argilosa var cinza c/ pedregulhos, compacta.
CA	-8,08		30	-	-	-		Idem variegada cinza c/ pedregulhos, muito compacta.
CA	-9,10		30	-	-	-		Idem variegada cinza c/ pedregulhos, muito compacta.
CA	-10,06		10	-	-	-		Idem variegada cinza c/ pedregulhos, muito compacta.
			30	-	-	-		
			8	-	-	-		
			30	-	-	-		
			10	-	-	-		
			30	-	-	-		
			8	-	-	-		

Cliente:		Início e término do furo: 12/02/2014		Furo número: SP 07	
Obra: TRINCHEIRA		Sondador:		Limite de sondagem: 10,06 m	
Local: AV. BRASIL NORTE COM AV. GOIÁS		Data NA:	Horário:	Profundidade:	Cota:
Cidade: ANÁPOLIS - GO		Início: 13/02	07:20h	1,93 m	-
Nº OS: 024C/14		Nº Relatório: 015/14		Final: 14/02	Início lavagem: 7,45 m
Análise:	Responsável Técnico:	Digitação:	Verificação/aprovação:		Final revestimento: 7,00 m

Fonte: JOFEGE, 2017

Figura 5: Relatório de sondagem SP10-2014

RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT							Furo SP 10	
Método	Profund. m	N A	S.P.T.			NSPT	GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1°	2°	3°			
TC	-1,00		Avanço					Argila arenosa variegada marrom c/ pedregulhos.
TH	-1,45		3 15	4 15	6 15	10		Idem variegada marrom c/ pedregulhos, consistência média.
TH	-2,45		6 15	8 15	10 15	18		Idem variegada marrom c/ pedregulhos, consistência rija.
TH	-3,45		3 15	2 15	2 15	4		Argila silteosa variegada marrom c/ pedregulhos, consistência mole.
TH	-4,45		2 15	2 15	2 15	4		Idem variegada marrom, consistência mole.
TH	-5,45		2 15	2 15	2 15	4		Idem variegada cinza, consistência mole.
TH	-6,45		2 15	3 15	3 15	6		Idem variegada cinza, consistência média.
TH	-7,45		4 15	5 15	6 15	11		Idem variegada cinza, consistência rija.
TH	-8,45		5 15	7 15	8 15	15		Idem variegada amarela, consistência rija.
CA	-9,45		6 15	9 15	10 15	19		Idem variegada amarela, consistência rija.
CA	-10,03		30 3	-	-	-		Não retomou amostra.
CA	-10,06		-	-	-	-		
<p>Início do ensaio de lavagem em 10,03 m</p> <p>10' 10' 10'</p> <p>1,0 cm 1,0 cm 1,0 cm</p> <p>Furo impenetrável ao trépano de lavagem em 10,06 m</p>								
Cliente:			Início e término do furo:			Furo número:		
Obra:			06/03/2014			SP 10		
TRINCHEIRA			Sondador:			Limite de sondagem:		
Local:						10,06 m		
AV. BRASIL NORTE COM RUA BARÃO DO RIO BRANCO			Data NA:	Horário:	Profundidade:	Cota:		
Cidade:			Início: 06/03	17:50h	1,95 m	-		
ANÁPOLIS - GO			Nº OS:	Nº Relatório:	Final: 07/03	12:00h	2,03 m	Início lavagem:
Análise:			024C/14	015/14	12:00h	2,03 m		8,45 m
Responsável Técnico:			Final: 07/03	12:00h	2,03 m			Final revestimento:
			8,00 m					8,00 m

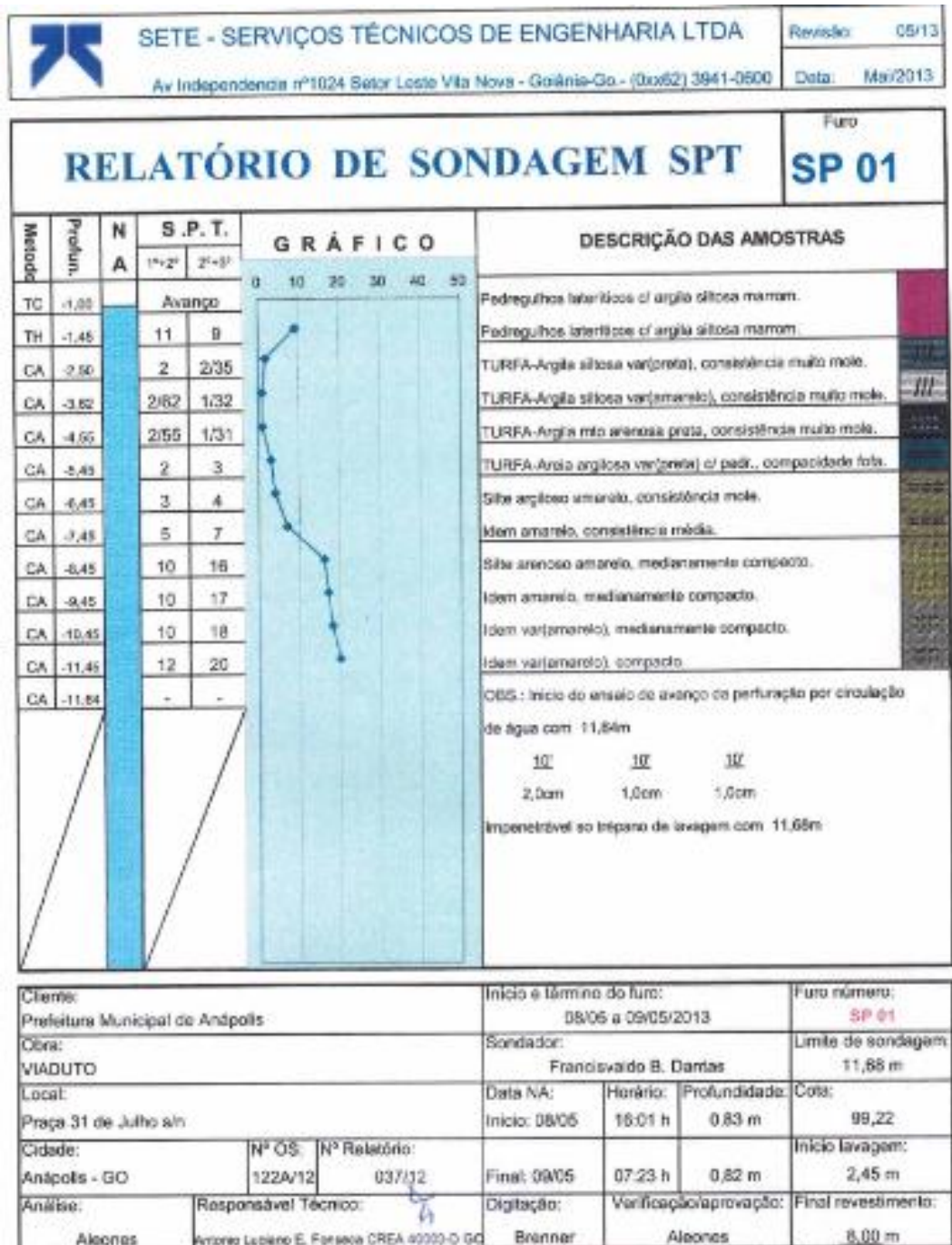
Fonte: JOFEGE, 2017

Figura 5: Relatório de sondagem SP11-2014

RELATÓRIO DE SONDAAGEM SPT							Furo SP 11						
Método	Profund.	N A	S. P. T.			NSPT	GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS					
			1°	2°	3°								
TC	-1,00		Avanço					Argila arenosa variegada marrom.					
TH	-1,45		3	3	2	5		Argila arenosa variegada marrom c/ pedregulhos, consistência mole.					
TH	-2,45		1	1	-	1		Argila silteosa variegada cinza, consistência muito mole.					
TH	-3,53		20	25	-	1		Argila silteosa variegada cinza, consistência muito mole.					
TH	-3,53		1	1	1	2		Argila silteosa variegada cinza, consistência muito mole.					
TH	-4,45		19	18	18	3		Argila silteosa variegada cinza, consistência muito mole.					
TH	-4,45		1	1	2	3		Argila silteosa variegada cinza, consistência muito mole.					
CA	-6,45		15	15	15	30		Areia argilosa var cinza c/ pedregulhos, compactidade fofa.					
CA	-6,45		7	14	18	30		Argila silteosa variegada cinza c/ pedregulhos, compacta.					
CA	-6,45		4	5	5	10		Argila silteosa variegada cinza c/ pedregulhos, compacta.					
CA	-7,45		15	15	15	8		Argila silteosa variegada cinza c/ frag de quartzo, medianamente compacta.					
CA	-7,45		3	4	4	8		Argila silteosa variegada cinza, medianamente compacta.					
CA	-8,45		15	15	15	14		Argila silteosa variegada cinza, medianamente compacta.					
CA	-8,45		4	6	8	14		Argila silteosa variegada cinza, medianamente compacta.					
CA	-9,45		15	15	15	16		Argila silteosa variegada cinza, consistência rija.					
CA	-10,45		5	8	9	17		Argila arenosa variegada cinza, consistência rija.					
CA	-11,45		15	15	15	39	Argila arenosa variegada cinza, consistência rija.						
CA	-11,45		8	17	22	39	Argila arenosa variegada cinza, consistência dura.						
CA	-12,08		30	-	-	-	Argila arenosa variegada cinza, consistência dura.						
CA	-12,08		8	-	-	-	Argila arenosa variegada cinza, consistência dura.						
CA	-12,12		-	-	-	-	Argila arenosa variegada cinza, consistência dura.						
<p>Início do ensaio de lavagem em 12,08 m</p> <table border="1"> <tr> <td>10'</td> <td>10'</td> <td>10'</td> </tr> <tr> <td>2,0 cm</td> <td>1,0 cm</td> <td>1,0 cm</td> </tr> </table> <p>Furo impenetrável ao trépano de lavagem em 12,12 m</p>								10'	10'	10'	2,0 cm	1,0 cm	1,0 cm
10'	10'	10'											
2,0 cm	1,0 cm	1,0 cm											
<p>Cliente:</p>				<p>Início e término do furo:</p> <p>06 a 07/03/2014</p>		<p>Furo número:</p> <p>SP 11</p>							
<p>Obra:</p> <p>TRINCHEIRA</p>				<p>Sondador:</p>		<p>Limite de sondagem:</p> <p>12,12 m</p>							
<p>Local:</p> <p>AV. BRASIL NORTE COM RUA BARÃO DO RIO BRANCO</p>				<p>Data NA:</p> <p>Início: 07/03</p>	<p>Horário:</p> <p>07:10h</p>	<p>Profundidade:</p> <p>1,38 m</p>	<p>Cota:</p> <p>-</p>						
<p>Cidade:</p> <p>ANÁPOLIS - GO</p>		<p>Nº OS:</p> <p>024C/14</p>	<p>Nº Relatório:</p> <p>015/14</p>	<p>Final: 07/03</p>	<p>12:10h</p>	<p>1,23 m</p>	<p>Início lavagem:</p> <p>5,45 m</p>						
<p>Análise:</p>		<p>Responsável Técnico:</p>		<p>Digitação:</p>	<p>Verificação/aprovação:</p>		<p>Final revestimento:</p> <p>5,00 m</p>						



Fonte: JOFEGE, 2017

Figura 5: Relatório de sondagem SP01-2013



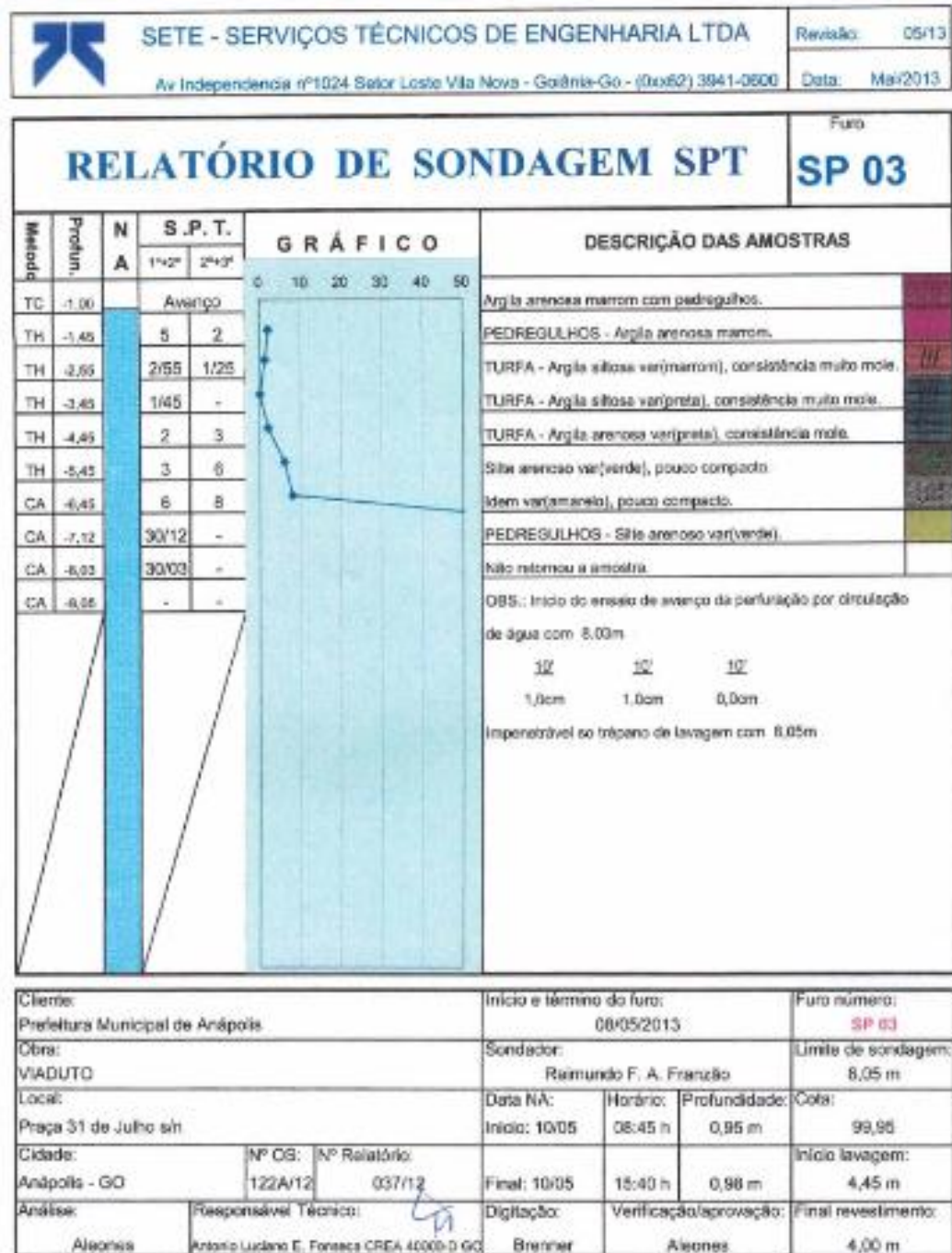
Fonte: JOFEGE, 2017

Figura 5: Relatório de sondagem SP02-2013

 SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA Av Independência nº1024 Setor Leste Vila Nova - Goiânia-GO - (0xx62) 3941-0600		Revisão: 05/13				
		Data: Mai/2013				
<h2 style="text-align: center;">RELATÓRIO DE SONDAAGEM SPT</h2>		Furo SP 02				
Método	Profund.	N	S. P. T.		GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1 ^a -2 ^a	2 ^a -3 ^a		
			Avanço			
TC	-1,00					Argila arenosa marrom com raízes e pedregulhos.
TH	-1,45	9	7			Pedregulhos c/ argila arenosa var(marrom).
TH	-2,45	6	4			Pedregulhos c/ argila arenosa var(marrom).
TH	-3,45	3	2			Pedregulhos c/ argila silteosa marrom.
TH	-4,45	2/45	1/15			TURFA-Argila silteosa preta c/ raízes, consistência muito mole.
TH	-5,45	3	4			TURFA-Areia média silteosa preta, consistência fofa.
CA	-6,45	2	3			Silte argiloso amarelo, consistência mole.
CA	-7,45	3	4			Silte arenoso var(cinza) c/ raízes, consistência fofa.
CA	-8,45	3	5			Idem var(cinza) c/ raízes, pouco compacto.
CA	-9,45	5	10			Idem var(amarelo), medianamente compacto.
CA	-10,45	9	16			Idem var(amarelo), medianamente compacto.
CA	-11,37	13	40/22			Idem var(cinza), muito compacto.
CA	-11,89	-	-			OBS: Início do ensaio de avanço da perfuração por circulação de água com 11,65m <div style="display: flex; justify-content: space-around; width: 100%;"> 10' 1,0m 10' 1,0m 10' 0,9m </div> Impermeável ao tráfego de lavagem com 11,67m
Cliente: Prefeitura Municipal de Anápolis		Início e término do furo: 08/05 a 09/06/2013		Furo número: SP 02		
Obra: VIADUTO		Sondador: Raimundo F. A. França		Limite de sondagem: 11,67 m		
Local: Praça 31 de Junho s/n		Data NA: Início: 08/05	Horário: 16:35 h	Profundidade: 0,83 m	Cota: 100,84	
Cidade: Anápolis - GO	N° OS: 122A/12	N° Relatório: 037/12		Final: 09/05	14:35 h	0,90 m
Análise: Aleonés	Responsável Técnico: Antônio Luciano E. Fonseca CREA 40030-D GO		Digitação: Brenner	Verificação/aprovação: Aleonés		Final revestimento: 8,00 m

Fonte: JOFEGE, 2017

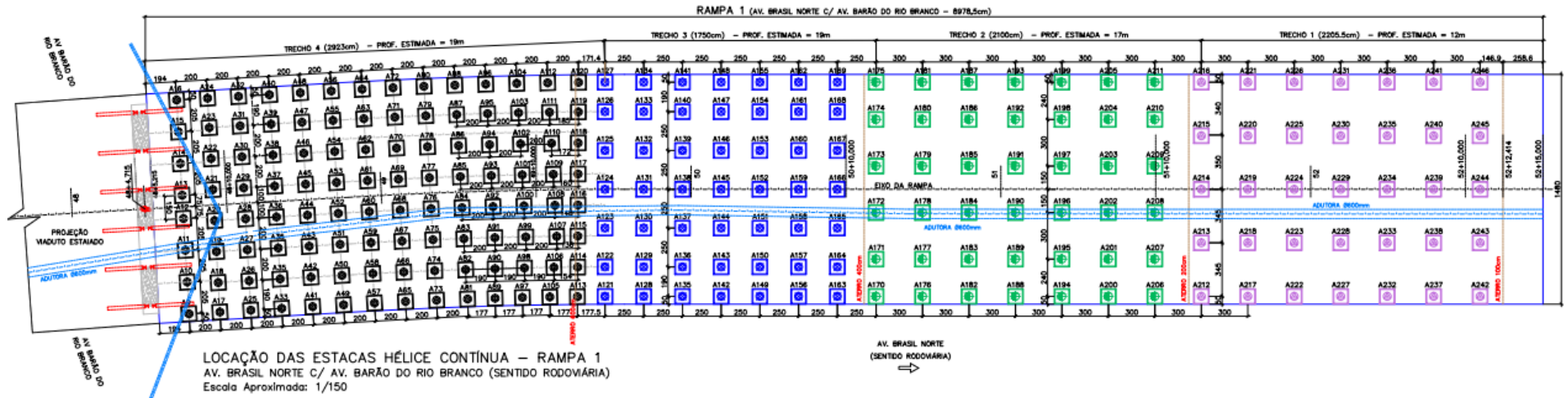
Figura 5: Relatório de sondagem SP03-2013



Fonte: JOFEGE, 2017

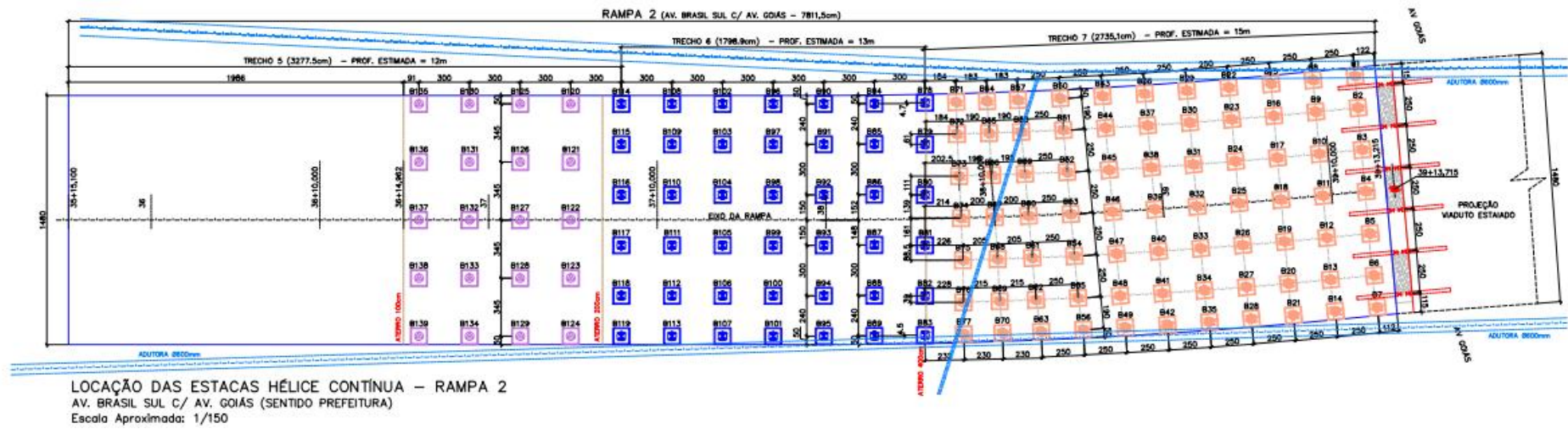
ANEXO B – PLANTAS DE LOCAÇÃO DO ESTAQUEAMENTO DAS RAMPAS

Figura 5: Locação das estacas da rampa 1



Fonte: JOFEGE, 2017

Figura 5: Locação das estacas da rampa 2



Fonte: JOFEGE, 2017

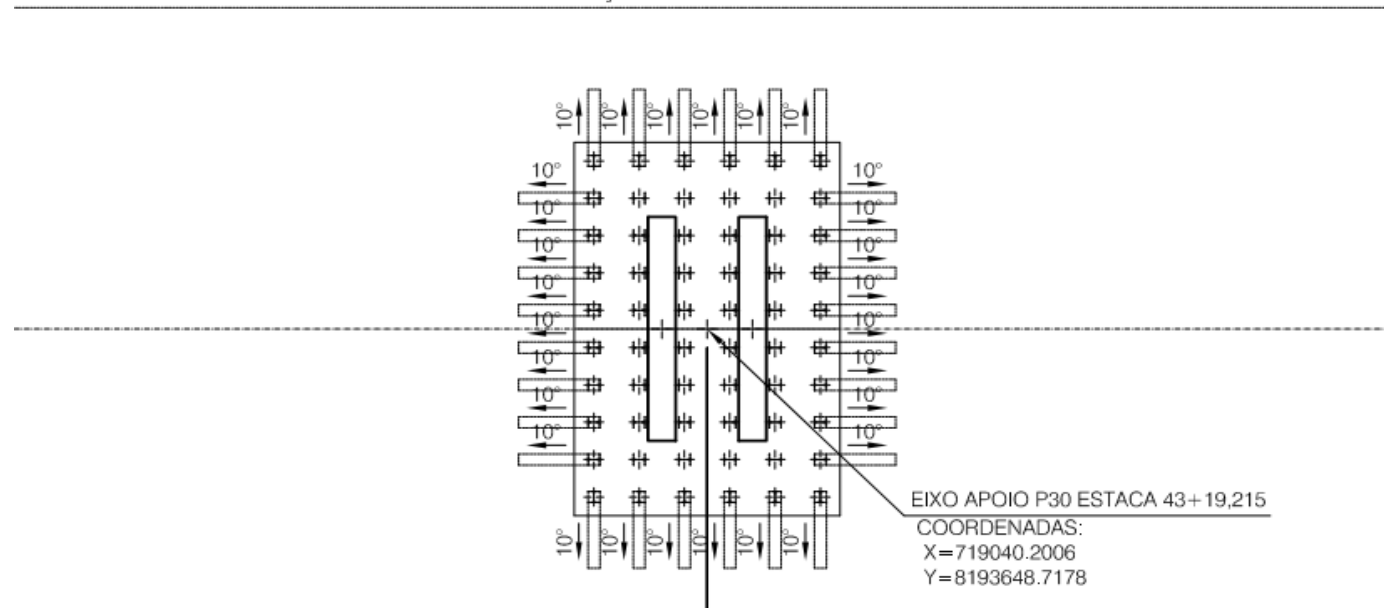
ANEXO C – PLANTAS DE LOCAÇÃO DAS FUNDAÇÕES, APOIO P30

PLANTA DE LOCAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

ESCALA - 1:200

APOIO P30

PROJEÇÃO DA SUPERESTRUTURA



Fonte: JOFEGE, 2017

APÊNDICE A – MEMORIAL DE CÁLCULO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA POR TIPO DE ESTACA DE FUNDAÇÃO

Tabela 5: Capacidade de carga de estaca Hélice Contínua – Método Décourt Quaresma

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	Circular
Tipo de Estaca	Helice Continua
L=	11 metros
Ap=	0,196 m2
U=	1,57 metros
Diametro	500mm

FS	1,84	NBR6122
FSponta	4	(D & Q)
FSlateral	1,3	(D & Q)

NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	$\beta \times \text{SPT}$	$\alpha \times N$	Decourt & Quaresma (1982)					
						PP (tf)	PAP (tf)	PL (tf)	PAL (tf)	CT (tf)	CTA (tf)
1	Argila arenosa	1	3	2	40,80	8	2	3,1	2,4	11,2	4,4
5	Argila arenosa	2	5	2,67	36,55	7,2	1,8	6,3	4,8	3,5	6,6
1	Argila siltosa	3	3	2	35,70	7	1,8	11	8,5	18	10,2
2	Argila siltosa	4	3	2	36,20	7,1	1,8	14	10,7	21,1	12,5
3	Areia argilosa	5	3	1,6	201,85	39,6	9,9	17	13,1	56,7	23
30	Areia argilosa	6	30	8,8	250,83	49,3	12,3	19,4	14,9	68,6	27,2
10	Areia argilosa	7	10	3,47	280,00	55	13,7	34,9	26,9	89,9	40,6
8	Areia argilosa	8	8	2,93	186,67	36,7	9,2	40,5	31,1	77,1	40,3
14	Areia argilosa	9	14	4,53	178,20	35	8,7	45	34,6	80	43,4
16	Argila siltosa	10	16	6,33	189,33	37,2	9,3	52,4	40,3	89,5	49,6
17	Argila arenosa	11	17	-	240,27	47,2	11,8	62,8	48,3	110	60,1
39	Argila arenosa	12	39	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: PRADO, Planilha Décourt-Quaresma-metro a metro, 2017

Tabela 6: Capacidade de carga de estaca Hélice Contínua – Método Aoki Velloso

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	Circular
Tipo de Estaca	Helice Contínua
L=	11 metros
Ap=	0,196 m ²
U=	1,57 metros
Diametro	500mm

FS	2	NBR6122
F1	2	Aoki Velloso
F2	4	Aoki Velloso

Aoki & Velloso (1985)					
NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	Alfa x K	Alfa x K x NSPT
1	Argila arenosa	1	1	0,84	0,84
5	Argila arenosa	2	5	0,84	4,2
1	Argila siltosa	3	1	0,88	0,88
2	Argila siltosa	4	2	0,88	1,76
3	Areia argilosa	5	3	1,8	5,4
30	Areia argilosa	6	30	1,8	54
10	Areia argilosa	7	10	1,8	18
8	Areia argilosa	8	8	1,8	14,4
14	Areia argilosa	9	14	1,8	25,2
16	Argila siltosa	10	16	0,88	14,1
17	Argila arenosa	11	17	0,84	-
39	Argila arenosa	12	39	0,84	-

PP (tf)	PL (tf)	PA (tf) (D & Q)	PT (tf)
58,4	54,5	56,5	112,9

Fonte: PRADO, Planilha carga-admissível-estacas, 2017

Tabela 7: Capacidade de carga de estaca Franki – Método Décourt Quaresma

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	Circular
Tipo de Estaca	Franki
L=	11 metros
Ap=	0,196 m2
U=	1,57 metros
Diametro	500mm

FS	1,84	NBR6122
FSponta	4	(D & Q)
FSlateral	1,3	(D & Q)

NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	$\beta \times \text{SPT}$	$\alpha \times N$	Decourt & Quaresma (1982)					
						PP (tf)	PAP (tf)	PL (tf)	PAL (tf)	CT (tf)	CTA (tf)
1	Argila arenosa	1	3	2	48,00	9,4	2,4	3,1	2,4	12,6	4,8
5	Argila arenosa	2	5	2,67	43,00	8,4	2,1	6,3	4,8	14,7	6,9
1	Argila siltosa	3	3	2	42,00	8,2	2,1	11	8,5	19,2	10,5
2	Argila siltosa	4	3	2	57,00	11,2	2,8	14	10,7	25,2	13,5
3	Areia argilosa	5	3	1,6	396,00	77,8	19,4	17	3,1	94,8	32,5
30	Areia argilosa	6	30	8,8	501,67	98,5	24,6	20,1	15,5	118,6	40,1
10	Areia argilosa	7	10	3,47	560,00	110	27,5	39,7	30,5	149,7	58
8	Areia argilosa	8	8	2,93	373,33	73,3	18,3	46,7	35,9	120	54,2
14	Areia argilosa	9	14	4,53	315,33	61,9	15,5	52,4	40,3	114,3	55,8
16	Argila siltosa	10	16	6,33	290,00	56,9	14,2	61,7	47,4	118,6	61,7
17	Argila arenosa	11	17	-	282,67	55,5	13,9	72	55,4	127,5	69,3
39	Argila arenosa	12	39	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: PRADO, Planilha Décourt-Quaresma-metro a metro, 2017

Tabela 8: Capacidade de carga de estaca Franki – Método Aoki Velloso

Obra	Viaduto Av. Brasil		
Local	Anapolis - GO		
Sondagem	SP-11		
Tipo de Secao Transversal	Circular		
Tipo de Estaca	Franki		
L=	11 metros		
Ap=	0,196 m2		
U=	1,57 metros		
Diametro	500mm		

FS	2	NBR6122
F1	2	Aoki Velloso
F2	4	Aoki Velloso

Aoki & Velloso (1985)					
PP (tf)	PL (tf)	PA (tf)	PT	Alfa x K	Alfa x K x NSPT
1	Argila arenosa	1	3	0,84	0,84
5	Argila arenosa	2	5	0,84	4,2
1	Argila siltosa	3	3	0,88	0,88
2	Argila siltosa	4	3	0,88	1,76
3	Areia argilosa	5	3	1,8	5,4
30	Areia argilosa	6	30	1,8	54
10	Areia argilosa	7	10	1,8	18
8	Areia argilosa	8	8	1,8	14,4
14	Areia argilosa	9	14	1,8	25,2
16	Argila siltosa	10	16	0,88	14,1
17	Argila arenosa	11	17	0,84	-
39	Argila arenosa	12	39	0,84	-

PP (tf)	PL (tf)	PA (tf)	PT
46,7	43,6	45,2	90,3

Fonte: PRADO, Planilha carga-admissível-estacas, 2017

Tabela 9: Capacidade de carga de estaca Pré-moldada – Método Décourt Quaresma

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	Circular
Tipo de Estaca	Pre moldada
L=	11 metros
Ap=	0,196 m2
U=	1,57 metros
Diametro	500mm

FS	1,84	NBR6122
FSponta	4	(D & Q)
FSlateral	1,3	(D & Q)

NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	$\beta \times \text{SPT}$	$\alpha \times N$	Decourt & Quaresma (1982)					
						PP (tf)	PAP (tf)	PL (tf)	PAL (tf)	CT (tf)	CTA (tf)
1	Argila arenosa	1	3	2	48,00	9,4	2,4	3,1	2,4	12,6	4,8
5	Argila arenosa	2	5	2,67	43,00	8,4	2,1	6,3	4,8	14,7	6,9
1	Argila siltosa	3	3	2	42,00	8,2	2,1	11	8,5	19,2	10,5
2	Argila siltosa	4	3	2	57,00	11,2	2,8	14	10,7	25,2	13,5
3	Areia argilosa	5	3	1,6	396,00	77,8	19,4	17	3,1	94,8	32,5
30	Areia argilosa	6	30	8,8	501,67	98,5	24,6	20,1	15,5	118,6	40,1
10	Areia argilosa	7	10	3,47	560,00	110	27,5	39,7	30,5	149,7	58
8	Areia argilosa	8	8	2,93	373,33	73,3	18,3	46,7	35,9	120	54,2
14	Areia argilosa	9	14	4,53	315,33	61,9	15,5	52,4	40,3	114,3	55,8
16	Argila siltosa	10	16	6,33	290,00	56,9	14,2	61,7	47,4	118,6	61,7
17	Argila arenosa	11	17	-	282,67	55,5	13,9	72	55,4	127,5	69,3
39	Argila arenosa	12	39	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: PRADO, Planilha Décourt-Quaresma-metro a metro, 2017

Tabela 10: Capacidade de carga de estaca Pré-moldada – Método Aoki Velloso

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	Circular
Tipo de Estaca	Pre moldada
L=	11 metros
Ap=	0,196 m2
U=	1,57 metros
Diametro	500mm

FS	2	NBR6122
F1	2	Aoki Velloso
F2	4	Aoki Velloso

Aoki & Velloso (1985)					
NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	Alfa x K	Alfa x K x NSPT
1	Argila arenosa	1	3	0,84	0,84
5	Argila arenosa	2	5	0,84	4,2
1	Argila siltosa	3	3	0,88	0,88
2	Argila siltosa	4	3	0,88	1,76
3	Areia argilosa	5	3	1,8	5,4
30	Areia argilosa	6	30	1,8	54
10	Areia argilosa	7	10	1,8	18
8	Areia argilosa	8	8	1,8	14,4
14	Areia argilosa	9	14	1,8	25,2
16	Argila siltosa	10	16	0,88	14,1
17	Argila arenosa	11	17	0,84	-
39	Argila arenosa	12	39	0,84	-

PP (tf)	PL (tf)	PA (tf)	PT
71,9	67,1	69,5	139

Fonte: PRADO, Planilha carga-admissível-estacas, 2017

Tabela 11: Capacidade de carga de estaca Metálica – Método Décourt Quaresma

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	HP 310x79
Tipo de Estaca	Metálica
L=	9 metros
Ap=	914,9 cm ²
U=	121 cm

FS	2	NBR6122
FSponta	1,8	(D & Q)
FSlateral	1,8	(D & Q)

NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	$1/3\beta \times N$	$\alpha \times k \times N$
1	Argila arenosa	1	3	2	-
5	Argila arenosa	2	5	2,67	-
1	Argila siltosa	3	3	2	-
2	Argila siltosa	4	3	2	-
3	Areia argilosa	5	3	2	-
30	Areia argilosa	6	30	11	-
10	Areia argilosa	7	10	4,33	-
8	Areia argilosa	8	8	3,67	280,00
14	Areia argilosa	9	14	-	490,00
16	Argila siltosa	10	16	-	176,00
17	Argila arenosa	11	17	-	-
39	Argila arenosa	12	39	-	-

PP (tf)	PL (tf)	PA (tf)	PT
28,9	40,4	38,3	69,2

Fonte: PRADO, Planilha 12-Perfis Metálicos, 2017

Tabela 12: Capacidade de carga de estaca Metálica – Método Aoki Velloso

Obra	Viaduto Av. Brasil			
Local	Anapolis - GO			
Sondagem	SP-11			
Tipo de Seção Transversal		HP 310x79		
Tipo de Estaca		Metálica		
	L=	9 metros		
	Ap=	914,9 cm ²		
	U=	121 cm		
		FS	2	NBR6122
		F1	1,8	Aoki Veloso
		F2	3,5	Aoki Veloso

Aoki & Velloso (1985)					
NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	Alfa x K	Alfa x K x NSPT
1	Argila arenosa	1	3	0,84	0,84
5	Argila arenosa	2	5	0,84	4,2
1	Argila siltosa	3	3	0,88	0,88
2	Argila siltosa	4	3	0,88	1,76
3	Areia argilosa	5	3	1,8	5,4
30	Areia argilosa	6	30	1,8	54
10	Areia argilosa	7	10	1,8	18
8	Areia argilosa	8	8	1,8	14,4
14	Areia argilosa	9	14	1,8	-
16	Argila siltosa	10	16	0,88	-
17	Argila arenosa	11	17	0,84	-
39	Argila arenosa	12	39	0,84	-

PP (tf)	PL (tf)	PA (tf)	PT
43,9	34,4	39,2	78,3

Fonte: PRADO, Planilha 12-Perfis Metálicos, 2017

Tabela 13: Capacidade de carga de estaca Hélice Contínua – Método Décourt Quaresma

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	Circular
Tipo de Estaca	Hélice Continua
L=	9 metros
Ap=	0,096 m ²
U=	1,10 m
Diametro	350mm

FS	2	NBR6122
FSponta	4	(D & Q)
FSlateral	1,3	(D & Q)

NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	$\beta \times \text{SPT}$	$\alpha \times N$	Decourt & Quaresma (1982)					
						PP (tf)	PAP (tf)	PL (tf)	PAL (tf)	CT (tf)	CTA (tf)
1	Argila arenosa	1	3	2	40,8	3,9	1	2,2	1,7	6,1	2,7
5	Argila arenosa	2	5	2,67	36,6	3,5	0,9	4,4	3,4	7,9	4,3
1	Argila siltosa	3	3	2	35,7	3,4	0,9	7,7	5,9	11,1	6,8
2	Argila siltosa	4	3	2	36,2	3,5	0,9	9,8	7,5	13,3	8,4
3	Areia argilosa	5	3	1,6	201,9	19,4	4,9	11,9	9,2	31,3	14
30	Areia argilosa	6	30	8,8	250,8	24,1	6	13,5	10,4	37,7	16,3
10	Areia argilosa	7	10	3,47	186,7	26,9	6,7	24,5	18,8	51,4	25,5
8	Areia argilosa	8	8	2,93	178,2	18	4,5	28,3	21,8	46,3	26,3
14	Areia argilosa	9	14	4,53	189,3	17,1	4,3	31,5	24,2	48,6	28,5
16	Argila siltosa	10	16	6,33	240,3	-	-	-	-	-	-
17	Argila arenosa	11	17	-	-	-	-	-	-	-	-
39	Argila arenosa	12	39	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: PRADO, Planilha Décourt-Quaresma-metro a metro, 2017

Tabela 14: Capacidade de carga de estaca Hélice Contínua – Método Aoki Velloso

Obra	Viaduto Av. Brasil		
Local	Anapolis - GO		
Sondagem	SP-11		
Tipo de Secao Transversal		Circular	
Tipo de Estaca		Helice Contínua	
	L=	9 metros	
	Ap=	0,096 m ²	
	U=	1,10 m	
	Diametro	350mm	

FS	2	NBR6122
F1	2	Aoki Velloso
F2	4	Aoki Velloso

Aoki & Velloso (1985)					
NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	$\alpha \times K$	$\alpha \times K \times NSPT$
1	Argila arenosa	1	1	0,84	0,84
5	Argila arenosa	2	5	0,84	4,2
1	Argila siltosa	3	1	0,88	0,88
2	Argila siltosa	4	2	0,88	1,76
3	Areia argilosa	5	3	1,8	5,4
30	Areia argilosa	6	30	1,8	54
10	Areia argilosa	7	10	1,8	18
8	Areia argilosa	8	8	1,8	14,4
14	Areia argilosa	9	14	1,8	-
16	Argila siltosa	10	16	0,88	-
17	Argila arenosa	11	17	0,84	-
39	Argila arenosa	12	39	0,84	-

PP (tf)	PL (tf)	PA (tf)	PT (tf)
40,4	27,3	33,9	67,8

Fonte: PRADO, Planilha carga-admissível-estacas, 2017

Tabela 15: Capacidade de carga de estaca Franki – Método Décourt Quaresma

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	Circular
Tipo de Estaca	Franki
L=	9 metros
Ap=	0,096 m ²
U=	1,10 m
Diametro	350mm

FS	2	NBR6122
FSponta	4	(D & Q)
FSlateral	1,3	(D & Q)

NSPT	Descricao	Prof (m)	NSPT	Beta x SPT	Alfa x N	Decourt & Quaresma (1982)					
						PP (tf)	PAP (tf)	PL (tf)	PAL (tf)	CT (tf)	CTA (tf)
1	Argila arenosa	1	3	2,00	48,0	4,6	1,2	2,2	1,7	6,8	2,8
5	Argila arenosa	2	5	2,67	43,0	4,1	1,0	4,4	3,4	8,5	4,4
1	Argila siltosa	3	3	2,00	42,0	4,0	1,0	7,7	5,9	11,7	6,9
2	Argila siltosa	4	3	2,00	57,0	5,5	1,4	9,8	7,5	15,3	8,9
3	Areia argilosa	5	3	2,00	396,0	38,1	9,5	11,9	9,2	50,0	18,7
30	Areia argilosa	6	30	11,00	501,7	48,3	12,1	14,1	10,8	62,3	22,9
10	Areia argilosa	7	10	4,33	560,0	53,9	13,5	27,8	21,4	81,7	34,8
8	Areia argilosa	8	8	3,67	373,3	35,9	9,0	32,7	25,1	68,6	34,1
14	Areia argilosa	9	14	5,67	315,3	30,3	7,6	36,7	28,2	67,0	35,8
16	Argila siltosa	10	16	6,33	290,0	-	-	-	-	-	-
17	Argila arenosa	11	17	-	-	-	-	-	-	-	-
39	Argila arenosa	12	39	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: PRADO, Planilha Décourt-Quaresma-metro a metro, 2017

Tabela 16: Capacidade de carga de estaca Franki – Método Aoki Velloso

Obra	Viaduto Av. Brasil
Local	Anapolis - GO
Sondagem	SP-11
Tipo de Secao Transversal	Circular
Tipo de Estaca	Franki
L=	9 metros
Ap=	0,096 m ²
U=	1,10 m
Diametro	350mm

FS	2	NBR6122
F1	2	Aoki Velloso
F2	4	Aoki Velloso

Aoki & Velloso (1985)					
PP (tf)	PL (tf)	PA (tf)	PT	$\alpha \times K$	$\alpha \times K \times NSPT$
1	Argila arenosa	1	3	0,84	0,84
5	Argila arenosa	2	5	0,84	4,2
1	Argila siltosa	3	3	0,88	0,88
2	Argila siltosa	4	3	0,88	1,76
3	Areia argilosa	5	3	1,8	5,4
30	Areia argilosa	6	30	1,8	54
10	Areia argilosa	7	10	1,8	18
8	Areia argilosa	8	8	1,8	14,4
14	Areia argilosa	9	14	1,8	
16	Argila siltosa	10	16	0,88	
17	Argila arenosa	11	17	0,84	
39	Argila arenosa	12	39	0,84	

PP (tf)	PL (tf)	PA (tf)	PT
32,3	21,9	27,1	54,2

Fonte: PRADO, Planilha carga-admissível-estacas, 2017