



CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIFACIG

**ANÁLISE TÉCNICO-ECONÔMICA DE UMA SOLUÇÃO EM FUNDAÇÃO PARA
UMA EDIFICAÇÃO JÁ EXISTENTE NO MUNICÍPIO DE ESPERA FELIZ-MG**

Maria Clara Dutra Fumian

Manhuaçu

2019



MARIA CLARA DUTRA FUMIAN

**ANÁLISE TÉCNICO-ECONÔMICA DE UMA SOLUÇÃO EM FUNDAÇÃO PARA
UMA EDIFICAÇÃO JÁ EXISTENTE NO MUNICÍPIO DE ESPERA FELIZ-MG**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado no Curso Superior de Engenharia Civil do Centro Universitário UNIFACIG, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Fundação e Geotecnia
Orientador(a): Carlos Henrique Carvalho Júnior

Manhuaçu

2019

Resumo: O presente trabalho tem a finalidade de comparar os aspectos técnicos e econômicos de uma solução em fundação para uma edificação do município de Espera Feliz-MG, a qual foi projetada sem a realização de um prévio estudo geotécnico do solo. A partir do laudo de sondagem de um terreno próximo à edificação de estudo, foi escolhido o tipo de fundação mais adequado para as solicitações do solo. A comparação foi realizada através de metodologias semiempíricas para determinação da capacidade de carga da fundação e, posteriormente, foi realizado o comparativo entre os custos da fundação escolhida com os custos da fundação já executada. Este estudo é de grande valia para expor as vantagens e, sobretudo, as necessidades da realização de sondagem para conhecimento das características do subsolo para, então, poder definir o tipo de fundação ideal para o suporte das cargas provenientes da estrutura. Por fim, este trabalho expôs as vantagens econômicas obtidas com a solução de fundação desenvolvida, onde foi obtido como resultado uma redução de 22,13% nos custos, quando comparados aos custos da fundação já existente na edificação. Foi verificado que, desde a análise do perfil geotécnico do solo, a escolha por fundação profunda se mostrou a opção mais viável para a solução e desenvolvimento deste estudo, se destacando no suporte às cargas e nos custos reduzidos, quando comparados aos da fundação superficial em questão.

Palavras-chave: Fundações. Geotecnia. Sondagem. Viabilidade.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	4
2. DESENVOLVIMENTO.....	5
2.1. Referencial Teórico.....	5
2.1.1. Investigação do Subsolo.....	5
2.1.2. Determinação do Método de Investigação do Subsolo.....	6
2.1.3. <i>Standard Penetration Test</i> (SPT).....	7
2.1.3.1. Procedimento.....	8
2.1.4. Expressão de Resultados.....	9
2.1.5. Fundações.....	9
2.1.5.1. Segurança e Estados-Limites.....	9
2.1.6. Tipos de Fundações.....	10
2.1.7. Fundação Superficial (ou rasa ou direta)	10
2.1.7.1. Dimensionamento estrutural.....	11
2.1.7.2. Determinação da capacidade de carga – Método de Terzaghi.....	11
2.1.8. Fundação Profunda.....	12
2.1.8.1. Determinação da capacidade de carga axial.....	12
2.1.8.2. Método Aoki-Velloso.....	13
2.1.8.3. Método de Décourt e Quaresma (1978)	14
2.1.9. Escolha do Tipo de Fundação.....	15
2.2. Metodologia.....	16
2.2.1. Coleta e interpretação de dados.....	16
2.3. Discussão de resultados.....	19
2.3.1. Capacidade de carga.....	19
2.3.2. Estimativa de Custos.....	21
3. CONCLUSÃO.....	22
4. REFERÊNCIAS.....	23
5. ANEXOS.....	24

1. INTRODUÇÃO

Na construção civil, uma das etapas mais importantes dentre as diversas que compõem um processo construtivo, é a construção das fundações. Estas têm a finalidade de transmitir a carga da edificação para as camadas mais resistentes do solo, impedindo que ocorram danos à estrutura.

Para a escolha dos tipos de fundações e dimensionamento dos elementos estruturais de suporte da obra, faz-se necessária a investigação do subsolo para ter conhecimento de informações acerca do tipo de solo e/ou rochas, bem como das condições geotécnicas e geológicas e da posição do lençol freático.

Apesar de ser fundamental para a elaboração de um projeto com precisão nos cálculos, o estudo geotécnico do solo ainda não é utilizado na maioria das obras de pequeno e médio porte, visto que os clientes pouco conhecem sobre o assunto e consideram um investimento desnecessário. A banalização deste importante estudo, pode acarretar uma série de problemas, os quais, normalmente, ocasionam atrasos significativos e, conseqüentemente, gastos exorbitantes que poderiam ter sido evitados com a realização da sondagem para conhecimento do solo.

Existem diversas formas de investigação geotécnica, entretanto, a mais utilizada e, também, a analisada neste trabalho, é a Sondagem de Simples Reconhecimento ou *Standard Penetration Test* (SPT), a qual pode ser prescrita e orientada conforme especificações da Norma Brasileira (NBR) 6484 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

O presente trabalho tem a finalidade de apresentar a viabilidade e os benefícios do investimento na investigação geotécnica do subsolo de um terreno cujo projeto de fundação da edificação foi executado sem a realização prévia da sondagem do terreno no local da obra.

Os objetivos específicos se fazem em analisar o laudo de sondagem do solo referente ao terreno do local de estudo, situado na região central do município de Espera Feliz – MG, tendo, assim, conhecimento das características geotécnicas do solo, além de desenvolver uma análise comparativa entre as desvantagens de uma edificação construída sem a realização do ensaio SPT, e as vantagens em torno de custo, segurança e prevenção à situações imprevistas, caso a sondagem tivesse sido realizada previamente à execução da obra.

Diante da necessidade de difundir a importância do estudo do subsolo nos ramos da construção civil, o presente trabalho justifica-se em função de mostrar, através de uma análise comparativa, os possíveis benefícios técnicos e econômicos trazidos quando um prévio estudo geotécnico do solo é realizado de forma correta, deixando de ser considerado um gasto extra e passando a ser um investimento no que tange aos aspectos da segurança e da prevenção de gastos imprevistos.

2. DESENVOLVIMENTO

2.1. Referencial Teórico

2.1.1. Investigação do Subsolo

“O conhecimento geotécnico e o controle de execução são mais importantes para satisfazer aos requisitos fundamentais de um projeto do que a precisão dos modelos de cálculo e os coeficientes de segurança adotados” (SCHNAID, ODEBRECHT, 2012, p.13).

Conforme relatado pelo US Army Corps of Engineers (2001 apud Schinaid e Odebrecht 2012, p.14):

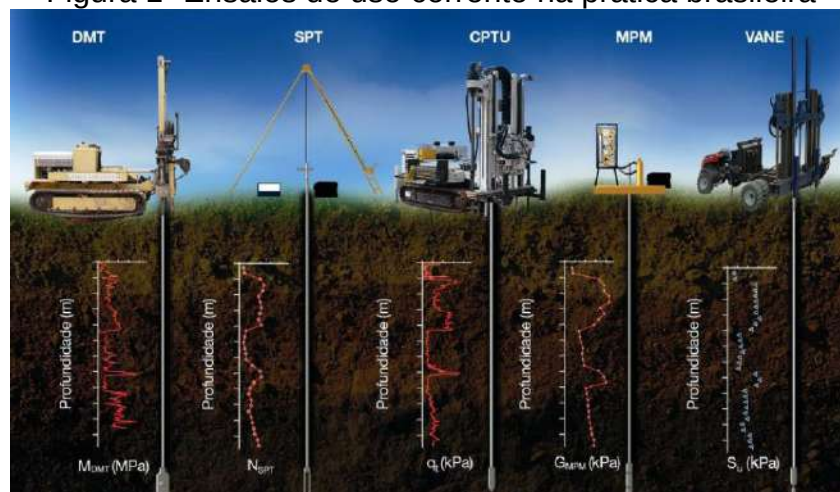
Investigação geotécnica ineficiente e interpretação inadequada de resultados contribuem para erros de projeto, atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impactos ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além do risco de colapso da estrutura e litígio subsequente.

“Reconhecida a importância de caracterizar o subsolo e determinar suas características geológicas, geotécnicas e geomorfológicas, faz-se necessário estabelecer a abrangência do programa de investigação” (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012, p.13).

Em decorrência da diversidade de equipamentos e procedimentos disponíveis no mercado brasileiro, o estabelecimento de um plano racional de investigação constitui-se na etapa crítica de projeto. Conhecimento, experiência, normas e práticas regionais devem ser considerados durante o processo de “julgamento geotécnico” de seleção dos critérios necessários à solução do problema (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p.18).

Contextualizando-se a aplicabilidade de cada técnica e os parâmetros de projeto passíveis de obtenção de informações pertinentes à necessidade de conhecimento das características do solo local, Schinaid e Odebrecht (2012) salientam que, qualquer que seja a técnica de abordagem utilizada para execução de projetos geotécnicos, o uso de ensaios de campo sempre serão uma estimativa realista das propriedades dos materiais constituintes do solo.

Figura 1- Ensaios de uso corrente na prática brasileira



Fonte: Schinaid e Odebrecht, 2012, p.16.

Como exposto na Figura 1, diversas maneiras de realização de ensaios de campo são conhecidas no Brasil, as quais vão de simples cravação de um elemento no solo, como também modernos sistemas com capacidade de medições através de sensores elétricos.

Segundo Velloso e Lopes (2010), os principais processos de investigação do subsolo para fins de projeto de fundações de estruturas são:

- Poços;
- Sondagens a trado;
- Sondagens a percussão com SPT;
- Sondagens rotativas;
- Sondagens mistas;
- Ensaio de cone (CPT);
- Ensaio pressiométrico (PMT).

Existem vários tipos de sondagens, algumas superficiais, que são utilizadas para o primeiro e generalizado reconhecimento de uma região, onde se pode utilizar fotos tiradas até mesmo por aviões ou satélites, entretanto, estes tipos de sondagens, além de analisar superficialmente as características do solo, são também bastante imprecisos. Por outro lado, as sondagens mais profundas podem propiciar conhecimento mais preciso das condições do solo, como por exemplo, as realizadas com a abertura de poços, que chegam a atingir até 6m de profundidade. Apesar de toda a precisão, este tipo de sondagem não é o mais comum, sendo utilizado, normalmente, quando o projeto de fundações exige informações muito precisas (REBELLO, 2008).

2.1.2. Determinação do Método de Investigação do Subsolo

De acordo com as informações do Quadro 1, é possível ter um indicativo de qual o melhor ensaio de campo a ser utilizado após conhecimento das características do subsolo. Para solos granulares, por exemplo, o ensaio SPT é considerado o mais adequado, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), entretanto, em regiões de solos moles, este tipo de ensaio não é considerado adequado.

Quadro 1 - Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*

Parâmetros														
Grupo	Equipamento	Tipo de Solo	Perfil	u	Φ'	S_u	D_r	m_v	C_v	K_1	G_0	σ_h	OCR	$\sigma - \epsilon$
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A/B	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezôcone (CPTU)	A	A/B	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré Furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de Placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*; Φ' = ângulo de atrito efetivo; S_u = resistência ao cisalhamento não drenada; D_r = densidade relativa; m_v = módulo de variação volumétrica; C_v = coeficiente de consolidação; K_1 = coeficiente de empuxo no repouso; G_0 = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; $\sigma - \epsilon$ = relação tensão deformação.

Fonte: Lunne, Robertson e Powell (1997 apud Schnaid e Odebrecht, 2012, p.16)

Para Schnaid e Odebrecht (2012), existem duas abordagens distintas para interpretação dos resultados, as quais se constituem em métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos são de natureza empírica ou semiempírica, com fundamentações estatísticas que irão correlacionar as medidas obtidas no ensaio com o desempenho das obras geotécnicas. Nos métodos indiretos os resultados são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos como abordagem de projetos.

“A escolha da abordagem (direta ou indireta) depende da técnica de ensaio utilizada, do tipo de solo investigado, de normas e códigos específicos, bem como de práticas regionais” (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p.17). Os autores salientam ainda que cabe ao engenheiro definir qual o procedimento de análise mais adequado.

Ainda que existam outros métodos de sondagem para investigação do subsolo de uso corrente na prática brasileira, o método escolhido para estudo neste trabalho é o ensaio SPT, portanto os demais métodos, já citados anteriormente, não serão abordados de forma aprofundada.

2.1.3. Standard Penetration Test (SPT)

O ensaio SPT, bem como seus procedimentos e métodos de execução são normalizados pela NBR 6484 (2001), que define SPT como o ensaio pelo qual se determina o número de resistência à penetração (N), cuja determinação se dá pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado.

Ainda conforme prevê a NBR 6484 (2001, p.2), o princípio deste ensaio “consiste na perfuração e cravação dinâmica de amostrador padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como a observação do nível do lençol freático”.

“Apesar de não ser o mais perfeito processo de sondagem, o denominado Ensaio de Penetração Normal – ou SPT, iniciais do termo em inglês “Standard Penetration Test” – é o mais comumente usado, tanto no Brasil como no mundo” (REBELLO, 2008, p.28).

Schnaid e Odebrecht (2012, p.24) pontuam que,

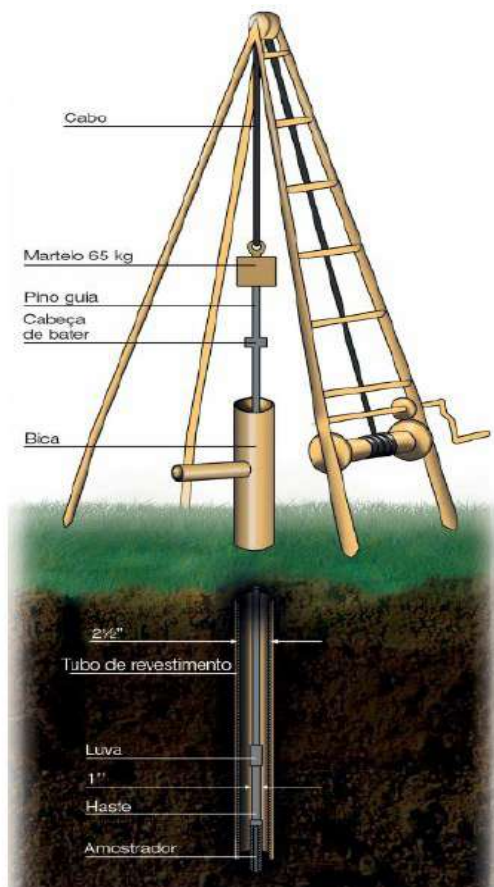
Apesar das críticas pertinentes que são continuamente feitas à diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e à pouca racionalidade de alguns dos métodos de uso e interpretação, esse é o processo dominante ainda utilizado na prática de Engenharia de Fundações.

Ressaltam ainda que, o ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento, onde a perfuração é obtida por tradagem e circulação de água, a partir da utilização de um trépano de lavagem como ferramenta de escavação (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Rebello (2008) afirma que várias informações podem ser obtidas com esse tipo de sondagem, como por exemplo o nível do lençol freático, o tipo de solo e a sua resistência. Nesse mesmo contexto, Hachich, et al. (1998) explicam que este método de reconhecimento a percussão possibilita medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Schnaid e Odebrecht (2012) explicam as partes que compõem um sistema de sondagem SPT, sendo elas: amostrador, hastes, torre ou tripé de sondagem, cabeça de bater e conjunto de perfuração, os quais podem ser representados esquematicamente pela Figura 2.

Figura 2 - Equipamento de sondagem



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

2.1.3.1. Procedimento

A NBR 6484 (2001) divide o procedimento de realização do ensaio SPT em algumas partes distintas, a começar pela locação e quantidades de furos a serem feitos. Logo após se estabelecer a quantidade de furos, tem-se orientações acerca do processo de perfuração e da amostragem e número de resistência (N_{SPT}). Em seguida, a norma orienta sobre os critérios de paralisação do ensaio e sobre a observação do lençol freático e, por fim, a identificação das amostras e elaboração do perfil geológico-geotécnico da sondagem.

De forma objetiva, o procedimento é explicado por Velloso e Lopes (2010, p.38), O ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado, chamado originalmente de *Raymond-Terzaghi*, por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo de 75 cm de altura. Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais (desprezando-se, portanto, os primeiros 15 cm, embora o número de golpes para essa penetração seja também fornecido).

Mediante ao grau de desenvolvimento tecnológico de cada país e setor, verifica-se a existência de diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaios, o que resulta na desuniformidade dos resultados obtidos. As características e condições do solo ainda influenciam diretamente na medida de SPT, entretanto, as principais diferenças são observadas nos métodos de perfuração empregados, na

geometria do amostrador, no método de cravação, no diâmetro do furo, no mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo, entre outras divergências que podem ser encontradas (SHCNAID; ODEBRECHT, 2012).

2.1.4. Expressão de Resultados

Em conformidade com a NBR 6484 (2001), deve-se elaborar um relatório de campo e, posteriormente, um relatório definitivo, contendo as características das amostras e os resultados obtidos em ensaios.

A classificação das amostras deve ser feita de acordo com a granulometria, plasticidade, cor e origem dos fragmentos. O Quadro 2 a seguir apresenta esta relação de forma simplificada.

Quadro 2 - Estados de compactidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: ABNT NBR 6484 (2010, p.17)

2.1.5. Fundações

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

Segundo Alonso (2011), as fundações, bem como qualquer outra parte de uma estrutura, devem ser projetadas e executadas para garantir, sob a ação das cargas em serviço, condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade. Desta forma, a maneira com que estas condições são atendidas, refletirá no bom ou mau desempenho da fundação, o qual está intimamente ligado ao controle e a garantia da qualidade relativa aos projetos e execução da fundação.

2.1.5.1. Segurança e Estados-Limites

“Uma estrutura é considerada segura quando puder suportar as ações que vierem a solicitá-la durante sua vida útil sem ser impedida, quer permanentemente, quer temporariamente, de desempenhar as funções para as quais foi concebida” (HACHICH et al., 1998, p.197).

Ainda segundo Hachich (1978 apud HACHICH et al., 1998, p.197), quando a estrutura entra em ruína, é quando ocorrem os estados-limites. Contudo, não se deve entender por estrutura somente um conjunto de pilares, vigas e lajes, nem tampouco de paredes e estroncas (ou tirantes). Deve-se entender que estrutura é um conjunto de

elementos com comportamentos reológicos diferentes, mas que interagem entre si de maneira segura e econômica para atender às necessidades do ser humano.

Os estados-limites últimos correspondem ao esgotamento da capacidade portante da estrutura. Já os estados-limites de utilização, correspondem às situações onde a estrutura deixa de ter funcionalidade ou durabilidade, ou seja, ainda que não entre em colapso, a estrutura já não se encontra em condições seguras de utilidade (HACHICH, et al., 1998, p.197).

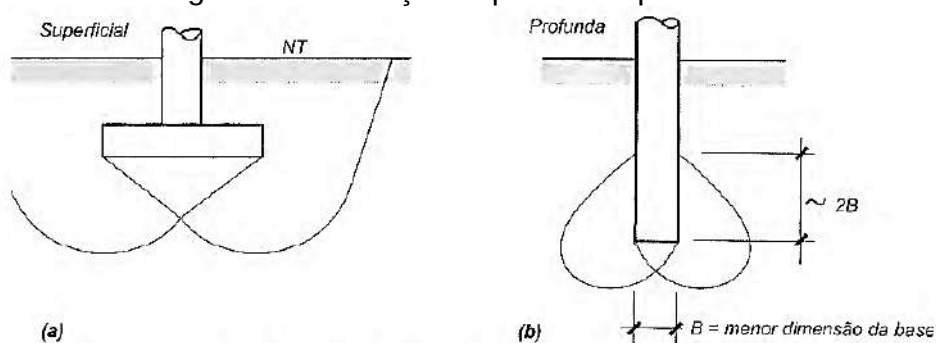
2.1.6. Tipos de Fundações

Segundo Velloso e Lopes (2010), as fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos:

- Fundações superficiais (ou “diretas” ou rasas);
- Fundações profundas.

A diferença entre estes dois tipos de fundação, pode ser analisada a partir do critério arbitrário de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não surtisse na superfície do terreno. Os mecanismos de ruptura de base atingem, acima dela, normalmente, duas vezes sua menor dimensão, por isso a norma NBR 6122 determinou que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e, a pelo menos, 3m de profundidade (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 3 - Fundação superficial e profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p.11)

2.1.7. Fundação Superficial (ou rasa ou direta)

Em conformidade com a NBR 6122 (2019), as fundações superficiais são aquelas em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e, como mencionado anteriormente, aquelas em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

De forma análoga, Hachich, et al. (1998), afirma que as fundações rasas ou diretas são assim denominadas por se apoiarem sobre o solo a uma pequena profundidade, em relação ao solo circundante.

Para Joppert (2007), as fundações diretas se tornam economicamente atraentes, visto que dispensam, na maioria das vezes, o uso de equipamentos e de qualificação de mão-de-obra, caso sejam executáveis no quesito técnico. Joppert destaca, também, algumas vantagens deste tipo de fundação quando levada em conta a facilidade de reconhecimento do solo e de controlar os materiais que serão utilizados.

Já para Alonso (1983), as fundações superficiais só são viáveis e vantajosas quando a área ocupada pela fundação abranger, no máximo, de 50% a 70% da área

disponível. Ainda enfatiza que em casos de solos como argilas moles, areias fofas, aterros e onde haja existência de água, não se deve executar este tipo de fundação.

Os tipos de fundação direta listados pela NBR 6122 (2019) são:

- Sapata;
- Bloco;
- Radier;
- Sapata associada;
- Sapata corrida.

Apesar dos diversos tipos de fundações rasas que podem ser utilizados, não serão abordados detalhes sobre os demais tipos e possibilidades de fundação, visto que, neste trabalho, o enfoque será sobre sapata.

2.1.7.1. Dimensionamento estrutural

Conforme citado pela ABNT NBR 6122 (2019), o dimensionamento estrutural de sapatas deve ser feito de modo a atender à NBR 6118, a qual menciona que, para o cálculo de dimensionamento, devem ser usados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, permitindo, também, o uso de modelos de flexão, quando for o caso.

A ABNT NBR 6118 (2014), ressalta ainda que, os modelos citados anteriormente devem contemplar os aspectos do comportamento estrutural dos elementos, os quais têm a finalidade de separar as sapatas em rígidas e flexíveis. Ainda explica que deve ser avaliada a necessidade de se considerar a interação solo-estrutura.

2.1.7.2. Determinação da capacidade de carga – Método de Terzaghi

“O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo da capacidade de carga das fundações superficiais e profundas foi Terzaghi (1925)” (VELLOSO; LOPES, 2010, p.59). Para Caputo (1988), o professor Karl Terzaghi pode ser considerado o principal criador da mecânica dos solos.

Para Spohr (2010), segundo a teoria de Terzaghi, para uma ruptura generalizada, ou seja, que seja aplicável apenas aos solos compactos ou consistente, é apresentada a seguinte fórmula:

$$\sigma_R = C \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot A \cdot N_\gamma \quad (\text{Equação. 1})$$

Onde:

σ_R = Capacidade de Carga

C = Coesão do Solo

q = Sobrecarga

γ = Peso específico do solo

A = Menor dimensão da sapata

$N_c N_q N_\gamma$ = Fatores de capacidade de carga

Já para o caso de uma ruptura local, usa-se a mesma fórmula da ruptura generalizada, entretanto, com redução dos parâmetros de resistência do solo, se aplicando somente às sapatas corridas, visto que para outras geometrias, usa-se os fatores de correção.

$$C' = \frac{2}{3} \cdot C \quad (\text{Equação. 2})$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \cdot \tan \phi \quad (\text{Equação. 3})$$

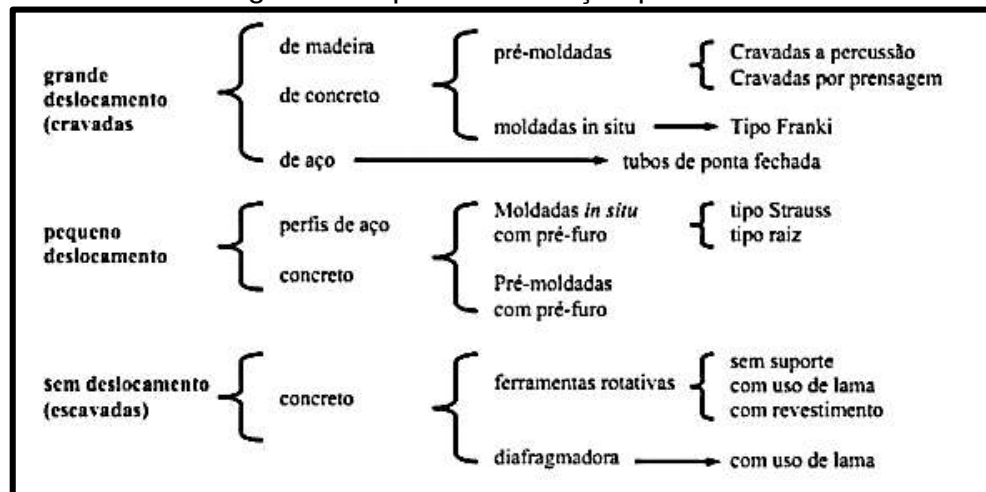
2.1.8. Fundação Profunda

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m (ABNT NBR 6122, 2019, p.3).

Segundo Hachich et al. (1998), as fundações profundas se dividem em três tipos principais: estaca, tubulão e caixão. No presente trabalho, as estacas são o tipo de fundação em estudo, portanto, não serão detalhados os demais tipos de fundação profunda.

Existe hoje uma variedade muito grande de estacas para fundações. A Figura 4 apresenta uma classificação dos tipos mais comuns de estacas, dando ênfase ao método executivo, no que diz respeito ao seu efeito no solo (HACHICH, et al., 1998).

Figura 4 - Tipos de fundação profunda



Fonte: Hachichi, et al., 1998.

As estacas podem ser escavadas ou cravadas, de deslocamento. As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo. No Brasil, um exemplo deste tipo de estaca muito característico é a estaca pré-moldada de concreto armado. Outros exemplos são as estacas metálicas, as de madeira, entre outras (HACHICH, et al., 1998)

Ainda conforme Hachich et al (1998), as estacas escavadas são executadas *in situ*, ou seja, no local, através de perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante. São enquadradas nesta categoria as estacas tipo broca, strauss, as barretes, hélice contínua, injetadas etc.

Para dimensionamento destes elementos, deve-se levar em conta os fatores de segurança, a capacidade de carga e o mecanismo de ruptura do solo. Alguns métodos são empregados para o dimensionamento das fundações profundas, entretanto, neste trabalho serão levados em conta os métodos mais consagrados e mais utilizados na Engenharia Civil.

2.1.8.1. Determinação da capacidade de carga axial

No projeto de uma fundação, é preciso verificar a segurança em relação à perda da capacidade de carga (um dos principais modos de colapso). Além disto, é preciso avaliar, para as cargas de serviço, os

deslocamentos verticais e horizontais (VELLOSO; LOPES, 2010, p.239).

Para a determinação da capacidade de carga de estacas, existem os métodos dinâmicos e os métodos estáticos. “Nos métodos estáticos a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, obtida em ensaios de laboratório ou *in situ*” (VELLOSO; LOPES, 2010, p.239).

Para Velloso e Lopes (2010), os métodos estáticos separam-se em dois grupos, os racionais ou teóricos, que utilizam soluções teóricas e parâmetros do solo, e os métodos semiempíricos, que tomam base em ensaios *in situ* de penetração (CPT e SPT).

Neste trabalho, serão abordados os aspectos acerca dos métodos semiempíricos que utilizam o SPT.

2.1.8.2. Método Aoki-Velloso

“O método de Aoki e Velloso (1975), foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de cargas em estacas e de SPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do CPT” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 264).

De acordo com Cintra e Aoki (2010), o método Aoki-Velloso para a determinação da capacidade de carga de estacas começa por retomar à dedução da equação de capacidade de carga, onde se tem:

$$R = R_L + R_P \quad (\text{Equação. 4})$$

A parcelas de Resistência Lateral (R_L) e de Resistência de Ponta (R_P) podem ser dadas por:

$$R_L = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta_L) \quad (\text{Equação. 5})$$

$$R_P = r_P \cdot A_p \quad (\text{Equação. 6})$$

Em analogia à exposição de Cintra e Aoki (2010), Velloso e Lopes (2010) mostram que a expressão matemática da capacidade de carga (R) pode ser expressa, portanto, pela seguinte equação:

$$R = \frac{K \cdot N_P}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \Sigma(\alpha \cdot k \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (\text{Equação. 7})$$

Para determinação dos valores de F_1 e F_2 , Velloso e Lopes (2010, p.264) explicam que, “como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, que permitiriam separar a capacidade de carga do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores. Assim, adotou-se $F_2 = 2F_1$ ”. Os valores de K e α , F_1 e F_2 , adotados por Aoki e Velloso (1975) podem ser encontrados nos quadros 3 e 4.

Para a determinação dos fatores de segurança (F_S) em fundações profundas, a ABNT NBR 6122 (2010) determina que, para obtenção da carga admissível (P_A), usa-se como fator 2,0 e, para carga resistente de projeto, usa-se 1,4.

Cintra e Aoki (2010) descrevem como método para determinação da carga admissível (P_A), a introdução do valor médio da capacidade de carga ($R_{méd}$) dividido pelo fator de segurança (F_S), como na expressão a seguir:

$$P_A = \frac{R_{méd}}{F_S} \quad (\text{Equação. 8})$$

QUADRO 3 - Valores de K e α

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Aoki e Velloso (1975
apud Velloso e Lopes, 2010,
p.264)

QUADRO 4 - Valores de F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975
apud Velloso e Lopes,
2010, p.264)

2.1.8.3. Método de Décourt e Quaresma (1978)

No método de Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma para determinação da capacidade de carga, os autores levam em conta duas características, a resistência de ponta ($q_{p,ult}$) e a resistência ou atrito lateral ($\tau_{l,ult}$), ambas com resultados em tf/m² (VELLOSO; LOPES, 2010).

Segundo Rebello (2008, p.212) “a transferência de carga ao solo se dá pelo atrito entre a estaca e o solo, e a reação devida à sua ponta depende, portanto, além do diâmetro, do comprimento da estaca e do tipo de solo atravessado por ela”.

Rebello (2008) ainda ressalta que as fórmulas teóricas para determinação da capacidade de carga das estacas exigem o conhecimento de parâmetros impossíveis de serem obtidos com precisão, portanto o método de Décourt e Quaresma, além de ser muito utilizado, é o mais simples de ser adotado.

A capacidade de carga da estaca é dada pela seguinte equação:

$$Q_c = \beta \cdot q_s \cdot A_e \cdot l + \alpha \cdot q_p \cdot A_p \quad (\text{Equação. 9})$$

Em que:

q_s = a resistência ao atrito

q_p = a resistência de ponta

l = comprimento da estaca

A_e = área lateral da estaca

A_p = área de ponta da estaca

Os coeficientes α e β dependem do tipo de solo e de estaca e podem ser obtidos no QUADRO 5 e 6.

A parcela q_s em tf/m², devida ao atrito lateral, é calculada conforme a expressão:

$$q_s = \frac{N_m}{3} + 1 \quad (\text{Equação. 10})$$

Sendo N_m a média dos valores de N ao longo do fuste.

Rebello (2008) ressalta a necessidade de se aplicar à parcela de resistência ao atrito lateral, um coeficiente de segurança igual a 1,3.

A resistência de ponta em tf/m^2 é dada pela equação a seguir, em que K é um coeficiente dependente das características do solo, como exposto no QUADRO 5, e N é o SPT na ponta da estaca. Deve-se, também, adicionar ao valor da parcela de resistência de ponta, um coeficiente de segurança igual a 4.

$$q_p = K \cdot N \quad (\text{Equação. 11})$$

QUADRO 5 - Coeficientes de α

Tipo de estaca Tipo de Solo	Escavada em geral	Escavada com lama betonítica	Hélice contínua	Raiz	Micro estacas	Pré-moldadas
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00	1,00
Sítes intermediários	0,60	0,60	0,30	0,6	1,00	1,00
Areia	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00	1,00

Fonte: Rebello (2008, p.215)

QUADRO 6 - Coeficientes de β

Tipo de estaca Tipo de Solo	Escavada em geral	Escavada com lama betonítica	Hélice contínua	Raiz	Micro estacas	Pré-moldadas
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00	1,00
Sítes intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00	1,00
Areia	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00	1,00

Fonte: Rebello (2008, p.215)

QUADRO 7 – Coeficientes de K

Tipo de Solo	$K (\text{tf/m}^2)$
Argila	12
Silte argiloso	20
Silte arenoso	25
Areia	40

Fonte: Rebello (2008, p.215)

Pode ocorrer que abaixo da ponta da estaca exista um solo cuja resistência, indicada pelo SPT, seja inferior à do solo em que esteja assentada a ponta. Neste caso, deve-se considerar a influência das camadas menos resistentes a uma profundidade da ordem de 10 vezes o diâmetro da estaca. O valor de N será a média dos valores obtidos nessa profundidade” (REBELLO, 2008, p.214).

2.1.9. Escolha do Tipo de Fundação

“O controle de qualidade das fundações deve iniciar-se pela escolha da melhor solução técnica e econômica, passando pelo detalhamento de um projeto executivo e finalizando com o controle de campo da execução do projeto” (JOPPERT, 2007, p.9).

Os estudos acerca de todo projeto de fundação, envolvem, preliminarmente, duas partes ou etapas: o cálculo das cargas atuantes sobre a fundação e o estudo do terreno onde a fundação será executada. Apesar de serem etapas distintas, elas são, sobretudo, essenciais para todo o contexto de projetos e execução (CAPUTO, 1987).

Conforme citado por Velloso e Lopes (2010), para a escolha dos tipos de fundações, faz-se necessário o conhecimento de alguns elementos, os quais são fundamentais para o desenvolvimento de um projeto, sendo eles:

- Topografia da área;
- Dados geológico-geotécnicos;
- Dados sobre construções vizinhas;
- Dados da estrutura a construir.

Os dados geológico-geotécnicos, topográficos e acerca das construções vizinhas, devem ser avaliados pelo projetista em uma visita ao local da obra. Já os dados sobre a estrutura, devem ser discutidos com o projetista da obra e com o profissional responsável pelo projeto estrutural. Só assim será possível obter resultados dos deslocamentos admissíveis e dos fatores de segurança a serem aplicados às diferentes cargas ou ações da estrutura.

2.2. Metodologia

Este trabalho se classifica como um estudo de caso, o qual utilizou cargas definidas de uma edificação já existente para, posteriormente, redimensionar a solução em fundação de acordo com os métodos escolhidos.

Os métodos de estudo deste trabalho se consolidaram com base em análises do laudo de sondagem do solo do local de estudo, situado na região central do município de Espera Feliz – MG. Tendo conhecimento das características geotécnicas do solo, foi desenvolvida uma análise comparativa entre a fundação que foi executada sem o uso da sondagem, com uma solução de fundação que fosse mais viável, visando os fatores de segurança e o fator econômico, expondo uma análise dos possíveis benefícios técnicos e econômicos que podem ser trazidos com o prévio estudo geotécnico do solo.

Para melhor roteirização do estudo, foi necessário dividir a pesquisa em etapas, onde primeiramente, após a obtenção do laudo de sondagem do terreno próximo à edificação e depois de já obtido o projeto de carga dos pilares e as dimensões da fundação referente à edificação que foi implantada. Com os dados geotécnicos em mãos e com o conhecimento da carga que a edificação transmite ao solo, foi escolhido o tipo de fundação mais viável para a situação em questão. Posteriormente foi realizada a escolha do método de dimensionamento e, em seguida, o dimensionamento da fundação através do método escolhido. Por último, foi calculado o preço final para o tipo de fundação escolhido neste trabalho e para o tipo de fundação executado na edificação, ambos com base nos valores coletados das tabelas do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI.

2.2.1. Coleta e interpretação de dados

A informação de sondagem foi fornecida de um terreno próximo à edificação para a qual vai ser desenvolvida a solução em fundação. O terreno onde foi realizada a sondagem está há, aproximadamente, 90 metros lineares de distância da edificação em estudo. A Figura 7, a seguir, expressa o posicionamento do terreno (em vermelho) e da edificação (em amarelo). Ambos estão localizados na região central do município de Espera Feliz-MG, o terreno, mais precisamente, situado à Rua João Sebastião de Amorim e a edificação à Rua Francisco Gomes Monteiro.

Os serviços de execução de sondagem para a investigação das características das camadas do solo do terreno, bem como para verificação do nível do lençol freático e das condições de resistência do solo em questão, foram de responsabilidade da

Construtora Sagre. Os laudos de sondagem, bem como a planta de locação dos furos de investigação, estão em anexo neste trabalho.

Figura 5 – Imagem de satélite das localizações



Fonte: Autora, 2019 - Google Earth

Foram realizados dois furos de sondagem no terreno. Conforme mencionado por Rebello (2008), a Norma Brasileira determina que, para áreas de projeção da edificação de até 1200 m², deverá ser executado um furo a cada 200m². A área do terreno onde foi realizada a sondagem é de 300 m², portanto, as exigências da NBR 8036:1983 foram atendidas com a realização de apenas dois furos para investigação do subsolo.

Em análise ao laudo de sondagem, observou-se que, apesar de os dois furos terem sido realizados à uma distância de 16,2m um do outro, detectou-se diferenças significativas no perfil geológico das amostras obtidas.

O furo 1, com 16,7m de profundidade, está localizado à 22,5m do passeio, aos fundos do terreno, conforme a planta de situação dos furos em anexo. Para este, foi verificado o nível do lençol freático à 4,1m de profundidade e a existência de uma camada de aterro de 3,0m de espessura, a qual apresentou consistência entre mole e médio, com resistência à penetração (N) ou SPT, igual a 5 ao fim da camada.

Para o furo 2, com 10,5m de profundidade, localizado à 8,16m do passeio, à frente do terreno, não houve grande alteração no nível do lençol freático, que se encontra à 4,0m de profundidade. Contudo, acerca do perfil geológico, verificou-se uma espessa camada de argila-siltosa, com 7,2m de espessura, com números de golpes para cravar os últimos 30cm do amostrador, considerados satisfatórios.

A fundação foi dimensionada para uma edificação com estrutura distribuída em 5 pavimentos e 4 lajes, como pode ser melhor observado na Figura 6, com a representação do modelo estrutural e a imagem real da edificação já construída.

Figura 6 – Edificação construída e modelo 3D do projeto estrutural



Fonte: Rubens Cabral de Almeida Júnior (Engenheiro Civil)

O projeto estrutural e de fundação original, bem como a execução da obra, foram realizados pelo engenheiro civil Rubens Cabral de Almeida Júnior. O QUADRO 8 apresenta as especificações acerca dos pilares, como dimensões e cargas. A planta de carga com a locação dos pilares, bem como as informações sobre a fundação, podem ser encontradas nos anexos.

QUADRO 8 - Informações sobre os pilares

Nome	Seção (cm)	Pilar		Carga (tf)
		X (cm)	Y (cm)	
P1	15x40	92458.60	35019.05	10.8
P2	15x40	91758.60	34969.20	12.8
P3	15x40	92123.60	34969.20	22.5
P4	15x40	91634.05	34559.20	16.8
P5	15x40	92123.60	34559.20	45.2
P6	15x40	92458.60	34559.20	16.5
P7	15x40	91634.05	34194.20	18.7
P8	15x40	92123.60	34194.20	29.1
P9	15x40	92458.60	34194.20	8.4
P10	15x40	91634.05	33969.20	13.2
P11	15x40	92123.60	33969.20	27.8
P12	15x40	92458.60	33969.20	9.3
P13	15x40	91899.05	33594.20	26.0
P14	15x40	92123.60	33594.20	26.0
P15	15x40	92458.60	33594.20	14.5
P16	15x40	92123.60	33324.20	22.5
P17	15x40	92458.60	33324.20	11.7
P18	15x40	91899.05	33264.20	23.0
P19	15x40	92458.60	33113.79	10.4
P20	15x40	91899.05	32989.20	12.7
P21	15x40	92123.60	32989.20	14.6

Fonte: Rubens Cabral de Almeida Júnior (Engenheiro Civil)

Para o dimensionamento da fundação escolhida, foi utilizado o método de Décourt e Quaresma (1978), através do qual foram aplicadas fórmulas para a definição da capacidade de carga das estacas, levando em conta os fatores geotécnicos. Visando agilidade com os cálculos, foi construída uma planilha no software Microsoft Office Excel.

As dimensões e tensões admissíveis utilizadas para cálculo da capacidade de carga da estaca como elemento estrutural, foram obtidas do catálogo de fundações da empresa Protendit, especializada em construção pré-fabricada.

Para determinar o comprimento da estaca, foi usado um método empírico cujos resultados não extrapolam 10% de erros do comprimento real obtido pela néga, quando da execução da fundação. Neste método, somou-se os números do SPT até que o valor obtido fosse igual ou superior a 60. A profundidade em que esse valor foi atingido, foi o ponto de apoio provável da estaca. Entretanto, foi preciso verificar se neste ponto o SPT era, no mínimo, igual a 15 (REBELLO, 2008).

Para a comparação e verificação da viabilidade econômica, foram utilizadas composições de preço unitário, obtidas através da planilha do SINAPI.

2.3. Discussão de resultados

A escolha do laudo de sondagem a ser utilizado foi o primeiro passo para dar prosseguimento com as demais verificações. O furo 1, como pode ser observado em anexo, apresentou menor somatório de N_{SPT} se for comparado ao furo 2, portanto, a sondagem correspondente a esse furo foi a escolhida para determinação da tensão admissível à compressão do solo e para a definição dos critérios de projeto, visto que o laudo 1 apresentou o subsolo com características mais críticas em relação ao laudo 2.

Apesar da distância entre a edificação e o terreno sondado ser de apenas 90,0m, vale ressaltar que este trabalho se trata de um estudo hipotético. Na prática, é imprescindível a realização da sondagem dentro da área de projeção da edificação, o que garante maior precisão e segurança nos dimensionamentos de projeto.

Como foi abordado no item 2.1.9, acerca da determinação do tipo de fundação ideal a ser escolhido, a fundação superficial deve ser a primeira solução a ser considerada, tendo em vista a sua facilidade de execução e, conseqüentemente, custos mais reduzidos. Entretanto, conforme as características do solo, pode-se considerar inviável a utilização de fundação direta, visto que, conforme Rebello (2008), para efeito prático, deve-se considerar técnica e economicamente adequado o uso deste tipo de fundação quando o número de golpes do SPT for maior ou igual a 8 e a profundidade não ultrapassar a cota de 2,0m.

Ainda que, segundo os dados do Furo 2, o solo tenha apresentado um número de SPT satisfatório já na primeira camada, não se tem conhecimento da delimitação de onde começa e onde termina o aterro neste terreno, conhecimento que possibilitaria a implantação de fundação mista. Portanto, neste caso, a fundação profunda se torna a opção mais viável a ser considerada.

Dentre as opções de fundações profundas viáveis econômica e tecnicamente, a melhor opção para este caso é a estaca pré-moldada de concreto, mediante às condições do solo e nível do lençol freático, visto que a mesma pode ser executada independentemente do nível da água. Foram escolhidas as estacas pré-moldadas de concreto de seção quadrada.

2.3.1. Capacidade de carga

As peças estruturais pré-moldadas apresentam em suas especificações tensões admissíveis referentes ao aspecto estrutural do elemento. Para determinação da capacidade de carga efetiva das estacas cravadas, foi analisada a interação do elemento estrutural com o solo, portanto, a capacidade de carga sempre vai depender do perfil geotécnico onde a estaca for embutida.

As dimensões e tensões estruturais listadas no QUADRO 9 fazem referência aos dados obtidos no catálogo da empresa Protendit. Já a capacidade de carga efetiva das estacas foi obtida através das equações de Décourt e Quaresma (1978), descritas no item 2.1.8.3.

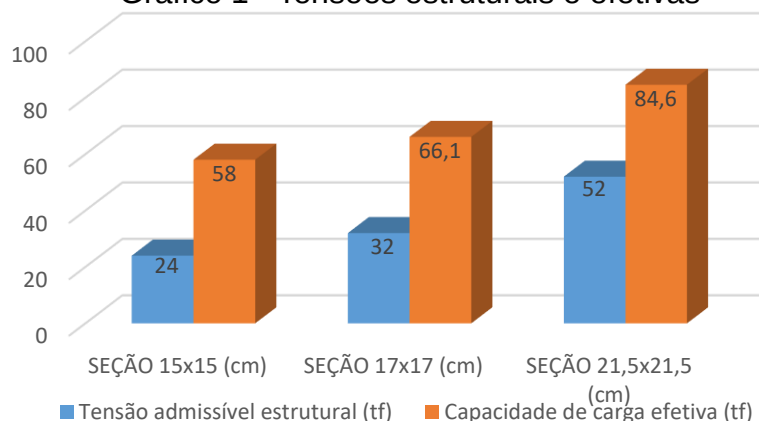
QUADRO 9 – Dimensão e capacidade de carga das estacas

ESTACA CRAVADA DE CONCRETO - PRÉ - MOLDADA					
SEÇÃO QUADRADA					
PILAR	CARGA (tf)	ESTACA	TENSÃO ADMISSÍVEL ESTRUTURAL (tf)	SEÇÃO (cm)	CAPACIDADE DE CARGA EFETIVA (tf)
P1	10,8	E1	24,0	15x15	58,0
P2	12,8	E2	24,0	15x15	58,0
P3	22,5	E3	24,0	15x15	58,0
P4	16,8	E4	24,0	15x15	58,0
P5	45,2	E5	52,0	21,5x21,5	84,6
P6	16,5	E6	24,0	15x15	58,0
P7	18,7	E7	24,0	15x15	58,0
P8	29,1	E8	32,0	17x17	66,1
P9	8,4	E9	24,0	15x15	58,0
P10	13,2	E10	24,0	15x15	58,0
P11	27,8	E11	32,0	17x17	66,1
P12	9,3	E12	24,0	15x15	58,0
P13	26	E13	32,0	17x17	66,1
P14	26	E14	32,0	17x17	66,1
P15	14,5	E15	24,0	15x15	58,0
P16	22,5	E16	24,0	15x15	58,0
P17	11,7	E17	24,0	15x15	58,0
P18	23	E18	24,0	15x15	58,0
P19	10,4	E19	24,0	15x15	58,0
P20	12,7	E20	24,0	15x15	58,0
P21	14,6	E21	24,0	15x15	58,0

Fonte: Autora, 2019.

Tendo em vista a significativa resistência à penetração apresentada pela camada de solo imediatamente abaixo da ponta da estaca e o fato de que as peças estruturais pré-moldadas apresentam tensões admissíveis referentes somente ao aspecto estrutural do elemento, é possível perceber a interação solo-estrutura com os resultados obtido, visto que a capacidade de carga das estacas aumentou significativamente.

Gráfico 1 - Tensões estruturais e efetivas



Fonte: Autora, 2019.

Para os cálculos, foram consideradas somente estacas de seção de 15x15cm, visto que, para estas, a capacidade de carga calculada atingiu o valor de 58tf, o que corresponde a uma vantagem de 22,07% além da capacidade solicitada pelo pilar de maior carga (P5), com 45,2tf.

2.3.2. Estimativa de Custos

Os quadros 10 e 11 apresentam os custos estimados para a solução de fundação profunda desenvolvida e para a fundação superficial já executada na edificação de estudo.

QUADRO 10 - Custos estimados para a fundação profunda com base no SINAPI

QUANTIDADE DE IN SUMO	DESCRIÇÃO DO ITEM (SINAPI 10/2019)	UNIDADE	CUSTO UNITÁRIO (R\$)	DEMANDA DE UNIDADES	VALOR TOTAL (R\$)
21	Estaca pré-moldada de concreto, seção quadrada, capacidade de 25 toneladas, comprimento total cravado acima de 5m até 12m, bate-estacas por gravidade sobre rolos (exclusive mobilização e desmobilização).	metro	58,47	168	9822,96
1	Operador para bate estacas com encargos complementares.	mês	3207,33	1	3207,33
1	Sondagem à percussão e lavagem com circulação de água por ensaio de penetração dinâmica. (com base na ART de projeto)	perfuração	1200	2	2400
CUSTO MÉDIO TOTAL (R\$)=					15430,29

Fonte: Autora, 2019.

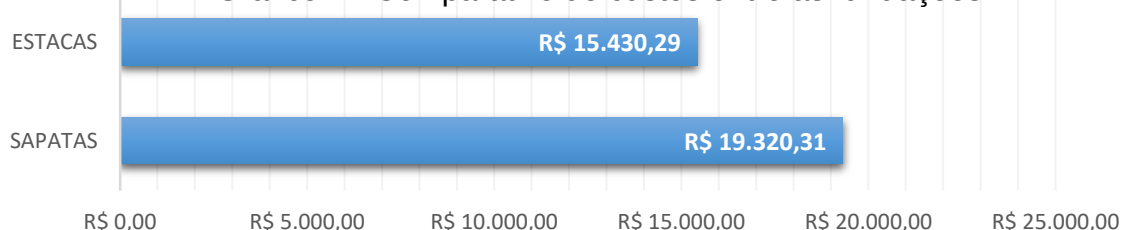
QUADRO 11 - Custos estimados para a fundação superficial executada na edificação de estudo, com base no SINAPI

QUANTIDADE DE IN SUMO	DESCRIÇÃO DO ITEM (SINAPI 10/2019)	UNIDADE	CUSTO UNITÁRIO (R\$)	DEMANDA DE UNIDADES	VALOR TOTAL (R\$)
1	Escavação manual para bloco de coroamento ou sapata, com previsão de fôrma.	m³	61,53	11,6	713,748
1	Lastro de concreto magro, aplicado em blocos de coroamento ou sapatas, espessura de 5 cm.	m²	19,57	25,27	494,5339
1	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para sapata, em madeira serrada, e=25 mm, 1 utilização.	m²	95,69	87,99	8419,7631
1	Armação de bloco, viga baldrame e sapata utilizando aço ca-60 de 5 mm - montagem.	KG	11,08	82,4	912,992
1	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 10 mm – montagem.	KG	7,42	603,8	4480,196
1	Concretagem de sapatas, fck 30 mpa, com uso de bomba lançamento, adensamento e acabamento.	m³	370,61	11,6	4299,076
CUSTO MÉDIO TOTAL (R\$)=					19320,31

Fonte: Autora, 2019.

A partir das premissas e metodologia utilizadas neste estudo, as estacas se mostraram 20,13% mais viáveis, técnica e economicamente, em comparação às sapatas, um impacto significativo no valor final da obra. Tal proporção pode ser demonstrada no gráfico a seguir.

Gráfico 2 - Comparativo de custos entre as fundações



Fonte: Autora, 2019.

3. CONCLUSÃO

Com base na análise do perfil geológico do solo apresentado pelo laudo de sondagem, a escolha por fundação profunda se tornou a opção mais viável para a solução deste estudo. Do suporte às cargas até aos custos, o tipo de fundação escolhida se mostrou mais eficiente em comparação às sapatas, tipo de fundação superficial usada na estrutura real da edificação.

Mediante aos resultados obtidos com a sondagem dos furos 1 e 2, a utilização de fundação mista poderia ser uma opção a considerar, onde em regiões de solo resistente fossem executadas sapatas e, onde o solo apresentasse baixo índice de SPT, fossem utilizadas as estaca. Contudo, por se tratar de uma sondagem realizada às proximidades e não na área de projeção da edificação, não seria possível obter informações das delimitações do aterro sem que fosse realizada sondagem específica para o terreno da obra, o que levou à escolha do solo apresentado pelo laudo do furo 1 por questões de segurança, visto que este não dispõe de boa resistência à penetração. A mobilização dos equipamentos para o estaqueamento também é um importante e decisivo fator, pois, uma vez realizado, a solução por estaca se torna ainda mais vantajosa perante às outras soluções possíveis.

No que tange aos custos, conforme apresentado pelos QUADROS 9 e 10, o consumo de materiais é consideravelmente maior quando se trata da execução de sapatas. Ao optar pela escolha de fundação profunda, foi possível obter uma economia de 20,13% em relação à fundação superficial já existente. Estimativas de custos realizadas para a quantidade total de material utilizado e para as despesas com mão de obra específica para a execução das fundações no período de um mês, revelou uma economia de, aproximadamente, 4 mil reais ao se optar pelas estacas.

A utilização de um método semiempírico para a previsão da capacidade de carga das estacas pode gerar resultados incertos e não condizentes com a realidade do comportamento entre a estrutura e o solo. Atualmente, a utilização desses métodos se dá a partir de observações empíricas e dos resultados obtidos com a prova de carga realizada na estaca. Neste estudo, não foi realizada a prova de carga, novamente, por se tratar de um caso hipotético. Entretanto, vale ressaltar que, mesmo que executados conforme as exigências, deve-se ter bastante cautela e dar importância à verificação da semelhança entre o modelo adotado no método e a situação real em estudo.

Dentre todos os fatores que puderam ser considerados importantes para a determinação do tipo de fundação ao longo deste trabalho, a segurança pode ser considerada um fator de relevância máxima. Para atender às necessidades de segurança que envolvem projetos e execuções de obras de fundação, é imprescindível o conhecimento do subsolo à partir de um prévio estudo geotécnico, fato que, em grande maioria, é ignorado pela maioria dos engenheiros e banalizado pelos clientes quando, em geral, é classificado como um “gasto desnecessário”. O conhecimento do subsolo é necessário independentemente da amplitude da construção, o que é determinado pela NBR 6122 (2019, p.9), onde ressalta que “para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT)”.

É importante ressaltar que cada caso de engenharia é único, portanto os parâmetros usados neste trabalho não servem de base para outras situações de dimensionamento. É imprescindível a análise de cada aspecto em particular para determinação da melhor solução para cada caso.

4. REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações. 14. ed.** São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto – procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122. **Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484. **Solo: Sondagens de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2001.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos. Vol. 1.** Rio de Janeiro, 1988.

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

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

JOPPERT, Ivan de Oliveira Júnior. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução.** São Paulo: Pini, 2007.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento.** São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

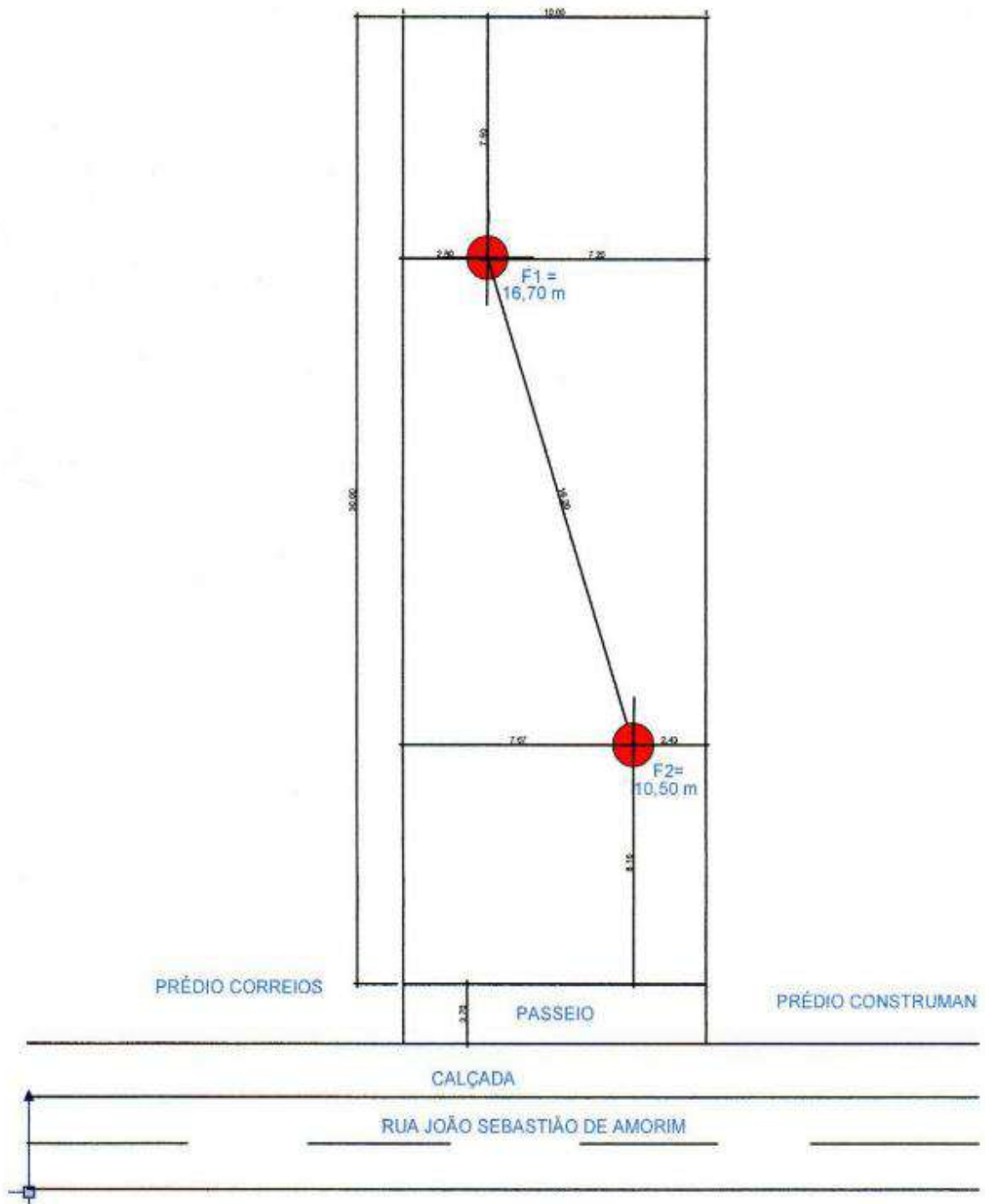
SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. 2. ed.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

5. ANEXOS

ANEXO A

LOCAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS FUROS DE SONDAGEM



ANEXO B

LAUDO DE SONDAGEM SPT 01

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT									
NBR 6484/01									
CLIENTE: SONIA MARIA GOMES DA SILVA					SONDAGEM À PERCUSSÃO SPT 01				
OBRA: SONDAGEM À PERCUSSÃO					INÍCIO: 24/04/19 TÉRMINO: 26/04/19				
LOCAL: RUA JOÃO SEBASTIÃO DE AMORIM - CENTRO - ESPERA FELIZ - MG					COTA: 0,00 COORD. N: E:				
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			SPT				Ø INTERNO = 14,9 mm PESO = 65 Kg Ø EXTERNO = 59,8 mm ALTURA DE QUEDA = 75 cm		
DESCRIÇÃO DO MATERIAL									
ATERRO, COR MARROM							TC 1,00		
ARGILA-SILTOSA, POUCO ARENOSA, COR AMARELO AVERMELHADO, MOLE A MÉDIO							4,10		
AREIA-SILTOSA, COR MARROM AMARELADO, MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO							CA		
SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENOSO, COR CINZA							16,20		
IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR									
NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR 6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.									
OBS:									
LEGENDAS: 30 cm WICWIS 30 cm FMAIS TRADO CAUADERA TC - TRADO HELICOIDAL TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA CA - REVESTIMENTO ATERRO - A - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLUVIONAR - SC - SOLO FLUVIAL - SF - SOLO MARINHO - SM - SOLO RESIDUAL - SR									
		DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:	ANÁLISE:	 CARLOS HENRIQUE CARVALHO JÚNIOR			
		02/05/19	35 / 2019	03					
		ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:					
		1/100	CARLOS HENRIQUE CARVALHO JÚNIOR	ROSELIAN REZETO FELIPE					

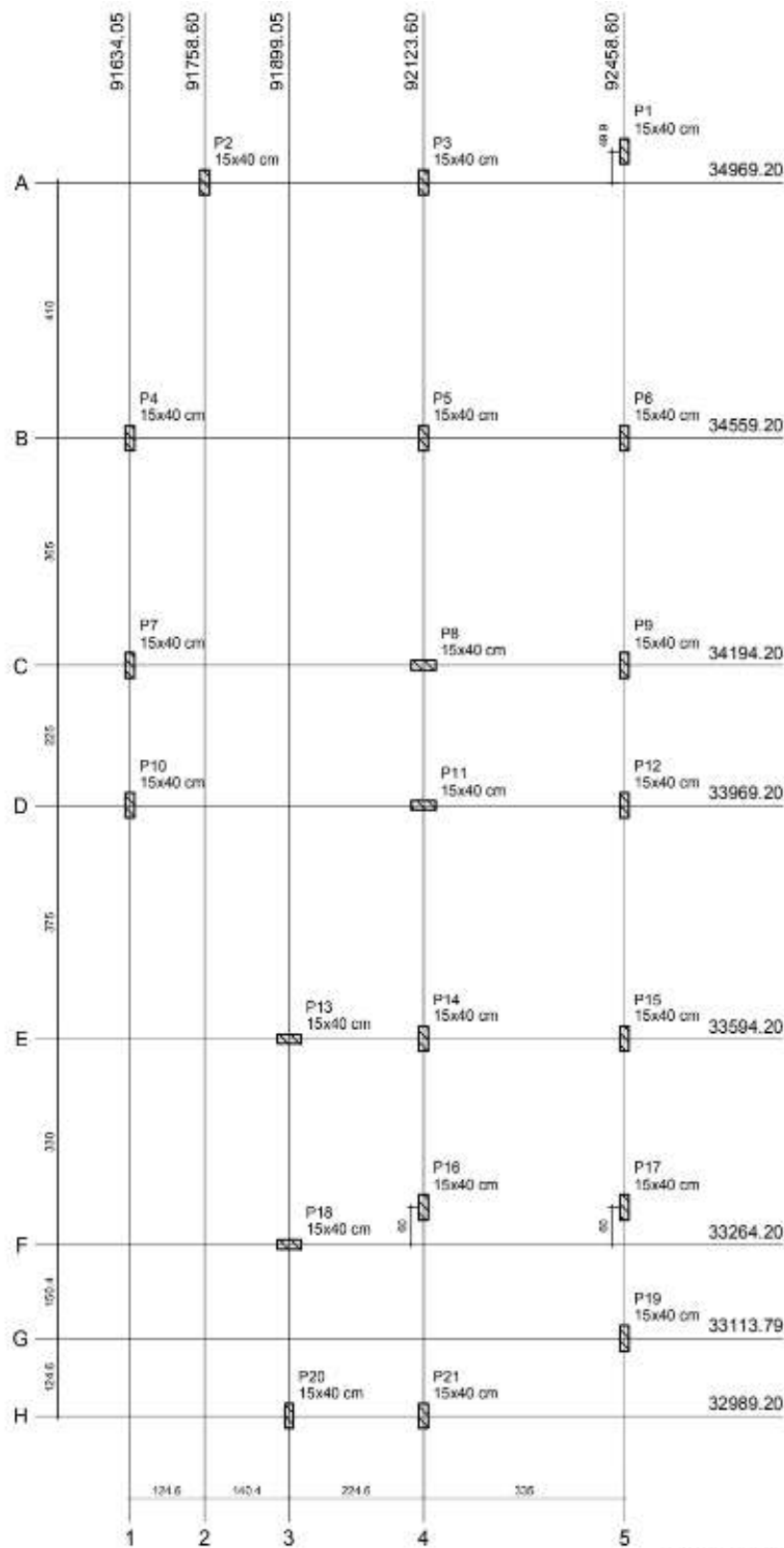
ANEXO C

LAUDO DE SONDAGEM SPT 02

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT									
NBR 6484/01									
CLIENTE: SONIA MARIA GOMES DA SILVA					SONDAGEM À PERCUSSÃO SPT 02				
OBRA: SONDAGEM À PERCUSSÃO					INÍCIO: 25/04/19 TÉRMINO: 30/04/19				
LOCAL: RUA JOÃO SEBASTIÃO DE AMORIM - CENTRO - ESPERA FELIZ - MG					COTA: 0,00 COTADO: N: E:				
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (SOL RESIDUAL)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PROFUNDIDADE DA CÂMERA (m)	ANOTADOR:		NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
						Ø INTERNO = 14,8 mm PESO: 65 Kg	Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm		
						DESCRIÇÃO DO MATERIAL			
						ARGILA-SILTOSA, POUCO ARENOSA, COR AMARELO-VERMELHO, MÉDIO A DURO		4,00	
						AREIA-SILTOSA, COR MARROM-AMARELO, MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO		10,50	
						SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENOSO, COR CINZA		10,50	
						IMPENETRÁVEL AO ANOTADOR			
						NOTA: Furo perfurado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR 6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.			
								RUA: RUA JOÃO SEBASTIÃO DE AMORIM - CENTRO - ESPERA FELIZ - MG	
OBS:									
LEGENDA: 30 cm (MCM) - 30 cm (FMS) - TRILHO CADEIRA - TC - TRILHO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO									
ABRIL - A - SOLO ALUVIONÁRIO - SM - SOLO COLUVIONÁRIO - SC - SOLO FLUVIAL - SF - SOLO MARINHO - SM - SOLO RESIDUAL - SR									
CONSTRUTORA		DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:	ANÁLISE:				
SAGRE		02/05/19	25 / 2019	04	CARLOS HENRIQUE CARVALHO JÚNIOR				
ESCALA:		DESENHISTA:	SONDADOR:						
1/100		SONDADOR: CARLOS HENRIQUE CARVALHO JÚNIOR	PROJETO: SPT 02						

ANEXO D

PLANTA DE CARGA DOS PILARES



Nome	Seção (cm)	Pilar		Carga (tf)
		X (cm)	Y (cm)	
P1	15x40	92458.60	35019.05	10.8
P2	15x40	91758.60	34969.20	12.8
P3	15x40	92123.60	34969.20	22.5
P4	15x40	91634.05	34559.20	16.8
P5	15x40	92123.60	34559.20	45.2
P6	15x40	92458.60	34559.20	16.5
P7	15x40	91634.05	34194.20	18.7
P8	15x40	92123.60	34194.20	29.1
P9	15x40	92458.60	34194.20	8.4
P10	15x40	91634.05	33969.20	13.2
P11	15x40	92123.60	33969.20	27.8
P12	15x40	92458.60	33969.20	9.3
P13	15x40	91899.05	33594.20	26.0
P14	15x40	92123.60	33594.20	26.0
P15	15x40	92458.60	33594.20	14.5
P16	15x40	92123.60	33324.20	22.5
P17	15x40	92458.60	33324.20	11.7
P18	15x40	91899.05	33264.20	23.0
P19	15x40	92458.60	33113.79	10.4
P20	15x40	91899.05	32989.20	12.7
P21	15x40	92123.60	32989.20	14.8

Planta de cargas

ANEXO E

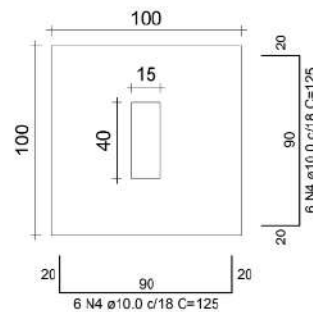
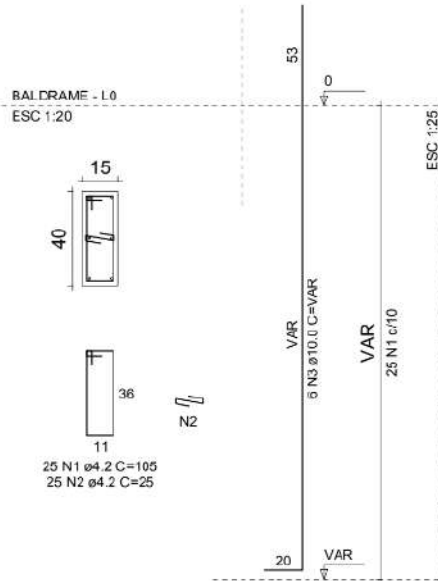
SAPATAS E PILARES

S1=S2=S4=S6=S7=S9=S10=S12=S15=S17=S19
=S20=S21

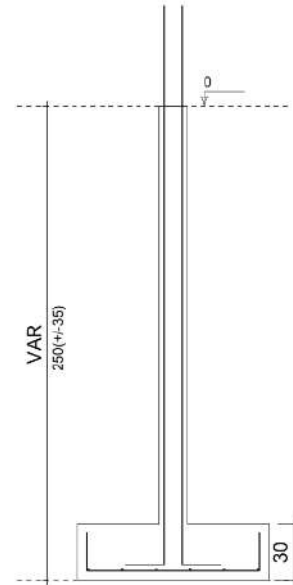
PLANTA
ESC 1:25

CORTE
ESC 1:25

P1=P2=P4=P6=P7=P9=P10=P12=P15=P17=P19
=P20=P21



Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 1600.00 kgf/m³

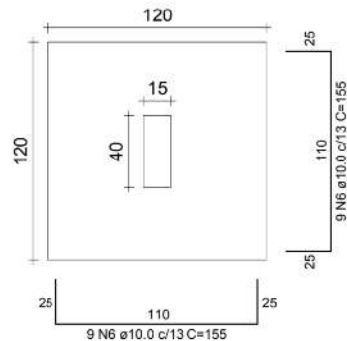
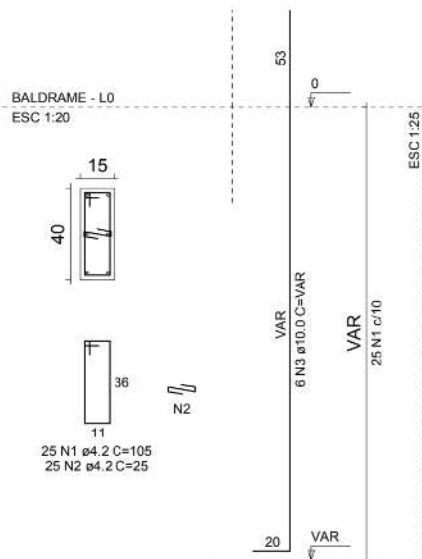


S3=S13=S14=S16=S18

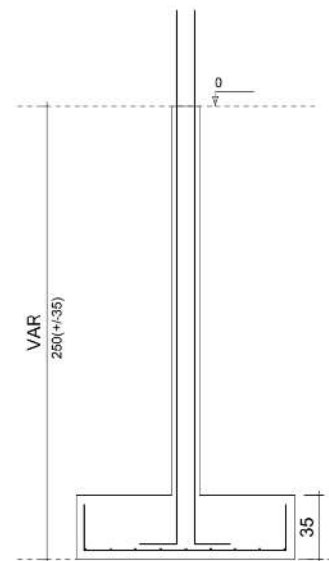
PLANTA
ESC 1:25

CORTE
ESC 1:25

P3=P13=P14=P16=P18

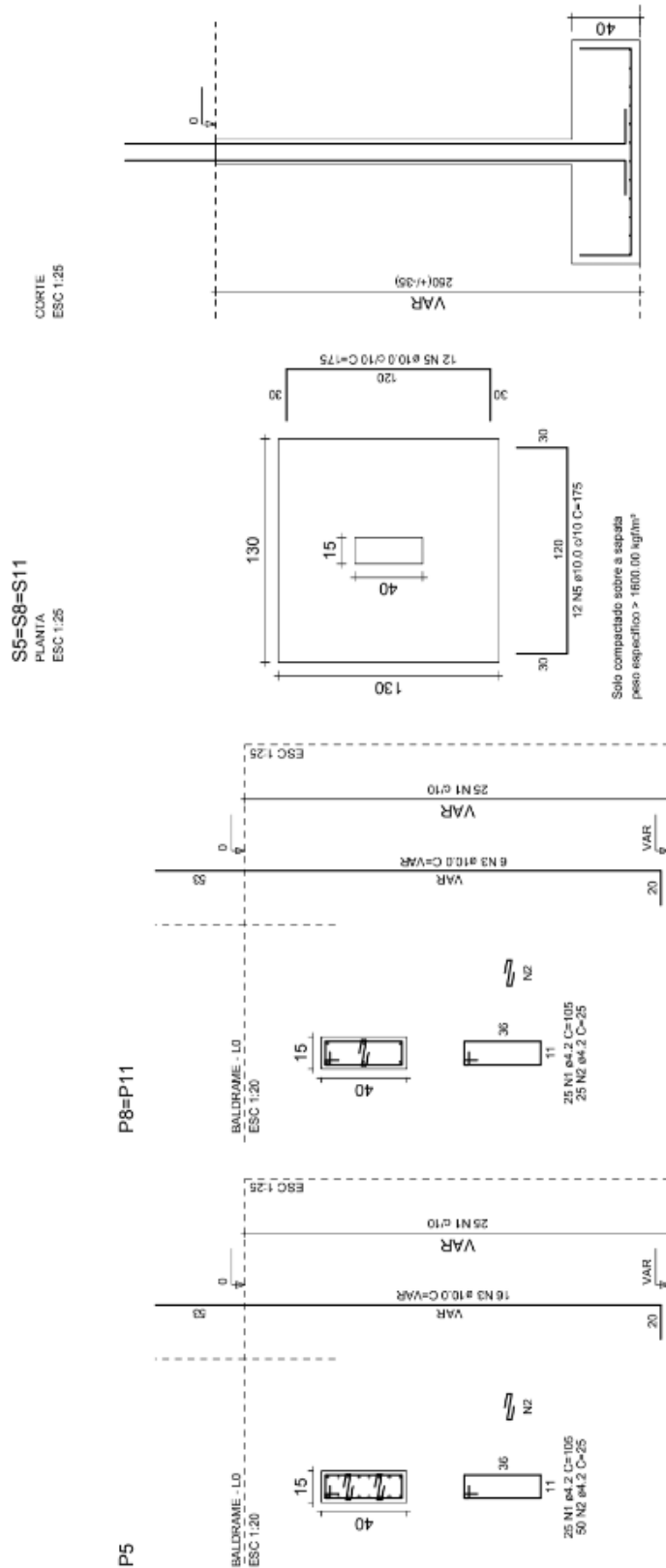


Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 1600.00 kgf/m³



ANEXO F

SAPATAS E RESUMO DE AÇO



RELAÇÃO DO AÇO

13xP1
2xP8
5xS13

5xP3
13xS1
P5
3xS5

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	4.2	525	105	55125
	2	4.2	550	25	13750
CA50	3	10.0	136	VAR	VAR
	4	10.0	156	125	19500
	5	10.0	72	175	12600
	6	10.0	90	155	13950

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO+10% (kg)
CA50	10.0	890.3	603.8
CA60	4.2	688.8	82.4
PESO TOTAL (kg)			
CA50		603.8	
CA60		82.4	

Volume de concreto (C-15) = 11.60 m³

Área de forma = 87.99 m²