



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO DE ENGENHARIAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

GABRIELA MARIA SILVA MAIA

**STAWKI: FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA OTIMIZAÇÃO DE
ESTACAS ESCAVADAS.**

MOSSORÓ

2018

GABRIELA MARIA SILVA MAIA

**STAWKI: FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA OTIMIZAÇÃO DE
ESTACAS ESCAVADAS.**

Monografia apresentada a Universidade Federal Rural do Semi-Árido como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Duílio Assunção Marçal de Araújo, Prof. Msc.

MOSSORÓ

2018

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

M217s Maia, Gabriela Maria Silva.
 STAWKI: FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA
OTIMIZAÇÃO DE ESTACAS ESCAVADAS. / Gabriela Maria
Silva Maia. - 2018.
 51 f. : il.

 Orientador: Duílio Assunção Marçal de
 Araújo. Monografia (graduação) -
 Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2018.

 1. estacas escavadas. 2. fundação profunda. 3.
ferramenta computacional. 4. otimização. I.
Araújo, Duílio Assunção Marçal de, orient. II.
Título.

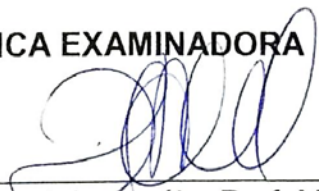
GABRIELA MARIA SILVA MAIA

**STAWKI: FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA OTIMIZAÇÃO DE
ESTACAS ESCAVADAS.**

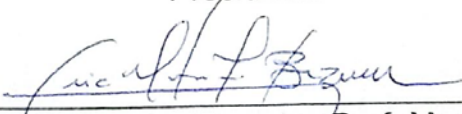
Monografia apresentada a
Universidade Federal Rural do Semi-
Árido como requisito para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Defendida em: 15 / 03 / 2018.

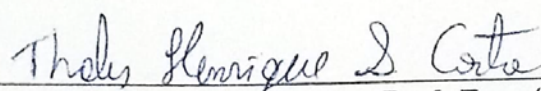
BANCA EXAMINADORA



Duílio Assunção Marçal de Araújo, Prof. Msc. (UFERSA)
Presidente



Eric Mateus Fernandes Bezerra, Prof. Msc. (UFERSA)
Membro Examinador



Thales Henrique Silva Costa, Prof. Esp. (UFERSA)
Membro Examinador

DEDICATÓRIA

Aos meus amados pais, Maria da Conceição e José Moreira, que nunca mediram esforços para proporcionar a realização dos meus sonhos, aos meus irmãos, Daniela e Júnior, por todo apoio, companheirismo e amor e ao meu namorado, Bene Roncari pela paciência e incentivo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por sempre me iluminar e guiar, dando-me forças para enfrentar os obstáculos pelo caminho.

Aos meus pais, Maria da Conceição e José Moreira, que não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida. Em especial minha amada mãe, por todo carinho, amor e apoio incondicional que me ajudou a vencer cada dificuldade, me fortalecendo e fazendo parte de cada detalhe, por todo sacrifício feito para que eu chegasse até aqui e conquistasse minha formação.

Aos meus amados irmãos, Daniela e Júnior, pelo amor, compreensão e companheirismo, por me apoiarem sempre e me darem força para não desistir e seguir em frente.

A Bene, pela paciência e por estar ao meu lado sempre. Por compreender minha ausência, por todo apoio, dedicação e incentivo durante essa etapa.

Aos meus amigos, sem os quais a vida não teria graça, por todo apoio, pela companhia em todos os momentos, e, principalmente pela amizade.

A ALPE Engenharia, Empresa Júnior de engenharia civil, pela oportunidade, vivência e experiências pessoais e profissionais adquiridas, e pelos incríveis amigos que me presenteou.

A todos os professores que me orientaram com dedicação e competência ao longo do curso e que de alguma forma contribuíram para minha formação, dentro de sala de aula e fora dela, me inspirando e incentivando a me tornar uma profissional de qualidade.

Ao meu orientador Duílio Assunção Marçal de Araújo, pela dedicação, confiança e disponibilidade para sanar dúvidas e transmitir os conhecimentos necessários à realização deste trabalho.

A Universidade Federal Rural do Semiárido e seus servidores, por todos esses anos de acolhimento.

Por fim, a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização do trabalho.

Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades. Lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.

Charles Chaplin

RESUMO

Um dos maiores desafios da engenharia de fundações consiste na execução de projetos que aliem segurança e economia, considerando a grande alterabilidade de um solo em que se constitui um sistema de fundação. Em um cenário onde as construções estão se tornando cada vez mais dinâmicas e complexas, a engenharia encontra-se em um momento de busca pela otimização de custos e processos. Neste contexto, este trabalho buscou desenvolver uma ferramenta capaz de dimensionar e otimizar estacas escavadas, habilitada para verificar a segurança desta e gerar como resultado o custo final otimizado destes elementos de fundação. A pesquisa em questão tem como objetivo complementar o auxílio ao estudo do dimensionamento e otimização de estacas escavadas. De modo a validar os dados, assim como apresentar as vantagens da ferramenta desenvolvida, será resolvido um problema de forma manual e pela ferramenta e, em seguida, será feita uma análise comparativa dos resultados fornecidos por ambos. O dimensionamento foi baseado no método Aoki-Velloso (1975). Os resultados obtidos atendem às normas de segurança propostas o que garante a efetividade da ferramenta e sua utilização.

Palavras-Chave: estacas escavadas; fundação profunda; ferramenta computacional; otimização.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento .	16
Figura 2: Ensaio de penetração direta (SPT).	18
Figura 3: Fundação Superficial (a); Fundação Profunda (b).	19
Figura 4: Diagrama de esforço normal na estaca.	28
Figura 5: Recalque do solo.	29
Figura 6: Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo de estacas.	32
Figura 7: Ambiente de programação do MS Excel 2010.	34
Figura 8: Tela inicial do software.	37
Figura 9: Região superior do software.	37
Figura 10: Aba Dados do Solo.	38
Figura 11: Aba SPT.	39
Figura 12: Abas Ilustração e Propriedades de cálculo.	40
Figura 13: Abas Resultados e Orçamento.	41
Figura 14: Fluxograma passo a passo para utilização do software.	42
Figura 15: Esquema para o cálculo de boco sobre quatro estacas.	45
Figura 16: Execução do problema proposto pelo software.	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Tipos de estacas.	20
Tabela 2: Coeficiente K e razão de atrito α	25
Tabela 3: Fatores de correção F1 e F2.	26
Tabela 4: Valores de RL.....	44
Tabela 5: Comparativo entre resultados analítico e pelo software.....	47

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Cone Penetration Test
FS	Fator de Segurança
Kgf	Quilograma-Força
MS	Microsoft
NBR	Norma Brasileira
NSPT	Número de SPT
PMT	Ensaio Pressiométrico
SPT	Standard Penetration Test
VBA	Visual Basic for Applications

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1 Objetivos.....	14
2. CONTEXTUALIZAÇÃO	15
2.1 Investigação Geotécnica	15
2.1.1 CPT	16
2.1.2 SPT	17
2.2 Fundações Profundas.....	18
2.3 Tipos de Fundação Profunda.....	19
2.3.1 Tubulão	19
2.3.2 Estaca	19
2.4.2.1 Estacas Cravadas	20
2.4.2.2 Estacas Escavadas	21
2.4 Capacidade de carga da fundação profunda.....	23
2.4.1 Método Aoki-Velloso (1975).....	24
2.5 Previsão de recalque.....	26
2.5.1 Método de Aoki e Lopes (1985).....	27
2.6 Efeito de grupo	30
2.6.1 Efeito de grupo em termos de capacidade de carga.....	31
2.6.2 Efeito de grupo em termos de recalque.....	32
2.6.3 Efeito de grupo em termos de distribuição de cargas	33
3. DESENVOLVIMENTO DA FERRAMENTA	34
3.1 Desenvolvimento do software	35
3.2 Apresentação do software	36
3.3 Validação de dados	42
4. SOLUÇÃO NUMÉRICA.....	43
4.1 Descrição do problema.....	43
4.2 Solução pelo software	46
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	48
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	49

1. INTRODUÇÃO

A construção civil é considerada uma atividade de alto risco e em virtude disso têm-se uma elevada exigência na execução de obras de engenharia. Uma edificação sólida depende principalmente de uma infraestrutura bem dimensionada que apresente elevada resistência e atenda aos critérios de qualidade e custo x benefício.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), fundações são estruturas responsáveis por transmitir as cargas de uma construção ao solo. Assim sendo, tais estruturas devem apresentar resistência apropriada para resistir às tensões causadas pelos esforços solicitantes.

As fundações se dividem em superficiais e profundas, onde a escolha do tipo de fundação mais adequada a uma construção é definida em função dos esforços solicitantes e das propriedades do solo. Neste trabalho o enfoque será dado nas fundações profundas.

De acordo com a NBR 6122/2010 estas estruturas caracterizam-se pelo fato de a sua profundidade de assentamento ser maior do que o dobro da sua menor dimensão em planta ou no mínimo 3m. Nelas as cargas são transferidas ao solo através do atrito lateral das estacas e pela sua resistência de ponta. Estes combinados compõem a capacidade de carga vertical do elemento de fundação, e sua estimativa é feita através de equacionamentos semiempíricos.

Hodiernamente, existem ferramentas computacionais que efetuam esses cálculos e determinam a capacidade resistente de uma estaca. No entanto, estas se restringem apenas ao cálculo da capacidade de carga do elemento de fundação, não levando em consideração a otimização de suas dimensões nem as quantidades de materiais necessários à sua execução e seus respectivos custos. Por isso a importância de implementar tais variáveis para o cálculo completo de uma fundação profunda.

Otimizar consiste em tornar um processo ótimo ou ideal. É extrair o melhor rendimento possível a partir de técnicas que selecionem as melhores alternativas para se atingir objetivos. Otimizar os custos de uma fundação profunda objetiva obter uma estrutura segura e com orçamento adequado à realidade do mercado proporcionando economia e qualidade.

O Microsoft Excel é uma ferramenta útil e de fácil manuseio utilizada para a análise de dados, criação de relatórios, além da execução de cálculos e geração de gráficos. Apresenta uma importante e significativa função aplicada à otimização. Tal função denominada solver consiste em um suplemento do MS Excel utilizado para encontrar um valor ideal, máximo ou mínimo, para uma dada fórmula, respeitando restrições ou limites a fim de alcançar um objetivo. A aplicação desta função nos permite elaborar uma ferramenta computacional que realize não só o dimensionamento, mas também a otimização do custo final de fundações profundas.

A elaboração de ferramentas computacionais que permitam a otimização de fundações profundas com garantia de um projeto seguro e economicamente viável, é de extrema importância no âmbito educacional como meio de subsidiar o aprendizado.

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo desenvolver uma ferramenta computacional para a otimização de estacas escavadas, por meio da implementação computacional em ambiente *Excel*. Trata-se de dar início a uma ferramenta que poderá ser usada como auxílio no estudo de fundações profundas.

Para que se possa atingir o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos são propostos:

- Levantamento bibliográfico dos principais métodos de previsão de carga de fundações profundas;
- Desenvolver uma rotina computacional através da implementação de macros e linguagem de programação VBA em ambiente *Excel*, que permita otimizar os custos de estacas escavadas;
- Realizar uma análise comparativa dos resultados fornecidos pelo programa com resultados manuais;
- Analisar sua aplicabilidade e relevância no âmbito educacional.

2. CONTEXTUALIZAÇÃO

Para Das (2016), a engenharia de fundações é a aplicação e a prática dos princípios fundamentais da mecânica dos solos no projeto de fundações. Estas incluem pilares de pontes, pilares e paredes de edifícios, aterros e outros. Abrangem ainda, a análise e o projeto de estruturas de contenção tais como cortina estacada, muros de arrimo, solo grampeado e outros. A engenharia de fundações é uma das áreas da geotecnia mais perceptíveis, uma vez que suas obras ocorrem em maior frequência e em escalas que variam desde obras de pequeno porte a obras de grande porte.

2.1 Investigação Geotécnica

Silva (2014) comenta que o projeto e a execução de uma fundação exige pleno conhecimento do local e do solo onde a edificação será construída. As informações necessárias para identificação e classificação das diversas camadas que compõem o subsolo e proporcionam um bom entendimento do comportamento da fundação, são obtidos durante a etapa de investigação geotécnica.

Tais informações são indispensáveis aos projetos de fundações, uma vez que influenciam significativamente na escolha do tipo de fundação a ser adotada, cálculo das tensões admissíveis dos solos, dimensionamento da fundação por meio da estimativa da capacidade de carga de ruptura e da previsão de recalques Andrzejewski (2015).

Um determinado solo pode ser identificado e caracterizado de dois modos diferentes: por ensaios de campo ou por ensaios laboratoriais. Na prática, os ensaios de campo são os mais utilizados na engenharia de fundações.

Velloso e Lopes (2011) destacam os principais processos de investigação do subsolo para fins de projeto de fundações:

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

- Ensaio pressiométrico (PMT).

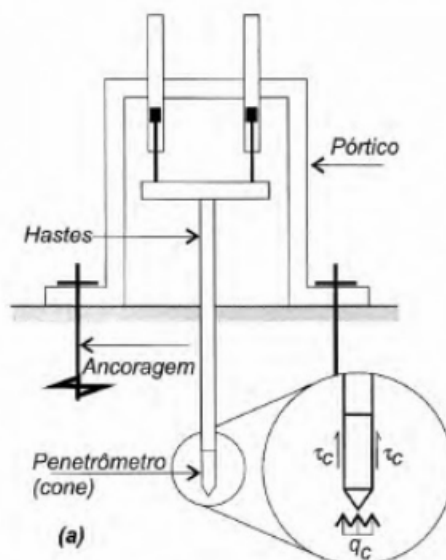
No Brasil, os procedimentos de investigação geotécnica de campo mais utilizados são: o ensaio de cone (CPT - *Cone Penetration Test*) e a sondagem a percussão (SPT - *Standard Penetration Test*). Há ainda a sondagem mista que é utilizada situações onde exista a presença de obstáculos no subsolo.

2.1.1 CPT

O CPT (*Cone Penetration Test*), também conhecido como ensaio de cone, compõe uma opção de investigação do solo. Schnaid e Odebrecht (2012) comentam que este ensaio é considerado o procedimento que mais se assemelha ao comportamento de uma estaca adentrando estaticamente no solo. No Brasil, o ensaio CPT é regulamentado pela NBR 12069 MB-3406/1991 da ABNT.

Segundo a NBR 12069 MB-3406/1991, o ensaio consiste na cravação de uma ponteira padronizada do tipo cone ou cone atrito no solo, de forma contínua ou progressiva, a uma velocidade padronizada de 20 ± 5 mm/s, medindo-se a sua reação contínua ou descontinuamente para que se obtenham os componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. Para a realização do ensaio se faz necessária a utilização de um equipamento de cravação devidamente ancorado ou lastreado e uma composição de tubos externos de cravação, contendo em sua extremidade uma das ponteiros padronizadas tal como demonstrado na Figura 1.

Figura 1: Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento .



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), os dados adquiridos são armazenados em equipamentos computacionais que permitem analisar as propriedades mecânicas e a estratigrafia que posteriormente constituirão o laudo técnico do ensaio. Em seguida, são realizadas as correlações associadas aos métodos semiempíricos de cálculo de fundações.

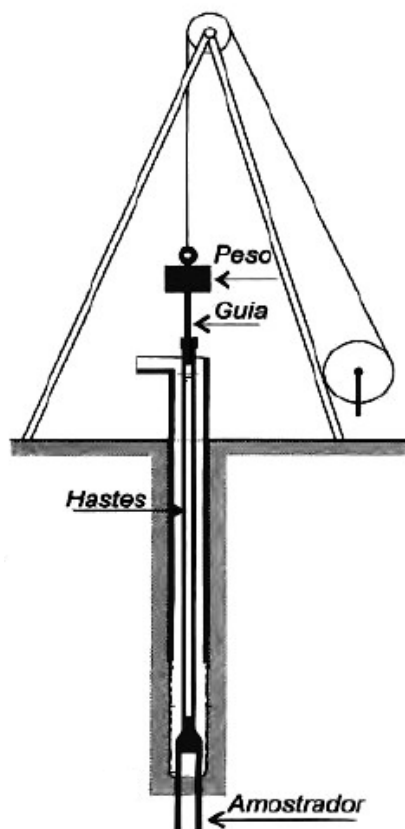
O ensaio CPT não é tão difundido como SPT devido ao alto custo dos equipamentos necessários para sua execução, mesmo apresentando resultados mais consistentes.

2.1.2 SPT

Schnaid e Odebrecht (2012) descrevem a sondagem a percussão como perfurações capazes de ultrapassar o nível da água. Trata-se de um método de investigação do solo usado para fazer o reconhecimento do subsolo. Fornece informações sobre as camadas constituintes do subsolo e suas respectivas profundidades, sua capacidade de carga a cada camada e o nível do lençol freático. Os furos são revestidos em casos onde exista instabilidade, do contrário a perfuração pode prosseguir sem revestimento. Esse tipo de sondagem não ultrapassa blocos de rocha, matacões, alterações rochosas e solos residuais jovens muito compactos.

No Brasil o ensaio de penetração dinâmica (SPT) é normatizado pela NBR 6484/2001 da ABNT e é executado a cada metro da sondagem a percussão. A NBR 6484/2001 descreve que o processo consiste na cravação de um amostrador padronizado, através da queda de um martelo de massa 65 kgf, também padronizado, a uma altura de 75 cm. São anotados os números de golpes necessários para cravar 45 cm, divididos em 3 seções de 15 cm cada. O número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais do segmento é chamado de NSPT e representa um indicador de resistência do solo, utilizado no cálculo da capacidade de carga deste. É importante destacar que primeiro metro de solo é desprezado do ensaio por não ter representatividade em fundações profundas. A figura 2 representa o ensaio SPT.

Figura 2: Ensaio de penetração direta (SPT).



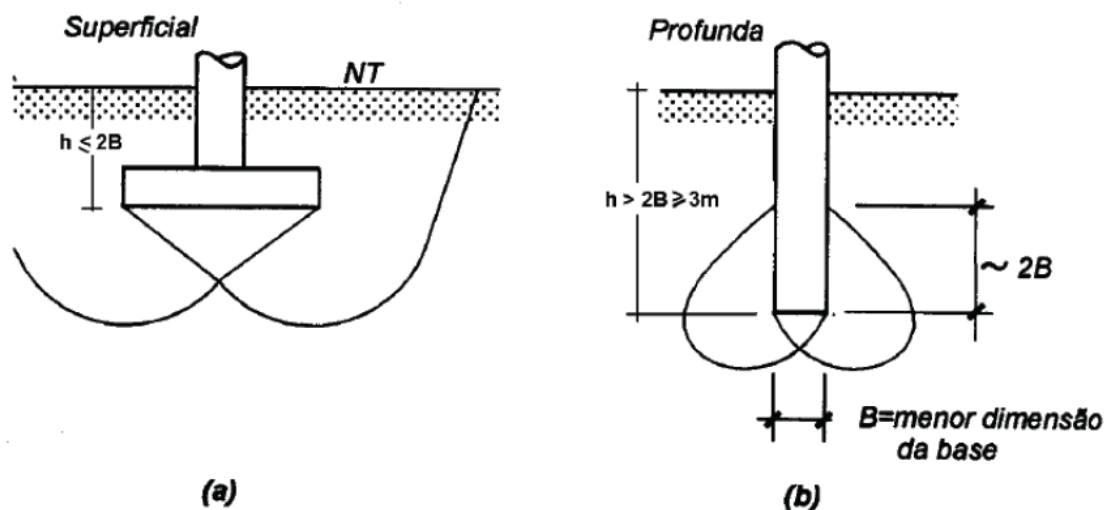
Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

A norma comenta ainda que para que a sondagem a percussão com SPT apresente bons resultados, deve-se garantir a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d'água e dos índices de resistência à penetração (NSPT) a cada metro.

2.2 Fundações Profundas

Elementos de fundação são estruturas responsáveis por transmitir as cargas de uma construção ao solo. Segundo BEILFUSS (2012) a classificação de uma fundação está diretamente ligada à profundidade do solo resistente, isto é, onde a base desta se apoiará. Deste modo, entende-se que quanto mais rígido o solo de apoio, melhor será o desempenho da fundação. Uma fundação pode ser classificada em superficial ou profunda tal como representado pela Figura 3.

Figura 3: Fundação Superficial (a); Fundação Profunda (b).



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

2.3 Tipos de Fundação Profunda

Os tipos de fundações profundas mais usuais são as estacas e os tubulões.

2.3.1 Tubulão

Segundo a NBR 6122/2010, tubulão é um elemento de fundação profunda, escavado no terreno onde, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, necessária para executar o alargamento da base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas principalmente pela ponta.

2.3.2 Estaca

A estaca por sua vez é um elemento de fundação profunda, executado por inteiro através de ferramentas, sem que haja em momento algum a descida de pessoas (NBR 6122/2010).

Constitui o modelo de fundação profunda mais utilizado na construção civil brasileira, prolongando-se desde pequenas obras até grandes edifícios. Fato este que justifica a grande variedade de estacas. Na Tabela 1 encontram-se os principais tipos de estacas conforme os seus efeitos durante e após sua execução.

Tabela 1: Tipos de estacas.

Tipo de execução		Estacas
DESLOCAMENTO	GRANDE	(1)Madeira
		(2) Pré-moldadas de concreto
		(3) Tubos de aço de ponta fechada
		(4) Tipo Franki
		(5) Microestacas injetadas
	PEQUENO	(1) Perfis de aço
		(2) Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação)
		(3) Estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento")
SEM DESLOCAMENTO		(1) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação)
		(2) Estacas raiz
DE SUBSTITUIÇÃO		(1) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama
		(2) Tipo Strauss
		(3) Estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

Segundo Hachich *et al.*, (1998), a execução de fundações por estacas pode ser por cravação a percussão, prensagem ou vibração, por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos.

2.4.2.1 Estacas Cravadas

As estacas cravadas podem ser executadas por percussão, prensagem ou vibração e recebem este nome por não gerar a retirada de solo e causar o deslocamento do meio onde são incluídas. Este método mostra-se seguro pelo controle de uma nega pré-determinada durante a execução, podendo atingir capacidade de carga elevada de acordo com o solo e a seção transversal. Entretanto, tem se tornado um processo pouco utilizado nos dias atuais devido ao excesso de ruídos e vibrações dificultando a viabilidade em locais urbanizados (SILVA, 2014).

De acordo com a NBR 6122/2010 dentre as estacas cravadas, as mais usuais são:

- Estacas de madeira
- Estacas metálicas
- Estacas de concreto
- Estacas tipo Franki

2.4.2.2 Estacas Escavadas

A norma de fundações profundas, NBR 6122/2010 define estacas escavadas como elementos de fundações profundas executadas *in situ*, mediante a perfuração do solo com remoção do material escavado. Em casos onde o solo não apresenta estabilidade adequada recomenda-se o uso de revestimento, fluido ou lama estabilizante.

Nuernberg (2014) menciona que o fato de emitir ruídos em baixa escala tem difundido as estacas escavadas nos grandes espaços urbanos. Aliado a isso o fato de apresentar uma grande variabilidade construtiva e uma abundante capacidade de carga em consequência da sua geometria e material utilizado, esse tipo de estaca tem se popularizado de forma crescente.

De acordo com a NBR 6122/2010 dentre as estacas escavadas, as mais usuais são:

Estacas Escavadas com Lama Bentonítica

São estacas executadas por escavação mecânica. Silva (2014) comenta que a estabilidade do fundo e das paredes escavados é garantida pela presença de lama bentonítica ou polímero. Este tipo de estaca pode variar de pequenos até grandes diâmetros, e pode atingir grandes profundidades. O uso de armadura varia de acordo com o projeto. Sua execução apresenta baixo nível de ruído e vibração.

A lama bentonítica deve manter a escavação estável até o seu enchimento com concreto. Segundo Velloso e Lopes (2011), trata-se de uma suspensão de bentonita cuja finalidade é criar, a partir da penetração da lama nos vazios do solo, uma película impermeável nas paredes da escavação, permitindo assim que a lama exerça empuxo contra as paredes da escavação e assim estabilizando-a.

Estacas Strauss

Por definição tem-se que as estacas do tipo Strauss são feitas de concreto moldada “in loco”. Sua execução se dá por escavação e inserção de uma sonda (piteira), introduzindo simultaneamente um revestimento metálico em segmentos com rosca que percorre o solo até atingir a profundidade determinada em projeto. Não apresenta base alargada, sendo uniforme ao longo de todo seu comprimento (NBR 6122/2010).

Nuernberg (2014) cita como principais vantagens da estaca Strauss seu custo reduzido se comparado a outras estacas, a ausência de grandes vibrações no solo durante seu processo executivo, não prejudicando construções vizinhas, facilidade de execução, além do fácil acesso de equipamento no canteiro de obras. Destacam-se como principais desvantagens a ausência de armadura, seu processo executivo demorado e sua inexequibilidade abaixo do nível d'água.

Estacas Raiz

Segundo a NBR 6122/2010, a execução das estacas raiz se dá em pequenos diâmetros (entre 100mm e 450mm) por perfuração rotopercussiva ou rotativa e por uso de revestimento completo no trecho em solo. Além disso, é disposta armação em toda sua extensão e preenchida com argamassa de cimento e areia.

A estaca raiz é um tipo de estaca escavada injetada, que podem ser executadas tanto na direção vertical quanto inclinada. Silva (2014) comenta que se trata de um sistema de fundação profunda executável em solo e rocha, transpassando matacões, alvenarias, pedras ou outros materiais resistentes com equipamentos consideravelmente leves.

Cichinelli (2016) destaca a versatilidade do sistema, o qual é indicado especialmente em situações de projeto onde se enfrentam limitações de peso e porte dos equipamentos, construções vizinhas que não suportem os efeitos de vibração ou ruído, ou ainda quando o subsolo apresentar dificuldade de perfuração devido à sua constituição. São comumente utilizadas em obras onde o subsolo apresenta material misto (solo e rocha), em terrenos que contenham materiais impenetráveis pelos métodos convencionais de escavação e cravação e em obras com limitação de espaço para grandes equipamentos.

Estacas tipo Hélice Contínua

Segundo a NBR 6122/2010, a estaca hélice contínua é executada por meio de um trado helicoidal contínuo que escava o solo mediante rotações. A concretagem é feita pela haste central localizada no trado, por meio do qual o concreto é inserido e de modo simultâneo é efetuada sua retirada do solo.

Mucheti (2008) comenta que se trata de um dos métodos mais difundidos para fundações de edifícios no Brasil, em virtude de apresentar vantagens como

controle e monitoramento automatizados, baixa emissão de vibrações e ruídos, alta produtividade e execução viável abaixo do nível d'água. Em contrapartida seu uso é limitado devido ao fato de não atravessar elementos rochosos.

2.4 Capacidade de carga da fundação profunda

De acordo com a NBR 6122/2010, a capacidade de carga de uma fundação profunda, é definida como a força aplicada sobre o elemento de fundação que provoca apenas os recalques que a construção pode suportar sem dificuldades, promovendo segurança satisfatória contra a ruptura do solo ou do elemento de fundação. A determinação da capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser obtida por métodos estáticos, prova de carga e métodos dinâmicos.

Velloso e Lopes (2011) destacam que os métodos estáticos podem ser classificados em três tipos: métodos empíricos, semiempíricos e métodos racionais ou teóricos. Os métodos puramente empíricos determinam a capacidade de carga apenas pela classificação das camadas de solos cruzadas pelas fundações. Os métodos semiempíricos por sua vez, baseiam-se em correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados de ensaios “in situ” como o CPT e o SPT. E os métodos racionais ou teóricos utilizam soluções clássicas de capacidade de carga a partir de parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão.

Considerando o fato de que os métodos teóricos não apresentam resultados tão satisfatórios, a presente pesquisa trabalhará com maior enfoque nos métodos semiempíricos, os quais se destacam:

Método Aoki-Velloso (1975): Velloso e Lopes (2011) comentam que o desenvolvimento deste método se deu com base em estudos comparativos entre resultados obtidos de ensaios CPT e de ensaios SPT. Para tal, a estimativa da capacidade de carga de estacas é fundamentada no CPT, mas utiliza um fator K de conversão para estimar a capacidade de carga com os resultados do SPT. Este método pode ser utilizado tanto com dados de SPT como com dados de CPT.

Método Décourt-Quaresma (1978): segundo Cabette (2014), este método apresenta um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga com base exclusivamente nos resultados fornecidos por ensaios SPT. Além disso, tal método objetiva estimativas bastante aproximadas, seguras e de fácil determinação.

Método Teixeira (1996): de acordo com Cintra e Aoki (2010), baseado na aplicação de vários métodos como Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e outros, Teixeira (1996) propõe uma equação unificada, também com base nos resultados de ensaios SPT, em função dos parâmetros α e β . O parâmetro α é relativo à resistência de ponta e tem seus valores tabelados em função do solo e do tipo de estaca. Já o parâmetro β é relativo à resistência de atrito lateral e tem seus valores tabelados em função do tipo de estaca, independentemente do tipo de solo.

Esta pesquisa utilizará procedimentos de cálculo baseados no Método Aoki-Velloso (1975), que será explanado abaixo.

2.4.1 Método Aoki-Velloso (1975)

A capacidade de carga de estacas é dada pela soma de duas parcelas: uma correspondente ao atrito lateral e a outra correspondente à resistência de ponta. Sendo R a capacidade de carga da estaca, RL a resistência de atrito lateral e R_p a resistência de ponta, temos:

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

Assim,

$$RL = U \times \sum (r_L \times \Delta L) \quad (2)$$

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

em que:

U = perímetro da seção transversal do fuste (m);

r_L = tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura ΔL (MPa);

r_p = capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca (MPa);

A_p = área da seção transversal da ponta (m²).

As incógnitas r_L e r_p estão relacionadas com os ensaios de penetração estático (CPT) através dos valores da resistência de ponta e do atrito lateral. No entanto, como o CPT não é comumente empregado no Brasil sendo o SPT mais empregado, foram propostas correlações entre a resistência da estaca e o NSPT:

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

$$r_L = \frac{a \times K \times N_p}{F_2} \quad (5)$$

em que:

K = coeficiente de acordo com tipo do solo (Tabela 2);

α = razão de atrito (Tabela 2);

N_p = índice de resistência à penetração (NSPT) na cota de apoio da ponta da estaca;

N_L = índice de resistência a penetração (NSPT) médio na camada de comprimento ΔL ao longo do fuste;

F_1 e F_2 = fatores de correção (Tabela 3).

Tabela 2: Coeficiente K e razão de atrito α .

Solo	$K(KN/m^2)$	$\alpha(\%)$
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia siltoargilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilossiltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argiloarenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenossiltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila siltoarenosa	330	3,0

Fonte: Aoki e Velloso - 1975 (*apud* Cintra e Aoki - 2010).

Tabela 3: Fatores de correção F1 e F2.

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1 + D/0,80	2F1
Escavada	3,0	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2F1

Fonte: Aoki e Velloso - 1975 (*apud* Cintra e Aoki - 2010).

Assim, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação por estaca proposta por Aoki-Velloso (1975) pode ser estimada pela fórmula semiempírica:

$$R_t = \left(\frac{K \times Np}{F_1} \right) \times Ap + \left[\left(\frac{U}{F_2} \right) \times \sum (\alpha \times K \times NL \times \Delta L) \right] \quad (6)$$

Para a obtenção da capacidade de carga admissível de uma estaca, a NBR 6122/2010 estabelece a aplicação de um fator de resistência global (FS = 2) sobre a resistência total:

$$R_{adm} = \frac{R_t}{2} \quad (7)$$

2.5 Previsão de recalque

De acordo com Andrzejewski (2015), o estudo de recalque de fundações, em especial por estacas, envolve premissas complexas, relacionadas ao estudo da interação entre estaca e solo e a necessidade de se verificar seu comportamento durante e após a fase de execução.

Cintra e Aoki (2010) comentam que recalque é o deslocamento vertical para baixo da estaca em relação a um ponto fixo, decorrente do encurtamento elástico desta ou em consequência de deformações do maciço de solo compreendido entre a base da estaca e o ponto fixo. Assim, as estacas podem sofrer dois tipos de recalque:

- Recalque total: ocorre uniformemente em todos os pontos da fundação;
- Recalque diferencial: caracterizado pela ocorrência de deformações distintas nos pontos da fundação podendo causar danos à estrutura da edificação.

Nuernberg (2014) comenta que na prática, o valor máximo para recalques admissíveis e inadmissíveis é uma questão subjetiva, ficando a cargo do projetista definir seus valores com base na NBR 6122/2010, a qual estipula que tais valores limites devem considerar:

- O tipo de solo;
- O tipo de fundação;
- A finalidade da obra;
- O tipo de estrutura e material utilizado;
- A segurança no qual os valores de deslocamentos aceitáveis podem ser estabelecidos;
- A velocidade dos recalques e movimentação de terra;
- A influência nas estruturas e edificações vizinhas.

A NBR6122/2010 sugere ainda que a determinação da carga admissível de uma estaca pode ser feita a partir do estado limite de serviço, por meio de prova de carga e cálculos por métodos semiempíricos ou teóricos.

Entre os métodos existentes para a estimativa de recalque em estacas destacam-se:

- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade tais como Poulos e Davis (1980) e Randolph e Wroth (1978);
- Métodos numéricos tais como Aoki e Lopes (1985) e Método dos Elementos Finitos;
- Método de previsão da Curva Carga-Recalque.

Dentre os procedimentos para se estimar os recalques em estacas será estudado o método Aoki e Lopes (1985).

2.5.1 Método de Aoki e Lopes (1985)

Segundo Cintra e Aoki (2010) uma estaca qualquer de comprimento L , cravada no solo, tendo sua base a uma distância C da profundidade indeslocável e submetida a um carregamento vertical P em seu topo, terá dois tipos de deformação:

- I. Encurtamento elástico da própria estaca como peça estrutural (ρ_e);
- II. Deformação vertical do solo abaixo da estaca até a superfície indeslocável (ρ_s).

Considerando tais efeitos o topo da estaca sofrerá um deslocamento vertical para baixo (ρ) dado por:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (8)$$

Considerando que seja conhecida a capacidade de carga (R_t) da fundação, três hipóteses serão consideradas para o cálculo do encurtamento elástico. São elas:

- I. Carga vertical (P) aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral (R_l) e menor que sua capacidade de carga (R_t):

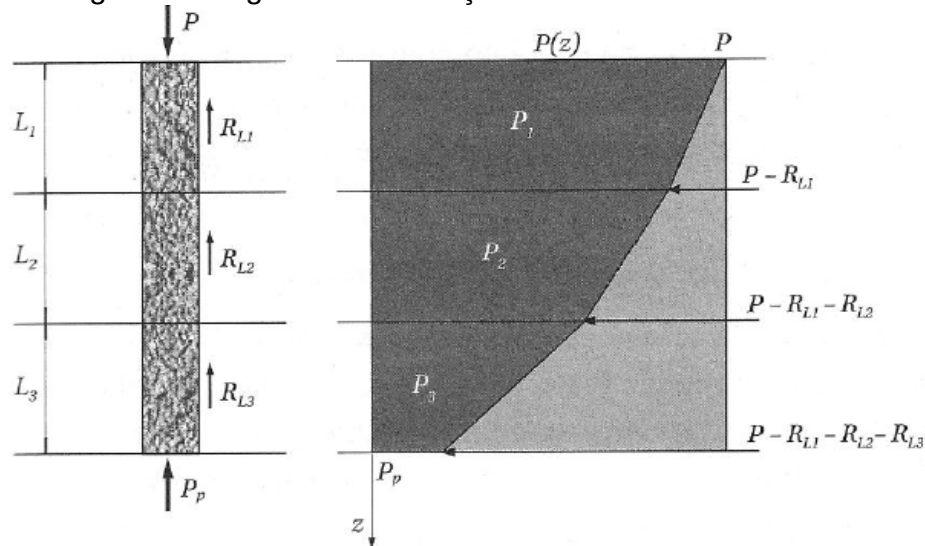
$$R_l < P < R_t$$

- II. Todo atrito lateral (R_l) deve ser imobilizado;
- III. Reação mobilizada na ponta (P_p) deve inferior à resistência de ponta na ruptura (R_p) e suficiente para o equilíbrio das forças:

$$P_p = P - R_l < R_p$$

Cintra e Aoki (2010) esboçam um diagrama de esforço normal na estaca (Figura 4), onde é possível observar a diminuição do esforço normal $P(z)$ decorrente da resistência lateral que o solo oferece. No diagrama, (L_i) está relacionado às diferentes camadas de solo ao longo da estaca, (i) refere-se à camada, (P_i) a reação de ponta na camada e (R_{L_i}) a resistência por atrito lateral na camada.

Figura 4: Diagrama de esforço normal na estaca.



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Assim, aplicando a Lei de Hooke, obtêm-se o encurtamento elástico da estaca:

$$\rho_e = \frac{1}{A \times E_c} \times \sum (P_i \times L_i) \quad (9)$$

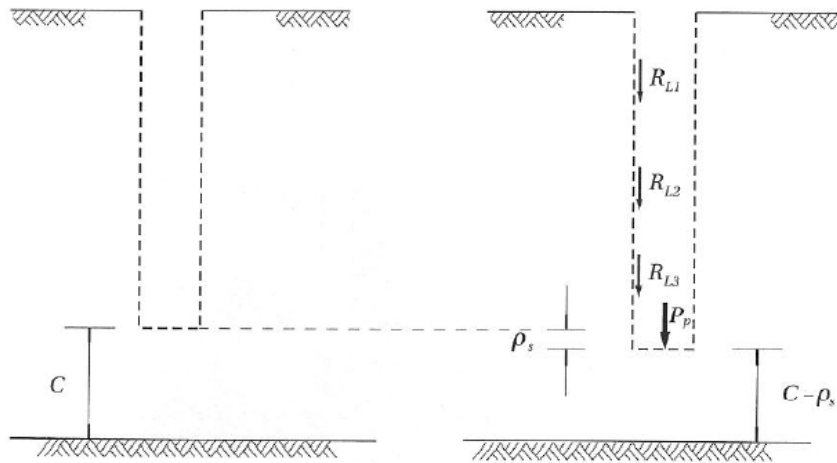
onde,

A = área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c = módulo de elasticidade do material da estaca.

Cintra e Aoki (2010) comentam ainda que considerando o princípio da ação e reação, a estaca aplica ao solo cargas (R_{Li}) ao longo do fuste e transmite ao solo uma carga (P_p) situado junto à sua base. Decorrente desse carregamento, as camadas situadas entre a base da estaca e o ponto indeslocável sofrem deformações que resultam no recalque (ρ_s), de acordo com o esquematizado na Figura 5.

Figura 5: Recalque do solo.



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Segundo Vesic (1975) *apud* Cintra e Aoki (2010), tal deslocamento pode ser subdividido em duas parcelas:

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L} \quad (10)$$

onde $\rho_{s,p}$ é o recalque devido à reação de ponta e $\rho_{s,L}$ é a parcela referente à reação às cargas laterais.

Assim, Aoki (1984) *apud* Cintra e Aoki (2010) deduz uma expressão para a estimativa do recalque (ρ_s) a partir da contribuição de duas tensões resistentes em cada camada do solo ao redor da estaca. Desse modo, Aoki sugere que a força (P_p) na ponta da estaca propaga as tensões na taxa 1:2 e que o acréscimo é dado por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (11)$$

onde,

D = diâmetro da base da estaca;

H = distância vertical do ponto de aplicação da força até camada subjacente;

H = espessura da camada subjacente.

De modo semelhante, a parcela de resistência de lateral provoca o acréscimo de tensões dado por:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4RL_i}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (12)$$

onde,

R_{Li} = força relativa ao segmento intermediário da estaca, considerando ponto de aplicação como o centroide desse segmento;

D = diâmetro do fuste da estaca.

O acréscimo total de tensões na camada será dado por:

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (13)$$

Refazendo tal procedimento, pode-se estimar o acréscimo de tensões para cada uma das camadas de solo entre a base da estaca e o ponto indeslocável. Enfim, o recalque do solo (ρ_s) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear:

$$\rho_s = \sum \frac{\Delta\sigma}{E_s} \times H \quad (14)$$

onde (E_s) é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão a seguir, adaptada de Janbu (1963) apud Cintra e Aoki (2010):

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n \quad (15)$$

onde,

E_o = módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_o = tensão geostática no centro da camada;

n = expoente que depende da natureza do solo .

2.6 Efeito de grupo

Para que se possa compreender o efeito de grupo se faz necessário entender o conceito de grupos de estacas. Velloso e Lopes (2011) comentam que se trata de um conjunto de estacas ligadas por um bloco no topo, que absorvem de modo conjunto a carga aplicada. A opção de utilização de grupos de estacas se dá em situações em que a tensão atuante é maior que a tensão admissível da estaca sozinha.

A NBR 6122/2010 define efeito de grupo de estacas ou tubulões como o processo de interação das variadas estacas ou tubulões que compõem uma fundação, ao transmitirem ao solo as tensões que lhes são aplicadas.

Freitas (2010) comenta sobre a complexidade da interação solo-estrutura, visto que o comportamento do grupo de estacas sofre influência de fatores como a natureza do solo de fundação, o método de instalação da estaca, a geometria da configuração do grupo, a existência de bloco de coroamento e da rigidez relativa do bloco, das estacas e do solo.

Velloso e Lopes (2011) comentam ainda que o efeito de grupo normalmente é analisado isoladamente em termos de capacidade de carga, recalque e distribuição de cargas.

2.6.1 Efeito de grupo em termos de capacidade de carga

Cintra e Aoki (2010) relatam que a capacidade de carga de um grupo de estacas pode diferir da soma das capacidades de carga de uma estaca isolada. Dessa maneira, pode existir um efeito de grupo sobre a capacidade de carga, denominado eficiência de grupo (η). A eficiência do grupo de estacas depende sobretudo do tipo de estaca e de solo, assim como do espaçamento entre elas e da forma e tamanho do grupo.

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i} \quad (16)$$

em que:

R_g = capacidade de carga do grupo de estacas;

R_i = capacidade de carga da estaca isolada.

Os autores descrevem ainda, que depois de vários ensaios verificou-se que a eficiência do grupo em relação à estaca isolada pode ser igual ou até mesmo superior a unidade, sendo igual à unidade para estacas de qualquer tipo em argila e/ou estacas escavadas em qualquer tipo de solo e superior à unidade no caso de estacas cravadas em areia. Segundo Vesic (1975) apud Cintra e Aoki (2010), qualquer que seja a situação, a resistência de ponta pode ser considerada igual à soma das resistências de ponta dos elementos isolados.

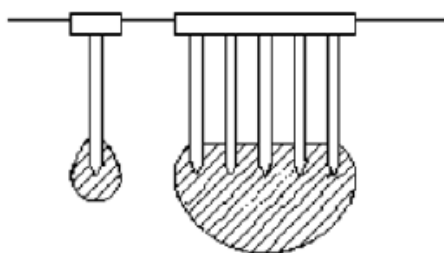
Segundo Freitas (2010), existe a contribuição do próprio bloco de coroamento na resistência dos grupos de estacas, visto que parte da tensão atuante no grupo é transmitida ao solo pelo bloco. Não existe teoria ou fórmula adequada para analisar

a capacidade de carga em grupos de estacas, apenas resultados experimentais aproximados e inconclusivos. Diante disto, Cintra e Aoki (2010) citam que em razão da falta de parâmetros reais e da divergência entre ensaios, a prática entre projetistas não considera possíveis benefícios do efeito de grupo, uma vez que as diferenças observadas foram mínimas.

2.6.2 Efeito de grupo em termos de recalque

De acordo com Tavares (2012), o recalque oriundo de um grupo de estacas sujeito à determinada carga vertical é normalmente maior que o recalque da estaca isolada (Figura 6).

Figura 6: Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo de estacas.



Fonte: Tomlinson, 1994 (*apud* Tavares – 2012).

O'Neill (1983), conforme citado por Freitas (2010) descreve estudos comparativos entre o recalque de grupos de estacas e estacas isoladas, onde se verificou que a razão entre o recalque médio do grupo e o recalque da estaca isolada é superior a 1, exceto em estacas cravadas em areias fofas.

Tavares (2012) cita ainda que dentre os métodos existentes para estimar o efeito de grupo em termos de recalque, podemos destacar:

- Métodos numéricos;
- Métodos semiempíricos;
- Método do radier equivalente;
- Método da estaca equivalente;
- Métodos dos fatores de interação.

Cintra e Aoki (2010) mencionam que na prática é comum utilizar os valores de recalque admissíveis sugeridos por Meyerhof (1976): 25 mm para fundações por estacas em areia, e 50 mm para fundações por estacas em argila, considerando grupo de estacas. No caso de estacas isoladas, recomenda-se aplicar um fator de

segurança de 1,5 à carga que provoca o recalque de 15 mm, em areia, ou de 25 mm em argila. Assim, estipulamos uma margem para que os grupos recalquem mais do que a estaca isolada, porém dentro dos limites propostos por Meyerhof (1976).

2.6.3 Efeito de grupo em termos de distribuição de cargas

Estacas ligadas por blocos de coroamento são geralmente denominadas estaqueamento do bloco. As tensões aplicadas ao bloco são transmitidas para as estacas de forma heterogênea e necessitam de cálculo específico, chamado de cálculo de estaqueamento.

Tavares (2012) cita duas metodologias de cálculo propostas por Alonso (1989): método de Schiel e método de Nökkentved, que consideram o bloco como sendo rígido, estacas como hastes bi-rotuladas elásticas e desprezam a contenção lateral do solo. O autor cita ainda outras três abordagens de cálculo propostas por Caputo (1974): método da Superposição, método de Culmann e método gráfico de Westergaard.

Velloso e Lopes (2011) descrevem o método de Nökkentved como uma forma resumida muito eficaz para o cálculo do estaqueamento. A equação abaixo apresenta o esforço calculado por este método.

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (17)$$

em que:

N = carga vertical resultante na cota de arrasamento;

n = número de estacas;

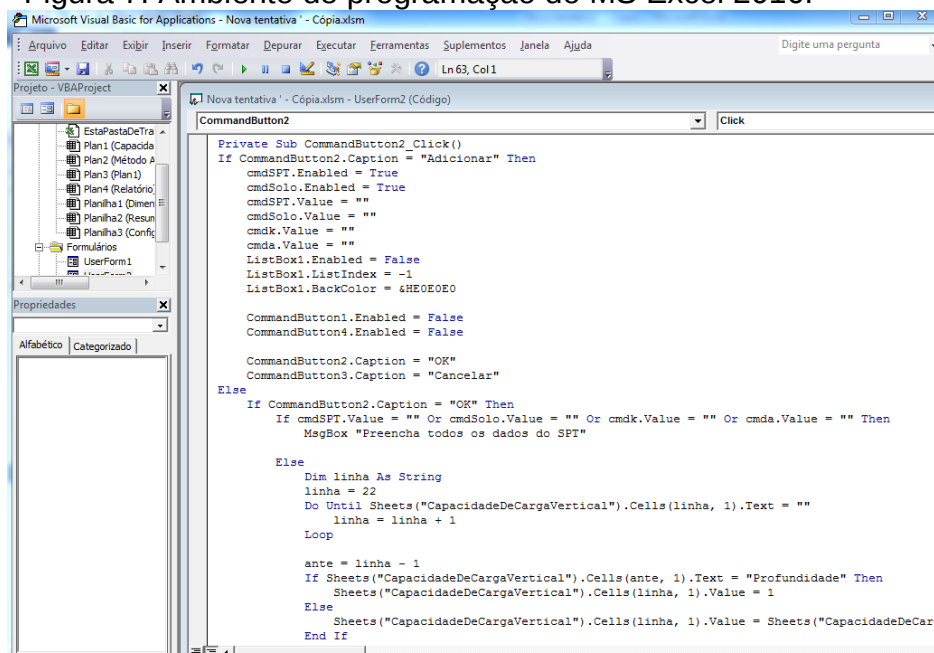
M_x e M_y = momentos nas estacas na direção dos respectivos eixos de inércia;

X_i e Y_i : são as coordenadas das estacas em relação a cada eixo de inércia.

3. DESENVOLVIMENTO DA FERRAMENTA

Para o desenvolvimento do software, a principal ferramenta utilizada para a programação e o processamento dos cálculos foi a Microsoft Excel (Excel), cujo ambiente de programação é apresentado na Figura 9.

Figura 7: Ambiente de programação do MS Excel 2010.



Fonte: Autoria própria (2018).

Para a realização deste trabalho, alguns dados de entrada são essenciais para a previsão da capacidade de carga das estacas e otimização do seu custo final. São eles os dados de sondagens SPT, no qual para sua utilização, foram implementadas as características dos solos e seus respectivos NSPTs à biblioteca da ferramenta. Tais dados são automaticamente aplicados ao cálculo da previsão da capacidade de carga de acordo com a escolha do perfil de solo e seu respectivo NSPT determinado pelo usuário.

A definição dos custos de serviços e materiais necessários à execução da fundação do tipo estaca escavada é obtida a partir de um levantamento dos seus custos unitários para uma dada região em um dado período, obtidos através de consultas às tabelas de insumos e composições do SINAPI. Os valores unitários serão utilizados na ferramenta de otimização de custos com o propósito de mostrar a variação do custo final de uma obra de fundação em relação ao projeto executado sem a utilização da ferramenta computacional. Estes devem atender aos requisitos

de segurança tais como recalque máximo admissível e capacidade de carga admissível.

O método de cálculo escolhido para a implementação foi o Aoki-Velloso (1975). A ferramenta tem seu foco no dimensionamento e otimização de estacas escavadas, cabendo ao usuário escolher a estaca mais apropriada para o seu estudo.

3.1 Desenvolvimento do software

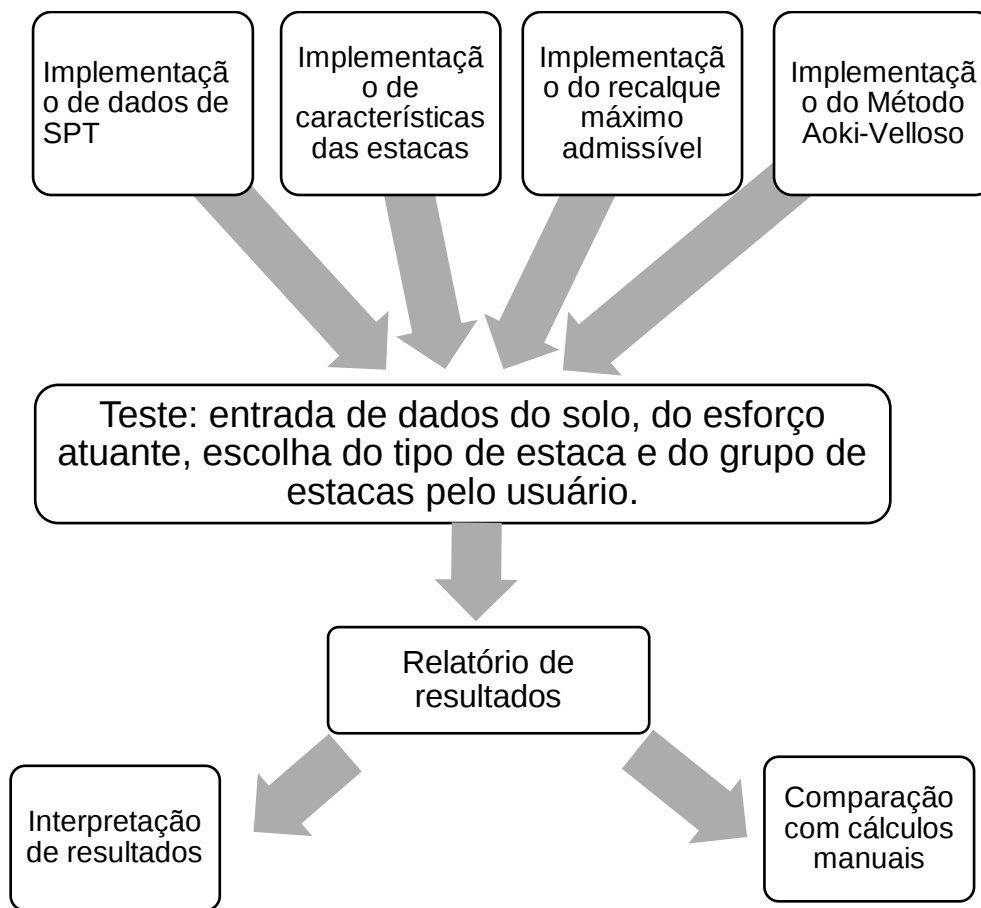
À biblioteca da ferramenta foram incluídos os dados de SPT, os diâmetros disponíveis para cada estaca, o comprimento de acordo com a profundidade do perfil a ser selecionado e o valor de máximo recalque admissível, sendo este fixado em 25mm. Foi determinado ainda, que o diâmetro máximo para as estacas seria de 50cm. Tais valores fixados para o máximo recalque admissível e para o diâmetro máximo das estacas foram definidos como critérios de parada pelo autor. Além disso, foram incluídos também valores referentes aos custos dos materiais necessários à execução da fundação, obtidos pela tabela do SINAPI referente aos insumos e composições de JAN/18 do RN. É importante ressaltar que tais valores são relativos ao mercado local, podendo variar de acordo com a localização de cada usuário. Em seguida foi implementado método Aoki-Velloso (1975) para a execução dos cálculos da otimização proposta.

O estudo visa variar as dimensões da estaca (diâmetro e comprimento), atendendo às seguintes restrições:

- O recalque total da estaca deve ser menor ou igual ao máximo recalque admissível (25mm), ou seja, $R_{total} \leq 25mm$ e
- O esforço solicitante que atua sobre o grupo de estacas deve ser menor ou igual à sua capacidade de carga admissível, ou seja, $R_{sol} \leq R_{adm}$,

para que se alcance o objetivo de atingir o menor custo de uma fundação por estacas para um determinado tipo de solo.

O fluxograma a seguir apresenta as principais etapas do desenvolvimento do software.

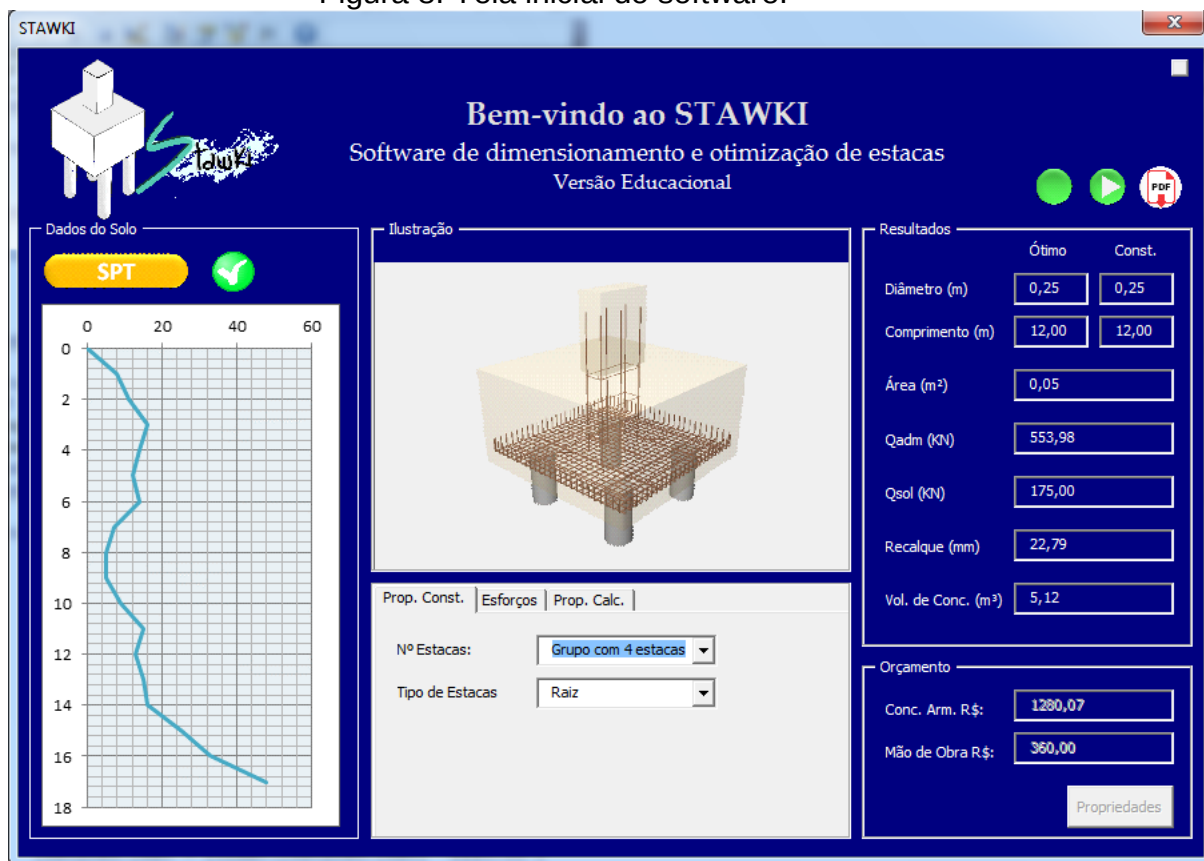


3.2 Apresentação do software

O software desenvolvido nesse trabalho, chamado de Stawki, foi desenvolvido em visual basic para dimensionar e otimizar o custo final de estacas escavadas a partir da implementação do método Aoki-Velloso (1975). O programa tem interface pensada para que seja de fácil utilização. Abaixo serão descritos todos os passos necessários para o funcionamento do programa.

Ao abrir o software é mostrada a tela inicial na qual o usuário se depara com as opções de dados do solo, ilustração, propriedades de cálculo, resultados e orçamento como mostrado na Figura 11.

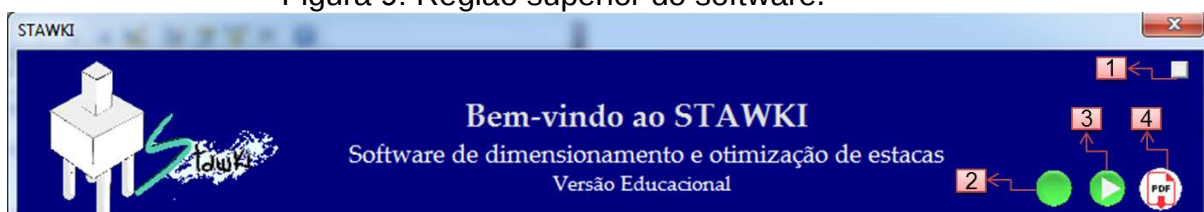
Figura 8: Tela inicial do software.



Fonte: Autoria própria (2018).

Na região superior do software o usuário se depara com informações referentes à ferramenta tais como seu nome e sua finalidade. Além disso, há a presença de 4 botões como demonstra a Figura 12:

Figura 9: Região superior do software.

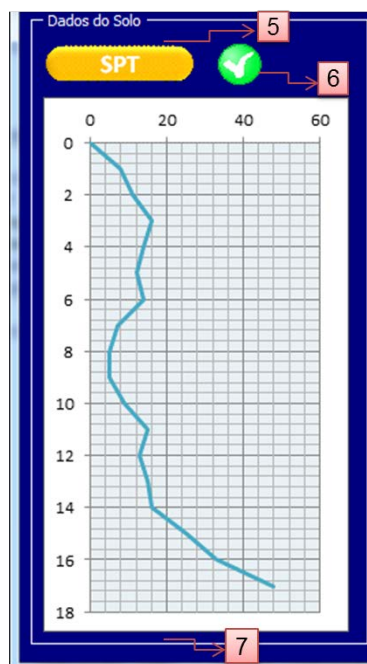


Fonte: Autoria própria (2018).

Sendo, 1 o botão responsável pelo controle ao acesso das planilhas com bancos de dados. Ao selecionar este botão, serão solicitados login e senha para ter acesso às planilhas para realizar possíveis alterações; 2 o botão referente ao Status. Quando vermelho indica que o programa ainda não foi executado e quando verde indica que o cálculo já foi realizado; 3 o botão relativo ao Play, o qual executa o dimensionamento e a otimização e 4 o botão responsável por gerar o relatório dos cálculos em formato PDF.

Na área reservada aos dados do solo, o usuário se depara com dois botões e um gráfico tal como demonstrado na Figura 13:

Figura 10: Aba Dados do Solo.



Fonte: Autoria própria (2018).

Onde 5 o botão é responsável pelo acesso às propriedades do solo; 6 botão referente ao status. Quando vermelho indica que o perfil de solo ainda não foi selecionado e quando verde indica que o usuário já selecionou um perfil de solo e 7 a representação do gráfico.

Ao selecionar o botão SPT o usuário tem acesso a uma segunda tela onde ele pode selecionar o perfil de solo que deseja, alterar e/ou incluir perfis de acordo com dados referentes à sua região. Além disso, o usuário conta com a existência de 4 botões como mostra a Figura 14:

Figura 11: Aba SPT.

SPT 8 Tipo de Solo Argila arenosa K (K/m²) 350 a (%) 2,4%

Editar Deletar Adicionar

Profundidade	Nspt	Solo	K (K/m²)	a (%)
1	8	Argila arenosa	350	2,4%
2	11	Argila arenosa	350	2,4%
3	16	Argila arenosa	350	2,4%
4	14	Argila siltosa	220	4,0%
5	12	Argila siltosa	220	4,0%
6	14	Silte argiloso	230	3,4%
7	7	Silte arenoso	550	2,2%
8	5	Silte arenoso	550	2,2%
9	5	Silte arenoso	550	2,2%
10	9	Silte arenoso	550	2,2%
11	15	Silte arenoso	550	2,2%
12	13	Silte arenoso	550	2,2%
13	15	Silte arenoso	550	2,2%
14	16	Silte arenoso	550	2,2%
15	25	Silte arenoso	550	2,2%
16	33	Silte arenoso	550	2,2%
17	48	Silte arenoso	550	2,2%

OK

Fonte: Autoria própria (2018).

Em que 8 é o botão de Edita o qual permite que o usuário altere as propriedades do Tipo de Solo e do NSPT de acordo com suas necessidades; 9 o botão de Deletar. Ao selecionar este botão o usuário tem três opções:

Cancelar. O usuário pode cancelar a ação de deletar;

Deletar Último. O usuário tem a opção de deletar o ultimo perfil presente no banco de dados disponível;

Deletar Todos. O usuário tem a opção de deletar todos os perfis disponíveis no banco de dados;

10 o botão de Adicionar. Ao selecionar este botão o usuário tem duas opções:

Inserir um novo perfil, onde ele pode determinar as propriedades do perfil de solo que deseja inserir;

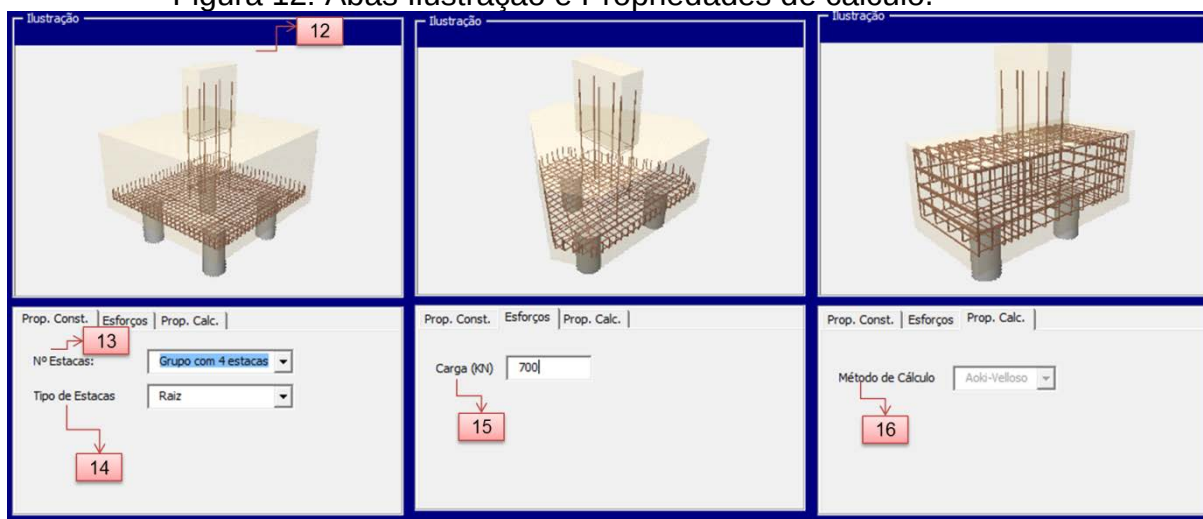
Cancelar. O usuário pode cancelar a ação Adicionar

e 11 o botão de OK que confirma o perfil de solo selecionado retornando à tela inicial.

Ao retornar à tela inicial o usuário se depara com as abas Ilustração e Propriedades de cálculo como demonstrado na Figura 15, onde desta vez ele

determinará as propriedades das estacas para que o dimensionamento e otimização sejam feitos.

Figura 12: Abas Ilustração e Propriedades de cálculo.



Fonte: Autoria própria (2018).

Onde 12 representa a ilustração dos grupos de estacas. À medida que o usuário seleciona o grupo de estacas é gerada a imagem referente ao grupo selecionado; 13 representa o grupo de estacas que o usuário pode selecionar sendo suas opções grupos com 1, 2, 3, 4 ou 5 estacas; 14 representa o tipo de estaca escavada que o usuário pode selecionar; 15 espaço destinado à determinação do esforço solicitante que atua na fundação, o qual deve ser inserido pelo usuário; 16 representa o método de cálculo utilizado para o dimensionamento. Tal opção encontra-se desabilitada uma vez que, apenas um método está sendo implementado. Sugere-se para trabalhos futuros que outros métodos sejam implementados, podendo assim habilitar esta função que permita ao usuário escolher o método de cálculo a ser adotado.

Após determinar as propriedades construtivas e o esforço solicitante o usuário pode selecionar o botão de Play e assim obter os resultados para o dimensionamento e o orçamento como mostra a Figura 16:

Figura 13: Abas Resultados e Orçamento.

Resultados	
	Ótimo Const.
Diâmetro (m)	0,25 0,25
Comprimento (m)	12,00 12,00
Área (m ²)	0,05
Qadm (kN)	553,98
Qsol (kN)	175,00
Recalque (mm)	22,79
Vol. de Conc. (m ³)	5,12

Orçamento	
Conc. Arm. R\$:	1280,07
Mão de Obra R\$:	360,00

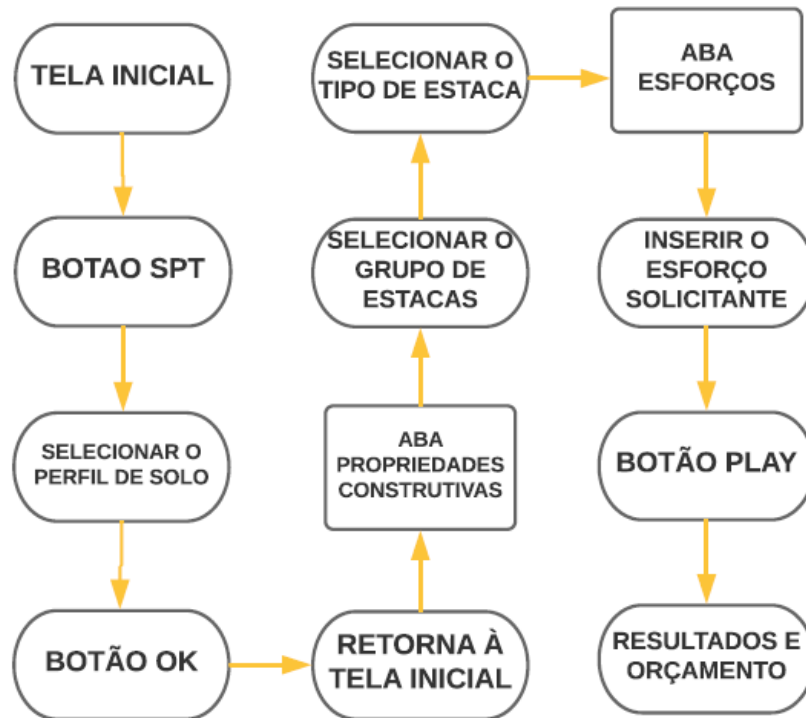
Propriedades

Fonte: Autoria própria (2018).

Ao usuário ficam visíveis os valores ótimos e construtivos do diâmetro e do comprimento, além dos valores da área, do esforço admissível, esforço solicitante, recalque total da estaca e o volume de concreto necessário. Além disso, o usuário também tem acesso aos custos otimizados do concreto e da mão de obra. Como mencionado anteriormente, esses valores foram calculados tendo como base os preços da região obtidos no SINAPI.

O fluxograma a seguir apresenta de forma sucinta o passo a passo que o usuário deve seguir para utilização do software.

Figura 14: Fluxograma passo a passo para utilização do software.



Fonte: Autoria própria (2018).

3.3 Validação de dados

A fim de validar o código, assim como apresentar suas vantagens, será feita a resolução manual de um problema. Em seguida serão inseridos os dados do exemplo na ferramenta implementada e será feita a verificação dos resultados fornecidos comparando-os com os resultados manuais.

Como resultado o software deve apresentar as dimensões da estaca que atendam às restrições impostas, como diâmetro e profundidade de assentamento, com o menor custo possível.

4. SOLUÇÃO NUMÉRICA

Na sequência será apresentada a descrição do problema, a resolução pelo método analítico e pelo programa proposto e a comparação dos resultados. O problema aqui descrito foi adaptado do problema resolvido fornecido pelo livro Fundações por Estacas: projeto geotécnico / José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki – São Paulo: Oficina de textos, 2010.

4.1 Descrição do problema

Calcular a capacidade de carga para um grupo de quatro estacas do tipo Strauss com diâmetro de 0,30m, com esforço solicitante de 750KN e comprimento de 13,00m escavadas em solo silte arenoso cuja sondagem NSPT = 15. Considere $M_x = 0$ KNm, $M_y = 0$ KNm e FS = 2.

Solução:

De acordo com a Tabela 2 para um solo do tipo silte arenoso obtemos os valores de $K = 0,55$ MPa = 550 KN/m² e $\alpha = 2,2\%$. Pela Tabela 3 obtemos os valores de $F_1 = 4,2$ e $F_2 = 3,9$. De posse desses dados, do comprimento $L = 13,00$ m e do diâmetro $D = 0,30$ m podemos calcular o valor de R como descrito na equação (1).

Pelas equações (2) e (5) temos:

$$RL = \frac{0,022 \times 550 \times 15 \times \pi \times 0,30}{3,9} + RL_{ant} = 398,64$$

A tabela a seguir mostra todos os valores referentes aos RL das camadas anteriores

Tabela 4: Valores de RL.

Profundidade	NSPT	RL (KN)
1	8	34,80
2	11	82,65
3	16	115,13
4	14	144,90
5	12	170,42
6	14	196,88
7	7	217,35
8	5	231,97
9	5	246,59
10	9	272,90
11	15	316,76
12	13	354,78
13	15	398,64

Fonte: Autoria própria (2018)

Logo, RL = 398,64 KN.

Para o cálculo de Rp, a partir das equações (3) e (4) temos:

$$R_p = \frac{550 \times 14 \times \pi \times \frac{0,30^2}{4}}{4,2}$$

Onde:

$$NP = \frac{13 + 15}{2} = 14$$

Assim Rp = 129,59 KN. Seguindo a equação (1):

$$R = 398,64 + 129,59 = 528,23 \text{ KN}$$

Por fim, segundo a equação (7):

$$R_{adm} = \frac{528,23}{2} = 264,12 \text{ KN}$$

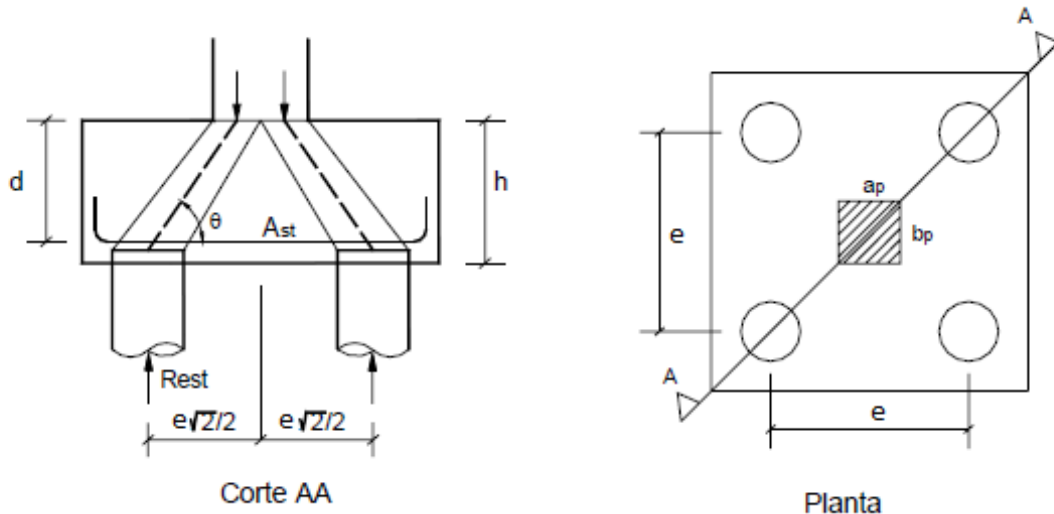
Pela equação (17) para o cálculo da capacidade de carga do grupo de quatro estacas, sendo N=750KN, n=4 estacas e considerando os valores de Mx e My como sendo 0 temos:

$$P = \frac{750}{4} \pm \frac{0 \times x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{0 \times y_i}{\sum y_i^2} = 187,50 \text{ KN}$$

Como $R_{adm} = 264,12 \text{ KN} > P = 187,50 \text{ KN}$, a fundação atende ao esforço solicitante.

Com isso podemos calcular o volume de concreto necessário para a execução da fundação:

Figura 15: Esquema para o cálculo de boco sobre quatro estacas.



Fonte: Alva (2007).

De acordo com Alva (2007), para o dimensionamento dos blocos de fundação precisa-se conhecer respectivamente seus lados menor e maior, d e h . Para isso temos:

$$e = D \times n^{\circ} \text{estacas} = 0,3 \times 4 = 1,2 \quad (18)$$

$$L_{menor} = (2 \times D) + e = (2 \times 0,30) + 1,2 = 1,8 \quad (19)$$

$$L_{maior} = (2 \times D) + e = (2 \times 0,30) + 1,2 = 1,8 \quad (20)$$

$$d \geq e \frac{\sqrt{2}}{2} = 1,2 \frac{\sqrt{2}}{2} = 0,85 \quad (21)$$

$$h = d + 0,1 = 0,85 + 0,1 = 0,95 \quad (22)$$

E com isso podemos calcular o volume do bloco:

$$V_b = L_{menor} \times L_{maior} \times h \quad (23)$$

$$V_b = 1,8 \times 1,8 \times 0,95 = 3,08 \text{ m}^3$$

Somado ao volume das estacas temos:

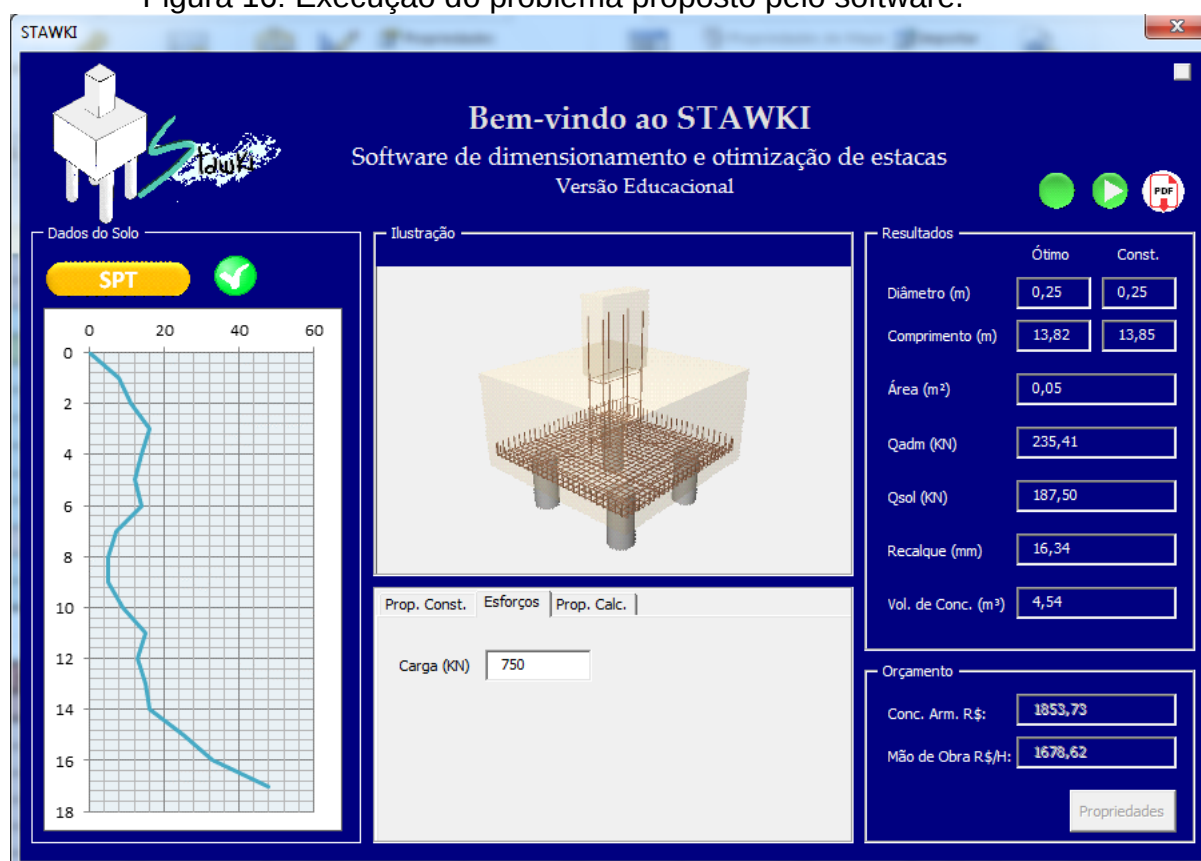
$$V_t = 4 \times \left(13,00 \times \pi \times \frac{0,30^2}{4} \right) + 3,08 = 6,76 \text{ m}^3$$

Pela tabela do SINAPI referente aos insumos e composições de JAN/18 do RN, para a estaca Strauss o concreto armado está a um valor de R\$408,31 por metro cúbico e a mão-de-obra está a um valor de R\$121,20 por metro a cada hora. Dessa forma o custo final para a fundação em questão é de R\$2.760,18 de concreto armado e R\$1.575,60 de mão-de-obra por hora, totalizando R\$4.335,78.

4.2 Solução pelo software

A resolução do problema também foi feita pelo software desenvolvido. Os dados foram inseridos no software e em seguida foi feita a execução da otimização. Os seguintes resultados foram obtidos:

Figura 16: Execução do problema proposto pelo software.



Fonte: Autoria própria (2018).

A tabela a seguir apresenta um comparativo entre os resultados obtidos pelos dois procedimentos:

Tabela 5: Comparativo entre resultados analítico e pelo software.

	Analítico	Software
Radm (KN)	264,12	235,41
Rsol (KN)	187,50	187,50
Diâmetro (m)	0,30	0,25
Comprimento (m)	13,00	13,82
Área (m ²)	0,07	0,05
V. de concreto (m ³)	6,76	4,54
Concreto Armado (R\$)	2.760,18	1.853,73
Mão-de-obra (R\$)	1.575,60	1.678,62
Custo Total (R\$)	4.335,78	3.532,35

Fonte: Autoria própria (2018).

Diante dos resultados apresentados, pode-se constatar que em ambos os casos a capacidade de carga admissível é superior à solicitante assegurando a segurança da estrutura. Além disso, observou-se que a solução do programa apresenta uma redução no custo total, comprovando a eficiência do software desenvolvido.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta pesquisa procurou-se efetuar o dimensionamento de estacas escavadas e seu respectivo custo final otimizado a partir do desenvolvimento de uma ferramenta computacional implementada em ambiente Microsoft Excel, analisando suas dimensões, mostrando se as mesmas são satisfatórias para suportar os esforços solicitantes, em atendimento à sua capacidade de carga admissível e máximo recalque.

Por meio de uma análise comparativa, observou-se que os resultados de verificação à segurança obtidos pelo programa são similares aos resultados obtidos analiticamente e que os valores para o volume de concreto e custo final calculados pelo programa são inferiores, atestando assim o bom desempenho da ferramenta. À vista disso, fica nítida a eficácia do método na otimização de estacas escavadas, uma vez que se atingem resultados aproximados para capacidade de carga da fundação garantindo que esta atenda com segurança aos esforços solicitantes vinculado a custos menores.

Portanto obteve-se êxito nas metas propostas, já que a ferramenta proporcionou a obtenção de resultados coerentes. Tal ferramenta apresenta-se como alternativa eficaz para o auxílio no estudo de estacas escavadas. Seu principal objetivo é tornar simples, rápida e segura a otimização destas fundações. É uma ferramenta com ampla praticidade, desenvolvida para ser empregada no âmbito educacional com eficiência, podendo também ser usada como auxílio para fins profissionais no desenvolvimento de projetos de fundações.

Sugere-se, para trabalhos futuros, a implementação de mais métodos para o dimensionamento desse tipo de fundação, tais como Métodos de Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Além disso, seria interessante a implementação dos demais tipos de estacas e de outras propriedades orçamentárias tais como custos com equipamentos e escavações. Com isso, seria possível obter o desenvolvimento de uma ferramenta completa que também fosse capaz de realizar o projeto completo de fundações profundas.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, G. M. S. **Projeto estrutural de blocos sobre estacas**. 2007. Apostila – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.
- ANDRZEJEWSKI, I. A. **Estudo e Dimensionamento de Fundação Profunda por Estacas tipo Raiz**. Monografia - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis/SC. 2015.
- AOKI, N. Previsão da curva carga-recalque. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Norma Técnica NBR 12069 MB-3406: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT)**. Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Norma Técnica NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Norma Técnica NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- BEILFUSS, T. **Estudo comparativo da fundação de um edifício modelo: Estaca X Tubulão**. Monografia - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí/RS. 2012.
- CABETTE, J. F. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.
- CICHINELLI, G. **Como construir – Fundações em estacas raiz**. Revista Técnica. ed. 227. Editora Pini, São Paulo, 2016.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DAS, B. M. **Princípios de engenharia de fundações**. São Paulo: Cengage Learning, 2016.

FREITAS, A. C. **Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias**. 2010. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

HACHICH et. al, Waldemar. **Fundações - Teoria e prática** (2 ed.). São Paulo: Editora Pini. 1998.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 3., 1963, Weisbaden, Germany. Proceedings... Weisbaden, 1963. V. 1. P. 19-25.

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. The Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 102, n.GT3, p. 195-228, 1976.

MUCHETI, A. S. **Estacas hélice segmentada: execução, verificação de integridade e estudo do comportamento**. 2008. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

NUERNBERG, M. F. **Dimensionamento de fundação profunda do tipo hélice contínua através de métodos semiempíricos**. Monografia – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

O'NEILL, M.W. Group action in offshore piles. In: CONFERENCE ON GEOTECHNICAL PRACTICE IN OFFSHORE ENGINEERING, 1983, Austin. Proceedings. Austin, 1983. p. 25-64.

PEDREIRA, L. S.; PACHECO, T. M. **Programa para cálculo de capacidade de carga e dimensionamento estrutural de estacas**. 2016. Artigo – XV SEPA, UNIFACS, 2016

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações** - 2ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, L. M. F. R. **Análise comparativa entre fundação em estaca metálica e estaca raiz para o mesmo perfil geotécnico – Estudo de Caso.** Monografia - Universidade Federal do Piauí. Teresina. 2014.

TAVARES, M. V. C. F. **Avaliação Experimental de Fundações Estaqueadas em Modelos 1g.** 2012. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2012.

TOMLINSON, M. J. (1994). Pile Design and construction practice. 4th Edition. London: Spon Press. London. England. p. 411

VELLOSO, D. A.; LOPES, F.R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas** – Volume único. -- São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VESIC, A. S. Principles of piles foundation design. Soil Mechanics Series, n 38, School of Engineering, Duke University, 1975.