

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE PROJETO DE FUNDAÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO PARA  
SILO GRANELEIRO EM SOLO COLAPSÍVEL**

**MATHEUS PRACIANO SAMPAIO**

**ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA**

**PROJETO FINAL DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**BRASÍLIA/DF: FEVEREIRO/2018**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE PROJETO DE REFORÇO DE FUNDAÇÃO EM RADIER  
ESTAQUEADO PARA SILOS GRANELEIROS**

**MATHEUS PRACIANO SAMPAIO**

**PROJETO FINAL DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL SUBMETIDO  
AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DE  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**APROVADO POR:**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, PhD. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**HUMBERTO LARANJEIRAS, ENGENHEIRO. (UNB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ALEXANDRE CRISTINO CORREIA DOS SANTOS, ENGENHEIRO. (UFG)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF: 09 DE FEVEREIRO DE 2018**

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho à glória do Pai Celestial, ao amor e apoio inabalável de minha família, à fraternidade fiel dos verdadeiros amigos, à fé e à esperança em dias melhores.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Pai Celestial pela oportunidade de chegar ao meio dia da vida, quando metade dos anos se encontram no passado e a outra metade no futuro, com o orgulho de poder olhar para trás e contemplar um trabalho bem feito e poder olhar adiante com a inextinguível chama do entusiasmo.

Agradeço à minha amada mãe Solange, ao meu pai Valter, às minhas irmãs Louise e Camille, pelo infindável apoio e força nos momentos mais difíceis de minha vida.

Agradeço a todos os funcionários e professores da Universidade de Brasília, instituição da qual me orgulho em ter desenvolvido minha graduação.

Agradeço ao Prof<sup>o</sup>. Renato Cunha que fez nascer em mim o amor pela geotecnia.

Agradeço ao Eng. Humberto Laranjeira pelo direto apoio no desenvolvimento desse trabalho.

Agradeço ao Eng. Alexandre dos Santos pelos conselhos, conhecimentos e trabalhos compartilhados.

Agradeço à minha namorada Nathália que com todo seu enorme coração transformou em calma a época mais turbulenta de minha vida.

## **RESUMO**

Atualmente, há uma defasagem considerável entre a produção de grãos no Brasil e sua capacidade de estocagem. Essa diferença acarreta inúmeros problemas ao produtor nacional e põe freios ao desenvolvimento econômico do país que é capitaneado pelo agronegócio que por sua vez tem na agropecuárias sua principal atividade. A tecnologia de estocagem no Brasil ainda é muito modesta, baseando-se em unidades de armazenagem do tipo silos graneleiros que raramente são projetados de maneira adequada. Faz-se necessária uma pesquisa mais aprofunda sobre os aspectos de projeto desse tipo de armazenamento de grãos. Partindo de um caso concreto, é desenvolvida nesse trabalho uma pesquisa sobre os procedimentos preliminares de projeto de função em radier estaqueado para um silo graneleiro em solo colapsível. São avaliadas as capacidades de carga vertical, horizontal e de momento e comparam-se os ganhos obtidos pela adição de estaca em relação ao radier tradicional.

Palavras-chave: fundação, silo, estaca, radier, radier estaqueado, colapsibilidade.

## **ABSTRACT**

Currently, there is a considerable gap between the production of grains in Brazil and its storage capacity. This difference causes many problems to the national producer and slow down the economic development of the country that is led by agribusiness, which has as its main activity the agriculture. Storage technology in Brazil is still very simple, based on grain-storage storage units that are rarely adequately designed. Further research is required on the design aspects of this type of storage. Taking a concrete case as reference, this research is developed on the preliminary procedures of design of foundations in pile drafts for a grain storage in collapsible soil. The vertical, horizontal and moment load capacities are evaluated and the gains obtained by the addition of the piles compared against the traditional raft are compared.

Keywords: foundation, grain storage, piles, raft, piled raft, collapsibility.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	OBJETIVOS .....	2
1.1.1	OBJETIVO GERAL .....	2
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	3
2.1	UNIDADES DE ARMAZENAMENTO DE GRÃOS .....	3
2.1.1	ASPECTOS GEOTÉCNICOS DE PROJETO DE SILOS GRANELEIROS .....	5
2.1.2	ETAPAS DE CONSTRUÇÃO DE SILOS GRANELEIROS .....	7
2.1.3	PATOLOGIAS EM SILOS GRANELEIROS .....	8
2.2	SOLOS COLAPSÍVEIS .....	10
2.3	SISTEMAS DE FUNDAÇÃO .....	12
2.4	RADIER ESTAQUEADO .....	16
2.4.1	MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL NAS ESTACAS .....	18
2.4.2	CONDIÇÕES FAVORÁVEIS E DESFAVORÁVEIS AO USO DE RADIER ESTAQUEADO .....	19
2.4.3	MÉTODOS DE CÁLCULO DO PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO .....	20
2.5	FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS NO PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO .....	23
2.5.1	PROGRAMA GARP .....	24
3	ESTUDO DE CASO .....	26
3.1	GEOTECNIA LOCAL .....	27
4	PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO .....	31
4.1	PROCEDIMENTO DE PROJETO .....	31
4.1.1	CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL GEOTÉCNICA ÚLTIMA .....	32
4.1.2	CAPACIDADE DE CARGA LATERAL GEOTÉCNICA ÚLTIMA .....	32

4.1.3	ESTIMATIVA DA CAPACIDADE RESISTENTE A MOMENTO ÚLTIMA	33
4.2	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO SOLO ANALISADO.....	34
4.3	CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DA ESTACA .....	36
4.3.1	MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975).....	36
4.3.2	MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1996).....	38
4.3.3	MÉTODO DE TEIXEIRA (1996).....	40
4.4	ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL .....	41
4.5	ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL TOTAL .....	43
4.6	ESTIMATIVA DO MOMENTO ÚLTIMO .....	44
4.7	ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA LATERAL.....	47
5	CONCLUSÃO .....	51
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	53



## ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Sistemas de Fundação Superficial (Velloso & Lopes, 2016) .....	14
Figura 2 - Tipos de sistema de fundação profunda: a) grupo de estacas, b) radier estaqueado, c) radier estaqueado combinado, d) radier isolado, e) estaca isolada. (Castillo, 2013).....	15
Figura 3 - Esquema em corte longitudinal de tubulão de base alargada (Silva, 2000). .	16
Figura 4 - Fator $\alpha_{pr}$ para definição do tipo de fundação (Mandolini, 2003).....	22

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Valores médios calculados para os recalques totais de cada silo. ....	27
Tabela 2 - SPTs da primeira campanha. ....	35
Tabela 3 - Características das estacas. ....	36
Tabela 4 - Parâmetros de cálculo para o método de Aoki & Velloso (1975). ....	38
Tabela 5 - Parâmetros de cálculo para o método Décourt & Quaresma (1996). ....	40
Tabela 6 - Parâmetros de cálculo para o método de Teixeira (1996). ....	41
Tabela 7 - Capacidade de carga vertical última. ....	41
Tabela 8 - Carga vertical última e fator de segurança. ....	44
Tabela 9 - Parâmetro $K_1$ para resistência última do radier. ....	44
Tabela 10 - Momento último do radier. ....	45
Tabela 11 - Contribuição das estacas para o momento último. ....	46
Tabela 12 - Momento último do radier estaqueado. ....	46
Tabela 13 - Carga horizontal última. ....	49

# 1 INTRODUÇÃO

O agronegócio é a cadeia produtiva que envolve desde a fabricação de insumos, passando pela produção nos estabelecimentos agropecuários e pela sua transformação, até o seu consumo. Essa cadeia incorpora todos os serviços de apoio: pesquisa e assistência técnica, processamento, transporte, comercialização, crédito, exportação, serviços portuários, distribuidores, bolsas, industrialização e o consumidor final.

Sendo assim, o agronegócio é responsável pela integração de diversos setores da economia brasileira que estão diretamente ligados aos produtos e subprodutos advindos da atividade agrícola ou pecuária, possibilitando a confecção de roupas, a elaboração de produtos de higiene pessoal, biotecnologias e, principalmente, o produto “*in natura*” que é servido à mesa de todos os brasileiros diariamente.

É sabido que o agronegócio é o carro-chefe da economia do Brasil. Segundo a Confederação da Agricultura e Pecuária, a contribuição deste setor para o Produto Interno Bruto nacional de 2017 foi de 23,5%, sendo a agropecuária, sua atividade mais relevante, responsável pela geração de mais de 315 bilhões de reais para a economia brasileira.

O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística prevê ainda que a safra agrícola para esse ano deva crescer 26,2%, chegando a incrível marca de 233,1 bilhões de toneladas de grãos, sendo composta principalmente pelo complexo da soja e o setor sucroalcooleiro.

Entretanto, pesquisas da Companhia Nacional de Abastecimento (CONAB) revelam dados preocupantes no que se refere à capacidade de armazenamento da produção de grãos no país. Estima-se que a capacidade de estocagem da produção agrícola do Brasil gire em torno de 143,2 milhões de toneladas, o que constituiu uma defasagem de quase 90 milhões de toneladas de grãos.

Essa defasagem obriga os produtores a negociarem suas produções de forma intensamente rápida, pois ainda há outras barreiras para o escoamento da produção de grãos no país como a péssima qualidade das estradas e a pouca estrutura de nossos portos.

Por mais que o Brasil seja referência mundial em pesquisa científica voltada para a agropecuária, tais pesquisas se concentram na atividade fim, que é a produção de grãos, deixando carentes de avanços tecnológicos às áreas de armazenagem e transporte.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 OBJETIVO GERAL**

Aprofundar-se em propostas mais tecnicamente adequadas para fundações de sistemas de armazenagem de grãos, concentrando-se nos aspectos de projeto de uma das unidades de armazenamento mais utilizadas na agricultura, o silo graneleiro, por meio da avaliação da proposta de fundação em radier estaqueado.

### **1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Visando atingir o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos deverão ser atingidos:

- Identificar os tipos de sistemas de armazenagem de grãos;
- Compreender os aspectos básicos do funcionamento e do projeto de silos graneleiros;
- Aprofundar-se nos aspectos geotécnicos do projeto de silos graneleiros;
- Reconhecer a natureza do projeto de radier estaqueado, suas vantagens e desvantagens;
- Pesquisar métodos de cálculo de projeto de radier estaqueado;
- Estimar a capacidade de carga do projeto pelos métodos pesquisados;
- Comparar com os resultados obtidos para um radier tradicional e um radier estaqueado;

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Em engenharia civil, o projeto de fundações tem por finalidade conceber e elaborar soluções de dimensionamento e disposição de estruturas que serão responsáveis por garantir que as cargas últimas da superestrutura sejam transmitidas ao solo de maneira a não exigir deste uma resistência maior do que a qual lhe seja inerente.

Pela própria natureza do material com o qual o projetista de fundações lida no exercício de sua profissão, o solo, sobre o qual não pode atuar, ou seja, restringindo-lhe a aceita-lo como se apresenta, lhe é demandado não só conhecimentos técnicos aprofundados mas também uma dose razoável de vivência, tornando-o capaz de aplicar a experiência de casos passados na avaliação e compreensão de fenômenos novamente apresentados em experiências posteriores. (VELLOSO; LOPES, 2016)

A principal preocupação de um projetista de fundações é o solo, não só pelo fato de não se ter qualquer tipo de controle sobre este material, mas também pela dificuldade de caracterizá-lo.

Raras serão as vezes em que o projetista terá ao seu dispor ensaios de laboratório executados com a qualidade necessária para lhe trazer segurança sobre quaisquer parâmetros do solo, já que, na esmagadora maioria das vezes, tudo que ele tem ao seu dispor são sondagens *in loco* realizadas por métodos empíricos e sem a devida atenção técnica, logo, para desenvolver-se os projetos são adotadas correlações que muitas vezes foram elaboradas em condições distintas das que se efetivamente se encontram em campo.

Em meio a tantas incertezas, cabe ao projetista apegar-se ao conhecimento técnico-científico disponível na literatura, a fim de lastrear suas decisões na direção de opções seguras e econômicas para seu projeto.

### **2.1 UNIDADES DE ARMAZENAMENTO DE GRÃOS**

Existem dois grandes tipos de sistemas de armazenamento de grão:

- Sistema Convencional
- A Granel

O sistema convencional consiste na armazenagem dos grãos em sacos, comumente de 60 kg, de acordo com sua origem e outras peculiaridades, os sacos, por sua vez, são empilhados e dispostos em sacarias individualizadas, estruturas normalmente em alvenaria que são responsáveis por fazer a separação física de um determinado volume de grãos de acordo com suas características.

Já os silos são células individualizadas, característicos do sistema a granel, construídos de chapas metálicas, de concreto ou de alvenaria. Geralmente possuem forma cilíndrica, podendo ou não ser equipadas com sistema de aeração. Estas células apresentam condições necessárias à preservação da qualidade do produto durante longos períodos de armazenagem. Quando os silos são agrupados em uma unidade de recebimento e processamento são denominados “bateria”. A disposição física de uma “bateria” deve permitir ampliação da capacidade estática com baixo custo adicional (LACERDA FILHO et al., 2002).

Os silos podem ainda ser classificados de acordo com algumas de suas características, como por exemplo, relação entre altura e diâmetro, tipo de material estrutural utilizado, tipo de descarregamento, tipo de fundo etc.

No que se refere à relação entre altura e diâmetro, os silos podem ser classificados como verticais, no caso de sua altura ser maior que seu diâmetro, ou como horizontais, no caso do diâmetro ser maior do que a altura. Os verticais, se forem cilíndricos, podem possuir o fundo em forma de cone para facilitar a descarga. Outros tipos de fundo encontrados em diversos silos são os fundos em tramonha e fundos planos. Comparando-se silos horizontais e verticais, é possível constatar que os silos verticais requerem menos investimentos por quantidade unitária armazenada (BADIALE & SÁLES, 1999).

Verifica-se ainda a possibilidade de se classificar os silos de acordo com sua posição em relação ao solo, classificando-se em semienterrados, situação na qual o silo se encontra parcialmente circundado de solo, ou elevados.

Quanto ao material empregado, é notável a predominância de silos metálicos em chapa ondulada de aço galvanizado. De acordo com REIMBERT (1979), as chapas onduladas são capazes de proporcionar maior rigidez a todo o conjunto do silo, prevenindo deformações tanto na montagem quando na utilização e manutenção.

Os silos graneleiros são compostos pelos seguintes elementos: fundação, pilares ou apoios, fundo da célula, célula, cobertura e torre.

A fundação do silo, assim como em outras obras de engenharia, é responsável pela transferência de cargas da estrutura para o solo. Uma atenção especial deve ser dada a ela na medida que a natureza do empreendimento impõe ao solo certas peculiaridades no que diz respeito ao carregamento. Os esforços impostos ao solo são invariavelmente intensos na medida que o silo tem por fim concentrar uma carga razoável de material coletado em uma pequena área.

Os pilares servem de apoio para o recipiente no qual o material está ensilado. Eles são responsáveis por levar o carregamento da estrutura diretamente as fundações.

### **2.1.1 ASPECTOS GEOTÉCNICOS DE PROJETO DE SILOS GRANELEIROS**

Ao se elaborar um projeto de fundação para silo graneleiro diversos aspectos devem ser levados em conta. A primeira delas é que, a despeito da estrutura em si ser leve, sua função acaba por impor ao solo pressões razoavelmente altas. Cabe observar também que, se nas obras civis corriqueiras o carregamento evolui de maneira mais ou menos uniforme com a execução do projeto, tem-se no caso dos silos o fato de que grande parte do carregamento se desenvolverá após a conclusão do silo, podendo-se obter relações entre o peso dos grãos e o peso total da obra de até 90% para o caso de silos metálicos. É importante também ressaltar que estes carregamentos intensos se desenvolvem em um período relativamente curto, o que pode acarretar rupturas de solos argilosos com baixa permeabilidade ou ainda recalques imediatos consideráveis (FORTES FILHO, 1985).

Além do impacto considerável que o primeiro carregamento de grãos pode ter no solo, impondo-lhe altas pressões de maneira rápida, é também importante de se ter em mente os efeitos da natureza cíclica do carregamento imposto ao solo nesse tipo de obra, particularmente naquelas em que o volume de material ensilado varia com certa frequência. Essa variação tende a impor deformações residuais e permanentes, bem como alterações no módulo de deformabilidade do solo que aumenta com a variação de tensão no solo, tornando-o mais rígido, a não ser em casos de colapso onde há uma queda brusca neste parâmetro que induz a deformações ainda maiores no solo em situações de recarregamento.

No que refere aos tipos de fundação utilizadas para sustentação de silos, é possível observar uma predominância do uso de estacas para o anel exterior, enquanto os grãos são sustentados, na maior parte das vezes, por radiers. Entretanto, é possível também encontrar silos, particularmente os mais antigos, tendo suas paredes externas sustentadas por sapatas corridas.

Fortes Filho (1985) comenta em seus estudos que também eram encontrados, por mais que menos usualmente, soluções nas quais a placa central de apoio dos grãos seria sustentada por estacas, entretanto, o autor ressalta que essa solução deveria ser evitada por ser muito dispendiosa. Certamente, na época em que seus estudos se desenvolveram, a tecnologia envolvida na execução de estacas ainda era muito rudimentar, o que certamente encareceria os custos de todo o projeto. Entretanto, hoje, com todos os avanços tecnológicos nos campos de perfuração, sondagem e injeção de concreto, o custo da execução de estacas caiu muito, o que com certeza resgata ao debate a possibilidade de se utilizar estacas em associação com outros elementos de fundação, particularmente os radiers, a fim de se reduzir o recalque experimentado pelas estruturas.

Outros dois aspectos muito importantes devem ser levados em conta na elaboração de projetos de fundação para silos. Um deles diz respeito à situação de ter-se várias células próximas umas às outras já que nesse caso, pela própria natureza da função da estrutura, na maior parte das vezes, ter-se-ão carregamentos distintos em cada uma das células, o que irá impor ao solo pressões de intensidades distintas e em ciclos distintos induzindo a um quadro claro de possíveis recalques diferenciais.

Além disso, é importantíssimo considerar o efeito do vento no projeto de fundação. Devido ao momento imposto pela ação horizontal do vento em relação a cabeça das estacas, ocorrerá nos silos um fenômeno de redistribuição de carregamentos, impondo a um certo grupo de estacas carregamentos maiores do que os previstos simplesmente pelo peso da estrutura, e a outro grupo de estacas, carregamentos menores podendo inclusive desenvolver esforços de tração.

Cabe registrar que o material mais utilizado na execução de fundações ainda é o concreto armado.



## 2.1.2 ETAPAS DE CONSTRUÇÃO DE SILOS GRANELEIROS

A construção de silos é desenvolvida majoritariamente em uma série de etapas as quais não destoam de maneira significativa da maior parte das obras civis. Dentre as etapas existentes no processo padrão de construção de silos pode-se citar: limpeza do terreno; movimento de terra; locação de estruturas; execução das fundações; execução de túneis e poços; reaterros; execução do anel e montagem das estruturas metálicas e fabris CONCIANI (2016). Tendo esse trabalho o objetivo de discorrer sobre os aspectos geotécnicos da fundação de silos graneleiros, reservar-se-á a se discutir as etapas que efetivamente envolvam diretamente a transmissão de cargas para o solo.

Conciani (2006) constata a predominância do modelo de fundação profunda do tipo estaca escavada executada por equipamentos de perfuração do tipo broca mecânica. O mesmo autor ainda observou que é prática comum de se lançar o concreto a partir da boca do furo sem qualquer monitoramento do volume efetivamente concretado para observação de falhas ou medição das reais dimensões.

Caso seja necessário avançar o furo para profundidades além de lençóis freáticos, utiliza-se concreto seco ou com baixo abatimento, abrindo-se mão de camisas, lama bentonítica ou outro fluído estabilizante, alternativas mais recomendadas. Quando o volume de concretagem abaixo ou dentro de lençóis freáticos é razoável, passa a ser considerável a utilização de metodologias de concretagem por meio de injeção, entretanto, devido ao alto custo e menor produtividade, é uma alternativa que ainda sofre muita resistência.

Nos últimos tempos, quando se há a necessidade de maior produtividade, algumas obras têm optado pela alternativa de hélice contínua. Por mais que tenha havido no passado recente algumas tentativas de utilização de estacas cravadas, essa alternativa vem se tornando menos recorrente. Isso se dá pela falta de oferta de estacas de grandes dimensões e pela falta de disponibilidade de equipamentos para cravação. Não raras são as vezes que as estacas quebram durante a cravação, particularmente na região da cabeça, o que não impede que haja fraturas em outros níveis de profundidades, porém nestes níveis é mais difícil constatar qualquer tipo de dano nas estacas devido à ausência de controle tecnológico durante todo o processo.

O que fica claro é que não há uniformidade entre equipamentos, metodologias e projetos de estacas no que se refere às alternativas instaladas por meio de cravação. Assim, as estacas escavadas compõem a absoluta maioria das estacas utilizadas em fundações de silos graneleiros.

O anel ou baldrame, viga horizontal que corre ao longo dos alicerces de uma estrutura, é onde se assentam as placas de vedação e os montantes que interligam as placas. Cada um destes montantes é ancorado em uma espera que parte do anel. Em campo e na experiência dos montadores, é possível verificar que a locação dos elementos estruturais não é assim tão rigorosa, o que acaba por deslocar as esperas dos montantes do seu posicionamento ideal.

Assim, uma solução alternativa é utilizada para contornar esse problema. Tornou-se prática comum concretar a espera apenas após a execução do baldrame. Ou seja, deixa-se um espaço vazio, com um espera solta na extremidade superior e a extremidade inferior engastada em uma barra metálica que coincida com eixo longitudinal da peça de concreto. Apenas após o ajuste das posições das placas e dos montantes é que tal espaço reservado é concretado. Em algumas obras há a preocupação de ser deslocar o montante para que o espaço não fique sobre uma estaca da fundação, evitando assim uma concentração desnecessária de ferragens sobre a estaca. Por outro lado, esta alternativa gera esforços adicionais de cortante e momento fletor que nem sempre foram previstos pelo projetista.

### **2.1.3 PATOLOGIAS EM SILOS GRANELEIROS**

Conciani (2006) relata em seus estudos uma série fenômenos patológicos observados em estruturas de armazenamento do tipo silos graneleiros. Em sua grande maioria, tais patologias se caracterizam pelo recalque, ou seja, abaixamento do nível da obra em relação ao posicionamento original de projeto.

A preocupação com o recalque de silos é profunda e absolutamente justificada. Pela sua própria natureza de projeto, os silos graneleiros são equipados com dois mecanismos muito sensíveis ao recalque: tubulações de aeração e dispositivos de transporte tanto de carga quanto de descarga. Tais mecanismos são essenciais para a garantia de bom armazenamento.

A aeração tem por objetivo diminuir a temperatura no interior do silo objetivando reduzir os processos metabólicos que por sua vez reduzirá a perda de massa dos grãos. Além disso temperaturas mais baixas ajudam a garantir que não ocorram proliferações de fungos e que o ambiente seja inadequado para insetos. Cabe ainda recordar que os grãos são seres vivos e respiram, daí a necessidade de garantir a oferta de oxigênio (SCALABRIN, 2008).

Já no que se refere da influência do recalque no transporte é importante observar que a grande maioria dos silos se encontra em posições de superfície ou semienterradas, o que leva a necessidade de escavação de grandes túneis que passem por baixo dos silos ao longo de todo seu diâmetro. Não só um recalque considerável inviabilizaria a utilização de tais túneis como possivelmente ainda colocaria a vida dos trabalhadores em risco.

Conciani & Soares (1996) citam o exemplo de um caso de recalque em silo graneleiro na cidade Campo Novo de Parecis, Mato Grosso. O conjunto de silos instalados nessa região sofreu recalques de tamanha relevância que todos os mecanismos de aeração e de transporte deixaram de funcionar, causando perdas na ordem de 1500 toneladas de grão. Considerando o preço do grão de soja no momento em que tal fato ocorreu, janeiro de 2016, isso representou um prejuízo de aproximadamente 2,3 milhões de reais.

Dentre a série de patologias observadas por Conciani (2006) em suas visitas técnicas a obras de silos foi constatado que a grande maioria se relacionava diretamente com o recalque da estrutura. Recalques absolutos e recalques diferenciais não só inviabilizam o pleno funcionamento de mecanismos essenciais para preservação dos grãos, mas também pode induzir até mesmo à absoluta ruína da estrutura como registrado no acidente do Complexo Agroindustrial do município de Nova Mutum, em que as causas do tal desastre foram creditadas ao recalque diferencial, desnivelamento da estrutura, desvio da estrutura em relação ao eixo vertical, alteração do balanço de cargas gerando solicitações maiores em um lado da estrutura, ruptura do anel e enfim a queda do silo.

## 2.2 SOLOS COLAPSÍVEIS

Segundo Reginatto (1970, apud Castillo, 2013), solo colapsível é aquele que possui baixo conteúdo de umidade e suporte de cargas. Já na situação de saturação, estes solos sofrem desmoronamento brusco, acarretando grande subsidência.

Quanto a efetiva duração do fenômeno de colapso, ainda não há um entendimento comum entre os autores. Thornton & Arulanandan (1975), propõe que o colapso não necessariamente se desenvolve de forma brusca ou quase instantânea, mas que o tal fenômeno pode durar de alguns minutos até mesmo horas. De outro ponto de vista, Menezes & Fraga (1994) vinculam a observação de uma redução rápida do volume solo, de forma brusca, à caracterização do fenômeno colapso. Esse último entendimento é o mais compartilhado entre os autores que estudam o fenômeno.

Araki (1994) propõe que, enquanto conceito, é possível dizer que o fenômeno do colapso se dá em função da metaestabilidade estrutural de certos solos, ou seja, das condições limitadas de estabilidade desenvolvidas por um solo que seja sensível a variações de suas condições, seja pela presença de elementos reativos ou pela própria natureza da interação entre seus grãos, solos estes que compartilham da característica de potencial colapsibilidade. Já enquanto definição, pode-se dizer que o colapso é o fenômeno caracterizado por uma redução do volume, seja brusca ou gradual, que ocorre no solo em função da variação do estado de tensões externas e/ou internas, aplicadas e/ou atuantes, ou até mesmo em função da degradação por ataque químico ou ruptura das ligações cimentícias, além da alteração do grau de saturação do solo. Todas as deformações decorrentes do fenômeno do colapso são permanentes, independentemente dos fatores que a geram ou da velocidade em que elas processam.

Segundo Sultan (1971, apud Rodrigues, 2003), traz em sua tese algumas características particulares de solos colapsíveis:

- Alguns solos sofrem colapso instantâneo quando seu grau de saturação aumenta por umedecimento. Esse fenômeno pode ser observado tanto em formações superficiais como em formações profundas;
- Alguns solos sofrem colapso após rebaixamento do nível d'água. Isso acontece pelo fato de que a retirada da água do subsolo redistribui as tensões impostas tanto pelas camadas de solo superiores quanto por

eventuais sobrecargas para o solo em termos de tensões efetivas, o que pode, portanto, acarretar o colapso do solo;

- A presença de argilo-mineirais expansivos, como, por exemplo, a montmorilonita, pode induzir um comportamento peculiar no solo. Solos ricos nesse material sofrem expansão após a saturação, experimentando recalques razoáveis após serem carregados;
- Alguns solos loéssicos, aqueles caracterizados por acúmulos de partículas de silte ou argila depositadas majoritariamente pela ação do vento, apresentam um aumento na intensidade e na velocidade de colapso com o acréscimo de carga;
- Algumas areias, particularmente as de origem eólica, apresentam redução na velocidade de recalque com o aumento das cargas aplicadas;
- Já outros solos arenosos apresentam a característica de não recuperarem, ao longo do tempo, qualquer parcela do volume perdido devido ao colapso;
- Alguns solos argilosos têm apresentado recuperação de parcela do volume perdido por colapso mesmo que ainda estejam submetidos ao mesmo carregamento;

Segundo BARDEN et al. (1973) três são as condições necessárias para ocorrer colapso:

- Existência de uma estrutura aberta, parcialmente saturada, porosa e potencialmente instável;
- Existência de uma pressão que venha a induzir um aumento da metaestabilidade;
- Se fizer presente um alto valor de sucção ou mesmo de agente cimentante que venha a estabilizar os contatos entre os grãos do solo e que seja, ao mesmo tempo, sujeito ao enfraquecimento de suas capacidades coesivas por meio do umedecimento;

Solos colapsíveis agregam um nível de dificuldade razoável ao projeto de fundações, dado que as tensões aos quais o solo pode vir a apresentar colapso dependem de inúmeros fatores, mas são, na maior parte das vezes, menores que as tensões de ruptura, reduzindo assim o fator de segurança do projeto que por vezes é elaborado

levando-se em conta resistências admissíveis obtidas por formulações que não consideram esta peculiaridade do solo.

Assim, é de sobre importância a pesquisa e o desenvolvimento de soluções em fundação capazes de promover resultados adequados tanto em relação à capacidade de carga quanto ao recalque em situação de solo colapsível.

Neste trabalho não se desenvolverão cálculos que considerem a colapsibilidade dado que isso exigiria ferramentas computacionais aprofundadas que fogem do escopo dessa pesquisa.

### **2.3 SISTEMAS DE FUNDAÇÃO**

Fundação é a parte de um sistema de engenharia responsável por transmitir para o solo ou rocha subjacente os carregamentos suportados pela fundação, incluindo o seu próprio peso. A tensão resultante no solo, exceto na superfície, é adicionada ao carregamento da massa de terra devido ao seu peso próprio e a sua história geológica (BOWLES, 1997). É também chamado de “infraestrutura” em contraponto a “superestrutura” que se refere a série de elementos os quais não se encontram envoltos em solo. Outro nome menos utilizado para se referir a fundações de uma estrutura seria “alicerce”.

Fundamentalmente, os tipos convencionais de fundação são divididos em dois grandes grupos: fundações superficiais (“diretas” ou rasas) e fundações profundas.

Uma das diferenças entre esses dois tipos de fundação se dá pelo método de transferência de carga em cada uma. As superficiais transmitem a carga para o solo por meio única e exclusivamente de sua base, enquanto as profundas são capazes de distribuírem os esforços para o solo tanto por meio de seu fuste quanto por meio de sua ponta.

Além desse parâmetro, os dois sistemas se diferem também no que se refere ao mecanismo de ruptura da base e é esse o critério escolhido pela ABNT NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações – para se distinguir dentre os dois sistemas. Em fundações profundas esse mecanismo de ruptura não é observado à superfície do terreno, ao passo de que nas fundações superficiais isso se verifica.

Como os mecanismos de ruptura de base costumam atingir, em média, duas vezes a menor dimensão de sua estrutura tratou de definir fundações profundas como aquelas cujas bases estão implementadas em profundidades superior a duas vezes sua menor dimensão e a pelo menos três metros de profundidade (VELLOSO; LOPES, 2016). Cabe ressaltar que os autores citados atestam que tal critério é arbitrário.

As fundações superficiais contam com um número diversificado de soluções estruturais para transferência de carga para o solo, algumas delas são definidas na NBR 6122/2010 da seguinte forma:

- Bloco – elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;
- Sapata – elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim;
- Sapata corrida – sapata sujeita à ação de carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento;
- Sapata associada – sapata comum a mais de um pilar;
- radier – elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos.

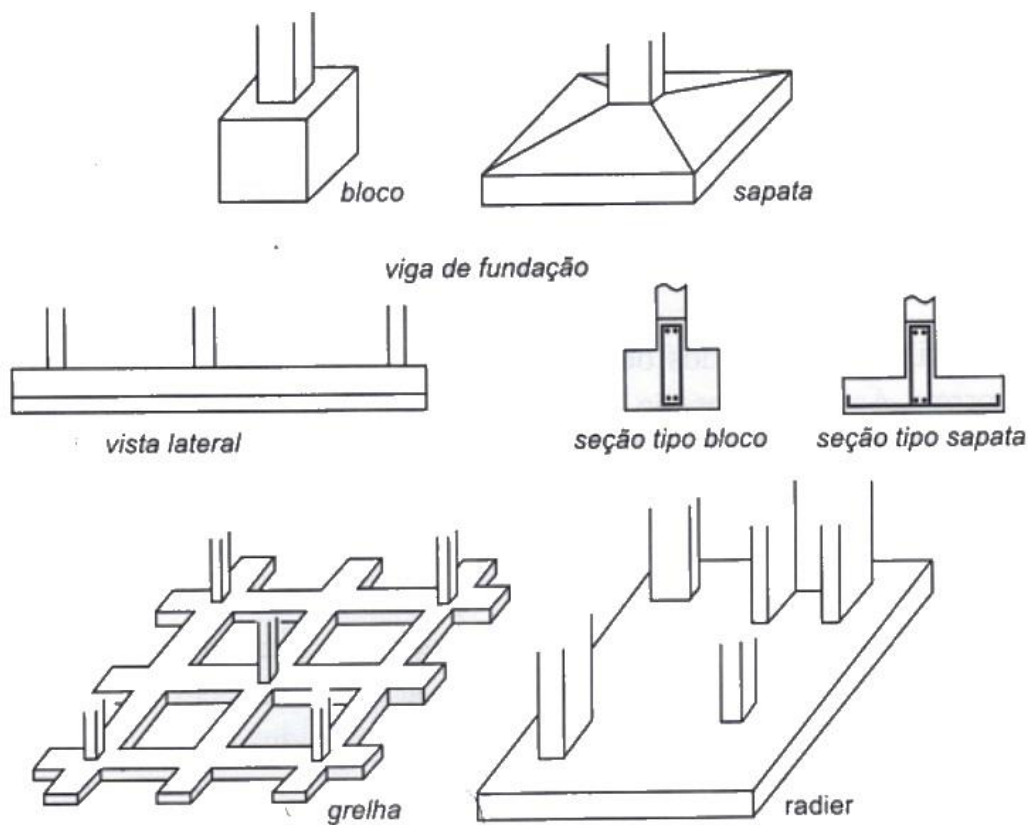


Figura 1 - Sistemas de Fundação Superficial (Velloso & Lopes, 2016)

Por sua vez, as fundações profundas, tanto as tradicionais quanto as ditas combinadas, se encontram descritas em Castillo (2013):

- Estacas isoladas – elementos estruturais que são cravados ou escavados e que transmitem os esforços da estrutura para o solo em forma de resistência lateral do fuste e da ponta, seguindo as diversas metodologias convencionais existentes;
- radier isolado – são placas de concreto que recebem diretamente as cargas provenientes dos pilares e transmitem os esforços para o solo, geralmente são empregados quando se tem solos de boa qualidade;
- Grupos de estacas – são conjuntos de estacas unidas por um bloco de concreto de grande rigidez que ajuda a transmitir as cargas da estrutura de forma proporcional ao solo, considerando que o bloco não se encontra em contato direto com o solo;
- radier estaqueado – são associações de estacas com elemento estrutural denominado radier ou placa. A diferença básica entre grupos de estacas e radier estaqueado deve-se ao fato que, no último, o elemento de ligação,



o radier, está em contato direto com o solo e deste modo contribui na absorção das cargas derivadas da superestrutura;

- radier estaqueado combinado – entende-se pela mesma definição da anterior, mas, pelo fato de ter uma camada de solo melhorada (material argiloso compactado) como reforço superficial, ele pode incrementar a rigidez em conjunto e absorver uma porcentagem dos esforços atuantes sobre o solo mole.

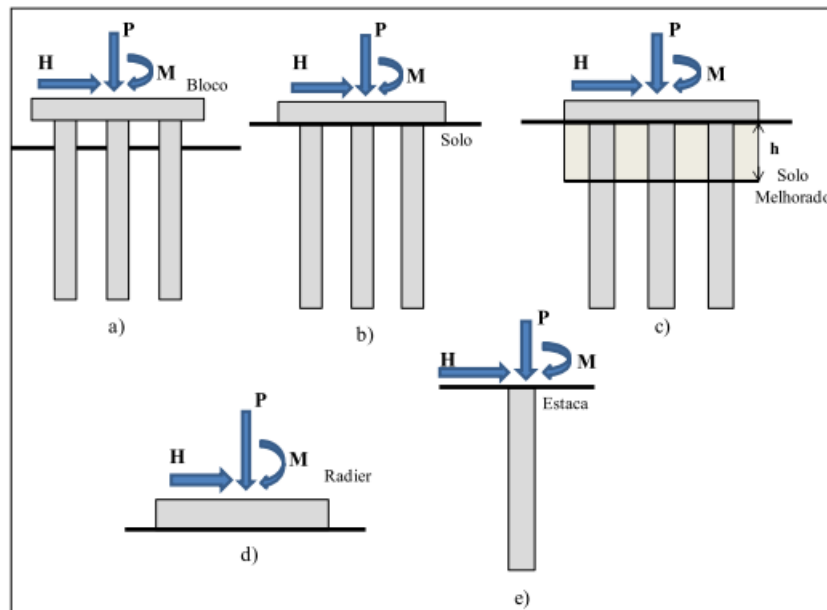


Figura 2 - Tipos de sistema de fundação profunda: a) grupo de estacas, b) radier estaqueado, c) radier estaqueado combinado, d) radier isolado, e) estaca isolada. (Castillo, 2013)

Outra solução em fundação profunda muito utilizada no Brasil é o tubulão, cuja definição pode ser encontrada na NBR 6122/2010 como sendo um elemento de fundação profunda, escavado no terreno e em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta.

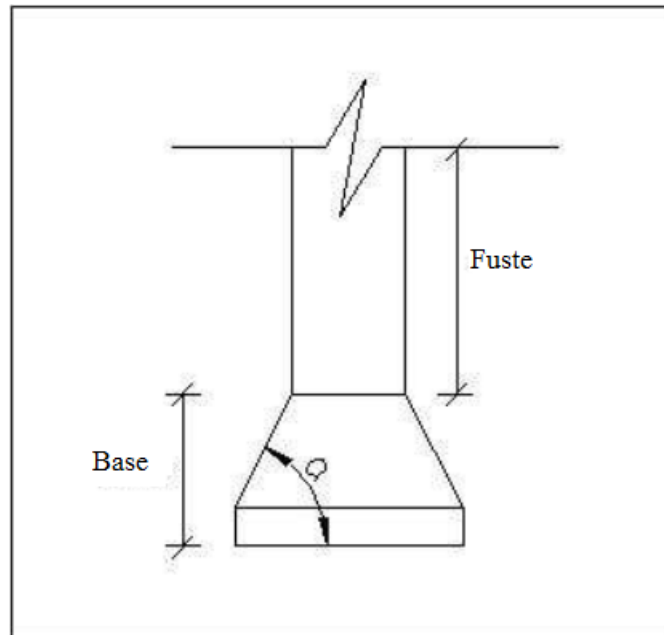


Figura 3 - Esquema em corte longitudinal de tubulão de base alargada (Silva, 2000).

## 2.4 RADIER ESTAQUEADO

Sales (2000) identifica radier estaqueado por um sistema de fundação que envolve a associação de um elemento de fundação superficial (radier) com uma estaca ou grupo de estacas, sendo ambos os elementos responsáveis pela colaboração na capacidade de carga e na redução de recalques.

Devido a facilidade de execução e custos reduzidos, é comum considerar, primeiramente, uma solução superficial para a fundação de uma obra e, caso tal proposta não venha a satisfazer critérios tais como resistência geotécnica última, resistência estrutural última ou recalque máximo, a utilização de uma fundação profunda, tais como estacas e tubulões, é quase sempre a segunda opção (POULOS, 2001). Apesar de tal escolha, é comum que se encontrem rádiers e blocos superficiais nas estruturas, o primeiro se verifica na necessidade de se promover uma base para os pavimentos mais inferiores e o segundo na necessidade de se solidarizar um grupo de estacas e de ligá-las ao pilar o qual este grupo sustenta (VELLOSO; LOPES, 2016)

A associação de elementos diferentes de fundação (superficiais e profundos), unidos muitas vezes em decorrência da própria metodologia executiva de cada uma destas soluções, ainda é ignorado por muitos projetistas devido ao fato destes grupos

contarem com mecanismos de transferência de carga distintos o que torna muito difícil de se prever o comportamento do elemento de fundação bem como de se elaborar o projeto. Essa condição muitas vezes não garante um conforto adequado para o projetista efetivamente levar em conta o impacto dessas interações, por mais que muitas vezes elas atuem no sentido de aumentar o fator de segurança do projeto.

Entretanto, nos últimos anos, houve um aumento considerável no reconhecimento do uso de estacas em radiers para a redução do recalque total e recalque diferencial, levando a uma economia considerável e sem comprometer a segurança ou a performance da fundação (POULOS, 2001).

Dessa maneira, soluções que levavam em consideração a colaboração tanto de elementos de fundação superficial quanto de elementos de fundação profunda, seja na resistência a carga da estrutura seja na redução do recalque, passaram a ser desenvolvidas e aplicadas, sendo referenciadas pelos termos “Sapata Estaqueada” ou “radier Estaqueado”.

Cabe ressaltar que um bloco de estacas pode ser considerado também uma “sapata estaqueada” desde que seja possível garantir o contato da base do bloco com o solo, o que geralmente acontece pela própria metodologia executiva dos blocos de fundação, tornando razoável a consideração de que ele colabora com a resistência total da fundação por meio da transferência de carga para o solo localizado logo abaixo de sua face inferior, nos vãos entre estacas.

É importante esclarecer que nesse trabalho o termo “grupo de estacas” será utilizado para se referir ao tipo de fundação profunda que envolva mais de uma estaca e onde o bloco de coroamento destas estacas seja apenas um vínculo estrutural entre as mesmas, por mais que ele esteja, efetivamente, em contato com o solo. Ou seja, neste caso será considerado que apenas as estacas colaboram com a transferência de carga da estrutura para o solo, seja por meio de ponta ou atrito lateral. Quando este trabalho usar o termo “radier estaqueado”, estará se referindo ao sistema de fundação que leva em consideração a colaboração tanto do radier tradicional quanto das estacas associadas a ele na capacidade de transferência de carga para o solo.

## 2.4.1 MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL NAS ESTACAS

Sales (2000) observa que a parcela do atrito lateral atuante na estaca é função das tensões cisalhantes desenvolvidas na interface estaca/solo. Essas tensões cisalhantes, por sua vez, seriam função da aderência estaca/solo, do ângulo de atrito e da tensão normal à superfície da estaca, podendo então ser expressa da seguinte maneira:

$$\tau = a + \sigma_n \tan \phi^*$$

Em que:

$\tau$  = tensão cisalhante;

$a$  = aderência estaca/solo;

$\sigma_n$  = tensão normal à superfície da estaca;

$\phi^*$  = ângulo de atrito estaca/solo.

Segundo o mesmo autor, “ $a$ ” é uma função dos fatores de coesão do solo, processo de instalação e tempo decorrido após instalação. O ângulo de atrito  $\phi^*$  depende do tipo de solo e do material da estaca. A tensão normal  $\sigma_n$  está relacionada às tensões geostáticas laterais do ponto em questão e ao método de instalação da estaca.

É importante ressaltar que o valor da tensão cisalhante cresce com o nível de mobilização do atrito lateral, podendo dessa maneira ser representada pela seguinte equação:

$$f_s(z) = F(z) \cdot \tau(z)$$

Em que:

$f_s(z)$  = tensão cisalhante mobilizada;

$z$  = profundidade do ponto avaliado;

$F(z)$  = função do nível de mobilização do atrito lateral;

$\tau(z)$  = tensão cisalhante máxima na profundidade “ $z$ ”.

Salles (2000) ainda observa que o atrito lateral mobilizado em uma estaca depende não apenas das propriedades naturais do solo ou do material constitutivo da estaca, que influenciam “ $a$ ” e “ $\phi^*$ ”, mas também de “ $\sigma_n$ ” e do nível de mobilização

$F(z)$ . Desta maneira, uma estaca se comporta de maneira distinta quando na presença de outros elementos de fundação em comparação a como se comportaria isoladamente, isso se deve a interação entre os elementos que alteram as tensões normais na face das estacas bem como variam a relação do deslocamento entre as estacas e o solo.

Ainda o mesmo o autor adiciona que a interação entre um elemento superficial e um grupo de estacas, como ocorre em, por exemplo, um radier estaqueado, interferirá tanto no aumento das tensões horizontais na face das estacas, por meio do aumento das tensões verticais, como também reduzirá o deslocamento relativo entre solo e estaca, pois o radier irá impor deslocamentos ao solo subjacente. A relevância de cada fator e a natureza do impacto do resultado final dependerá do tipo do solo e do estado do mesmo.

#### **2.4.2 CONDIÇÕES FAVORÁVEIS E DESFAVORÁVEIS AO USO DE RADIER ESTAQUEADO**

A forma mais efetiva de ser utilizar raders estaqueados acontece quando o elemento superficial, o radier, pode garantir uma resistência geotécnica e estrutural capaz de sustentar todo o carregamento, porém, ao mesmo tempo verifica-se que os recalques tanto absolutos quanto diferenciais desenvolvidos nessa situação excedem valores aceitáveis. Poulos (1991) examinou um número razoável de perfis de solo e constatou que seguramente tais situações seriam favoráveis para a utilização desse sistema de fundação:

- Perfis de solo caracterizáveis como argilas duras;
- Perfis de solo caracterizáveis como areias densas;

Nas duas circunstâncias, o radier é capaz de promover uma parcela significativa da resistência ao carregamento e da rigidez da composição, fazendo com o que as estacas ajam apenas como melhoradores de performance da fundação e não como elementos resistivos.

Poulos (1991) também destaca em seus estudos as condições desfavoráveis à utilização destas associações:

- Perfis de solo que contenham argilas moles próximas à superfície;
- Perfis de solo que contem areias fofas próximas à superfície;

- Perfis de solo que contenham camadas compressíveis a profundidades baixas;
- Perfis de solo que possivelmente venham a passar por recalques de adensamento;
- Perfis de solo que venham a desenvolver fenômenos de expansão devido a causas externas;

O autor ainda explica a que se deve as tais considerações: nas duas primeiras situações, o solo seria incapaz de garantir que o radier seja responsável por sustentar o carregamento, condição prevista para que a utilização desse sistema se aproximasse do ideal. Já a terceira situação impediria que o radier contribuísse com a rigidez do sistema devido a possibilidade de se desenvolverem recalques de longa duração.

Nos dois últimos casos, podem se desenvolver carregamentos adicionais não previstos nas estacas.

No caso de recalques por adensamento, é possível que o nível do solo rebaixe a ponto de fazer com que o mesmo não permaneça em contato com o radier, impedindo assim que os esforços recebidos pelo mesmo sejam distribuídos para o solo, resultando que esse montante de carregamento aliviado do radier seja transferido para as estacas.

Já no caso de solos expansíveis, é possível que tensões adicionais se desenvolvam nas estacas pela ação do solo em expansão que empurra o radier para cima, além disso, essas tensões adicionais impõem ao radier carregamentos para o qual ele não foi projetado, podendo causar fissuração excessiva e até mesmo danos irreversíveis à sua estrutura.

### **2.4.3 MÉTODOS DE CÁLCULO DO PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO**

A despeito da dificuldade em se analisar precisamente os efeitos da interação entre elementos de fundação superficial e de fundação profundas associados, alguns estudos foram desenvolvidos no sentido de propor equações que representassem a capacidade de carga resultante da composição destes dois tipos de elementos em uma só estrutura.

Poulos (1980) propõe que a capacidade de carga do radier estaqueado consiste basicamente na soma da parcela da resistência desenvolvida apenas pelo radier e da parcela da resistência desenvolvida pelas estacas:

$$Q_{PR} = Q_R + Q_{PG}$$

Em que:

$Q_{PR}$ : Capacidade de carga total do radier estaqueado.

$Q_R$ : Capacidade de carga apenas do radier.

$Q_{PG}$ : Capacidade de carga do grupo de estacas.

Madolini (2003) propõe outro método para o cálculo de capacidade de carga de radier estaqueado pela seguinte formulação:

$$Q_{PR} = Q_R + Q_{PG} = Q_R + \sum_{i=1}^n Q_{pile,i}$$

Assim, o autor introduz o coeficiente  $\alpha_{pr}$  que pode ser definido como:

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{pile,i}}{Q_{PR}}$$

Esse coeficiente descreve de que maneira o carregamento se distribui entre o radier e as estacas.

No caso de  $\alpha_{pr} = 0$ , este representa uma fundação superficial sem qualquer tipo de estaca, logo, o modelo padrão de radier tradicional. Na situação de  $\alpha_{pr} = 1$ , o que se tem representado é uma fundação combinada onde, entretanto, o radier não se encontra em contato com o solo, ou seja, ele não contribuiu efetivamente em nada com a resistência do elemento, portanto, todo o carregamento é sustentado pelas estacas. E por fim, caso  $0 < \alpha_{pr} < 1$ , tem-se representado o caso mais comum, de um radier estaqueado cujo elemento superficial está efetivamente em contato com o solo e assim colabora na resistência do elemento.

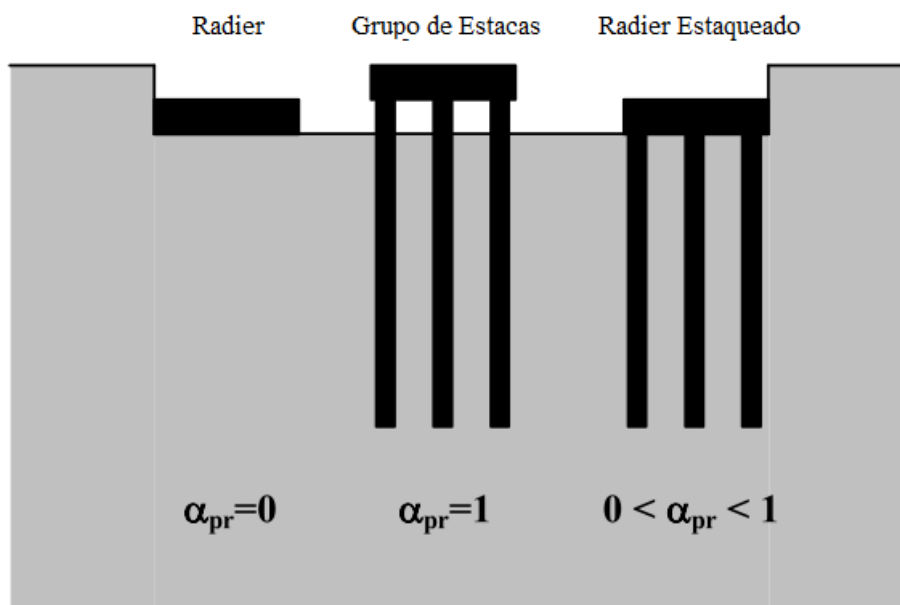


Figura 4 - Fator  $\alpha_{pr}$  para definição do tipo de fundação (Mandolini, 2003).

O projeto de radier estaqueado é orientado pelas mesmas considerações que norteiam qualquer tipo de projeto de fundação. Poulos (1980) trata de citar alguns dos aspectos a serem levado em consideração no momento do projeto:

- Capacidade última de carga vertical, lateral e de momentos;
- Recalque máximo;
- Recalque diferencial máximo;
- Momentos e cortantes aplicados ao radier ou à sapata no projeto e dimensionamento do elemento superficial;
- Momentos e cortantes aplicados às estacas no projeto e dimensionamento do elemento profundo;

Poulos (2001) sugere um modelo racional de projeto para radiers estaqueados que envolveria três estágios:

- a) Um estágio preliminar em que se avalia a possibilidade de se utilizar radier estaqueado e a quantidade de estacas necessárias para satisfazer os requerimentos de projeto;
- b) Um estágio intermediário para se avaliar as exigências e as características gerais dessas estacas;
- c) Um projeto detalhado para obter a localização, disposição e o número ótimo de estacas, levando em conta também uma análise da distribuição



do recalque, momentos fletores e esforços cortantes no radier, além dos carregamentos e momentos fletores desenvolvidos nas estacas. Tal projeto normalmente é desenvolvido com auxílio de ferramentas computacionais que utilizam Métodos dos Elementos Finitos, Métodos dos Elementos de Contorno ou métodos híbridos, a exemplo da ferramenta GARP.

## **2.5 FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS NO PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO**

Com o avanço das ferramentas matemáticas, das tecnologias computacionais e com estas o aumento na velocidade e na capacidade de processamento de dados, diversos métodos passaram a ser cada vez mais incorporados na análise e na elaboração dos projetos de fundação, permitindo o emprego de modelos mais complexos e representativos do comportamento do solo, levando em consideração fatores como sua não-linearidade, sua heterogeneidade, a influência do carregamento no solo etc. (SALES, 2000).

Os métodos numéricos utilizados nas análises de radiers estaqueados são:

- Método dos Elementos de Contorno (M.E.C.);
- Método dos Elementos Finitos (M.E.F.)
- Métodos híbridos;

O M.E.C. é um dos métodos numéricos mais conhecidos para a solução de problemas que envolvam equações diferenciais.

Sua formulação baseia-se na transformação de equações diferenciais que governam os problemas físicos representados em equações integrais desenvolvidas sobre o contorno do domínio de análise. Para que esse fim seja atingido, é necessário conhecer uma solução fundamental para o tipo de problema analisado (CORDEIRO, 2015).

A solução numérica proposta pelo M.E.C. se desenvolve inicialmente nos contornos do problema e a partir daí são inferidos valores no interior do domínio analisado. As soluções fundamentais propostas na literatura geralmente partem da equação de Mindlin para uma carga pontual inserida em um semi-espaco elástico. Dessa

maneira, a heterogeneidade do solo, não-linearidade do solo e da interface estaca são considerados apenas de maneira aproximada. Outra questão a se notar é que na maioria das análises encontradas na literatura sobre essas condições consideram o radier como elemento rígido, o que não necessariamente corresponde à realidade (SALES, 2000).

O M.E.F., por sua vez, trabalha reformulando as equações básicas de um problema para um elemento de geometria simples e conhecida, e então, através dele, o método é capaz de reproduzir o domínio original pelo encaixe de diversos elementos. Isto permite que praticamente qualquer tipo de domínio possa ser modelado (TORIL, 2012).

Tal método é reconhecido por muitos como a ferramenta de maior potencial para se considerar todos os fatores envolvidos em um projeto de radier estaqueado, contudo, ele não tem sido utilizado tão recorrentemente na análise desse tipo de fundação. Isso se dá por todo o esforço computacional que demanda a análise realizada por esse método, já que neles são considerados fatores como a não linearidade do solo, o que aumenta razoavelmente o volume de cálculos desenvolvidos por tais ferramentas e com isso o tempo necessário para se obter um resultado (POULOS, 1998a).

Em busca de superar as limitações de cada um dos sistemas e assim obter resultados mais próximos da realidade, mantendo razoável o tempo necessário para obtenção de resultados, diversos pesquisadores apresentaram propostas de análise para radier estaqueado que associasse mais de um método de cálculo. Em uma dessas propostas Poulos (1994a) apresentou o programa GARP.

### **2.5.1 PROGRAMA GARP**

O programa GARP apresentado em 1994 por Poulos é um programa híbrido que em suas primeiras versões analisava o radier pelo método das diferenças finitas enquanto as estacas eram representadas por molas equivalentes em que todas as formas de interação eram consideradas através do método da superposição do campo de deformações. Posteriormente, Small & Poulos em 1998 apresentaram uma nova versão do programa (GARP6). Dentre as diversas alterações, a mais relevante foi feita no método escolhido para representar o elemento radier estaqueado. Em sua sexta versão o programa passa a analisar o radier pelo método M.E.F. enquanto as interações, estaca-estaca, estaca-solo e solo-estaca passam a ser consideradas pelo M.E.C.

Segundo Sales (2000), o programa incorpora algumas técnicas que permitem simular as seguintes condições:

- Heterogeneidade no perfil do solo, permitindo a representação da estratificação do solo;
- Tensão admissível de compressão ou de tração no solo sob o radier;
- Estacas com resposta não-linear e limite de capacidade em ambas direções axiais (compressão e tração);
- Estacas com diferentes propriedades dentro do sistema de fundação;
- Possibilidade aplicação de carregamentos distribuídos, concentrados e momentos em duas direções;
- Imposição de pré-deformações no solo para simular efeitos de consolidação ou expansão;

### 3 ESTUDO DE CASO

Este trabalho se desenvolve em torno de um caso concreto de silos graneleiros que experimentaram recalques tão intensos que reduziram consideravelmente a capacidade útil de estocagem de sua unidade de armazenamento.

A fim de se garantir a privacidade dos envolvidos, os nomes de fazendas, empresas e personalidades que de alguma forma se envolveram com tal projeto serão omitidos.

A unidade de armazenamento sob análise situa-se no município de São Félix do Araguaia, Mato Grosso, e é composta por 8 silos graneleiros, dispostos em duas linhas de quatro unidades, dedicadas à estocagem de grãos de soja.

Os silos de armazenamento são circulares e possuem diâmetro individual de 32,37 metros. Eles são estaqueados ao longo de seu anel externo circular e ao longo do túnel que cruza todos os silos na mesma direção.

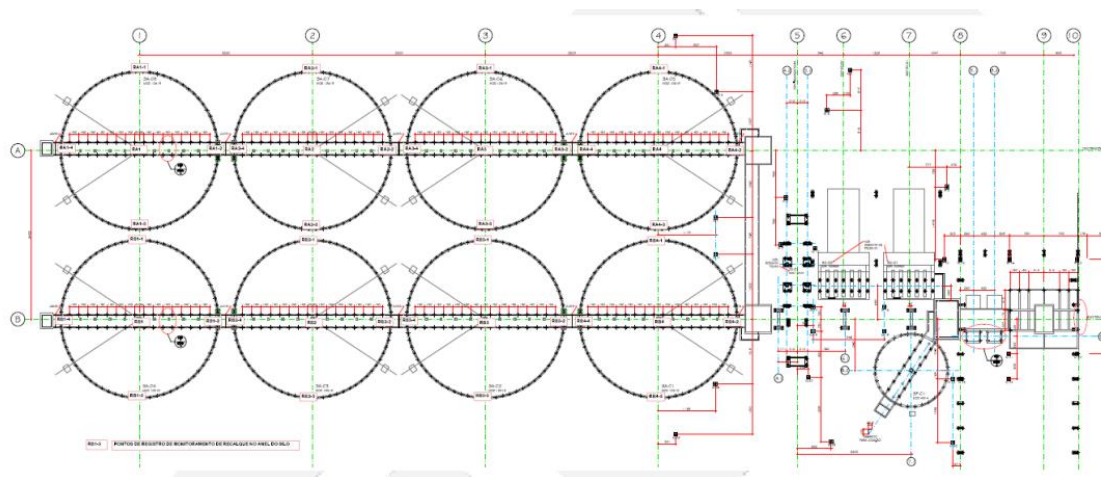


Figura 5 - Disposição dos silos de armazenamento.

Foram obtidos dados sobre os carregamentos do túnel relativos aos anos de 2015 e 2016. Nestes dados é possível observar que em 2015 os silos 1, 2, 3 e 4 foram carregados em sua plenitude, enquanto os silos 5, 6, 7 e 8 não foram utilizados. Já em 2016, todos os silos, exceto o de número 3, foram carregados, embora apenas parcialmente.

O carregamento máximo de projeto para cada um dos silos é de 12000 toneladas-força, valor que corresponde aos carregamentos medidos nos silos 1, 2, 3 e 4

medidos no ano de 2015. Esse carregamento impôs ao solo uma pressão adicional máxima de 160 kPa.

Após o primeiro carregamento, já foi possível observar recalques consideráveis nos silos. A tabela a seguir exprime tais valores medidos relativos aos pontos de referência superficial utilizados pela topografia, o topo do anel circular dos silos.

Tabela 1 - Valores médios calculados para os recalques totais de cada silo.

Silo	1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Recalque Total Médio (cm) 2015</b>	-4,3	+9,0	+10,8	+12,3	0	0	0	0
<b>Recalque Total Médio (cm) 2016</b>	+20,8	+25,4	+26,3	+12,4	+3,4	-0,8	+6,6	+4,5

Em virtude dos recalques experimentados pela estrutura, foram observadas patologias nas paredes do túnel principal enterrado e nas estruturas em si, patologias estas que comprometeram a operacionalidade das unidades de armazenamento.

### 3.1 GEOTECNIA LOCAL

Avaliando-se todas as sondagens gerais realizadas na região das obras dos silos, é possível se caracterizar o solo como um depósito estratificado da seguinte maneira:

- Camada de aterro compactado de espessura 1,5 metros, executado para adequação do nível do piso dos silos;
- Camada de areia siltosa pouco arenosa média de cerca de 10 metros de espessura, com SPT médio de 5, variando entre 4 e 8;
- Camada de argila arenosa pouco siltosa rija de cerca de 5 metros de espessura com SPT médio de 16, variando entre 11 e 23;
- Camada de areia argilosa pouco siltosa compacta de cerca de 2 metros de espessura com SPT igual a 23. Esta é a camada de suporte das estacas hélice contínuas (comprimento 20 metros) executadas para sustentação do anel do silo e do túnel;
- Camada de areia argilosa pouco siltosa compacta de cerca de 5 metros de espessura com SPT médio de 30, variando entre 26 e 35;

- Camadas intercaladas de areia fina: cerca de 5 metros de areia fofa com SPT médio de 4; cerca de 7 metros de areia compacta com SPT médio de 23 e cerca de 3 metros de areia muito compacta com SPT superior a 40;
- Impenetrável ao trépano de lavagem em cerca de 40 metros abaixo do nível original do terreno (-1,5 metros);
- O nível de água foi localizado em cerca de 10 a 13 metros abaixo do nível original do terreno (-1,5 metros), a depender do dia da sondagem.

As análises laboratoriais das amostras ensaiadas identificaram o solo mais superficial como um composto de material areno-argiloso de baixa plasticidade com limite de liquidez de 30%, índice de plasticidade de 8% (solo tipo CL na classificação unificada) e mais de 43% de partículas passante na peneira #200 (partículas diâmetro silte ou argila).

Considerando que a literatura acadêmica avalia a profundidade máxima do bulbo de pressões causado por um carregamento circular no total de duas vezes o diâmetro da área carregada, tem-se para a situação avaliada uma zona de solo de mais de 70 metros de profundidade na qual atuam as pressões desenvolvidas em função do carregamento. Dessa maneira, considera-se que toda a extensão de solo até o impenetrável está sob influência do carregamento dos silos.

Foram obtidas amostras nas profundidades de 5 a 6 metros, as quais foram submetidas a ensaios oedométricos. A primeira amostra, em estado de umidade natural, foi submetida a um carregamento de 150 kPa (Figura 6) onde atingiu a saturação, já uma segunda amostra foi mantida em estado de umidade natural e carregada e descarregada em 5 ciclos de 5 a 150 kPa (Figura 7).

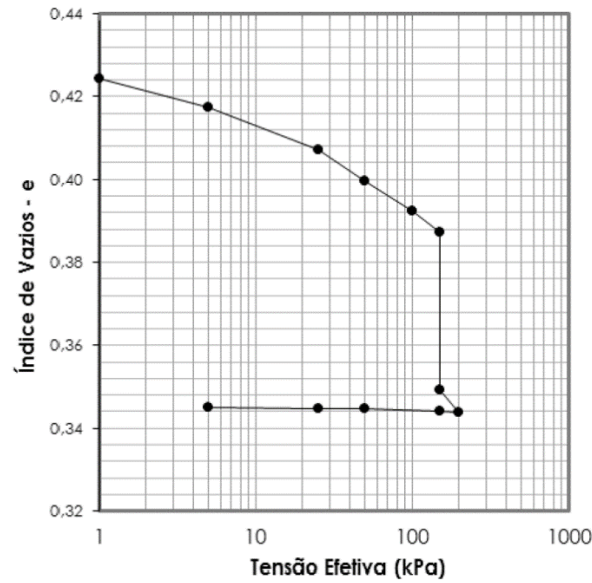


Figura 6 - Ensaio oedométrico sob amostra saturada.

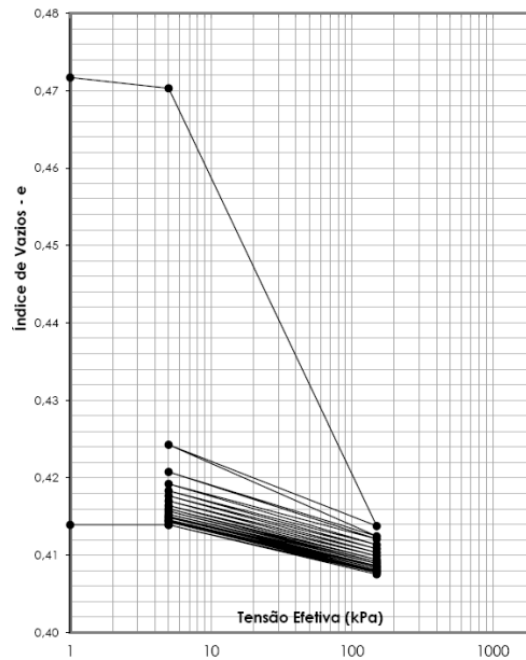


Figura 7 - Ensaio oedométrico sobre amostra com umidade natural.

Com base nos resultados dos ensaios, expostos nessas figuras, é possível afirmar com certa segurança que as camadas mais superficiais, compostas de areia e de argila siltosa com baixo SPT, são colapsíveis. Essa afirmação é razoável na medida que o coeficiente de colapso, definido como a razão entre a variação do índice de vazios e o índice de vazios original, foi calculado no valor de 2,6 %, o que, segundo Vargas (1974) caracterizaria o solo como “potencialmente colapsível”.

Ainda, é importante observar que a drástica redução no índice de vazios do solo foi experimentada em torno da pressão de 145 kPa, exatamente a mesma que as equações de bulbo de pressões apresentadas por Bowles (1997) designam para a profundidade entre 5 e 6 metros nas condições em que se configura o caso em estudo.

Tem-se então reunidas as informações necessárias para se justificar o intenso recalque experimentado pelas estruturas das unidades de armazenamento pelas condições de colapsibilidade do solo.

Hoje, devido aos recalques experimentados pela estrutura, nenhum dos oito silos está em funcionamento. O que significa a incapacidade de se armazenar o total de 96 mil toneladas de grãos. Considerando cada saca de 60 kilogramas de soja no valor médio de R\$55,00, tem-se a impossibilidade de estocar um volume de produto no valor de 88 milhões de reais.

Cabe registrar que pouquíssimos ensaios foram realizados a nível de projeto. Tem-se conhecimento de que todo projeto dos silos foi realizado com apenas um SPT, enquanto um segundo SPT e os dois ensaios oedométricos foram realizados apenas após a constatação dos recalques.

É interessante também observar que todo o projeto do silo foi realizado considerando que apenas os carregamentos verticais provenientes dos grãos agiriam sobre o radier. Isso se deu por uma escolha de projeto de não se vincular o radier com o anel externo do silo. Se isso por um lado aliviou o radier de qualquer esforço horizontal e de momento devido a eventuais ventos, essa condição restringiu ao radier o dever de sustenta todo o carregamento dos grãos, sem a possibilidade de distribuí-los às estacas do anel externo.

Evidentemente que esta não foi uma boa solução, dado que o excesso de carregamento no radier induziu a recalques extremos, que são, efetivamente, os problemas do projeto.



## **4 PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO**

Neste capítulo, aplicaremos o método analítico de Poulos para o projeto de radier estaqueado do caso concreto dos silos de São Félix do Araguaia apresentados no Capítulo 3, a fim de se avaliar o ganho de performance da fundação no caso da utilização de certas configurações de estaqueamento com 172, 140, 116, 96, 76 e 48 estacas, cada uma com 20 metros de comprimento, 35 centímetros de diâmetro e do tipo hélice contínua, já que estas características são as mesmas já encontradas nas estacas dispostas ao longo dos anéis e dos túneis de cada um dos silos. Ainda, o radier é formado por uma placa de concreto armado de 15 centímetros de espessura.

### **4.1 PROCEDIMENTO DE PROJETO**

Um método racional para projeto de radier estaqueado consiste basicamente de duas etapas:

- a) Um estágio de projeto preliminar onde se avaliar a viabilidade de se utilizar a proposta de radier estaqueado e o número necessário de estacas para satisfazer as necessidades de projeto;
- b) Um estágio de projeto mais detalhado, onde se obtém informações como número, posicionamento e distribuição ótima para as estacas. É ainda onde se calcula, de maneira mais detalhada, os recalques, os momentos e os esforços cortantes no radier e os momentos e carregamentos nas estacas.

O estágio preliminar envolve cálculos mais simples, onde o uso da força computacional é dispensável. Já no estágio de detalhamento, o uso de programas especializados de computador se faz necessário para se levar em consideração a influência das interações entre solo, estacas e radier.

Neste trabalho, desenvolveremos os cálculos referentes ao estágio de projeto preliminar, orientados pela metodologia analítica de Poulos (2000).

#### **4.1.1 CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL GEOTÉCNICA ÚLTIMA**

A capacidade de carga vertical geotécnica última de uma fundação em radier estaqueado pode ser estimada pelo menor dentre dois valores:

- a) A soma das capacidades de carga do radier e de todas as estacas do sistema;
- b) A capacidade de carga última do bloco contendo as estacas e o radier, somada à capacidade de carga última do radier ao redor do grupo de estacas.

Geralmente, a menor capacidade de carga geotécnica última se desenvolve na primeira das duas possibilidades, dessa maneira, apenas a primeira hipótese será considerada. Para se obter cada um dos valores acima propostos pode-se utilizar os métodos convencionais de cálculo.

#### **4.1.2 CAPACIDADE DE CARGA LATERAL GEOTÉCNICA ÚLTIMA**

A capacidade de carga lateral geotécnica última deve ser calculada da mesma maneira que a carga vertical, ou seja, será o menor valor entre a soma das capacidades últimas do radier e das estacas ou a capacidade última de um bloco composto pelo radier, estacas e solo somada a capacidade última do radier ao redor do grupo de estaca. Entretanto, alguns pontos devem ser observados:

- a) As reações em ambas as direções ortogonais devem ser consideradas;
- b) A capacidade de carga lateral última do radier deve considerar o atrito na base e o empuxo passivo na lateral da placa;
- c) Para o cálculo da capacidade de carga lateral última das estacas devem ser consideradas as duas possibilidades de ruína: a fratura do solo e a fratura da estaca;
- d) Na avaliação da capacidade de carga última na condição de bloco radier-estaca-solo, geralmente se considera apenas a possibilidade de fratura do solo.

De maneira semelhante ao cálculo da carga vertical, o limite superior da carga lateral última se dá na avaliação do bloco radier-estaca-solo.

#### 4.1.3 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE RESISTENTE A MOMENTO ÚLTIMA

O momento último resistido por uma composição de radier estaqueado pode ser aproximada pelo menor dentre as duas alternativas a seguir:

- a) A capacidade resistente a momento do radier ( $M_{ur}$ ) e das estacas ( $M_{up}$ );
- b) A capacidade resistente a momento de um bloco radier-estaca-solo ( $M_{ub}$ );

A capacidade resistente a momento de um radier pode ser estimada pela proposta de Meyerhof (1953), expressa na seguinte expressão por Lee (1965):

$$\frac{M_{ur}}{M_m} = \frac{27}{4} * \frac{V}{V_u} * \left[ 1 - \left( \frac{V}{V_u} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

Em que:

$M_m$  = momento máximo suportado pelo solo;

$V$  = carga vertical aplicada;

$V_u$  = carga vertical última no radier quando não há momentos aplicados;

Considerando o carregamento unicamente na direção X, para um radier retangular, o máximo momento  $M_m$  na direção X pode ser expresso por:

$$M_m = \frac{p_{ur}BL^2}{8}$$

Em que:

$p_{ur}$  = capacidade de carga última abaixo do radier;

$B$  = largura do radier (direção Y);

$L$  = comprimento do radier (direção X).

O momento último contribuído pelas estacas pode ser estimado da seguinte maneira:

$$M_{up} \approx \sum_{i=1}^{n_p} P_{uui} |x_i|$$

Em que:

$P_{uui}$  = capacidade última de estaca padrão  $i$  para tração;

$|x_i|$  = distância absoluta da estaca  $i$  até o centro de gravidade do grupo;

$n_p$  = número de estacas.

Quando se avaliar a composição como um bloco, sua resistência a momento pode ser estimada, de forma conservadora, considerando as estacas como curtas, rígidas e submetidas a um carregamento de momento. Poulos & Davis (1980) propõe uma expressão para a capacidade resistente ao momento última como:

$$M_{uB} = a_b \bar{p}_u B_B D_B^2$$

Em que:

$B_B$  = largura do bloco perpendicular a direção do carregamento;

$D_B$  = profundidade do bloco;

$\bar{p}_u$  = resistência lateral última média ao longo do solo ao longo do bloco;

$a_b$  = fator que depende da distribuição da pressão lateral última com a profundidade; 0,25 para  $p_u$  constante com a profundidade ou 0,20 para  $p_u$  crescente com a profundidade, considerando valor zero na superfície.

Entretanto, de maneira semelhante às capacidades verticais e laterais, a análise em bloco resulta no limite superior da capacidade resistente ao momento.

## 4.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO SOLO ANALISADO

O solo de São Félix do Araguaia, o qual já foi apresentado em capítulo anterior neste trabalho, passou por duas campanhas de sondagens distintas, a primeira antes da primeira safra e a segunda logo antes da segunda safra. Considerando que esse trabalho tem por finalidade avaliar o rendimento de uma fundação em radier estaqueado a nível de projeto, serão levados em conta os SPTs apenas da primeira campanha, como se

encontrava o solo no momento da elaboração do projeto das unidades de armazenamento.

Na tabela a seguir, encontram-se dispostos os dados das sondagens SPT realizadas antes da primeira safra. Estas sondagens atingiram profundidades médias de 25 metros e apresentaram discrepância mínima entre si, motivo pelo qual será utilizada uma média entre todos os SPTs para se calcular as resistências das estacas.

Tabela 2 - SPTs da primeira campanha.

<b>SPT</b>	<b>Sondagens</b>						
<b>Z (m)</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>Média</b>
<b>1</b>	0	0	2	2	4	2	1,7
<b>2</b>	0	2	2	3	3	2	2,0
<b>3</b>	0	2	3	4	4	4	2,8
<b>4</b>	8	5	6	4	4	5	5,3
<b>5</b>	7	6	6	4	5	4	5,3
<b>6</b>	6	7	6	5	2	4	5,0
<b>7</b>	7	5	7	6	4	3	5,3
<b>8</b>	8	8	5	3	4	2	5,0
<b>9</b>	4	4	4	2	3	2	3,2
<b>10</b>	4	4	4	4	4	4	4,0
<b>11</b>	4	4	4	4	3	6	4,2
<b>12</b>	4	5	5	6	4	8	5,3
<b>13</b>	6	7	7	8	8	11	7,8
<b>14</b>	9	10	8	14	11	12	10,7
<b>15</b>	16	14	11	17	14	15	14,5
<b>16</b>	17	15	14	19	17	16	16,3
<b>17</b>	19	20	16	17	16	17	17,5
<b>18</b>	22	24	25	20	25	20	22,7
<b>19</b>	26	22	23	24	24	23	23,7
<b>20</b>	29	20	21	24	25	27	24,3
<b>21</b>	27	25	22	26	31	28	26,5
<b>22</b>	32	29	29	30	34	32	31,0
<b>23</b>	37	27	26	27		36	30,6
<b>24</b>		34	27	36			32,3
<b>25</b>		38	32	36			35,3

Cabe também reiterar que o solo em estudo é constituído predominante por argilas e que o nível de água foi localizado entre 10 e 13 metros de profundidade.

### 4.3 CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DA ESTACA

A capacidade de carga do solo foi calculada pelos métodos semiempíricos propostos por Aoki & Velloso (1975), Decourt & Quaresma (1996) e Teixeira (1996), sendo este último o método recomendado por Conciani (2006) para se caracterizar o solo do Mato Grosso, dessa forma, será atribuído um peso maior a este método.

Ainda, fica definido o modelo de estaca utilizada no projeto de radier estaqueado que reproduzirá as mesmas estacas presentes tanto ao longo do anel quanto do túnel.

Tabela 3 - Características das estacas.

Dimensão	Valor
Profundidade	20,00 metros
Diâmetro	0,35 metros
Área da Estaca	962,00 cm <sup>2</sup>
Tipo	Hélice Contínua

#### 4.3.1 MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

Estes pesquisadores estimam a capacidade de carga de uma estaca na ruptura por meio da expressão:

$$Q_r = Q_p + Q_l$$

Onde:

$Q_r$  = carga de ruptura,  $Q_p$  = carga resistida pela ponta e  $Q_l$  = carga resistida por atrito lateral.

$$Q_p = S \cdot r'_p$$

$$Q_l = \sum_{CB}^{CA} U \cdot \Delta l \cdot r_l'$$

Onde:

$CA$  = cota de arrasamento da estaca;  $CB$  = cota de base ou de ponta da estaca;  
 $r_p'$  = resistência de ponta;  $r_l'$  = resistência por atrito lateral;  $S$  = área de base ou ponta da estaca;  $U$  = perímetro da seção reta do fuste da estaca.

Os fatores de resistência da estaca  $r_p'$  e  $r_l'$  são calculados da seguinte maneira:

$$r_p' = K \cdot \frac{N}{F_1}$$

$$r_l' = \alpha \cdot K \cdot \frac{N}{F_2}$$

Onde:

$K$  e  $\alpha$  = coeficientes que dependem do tipo de solo;

$F_1$  e  $F_2$  = coeficientes corretivos que procuram levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone holandês (modelo).

Dessa forma:

$$Q_p = S \cdot r_p' = S \cdot K \cdot \frac{N}{F_1}$$

$$Q_l = \sum_{CB}^{CA} U \cdot \Delta l \cdot r_l' = \sum_{CB}^{CA} U \cdot \Delta l \cdot \frac{\alpha \cdot K \cdot N}{F_2}$$

$$Q_r = Q_p + Q_l$$

Como tais cálculos se desenvolvem na ruptura, é necessário um fator de segurança a fim de se determinar as cargas em termos de cargas admissíveis:

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{FS}$$

Aoki & Velloso recomendam  $FS = 2$ :

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{2}$$

Os coeficientes corretivos F1 e F2 para a proposta de Aoki & Velloso (1975) foram adaptados para os diversos tipos de estaca, Monteiro (2000) sugere para hélice contínua adotar F1 = 3,0 e F2 = 3,8.

Já os valores de  $\alpha$  e K foram escolhidos com base no tipo de solo, caracterizado tátil-visualmente pelo sondador responsável pelo ensaio. Foi considerado, a favor da segurança, o solo como uma argila siltosa, o que nos rendeu valores de K (kPa) = 250 e  $\alpha$  (%) = 5,5.

Tabela 4 - Parâmetros de cálculo para o método de Aoki & Velloso (1975).

Parâmetros para Cálculo	Valores assumidos
K (kPa)	230,00
$\alpha$ (%)	3,40
F1	2,35
F2	4,70

#### 4.3.2 MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1996)

De maneira similar, os pesquisadores Décourt & Quaresma propuseram outro método de cálculo para a capacidade de carga da estaca por dados obtidos por SPT. A formulação é a seguir:

$$Q_r = Q_p + Q_a$$

Onde:

$Q_r$  = capacidade de carga limite (na ruptura) da estaca;

$Q_p$  = parcela de carga de ruptura resultante da ponta da estaca;

$Q_a$  = parcela de carga de ruptura resultante do atrito ao longo do fuste da estaca.

$Q_p$  e  $Q_a$  por sua vez são calculados da seguinte forma:

$$Q_p = A_p \cdot \bar{N}_p \cdot K$$



Onde:

$A_p$  = área de ponta da estaca;

$\bar{N}_p$  = média dos valores do número de golpes junto à ponta da estaca;

$K$  = coeficiente ou fator característico, função do tipo de solo.

Este método sugere utilizar uma média entre o número de golpes na manobra imediatamente antes, imediatamente depois e ao nível da ponta da estaca. Décourt também sugere limitar os valores de SPT em 50.

O valor admitido para  $K$  depende do tipo de solo. Décourt & Quaresma sugerem para argilas siltosas e estacas do tipo hélice contínua o valor de 120 kPa para  $K$ .

$$Q_a = p \cdot L \cdot q_t$$

Onde:

$p$  = perímetro da seção reta do fuste da estaca (m);

$L$  = comprimento da estaca (m);

$q_t$  = adesão média ao longo do fuste:

$$q_t = \left( \frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \text{ (kPa)}$$

$\bar{N}$  = número de golpes médio (SPT) ao longo do fuste.

- Fatores de segurança por Décourt & Quaresma:

Cabe ressaltar que o método de Décourt & Quaresma foi originalmente desenvolvido para estacas de deslocamento, ou pré-moldadas de concreto, cravadas. A empresa PINI em sua publicação sugere dois fatores de correção para adaptação deste método a outros tipos de estaca:  $\alpha$ , para a carga máxima de ponta e  $\beta$ , para carga de atrito lateral:

$$Q_p = A_p \cdot \bar{N}_p \cdot K \cdot \alpha$$

$$Q_a = p \cdot L \cdot q_t \cdot \beta$$

Assim como Aoki & Velloso, a proposta de Décourt & Quaresma se desenvolve sobre o cálculo da resistência da estaca na ruptura, assim, são necessários fatores de segurança a fim de obterem-se valores de carga em termos admissíveis. Décourt & Quaresma propõe para a resistência de ponta:  $FS_p = 4$  e para a resistência por atrito ao longo do fuste:  $FS_a = 1,3$ .

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{FS_p} + \frac{Q_a}{FS_a} = \frac{Q_p}{4} + \frac{Q_a}{1,3}$$

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  variam com o tipo de solo e método de execução das estacas. Para estacas do tipo hélice contínua no solo de tipo argila siltosa, são sugeridos os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  como 0,3 e 1,0, respectivamente.

Tabela 5 - Parâmetros de cálculo para o método Décourt & Quaresma (1996).

Parâmetros para Cálculo	Valores assumidos
<b>K (kPa)</b>	120,00
<b>FS<sub>p</sub></b>	4
<b>FS<sub>a</sub></b>	1,3
<b>α</b>	0,3
<b>β</b>	1,0

#### 4.3.3 MÉTODO DE TEIXEIRA (1996)

Teixeira (1996), por sua vez, propõe a seguinte formulação:

$$Q_{ult} = \alpha \overline{N}_b A_b + U \beta \overline{N}_L L$$

Onde:  $\overline{N}_b$  = valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros abaixo da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo;

$\overline{N}_L$  = valor médio ao longo do fuste da estaca

$A_b$  = área da ponta da base;

$L$  = comprimento da estaca;

$U$  = perímetro da seção transversal da estaca.

O fator  $\alpha$  depende do tipo de solo e do tipo de estaca, enquanto o fator  $\beta$  depende apenas do tipo de estaca.

Levando em consideração o solo do local e o tipo de estaca, assumiu-se os seguintes fatores:

Tabela 6 - Parâmetros de cálculo para o método de Teixeira (1996).

<b>Parâmetros para Cálculo</b>	<b>Valores assumidos</b>
$\alpha$	160
$\beta$	4

Com todas as informações necessárias, é possível obter-se a seguinte tabela que expressa a capacidade de carga geotécnica última das estacas por cada um dos métodos avaliados bem como a média desses valores, assumida como a capacidade de carga vertical geotécnica última de cada uma das estacas. Cabe registrar que para fins de segurança não foi considerada a colaboração da ponta, ou seja, toda a resistência considerada aqui será desenvolvida pelo fuste. Ainda, foi atribuído peso 1 para o método de Aoki & Velloso (1975), peso 1 para o método de Décourt & Quaresma e peso 2 para o método de Teixeira (1996) dado que, segundo Conciani (2006), este último é o método que melhor representa o solo do Mato Grosso.

Tabela 7 - Capacidade de carga vertical última.

<b>Métodos</b>	<b>Capacidade de carga vertical última (kN)</b>
<b>Aoki &amp; Velloso (1975)</b>	422,26
<b>Décourt &amp; Quaresma (1996)</b>	903,88
<b>Teixeira (1996)</b>	482,36
<b>Média</b>	572,72

#### **4.4 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL**

A capacidade de carga vertical última do radier pode ser assumida como  $6c_u$  em que  $c_u$  corresponde a coesão não drenada do solo.

Essa expressão foi utilizada devido ao fato do solo do local ser predominantemente fino e pela característica do carregamento de silo de ser extremamente rápido, além de considerar a situação de saturação, pois é a mais crítica. Essas considerações foram feitas pelo fato de não se dispor de ensaios adequados, como por exemplo ensaios triaxiais, que viriam a caracterizar de maneira mais adequada a reação do solo ao carregamento nas diversas situações de umidade.

Para se obter a coesão não drenada do solo, buscou-se na literatura correlações entre tal parâmetro e o  $N_{SPT}$ . Mello (1971) admite razões  $c_u/N_{SPT}$  na ordem de até 20 unidades.

O solo apresenta sua menor resistência em sua primeira camada. Assim, para se considerar a pior situação, o primeiro metro do solo foi avaliado quanto a sua capacidade de resistir aos acréscimos de pressão impostos pelos silos.

Dentre os dados obtidos nos relatórios técnicos apresentados, foi observado que no primeiro metro de solo subjacente aos silos 1 a 4 foi desenvolvida uma pressão de 160 kPa ao longo da primeira safra. Garante-se então, que o primeiro metro de solo seja capaz de suportar essa pressão.

Dessa maneira, é possível calcular a relação entre o  $c_u$  e  $N_{SPT}$  da primeira camada do solo e verificar se ela se encontra dentro dos limites propostos por Mello (1971).

$$6c_u = 160 \text{ kPa}$$

$$c_u = 26,67 \text{ kPa}$$

$$\frac{c_u}{N_{SPT}} = \frac{26,67}{1,7} = 15,68 < 20$$

Logo, é possível observar que todos os dados estão dentro dos padrões previstos na literatura. Para fins de cálculo e de se abordar a situação mais crítica, a relação  $c_u/N_{SPT}$  será arredondada para uma unidade acima do calculado, resultado  $c_u/N_{SPT} = 16$ . Assim, refaz-se o cálculo e se obtém que  $c_u = 16 * 1,7 = 27,2 \text{ kPa}$ . Portanto, a capacidade de carga última do radier será de  $6 * c_u = 6 * 27,2 = 163,2 \text{ kPa}$ .

Sabendo que o diâmetro de cada silo é de 32,37 metros, é possível calcular a capacidade de carga última do radier em termos de carregamento:

$$A_r * 163,2 = \frac{32,37^2}{4} * 163,2 = 42750,9 \text{ kN} = 42,751 \text{ MN}$$

No projeto original, foi previsto um carregamento de 134,81 kN/m<sup>2</sup> no radier. Sabendo que o radier tem diâmetro de 32,37 metros, é possível calcular o carregamento total na placa:

$$134,81 * \frac{32,37^2}{4} = 34,314 \text{ MN}$$

Estes valores nos render um fator de segurança de igual a:

$$FS = \frac{42,751}{34,314} = 1,25$$

#### 4.5 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL TOTAL

Como propõe Poulos, a capacidade de carga vertical total de um radier estaqueado pode ser calculado de duas maneiras:

- a) Soma das capacidades de carga das estacas e do radier;
- b) Capacidade de carga de um bloco formado pelas estacas e a área de radier dentro do perímetro das estacas somada a capacidade de carga do radier ao redor das estacas.

Considerando a primeira hipótese, a capacidade carga vertical última do radier estaqueado irá variar com a quantidade de estacas associadas, segundo a seguinte expressão:

$$Q_{PR} = Q_R + Q_{PG}$$

Em que:

$Q_{PR}$ : Capacidade de carga total do radier estaqueado;

$Q_R$ : Capacidade de carga apenas do radier;

$Q_{PG}$ : Capacidade de carga do grupo de estacas.

Assim, obtêm-se a tabela abaixo onde se relaciona o número de estacas associadas ao radier e sua carga vertical última.

Tabela 8 - Carga vertical última e fator de segurança.

Número de estacas	Carga vertical última (MN)	Fator de segurança
0	42,751	1,25
48	70,24156	2,05
76	86,27772	2,51
96	97,73212	2,85
116	109,1865	3,18
140	122,9318	3,58
172	141,2588	4,12

#### 4.6 ESTIMATIVA DO MOMENTO ÚLTIMO

Como visto em seção anterior, o momento último resistido pelo solo é obtido pela seguinte expressão:

$$M_m = \frac{p_{ur}BL^2}{8}$$

$p_{ur}$  se refere a resistência última do radier e pode ser obtido pela proposta de Décourt (1989):

$$p_{ur} = K_1 N_r \text{ (kPa)}$$

$N_r$  por sua vez se refere ao SPT médio da camada localizada a um raio de profundidade do respectivo radier. Já  $K_1$  é um parâmetro que varia com a natureza do solo, de acordo com a seguinte tabela:

Tabela 9 - Parâmetro  $K_1$  para resistência última do radier.

Tipo de Solo	$K_1$
Areia	90
Silte arenoso	80
Silte argiloso	80

<b>Argila</b>	65
---------------	----

Considerar-se-á o solo, de maneira aproximada, a um silte argiloso, obtendo-se então para  $K_1$  o valor de 80.

Sabendo que o radier possui 32,37 metros de diâmetro, busca-se o  $N_{SPT}$  a 16 metros de profundidade. Consultando-se a Tabela 2, encontra-se o valor  $N_{SPT,16} = 16,3$  e assim, finalmente calcula-se:

$$p_{ur} = K_1 * N_{SPT,16} = 80 * 16,3 = 1304 \text{ kPa}$$

$B$  e  $L$  são, respectivamente, a menor e a maior dimensão do radier. Notando que o radier em análise é circular, as duas medidas correspondem ao diâmetro da placa, logo:

$$B = L = 32,37 \text{ m}$$

Obtém-se então o valor do momento último a ser resistido pelo solo:

$$M_m = \frac{p_{ur}BL^2}{8} = \frac{1304 * 32,37 * 32,37^2}{8} = 5528,6 \text{ MNm}$$

Procede-se então ao cálculo do momento último resistido pelo radier:

$$\frac{M_{ur}}{M_m} = \frac{27}{4} * \frac{V}{V_u} * \left[ 1 - \left( \frac{V}{V_u} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

Como se pode observar, o cálculo do momento último resistido pelo radier varia com a carga vertical última  $V_u$ , que por sua vez varia com o número de estacas, dessa maneira, esse parâmetro será calculado para todos os números de estacas sob análise:

Tabela 10 - Momento último do radier.

Número de estacas	Momento último do radier (MN.m)
<b>0</b>	3117,95
<b>48</b>	5523,49
<b>76</b>	5403,46

<b>96</b>	5200,32
<b>116</b>	4970,60
<b>140</b>	4693,24
<b>172</b>	4346,21

Considerando agora a contribuição das estacas, toma-se a seguinte expressão:

$$M_{up} \approx \sum_{i=1}^{n_p} P_{uui} |x_i|$$

Considerando a resistência a tração de estaca  $i$  ( $P_{uui}$ ) igual a 60% da resistência a compressão (VELLOSO; LOPES, 2016), têm-se  $P_{uui} = 394,84 \text{ kN}$ .

Na tabela a seguir, dispõe-se a contribuição das estacas para a resistência ao momento de acordo com o número de estacas.

Tabela 11 - Contribuição das estacas para o momento último.

<b>Número de Estacas</b>	<b>Contribuição das estacas para o momento último (MN.m)</b>
<b>48</b>	66,84
<b>76</b>	125,72
<b>96</b>	194,15
<b>116</b>	243,48
<b>140</b>	313,50
<b>172</b>	434,44

O momento último do radier estaqueado se dará então pela soma do momento último do radier com a contribuição das estacas. O resultado está disposto na tabela a seguir:

Tabela 12 - Momento último do radier estaqueado.

<b>Número de Estacas</b>	<b>Momento último do radier</b>	<b>Percentual de Ganho de</b>
--------------------------	---------------------------------	-------------------------------



	<b>estaqueado (MN.m)</b>	<b>Resistência com Adição das Estacas (%)</b>
<b>0</b>	3117,95	
<b>48</b>	5590,32	79,29
<b>76</b>	5529,18	77,33
<b>96</b>	5394,47	73,01
<b>116</b>	5214,08	67,23
<b>140</b>	5006,74	60,58
<b>172</b>	4780,65	53,33

#### 4.7 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA LATERAL

A capacidade de carga lateral de um radier estaqueado se dá pela soma das parcelas referentes à resistência da placa, o atrito de sua base e o empuxo passivo de sua lateral, somadas à resistência lateral promovidas pelas estacas.

Para o cálculo do atrito da base do radier com o solo, consideraremos a proposta de Terzaghi:

$$F_{at} = \tan(0,8 * \phi') * N_d$$

Em que:

$\phi'$  = ângulo de atrito na primeira camada;

$N_d$  = carga vertical total normal ao radier.

Teixeira (1996) propõe uma correlação entre o ângulo de atrito e o  $N_{SPT}$ :

$$\phi' = \sqrt{20N} + 15^\circ$$

Nesse caso, avaliar-se-á o SPT da primeira camada, pois é esta que está em contato com a placa. Na Tabela 2 é possível conferir que o  $N_{SPT}$  médio da primeira camada é 1,7. Portanto:

$$\phi' = \sqrt{20 * 1,7} + 15 \cong 21^\circ$$

Sabe-se que a carga total vertical no radier é de  $N_d = 34,314 \text{ MN}$  assim, obtém-se:

$$F_{at} = \tan(0,8 * 21) * 34,314 = 10,36 \text{ MN}$$

No que se refere ao empuxo passivo, utilizar-se-á a teoria de Rankine expressa nas seguintes equações:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)$$
$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p}$$

Em que:

$K_p$  = coeficiente de empuxo passivo;

$E_p$  = empuxo passivo;

$\gamma$  = peso específico natural do solo = 20 kN/m<sup>3</sup>;

$H$  = espessura do radier = 15 cm;

$c$  = coesão do solo.

Moraes (1976) afirma que a coesão do solo é metade de sua carga admissível, já a carga admissível pode ser obtida pela proposta de Hachich (1996):

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} \text{ MPa}$$

Logo:

$$c = \frac{\sigma_{adm}}{2} = \frac{N_{SPT}}{100} = \frac{1,7}{100} \text{ MPa} = 17 \text{ kPa}$$

Que é um valor bastante razoável e encontra-se dentro dos limites previstos na literatura.

Assim:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{21}{2}\right) = 2,12$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} = \frac{1}{2} 20 * 0,15^2 * 2,12 + 2 * 17 * 0,15 * \sqrt{2,12} = 7,90 \text{ kN}$$

Assim, a capacidade de carga lateral última do radier é:

$$Q_L = F_{at} + E_p = 10,367 \text{ MN}$$

Para se calcular a resistência lateral das estacas será utilizado o método proposto por Broms (1964). Poulos sugere que sejam feitas análises tanto para estacas curtas quanto para estacas longas, entretanto, a razão entre comprimento e diâmetro das estacas é de 58, o que afasta qualquer possibilidade de considera-las estacas curtas, dessa maneira, será feita a análise apenas para estacas longas e de topo fixo.

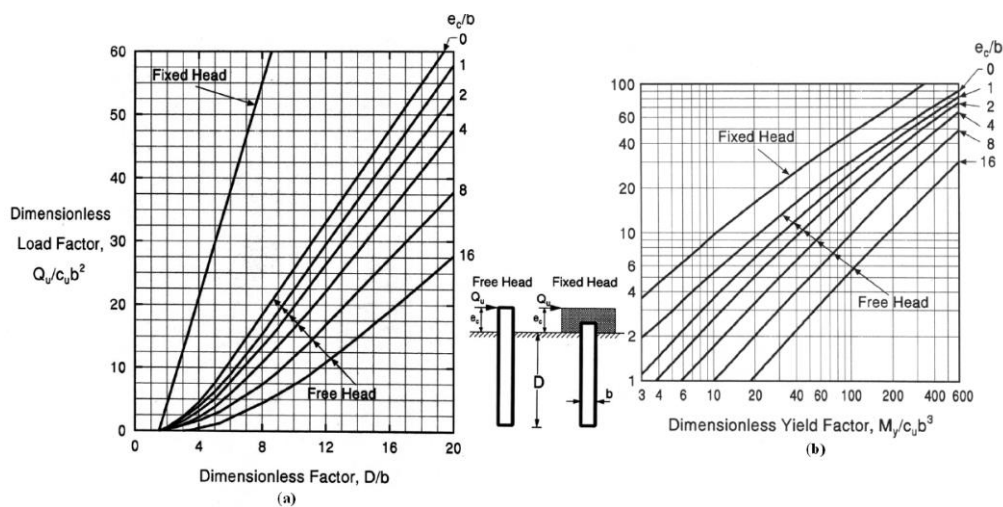


Figura 8 - Ábacos de Broms para cálculo da resistência lateral das estacas.

O ábaco de Broms referente a estacas longas tem como parâmetro de entrada o momento máximo estrutural suportado por cada estaca. Ribeiro (2011) disponibiliza em sua tese gráficos que correlacionam parâmetros geométricos e constitutivos de pilares e seus respectivos momentos máximos suportados, tais dados podem ser utilizados também em estacas, já que o funcionamento dos dois elementos é análogo.

Utilizando os dados expostos foi possível elaborar a seguinte tabela que relaciona o número de estacas com a capacidade de carga horizontal última de cada estaca e de todo o conjunto.

Tabela 13 - Carga horizontal última.

Número de Estacas	Carga Horizontal	Carga Horizontal	Carga Horizontal	Percentual de Ganho de Resistência com Adição
-------------------	------------------	------------------	------------------	---

	<b>Última Por Estaca (kN)</b>	<b>Última Total das Estacas (kN)</b>	<b>Última Total (kN)</b>	<b>das Estacas (%)</b>
<b>0</b>			10367,9	
<b>48</b>	303,51	14568,35	24936,25	40,51
<b>76</b>	370,95	28192,46	38560,36	171,92
<b>96</b>	377,70	36259,01	46626,91	249,72
<b>116</b>	590,15	68457,76	78825,66	560,29
<b>140</b>	607,01	84982,04	95349,94	719,66
<b>172</b>	607,01	104406,50	114774,4	907,02

## 5 CONCLUSÃO

O objetivo geral deste trabalho foi aprofundar-se na proposta de fundação em radier estaqueado para silo graneleiro, avaliando suas vantagens em relação ao radier tradicional principalmente no que se refere às suas capacidades resistivas.

Para se obter esses parâmetros, foram pesquisadas na literatura acadêmica propostas consolidadas de pesquisadores renomados para o cálculo das resistências últimas do radier estaqueado, dentre as quais foi escolhida o cálculo analítico de Poulos em 1980.

O método analítico de Poulos, embora simples, apresenta, com uma abordagem conservadora, linhas gerais de cálculos preliminares que são extremamente adequados e necessários para a orientação do projetista quando este passa a considerar a possibilidade de utilizar a alternativa de radier estaqueado.

Seus cálculos simples garantem agilidade sem abrir mão da segurança em uma primeira avaliação das capacidades resistentes da estrutura de fundação em radier estaqueado.

Análises mais aprofundadas que levem em conta principalmente as influências das interações solo-estaca, estaca-radier e radier-solo, por vezes demandam muito tempo e um esforço computacional e técnico os quais o engenheiro raramente dispõe nos estágios iniciais das obras, daí a relevância dos cálculos preliminares.

Ainda que o método utilizado neste trabalho não considere os impactos geralmente positivos da interação entre o radier e as estacas, foi possível observar um ganho de performance considerável em todos os parâmetros avaliados.

A capacidade de carga vertical de um radier estaqueado superou em quase três vezes a capacidade de um radier tradicional. Já no que se refere a capacidade de resistir a momento o ganho foi de 70%. E finalmente, a capacidade de carga lateral aumentou incríveis 900%.

Esses dados corroboram a tese de que a união entre elementos de natureza distintas, como no caso do radier e das estacas, tem impacto profundamente positivo nas capacidades resistentes das estruturas de fundação.

Toda uma análise mais aprofundada pode e deve ser feita a nível de projeto executivo. Nessa etapa do projeto, programas computacionais como GARP podem ser utilizados para aproximar os resultados obtidos da realidade, bem como prever a relação entre a carga e o recalque que eventualmente será experimentado pela estrutura.

Fica, neste trabalho, registrado o entendimento de que o engenheiro não deve se ater exclusivamente a modelos tradicionais de projeto, mas sempre inovar-se em suas habilidades, procurar alternativas e vencer desafios, na busca pela garantia das melhores soluções para os problemas enfrentados.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAKI, M. S. **Aspectos relacionados às propriedades de solos colapsíveis do Distrito Federal**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília, Brasília, 1997.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Buenos Aires, vol. 1, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

BADIALE, R. C.; SÁLES, J. J. **Reservatórios metálicos elevados para aplicação na indústria sucro-alcooleira**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, n. 13, 1990. 30 p.

BARDEN, L.; MCGOWN, A. & COLLINS, K. **The collapse mechanism in partly saturated soils**. Engineer Geology, v. 7, p 49 – 60. 1973.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5 ed. The McGraw-Hill Companies, Inc. Singapore. 1997.

BROMS, B. B. **Lateral resistance of piles in cohesive soils**. J. Soil Mech. Foundn Div, ASCE, 90, 2, p 27 – 63. 1964.

CASTILLO, D. J. A. **Uso da técnica de radier estaqueado para pequenos edifícios assentes sobre solo colapsível**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

CONCIANI, W. **Possíveis melhoramentos no projeto e construção de silos**. 2000. Tese (Mestrado). Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Brasília, Brasília.

CONCIANI, W.; SOARES, M. M. **Colapso do solo de fundação de um silo – estudo de caso**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. São Paulo. Colume 2, pg. 287 – 298. 1996.

CORDEIRO, S. G. F. **Formulações do Método dos Elementos de Contorno aplicadas à análise elástica e à fratura coesiva de estruturas compostas planas**.

Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

DECOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT**. Anais do 6º COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol. 1, p 45 – 53, 1978.

FORTES FILHO, J. **Uma introdução ao estudo dos silos**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1985.

LEE, I. K. **Foundations subject to moment**. Proc. 6th. Int. Conf. Soil Mech. Foundn Engng. Montreal, 2, p 108 – 112. 1965.

MANDOLINI, Alessandro. **Design of Piles Raft Foundations: Practice and Development**. In: VI International Seminar on Bored and Auger Piles. Bélgica. p 59 – 82. 2003.

MENEZES, R. S.; FRAGA, M. B. T. **Solos Colapsíveis**. Simpósio Sobre Solos Não Saturados, 2, Recife, p. 111 – 116. 1994.

MEYERHOF, G. G. **The bearing capacity of footings under eccentric and inclined loads**. Proc. 3º Int. Conf. Soil. Mech. Foundn Engng. 1, p 440 – 445. 1953.

POULOS, H. G; DAVIS, E. H. **Pile Foundations Analysis and Design**. John Wiley and Sons, New York, 397p.

POULOS, H. G. **Foundation Economy via Piled Raft Systems**. Keynote Paper of Pile Talk International '91. Kuala Lumpur. p 97 – 106.

POULOS, H. G. **Piled Raft Foundations: Design and Applications**. Géotecjnique, 51, No 2, p 95 – 113, 2001a.

POULOS, H. G.; SMALL J.C. & CHOW, H. **Piled Raft Foundations for Tall Buildings**. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 42 No. 2, June 2011, p. 78-84.

RIBEIRO, K. **Diagramas para verificação de pilares retangulares em concreto armado submetidos à flexão composta normal**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

REGINATTO, A. **Suelos Colapsibles: Prediction de La Susceptibilidad al Colapso**. Proc. 2nd Reunion Argentina Mec. Suelos Ing. Fundac., Cordoba, Vol. 1, p 1 – 7.



REIMBERT, M & A. **Silos: Teoria y Pratica**. Editorial Américalee SRL. Buenos Aires, 1979.

RODRIGUES, R. A. **A influência do esgoto doméstico como fluido de saturação no colapso de um solo arenoso**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2003.

SALES, M. M. **Análise do comportamento de sapatas estaqueadas**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

SCALABRIN, L. A. **Dimensionamento de silos metálicos para armazenagem de grãos**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

SULTAN, H. A. **Some Engineering Aspects of Collapsing Soils**. The University of Arizona, Tucson. 35p. 1971.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo, Anais... São Paulo, 1996. v. 1.

TORII, A. J. **Análise dinâmica de estruturas com o método dos elementos finitos generalizado**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

THORTON, S. I.; ARULANANDAN, K. **Collapsible Soils – State-of-the-art**. Highway Geology Symposium, vol. 26, p 205 – 219. 1975.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações**. 3 ed. São Paulo (SP): Oficina de Textos, 2016.